UN PASEO DESDE EL PASADO AL PRESENTE GEOTÉCNICO ESPAÑOL

Carlos S. Oteo Mazo
Prof. Dr. Ing. de C. C. y P.
Catedrático de Ing. del Terreno

A Isabel, hijos, hijos políticos y nietos, en recuerdo del pasado y en alusión al futuro que os queda por vivir

ÍNDICE

0. INTRODUCCIÓN 7
1. UN PANTALÁN EN CORUÑA 9
2. EL DIQUE SECO DE MATAGORDA 17
3. DE PUENTES: (1) RANDE Y LOS GRANITOS ALTERADOS 23
4. DE LA COMPACTACIÓN DE TIERRAS 27
5. DE PUENTES: (2) AYAMONTE 33
6. EL ROCÓDROMO DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE MADRID 37
7. LA PIEDRA DE DALÍ Y LA SIRENA VARADA 39
8. EL METRO DE SEVILLA 43
9. LA CUESTA DE LINARES 57
10. DE ANCLAJES Y PUNTALES 63
11. LA AVENIDA DE LA ILUSTRACIÓN 73
12. DE PILOTES 81
13. DE SOCAVONES 103
14. DE ARCILLAS EXPANSIVAS 115
15. DE TÚNELES URBANOS 131
16. SOBRE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 143
17. DE TÚNELES INTERURBANOS 161
18. SOBRE LOS TRATAMIENTOS DEL TERRENO 193
19. LAS LADERAS Y SU INCIDENCIA EN LAS INFRAESTRUCTURAS DEL TRANSPORTE 207
20. DE LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO, NUMÉRICOS Y EMPÍRICOS 223
21. DE OBRAS MARÍTIMAS 235
22. EL CEDEX Y OTROS ORGANISMOS DE INVESTIGACIÓN 251
23. DE PERITAJES EN TEMAS DE PATOLOGÍA 261
24. SOBRE LOS MATERIALES NO CONVENCIONALES 277
25. DE OBRAS HIDRÁULICAS 293
26. EPÍLOGO 309

0. INTRODUCCIÓN

El presente documento que el lector tiene entre sus manos o en la pantalla de un ordenador ha surgido por la recomendación de un amigo, en el sentido de recopilar diversas experiencias del pasado con un doble propósito:

- Dejar memoria de algunos acontecimientos de la Historia de la Geotecnia de los últimos cincuenta años, en que el autor de estas líneas ha participado (realmente son cuarenta y ocho, pero es más sencillo redondear).
- Mostrar las lecciones que fuimos aprendiendo en esa serie de casos, a fin de que puedan servir a los más jóvenes y aprendices, para que puedan adquirir experiencia de forma más rápida y, a veces, menos dolorosa.

Por eso, el autor ha ido "tirando" únicamente de la memoria, ya que no se trata de hacer un libro con referencias bibliográficas de detalle. Y, así, ha elaborado una serie de capítulos cortos, comentando el entorno geotécnico del problema, con ilustraciones hechas a mano alzada (por lo que pueden contener algún error, al basarse sólo en la memoria) salvo alguna excepción, a fin de explicar algunas cosas de forma más clara. Unas veces se trata de obras muy concretas (un puente, un dique seco…) y otras de temas (túneles, arcillas expansivas). En el último caso la experiencia es más general.

En cada caso, se ha procurado comentar el desarrollo del tema a lo largo de los años y, en casos concretos, los incidentes que rodearon su planteamiento y soluciones propuestas, soluciones finalmente adoptadas, alguna anécdota personal – inevitablemente – y qué aprendimos en cada uno de ellos. Generalmente, en cada caso que se comenta, hay un cierto aprendizaje, una toma o aumento de experiencia y una consecuencia, experiencia que continúa aumentando cuando seguimos interviniendo en problemas geotécnicos: Siempre se aprende algo nuevo, algún matiz o, simplemente, se comprueba que se cumplen reglas o recomendaciones – empíricas o teóricas – anteriormente establecidas.

Muchas veces no hemos dado el nombre concreto de la obra, sino sólo su situación aproximada, ni el nombre de todos los intervinientes. No se ha querido iniciar polémicas ni atacar a otros técnicos, lo cuáles – a veces – tenían que defender su organización, como lo hemos tenido que hacer los demás.

Lo de los cincuenta años de memoria parcial se refiere a que va a hacer, dentro de poco, cincuenta años que el autor conoció – como alumno – al Profesor Jiménez Salas, que le orientó hacia el futuro y le ayudó a formarse en el "Laboratorio del Transporte" (hoy de Geotecnia) del CEDEX y en su Cátedra de Geotecnia y Cimientos de la Escuela de Caminos de Madrid, donde tuvo la oportunidad de aprender de otros "maestros" geotécnicos (Santiago y Ángel Uriel, Alcibíades Serrano, etc.) y de sus compañeros de doctorado (César Sagaseta, Enrique Castillo, Carlos Faraco, etc.). Ellos y algunos más, profesores o no, (Carlos Lorente de Nó, Fernando Muzás, Arturo Canalda, Luis del Cañizo, Luis Torres, José Mª Sanz Saracho, etc.) le ayudaron a desarrollar su formación geotécnica y personal.

Por eso, muchas gracias a todos los que intervinieron en esa formación del autor y en los casos que aquí se describen. Y perdonen si lo escrito no refleja, a su juicio, exactamente la verdad de lo que sucedió. Lo que si debe quedar claro, es que la lección fue aprendida por nosotros y no siempre por todos los demás.

Quiero agradecer a Juan Carlos Llorens, de la Dirección de Ingeniería de Acciona, el consejo que me dio – refrendado por su hermano, el magnífico ingeniero Manolo Llorens y por mi doctoranda Azucena Botello – en el sentido de hacer un libro de este tipo, para que no se pierdan algunas experiencias y vivencias que hemos tenido en el pasado. En el fondo este libro es un poco imitación de los escritos por algunos ingenieros al llegar a cierta edad (como el magnífico ejemplo de Henry Petroski y su "La Ingeniería es humana", el de José Calavera, etc.).

Madrid, Diciembre, 2016 – Mayo 2017

1. UN PANTALÁN EN CORUÑA

El año 1970 se inició la construcción de un largo Pantalán en Coruña para Petroliber, a base de pilotes Raymond (cilíndricos y fabricados en longitudes de 6 m, uniendo los tramos con un pretensado por adherencia), hincados verticalmente hasta rechazo. Estos pilotes se hincaban desde una plataforma de grandes patas controladas por dos sistemas de gatos, lo que permitía introducir, por gravedad, esas patas en el terreno y, después, elevar la plataforma (la Big R) para hacer la hinca independiente de la marea y del oleaje. Fue necesario prolongar las patas para que tuvieran 40 m de longitud.

Los pilotes se fabricaban en Huelva, en una factoría de Dragados, y se transportaban a Coruña por ferrocarril, con una longitud máxima de 42 m. Los diámetros exteriores eran de 54 y 66 pulgadas. Esta solución fue ya una gran novedad frente a la de hinca de pilotes metálicos, inclinados en varias direcciones, propios de consultores tradicionales. Todo era excepcional: Los pilotes verticales, el azuche utilizado, la plataforma de hinca, etc.

El terreno estaba formado por sedimentos cuaternarios del Puerto de Coruña (unos 15 m de espesor) y el sustrato por unos esquistos de resistencia media. Para poder penetrar en esta roca el Prof. Jiménez Salas (la obra era de Dragados y Entrecanales) diseñó un azuche metálico que se unía al extremo de los pilotes y que permitía la introducción en roca, aunque, quizás, con los destrozos en ella mayores de lo previsto. La realidad era que, como los pilotes eran huecos y el azuche también, al atravesar el cuaternario se formaba una “bola” en la punta y el agua bajaba dentro de los pilotes (Fig. 1.1).

Como el Pantalán tenía que experimentar importantes acciones horizontales, que se transmitían a los pilotes (que tenían unos 10-12 m de calado, con lo que el momento flector era importante, lo que hacía que el tema fuera muy novedoso), el Proyectista (INTECSA) y el Constructor recomendaron el realizar unas pruebas de carga de campo, con pilotes similares a los reales (de Ø 36 y 54 pulgadas), hincados muy cerca del Pantalán. Esta labor recayó en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo del CEDEX. El Prof. Jiménez Salas (Director del Laboratorio y de mi tesis doctoral, que trataba de ese tema) designó al que suscribe para ir a Coruña y realizar (con dos laborantes expertos, Juan Aguilera y Rafael Moreda) esas pruebas de carga.

Por supuesto, la experiencia en obra del autor de estas páginas era menos que mínima (acabó el año 69) y tuvo que aprender a toda velocidad, dado que tenía que "compartir" temas con grandes ingenieros muy expertos, como Jacinto Pellón†, Ovidio Varela, Manuel Romana, Enrique Pérez Gómez, Carlos Martínez de Albornoz, etc. De hecho, el primer día que conocí a "los de Dragados", allí, en obra, me hicieron – durante una hora – preguntas sobre el tema y otras cosas. Al acabar, les pregunté si había "pasado el examen", a lo que me contestaron con risas. Fue un magnífico comienzo, a pesar de su juventud (23 años). De hecho, en una reunión posterior con mucha gente, presidida por el Director de la Obra, éste preguntó: "¿Cuándo viene ese Oteo del Laboratorio del Transporte?". Y el que suscribe contestó que era él, con lo que recibió una mirada de enorme sorpresa y, probablemente, de mucha duda. Con el tiempo le aceptaron y acabó todo muy bien.

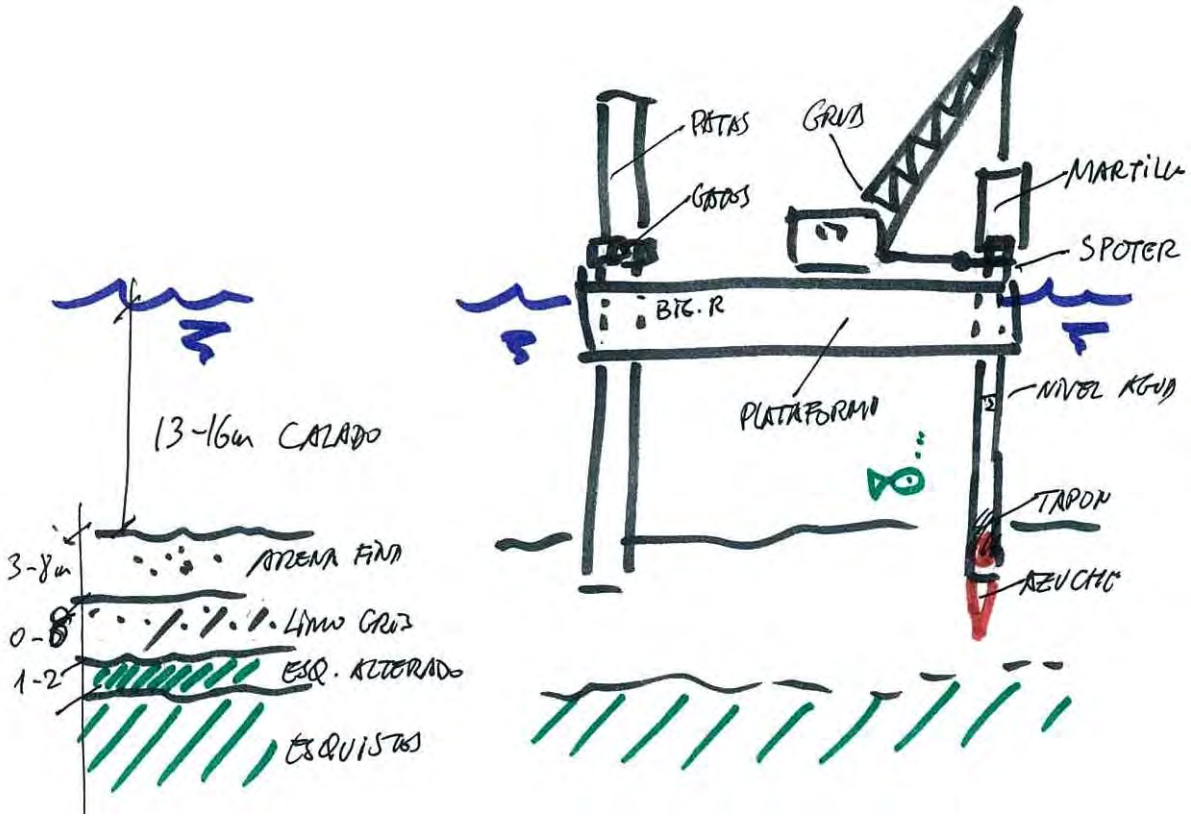

Fig. 1.1. Terreno en la zona del Pantalán e hinca

Bueno, acabó muy bien pero estuvimos a punto de tener algún serio accidente:

a) Como los 3 pilotes de cada prueba se hincaban en el puerto (dos se unían con una viga deslizante dentro de la que se colocaba el gato que aplicaba la carga y el tercero servía de referencia, Fig. 1.2), una vez estuvimos a punto de ahogarnos, ya que subió la marea y no venía la barca auxiliar para retirarnos. Al final llegó, con el agua (helada) por las rodillas, casi pasándonos la quilla por encima.

b) En otra ocasión, el gato hidráulico, en carga, saltó por mal apoyo y me pasó entre las piernas… sin más problema que un gran susto.

c) Otra vez, al meternos dentro de un pilote (horizontal sobre una barcaza, para pegar unos strain-gages en su interior) hubo un golpe de mar y casi nos quedamos sin cabeza, al pasar de una barca al pilote… Las pruebas de carga – y más en el mar – siempre tienen serios peligros, como en el Lago Maracaibo, en que se rompió una plataforma de sobrecarga y mató a una docena de personas que observaban la prueba.

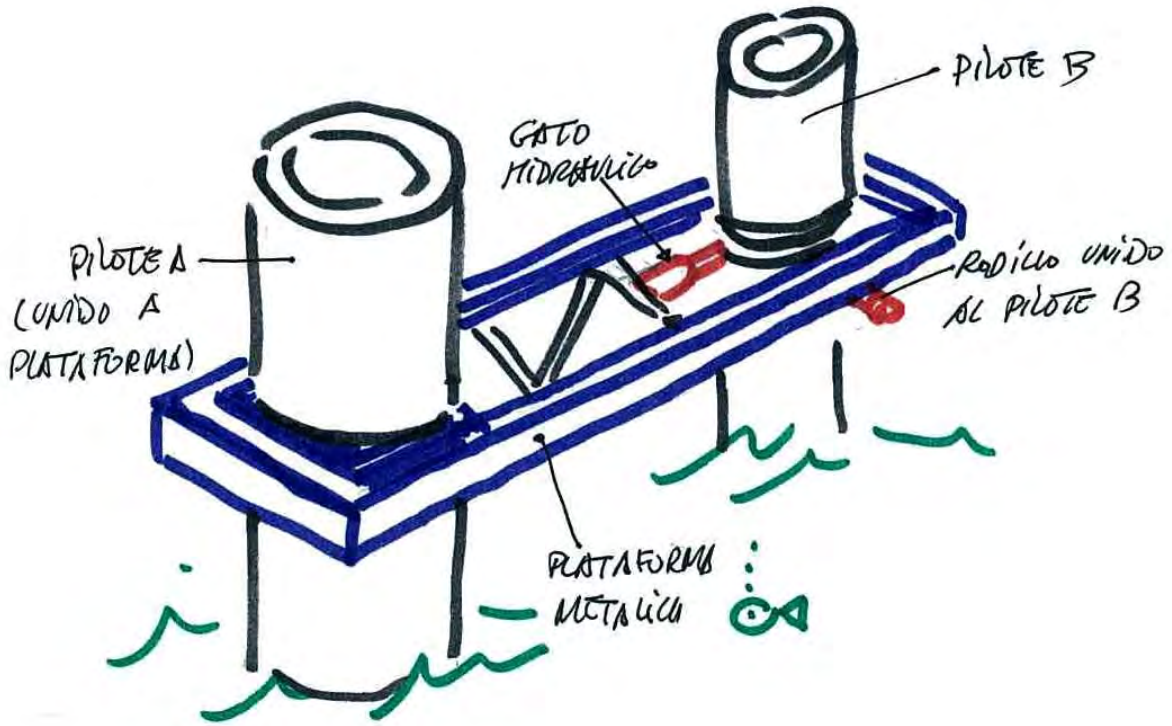

Fig. 1.2. Esquema de las pruebas de carga horizontal

Esta obra fue singular por todos los conceptos:

- Por lo medios utilizados (la plataforma de patas móviles, el gran martillo de casi 100 Tm).
- El control de hinca por el número de golpes o "rechazo", deducido de la aplicación de la ecuación de la onda.
- El diámetro de los pilotes (hasta 66 pulgadas, con 12 cm de espesor).
- Las pruebas de carga "in situ", etc.

Quizás en esta obra (junto con la del Dique Seco de Matagorda) es donde el autor de estas páginas más aprendió:

- El comprobar la existencia de una gran obra con un estudio y preparación de los medios muy adecuados.
- Lo que es una hinca de pilotes de verdad, con martillos de 90 T, con control del golpeo cada 25 cm, a lo largo de todo el proceso, las dificultades de manejo de esos pilotes, lo que es la rotura de un pilote de este tipo, etc.
- El planteamiento del Contratista de acelerar la obra para acabar lo antes posible y recibir un "premio" de la Propiedad por poder usar el Pantalán para atraque antes de lo previsto.
- El incorporar los Duques de Alba a la propia estructura, con pilotes verticales, trabajando a flexión (Fig. 1.3). Por cierto le contamos – sobre ellos – una historia un poco tremebunda a un periodista, como broma (y otra, más verosímil). Al día siguiente solo recogió la "tremebunda" y la publicó, lo que le enseña a uno a tener cuidado con la información que se facilita a la prensa no especializada.
- El apoyo constante de la parte técnica en el desarrollo de la obra.
- El intervenir en el re-proyecto final, a partir de la interpretación de las pruebas de carga y con los programas de ordenador que habíamos desarrollado para nuestra Tesis Doctoral, apoyando al Prof. Jiménez Salas.
- El conocer las obras marítimas y comprender que su "tempo" no tiene nada que ver con las terrestres.

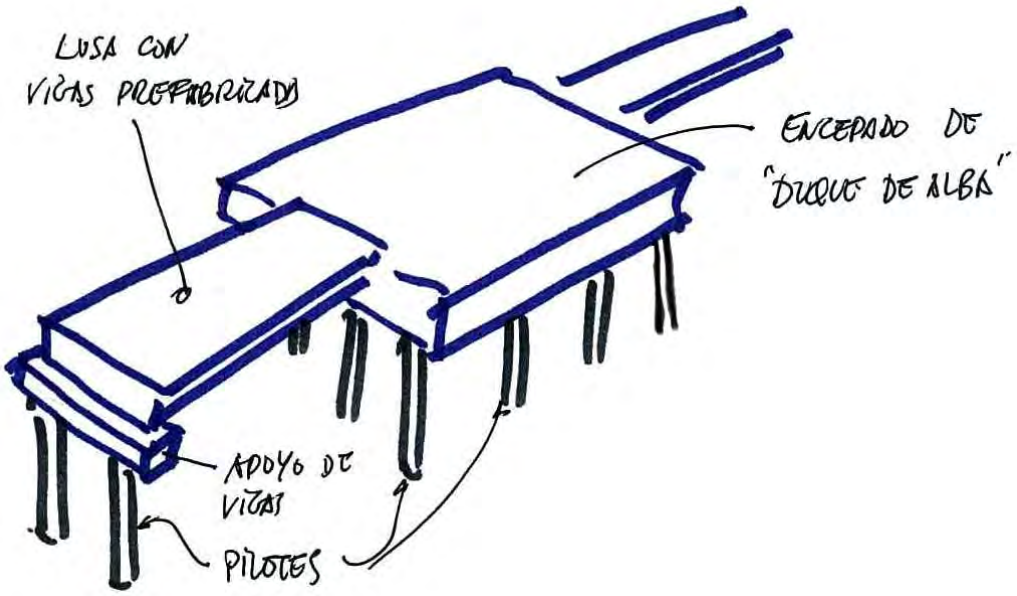

Fig. 1.3. Esquema del Pantalán

- El poder darse cuenta de que los ciclos de carga alternativa "agotaban" al terreno situado alrededor del pilote, con lo que la cota del "empotramiento equivalente" frente a las cargas horizontales en cabeza bajaba (como un 50% al menos). Esto pudimos corroborarlo, después, con ensayos en modelo reducido para la Tesis Doctoral del autor de estas páginas.

- El darse cuenta, realmente, de los problemas de medida que tiene una prueba de carga en el mar. Al tercer pilote, hincado como referencia, se le unía (con un hilo de invar, dotado con un extensómetro mecánico de apreciación la centésima de milímetro, tal como solían hacerse las pruebas de carga en tierra) a los otros dos, para conocer el movimiento absoluto de cada pilote. En cuanto montamos el sistema nos dimos cuenta que no valía: La oscilación del mar (pilotes en voladizo) hacía que los índices de los extensómetros mecánicos se volvieran "locos" y la medida era imposible (o bien, tenía que inventarse). Cambiamos el sistema por la colocación de una regla de acero inoxidable (alemana), unida a un pilote de ensayo, con un índice unido al otro que recibía carga. La "inoxidabilidad" duró uno o dos días, por lo que acabamos sustituyendo la regla por un "metro de carpintero". Quizás tenía cierto error, pero dado que llegamos a separar los pilotes del orden de 100 cm, el error podía estar en el 1-2%, lo que – ya pensamos, entonces – que no tenía ninguna importancia.

- El tratar – cosa que no había hecho hasta entonces – con trabajadores de todos los niveles y aprender – a pesar de la juventud – a ganarse su respeto, tratándoles a todos con un respeto siempre grande, e intentando aprender de todos, principalmente de los laborantes que me habían acompañado, de los que aprendí "trucos" diversos en el montaje de estas pruebas de carga. Ellos extrapolaron la suya, ya que nunca habían hecho pruebas en el mar. Aún recuerdo el uso del "suavizador" cuando alguna instalación se resistía: Un buen golpe de martillo "suavizaba" casi cualquier encaje. Además aprendí que, en estos casos, estas sólo con tu equipo y tienes que resolver los problema hacia arriba, hacia abajo y hacia el centro. Eso es lo que, al final, se espera de uno.
- Después de las pruebas, el que suscribe pasó a interpretarlas con los estudios que estaba desarrollando para su Tesis Doctoral. Con ello "se taró" el terreno y luego se aplicó un programa de ordenador para el cálculo de grupos de pilotes con carga horizontal, teniendo en cuenta la interacción entre los pilotes. Con ello se conseguía prever el desplazamiento de esos grupos y se limitaba, por razones de orden práctico, según indicaciones del Prof. Jiménez Salas.

Como detalle curioso, recuerdo que una tarde, al volver de las pruebas, tuve que pasar por una cabría del Puerto en que varios marineros estaban de rodillas frente a un dibujo en el suelo. Eran dos calles de doble dirección que se cruzaban perpendicularmente. Por ellas, a igual distancia del centro del cruce llegaban cuatro automóviles con igual velocidad. No había semáforo. ¿Cuál tenía preferencia? (Fig. 1.4). Esa pregunta me la hicieron, al mismo tiempo que todos señalaban a algún coche. Comprendí que no podía quedarme a discutir (me habían dicho eso de… "usted que es ingeniero") y pregunté:" ¿Quién viene del Norte? Bueno, no sé si es desde el Norte o hacia el Norte" A continuación me levanté y me marché. Al día siguiente, me empezaron a llamar "Don Carlos" (a pesar de mi juventud) y me ofrecieron salir a pescar en alguna lancha. Todavía no sé cuál es la solución (animo a que si estas líneas las lee alguna persona me indique la solución). Pero lo importante fue lo que hice (me salió de forma impensable) y no lo que dije en concreto. No me imagino a cada conductor consultando una brújula. Pero, para un marino, el Norte siempre es el Norte, como para el personaje del Capitán Hatteras de Julio Verne ("Los ingleses en el Polo Norte").

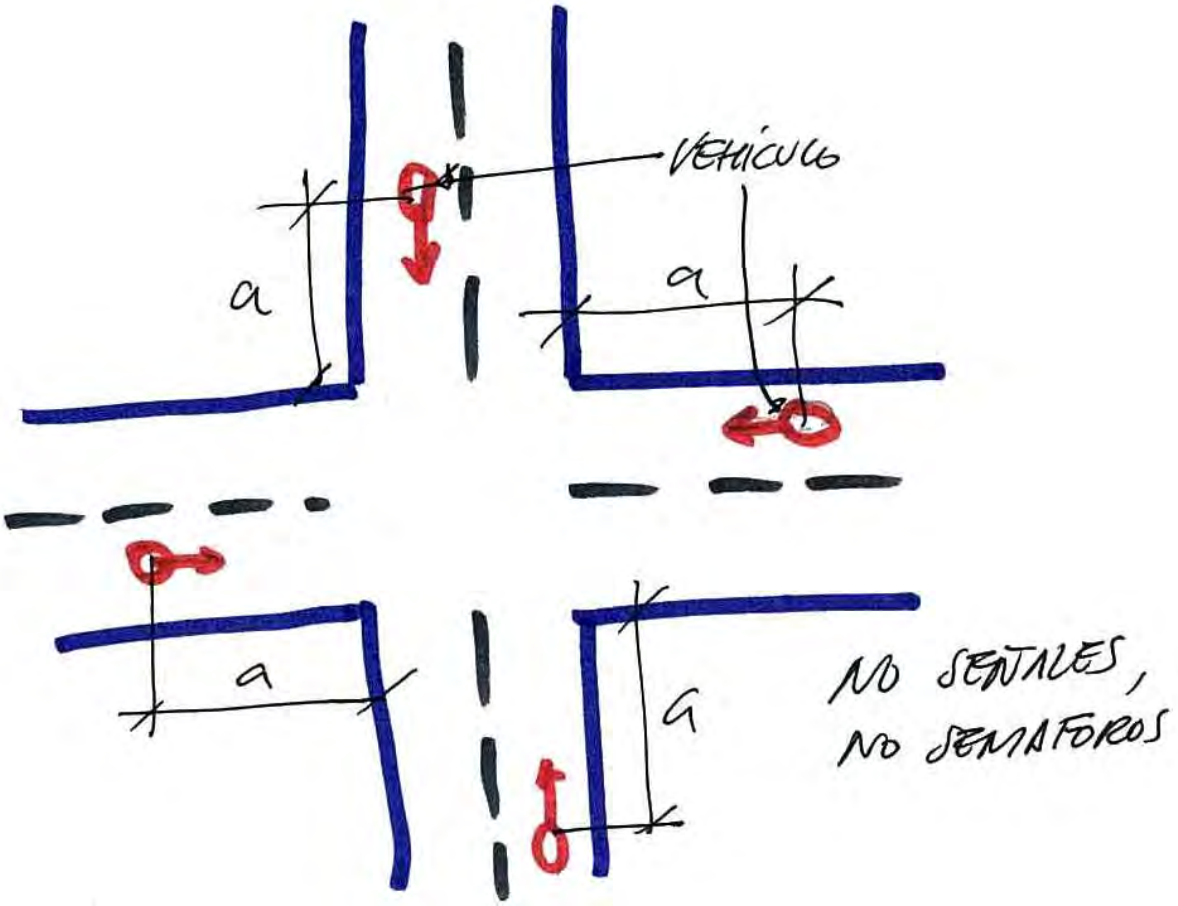

Fig. 1.4. Problema planteado en la Pontona del Puerto

2. EL DIQUE SECO DE MATAGORDA

El Proyecto y construcción del Dique Seco de Matagorda (Cádiz) para buques de un millón de toneladas – o proyecto NABAC – fue un hito de la Ingeniería Civil (descontada la parte de Ingeniería Naval) en los años 70-75 del siglo XX. Fue una obra con un coste del orden de tres mil millones de pesetas, que podría equivaler, hoy día, fácilmente a unos 500 millones de euros. Para la época era una obra absolutamente excepcional. Además, se adjudicó con un contrato "Llave en mano", dejando aparte posibles "órdenes de cambio" por parte de la Propiedad (Astilleros Españoles, S. A.).

En esta obra intervinieron muchos y buenos geotécnicos:

- En primer lugar, el estudio Geotécnico básico para el concurso de licitación, fue dirigido por los Profesores Jiménez Salas † y Uriel Romero † e incluía desde los ensayos más convencionales (sondeos, penetraciones dinámicas, etc.), hasta terraplenes experimentales de prueba, tiro horizontal entre dos módulos de pantalla, etc.
- En el concurso participaron diversos geotécnicos (Prof. de Justo con el autor de estas páginas, colaborando con Agromán, Prof. Romana con Dragados, etc.). Por cierto, el Gran Geotécnico le contó al que suscribe que se le pidió presupuesto para hacer ese Estudio Geotécnico y que él pidió un millón de pesetas (que, entonces, era una cifra importante). Le contestaron que era mucho y que ello se debía a que iba dirigido a la obra de un Dique Seco, con gran presupuesto. Que pensara que podía ser para cualquier tipo de obra. A lo que el Gran Geotécnico contestó: ¡No. Precisamente el presupuesto es para esa obra concreta. Si fuera para cualquier obra, tendría que estudiar todos los casos posibles y el presupuesto sería mayor".
- Una vez adjudicada la obra y el desarrollo de detalle del Proyecto a una U.T.E. formada por Dragados, Entrecanales, Auxini y Efycsa, el apoyo geotécnico corrió a cargo de Ángel Uriel † y del autor de estas páginas, lo que le sirvió para aprender de todo. En algún tema especial intervinieron Alcibíades Serrano y César Sagaseta. Jiménez Salas, como asesor de Entrecanales intervenía como consultor especial durante la obra.

En este Dique hubo que resolver muchos problemas:

a) Magnitud de asiento y el tiempo de consolidación de zonas con sobrecargas superficiales (para lo que valieron los datos del terraplén de ensayo). Al excavar el dique pudimos comprobar por qué la velocidad de asiento mucho mayor que la derivada de los ensayos de muestras en laboratorio. La presencia de finas capas de arena y limo entre la arcilla permitía un drenaje vertical más rápido. Hoy día, siempre buscamos esta alternancia, aunque ahora puede deducirse de ensayos con piezoconos y de disipación durante su hinca.

b) Empujes sobre las pantallas de cierre (ver esquema de la Fig. 2.1), para lo que se contó con ensayos de tiro horizontal de un módulo de pantalla. De todas formas aprendimos, rápidamente, que el empuje del agua (cuyo nivel alcanzaba casi la superficie del terreno en marea alta) es el que predomina en estos casos, con lo que puede admitirse un cierto error en la evaluación de los empujes efectivos del terreno. La presencia de mucha arcilla obligó a diseñar un sistema de drenaje en el trasdós de las pantallas, a efectos de eliminar los empujes de agua, cuando se hiciera el rebajamiento del nivel freático para la construcción del dique. Ello permitió instalar una sola fila de anclajes en la cabeza de las pantallas, las cuales debían introducirse en el Plioceno (roca ostionera), típica de Cádiz (Fig. 2.1).

c) Los efectos de la hinca de pilotes (tipo Raymond, cilíndricos y pretensados, para el muelle de armamento) se notó claramente al cambiar de martillo, lo que obligaba a reconsiderar los empotramientos en el Plioceno, de cara a resistir cargas horizontales de frenado y viento de las grúas apoyadas en ellos, etc.

La eliminación de empujes del agua en el trasdós de las pantallas ancladas (que sólo eran un sistema de contención provisional para la excavación del recinto destinado al Dique Seco) se hizo con drenes o pilotes de arena, construidos mediante la hinca de un tubo metálico que se rellenaba de arena y se retiraba, lo que dio muy buen resultado.

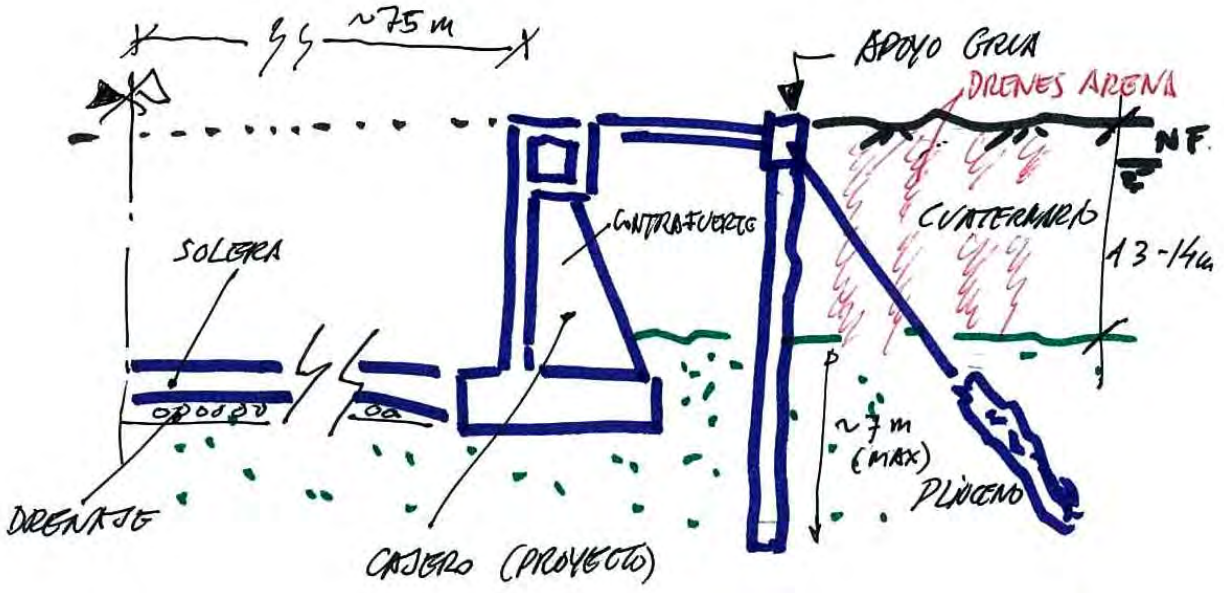

Fig. 2.1. Esquema del Proyecto del Dique Seco de Matagorda (Cádiz)

El cajero del Dique se diseñó – Javier Ruiz Alcaín, de Entrecanales – según el esquema de la Fig. 2.1. Era similar al proyectado en algún otro dique en construcción y/o explotación. Consistía en un muro en T invertida, con una cabeza grande para llevar tuberías e instalaciones. O sea, "muy de libro", difícil y lento de construir. En pleno proceso de excavación del recinto del dique llegó la noticia de que se habían caído unos 150 m de cajero del Dique de Lisnave (Portugal), similar al proyectado. Se declaró una alarma general y se volvió a reconsiderar ese diseño tan teórico, pasándose al también incluido en la Fig. 2.2: Una solución de muro escalonado de hormigón en masa, con mayor volumen de hormigón, pero con plazo de ejecución menor, coste algo inferior, y, sobre todo, que parecía que no tenía riesgo. En efecto, el diseño inicial era muy sensible a:

a) Problemas locales entre contrafuertes.

b) A la disposición de la armadura en contrafuertes y alma del muro.

c) La rapidez de ejecución, etc. El nuevo diseño era "más feo" y menos ingenieril en sección transversal (según la opinión de alguno de los técnicos de la U.T.E) pero aquí aprendimos que el "espectador" sólo vería la cara externa (intradós) del muro y que no podía distinguir una solución de "cálculo elaborado" de otra más "sencilla y basta". Una cosa intentamos que quedara clara al cambiar el diseño: La seguridad frente al deslizamiento y hundimiento del muro podía ser la misma (cosa que no

todos comprendieron), ya que depende de la resultante de peso y de su posición (que, conjuntamente llevaban a una situación similar al nivel del apoyo del muro) y del esfuerzo rasante a ese nivel (prácticamente el mismo, en ambos casos). Otra cosa es el coeficiente de seguridad estructural, que es el que, aquí, estaba en cuestión.

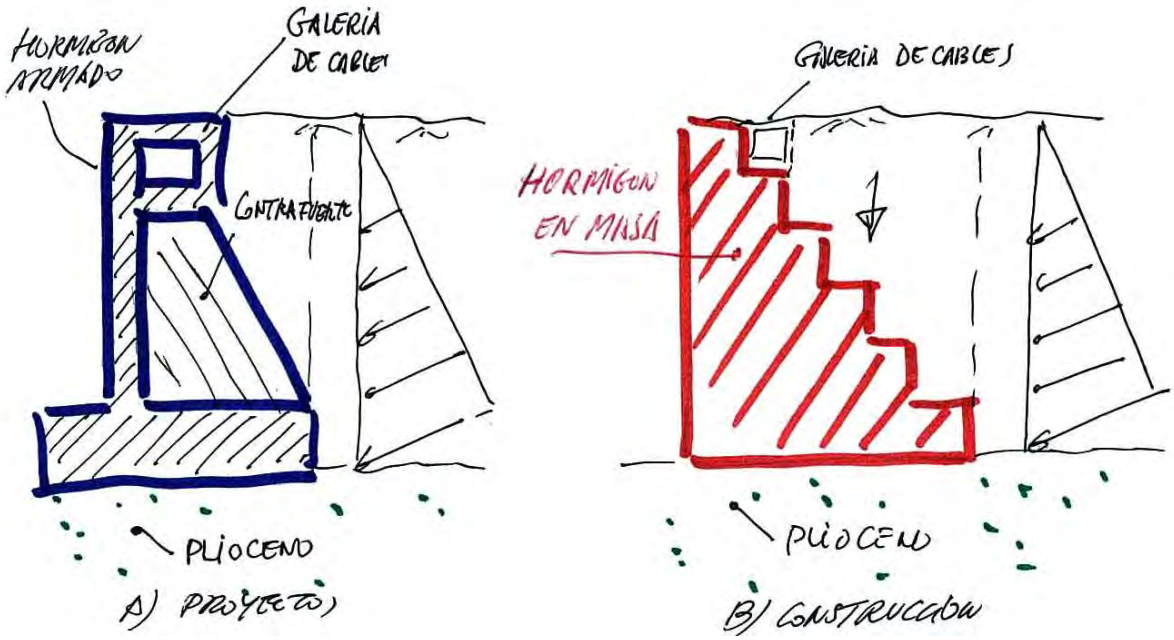

Fig. 2.2. Solución inicial y final para el cajero del Dique Seco de Matagorda

Un punto muy importante fue el propio rebajamiento del nivel freático para realizar la excavación; a base de pozos semiprofundos que afectaban al cuaternario (con unos 12-15 m de espesor) y, sobre todo, al Plioceno, formado por un material areno-limoso cementado, con ostiones y huecos de considerable tamaño (algún tubo natural de Ø 50-100 cm). En esta tarea aprendimos la importancia de establecer el grado de anisotropía en la permeabilidad, ya que cambiaba los caudales y, sobre todo, las subpresiones teóricas sobre los cajeros y la losa de fondo del Dique. En aquella época las redes de filtración las dibujamos "a mano", con diferentes anisotropías y fue necesario considerar diferentes valores, a su vez, de la permeabilidad media, según la zona del Dique a considerar (lo que no es extraño, ya que lo surcaba una paleovaguada que aumentaba el espesor del Cuaternario). Fue imprescindible la colaboración con Moretrench Inc., empresa norteamericana especializada en esos temas, a fin de interpretar los numerosos ensayos de bombeo e inyección que se llevaron a cabo, con lo

que se consiguió sectorizar debidamente todo el perímetro del Dique. Al final, hubo zonas en que fue necesario realizar inyecciones de bentonita-cemento para disminuir la permeabilidad media.

Otro punto interesante fue el rediseño de las pantallas ancladas ya citadas. El nuevo diseño lo hicimos con un programa de ordenador novedoso (el PANTA, que me había dejado el Prof. Castillo Ron al marcharse a hacer el doctorado en USA.) y que tenía en cuenta la interacción terreno-pantalla (con sistema similar al hoy utilizado por el Código RIDO). Como no era un programa comercial, cada vez que se hacían hipótesis diferentes, el autor de estas líneas tenía que entrar en alguna subrutina del programa y cambiar las instrucciones del mismo. Así se reproducían hechos como el de subir o bajar el nivel del agua, aumentar la excavación prevista, reproducir el problema de que en la draga que excavaba el Dique tuvieron la concurrencia de amarrarse a las cabezas de los anclajes y tirar de ellos, etc. Además, para aquilatar el coste de las pantallas, dado que se comprobó que el nivel del Plioceno no era constante (las previsiones iniciales hicieron que las jaulas de armaduras sobresaliesen o no alcanzasen el fondo en algunos casos), se hicieron sondeos a destroza cada 20 m del perímetro del dique (unos 1300 m de contorno), a fin de fijar diversos perfiles geotécnicos tipo y diseñar las armaduras lo más estrictamente posible (recuérdese que era una obra “llave en mano”).

Por cierto, parte de estas pantallas se ejecutaron con una hidrofresa algo primitiva: La “Tone” que tardó en ser puesta a punto, pero que luego funcionó bien. La presencia de sales marinas obligó a usar sepiolita en vez de bentonita y, por supuesto, en las zonas de carrera de marea se produjeron muchos hundimientos en los bataches de excavación de las pantallas, lo cual obligó a que se rellenaran de mortero, quedando así unas pantallas “embarazadas”, al excavar el interior del Dique.

Un aspecto importante para el autor de estas líneas es lo que aprendió en esta obra, tanto del punto de vista teórico-práctico, como desde el punto de vista ingenieril y humano. Por ejemplo, con respecto al muelle de armamento, que se sitúa lateralmente a la entrada (o salida) del Dique, se estuvieron analizando varias soluciones. Al final se llegó a que se hiciera un muelle de bloques. Esa misma tarde se nos encargó justificar la solución, determinar asientos, estabilidad, etc., para lo que tuvimos que desarrollar un análisis teórico con líneas características para determinar la capacidad portante de una capa superficial sobre un sistema

bicapa, lo que no venía en los libros. Cuando lo hicimos y enseñamos a los gerentes de la U.T.E, se me indicó que debería justificarse – ahora – que la solución no valía y que debían utilizarse pilotes pretensados hincados… Y vuelta a justificar.

Otra cosa que aprendió es que un consultor no sólo debe resolver problemas, sino convencer a la autoridad o propiedad correspondiente que tiene ese problema. Por ejemplo, surgió el tema del rozamiento negativo que podía afectar a los pilotes al rebajar el nivel freático. La primera dificultad fue la de intentar convencer que eso del "rozamiento negativo" era una realidad y que había que tenerlo en cuenta (unos 15 m de cuaternario podían "colgarse" de los pilotes al rebajar el nivel freático). El que suscribe se encontró con el desacuerdo de alguno de los técnicos "importantes" de la U.T.E que negó "la mayor". No existe. Aportó datos, publicaciones, etc. Pero…, nada. Afortunadamente, hubo una reunión con el Prof. Jiménez Salas para tratar algunos temas y, entre ellos, éste. El Profesor dijo que, por supuesto, había que tenerlo en cuenta y dio una pequeña conferencia sobre el tema, con lo que el que suscribe ganó en prestigio (no por parte del que se había opuesto, por cierto). Para eso, desarrolló un método de cálculo que, hoy, puede verse en el "Geotecnia y Cimientos III" y que se aplicó ya en el diseño de esos pilotes de Matagorda.

También aprendió observando, ya que, entonces, lo de la instrumentación estaba… en el limbo. Entre otras cosas, provisionalmente, en la zona del Barco-Puerta, se dejó un talud de terreno sin excavar, como cierre provisional del recinto del Dique, ya que era muy arcilloso. Se calculó el talud y así se excavó; pero, poco a poco fue tendiéndose solo hasta llegar a 1(V):8(H), aproximadamente, que viene a ser el talud adecuado al ángulo de rozamiento residual de un suelo arcilloso saturado y con presión de agua en su trasdós.

Por último indicaremos lo bueno que fue trabajar con ingenieros de diversas especialidades y diversas edades. Como, por ejemplo, con el gran Emilio Alonso, Gerente al cargo de la obra, y con Demetrio Ullastres, entonces jefe de Producción, encargado, entre otros temas, del control del rebajamiento del nivel freático, y con muchos más ingenieros de Entrecanales, Auxini y Dragados, etc., como los de Proyectos especiales (capitaneados por Jacinto Pellón). Y, por supuesto, con el malogrado y excepcional Ángel Uriel. Aprendimos de lo del "rollo" de las reuniones, lo de los intereses de cada empresa de la U.T.E., lo de que se comía bien durante las visitas a obra (p. e., en la Venta Millán y en la Venta de El Chato), etc.

3. DE PUENTES: (1) RANDE Y LOS GRANITOS ALTERADOS

El autor de estas páginas se inclinó a estudiar Ingeniero de Caminos pensando en los puentes, en esas estructuras de gran luz que parecen sostenerse en el aire. Luego le fascinó la Geotecnia y solo ha intervenido en las cimentaciones de puentes, unos grandes y otros pequeños, con dificultades y problemas varios.

Empezaremos refiriéndonos al Puente de Rande (años 70), que con unos 402 m de luz central, fue record europeo y, quizás, mundial en aquella época. El papel que nos tocó desempeñar fue, junto con el Prof. Rodríguez Ortiz, ser ayudantes de Jiménez Salas en el Comité que se formó en el Ministerio de Obras Públicas, para juzgar el concurso de proyecto y construcción que se convocó para la ejecución del puente sobre el Estrecho de Rande (Vigo), incluidas las defensas frente a la navegación ("Duques de Alba" o "dolphins" independientes de los pilonos del Puente). La experiencia reciente, en aquel momento, del puente sobre el Lago Maracaibo, cuyo vano central se vino abajo, al chocar un barco contra una pila, indujo a diseñar estas defensas apartadas del propio puente. (Luego, ya en obra, se permitió incorporarlos a las pilas del puente, por razones económicas, dadas las dificultades de hincar pilotes).

Tuvimos que estudiar todos los proyectos presentados, que incluían proyectistas de prestigio internacional: El Profesor Miranda de Italia, el Prof. Del Pozo, etc. Todo ello supuso el aprender a estudiar dicho proyectos, a criticarlos debidamente y a tener en cuenta tres cosas principales:

a) Los principios básicos de diseño.

b) La caracterización geotécnica del entorno, es decir los valores de los parámetros a utilizar, la estratigrafía supuesta y el modelo de cálculo.

c) Y la posibilidad de construir lo proyectado.

Estos tres aspectos son fundamentales y son la "salsa" del problema geotécnico.

Aprendimos una cosa importante: La caracterización geotécnica debía provenir de una campaña de reconocimiento adecuada. El fondo del Estrecho de Rande estaba compuesto por unos sedimentos cuaternarios (3-4 m) que se habían depositado sobre rocas ígneas. Según los sondeos el espesor de roca alterada (y excavable) era importante y la roca más o menos sana aparecía a unos 10-12 m por debajo de los sedimentos cuaternarios.

Con ese esquema, todas las soluciones – más o menos – diseñaban pilotes “in situ” que, atravesado el cuaternario flojo y la roca alterada, iban introduciéndose o “empotrándose” en la roca más o menos sana. Para las defensas había versión de cajones de gravedad, pero, en general, eran pilotes metálicos con un encepado y la defensa energética en su cabeza.

El Proyecto adjudicado (del Prof. del Pozo), con solución atirantada y tablero de hormigón (según creo recordar) tenía esos pilotes “in situ”, de gran diámetro. Cuando se inició la construcción, el Contratista (CMZ) se trajo un equipo alemán de perforación a flote, con el procedimiento de cabeza rotatoria y eliminación del “detritus” por circulación inversa. Mientras, se fueron preparando las camisas metálicas perdidas para todos los pilotes (del orden de 40 en cada pilono, ya que éstos transmitían cargas verticales del orden de un total de 30.000-45.000 toneladas.

En seguida se presentaron dificultades de perforación. La roca alterada (la que diríamos, hoy día, de grado de meteorización VI-IV) no tenía apenas espesor (1-3 m), con lo que el espesor del terreno de perforación relativamente viable era de unos 6-7 m (incluido el cuaternario). Con eso, introduciendo en la roca buena una corta longitud del pilote (del orden de 1 m) no había longitud suficiente frente a cargas horizontales. Se hizo un pilote, con muchas dificultades, como testigo del fracaso del reconocimiento geotécnico que dio como roca alterada una roca bastante sana (grados de meteorización II-III), al emplear un sistema de perforación inadecuado, no controlar parámetros de perforación, inadecuada testificación, etc. (Fig. 3.1).

Hubo que hacer un reconocimiento adicional, en que el Profesor Melis (entonces de CMZ) bajó al fondo del Estrecho con botellas de oxígeno.

Al comprobar el poco espesor de terreno excavable, se cambió la solución de cimentación a una gran zapata conformada por la colocación de las tuberías metálicas de los pilotes (introducidas en el terreno lo que se podía) y sujetas por cables. Se excavó bajo el agua el terreno flojo y se hizo un hormigonado sumergido de las zapatas para los pilonos. Como la superficie del terreno estaba inclinada, estas zapatas-cajón no podían resistir el empuje horizontal actuante. Para conseguirlo se dejaron tubos en la zapata que permitieron perforar (a destroza, martillo de fondo y widia) unos taladros, de manera que se podían introducir tubos metálicos que – inyectándolos – quedaban “empotrados” en la roca y en la zapata (Fig. 3.2). Estos pasadores fueron diseñados por el que suscribe estas páginas, utilizando los métodos de

cálculo deducidos de su tesis doctoral. Con este sistema se pudieron erigir los pilonos y completar el puente.

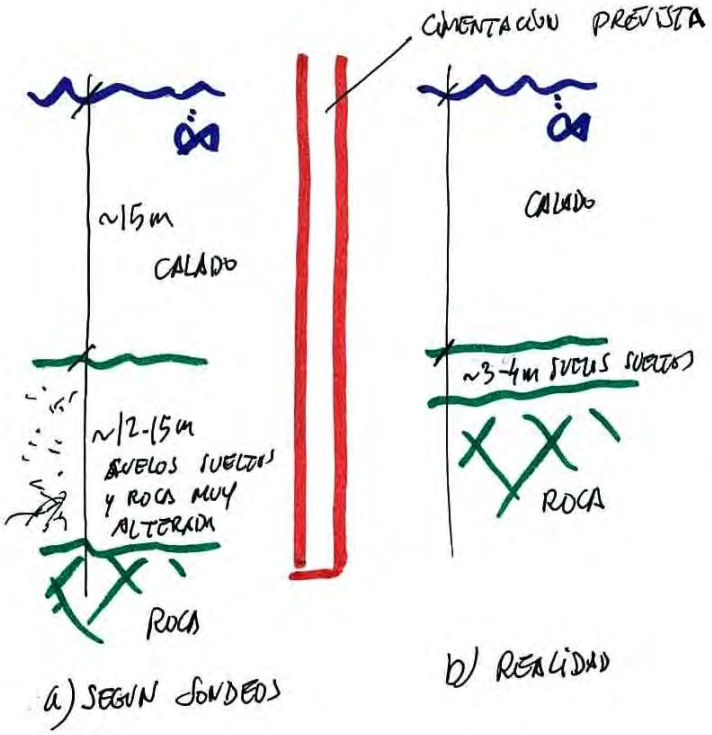

Fig. 3.1. El terreno en el Estrecho de Rande

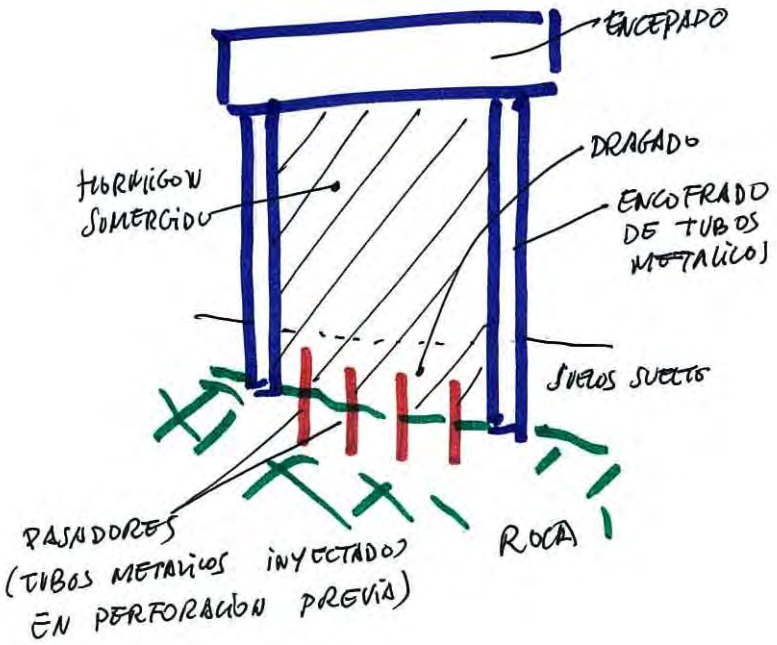

Fig. 3.2. Solución adoptada

Por cierto, al final, las defensas a la navegación se incorporaron a los pilonos, dado el importante costo que suponían al no poder realizar los pilotes previstos. Y, además, el record no duró muchos años, aunque sigue siendo una obra excepcional.

¿Qué lección aprendimos en este caso? Varias: Como poder ejecutar pilotes con la técnica de circulación inversa (la utilizada también por las hidrofresas); el que no siempre la solución de pilotaje es la adecuada; las dificultades de ejecución en un medio marino (lo es el del Estrecho de Rande, con importantes corrientes que han impuesto la condición de espesores de depósitos cuaternarios de poca entidad) y, sobre todo, el problema de caracterizar adecuadamente las rocas y su grado de alteración-meteorización. Este aspecto sigue siendo vital a la hora de introducir cimentaciones profundas en rocas. Muchas veces se considera que los pilotes deben alargarse hasta llegar a rocas de grado de meteorización II. Sin embargo los grados IV-III pueden ser suficiente apoyo de calidad, sobre todo si se toma la precaución de inyectar la punta para que no exista excesivo “detritus” de la perforación. Por eso una testificación de calidad y un registro de parámetros son imprescindibles en estos casos y no basta describir unos testigos en cajas que pueden indicar que toda la roca es un “jabre” o una arena algo densa (incluso con un testigo bastante lavado). Recordamos una discusión de este tipo en una fábrica de combustibles nucleares en la provincia de Salamanca, en que también se dio como granitos muy alterados (apenas un testigo de algo de arena) un espesor de unos 25 m de “roca”. La recomendación de algunos técnicos ante esta información fue de eliminar ese “recubrimiento de roca alterada” para cimentar bien la fábrica (una nave con muchos pilares, con cargas algo elevadas, del orden de 600 T). Nuestra recomendación – contraria a esa postura – fue el de hacer unas calicatas amplias con retroexcavadora para comprobar la “dureza” del granito “muy alterado” y hacer placas de carga en su interior. Desde el momento de la excavación, sin más que escuchar el chirrido de las uñas de la retro en contacto con el terreno, ya pudo comprobarse la calidad geotécnica del granito (en una sólo se pudo excavar del orden de 1 m y en otras dos unos 3 m). Las placas de carga, además dieron módulos de deformación elevados y cargas de hundimiento sobradas para diseñar zapatas superficiales.

4. DE LA COMPACTACIÓN DE TIERRAS

Contaba Jiménez Salas que el tema del concepto de compactación podía ser – en teoría – antiguo pero que su aplicación era relativamente reciente y ligada a las primeras presas de materiales sueltos en España. Concretamente, a la Presa de La Sotonera, en que él intervino después de diversos problemas, caso en que no sólo hay que compactar sino seleccionar los materiales con gran cuidado. De hecho, las recomendaciones y clasificación de Casagrande para el Cuerpo de Ingenieros del Ejército norteamericano están elaboradas hacia 1936, pensando ya que podía haber una guerra en el Pacífico y haría falta realizar, rápidamente, pistas de aterrizaje de aviones no muy pesados, con materiales distintos a lo largo de las Islas de dicho Océano.

Pero, seguía diciendo Jiménez Salas, la primera obra no hidráulica con control de compactación fue llevada a cabo en la Nacional II, en la – entonces – salida de Madrid. Hoy podemos decir que son los muros que existen franqueando la Autovía y por encima de los cuales pasa la calle Arturo Soria (que parecen más propios de un cementerio que de una autovía). Allí se empleó el concepto de control derivado del ensayo desarrollado por R.D. Proctor, realizando ensayos de referencia en laboratorio y, luego, comprobando en obra la densidad seca “in situ”. Entonces a la humedad no se le daba ninguna importancia; ni siquiera se hacía referencia a ella.

Este control fue desarrollándose sobre todo al llegar el Plan Redia. Y, luego, en las primeras Autopistas, aunque, en algún caso (a finales de los 70 o principios de los 80) oímos en una conferencia en el Colegio de Caminos, como un técnico de una importantísima empresa constructora indicaba que sí era necesario compactar bien y controlar mejor, pero sólo en los 3 m por debajo de la calzada. Del resto… De hecho en algún caso de Autopista de Peaje del Norte de España, con esta idea, se permitía introducir tocones de árboles en el núcleo del terraplén, pensando que no tenía importancia el tema y que, además, los troncos eran “duros”.

Por aquella época intervinimos en las patologías de un chalet unifamiliar en la Urbanización Cotos de Monterrey, en la carretera de Madrid a Burgos, en que el inmueble se fisuró de manera importante (ni siquiera se podían abrir las puertas), antes de ser ocupado. Como el propietario había pedido a la Dirección de Obra que trajera bastante materia vegetal para tener un buen jardín, se recubrió toda la parcela con ese material, que tenía materia orgánica,

troncos de árboles y sus hojas, etc. Encima se construyeron las zapatas corridas del chalet y, así, se produjeron asientos muy grandes y muy irregulares que originaron la patología mencionada. Se nos comentó, por parte de algunos técnicos que intervinieron en la construcción, que a ellos nadie les había dicho que ese material era compresible y que se había pasado unos camiones por encima. El asunto acabó en juicio y los seguros de la Dirección de Obra se hicieron cargo del tema (reconstrucción del chalet).

Pero no mucho después, ya muy avanzados los ochenta, nos tocó defender a la Propiedad (Organismo Oficial de una Autoridad Autonómica en el centro de la Península Ibérica) en una gran obra de urbanización para una ciudad de más de cien mil habitantes, con zonas destinadas a viviendas, equipamientos, iglesias, etc. Entre las obras que se hicieron dentro del Plan Parcial, se desmontaron algunas colinas y se rellenaron vaguadas, siguiendo solo criterios de orden estético y funcional. Así, la primera industria especial que debería asentarse en una de estas áreas modificadas topográficamente, se encontró que, al hacer varios ensayos de penetración dinámica, se detectó un importante espesor de rellenos flojos, que obligaron a ejecutar cimentaciones profundas.

En una reunión se discutió sobre el tema (el nuevo propietario indicaba que le hubiera sido más económico hacer él el relleno, compactado debidamente). Los ensayos que aportaron sobre la densidad del relleno indicaron que el grado de compactación era del orden de 75-78%. Esa cifra sería bastante elevada si fuera la densidad relativa del terreno arenoso, pero era la relación entre la densidad seca aparente del relleno y la densidad seca óptima del ensayo Proctor. Por ello, el grado de compactación pudo calificarse de “muy bajo” a “nulo” (quizás habría pasado por encima un camión una o dos veces). El autor de estas líneas no sabía cómo defender a la Propiedad. Es el momento en que deseas estar en otra parte del mundo. Pero el tema se arregló administrativamente, al comunicar el Gerente de la Propiedad que en el contrato firmado por el nuevo propietario solo se indicaba que se haría un relleno y no en qué condiciones. El tema se arregló así, pero lo malo es que los que habían dirigido la obra pensaban que el grado de compactación del relleno (recordamos que era del 78%) era alto. Tuvimos, después de la reunión, que aclararles el concepto.

Pero ya se habían hecho otros rellenos importantes y al final de esa década tuvimos que intervenir en otra zona (una parcela de 500×150 m), con otro problema similar. En esta parcela se había hecho un estudio geotécnico, sin tener en cuenta la obra realizada, con lo que los sondeos y penetrómetros se repartieron en la superficie de 75.000 m^2 sin ningún criterio especial. Los espesores de relleno (según los penetros) sólo alcanzaban, como máximo, los 3 m de profundidad. Por ello, se distribuyó la ocupación de la parcela desde un punto de vista urbanístico, dejando una parte para viviendas unifamiliares, otra para equipamiento y otra para edificios de 5-6 plantas. Cuando empezaron las obras intervinimos en ellas – ayudado por Juan Perelli –, del lado de la Dirección de Obra – el arquitecto Carlos Ferrán y sus colaboradores – y lo primero que hicimos fue estudiar los planos topográficos de la zona de unos años antes, poniendo de manifiesto que la parcela estaba surcada por los cauces de tres arroyos con nombre propio (uno, recuerdo, era el de La Calavera). Bastaba ver diferencias de cotas entre los planos de ese momento y los de unos diez años antes, para comprobar que el espesor de relleno, en algunas zonas, llegaba a los 15 m, precisamente en la zona de viviendas unifamiliares. Ello supuso un encarecimiento importante de las mismas, ya que no fue posible cambiar, en ese momento, el Plan Parcial de la parcela.

Algo después, volvimos a tener un problema con los rellenos poco controlados en esa misma Actuación Urbanística, ya que se construyó una laguna artificial sobre rellenos. En este caso hubo ya algún control de compactación, pero sólo en las tongadas superiores, con lo que la "arena de miga" empleada quedaba floja, deformable y "colapsable" en la mayor parte del relleno. Al llenar la laguna de agua, las filtraciones originaron el colapso del relleno, con su consiguiente asentamiento, que dio lugar a rotura en la lámina impermeable que se colocó bajo la propia laguna y, finalmente, a movimientos indeseables en los muros prefabricados que constituían los cajeros de la laguna, al estar apoyados también en los rellenos. Hubo que recalzar estos cajeros, levantar el fondo de la laguna, recompactar, remover la lámina, etc.

A estos "líos" hay que añadir otros debidos a solo considerar el grado de compactación (densidades), sin tener en cuenta la humedad de puesta en obra. Si hay muy poca agua, el terreno puede tener una densidad seca aparente algo elevada y ser potencialmente colapsable, al tener una humedad muy baja respecto a la humedad óptima del ensayo de laboratorio de referencia (Proctor, Harvard, etc.). Pero también no es bueno añadir mucha agua, ya que,

entonces, la energía del compactador se va al agua y el terreno sufre deformaciones bajo el tractor, sin cambios de volumen, lo que suele denominarse como “colchoneo” (Fig. 4.1), que es tan malo como lo otro.

Debe tenerse en cuenta que la compactación supone la aplicación de ciclos de carga sobre el terreno, en tal número que se consiga rigidizar su comportamiento (aumento del contenido de partículas sólidas por unidad de volumen). En eso se basa el control con ensayos de placa de carga (Fig. 4.2).

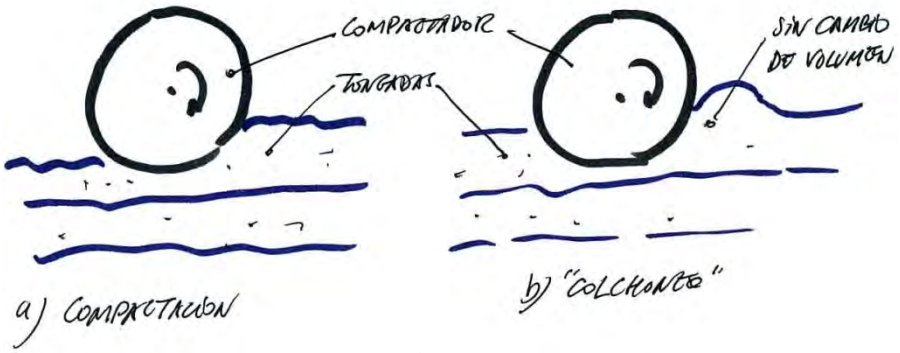

Fig. 4.1. Compactación y “colchoneo” por exceso de humedad

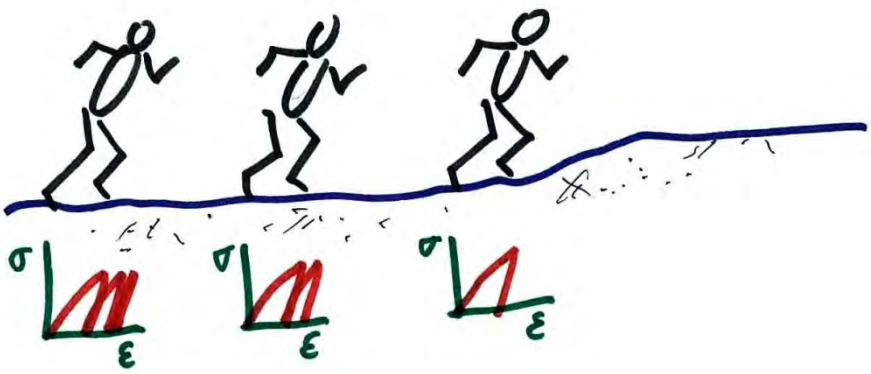

Fig. 4.2. Compactación por aplicación de varios ciclos de carga y rigidización del terreno (pasadas del compactador)

También hay que tener en cuenta que no basta un rulo liso y/o vibratorio. En los materiales arcillosos esos compactadores tienen poco efecto y hay que utilizar los llamados compactadores tipo “pata de cabra”, que con sus resaltes fraccionan la arcilla y aumentan su densidad aparente. En arcillas algo expansivas conviene compactar con este tipo de rodillo y con humedad del orden de la óptima (±1%, por ejemplo), para que no puedan producirse

fenómenos de hinchamiento porque se introduzca agua en el terraplén. Con esa filosofía hemos realizado importantes terraplenes en Autovías andaluzas, en el Parque Tecnológico de Málaga, en el conjunto comercial de Ikea en Jerez, etc.

Debido a estos "accidentes" dirigimos, en los 80, una Tesis Doctoral (la del Prof. Espinace, de la Universidad de Valparaíso) sobre la influencia de la compactación en las propiedades geotécnicas de la "arena de miga", de la que sacamos interesantes conclusiones (Fig. 4.3).

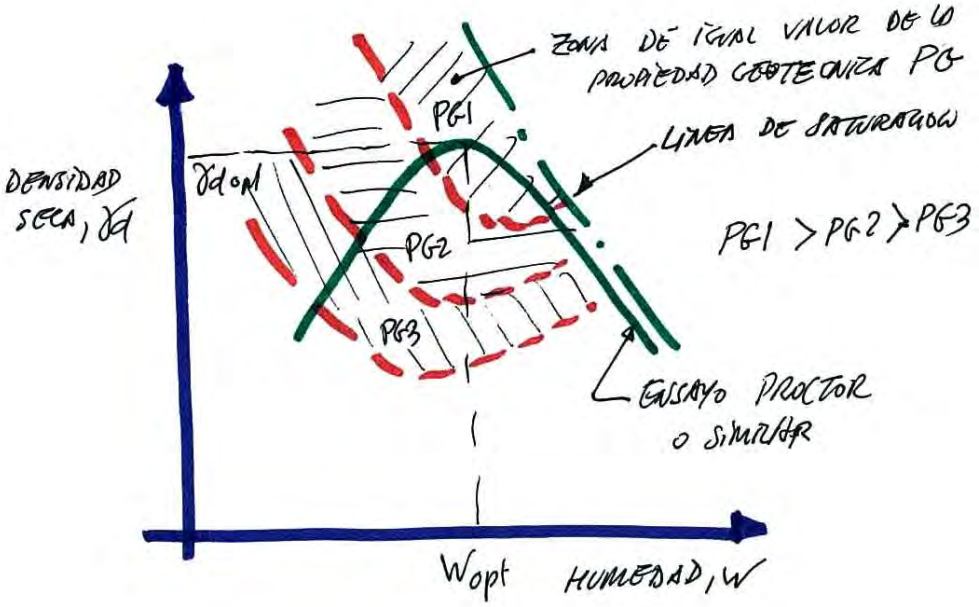

Fig. 4.3. Resultados de los ensayos de la Tesis Doctoral del Prof. Espinace

Es decir, hemos aprendido todos estos detalles de la compactación a partir de los conceptos básicos de la Mecánica del Suelo (densidades aparentes, ensayos de identificación, ensayos de compactación etc.) y, por eso, introdujimos en el Pliego de Prescripciones Técnicas PG-3 del Ministerio de Fomento el criterio de control de compactación basado en la densidad aparente y la humedad correspondiente (en base a lo concluido en la Tesis del Prof. Espinace, Fig. 4.4), aunque no siempre vemos que se aplique bien dicho criterio. Lo del grado de compactación sólo basado en la densidad aparente sigue, a pesar de todo, utilizándose, tal como hemos visto hace pocos años en un gran relleno para un centro comercial en Toledo. En ese Pliego de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento colaboraron un gran número de ingenieros expertos en estos temas: V. Escario, J. A. Hinojosa, J. Santamaría, F. Román, E. Dapena, Mª D. Cancela y un largo etc.

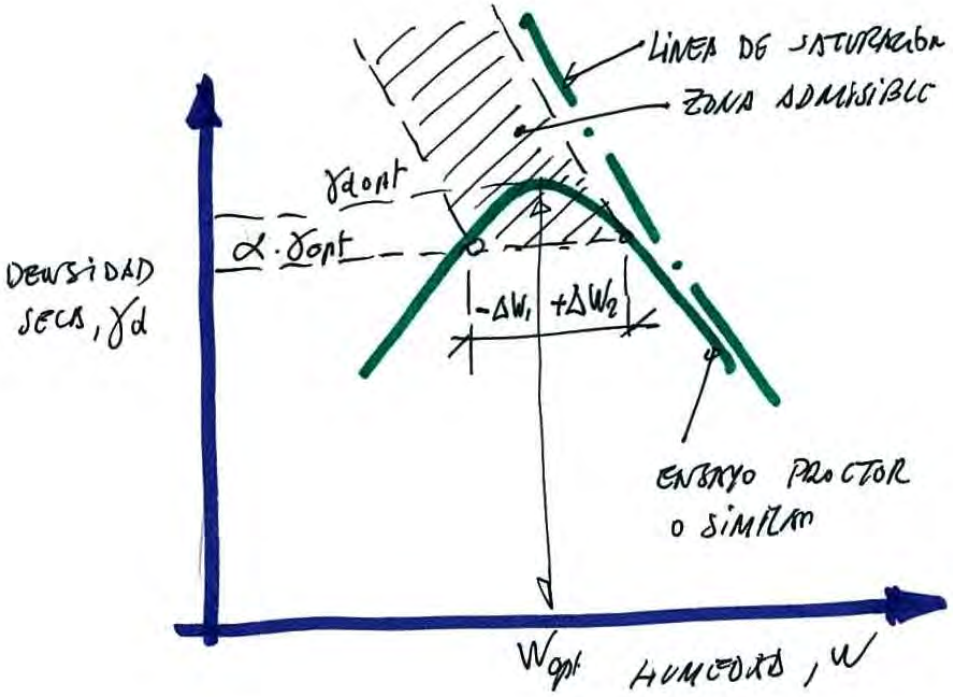

Fig. 4.4. Criterio de compactación del PG-3 (Ministerio de Fomento de España)

Otra lección aprendida es que los Planes Parciales y Anteproyectos deben contemplar no sólo la topografía sino los condicionantes geológico-geotécnicos. Con la Cartografía Histórica pueden obtenerse muy buenos resultados. Y así fue, cuando se hizo la Planificación del Reacondicionamiento del Barrio de Tetuán de Madrid. El equipo de arquitectos confió en nosotros y, para ello, estudiamos los planos disponibles de esa zona de Madrid: Desde el de los bombardeos de la artillería francesa de Napoleón (1808) hasta los planos de los años 70-80. Aunque no es fácil y necesita una cierta compresión geomorfológica, dedujimos las situaciones de vaguadas antiguas y el espesor de rellenos en toda el área. Los estudios posteriores nos indicaron que el error era del orden de 1 m, lo que, para estas cuestiones, es totalmente admisible. Hemos utilizado esta metodología posteriormente, por ejemplo, en la Línea 1 del Metro de Madrid (Vallecas) y en Metrosur, para localizar pozos antiguos de riego en la zona de Alcorcón, etc.

Hoy día se emplean corrientemente los ensayos de “huella” y de placa de carga (dos ciclos) para controlar la compactación. Sobre éste último tema, remitimos al lector al Capítulo 24 (SOBRE LOS MATERIALES NO CONVENCIONALES)

5. DE PUENTES: (2) AYAMONTE

El puente Internacional sobre el Río Guadiana en Ayamonte y Castro Marín es una elegante estructura atirantada cuya concepción final se hizo en la oficina de CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.A. Pero, mucho antes, dado que era un puente hispano-portugués, se decidió que el Proyectista fuera el Prof. Edgardo Cardoso, muy conocido en Portugal y sus antiguas colonias, constituyéndose una comisión de técnicos de los Ministerios de Fomento de ambos países. Asesorar a dicha comisión, del lado español, le correspondió al autor de estas páginas, en su época del CEDEX, junto con José A. Hinojosa.

Hubo muchas discusiones sobre la tipología del puente y sobre su ubicación, con diferentes soluciones para la estructura y la cimentación. Recuerdo que, dada la experiencia personal del Proyectista en África y Asia, las primeras soluciones de cimentación fueron a base de cajones indios, con excavación en su base con ayuda de aire comprimido para que no entrara el agua. El Guadiana, en esa zona, tiene poco calado (5-8 m), pero un gran espesor de sedimentos cuaternarios (20-40 m) sobre una roca generalmente esquistosa (grauwacas, pizarras, etc., (Fig. 5.1). En la vega del Río hay una falla que separa estos materiales (lado portugués) de otros calcáreos (lado español). Ello explica que las famosas gambas de Huelva sean blancas y las portuguesas (muy próximas) sean rojizas (sedimentos de ese color, debido a la erosión de esquistos oxidados).

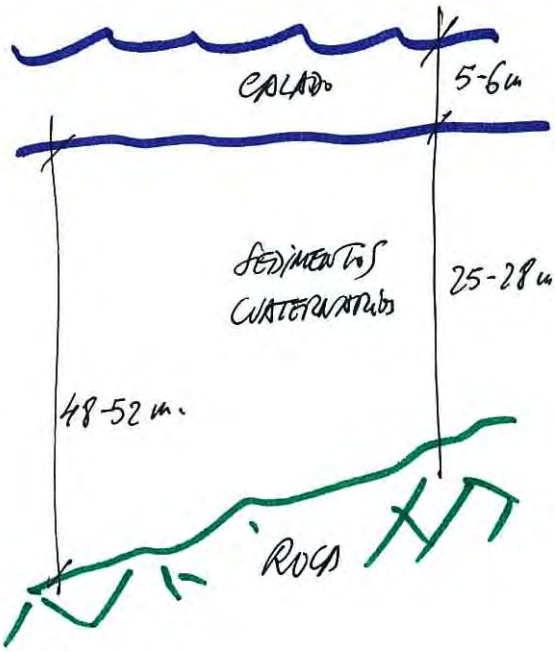

Fig. 5.1. El terreno de la zona del Puente de Ayamonte

La hinca de cajones, en estas condiciones, se juzgó inviable por el lado español, dada su profundidad, el riesgo de utilización del aire comprimido, el poco tiempo que podían pasar los operarios en esas condiciones, etc. Ya existía el reglamento español sobre estos trabajos, el cual – con lógica – ha llevado a utilizar otras técnicas en cimentaciones.

También hubo discusiones sobre el empleo de pilotes de pequeño diámetro "in situ" (riesgo de corte, tubería perdida, etc.) y de pilotes hincados, también de pequeña anchura, en gran número e inclinados (con el riesgo de rotura si, en un terremoto, asentaban los sedimentos). Al final sacamos adelante la solución de pilotes "in situ" de gran diámetro, con inyección en punta, para comprobar la calidad del apoyo.

Los dos pilonos centrales se apoyaron en roca a unos 35 y 50 m de profundidad, respectivamente, dada la inclinación del sustrato, debido a la falla antes citada, erosionada por el río a lo largo de los siglos. Aquí también hubo sus discusiones sobre la calidad de la roca ("empotramiento"), pero de diferente entidad que en el Estrecho de Rande (Fig. 5.2)

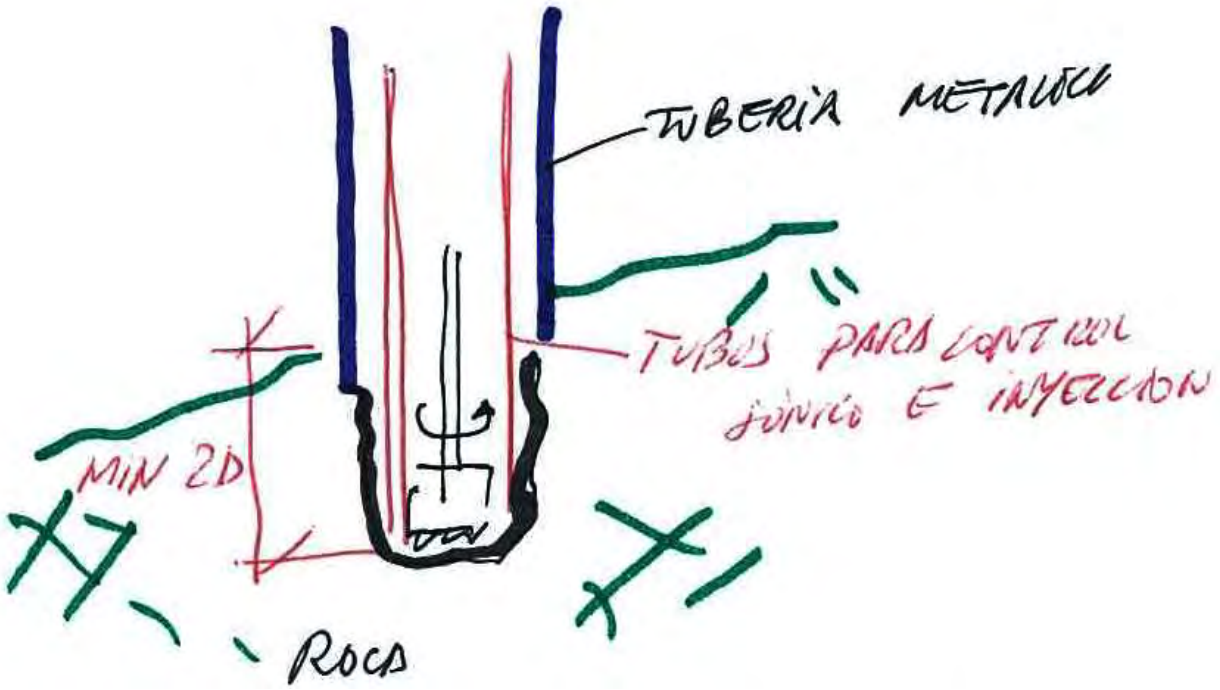

Fig. 5.2. Empotramiento de los pilotes en el sustrato

Todas estas discusiones hacen que uno “afine” el cerebro, ya que hay que estudiar cada solución, presentar sus ventajas e inconvenientes con, incluso, alguna evaluación numérica y con los condicionantes constructivos por bandera. En esta y otras obras debe prevalecer el definir la solución constructiva, antes que ponerse a calcular, teniendo en cuenta los medios de que puede disponer un contratista capaz de hacer una obra de este tipo. Además, ya que hay diferencias de criterios, hay que tener “mano izquierda”.

También fue importante lo del aprendizaje sobre las gambas.

Otra cosa –técnica – que aprendimos en este puente es a hacer un análisis dinámico, bastante real, de la cimentación. Generalmente los análisis estructurales suponen que hay una carga horizontal “extra” en el tablero – debida al sismo – ya que éste avanza respecto a la cabeza de los pilotes y éstas respecto al resto de la cimentación. Se supone un empotramiento a cierta profundidad de los pilotes y se calculan los máximos momentos flectores que actuarán en la cabeza de los pilotes y (con diferente signo) algo más abajo (Fig. 5.3). Esta hipótesis corresponde a un determinado modo de vibración del conjunto estructura-cimentación. Pero el sismo no viene del cuaternario sino de la roca del sustrato y hay otra forma de vibración que es la que corresponde a que las puntas de los pilotes se mueven más que la cabeza de los mismos (Fig. 5.4). Con esta hipótesis, los momentos flectores máximos están en la mitad inferior de los pilotes y son del orden de magnitud de los calculados para la otra forma de vibración. Por eso, en estos casos, no puede eliminarse ni disminuirse la armadura de los pilotes en su mitad inferior, tal como querían el consultor estructural y el contratista. Esta es otra lección que aprendimos, con ayuda de “nuestra gente” del laboratorio de Geotecnia del CEDEX (Antonio Santos y José Manuel Martínez Santamaría).

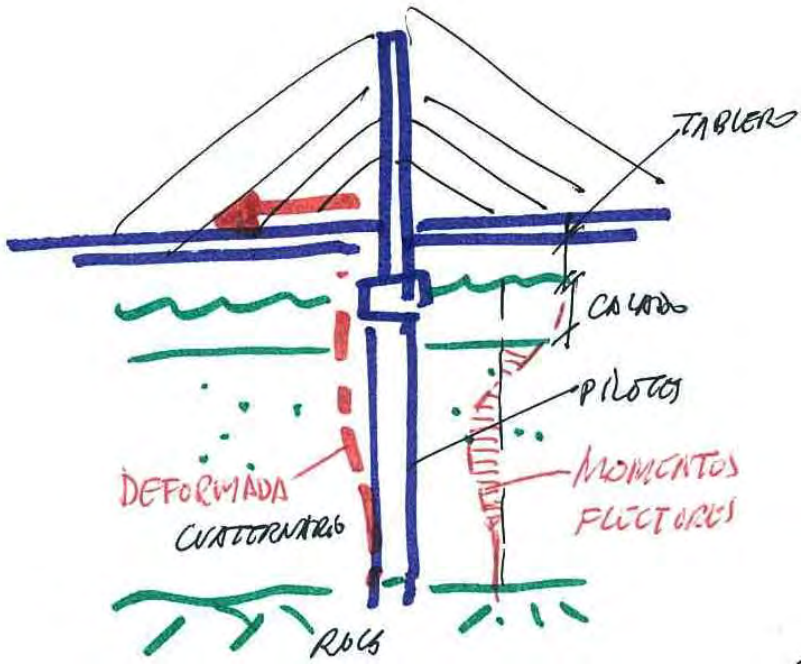

Fig. 5.3. Momentos flectores de sismo en la hipótesis de desplazamiento del tablero

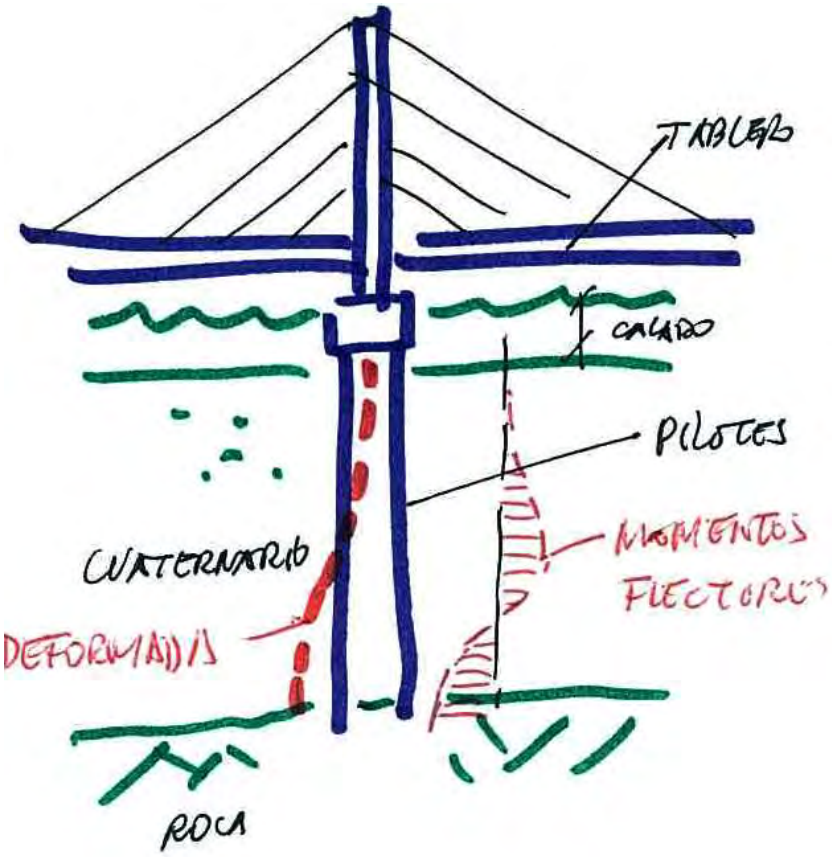

Fig. 5.4. Momentos flectores en sismo en la hipótesis de movimiento del sustrato

6. EL ROCÓDROMO DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE MADRID

A fin de hacer prácticas de iniciación al alpinismo, se construyó un rocódromo en la Ciudad Universitaria de Madrid. Esta unidad constaba de dos "colinas", de paredes quasi verticales con resaltes, de hormigón, simulando unas formaciones rocosas. En las superficies así conseguidas, se entrenaban los interesados en el alpinismo.

Nadie se cuidó de cimentar adecuadamente este conjunto "rocoso", con lo que asentaron de forma diferente, produciéndose una separación no deseada de las dos "colinas" (Fig. 6.1), con una "fisuración" de unos 10-12 cm entre los dos bloques de hormigón.

Se produce la alarma consiguiente y después de establecer que el rocódromo está apoyado en una ladera con arenas y con un relleno detrás sin compactar, empieza "la ronda" de soluciones, opinando diversos técnicos (unos de empresas, otros independientes, o sea, de todo). Para ello se hizo algún sondeo.

Algo que había quedado claro es que el relleno del trasdós de los mogotes de hormigón (que no afectaban a toda su altura) estaba muy flojo y que las lluvias le habían hecho asentar, así como la presencia de agua que llegaba por la ladera original. Por eso, un técnico propuso una red de 8-10 pozos profundos alrededor del rocódromo, para eliminar los problemas de agua (?).

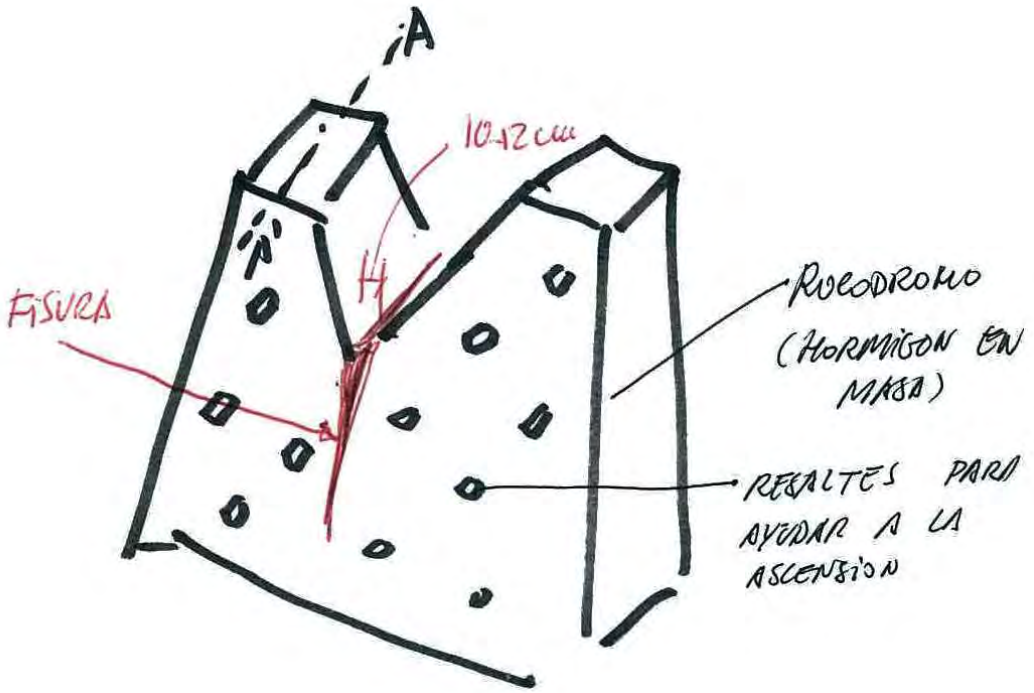

Fig. 6.1. Esquema del Rocódromo de la Ciudad Universitaria de Madrid

Otros propusieron coser todo el conjunto con bulones y micropilotes, uniendo los dos bloques y éstos al terreno.

Propusimos que se dejara la fisura que separaba las dos “colinas” (retocando los pequeños salientes) para que pareciera una diaclasa natural de roca (donde pudiera meterse la mano, al escalar) y, dado que los asientos estaban parados, apoyar el “cabezón” superior de una de las “colinas” en dos-tres micropilotes, para evitar que girara y produjera una nueva rotura (Fig. 6.2). Esta solución, a nuestro juicio, más técnica, barata y rápida, se acabó llevando a cabo, pero tras una lucha “titánica” contra las otras que parecían de las de “matar pulgas a cañonazos”.

Algo parecido nos ha pasado en otras ocasiones: Cuando se presenta un problema con una gerencia que no entiende del asunto, cuanto más sencilla es la solución menos atractiva parece. Cuando la gerencia ya entiende suele ser al revés. Sólo quiere algo muy barato, aunque el problema real sea muy importante. Ello hace a uno pensar sobre lo que “entienden” algunas gerencias.

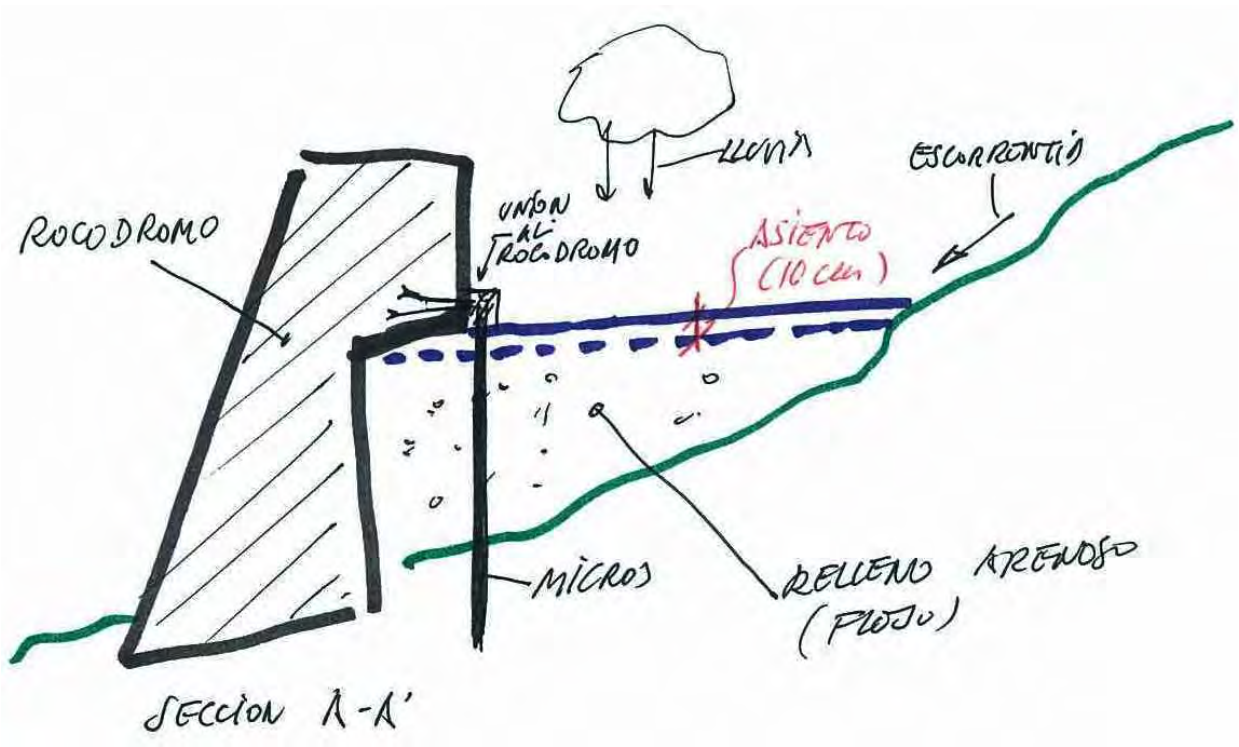

Fig. 6.2. Sección del Rocódromo y la ladera: Solución de apoyo

7. LA PIEDRA DE DALÍ Y LA SIRENA VARADA

Cerca del momento del fallecimiento del genial artista Salvador Dalí, el Ayuntamiento de Madrid decidió incorporar un monumento con su firma a la remodelación de la Plaza de Felipe II. Según se nos contó, Dalí, ya enfermo y en cama, había hecho un dibujo de un dolmen con una estatua, típica de su estilo, en el centro.

Ello necesitaba, además de la estatua:

- Tres apoyos (pilares) de roca sana, casi verticales.
- Una piedra que, más o menos como una boina, se apoyará en los pilares.

Los tres pilares se cortaron en cantera, a partir de masas de roca sana. Y la piedra superior (la "Piedra de Dalí, de unos 6 m de dimensión máxima) fue localizada como una piedra caballera granítica en el Norte de Madrid, en la zona de La Cabrera, en que se apoyaba en otras piedras caballeras de menor tamaño. La posición en que se encontraba (Fig. 7.1) hacia que hubiera servido de refugio durante alguna lluvia y de testimonio del "amor eterno" de alguna pareja. Por ello tenía sus huellas de hogueras y sus "grafitis" y "corazoncitos" correspondientes (Fig. 7.1).

La Piedra de Dalí, alargada, tenía, más o menos en su centro una discontinuidad que casi la atravesaba totalmente. Realmente era una mineralización de mica. Ello hacía temer que, al izarla, se rompiera en dos, ya que esa mineralización estaría sometida a tracción. Por este motivo se llamó a algunos consultores para que, sin hacer ninguna intervención, garantizaran que no pasaría nada al elevarla y trasladarla desde La Cabrera al Centro de Madrid, donde se dispondría de un sistema de elevación (danés, creo recordar) que la colocaría sobre los tres pilares de roca tallada.

Varios "especialistas" consultados dijeron que… no.

Al que escribe estas líneas (entonces Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX), también se le propuso el tema, advirtiéndole que ya se había hablado con alguien experto en el tema petrológico. A mí me pareció que, juntos, podíamos abordar la aventura debidamente. Pero la otra persona consultada me dijo: "Es un tema peligroso. Estas piedras graníticas tienen estructura acebollada y pueden abrirse con facilidad, sobre todo por la mineralización". Yo le

conteste que para eso nos llamaban y ya haríamos lo que fuera necesario para evitar que se rompiera. Pero… me quedé sólo.

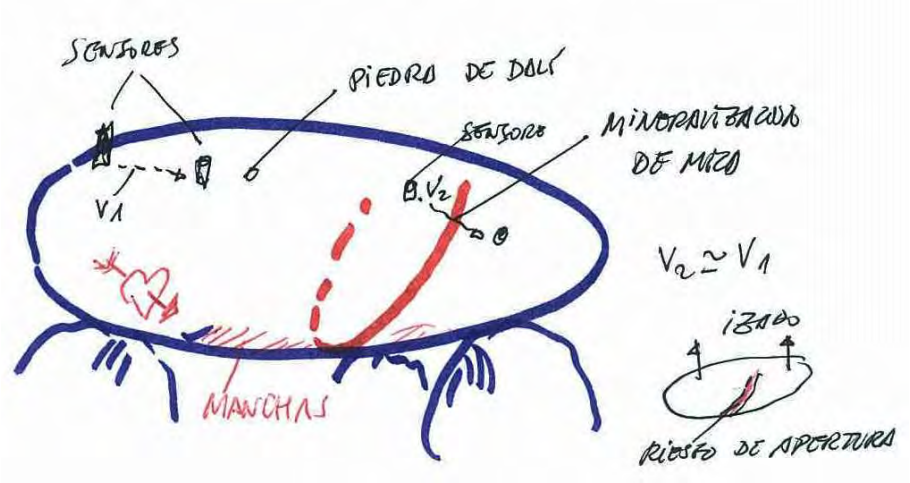

Fig. 7.1. La Piedra de Dalí en la Cabrera y ensayos de velocidad de ondas

Fuimos a La Cabrera y llevé un equipo del CEDEX – el de Vicente Cuellar y sus colaboradores– para que hiciera una prospección geofísica de "La Piedra" y, además, estudiamos el apoyo real y nos llevamos al laboratorio un bloque de aquella roca, de la que extrajimos testigos. Ya en el laboratorio medimos velocidades de ondas en testigos de esa roca y en testigos con una lámina de mica entre dos trozos sanos. Concluimos que no había una información clara: La velocidad de ondas era prácticamente igual en los dos casos, por lo que podría llegarse a que no hubiera ninguna cohesión entre la mica y el granito y podría partirse la roca al elevarla (Fig. 7.1).

Por eso fuimos a una reunión con los técnicos del Ayuntamiento, asesores artísticos y otros técnicos. En aquella reunión se me pidió que tenía que dar garantías de que no iba a pasar nada, pero sin intervenir. Incluso algún proyectista-profesor me indicó que no tenía c… para certificar que no iba a pasar nada. Pero ninguno de los otros quería firmar el tema. Yo contesté que podía garantizar que no había problemas siempre que:

- Me dejaran "coser" la discontinuidad de la roca con bulones pasivos, sin que se notara nada (aparte de la suciedad que ya tenía La Piedra).
- Permitieran que planeásemos adecuadamente la posición de la grúa "in situ", antes de elevar La Piedra, cortando parte de las rocas de apoyo.

Al final nos llevamos “el gato al agua” e hicimos lo propuesto. Para ello me subí a la Piedra con una perforadora de Geocisa y le indiqué al perforista dónde y en qué dirección debería perforar e instalar los bulones “a la resina” (Fig. 7.2).

Se hizo lo planeado y hoy todavía está La Piedra en la Plaza de Felipe II sin problemas.

En cuanto a la Sirena Varada, mi intervención fue muy escasa, pero sirve para también pensar en el papel de la Política respecto a la Técnica.

Como se sabe, es una estatua que, hoy, puede verse en el Museo al aire libre que se montó bajo el puente que, sobre la Castellana, une la Glorieta de Rubén Darío con la c/ Juan Bravo. Está colgada de cuatro cables que se anclan a la cabeza de otras tantas pilas del puente (Fig. 7.3).

En su día – año 1970 o 1971 – se estableció una polémica que transcendió a la prensa: Si se colgaba la estatua (como años más tarde se hizo) peligrarían las pilas del puente. Esta escusa, aparentemente técnica, probablemente se debió a un cierto enfrentamiento entre “algo rojos” y “algo azules”, ya que uno de los proyectistas del Puente (el Prof. J. A. Fernández Ordóñez) y el escultor (Chillida) no debían ser del gusto de alguna personalidad del Ayuntamiento. Se decía que pesaba mucho (y la carga sobre las pilas… ¿qué?).

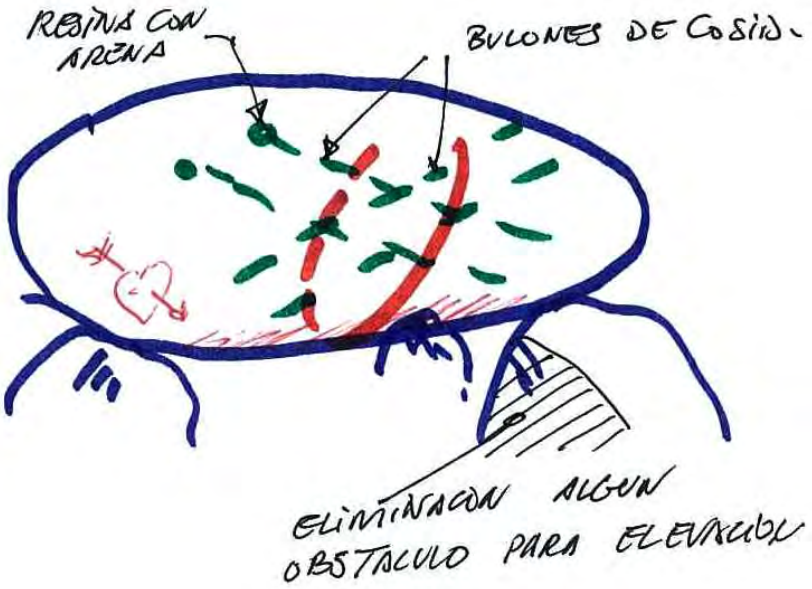

Fig. 7.2. Tratamiento “in situ”

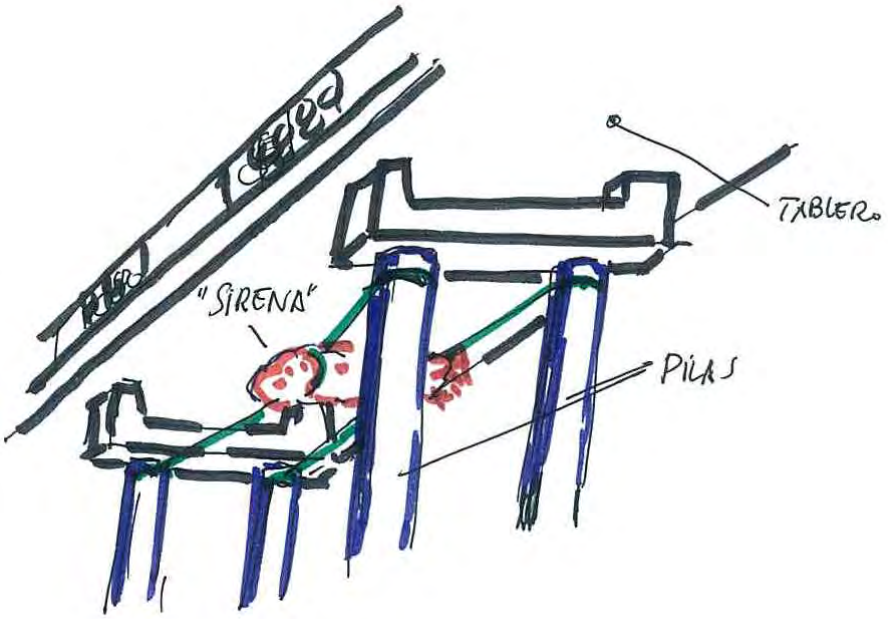

Fig. 7.3. El caso de la Sirena Varada

El tema acabó en el entonces Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, llevándolo uno de sus ingenieros. El que suscribe estaba haciendo, allí, su tesis doctoral sobre esfuerzos horizontales en pilotes, por lo que el ingeniero encargado le pidió bibliografía sobre el tema. No sólo le facilitamos algún documento, sino que le estimamos (informalmente) el momento que podía haber en los pilotes que cimentaban las pilas y, además, le dijimos que diversos reglamentos norteamericanos indicaban que si la carga horizontal sobre los pilotes era menor del 5% de la vertical sobre ellos, no había ni que tenerla en cuenta. El momento no era problema, ya que era pequeño (el tiro horizontal no llegaba a 10 T) y era absorbible por la armadura de los pilotes.

A mí me pareció que esto salvaba y terminaba el problema técnico. No sé cómo, ya que no estuve en ninguna reunión, pero triunfó la hipótesis de “peligrosidad” y la estatua no se colgó. Años después, después de una gran transformación política en España, se procedió a su instalación y allí sigue, colgada, sin problemas.

Nuevo aprendizaje. Cuando interviene la política…

8. EL METRO DE SEVILLA

La Historia del Metro de Sevilla, cuya Línea 1 (de unos 21 Km de longitud) se inauguró en la primera década del siglo XXI, se remonta a unos 40 años antes. En 1968 se publica la Ley que iba a regir su desarrollo, en la que el Ministerio de Obras Públicas construiría su infraestructura y el Ayuntamiento de Sevilla compraría el material móvil, según un gran proyecto desarrollado por D. Plácido Álvarez Domingo, a la sazón ingeniero de dicho Ayuntamiento.

El Proyecto inicial lo desarrollan INTECSA-EYSER – con la intervención de M Romana, A. Fernández Aller, A. Bernal etc. – y se llevan a cabo los reconocimientos geotécnicos, con el famoso asesor geotécnico húngaro Árpád Kézdi.

El terreno del centro de Sevilla (Fig. 8.1) viene a estar formado por:

- Unos sedimentos cuaternarios superiores, constituidos por arcillas, arenas y limos, intercalados, con una potencia de unos 8-15 m.
- Una capa de gravas (de unos 10-15 cm de tamaño máximo), con capas de arenas gruesas. Espesor de unos 10-15 m.
- El sustrato próximo, constituido por las llamadas “Margas Azules del Guadalquivir”, a las que hemos prestado mucha atención a lo largo del tiempo (incluida la Tesis Doctoral de la Dra. Meaza Tsigé). Se trata, realmente, de unas arcillas miocenas fisuradas, con un contenido de carbonatos del orden de 10-12% de CO_2, un 90-95% de finos, resistencia compresión simple de 0,6 a 1,2 MPa, y que tienen en su interior finas capas de limo (≈0,1-1,0 mm de espesor), que le restan continuidad, además de “slickensides”. El Proyecto supuso que estas “arcillas” eran similares a la London Clay (???).

Con esta estratigrafía, El Proyecto decide construir una parte del trazado al abrigo de pantallas continuas (generalmente hasta las “margas”, para evitar la entrada de agua en el fondo de la excavación), apuntaladas con vigas y losas. Y el resto (con las margas más profundas) con dos túneles paralelos, de unos 6-6,5 m de diámetro, a excavar con tuneladora. Un pozo-telescopio y un “pantalón” en la Huerta del Obispo (donde los personajes de Cervantes hacían sus pillerías) servirían de transición entre ambos sistemas constructivos. Para las estaciones se aplicaría el sistema de pantallas en el primer tramo y en el segundo se excavarían

por el “método alemán” con un pozo circular de acceso de Ø25 m, ya empleado en Madrid a tal fin (Fig. 8.2).

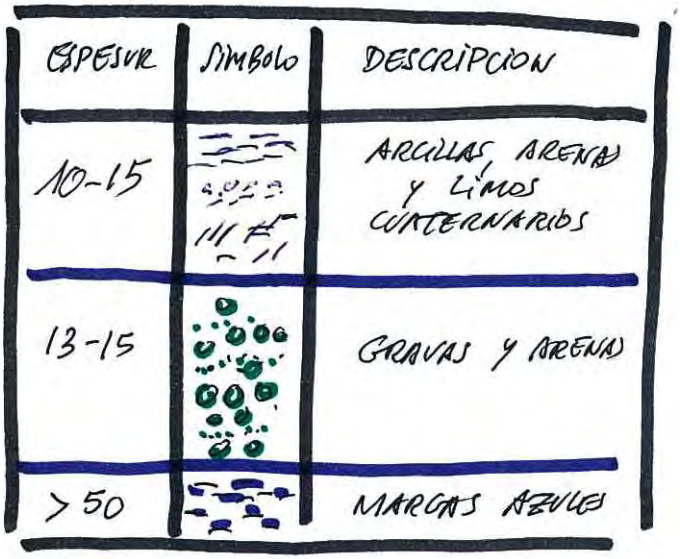

Fig. 8.1. El terreno del centro de Sevilla

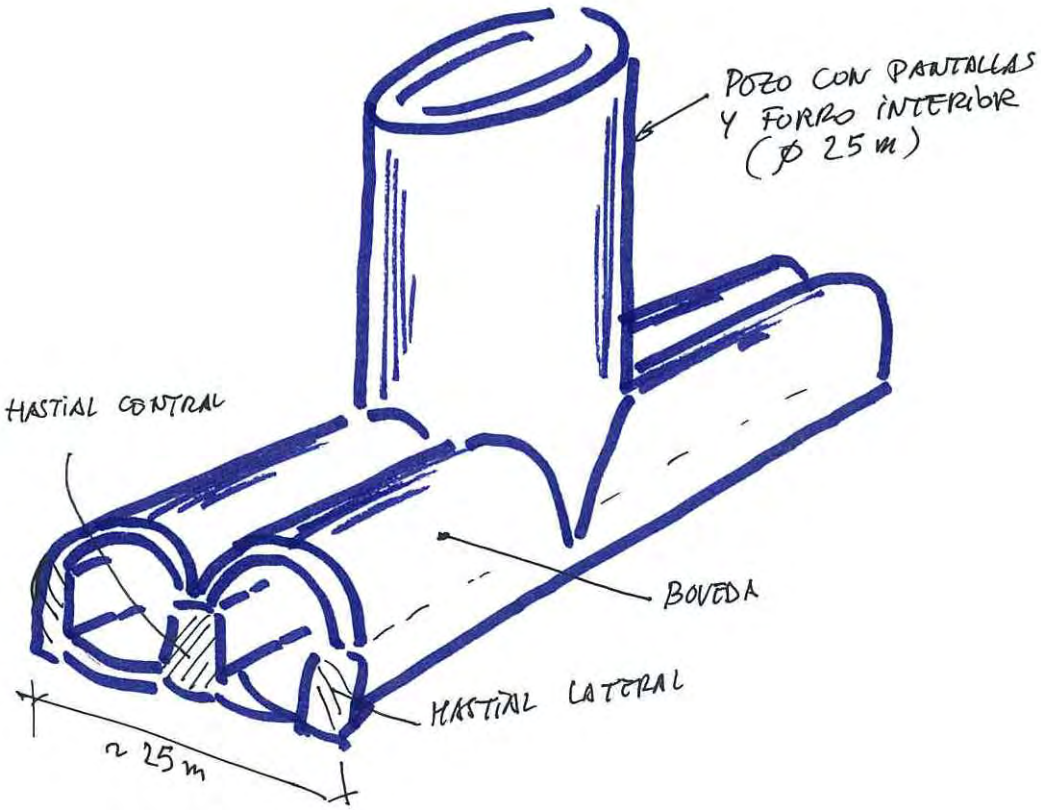

Fig. 8.2. Estaciones subterráneas, construidas por el sistema alemán con “costillas”. Hubo que cambiar el proceso constructivo y reforzar el sostenimiento

Poco tiempo después se adjudican dos tramos de pantallas a Dragados y CMZ, respectivamente, y el tramo del telescopio y túneles con tuneladoras a Dragados. Y empieza la obra.

Pero, previamente el Ministerio encarga a CMZ (1974) la realización de uno de los pozos de acceso a estaciones (situado en la Alameda de Hércules), con un túnel experimental en las margas, de 25 m de longitud, excavado por método convencional, lo que corrió a cargo del grupo de Pérez Galdós y Pérez Villamil. El seguimiento e instrumentación de esta obra se le asigna al Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo. Y ahí entra el que suscribe (1974), bajo la supervisión del Prof. Uriel Romero y la ayuda inestimable de Luis Quero y Benigno Delgado.

Instrumentamos las pantallas con células de presión total y extensómetros de cuerda vibrante, lo que salió muy bien y permitió comprobar la magnitud de los empujes y que las presiones radiales correspondían bien a la fórmula de los tubos (Fig. 8.3).

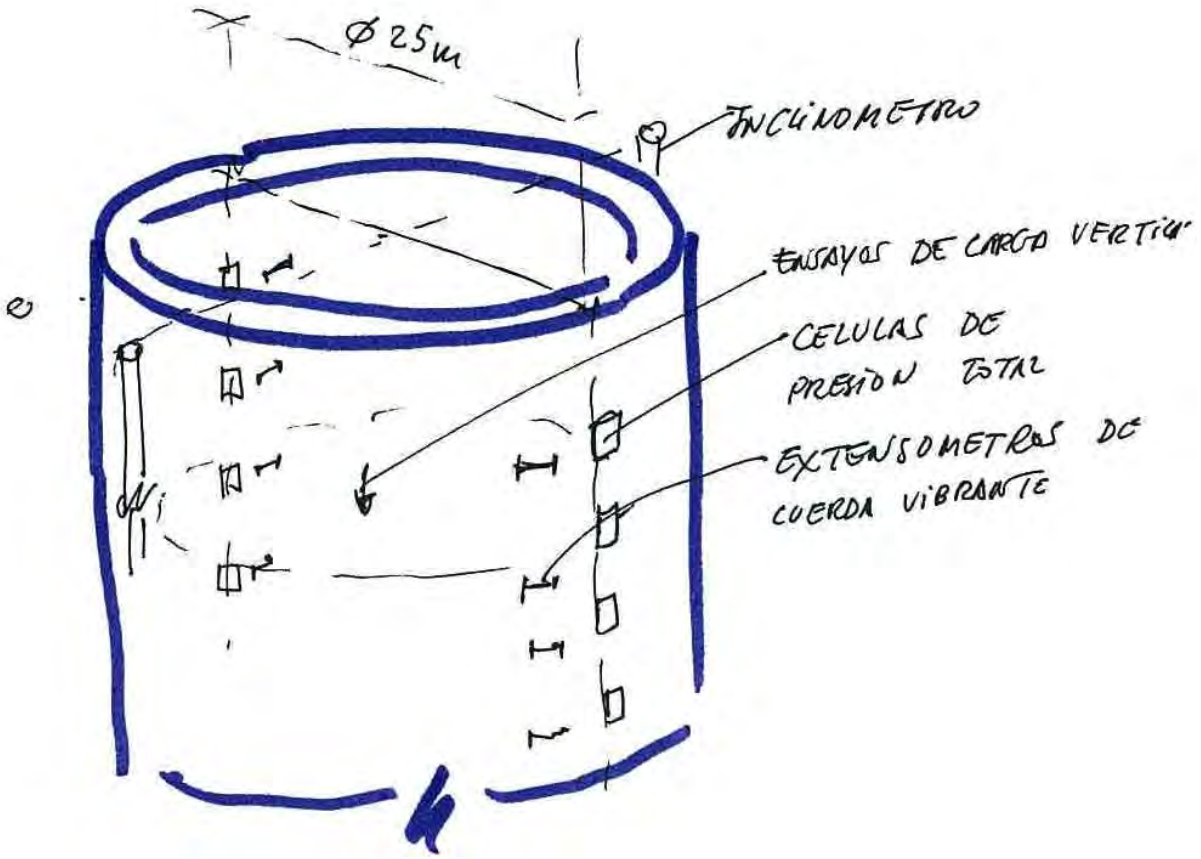

Fig. 8.3. Instrumentación en el Pozo experimental de la Alameda de Hércules

Además preparamos un dispositivo desmontable para realizar ensayos de placa de carga vertical, a fin de ir midiendo la deformabilidad del terreno al ir bajando la excavación, además de colocar una varilla anclada en profundidad (que iba desmontándose parcialmente con la excavación), para estudiar el levantamiento de las margas por descarga (que llegó a 5 cm). En las margas, se hicieron unas zanjas largas, en cruz, para reconocer las margas, estudiar su desecación y hacer ensayos de carga horizontal. Después, en el túnel, también se midieron empujes del terreno y convergencias, lo que permitió comprobar la eficacia de cerrar pronto la sección. Además se midieron los movimientos de las zanjas para las pantallas con inclinómetros, comprobándose que la bentonita movía la pared de la zanja (en su parte superior) hacia el terreno y no al revés, como siempre se suponía. Comprobamos que los módulos de deformación de las margas en carga horizontal podían llegar a 600-2000 MPa y ser varias veces el de carga vertical. Sin embargo en extensión podían ser tan sólo de 35-40 MPa (módulo a tener en cuenta en los fenómenos de subsidencia). En decompresión vertical ese módulo podía ser del orden de 95 MPa. También se comprobó la existencia de metano en las margas.

La construcción del tramo de Dragados se inició, al mismo tiempo (año 81), en la Estación de Cádiz, en Puerta de Jerez y en Plaza Nueva, con la dirección de José A. Rein Dufau con una serie de problemas: En el primer caso afectando al edificio de RENFE (ya bastante dañado por asientos y sismos, con anterioridad), en el segundo afectando a diversos inmuebles (Casa Guardiola, Palacio Oyanduri, etc.) y en el tercero a la estatua de San Fernando, que pareció iniciar un galope, al inclinarse el pedestal. Todo ello hizo que se montara un servicio de instrumentación y seguimiento como no se había hecho antes en España, con medidas masivas, por parte de Geocisa (bajo la dirección de Pedro Sola), y otras, comprobatorias y de mayor precisión, por parte de un equipo del Laboratorio del Transporte, pasando el que suscribe a dedicarse al tema en cuerpo y alma: Interpretando la instrumentación, haciendo previsiones de asientos, interviniendo y modificando los procesos constructivos, etc. Por cierto, estos tuvieron que fijarse en obra, ya que el proyecto era muy simple, con muy poca especificación constructiva, como era costumbre al principio de los años 70 del siglo XX. Ello nos hizo dedicar, prácticamente, dos años al tema, con toda clase de urgencias ("¡Que se cae la Equitativa!"). Este edificio ya estaba muy agrietado hacía años, al sustituir parte de un muro de carga por pilares metálicos, por lo que tuvimos que "coserla" con barras Dywidag (con diseño de Intecsa),

hacer unos micropilotes excepcionales y levantar el edificio con gatos hidráulicos, a medida que se asentaba, etc. (Fig. 8.4). Sueño escaso, numerosas reuniones y discusiones, etc. Aprendimos de todo, hasta el sinsabor de la derrota, puesto de manifiesto en tener que dejar la obra, habiendo terminado solo las Estaciones citadas (que hoy se han dejado a un lado y duermen "el sueño de los justos"). Es preciso nombrar aquí a José Antonio del Río, como jefe de la obra, y a Emilio Benítez por su gran presencia de ánimo, buen hacer y profesionalidad.

En época anterior, uno de los "sustos" gordos lo constituyó el levantamiento del fondo de la Estación de Plaza Nueva. Cuando se habían excavado más de 30 m en el pozo circular de acceso y ya se había llegado a las margas, una noche – en época de Feria de Abril – ese fondo se levantó 1 m, dejando 8 m de margas "hojosas" (fisuras abiertas del orden de 1-2 cm), como luego comprobamos con penetrómetros (resistencia de conjunto del orden de 1-2 golpes/20 cm). La presencia de agua y gas a presión en las margas, conjuntamente con la decompresión debida a la excavación, originó este fenómeno. Dado el momento en que ocurrió, el problema pareció mucho mayor del que era. Como en esa zona debían apoyarse las excavaciones para la estación subterráneas, hubo que "coser" el terreno con inyecciones armadas.

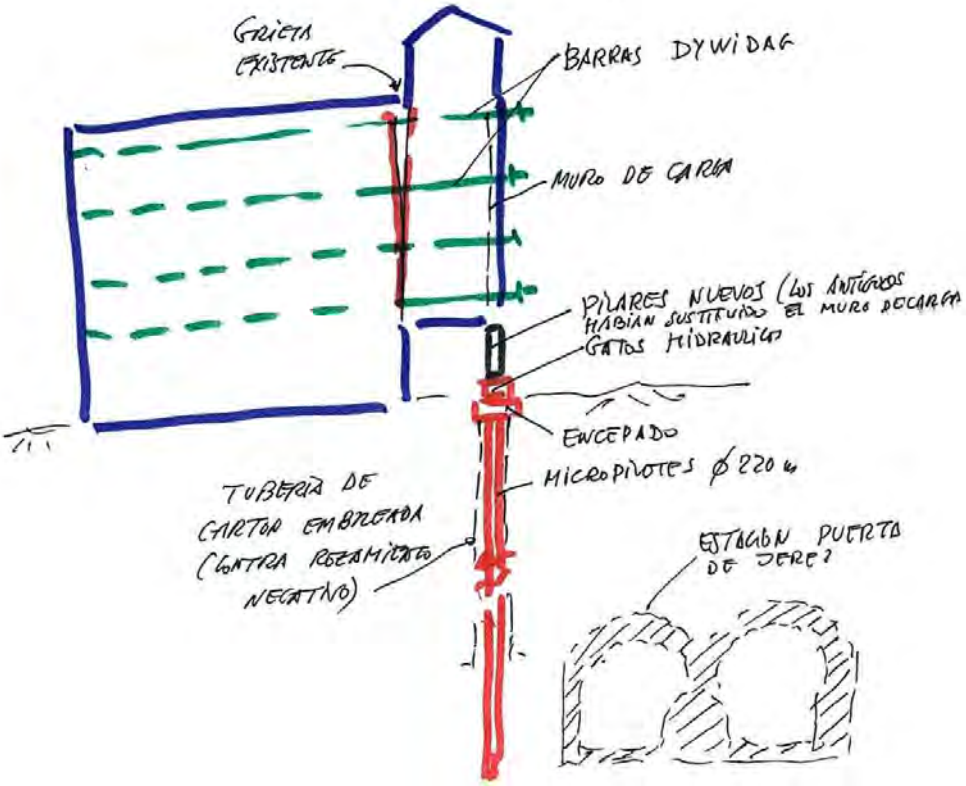

Fig. 8.4. El problema de la Equitativa y las actuaciones

Pero los principales problemas fueron los debidos a los movimientos del terreno al excavar subterráneamente. Se cometió el error de extrapolar la experiencia de las excavaciones de Madrid: La arcilla es resistente y el hueco es estable, luego no hay prácticamente problemas en superficie. Tampoco se parecen estas arcillas a la London Clay (menos rígida y tensionada), salvo en el color. Pero, aquí, al hacer las galerías para construir las estaciones (según el método alemán, con "costillas". Fig. 8.2), no se comprendió que la galería del hastial central era un verdadero túnel (de 8×7 m) y que, al estar en margas, las convergencias horizontales eran de 10 cm (mayores del 1% de la anchura), lo que suponía, a su vez, asientos en superficie que, al principio, no se midieron, pero que pudieron llegar a los 8-9 cm, con algún edificio encima. Sólo medimos, por ejemplo, 4 cm en la Estación de Cádiz, pero empezando a medir cuando hubo alarma. Por cierto que, en ese momento, se planteó una fuerte discusión entre el Ministerio (promotor de la obra) y Renfe (con su estación encima de la del Metro y asentando sobre el final de la excavación). El que suscribe redactó un informe sobre el tema y lo llevó a una reunión entre Dirección General de Transportes Terrestres y Renfe. El Subdirector General le dijo que no le enseñara (no había podido leerlo). Pero durante la reunión surgió el tema y se fue "avinagrando", hasta el punto que Renfe dijo que no autorizaría la continuidad de la obra si no se le decía cuanto iba a ser el asiento que faltaba. Entonces, el que suscribe, llevado de su juventud (35 años) y su entusiasmo, indicó que el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo podía decirlo y puso el informe encima de la mesa, indicando que el asiento sería entre 37 y 44 mm, o sea unos 40 mm. Renfe (El Prof. Losada) contestó que bien, que concedía hasta 5 cm y que con esa condición se podía seguir adelante. Al acabar la reunión esperábamos que nos fulminaran con un rayo, pero fue al revés. El Subdirector (el inolvidable José Mª García González) me felicitó y me indicó que preparara los medios para ir midiendo y que le presentara un plan de auscultación. De ahí salieron los dos años de control que antes citamos (Geocisa y nosotros). A veces el atrevimiento también da buen resultado, aunque puede ser algo peligroso y, sobre todo, te carga de responsabilidad. Pero, a eso, un asesor geotécnico que se precie, tiene que estar acostumbrado, como hemos podido comprobar en numerosas ocasiones.

Por cierto, los asientos tomados durante el proceso de finalización de la Estación fueron de 40 mm, coincidentes con la media de lo previsto. Sin embargo, se nos comentó que las medidas debían estar trucadas, a pesar de que las hacían dos organizaciones diferentes del CEDEX.

Tuvimos que acudir a la Autoridad de nuestra organización para que el tema no fuera a más, aparte de que, como se habían hecho medidas a lo largo de dos-tres meses, se disponía de toda la evolución de movimientos y por partida doble. Es que el acertar en predicciones en Geotecnia puede ser también peligroso, aunque no se suponga un gran acontecimiento. Siempre hay personas interesadas en que todo vaya mal, para poder decir: "¡Ya decía yo!..."

Al final, el tema del Metro de Sevilla de los años 80 fue una derrota para nosotros, ya que en 1984 se pararon las obras, con las estaciones acabadas, pero con un gran aprendizaje para los que intervinimos. Entre otras cosas aprendimos la necesidad de la voluntad política que tiene que estar presente en este tipo de grandes obras. Cuando el Ayuntamiento – democrático en estos años – se enteró de que tenía que comprar el material móvil, explotar el Metro y que todos suelen ser deficitarios, ese día fue el de una "muerte anunciada". Por otro lado la Junta de Andalucía, que debía heredar la Dirección de Obra, contaba con muy pocos ingenieros y no estaba claro que pusieran el Metro por delante de otras obras. Por lo que también el Ministerio, ante esta situación, pasó a apoyar otros Metros, como el de Bilbao y Valencia.

Pero aprendimos mucho sobre previsión de asientos por la subsidencia debida a la excavación de túneles, sobre la repercusión en edificios, sobre recalces especiales, sobre instrumentación, etc. Y también aprendimos a ir a la Feria de Abril. El que suscribe ya no recuerda por qué, pero durante los años de esta obra, en la época de la Feria siempre había alguna reunión en Sevilla. Por la tarde y la noche se visitaba la Feria y por la mañana las obras, bajando a los pozos profundos y subiendo las escaleras correspondientes. Así se bajaban los efluvios de la Feria. Llegó un año que el que suscribe decidió ir a la Feria y no buscar más excusas.

Después vino otra etapa – hacia 1994-97- más corta, ya con la Junta de Andalucía, a fin de comprobar el estado de lo construido (con ensayos "in situ" y algunas inyecciones), en la zona de pantallas (que luego se aprovechó). Organizamos una Jornada sobre presente y futuro del Metro de Sevilla con José Luis de Justo y Pedro Sola, para "calentar" el ambiente.

Y así llegamos prácticamente al siglo XXI ya que en 1999 se produce el manifiesto del acuerdo político necesario para llevar a cabo la obra como una Concesión. Las obras empezaron en 2004, a cargo de la Concesionaria y Constructoras (una U.T.E constituida por Dragados, Sacyr y Gea-21). El que suscribe pasó a ser Asesor Geotécnico de la Concesionaria y del Contratista.

Se cambió el trazado y la Línea 1 pasó a unir el Aljarafe con Dos Hermanas, pasando por el Centro de Sevilla (Puerta de Jerez). La construcción contemplaba tramos en superficie (sobre el terreno y sobre viaducto), obra semienterrada, túnel ejecutado con el método Belga, túnel entre pantallas y túneles paralelos con tuneladora (esta vez en las gravas, con un equipo E.P.B.), cruzando bajo el Río Guadalquivir). La obra fue inaugurada en 2009.

Durante el periodo de construcción surgieron muchos problemas, desde aquilatar cimentaciones profundas, reduciéndolas, a recalcular pantallas continuas con parámetros geotécnicos más adecuados, pasando por la instrumentación, los tratamientos del terreno (barreras de jet-grouting o mixtas de jet y micropilotes), estimación de asientos, etc. Así pasamos de ser asesor geotécnico a serlo además constructivo, anímico, etc. De todo un poco hay que hacer en una obra como ésta, en la que intervinieron consultores en tuneladoras como Felipe Mendaña y Ramón Fernández, en estructuras como Alejandro Castillo, organizaciones como Intecsa (Adolfo Pérez de Albeniz), Geocisa (Pedro Sola), Iberinsa, EIS…, empresas geotécnicas de ejecución como Geocisa, Terratest, Tecnasol,etc.

En relación con la tuneladora hubo varios puntos importantes:

- Los asientos al comenzar su trabajo llegaron a ser de 14 cm, por diversas causas (problemas de diseño, problemas de inyección del mortero para rellenar el gap entre revestimiento y escudo, etc.). Afortunadamente, habíamos protegido los edificios más próximos (Fig. 8.5), lo que recomendamos hacer siempre que se inicia una nueva obra sin experiencia (como era el caso de Sevilla con los túneles).

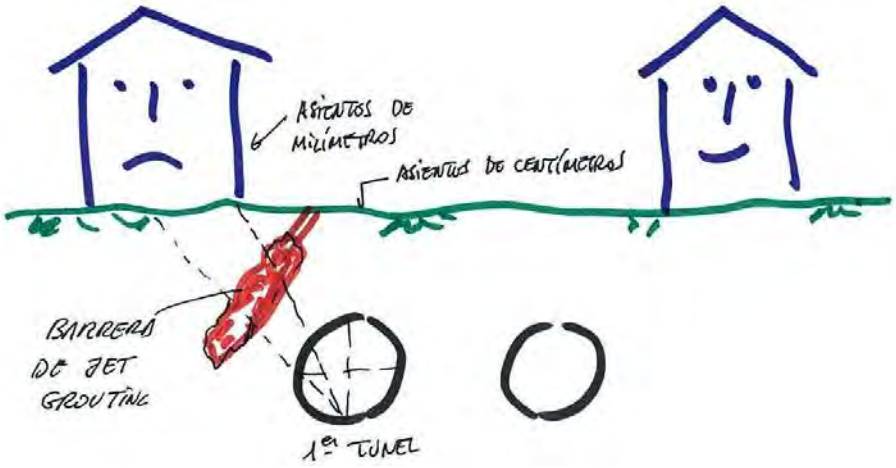

Fig. 8.5. Protección de edificios en Los Remedios

- El paso de la Plaza de República Argentina. Habíamos dejado un pozo de inspección (hecho con pantallas y con el pozo previo para hacer de esclusa y quitar la presión de agua). No se excavaba en su interior, pero si permitía comprobar el estado de las picas de la tuneladora, antes de atravesar el Guadalquivir. Se comprobó que, no solo se habían desgastado las picas, también lo habían hecho sus zapatas. Hubo que excavar el interior del pozo (colocando marcos metálicas) y sacar la cabeza de la tuneladora, que estuvo en taller 7 meses (mientras se encargaba una nueva, con mejor diseño, a fábrica).
- Quizás el equipo de excavación subterránea más adecuado hubiera sido un hidroescudo, dada la presencia de arenas y grava. Pero eso tenía el inconveniente de los depósitos de recuperación de la bentonita de los escombros sacados, lo que suponía mucha ocupación superficial, problemas de limpieza de la ciudad, etc. Por ello, el Dr. Mendaña recomendó el uso de un equipo EPB, pero con aportación de finos, lo cual a veces no había que hacer, ya que rozaban las margas y ellas aportaban los finos.
- Bajo la c/ San Fernando reventaron algunas dovelas de un anillo, al aplicársele una presión excesiva al equipo de inyección y en el frente de avance, en un intento por reducir los asientos (que eran sólo de 5-7 mm), por parte del equipo de la tuneladora, sin tener en cuenta otras cuestiones. Como en ese momento se atravesaban arcillas y no gravas (por eso se alcanzaron mayores presiones de las habituales), no se originó una inundación de la máquina. Una rápida actuación, reforzando unión de dovelas y sustituyendo alguna por palastros y elementos metálicos, etc., permitió resolver el problema.
- Al final del tramo en el túnel estaba la nueva Estación de San Bernardo de Renfe, por lo que hubo que hacer – a unos metros de ésta – un pozo de extracción y acabar el túnel con un método convencional, bajo esa Estación. Para ello fue necesario realizar un importante paraguas (de jet-grouting e inyecciones armadas), para evitar problemas en las vías de la Estación y su túnel entre pantallas. Se montó un sistema de control especial y se daba a diario a Renfe información sobre los movimientos. Por cierto, Renfe estaba preocupada por los asientos y, sin embargo, siempre le dijimos que habría levantamientos, (como así, fue, por el efecto de una inyección bastante confinada).

- El paso del Río Guadalquivir (realmente, el Canal de Alfonso XIII), en el que se construyó una losa en su fondo, con hormigón sumergido entre dos capas de geotextil, (por si se producía un socavón) fue – a pesar de los pronósticos de los que siempre se temían lo peor – un "paseo militar": Rápido y seguro.
- La alarma que en la Dirección de Obra originaba algún movimiento en zonas ajardinadas, en que había hitos de nivelación a 1,0 m de profundidad. El riego, el paseo de perros, etc., debía humectar la zona y, de vez en cuando, estos puntos indicaban movimientos anómalos. El que suscribe tenía que enviar un fax quitándole importancia al tema. En esta obra, cualquier cosa despertaba alarma.
- Las reclamaciones de algunos propietarios de inmuebles: Unas veces protestando por que en el edificio del vecino había más regletas de nivelación que en el suyo, otras achacando grietas viejas (con telarañas), a las obras del Metro, etc. Hubo una reclamación importante por parte de un restaurante que, tras juicio, se quedó en el 5% de lo demandado (quizás, como consuelo).
- El tema del "kioskazo", tan aireado por la prensa. La Estación de Puerta de Jerez tuvo que trasladarse de enfrente del Hotel Alfonso XIII (por la existencia de unas ruinas árabes que, aunque se iban a desmontar, después se prohibió la operación) a la zona de la Puerta de Jerez más próxima al Río, sobre un aparcamiento subterráneo existente, poco profundo (por encima del nivel freático). Se demolió parte de este aparcamiento, pero, por diversas razones, no pudo emplearse pantallas continuas para las paredes de la Estación, sino que hubo una zona con pilotes "secantes" de gran diámetro. Con la Estación excavada, algunos pilotes de este tipo – no armados – reventaron (la presión del agua era del orden de 2,4 bares) y entró agua y terreno en la zona de andenes, con el correspondiente socavón en superficie. Avisado del tema por uno de mis colaboradores, me indicó que la zona del Kiosco próximo se había desalojado y, en eso, por teléfono, oí como se caía este elemento en el socavón, que se había agrandado. A las pocas horas el que suscribe estaba en Sevilla y lo primero que tuvo que hacer es ordenar a algunos operarios que salieran inmediatamente del interior del socavón, ya que estaban intentando soldar unas orejetas en el kiosco deformado para recuperarlo. Aunque, ya desde el tren, habíamos indicado cuál debía ser el refuerzo provisional en el fondo de la

Estación, estos socavones (producto de una especie de "toro" entre superficie y su fondo), pueden moverse por arrastres del agua, lo que hubiera sido un problema enorme para esos operarios. A continuación y allí mismo, reunidos con los técnicos habituales, diseñamos las actuaciones pertinentes, que se iniciaron inmediatamente (Fig. 8.6). Hoy el tema es solo un recuerdo, aunque formó parte de la letra de alguna coplilla o sevillana.

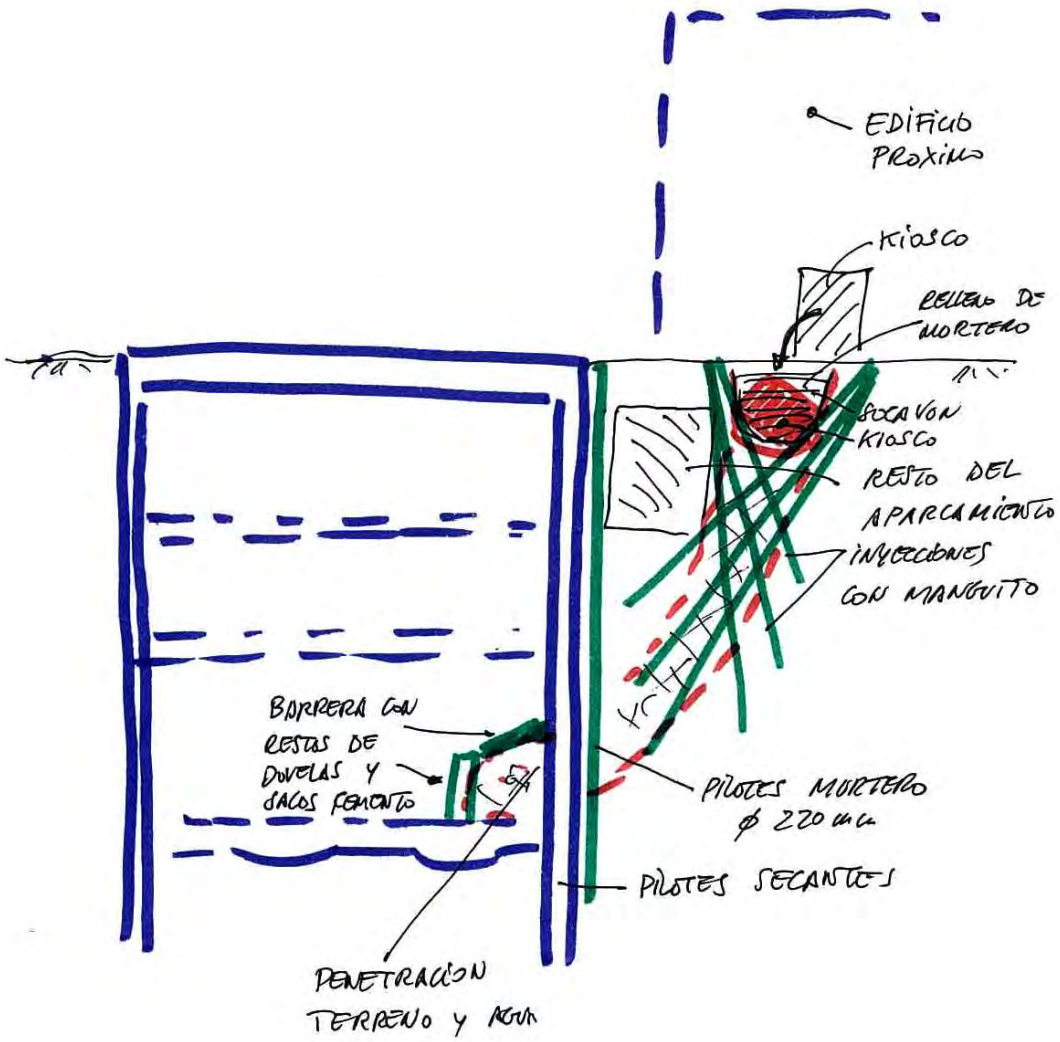

Fig. 8.6. El tema del "Kioscazo"

- La llegada de la tuneladora a una estación con casi 2 m de desvío, debido a que en los trabajos topográficos no se hacía la comprobación de cerrar el circuito. Este tema lo resolvimos con cierta facilidad (modificando andenes en su extremo) y el día de la inauguración del Metro nos tuvieron que indicar cuál era esta estación: No se apreciaba la operación de "enderezamiento". Sin embargo, la Propiedad se tomó muy mal el tema, envió una nota a la prensa y pidió un rápido estudio de riesgos. Se le advirtió que los riesgos geotécnicos importantes son los que no se conocen y que lo que podíamos hacer era un análisis y relación de las posibles "amenazas" en la obra, sin que pudiéramos establecer la probabilidad de que la amenaza fuera una realidad. Así se hizo y la obra siguió adelante. Este es un tema que el que suscribe ha comentado en diversas conferencias: El riesgo es conocido cuando un problema se presenta repetidamente y puede tener un tratamiento estadístico, como hacen las compañías de seguros. En el caso geotécnico, los problemas suelen ser singulares y no puede hablarse más que de "amenazas", sin conocer, casi nunca, la probabilidad del fallo.

En estas aventuras nos acompañó – intensamente – el Ingeniero de Caminos de Geocisa Pedro Arozamena (que luego hizo su Tesis Doctoral sobre el tema de movimientos de las pantallas bajo nuestra dirección y la del Profesor Jaramillo), que estaba al frente de SEVICOT (Sevilla, control técnico), una Unidad que – a imitación de la USAC de Madrid – organizamos, con permiso de la Concesionaria, al comprobar ciertos problemas de control, al estar – quizás – constituido el Concesionario y el Contratista por las mismas empresas. Uno de estos problemas fue, por ejemplo, un socavón que se hizo en el trasdós de una pantalla, en una zona en que se habían dejado las pantallas cortas y se había hecho un tratamiento de fondo con jet-grouting (para dejar un "portillo" para el peso del agua y no afectar al nivel freático). El tratamiento no se controló debidamente y tuvo algún defecto (que nadie vio, a pesar de haber información en los partes de ejecución): entró agua por el fondo tratado, con arrastre del terreno e inundación de la parte de túnel que ya se tenía construida. Ello supuso arrastre del terreno, lo que se tradujo en un socavón del trasdós de la pantalla. El socavón parece que fue de unos 40 cm de profundidad, por 2×3 m en planta. Al día siguiente, cuando fuimos a verlo, era mucho mayor y tenía unos 6 m de profundidad, sólo porque "alguien" quería ver lo que había debajo y se puso a excavar, agrandando el hueco. De esa forma, desde los edificios próximos pudieron hacer

fotos a algo tan grande y se empezó a hablar (entre el público y en los periódicos) de que el "bujero" era tan grande como el del Carmel y que las casas próximas se iban a hundir. El problema real se arregló fácilmente, pero la alarma ya se había producido y costó mucho aplacarla. Por cierto, todo el mundo en Sevilla opinaba e incluso en algunos sitios se publicó que el que suscribe iba poco por la obra, apareciendo en Internet cualquier novedad (heridas en operarios, cambios de trazado, etc.). De esto también se aprende mucho y, de ahí, nuestra recomendación de crear el SEVICOT y tener un seguimiento de la obra e interpretación de todo (ejecución, instrumentación, etc.) al día, así como cuidar la información al público. En esto colaboraron muchísimo Paquita Ruiz y Javier Oteo, de EIS, que, con Pedro Arozamena de Geocisa, pasaron a ser nuestros brazos armados para conocer el comportamiento de la obra.

En la primera fase de esta obra (años 82-83) conocimos al representante de GEOCISA en Andalucía, Don Luis Torres, que, desde entonces, se convirtió en gran amigo, gran maestro de la vida profesional y de la vida en sí misma. Hasta el momento presente, siempre aprendemos algo de él.

Por lo tanto, puede decirse que en esta larga obra aprendimos de todo:

- "Mussscha" (como diría un sevillano bético) geotecnia.
- "Mussscho" utilizar parámetros y métodos numéricos adecuados.
- "Mussscha" instrumentación, pero con sentido práctico, apropiado a cada problema y su control y puesta al día.
- "Mussscha" alta política.
- "Mussscha" mano izquierda y mano derecha, cuando era necesario.
- "Mussscha" calma (frialdad) en momentos de crisis.
- "Mussscha" colaboración con equipos muy diversos, etc.

Por cierto en la larga lista de personas que intervinieron en esta obra (varias páginas de doble columna), del libro oficial del Metro de Sevilla, no aparecemos los últimos citados, ni P. Arozamena, ni F. Mendaña, ni yo. Eso es normal con los asesores, y ya nos ha pasado en otras obras importantes. No hay que darle importancia, salvo cuanto te incluyen.

9. LA CUESTA DE LINARES

Cerca de Linares (Jaén), en la Autovía que sustituyó la anterior calzada tipo Redia, hay una zona que suele denominarse "Cuesta de Linares".

Aquí la Autovía se sitúa a media ladera, sobre unas arcillas miocenas, fisuradas, similares a las "margas del Guadalquivir", aunque más bien marrones, por oxidación de sus minerales metálicos.

Como siempre en Andalucía, se dice que no hay agua, pero ello es incorrecto. En la parte superior de las arcillas se producen fenómenos distintos de desecación (varios años de sequía) y de saturación (cuando, después de 4 a 7 años, llegan fuertes lluvias de noviembre a febrero). Ello hace que estas arcillas (con minerales esmectíticos, o sea de estructura similar a las denominadas "arcillas expansivas") se fisuren, con aperturas de milímetros a algún centímetro y que pueden penetrar 2-3 m en el interior de su masa. Este fenómeno se produce durante la sequía (o sea, se induce una retracción) y, cuando llegan las lluvias, el agua penetra en las fisuras y empuja las masas de terreno entre fisuras, produciendo su inestabilidad en taludes a media ladera (Fig. 9.1). Con el tiempo y las lluvias, el agua puede penetrar en la masa de la arcilla, a través de sus fisuras. Si se drena, el caudal que se extrae es pequeño, pero las presiones intersticiales si pueden ser considerables antes de drenar.

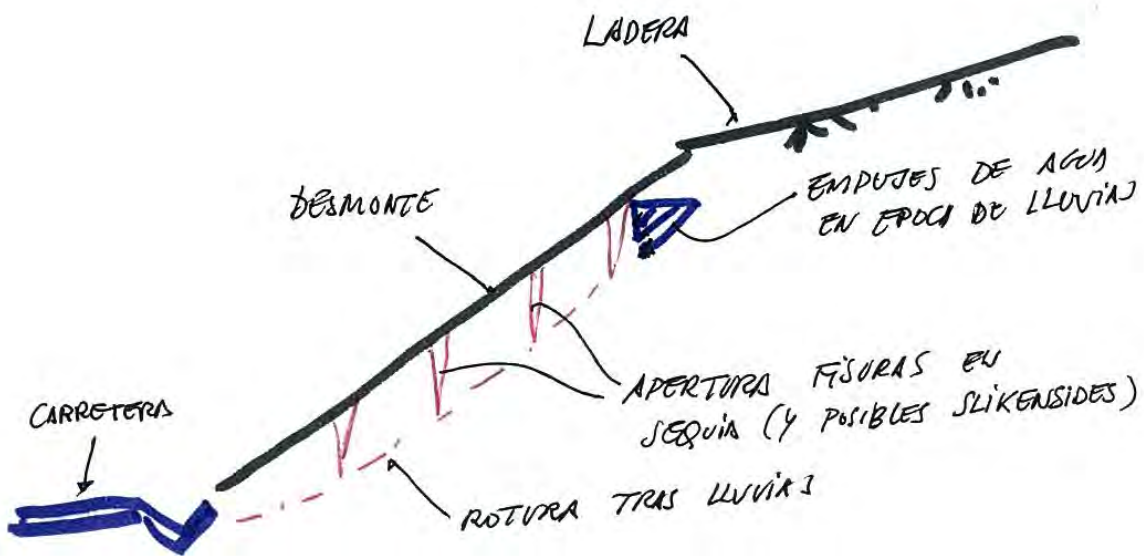

Fig. 9.1. Inestabilidad en taludes en arcillas margosas andaluzas

En su momento, en toda esa zona, recomendamos zanjas de drenaje que protegieran la Autovía, con una profundidad del orden de 2,5-3,0 m, como mínimo, pero en muchos puntos solo se hizo un drenaje superficial, con cuneta de guarda.

Las lluvias de años siguientes empezaron a originar problemas de movimientos locales en los taludes de desmonte y terraplenes a media ladera. Se insistió en el drenaje, pero las zanjas que se hicieron solo fueron del orden de 0,8-1,0 m de profundidad. Con las lluvias del 96, el tema se acentuó y se observaron ya fisuras en la calzada del terraplén más importante (unos 6 m de altura, ejecutado con las propias arcillas margosas), marcándose el comienzo de deslizamiento aguas arriba y aguas abajo de la ladera. Ello ya dio lugar a la realización de sondeos, con colocación de inclinómetros, que marcaron la rotura de la ladera bajo el terraplén (que estaba situado sobre una vaguada) a unos 3,0-3,5 m de profundidad (Fig. 9.2).

Se diseñó un importante refuerzo a base de:

a) Sustituir la parte superior del terraplén, unos 2,5 m – para colocar un material de mejor calidad.

b) Un sistema de zanjas drenantes, semicirculares y radiales hacia la zona más problemática, rellenas de grava y profundidad máxima 4 m.

c) Espaldones de escollera, aguas arriba y abajo, que reforzaban los taladros del terraplén, con lo que se había, en teoría, alcanzado la profundidad de la rotura (Fig. 9.3).

Al presentarse la emergencia, se realizó un desvío de la Autovía a la antigua carretera nacional, (también a media ladera, tal como decidió, correctamente, el magnífico ingeniero de carreteras Paco Varo), pero más ajustada a ella y más consolidada. Hubo que hacer, en aquella época, un gran número de intervenciones en Jaén, Málaga y Granada (originadas todas por las lluvias) y, por ello, se tardó en disponer de la financiación para actuar en esta zona de la Cuesta de Linares.

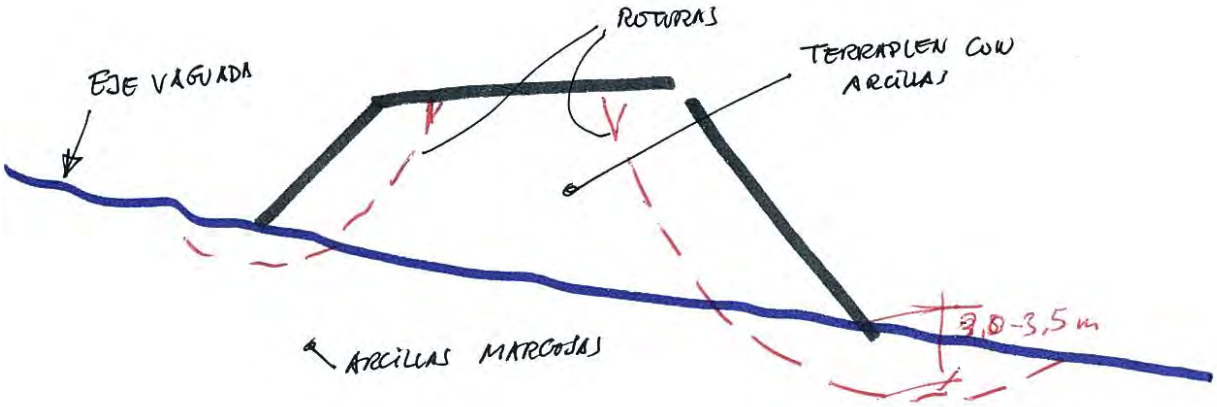

Fig. 9.2. Terraplén en la Cuesta de Linares

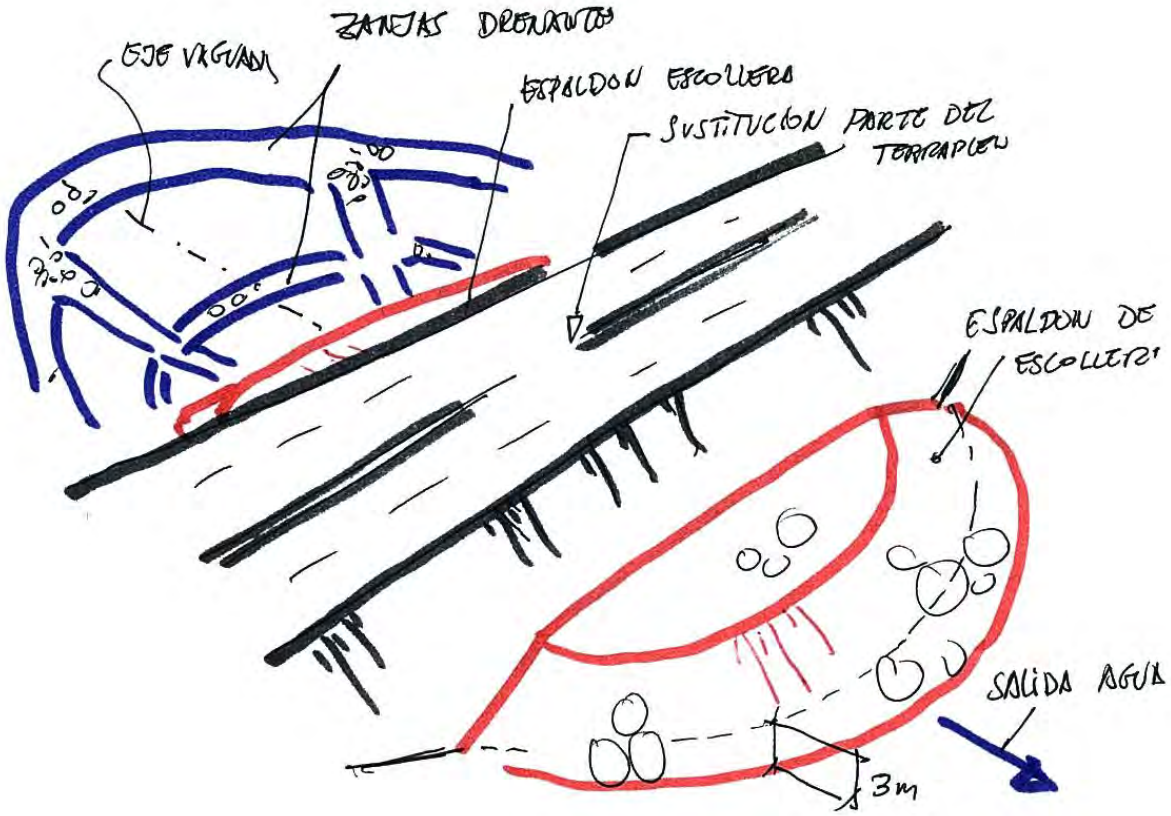

Fig. 9.3. Refuerzo en el terraplén de la Cuesta de Linares

Varios años después se llevó a cabo lo proyectado. Pero, tres-cuatro años más tarde, con nuevas lluvias, se empezaron a ver movimientos similares a los anteriores. Ante nuestra sorpresa, nuevos sondeos con inclinómetros señalaron que la rotura estaba ahora a unos 9-10 m de profundidad. El haber tardado tanto en actuar permitió que el terreno se volviera a fisurar y que el agua penetrara, con el tiempo, hasta profundidades mayores, con lo que la acción de las siguientes aguas actuó sobre el terreno bajo el terraplén hasta una profundidad mayor que en épocas anteriores. Con lo que la inestabilidad continuó.

Ante este fracaso, tuvimos que diseñar una barrera de pilotes, en la base de aguas abajo del terraplén, de gran diámetro y debidamente armada, más una red de pozos profundos (aguas arriba del terraplén), de Ø 1,5 m, con drenes radiales para captar el agua (que salió con cierta abundancia (Fig. 9.4). Por cierto, mientras se hacían estos drenes y se conectaban los pozos, se sacaba el agua del pozo con bomba, que se retiraba por la noche, colocando una tapa de hormigón en el pozo. Sin embargo, un día se vio que se habían retirado las tapas (se supone que en busca de las bombas) y como no había bombas, los asaltantes picaron las tapas de hormigón para llevarse las pocas barras de armadura que incluían. Pobre botín, en efecto.

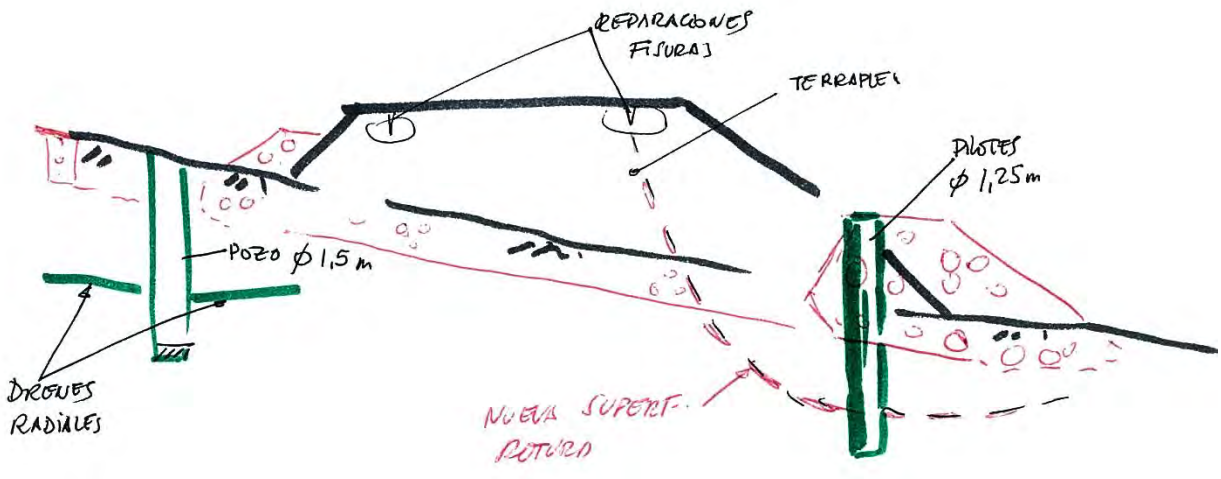

Fig. 9.4. Segundo refuerzo del terraplén de la Cuesta de Linares

Estas actuaciones si fueron efectivas y lo siguen siendo. Pero todo ello nos llevó a pensar en el fenómeno de profundización de las fisuras que pueden llegar hasta un punto en que la presión total vertical existente no permite la apertura de más fisuración. Se trata de un fenómeno que explicamos en su día con detalle y al que denominamos "degenerabilidad" de las arcillas y que produce presiones intersticiales a lo largo de una profundidad mayor que en el momento inicial de la rotura y, además, humecta las arcillas en zonas que tenían sólo su humedad natural, reblandeciéndolas y reduciendo, principalmente, su cohesión efectiva (Fig. 9.5). El terraplén que está encima de esta zona experimenta movimientos inicialmente, lo que permite comenzar el tema y, después, puede llegar a ser inestable.

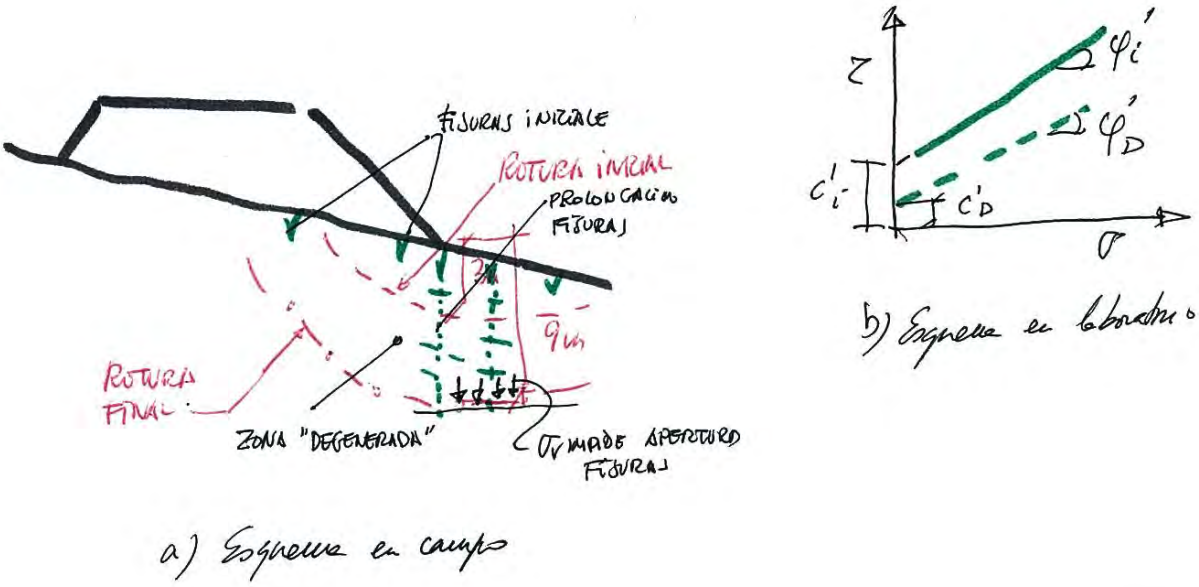

Fig. 9.5. Degenerabilidad de las arcillas

Esta teoría de la degenerabilidad la aplicamos, posteriormente, para explicar la rotura de la presa minera de Aznalcóllar. Según los peritos judiciales, se rompió por una superficie a 9-10 m de profundidad, en la que debía haber una zona más débil, aunque no lograron detectarla físicamente, a pesar de realizar numerosos sondeos. No se trataba de una capa diferente, sino de un fenómeno de "degenerabilidad", ya que el terraplén de la presa ya había experimentado (unos años antes de romperse) serios desplazamientos horizontales (por bombeo de agua en su pie, almacenamiento de agua en el trasdós de la presa, de forma contraria a lo establecido en

su proyecto, como pudo comprobarse en estaciones de aforo, aguas abajo, al llegar primero mucha agua y después los residuos de la rotura, etc.). Así lo defendimos en el juicio que tuvo lugar relacionado con este tema (en el que hubo del orden de 60 "peritos"…).

¿Qué aprendimos aquí? Mucho. A pesar de disponer de cierta información y de hacer un diseño de reparación lógico, el tiempo jugaba en nuestra contra. Los retrasos pueden – sobre todo en medias laderas – llevar a situaciones de más peligro, poco a poco. Además, podemos encontrarnos con fenómenos que no conocemos (la "degenerabilidad") que nos amarguen algo la vida. Pero siempre hay que tener el cerebro bien "abierto", para interpretar debidamente lo que vemos. Por eso, la observación de la naturaleza y la instrumentación de las obras (no sólo a corto plazo) son tan importantes. También aprendimos de la paciencia de los ingenieros de carreteras de Jaén – principalmente Paco Varo -, que volvieron a confiar en mí. Y, sobre todo, lo primero es la utilización de la vía, sea con un desvío o con medidas de urgencia.

Por cierto, también hay que aprender de la Historia. El camino que hicieron los romanos no se construyó a media ladera, sino en el valle, con lo que – aunque podía haber inundaciones temporales en algún invierno – siempre se volvía a poner en servicio el camino con poco esfuerzo.

Nuestros condicionantes de aprovechamiento actual nos exigen curvas de mayor radio, pendientes limitadas, ocupación a media ladera (a veces, con desmontes y terraplenes considerables). Pero ello sólo es posible si "escuchamos" al terreno y tomamos las medidas de drenaje y refuerzo adecuadas, que pueden establecerse ya en la construcción de la obra lineal y no sólo cuando se "van de paseo".

10. DE ANCLAJES Y PUNTALES

El uso de anclajes al terreno (de barra o cable) es una solución de corte estructural que puede ser muy útil en excavaciones al abrigo de pantallas continuas y discontinuas, estabilización de taludes (anclando muros "in situ" o la cabeza de las pantallas de pilotes separados), etc. Pero muchas veces se olvida – o se considera en segundo plano – lo de "al terreno".

En su día (año 1998-99, aproximadamente), AETESS elaboró una Guía para el Proyecto y Ejecución de Anclajes para que fuera publicada por la Dirección General de Carreteras. En ella colaboramos José Luis Fernández Salso – gran persona y gran técnico – y el que escribe estas líneas, siendo después revisada por un comité técnico de AETESS y por algunos técnicos de la Dirección General citada. Casi veinte años después sigue utilizándose con cierto éxito.

En ella se le daba mucha importancia a cómo debía realizarse la inyección que tiene que materializar la adherencia del anclaje al terreno, distinguiendo entre inyección única, repetitiva y selectiva. Un hito importante de la Guía, a nuestro juicio, es que se incluyó una serie de tipos de precios (distinguiendo esas modalidades y alguna más), a fin de que el ingeniero de carreteras tuviera claro que no todos los anclajes son iguales y que no tienen costos similares. Es como el caso de los geotextiles, en que muchas veces se habla de "que se ponga un geotextil", sin indicar su peso, su resistencia a tracción, su permeabilidad, material, etc.

Pero, a pesar de eso, más de una vez se utilizan como soluciones sin pensar en cómo trabajan. Así, en obras de edificación, hemos visto perforar y colocar anclajes para contener una pantalla en un solar a excavar, entrando en el solar del "vecino" y anclando debajo del edificio contiguo. Ello puede suponer unos movimientos (principalmente horizontales) en la masa del terreno que rodea al bulbo del anclaje que pueden tener repercusión sobre las cimentaciones que están por encima, sobre todo cuando éstas son de poca entidad. Así lo hemos visto en una ciudad de Galicia, en anclajes ejecutados en arenas (de antigua playa), en que – además- se debieron producir movimientos y extracción de material durante la perforación en ese material (Fig. 10.1). Hubo que desalojar tres inmuebles de unas dos alturas, antiguos y con poca rigidez horizontal estructural, provocando el consiguiente problema, repercusión económica, juicio, etc. Algo parecido hemos visto en diversas ocasiones.

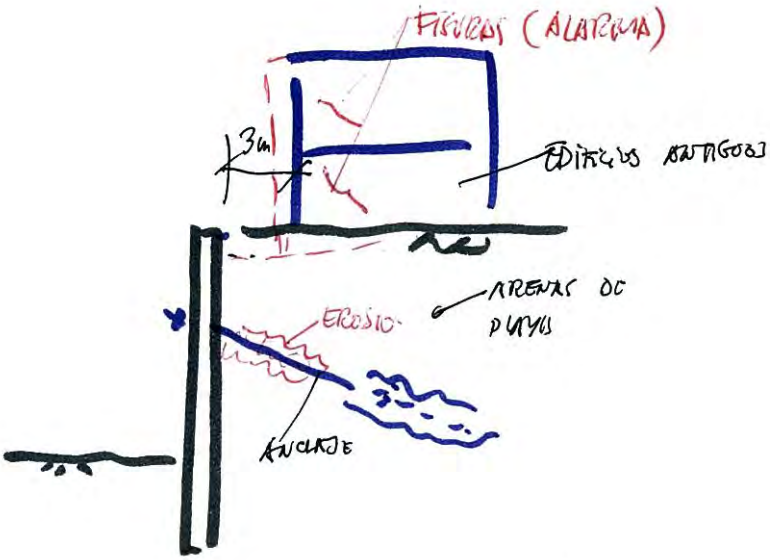

Fig. 10.1. Edificio en Galicia

Por cierto, recomendamos – en ese caso – que, para poder hacer las excavaciones previstas, se utilizaran puntales provisionales entre pantallas. Pero el diseño, para ahorrar dinero y molestias se hizo con pocos puntales y con una viga de reparto – metálica – con poco refuerzo y rigidez, con lo que se produjeron deformaciones notables en esos apoyos puntales-vigas de reparto y se afectó a nuevos edificios (Fig. 10.2).

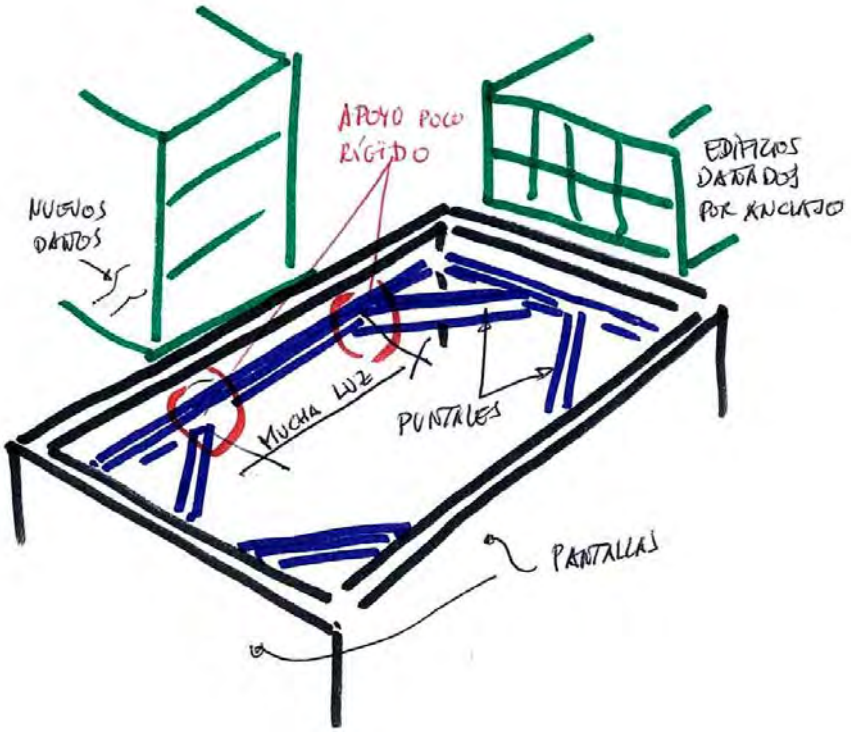

Fig. 10.2. El mismo edificio de la Fig. 10.1

Este punto de apoyo de puntales a las vigas de reparto horizontales unidas a las pantallas también fue muy importante en el caso de la catástrofe del túnel a cielo abierto de la Autopista de Nicoll (Singapur), analizado por un comité internacional en el que participaron los profesores Alonso y Gens de la Politécnica de Catalunya. A parte de no evaluar bien los empujes del terreno (con cálculos elásticos), las uniones tenían pocos refuerzos y coeficientes de seguridad bajos (en España podía ser de 1,15), por lo que pandearon las almas de diversos perfiles de refuerzo del apoyo y las pantallas se vieron abajo, literalmente. Además las filas de puntales (9 niveles más presoleras de jet-grouting) estaban separadas la misma distancia, lo que no parece lógico en la zona más profunda. Y la interpretación de los movimientos tampoco fue adecuada. Hay que tener muy en cuenta estos detalles y que un montaje en una excavación no es lo mismo que en una fábrica, por lo que conviene mayorar bien los empujes (aunque sea una obra provisional) y reforzar bien estos apoyos y puntales, sobre todo tener en cuenta que el empuje principal lo da el agua. Además, los posibles errores geométricos del montaje (del orden de 5-10 cm como mínimo) introducen flexiones por excentricidad no tenidos en cuenta en un proyecto muy académico (Fig. 10.3).

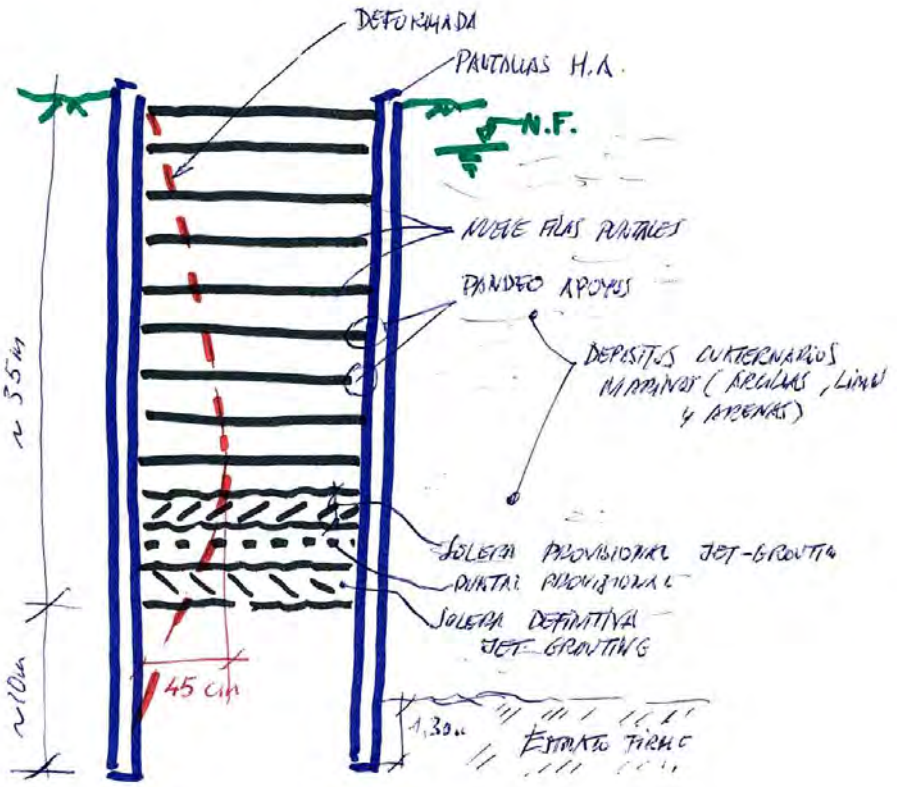

Fig. 10.3. Autopista de Nicoll (Singapur)

Por cierto, en un caso muy sonado en la Alameda de Colón en Málaga, se utilizaron puntales en celosía (dos niveles) para sujetar las pantallas, que tenían edificios en tres lados del solar. Aquí se cometieron varios errores (Fig. 10.4):

- Los sondeos sólo tenían 15 m de longitud y no llegaron a las "margas grises" del sustrato. Por ello, en el proyecto se supuso que estarían a 15,50 m de profundidad (realmente, aparecían a 24 m).
- El proyectista de los puntales consideró que la carga que le daba la empresa constructora de la pantalla (la que equilibraba los empuje del terreno y agua) estaba ya mayorada (lo cual no era así), por lo que sólo aplicó un coeficiente de seguridad de 1,15 en el diseño de estos grandes puntales.
- Al excavar y por mayor comodidad, se excavó hasta la cota definitiva alrededor de la pantalla, dejando una zona elevada en el centro de la excavación a mayor cota, para montar encima el segundo nivel de puntales.

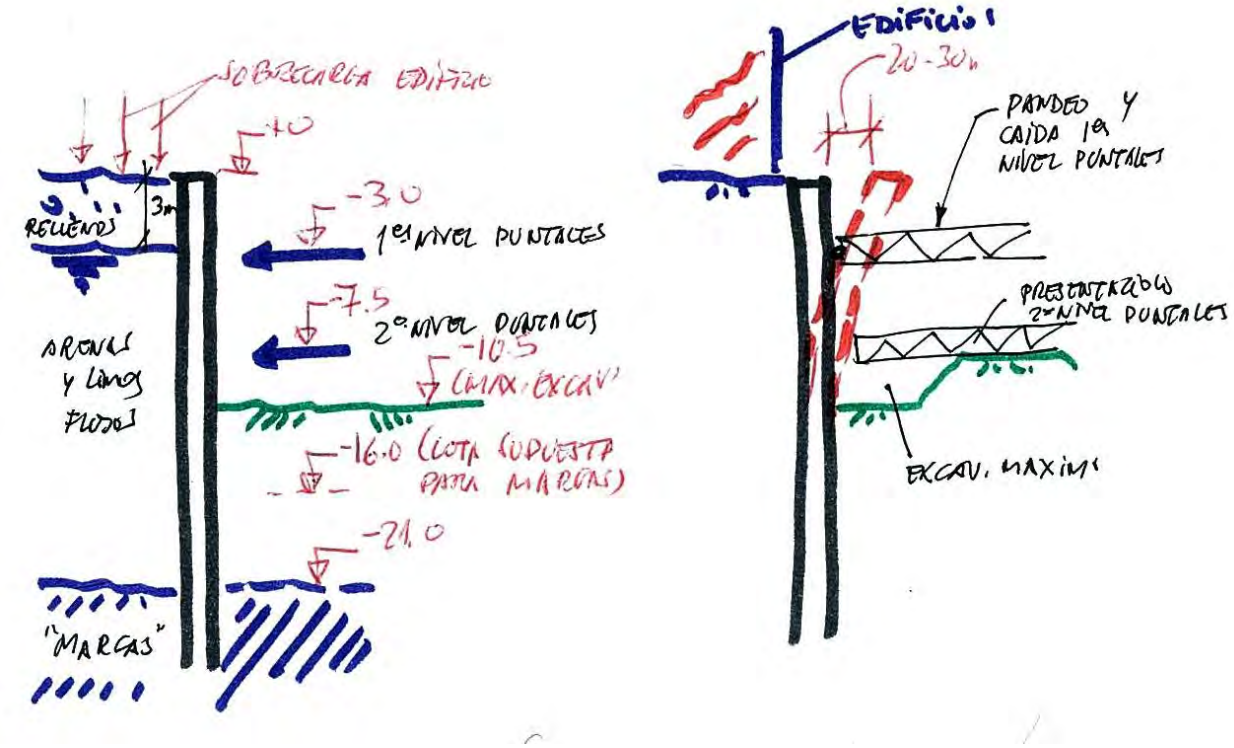

Fig. 10.4. Excavación en Málaga junto al Río Guadalmedina

Al llegar a esta última situación, se empezó a ver que la primera fila de puntales empezaba a tomar una flecha muy visible, hasta que pandeó y cayó sobre los puntales de la segunda fila. Así, las pantallas se movieron unos 20-30 cm, con lo que se indujeron serios daños en los edificios contiguos. Esto dio lugar a un largo pleito sobre el tema, que al final, se arregló por un acuerdo entre los seguros implicados en el asunto. El trabajo del autor se desarrolló junto al gran ingeniero y mejor amigo el Prof. Pablo de la Fuente Martín†.

Volviendo a los anclajes, aparte del caso citado, son conocidos otros casos en que parte del edificio estaba dentro de la llamada "cuña activa" del trasdós de la pantalla que es la zona en la que no deben estar los bulbos de anclaje. Pero si quedan ahí, los empujes y movimientos de las pantallas pueden ser mayores de los previstos y afectar al edificio próximo. Así ocurrió en la Autovía Fene-Ferrol hace unos 10-11 años, en que se produjo una grieta vertical en una casa de dos plantas y movimientos diferenciales en un cementerio próximo. Hubo que reforzar la pantalla de pilotes existente con anclajes nuevos y más largos.

La cuestión de qué tensión debe darse a los anclajes también es objeto de discusiones. Si el cálculo para compensar empujes de terreno y agua da un valor de A ton/m.l., en nuestra opinión, es preferible anclar inicialmente con (0,7-0,8). A, a fin de que – si es necesario – el anclaje se deforme algo y acabe trabajando a la tensión de diseño.

Por ejemplo en el deslizamiento de Diezma (Granada), sobre la A-92, se diseñó (con P. de la Fuente) una pantalla de pilotes (módulos de pantalla de 5×1 m, con el lado mayor paralelo a la máxima pendiente de la ladera), con anclajes que se tensaron al 70% de la tensión de trabajo. Se dejaron células de carga en algunos anclajes y comprobamos, diez años después, que la carga había subido al 90%, sin ningún problema y con la seguridad adecuada, al reajustarse la masa de terreno inestable a los elementos de drenaje y resistentes instalados. Lo que si hubo que hacer es reponer diversos pozos drenantes, de las dos filas existentes, ya que con la deformación del desmonte, habían quedado parcialmente fuera de servicio (Fig. 10.5). Por cierto, entre acabar la obra y esos diez años, no se habían hecho medidas. Y es que el mantenimiento, a veces, es… Para resolver este problema, el autor de estas páginas colaboró con el Prof. de Fuente que fue a verlo un martes, elaborando unos croquis iniciales. El sábado, el que suscribe fue a ver la obra (acompañado por su esposa, su hija y el futuro yerno, a fin de disimular el viaje de trabajo en día no laborable) y fue recibido unos kilómetros antes por Pepe

Santos de SITE, que ya estaba interviniendo en los trabajos iniciales. El que suscribe dejó a su familia con Pepe y se acercó al pie del deslizamiento, en donde estaban responsables técnicos y políticos y unas máquinas moviendo el pie del talud deslizado (en que había grandes bloques rocoso entre material térreo). Pepe le dijo a sus acompañantes: "Vais a ver la bronca que monta Carlos al ver lo que están haciendo". Efectivamente el que suscribe urgió a los responsables a parar el tocar el pie del deslizamiento (que entrañaba el riesgo de caída de bloques sobre los operarios y, además, movería más el deslizamiento y ampliaría el salto superior, lo que no resultaba conveniente). Afortunadamente los responsables hicieron caso a la recomendación, preguntando cuándo se podría retirar esa acumulación de material que estaba sobre la calzada de la Autovía. El que suscribe contestó que eso era lo último que se tocaría. El deslizamiento afectaba a 1,5-2,0 millones de metros cúbicos y era necesario detenerlo y controlarlo, antes de arreglar esa zona. Eso sí, podíamos hacer un desvío provisional de la Autovía, aprovechando que el lado exterior de la trinchera en que estaba el corrimiento era de escasa altura (5-6 m), lo que permitió realizar, rápidamente, ese desvío y ponerse a reconocer la inestabilidad, proyectar las medidas de estabilización (Fig. 10.5), etc.

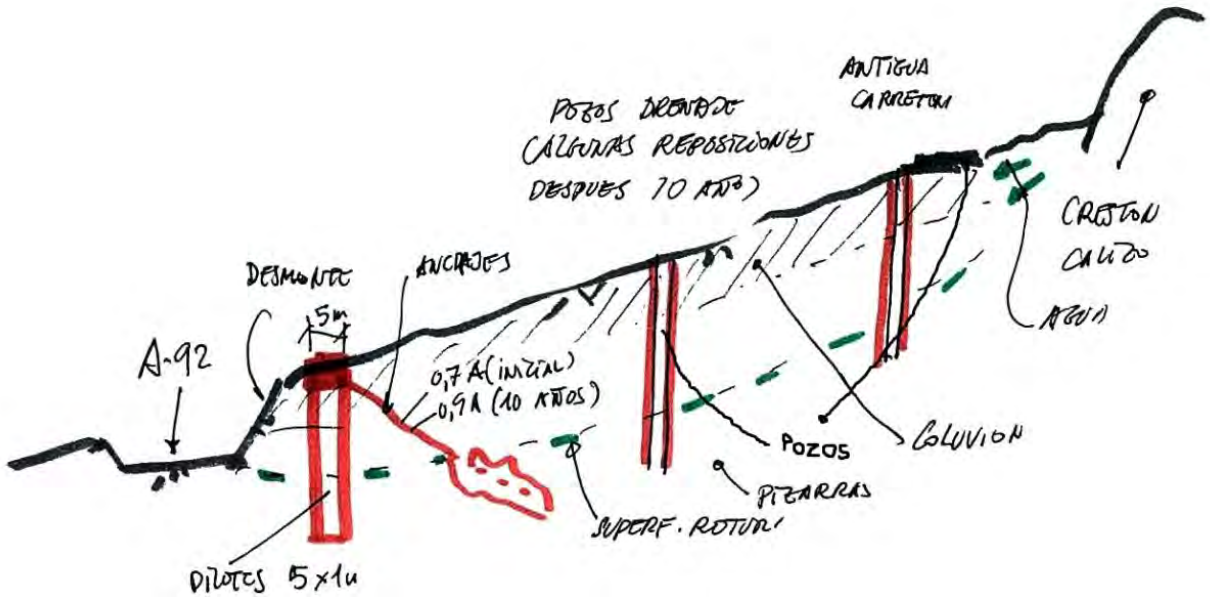

Fig. 10.5. Deslizamiento de Diezma

Hay que tener cuidado con las cargas de diseño. Cuanto mayores son no sólo encarecen el elemento por llevar más sección de acero, sino que es más difícil conseguir el anclaje al terreno. No basta ir aumentando la longitud del bulbo de anclaje, ya que la adherencia se concreta en los primeros metros y es, ahí, donde mayor tensión se acumula.

Por ejemplo, para las obras del Metro de Madrid (Estación de Colonia Jardín) se consideró necesario hacer unos anclajes en suelos pliocénicos y de 180 T de carga de trabajo, a fin de acortar el tiempo de ejecución y excavación, puesto que esa estación servía de pozo de ataque a una tuneladora. Es una carga excepcional en suelos, por lo que se seleccionó a la empresa RODIO por su historial, pero condicionando también a los intervinientes de esa empresa (Ingeniero, Encargado, etc.). Se ensayaron unos anclajes con bulbos de solo 6 m de longitud, a fin de movilizar toda su resistencia, que llegó a una magnitud de la adherencia de unos 0,27-0,30 MPa, con inyección repetitiva. Ello permitió diseñar los anclajes adecuadamente, no sólo en lo que se refería a coeficiente de seguridad sino al proceso constructivo. Unos años después volvimos a realizar la misma operación en Metronorte y también volvimos a utilizar el mismo equipo empresarial y humano, siendo éste último importantísimo en acciones singulares y especiales.

Otras veces hemos visto fallar anclajes por diversos motivos:

- En la ampliación del, entonces, Ministerio de Marina, al romperse una tubería de conducción de agua (c/ Juan de Mena), muy próxima a los bulbos de anclajes, los cuales quedaron debilitados. Hubo que complementar el sostenimiento con dos grandes vigas de celosía entre pantallas.
- En un desmonte para una gasolinera en Asturias, al diseñar un muro anclado con dos filas de anclajes. En esos casos, la excavación debe hacerse por bataches, a fin de que los anclajes de la fila superior no se sobrecarguen. Como no se hizo así, esos anclajes superiores aumentaron claramente su carga, no podían separarse de sus cuñas y tuvieron que ser duplicados con otros anclajes nuevos.

- En un muro de pilotes anclados, en la salida de un túnel de Asturias (hace 2-3 años), en que los tubos de inyección llevaban ranuras pequeñas y únicas en cada nivel. Así la inyección no quedaba bien y se le "echaba la culpa" al terreno de que era "malo", en vez de una roca alterada. El cambio del sistema de inyección permitió comprobar que el sistema utilizado anteriormente era inadecuado (aunque más barato aparentemente, por lo que era más interesante para el Contratista), etc.

Hay que tener mucho cuidado con los anclajes, aparte de que puedan soltarse y producir problemas, que no es lo corriente. Una cuña mal instalada o con un eje que no coincida con el del anclaje, pueden producir su daño o su corte. Hace años (unos treinta y cinco) estuvimos a punto de morir, junto con nuestro equipo del Laboratorio de Geotecnia y del de Javier Sánchez del Río de Dragados, en una prueba de carga de pilotes en el mar (Bahía de Algeciras). Había anclajes que unían un cabezal encima del pilote de prueba a unas vigas de reacción, unidas a otros pilotes. Los anclajes eran de rosca, pero "alguien", llevado por su buena voluntad, le dio unos martillazos "para que quedaran bien". Así se dañaron las roscas y, cerca de la carga máxima, fallaron seis de los treinta y dos anclajes, que se soltaron y cayeron al mar verticalmente, como flechas. Una rápida actuación (seguramente inconsciente) nos permitió nivelar el cabezal anclado y que no se rompieran más anclajes. Afortunadamente no nos tocó ninguno de los rotos a las 6-7 personas que estábamos en la plataforma de prueba, pero el susto que nos dio fue de angustia, por decir algo. En alguna otra prueba de carga, en tierra, hemos tenido problemas con algún anclaje (en Bilbao, por ejemplo), pero veías que fallaba (al estar anclado al terreno) poco a poco, lo que permitía controlar la situación.

Otros ensayos de anclajes (como los de multibulbos, realizados en una investigación con RODIO-KRONSA colaborando con José Luis Arcos), han salido muy bien, sin problemas.

Desde entonces y con estas experiencias, el que suscribe se pone un tanto pesado con el diseño de anclajes, sobre todo de los definitivos, que hemos utilizado en diversas soluciones de reparación de taludes inestables. Es una lección aprendida con todas esas experiencias (sobre todo en lo que se refiere a coeficiente de seguridad y a definir con detalle el procedimiento de anclado al terreno) que espero que el lector aprenda más rápido que nosotros. La Guía de anclajes citada, puede considerarse fruto de estas experiencias y las de otros técnicos, más expertos que el que suscribe en estas técnicas.

En cuanto a los puntales entre pantallas, el disponer de elementos metálicos es muy cómodo, pero tiene diversos inconvenientes:

- La distancia entre pantallas no suele ser exacta, por lo que hay que acudir a cuñas, si no se diseñan unas vigas de reparto, lo que puede llevar a que entren en carga de forma desigual, no prevista.
- Las vigas de reparto deberían ser de hormigón armado, por su mayor rigidez y porque es más fácil conseguir que los puntales sirvan con la longitud prevista.
- Las zonas de apoyo de los puntales deben cuidarse con los refuerzos adecuados y pensando en excentricidades mayores de lo previsto. Además, como la carga en el puntal puede no estar centrada, pueden producirse concentraciones de tensiones no deseadas.
- Los coeficientes de seguridad de los puntales deben ser algo más amplios de los que se usan en estructuras metálicas, por las razonas antes indicadas.
- Los puntales de hormigón son más lentos de construir pero pueden ser más seguros. Hay que tener en cuenta su retracción.
- Si se usan vigas prefabricadas como puntales en la cabeza de las pantallas y están apoyadas en ellas (o en cabeceros) mediante neoprenos, debe tenerse en cuenta que esos elementos transmiten poca carga horizontal y el efecto “puntal” puede ser muy escaso, como hemos tenido ocasión de comprobar tanto en Sevilla (Sección de control, excavando metro a metro), en Metrosur y en Calle 30 de Madrid, etc. La deformada de la pantalla, a pesar de ese “puntal” venía a corresponder a la de un caso de voladizo, prácticamente.

11. LA AVENIDA DE LA ILUSTRACIÓN

La reparación de la Avenida de la Ilustración en Madrid fue un "hueso duro de roer" por las circunstancias técnico-político-administrativas que la rodearon.

El diseño de esta nueva Avenida – concebida, inicialmente, como uno de los cierres de la M-30 – fue ya, desde el primer momento, enseñado como nuevo ejemplo del Urbanismo moderno, incluyéndose en una portada del Anuario del Colegio de Ingenieros de Caminos (aunque sólo era una maqueta).

Pero, hete aquí que se dispuso sobre una vaguada (la del Arroyo Valdecelada, sino recuerdo mal), que tenía unos 12-14 m de profundidad y que el que suscribe recorrió hacia 1973, buscando "renacuajos" para una amiga que estudiaba Biológicas (como no les veía, con cinco pesetas consiguió la eficaz ayuda de un "chaval" que vivía por allí). En ese momento podían verse casas de pueblo – no chabolas – de poca altura, a ambos lados de la Vaguada. Pocos años después, se construyeron cerca edificios de 8-10 plantas y con los restos de demolición de las casas de pueblo, lo sobrante de las nuevas obras y algo de terreno se rellenó la vaguada. Al construir la Avenida (viales centrales, zonas arenadas y viales laterales) el material existente siguió autocompactándose con las lluvias, por lo que la nueva vía experimentó grandes asientos diferenciales: En algún punto los asientos alcanzaron los 50 cm, sin haber colocado la última capa de rodadura (Fig. 11.1).

La prensa empezó a comentar el tema y como el Ministerio de Obras Públicas correspondía, entonces, a un determinado partido centenario, algunos técnicos de ideología contraria empezaron a hacer declaraciones sobre la mala ejecución de la obra. En el fondo, hasta ahí, tenían razón, ya que el Proyecto no contempló – en absoluto – la calidad y composición del relleno no controlado sobre el que se había realizado la obra.

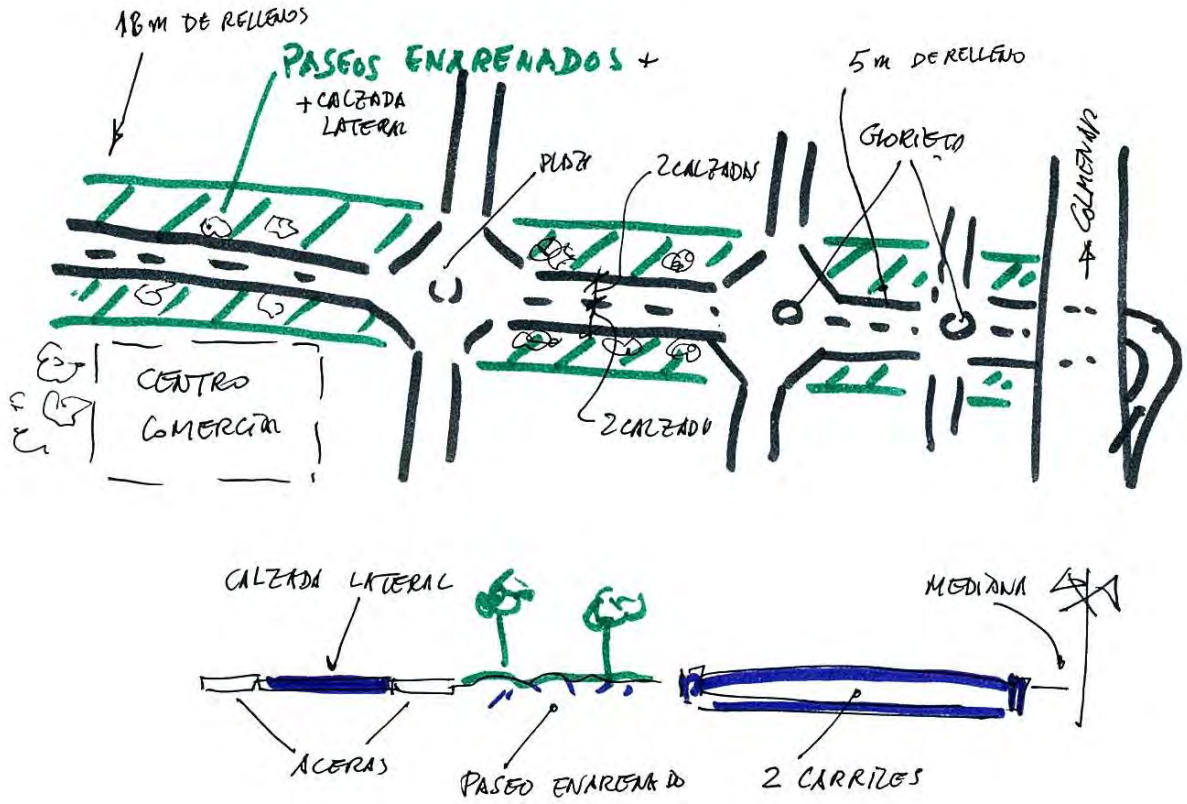

Fig. 11.1. Esquema de la Avda. de la Ilustración

En ese momento, la Dirección General de Carreteras decidió que el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX tenía que "estar entendiendo en el asunto", razón por la que, al que suscribe, le localizaron a mediodía comiendo en un restaurante (sin que hubiera dicho a nadie dónde iba, pero alguien debió enterarse) y le comunicaron que fuera rápidamente al Ministerio para hacer verdad lo de "entender en el asunto". Así empezó a ocuparse del tema y, al día siguiente (Santo Domingo de la Calzada, nuestro patrono) estuvo ya viendo la obra y empezando a definir la solución (Fig. 11.2):

- En zonas con grandes deformaciones y un apreciable espesor de rellenos y con circulación de agua en y bajo los rellenos (vaguadas principal y laterales), se debería tratar el terreno con columnas de grava, ejecutadas por vía húmeda (para provocar más asientos y dejar el terreno compactado y reforzado, a través de las inclusiones de grava compacta). Las inclusiones de grava permitirían, a corto y largo plazo, que el agua circulara bien por el vertedero, sin producir arrastres ni asientos.

– En zonas con menos espesor de rellenos y algo menos de asientos y sin agua, el tratamiento se haría con columnas de jet-grouting, con la idea de romper el terreno y "armarlo".

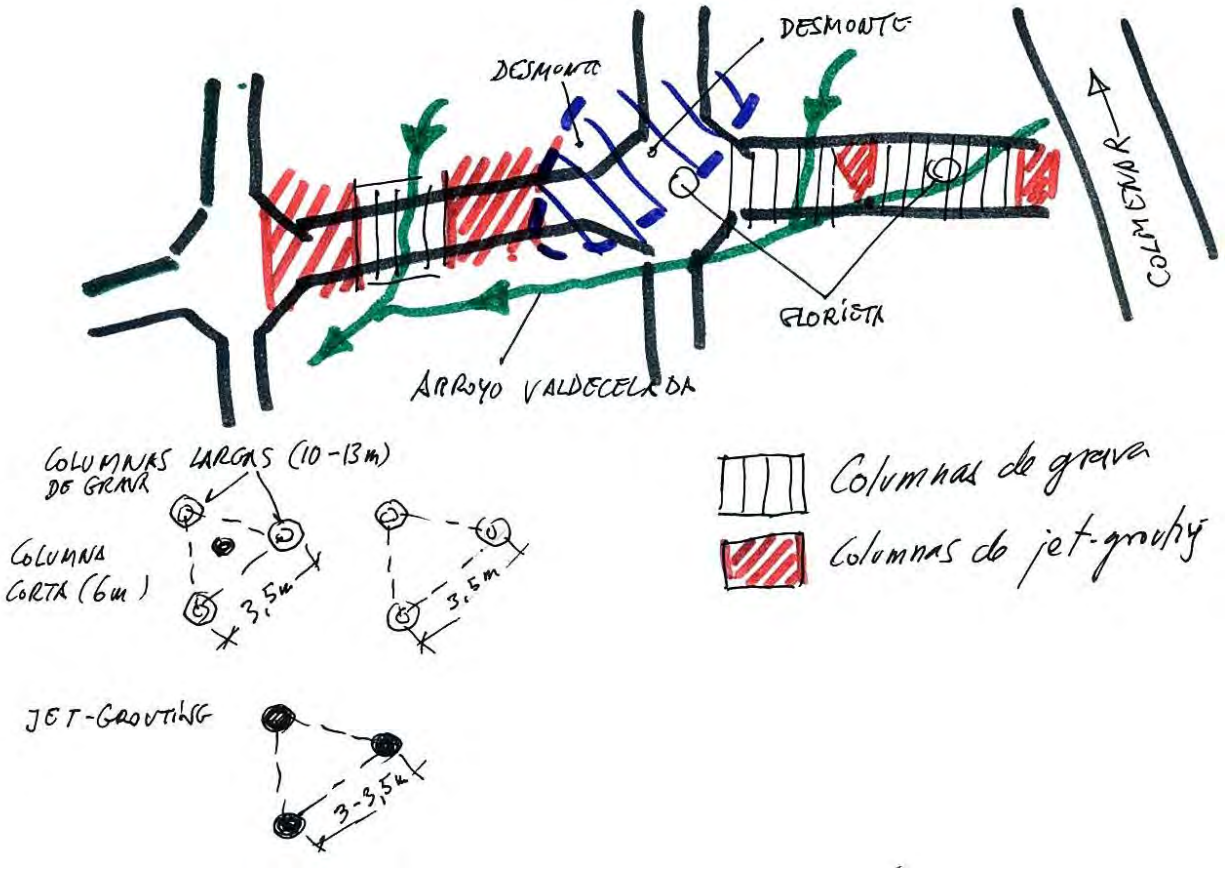

Fig. 11.2. Tratamientos realizados

Para ello, lo primero fue buscar los planos antiguos, para estimar los espesores de relleno y situación concreta de la vaguada, hacer unas calicatas y una serie de penetrómetros dinámicos, así como unas pruebas de ejecución de columnas de grava con maquinaria de pilotes apisonados, que mostraron menor eficacia que los ejecutados con aparatos de vibroflotación, lógicamente.

Las calicatas mostraban un "terreno" muy variopinto: Mezcla de restos de demolición, viejas lavadoras, partes de automóviles, mucho tubo Bergman de luz y algo de arena suelta. Los colaboradores habituales del Laboratorio de Geotecnia me preguntaban: ¿y cómo se describe este terreno?"… También hicimos una "cartografía" muy simple de las zonas de firme ya hundido, definiendo su diámetro aparente en planta y su profundidad (a través de que una persona se pusiera dentro de la zona hundida y lanzando una visual a ras del suelo), con lo que pudimos calificar los hundimientos de pequeños (llegaba la visual al tobillo), medios (llegaba a la rodilla) y de c… (si le llegaba cerca de la cintura). Bueno, en los planos se puso otra terminología.

Se seleccionaron, con permiso de la Dirección General de Carreteras (cuya confianza debo agradecer, sobre todo en la persona de Juan Lazcano, como otras muchas veces), tres empresas para hacer los tratamientos diseñados: 24 Km de columnas de grava a cargo de Terratest y otros tantos kilómetros de columnas de jet-grouting, a cargo de Rodio y Geocisa (Fig. 11.2).

Al principio de los tratamientos se hicieron una serie de pruebas, cambiando los parámetros de realización, sobre todo de las columnas de jet-grouting (presión, admisión, separación), utilizando las técnicas geofísicas ("pequeña" sísmica, ensayos de penetración, testificación de sondeos con rayos γ ondas Raleigh transversales, etc.) y, sobre todo, observar el resultado obtenido. Así pudimos ver cómo iban a trabajar las columnas de jet: Se formaba una columna de un diámetro relativamente pequeño (unos 20 cm), pero con unos "pseudópodos" horizontales (y con pequeñas ramificaciones verticales) que penetraban en los rellenos hasta a 3 m del eje de las columnas. Estos "pseudópodos" podían tener 3-5 cm de espesor y comprimían (y "armaban") el conjunto del relleno. Se formaba, así, una estructura tipo "milhojas" que cumplía el fin de rigidizar el conjunto del relleno, a pesar de separar los ejes de las columnas (de grava y de jet) del orden de 3,5 m, con consumos del orden de 300-750 Kg de cemento por metro lineal (Fig. 11.2). En el caso de las columnas de grava el consumo era de 0,5-0,8 m^3 de grava/m.l.

Con ello se había conseguido el introducir una nueva técnica como refuerzo general – en un momento en que empezaba a utilizarse claramente en España – con una filosofía diferente de la que se usaba en otras obras (masas de columnas muy próximas).

Dado el nivel de urgencia de las reparaciones y las limitadas condiciones económicas de un proyecto de emergencia como éste, hubo que establecer un férreo sistema de control que se consiguió implementar en una base de datos informatizada (la primera que se hizo de éste tipo, que luego pasaría a ser utilizada, con variantes, en el Metro de Sevilla, en el de Madrid, en el soterramiento del ferrocarril de Cádiz, etc.).

A diario se preparaban partes de ejecución y se dibujaban planos con:

- Longitud de todas y cada una de las columnas (determinadas con unos criterios claros para no prolongarlas demasiado).
- Admisión (m^3 de grava/m.l. o kilos de cemento/m.l.).
- Diámetro medio de las columnas de grava.
- Fecha de ejecución de las columnas, para ver el rendimiento de los equipos, etc.
- Datos de ensayos de control (ondas Raleigh, testificación geofísica, penetrómetros, Fig. 11.3).

Este control permitió que no se nos escapara el tema de las manos, ya que los ejecutores – a veces, de forma natural – tienen tendencia a exagerar las longitudes de columnas, etc. Con ello se conseguía tener, prácticamente al día, el coste del tratamiento, el plazo de ejecución, etc. Ello fue importante para evitar comentarios de algunos de los que habían intervenido en las discusiones, iniciales y que parecían tener mucho interés en que fracasáramos. Sin embargo, la prensa siguió incluyendo comentarios de los detractores, como el que “estabamos robando, ya que hacíamos pilotes sin cemento” (por las columnas de grava que, claro, no llevan cemento), que era más barato levantar todo el relleno y hacer una avenida deprimida (cosa que estudiamos en primer lugar), etc. Pues, aunque esa opinión contraria existía, el tratamiento siguió y conseguimos – midiendo asientos – que, cuando se colocó el firme definitivo, los movimientos verticales fueran de sólo algunos milímetros.

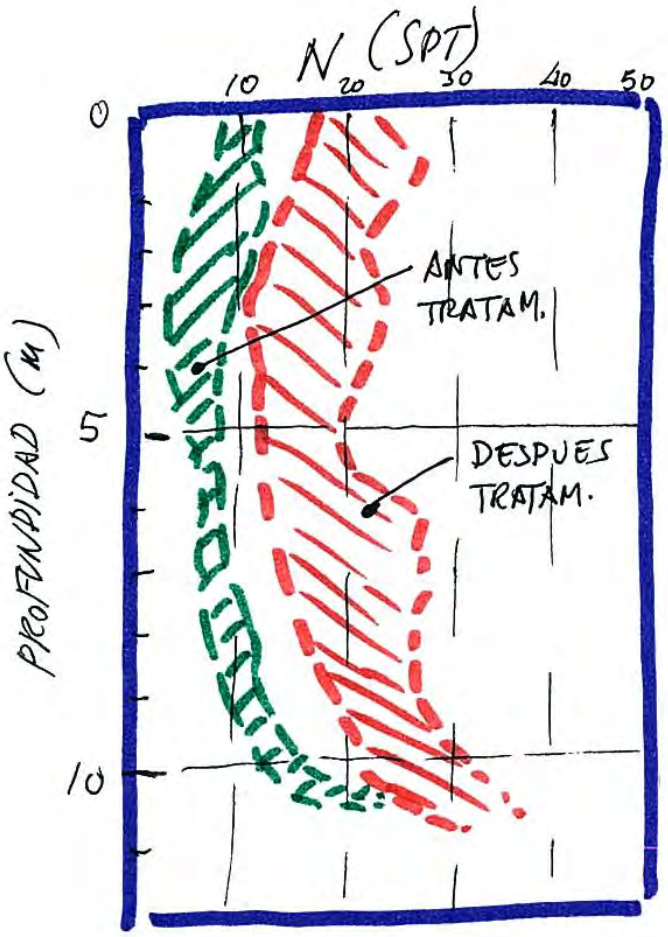

Fig. 11.3. Resumen de ensayos de penetración dinámica, antes y después de los tratamientos con columnas de grava (Ensayos entre columnas)

En todos estos trabajos intervinieron otros técnicos del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, principalmente Luis Sopeña y Benigno Delgado. Y por parte de las empresas especializadas: Arturo Canalda, Pepe Candela, Javier Garcés, Pedro Sola, José Luis Rojo y Augusto Minguez, principalmente.

Aquí sí que aprendimos… Aprendimos que, aunque entras a reparar, se te adjudica también lo anterior. Que, aunque actúas sólo como técnico, quieren adjudicarte una afiliación política. Aprendimos (y enseñamos a otros) las ventajas del control al día, que podía hacerse y qué era conveniente para todos. De hecho, fue en esta obra donde, por primera vez en España, se introdujeron todos las partes de ejecución en archivos informáticos y se dibujaban planos (a mano y por ordenador) con los consumos de grava, la longitud de las columnas, lo ejecutado al día, lo ejecutado por cada máquina, etc. Podría decirse que era un antecedente del actual BIM.

Aprendimos que siempre habrá comentarios desfavorables (Me acuerdo que un ingeniero de la contrata general que había hecho la obra, un día nos comentó que, a pesar de las columnas introducidas en el terreno, éste estaba "peor" que antes. En fin…) y que, en estas obras especiales, hay que estar "ojo avizor" en todo el momento, por lo que el número de "visitas" a la obra de los técnicos de mi equipo y las mías propias se intensificaron notablemente. Y también aprendimos mucho del jet-grouting y de las columnas de grava. Aprendimos que no hay que pensar en el jet-grouting como en pilotes y, a veces, ni siquiera como columnas (aquí quedaba el taladro relleno de inyección y "pseudópodos" de lechada de cemento de unos 2-3 m de longitud, que comprimían y "armaban" el terreno), sino que, en terrenos flojos, son un refuerzo real y no unos pilotes. Aprendimos que las columnas de grava deben abonarse por su consumo de grava y no a hacer la trampa de calcular el consumo medio y aplicar, a éste, un baremo previo. (Esto debe hacerse por lotes). Que las columnas de grava eran adecuadas a zonas con circulación de agua (ya que, aunque compactan, mantienen las inclusiones permeables) y que las de jet eran más adecuadas en zonas sin agua, con un efecto reforzador claro. Aprendimos lo que es que el chorro de la inyección (eso sí con baja presión) puede hormigonar la corbata. Aprendimos… tantas cosas que esta experiencia se quedó en nuestra memoria personal para siempre y también en la de las empresas ejecutoras del tratamiento.

12. DE PILOTES

Antes de acabar la carrera, el que suscribe ya empezó a tener que ver con los pilotes, al preparar un trabajo sobre los grupos de pilotes verticales con carga vertical, para presentarlo al Primer Premio Egesa-Bauer que Arturo Canalda instituyó, para estudiantes o recién graduados. En él me ayudaron personas como el Profesor Jiménez Salas y el Prof. De Justo Alpañes, proporcionándome bibliografía y acceso a bibliotecas. Ahí aprendió a utilizar las referencias técnicas, a buscarlas, resumirlas, etc. Por cierto, ganó ese premio y publicaron el trabajo en un libro sobre las 1as Jornadas Técnicas de Cimentaciones, una gran iniciativa del Prof. Balaguer en el sentido de difundir (Conferencias y textos) las últimas novedades de la Técnica (Cimentaciones, Carreteras, Hormigón Pretensado, etc.).

Así, empezó a tratar con más confianza al Prof. Jiménez Salas y, por ello, le pidió entrar en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo para realizar su Tesis Doctoral (1969). Ello fue posible al adjudicarle una beca de Formación de Personal Investigador, por parte del Ministerio de Educación y Ciencia, con destino en el Laboratorio citado. Allí y en el Laboratorio de Geotecnia de la Escuela de Caminos de Madrid, empezó nuevos estudios sobre pilotajes verticales, pero esta vez bajo cargas horizontales.

Con la Tesis acabada y leída (1972), “tropezó” con Jacinto Pellón de Dragados que tenía problemas de las cargas horizontales (frenado, sismo, etc.) en nuevos puentes, prácticamente prefabricados: La cimentación eran pilotes Raymond hincados (cilíndricos y pretensados) y la estructura cabeceros y vigas prefabricadas. En algún caso, como en el ferrocarril Málaga-Fuengirola, los apoyos se hacían sobre pilotes verticales aislados, que debían trabajar a flexión. Ello era raro, puesto que, hasta entonces, cuando había cargas horizontales se diseñaban grupos de pilotes inclinados para trabajar a compresión y tracción. La idea exigía nuevos métodos de cálculo, para lo que podía servir su Tesis Doctoral. Lo que pasa es que usarla “en bruto”, con programas de interacción numérica no era muy sencillo, por lo cual se desarrolló un método “práctico” para calcular los esfuerzos y deformaciones en los pilotes. Ello se aplicó en estas obras, con buen resultado, y – después – en diversas obras de pilotes que hacía Kronsa, ya que en 1973 se publicó una versión del método. Después se fue mejorando y ampliando el método a grupos de pilotes, pilotes inclinados, etc., a lo largo de quizás, veinte años.

Pero el autor de estas líneas como no podía "estarse quieto", siguió con el tema de rozamiento negativo (1973-75), empujes laterales por asimetría de cargas (1977-78) cargas dinámicas (Tesis de J. Zaballos y J. Valerio, y otros). Todos estos métodos y sus resultados fueron publicados en Geotecnia y Cimientos III, bajo la dirección del Prof. Jiménez Salas. Luego lo ampliamos a cargas verticales, caso de terrenos colapsables, cargas dinámicas (Tesis doctorales de los profesores Rogel, Redolfi, Valerio, etc.), para pasar a las consideraciones sobre pilotes de pequeño y gran diámetro bajo carga vertical (Conferencias publicadas en las Jornadas Técnicas de AETESS, 2001 y 2008).

Es decir, se ha seguido, desde 1969, una línea – no continua – de investigación sobre pilotajes, hasta el punto que algunas personas han identificado al autor de estas líneas con "los pilotes", lo cual no le acaba de satisfacer totalmente, ya que ha prestado atención muy importante a otros temas:

a) Propiedades geotécnicas de materiales españoles, como las arcillas margosas andaluzas (1975, 1990, etc.)

b) Temas de subsidencia de túneles, con el Prof. Sagaseta y otros (1972-73, 1992-94, 1995-2003, Fernández Moya y De la Fuente).

c) Temas de tratamiento del terreno, etc.

El mundo de los pilotes, a veces, es misterioso: A unos les gustan, otros les odian, según les "haya ido la Feria". Recuerdo a un técnico superior, autor de un proyecto en el sur de Madrid, que indicó al que suscribe la conveniencia de que aparecieran justificados muchos pilotes en la cimentación de diversas unidades estructurales, ya que – al aumentar el presupuesto de la obra – los honorarios serían más elevados y, además, se evitarían problemas en el futuro.

Lo del aumento de presupuesto quedaba claro (el que suscribe se autoeliminó del tema), pero lo de los problemas no. Por ejemplo, en calle Cabezón de la Sal (Urbanización Santa Eugenia del sudeste de Madrid) se pilotó un edificio de cierta entidad, con elementos hormigonados "in situ", de unos 10-12 m de longitud, para atravesar unos rellenos superficiales y apoyarse en arcillas miocenas. Con el tiempo, se produjeron asientos en el edificio y, poco a poco, se derivó hacia un litigio en el que se acusaba a la empresa especializada de no haber

realizado los pilotes o haberlos dejada claramente más cortos, en los rellenos. Se planteó la necesidad de comprobar la longitud de los pilotes con pozos, perforando algunos pilotes, con cross-hole, etc.

Pero, al final, lo que se hizo fue un nuevo reconocimiento geotécnico más profundo que el inicial (sondeos de unos 13-15 m). Entonces se comprobó que, a unos 16-18 m desde superficie, existía una capa de yesos muy karstificados y con huecos. Al llegar a esa zona la carga del edificio, poco a poco se indujeron deformaciones y, sobre todo, hubo evolución de esa zona por circulación de agua, lo que era la principal causa de los asentamientos. Para resolver este problema Pedro Sola y "su" Geocisa pusieron a punto, por primera vez en España, la técnica de las inyecciones de compactación (que evolucionaron, poco después, a las de compensación, que esa empresa utilizó en el Metro de Londres y en el de Madrid, poco tiempo después), utilizadas por H. W. Baker en el Metro de Baltimore y por nosotros en el Metro de Caracas.

El relleno de esos huecos y el refuerzo de la zona reblandecida por la circulación de agua en la zona karstificada, permitió recuperar asientos, enderezar algo el edificio (las puertas empezaron a cerrar sin problemas) y, sobre todo, estabilizarlo.

En otros casos el apoyo no ha sido bueno. Por ejemplo en el edificio Dr. Fleming de Córdoba, diez años después de ser construido, de repente y de noche, el inmueble se separó del contiguo y se inclinó, abriéndose la junta de separación del orden de 7-8 cm. Los pilotes, del tipo Franki apisonados, atravesaban unos 8-10 cm de relleno y se apoyaban en las arcillas típicas del sustrato cordobés. Pero dada la forma de ejecutarlos (con bulbo ensanchado por el apisonado del hormigón), el apoyo se quedaba en parte del terreno blando superior y en parte en el terreno firme, con lo que el apoyo era muy irregular. Como se acababa de producir el desgraciado incidente del edificio Azorín en Almería (que se hundió, sin acabar de construir, al parecer por eliminar algún pilar), la opinión pública y técnica estaba … "algo nerviosa", con lo que el ataque al arquitecto del inmueble cordobés fue "muy fuerte" y la reacción del Colegio de Arquitectos enérgica. Sin embargo, la empresa de pilotes – muy asentada en Andalucía, pero, en ese momento, con un gerente en otro país – no supo reaccionar adecuadamente ("Nuestros pilotes están muy bien hechos"), con lo que – poco tiempo después – la credibilidad de esa empresa internacional bajó tanto que desapareció de España.

El edificio estaba unido al contiguo al nivel de la primera planta (la junta de separación no funcionaba totalmente) y se acumuló mucha energía en esa zona, al intentarse inclinar el edificio (desde el principio) hacia el lado opuesto. Ese invierno las temperaturas en Córdoba fueron muy bajas (varios días por debajo de cero), con lo que la contracción inducida por el cambio de temperatura de verano a invierno consiguió liberar esa energía, con lo que el edificio se inclinó bruscamente, con la consiguiente alarma de sus habitantes. Después se procedió a recalzar con micropilotes y el que suscribe vio, por primera vez, uno de los trucos que pueden usarse en estos casos: Se hace un presupuesto por perforación y de la armadura por m.l. y se da un precio aparte de la inyección. Se supone un cierto volumen incluido en el proceso y se da un presupuesto adicional para exceso de volumen. Como el terreno superior era un relleno, se le daba presión al mortero de relleno y se "metía" todo lo que se podía. El que suscribe se molestó en repartir ese exceso de volumen entre los micros, resultando que estos tenían un metro de diámetro aparente, lo que era totalmente innecesario. El que suscribe tuvo que hacer un informe sobre el tema, como segundo del Prof. Uriel (Santiago) y en él se estudió la interacción de la deformabilidad del cimiento sobre la estructura, intentando reproducir los movimientos observados, lo que probablemente, fue la primera vez que se hizo eso en España (hacia 1974). Por cierto, se armó tanto revuelo en ese caso que nuestro informe del CEDEX estuvo a punto de ser traducido a otros idiomas, dado el carácter internacional de la empresa pilotera. Años después pudimos oír una conferencia al, entonces, presidente de la Sociedad Británica de Geotecnia con análogo problema de apoyo en pilotes apisonados.

Pero hay otros casos en que, al que suscribe, se le ha pedido garantizar asientos muy pequeños (algún milímetro), pero sin pilotes, ya que "no quiero tener problemas con ellos". Esto ocurrió en una Ampliación de la Petroquímica de Puertollano, a la hora de cimentar una planta de cracking catalítico, que en un área de unos 25×25 m se construía un verdadero reactor, con un valor de unos 30 millones de euros (al precio de hace treinta años). El terreno incluía un horizonte "bastante decente", de origen volcánico (no expansivo, ya que le humectaban unas gravas con agua), bajo el que habría unos 10 m de suelo de consistencia blanda a media y, después, roca. Si se usaba una losa de cimentación, el asiento era del orden de centímetros, por lo que no cumplía el condicionante impuesto. Por eso se acudió al sistema de hinca pilotes de 30×30 y 40×40 cm, con preforo previo en la zona consistente superior, solución que dio muy buen resultado. Al que suscribe le costó mucho trabajo convencer a la

propiedad de lo del empleo de los pilotes, no por el coste sino porque esa persona había tenido una vez líos con pilotes, y "no quería más", pasara lo que pasara.

Por cierto que, antes de esa discusión, hubo que estudiar dos emplazamientos para esa instalación. La A era la que hemos comentado, pero B tenía la roca o aflorando o a 4 m de profundidad máxima, por lo que las condiciones de cimentación eran más favorables (pero estaba lejos y la instalación de tuberías, controles, etc., se complicaba). Alguno de los intervinientes, al hacer un comparativo económico, seguía contando con pilotes de más de 20 m en la zona B, aunque hubiera roca ("Si hacen falta pilotes serán en todas partes, ¿no? Pues no).

Una situación parecida se dio en el entorno de un edificio especial en Tenerife. En la parcela elegida para construirlo la roca estaba, prácticamente, en superficie. Pero el autor del Proyecto hizo cambiar de solar (pasando a una zona ganada al mar, con grandes bloques vertidos, presencia de arenas de playa, etc.), ya que al mirar desde ciertos ángulos, se veían a lo lejos depósitos de combustible. En la nueva ubicación, más separada de carreteras e instalaciones, no sucedía eso, por lo que se seleccionó definitivamente. Aquí primaron las razones estéticas sobre las técnicas y económicas y, sobre todo, la firma del autor del Proyecto.

Hay casos en que el que suscribe se ha asombrado de verdad. En la isla de Puerto Rico, se construyó un puente de unos 80 vanos sobre una laguna. La estructura era unos pórticos sobre pilotes hincados (en calizas coralinas), sobre las que se apoyaban vigas prefabricadas. Hubo dudas sobre varios pilotes y el que suscribe fue requerido por INTECSA para informar sobre la cuestión. Analizado el problema, las dudas se redujeron a muy pocos pilotes, que podían afectar a dos vanos, aunque eran dudas relativas, ya que el coeficiente de seguridad (determinado con el PDA o Pile Dynamic Analizer) era casi el exigido. El que suscribe propuso hacer una prueba de carga controlada en esos dos vanos, midiendo asientos en los pilotes en cuestión. La sorpresa consistió en que, al regir las leyes norteamericanas, no se hacen pruebas de carga en los puentes (si se han cumplido los requisitos de calidad). Por ello, el hacer esa prueba era "salirse de lo habitual". El responsable prefirió fiarse de nuestra idea de que, realmente, no había un problema de importancia, con tal de no montar el "numerito" de la prueba de carga.

En otras ocasiones el problema ha estado en el material con que se hormigonan los pilotes. Hace muchos años, en un nuevo polígono residencial de Burgos, se detectó un problema serio: Tres edificios se habían cimentado con pilotes "in situ", de Ø650 y 850 mm, atravesando terrenos blandos (rellenos y cuaternario) hasta introducirse en las margas yesíferas de la zona. La resistencia característica del hormigón utilizado era muy baja (creemos recordar que del orden de 7 a 10 MPa), inferior a la exigida en aquella época. Se produjo una alarma importante y el Contratista exigió recalzar los tres edificios, (prácticamente, sin empezar), para toda la carga prevista en proyecto. Después de muchas discusiones, se llegaron a hacer tres pruebas de carga estática sobre pilotes con hormigón de la peor calidad (habiendo tomado probetas en ellos). Estas pruebas indicaron, dado que los pilotes iban a estar poco cargados (tensión de trabajo del orden de 3,5 MPa), que el coeficiente de seguridad frente a la rotura del hormigón era de, al menos, 2 o más. A pesar de eso el contratista insistió en el recalce y, al final, llegamos a una solución de recalces parciales en pilares más cargados o con menores resistencias del hormigón, ahorrando más del 60% del presupuesto total del recalce. Lo que si se hizo, además, es una pantalla "casera" de bentonita-cemento, alrededor de los tres edificios (con retro y mezclando "in situ" los componentes), a fin de aislar esos pilotes, con hormigón dudoso, de filtraciones con aguas selenitosas. En esta tarea fue fundamental la colaboración de Tomasso Virdia y Juanjo Muñoz. Han pasado unos cuarenta años y ahí siguen los edificios.

Este problema de las bajas resistencias del hormigón (que en el caso de Burgos podían considerarse claramente anómalas), lo hemos visto discutir en muchas obras. En cuanto que, del análisis con sónica de transparencia o sistema similar, la velocidad de ondas sale algo baja… "¡OJO, el hormigón no vale y, por lo tanto, el pilote tampoco". Lo que permite obtener esa velocidad de ondas es el módulo de deformación medio del hormigón, E_{cm}, y, de él, se obtiene la resistencia característica del hormigón, f_{ck}. La relación E_{cm}-f_{ck} puede ser la propuesta por la EHE-08 y el Eurocódigo 2, pero esta propuesta sólo es válida para f_{ck} del orden de 30-40 MPa. Por debajo de esos valores, sobrevalora E_{cm} (de forma que, para f_{ck}=0, se obtiene un valor del orden de 20.000-25.000 MPa, lo cual es ilógico). Por eso utilizar esa propuesta – en nuestro caso – parece algo fuera de la realidad. En el libro del que suscribe sobre Patología geotécnica se trata este tema y se propone una relación que puede ser:

a) Para f_{ck}=30MPa → E_{cm}=35.000 MPa.

b) Para f_{ck}=20 MPa → E_{cm}=25.000 MPa.

c) Para f_{ck}=10 MPa → E_{cm}= 15.000 Mpa.

Recordamos, al ver este tema, que – no hace muchos años – a los hormigones de cimentaciones se les exigía solo f_{ck}=15-17,5 MPa. Por lo que pensar siempre en 30 MPa o más puede ser algo exigente. Además, si se trata de obras de edificación, las presiones medias sobre los pilotes no exceden normalmente (al menos, en España) de los 4 MPa y que los momentos flectores en los pilotes suelen ser pequeños, por lo que una cierta bajada ocasional de resistencia puede ser admitida.

Como colofón a estos casos, podría deducirse que la "verdad" geotécnica parece – a juicio de algunos – que no existe. Se pasa a hacer depender esta cuestión de si estas de lado de la Administración o del lado del Contratista. Se puede entender que una "verdad" se exprese con matices, para defender a la organización para la que trabaja el geotécnico. Se puede exagerar un poco sobre las dificultades, por ejemplo, de excavación de pilotes en fango; pero la realidad es que siempre hay un riesgo claro y elevado de corte en el hormigonado en fangos, ya que al retirar la tubería de entibación, el hormigón puede presionar los fangos, desplazarlos y no poder seguirle en el movimiento, por su viscosidad o haber empezado a fraguar, lo que lleva a un riesgo muy grande de corte. Pero de ahí a – para no disponer tuberías perdidas o cambiar el sistema constructivo del proyecto – decir que el riesgo es nulo, parece que hay un abismo.

Lo mismo ocurre con pilotes del tipo barrenado pero no hormigonados por el eje del elemento excavador. Hay que sacarle al exterior y verter el hormigón con tubería, pero sin medios auxiliares de sostenimiento de la excavación. El pilote puede ser muy barato, pero la posibilidad (sobre todo, si el terreno superior es flojo, con arena, sin cohesión, etc.) de que caigan detritus de las paredes del taladro y que ensucien el apoyo del pilote es grande.

La evaluación de estos riesgos es siempre difícil y tiene algo de subjetiva, pero esas "amenazas" no pueden pasar del cero al cien por cien solo por el tipo de organización para la que el geotécnico o el ingeniero interviniente trabajen.

Pero, volviendo al detalle de las cimentaciones pilotadas queremos indicar que de nuestros estudios y trabajos prácticos de pilotajes hemos aprendido que:

- Primero hay que pensar en el terreno existente y los condicionantes que impone, según el uso que se vaya a hacer con el edificio o estructura a cimentar: ¿Puede haber problemas de estabilidad durante la ejecución si se perforan pilotes "in situ"? ¿Se puede conseguir un apoyo bueno en la punta? (Fig. 12.1).

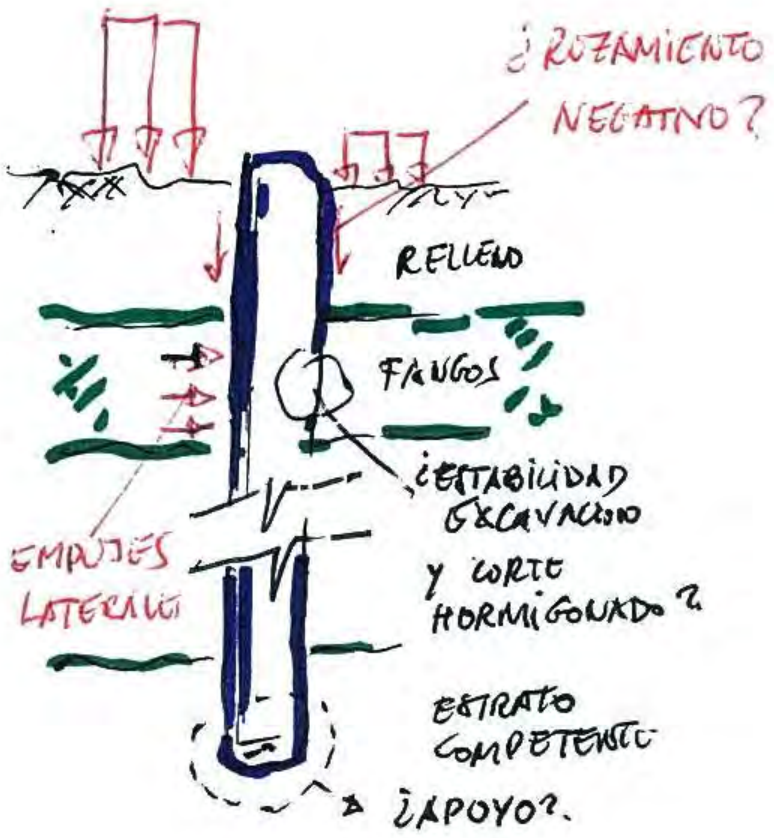

Fig. 12.1. Algunos problemas en pilotes

- Definidos estos condicionantes, debe pensarse – lo primero – en el tipo de pilote y cómo construirlo, así como el diámetro mínimo que resulta lógico.
- Hay que definir adecuadamente los parámetros geotécnicos de los terrenos a atravesar, lo que hay que hacer en función de la información de la campaña geotécnica. Debe pensarse que no tienen por qué ser los resultados directos de ensayos de laboratorio o

de campo, ya que pueden estar afectados por la calidad del reconocimiento. Incluso cuando se utilizan ensayos no convencionales (p. e., el presiómetro) deben ejecutarse con aparatos adecuados y personal con la debida experiencia (Fig. 12.2). En un caso reciente los presiómetros daban presiones límite de 0,5-1,0 MPa en unas arcillas "margosas", bastante consistentes, del sur de España. Con una interpretación rápida, el "empotramiento" en estas arcillas resultó, para el autor del Proyecto, de unos veintitantos metros, cuando – tanto por la experiencia como a partir de ensayos presiométricos bien ejecutados que llevaron a presión límite del orden de 5-6 MPa – bastaba con un empotramiento casi mínimo (2-3 m). En estos casos la experiencia geotécnica puede ser vital.

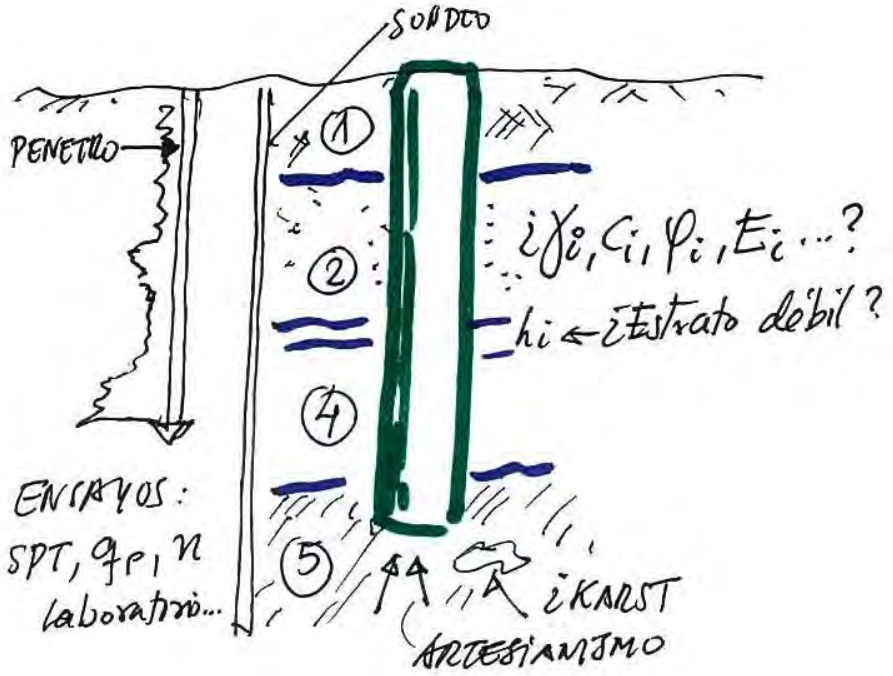

Fig. 12.2. Definición de parámetros geotécnicos

- Los "empotramientos" (término que no nos gusta utilizar) o longitud en el estrato competente deben ser los adecuados para no tener asientos y movilizar suficiente resistencia de punta. Teniendo en cuenta que la tensión media de trabajo de los pilotes bajo carga vertical (o "tope estructural") es de unos 5-7 MPa (en el hormigón), de nada valdría llegar a una roca muy sana en la que pudiéramos tener una capacidad de punta admisible de 10-20 MPa. Además, una penetración importante en roca dura no conduce

más que a un coste excesivo y sin justificación y a destrozar la roca. Es muy habitual hablar de la frase mágica de "tres diámetros de empotramiento", pero ello puede tener justificación en arcillas de consistencia media-alta, en que la parte superior (1,5-2,0 m) puede estar alterada y humectada por el contacto con materiales más permeables. Pero no es más que una "guía" en algún caso como el citado. Y, además, debe entenderse como una recomendación mínima y genérica. En una roca de resistencia media (compresión simple de 30-50 MPa), a veces solo es necesario un empotramiento de uno o uno y medio diámetros. En alguna ocasión hemos apoyado toda la sección del pilote (medio diámetro, por la forma de los útiles de corte) y nada más (Fig. 12.3).

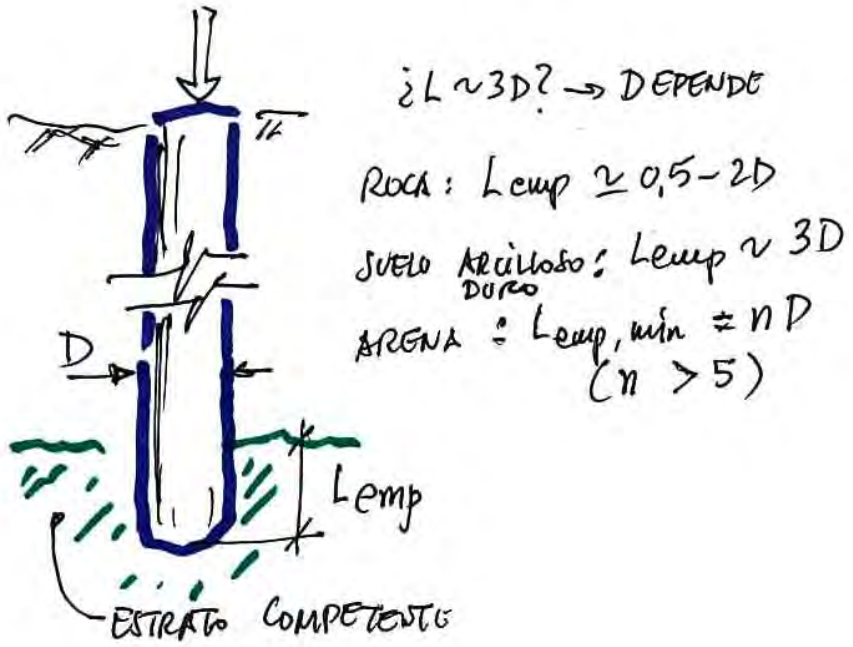

Fig. 12.3. "Empotramiento" en estrato competente

- Esa discusión sobre el empotramiento es muy habitual en rocas como las graníticas, las calcáreas, etc., con diferentes grados de meteorización (I a VI). Los grados de meteorización IV a VI suelen atravesarse bien, con los útiles modernos. El problema es cuando el Proyectista y/o la Propiedad deciden que los pilotes "queden bien apoyados", imponiendo la condición de llegar a los grados de meteorización I o II. Suele ser, en nuestra opinión, excesivo. Un apoyo en grado III puede ser suficiente y, como mucho, penetrar ligerísimamente en grado II (Fig. 12.4). Si el número de pilotes es suficiente, se pueden hacer pruebas en obra, con la maquinaria que va a hacer los pilotes, midiendo el

empuje y el par torsor (muy importante), así como la velocidad de avance. Del par torsor puede deducirse la "resistencia lateral o cohesión aparente movilizada" del terreno y con ella y el empuje, deducir la capacidad de carga total. Así lo hicimos en la Ciudade da Cultura de Santiago de Compostela, colaborando con los hermanos Llorens de Acciona, para acabar con las discusiones sobre el apoyo de unos novecientos pilotes. Con unos pilotes iniciales, forzando su penetración, se "taró" el terreno y, a continuación, se establecieron unas condiciones para determinar, en cada caso, la longitud total de cada pilote (torsor mínimo, a lo largo de una cierta longitud, empuje mínimo, etc.). Otras veces hemos establecido la longitud final del pilotaje controlando la velocidad de penetración (como en el estribo de la Presa de Freiría, el Viaducto de Misleo, etc.), con buen resultado. Hoy con el registro de parámetros de las máquinas y los conceptos de SUMIE y CUMIE, puede establecerse la capacidad portante del pilote (por fuste y punta) durante su ejecución (Tesis Doctoral de J. Mª García Mezquita, presentada en la Universidad Europea de Madrid).

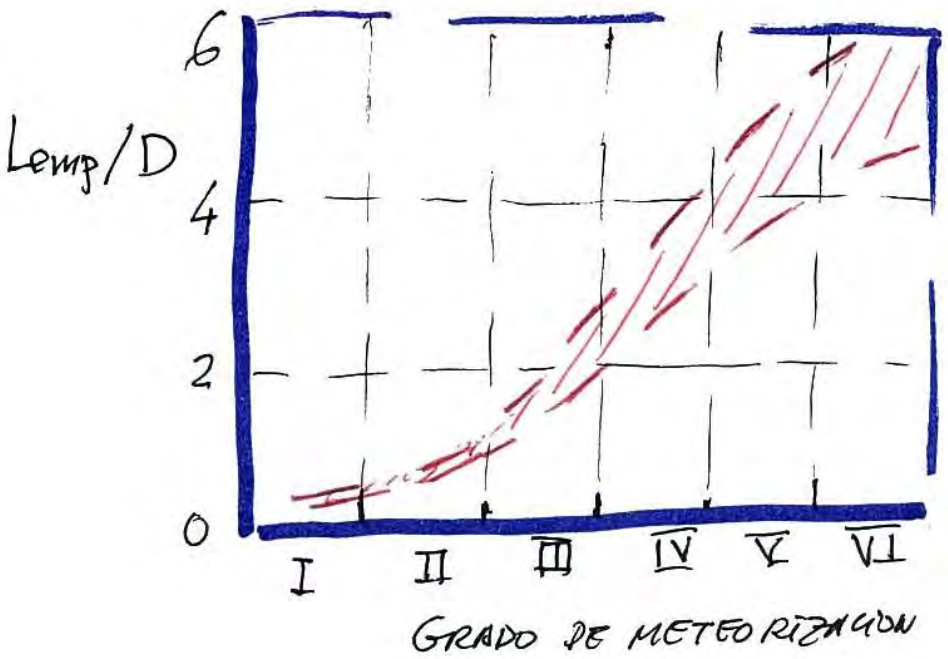

Fig. 12.4. Empotramiento en roca

- En el caso de pilotes hincados parece inaceptable hacer su instalación sin la aplicación de la ecuación de la onda o la teoría simplificada del Prof. Goble, controlando aceleraciones y deformaciones en la cabeza de los pilotes. Ello se transforma en un número de golpes de martillo para una penetración determinada, lo que es fácil de controlar en obra. Lo que si hay que tener en cuenta es que, durante la hinca, pueden producirse "licuefacciones" momentáneas de terrenos con finos y saturados (arenas limosas, limos, etc.). Entonces la resistencia a la hinca por fuste puede disminuir apreciablemente (a la mitad, hemos medido en algún caso), por lo que la capacidad portante deducida puede ser engañosa. Esto lo hemos comprobado en pruebas de carga reales, alguna semana después de la hinca, en que hemos comprobado la recuperación de la resistencia lateral. Ello también se comprueba en la rehinca de esos pilotes. Son de destacar los estudios realizados por el Prof. Soriano en este campo de control de hinca, a través de la utilización de la ecuación de la onda.
- El uso de azuches en pilotes hincados que, hace unos treinta-cuarenta años, se puso de moda, es en ocasiones peligroso. Efectivamente, puede destrozar excesivamente la roca. En pilotes Raymond, cilíndricos y pretensados, pudimos comprobar – hace mucho tiempo – que ello sucedía, por lo que se dejó de utilizar en ellos el azuche. Estos elementos pretensados, al tener una elevada resistencia a flexión, son muy adecuados en obras marítimas (Puentes en las Bahías de Cádiz y Huelva, Puertos de Valencia y Coruña, Muelle-Pantalán de Los Barrios…) y en zonas de desembocadura de ríos, con espesores importantes de suelos blandos (Ría de Huelva, Variante de El Puerto de Santa María…).
- El uso de pilotes inclinados para resistir cargas horizontales corresponde a una mentalidad algo anticuada, aunque puede ser efectiva con pilotes de pequeño y mediano diámetro, en la que la resistencia a flexión es pequeña. Ello obliga a emplear pilotes inclinados. Pero en los pilotes "in situ" se pueden emplear diámetros adecuados con elementos verticales y la armadura precisa (Fig. 12.5). Por ejemplo, en la Variante sobre el Río Turia hay dos puentes hiperestáticos, cuyas pilas se apoyan sobre pilotes únicos de Ø 2,60 m. En aquel momento (año 1985, aproximadamente) hubo que utilizar una pantalladora para hacer esos pilotes circulares, los cuales trabajaban con un

momento flector de diseño de 1800 mT. Esta solución fue más fácil de ejecutar que la de proyecto, que suponía utilizar más de 30 pilotes por pila y unos encepados enormes bajo el nivel del río (en este caso no se hizo ningún encepado).

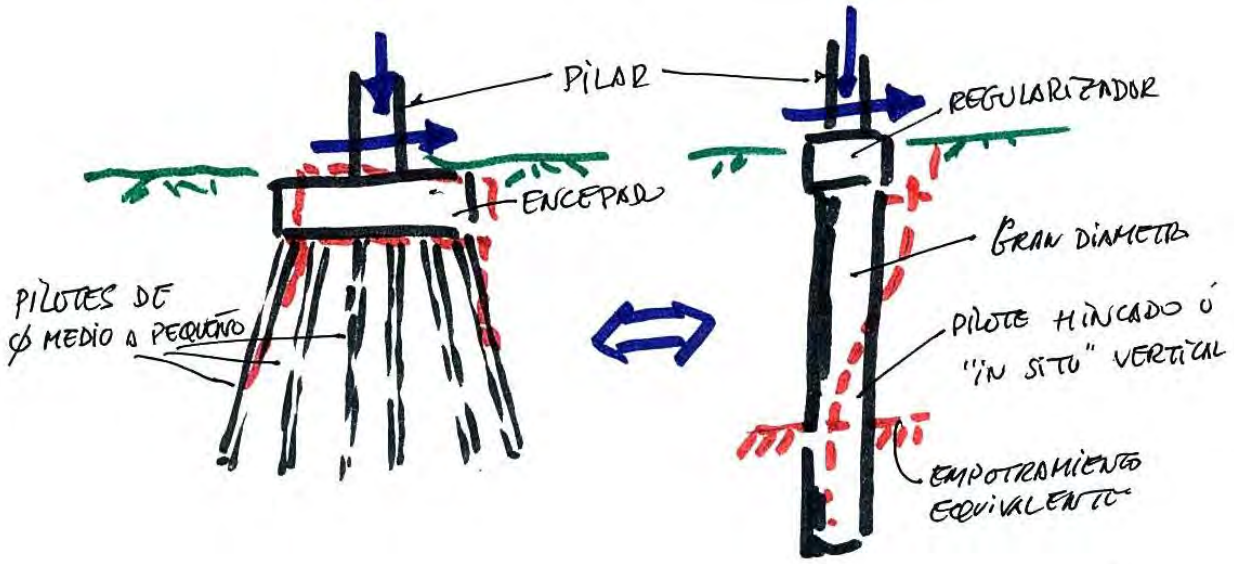

Fig. 12.5. Pilotes frente a cargas horizontales

- Estos pilotes "in situ" de gran diámetro (hoy día llegan a Ø 2,50 m) puede ser conveniente y necesario el comprobar el estado en que ha quedado la punta respecto al terreno (posible contaminación de lodos, sedimentación de arenas, etc.). Se discute, a menudo, sobre cómo hacerlo. En general, se suelen dejar los tubos para la comprobación de la continuidad del hormigón, por el método sónico (dos de ellos deben ser elementos metálicos de Ø4"), para, a través de los mismos, perforar el contacto pilote-terreno. A veces es difícil extraer una muestra que permita observar ese contacto, generalmente porque hacen falta unas revoluciones importantes en la sonda para atravesar el hormigón. Por ello se pueden hacer ensayos S. P. T. en esa zona, pero siempre se discute si está alterada, si se ha hecho una buena limpieza, etc. A nuestro juicio, lo mejor es perforar, al menos, 2 m, colocar un obturador 1 m por encima del contacto (y otro en medio del taladro) y proceder a inyectar lechada de cemento. Si el contacto es malo, aparte de comprobarlo, ya sirve como solución (Fig. 12.6). Con este sistema se evitan muchas discusiones.

– En casos especiales, como hicimos en el puente ferroviario sobre el Río Ebro, en Amposta, los pilotes no se llevaron al sustrato rocoso (areniscas y conglomerados con huecos y con agua artesiana), sino que se dejaron en gravas, con la tubería de perforación perdida (había más de 15 m de turbas muy blandas), dejándola 2 m por delante de la punta. A pesar de la tubería perdida, la arena en suspensión caía en la punta y se depositaban 70-80 cm de arenas (lo que correspondía a que se había hecho un desarenado hasta el 2% en los lodos). Lo que se hizo es no estar intentando e intentando limpiar el fondo (lo que había hecho perder mucho tiempo y dinero en algún pilote), sino que, a través de los tubos para el control sísmico, se bajó otra tubería para inyectar por tobera (jet-grouting). Ensayos geofísicos mostraron que quedaba, bajo el hormigón, un "terreno tratado" con un módulo de deformación del orden del 75% el del hormigón, lo que resultaba admisible (Fig. 12.7). Por cierto, nuestra intervención en el caso se debió a que alguien quería que calculáramos el asiento de la cimentación. Nosotros respondimos que diseñaríamos todo el proceso y que, así, podríamos hablar de asientos. Esa es una cosa que hemos aprendido, también. En esta obra colaboramos con Julián Santos de la Dirección General de Transportes Terrestres, Maxi Arenas de CMZ (hoy ACCIONA), José Mª Echave de Terratest, etc.

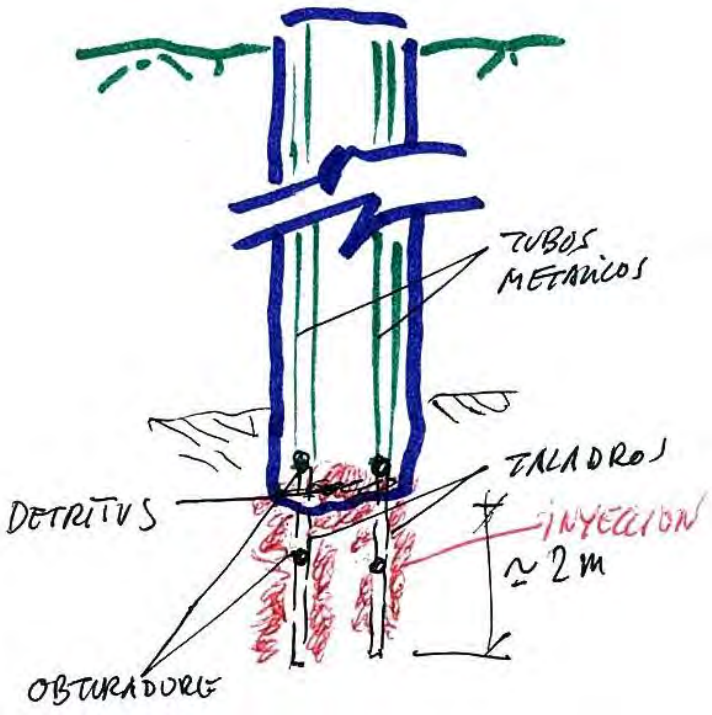

Fig. 12.6. Tratamiento de punta de pilotes "in situ"

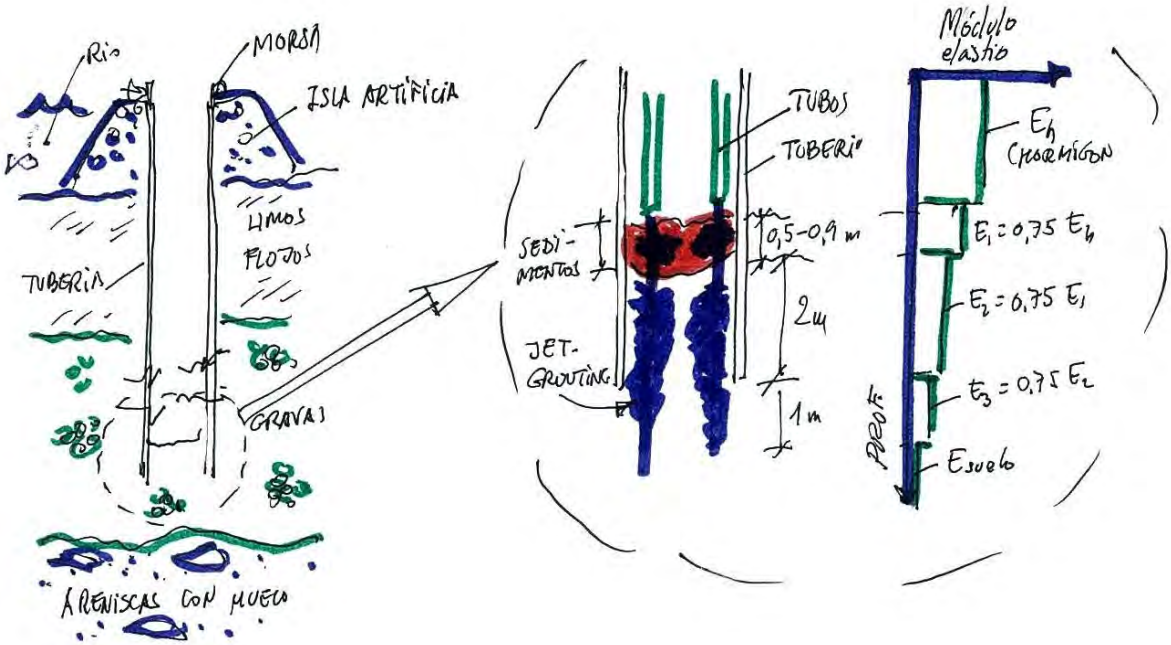

Fig. 12.7. Cimentación de pilotes en un Viaducto en la desembocadura del Río Ebro

- A la hora de calcular momentos y movimientos de los pilotes bajo carga horizontal o momento, la experiencia ha mostrado que se pueden utilizar métodos sencillos, como el que desarrollamos a partir de nuestra Tesis Doctoral de 1972. En el libro Geotecnia y Cimientos III, dirigido por el Prof. Jiménez Salas, puede verse este método, sencillo y fácil de utilizar. En España y otros países Iberoamericanos se ha utilizado con éxito durante varias décadas.

- En el supuesto de que vaya a producirse un rozamiento negativo o empujes laterales producidos por cargas superficiales asimétricas, puede tenerse en cuenta la geometría del problema, las características deformacionales del terreno y la rigidez relativa de los pilotes. En el mismo libro citado pueden encontrarse soluciones de este tipo que han dado buen resultado.

- Respecto a la determinación de las resistencias de fuste y punta, para arenas y arcillas, la práctica muestra que los valores que hemos recomendado en las conferencias de AETESS (Jornada sobre pilotes de gran diámetro, realizada en 2007 y en el Simposio de Sevilla de SEMSIG, 2012) son perfectamente utilizables (Algunos de ellos, sacados de la Tesis Doctoral de Juan Manuel Rogel). A pesar de que algunas normativas europeas y

norteamericanas aconsejaban que no debe tomarse un rozamiento lateral superior a 0,1 MPa, nuestra experiencia española nos indica que este parámetro puede valer del orden de 0,16 MPa en arcillas como los "toscos" de Madrid (deducido hincando cajones indios a gran escala y de medidas en pilotes en estos terrenos) y hasta 0,20 MPa en algunas arcillas miocenas "margas" de Castilla y Andalucía. En elementos inyectados, estos valores pueden subir un 50%.

- Si se trata de suelos arcillosos rígidos, siempre es un problema estimar la resistencia al corte sin drenaje representativa, C_u^*. Los ensayos de laboratorio y algunos de campo tienden a infravalorarla, por lo que hay que tener mucho cuidado con su evaluación, salvo que queramos ser muy conservadores. Lo mejor es hacer triaxiales sin drenaje (aunque sea con sólo dos probetas), pero aun así... Lo mismo ocurre con el módulo de deformación aparente, E_s. En bastantes libros hemos visto estimar E_s a partir de la resistencia a compresión simple, q_u:$E_s = 40\ q_u$. Pero esta fórmula supone:

  a) Que la constricción lateral del terreno no influye.

  b) Que la rotura se produce con un 2,5% de deformación, lo que no siempre ocurre (algunas arcillas rígidas tienen roturas al 1-1,5%).

  Nuestra experiencia nos lleva a recomendar, para estos casos de pilotajes expresiones como: $E_s = (250\text{-}400)\ q_u$, lo cual nos parece más representativo.

- Cuando hay sustratos con problemas de karstificación (calizas, yesos, etc.), hay autores que recomiendan considerar sólo la resistencia por fuste, lo cual es – a nuestro juicio – muy conservador. Creemos que es más razonable preocuparse por la detección de cavernas (con técnicas geofísicas y con sondeos bajo la punta de los pilotes) y rellenarlas con mortero. Así lo hicimos en el viaducto España (Autovía Minera, Asturias, obra dirigida por César Fernández-Nespral), con pilas de 100 m de altura. Como medida final se hacían dos taladros por debajo de la punta de los pilotes y se inyectaba mortero fluido (Fig. 12.8), aprovechando los tubos del control sónico (con Ø4"), maniobras realizadas por Geocisa, bajo la dirección de Pedro Sola.

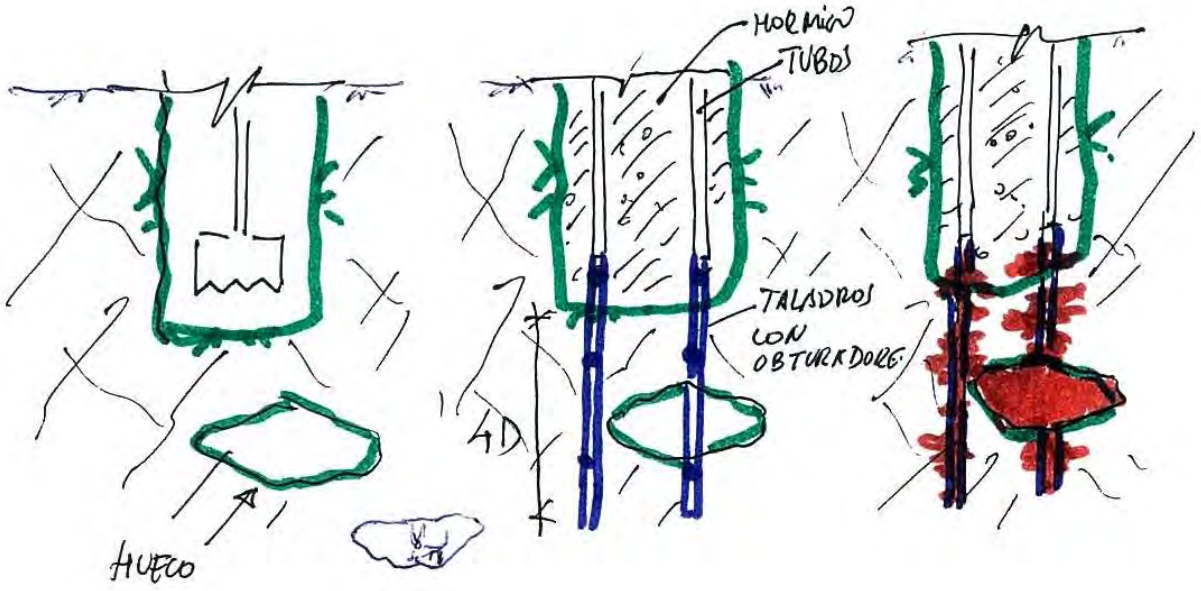

Fig. 12.8. Tratamientos bajo la punta de un pilote en terreno con cavidades

- El uso del trépano no es algo que agrade mucho al autor de estas páginas. Hoy día hay maquinaria a rotación que puede penetrar suficientemente en terrenos muy duros. El problema puede estar en que los estratos de roca sean delgados, como ocurrió bajo el Auditorio de Tenerife (Obra de Dragados y CMZ, con los pilotes de Terratest). Los pilotes se diseñaron con Ø 1,5 m, ya que tenían que atravesar un relleno vertido al mar con muchos gruesos. Al llegar a la roca basáltica (la cual continuaba hacia abajo con capas de escorias) se introducían del orden de 50-60 cm con cabezal de rotación, tipo Bauer (bajo el control de Pepe Candela). Después, se comprobaba (con taladro a través de la punta del pilote) el espesor de roca existente en cada pilote. Si esta era inferior a 1,5 m (espesor que se juzgó suficiente, después de un análisis detallado del reparto de tensiones y de a qué tensión podían trabajar las escorias) se procedía a inyectar 1,5 m de escorias. Si no, el pilote se dejaba sin inyectar, más que con el relleno del taladro (Fig. 12.9). Solo fue necesario inyectar un 13% de los pilotes de cimentación de ese Auditorio, lo que superó el 10% que alguien previó. Nueva "regañina". Sin embargo, no se tuvo en cuenta que la obra global costó más de un 300% de lo previsto y que, cuando proyectamos la cimentación, todavía no se conocía si la estructura sería de hormigón o de acero.

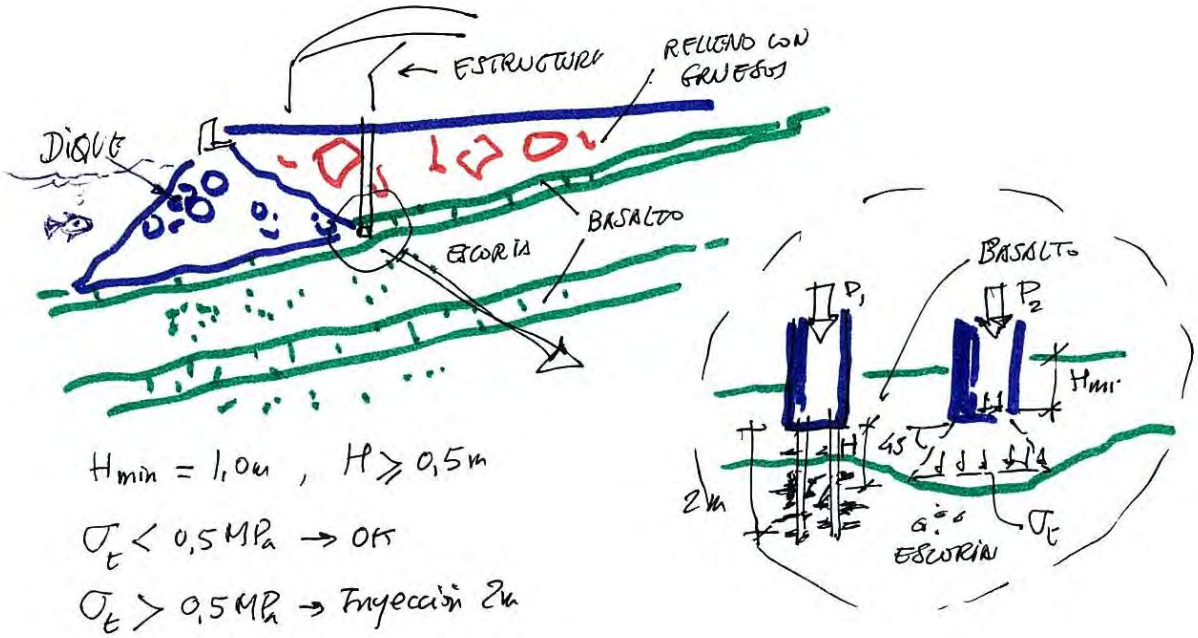

Fig. 12.9. Diseño de pilotes someramente apoyados en capas delgadas de basalto

- Sin embargo, en el caso de la cimentación de una instalación deportiva importante del Norte de España, el contratista llegó a "empotrar" el pilote – con trépano – hasta 4 m, a pesar de que lo recomendado eran 50-60 cm. Para sacar adelante "esta maniobra" bastaba con no citar al asesor a las reuniones y decir que dicho asesor defendía ese empotramiento. Cuando había una reunión, se decía en ella que el que suscribe tenía clases y no podría asistir, pero había dicho que… Posteriormente, alguien nos informó de lo que había pasado y nos presentó disculpas, pero el gasto ya estaba hecho. El más perjudicado (a parte de la propiedad) seguramente fue un subcontratista especializado, ya que esas horas de trépano debieron costarle… Por eso, cuando un consultor da una solución, deben dejarle defenderla. Siempre puedes presentar matices sobre ese tema que los otros (aunque lean tu informe) no son capaces de defender o de asimilar. Más de una vez nos pasa a todos los consultores. Incluso nos ha ocurrido que alguien acaba adjudicándote "cosas" que tú ni siquiera has pensado ni has firmado. (En una obra del AVE a Sevilla se dijo que el que suscribe avalaba la solución y ni siquiera sabía la existencia de la obra). Cuando hay intereses en juego, no siempre se respetan las opiniones técnicas de otros y menos cuando no interesan a las "cartas de tu partida". Este lado humano también hay que aprenderlo y, a veces, es más importante que el técnico.

- Respecto a los coeficientes de seguridad siempre hay discusión. Hoy día, con los Eurocódigos, redactados con conceptos de estadística y seguridad como si el terreno fuera un material que prepara el hombre, similar al hormigón, se tiende a mayorar cargas y compararlas con la resistencia algo minorada. Pero en el caso geotécnico lo primero y dificultoso es determinar las situaciones de carga. Si se les aplica un coeficiente de mayoración del orden de 1,5 y la resistencia característica del terreno (?) se minora con coeficientes del orden de 1,15-1,30, el coeficiente de seguridad (o de ignorancia) sería del orden de 1,7-1,8, que resulta muy inferior al coeficiente de seguridad tradicional del orden de 3 (que quizás sea alto). Por otro lado, en el caso de los pilotes, frente a las cargas verticales de servicio, los mecanismos de resistencia por fuste y por punta responden de forma diferente (Fig. 12.10) ya que W_F puede ser (0,005-0,01) D y $W_P \approx (8\text{-}12)W_F$. Como esas resistencias dependen de los movimientos relativos terreno-pilote, bajo carga de servicio puede haberse movilizado del orden de 0,7-0,8 (coeficiente de seguridad tradicional al fuste de 1,5) de su valor máximo, mientras que la resistencia por punta (si el apoyo es en un terreno relativamente rígido) puede haberse movilizado 0,25-0,30 de su valor máximo (coeficiente de seguridad tradicional a la punta de 4-3,5). En Europa hay muchos casos en que la resistencia de punta corresponde a arenas algo compactadas, arcillas de consistencia media, por lo que el ir a un coeficiente de seguridad global tradicional del orden de 3 ha sido usual. Pero en España y otras áreas del Sur de Europa, es muy corriente apoyarse en rocas blandas o arcillas rígidas, por lo que la resistencia por punta es varias veces superior a la de fuste, por ello considerar el mecanismo deformacional es conveniente y, por tanto, distinguir el coeficiente a la punta del coeficiente al fuste. Hace años, en una encuesta europea dirigida por los franceses, en la que nosotros opinamos, salió vencedora la hipótesis de aplicar un coeficiente de seguridad tradicional al fuste del orden de 1,5 (máximo de 2), mientras que en la punta debería usarse el de 4,0 (mínimo 3,5). Esto es para los pilotes “in situ”. Para los hincados ya hemos indicado el problema de posible licuación del terreno en el fuste del pilote durante la hinca. En estas cimentaciones, el utilizar coeficientes tradicionales de punta de 2,5-3,0 parece más que suficiente (sin mayoración de cargas).

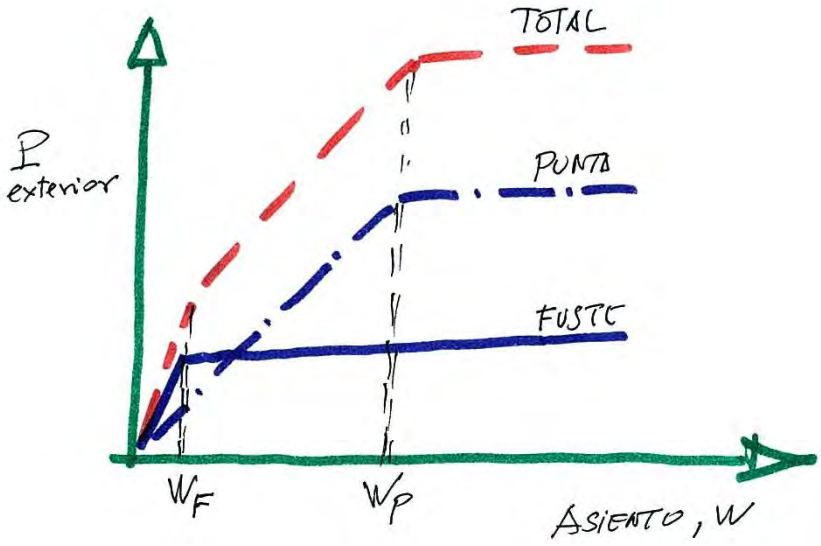

Fig. 12.10. Mecanismo deformacional de las resistencias de fuste y punta

- El problema de aplicar los Eurocódigos se ha ido resolviendo permitiendo el Documento Nacional propio de cada país miembro de la U. E. Así en el caso de España (muy bien trabajado por José Estaire, del CEDEX), los valores que han quedado para los coeficientes de seguridad son más parecidos a los tradicionales. Debe recordarse que en estos Eurocódigos han tenido mucha influencia las teorías de cálculo del hormigón armado, pero, en el caso de cimentaciones profundas, el alcanzar el estado de rotura (casi equivalente a la fisuración del hormigón) puede suponer un problema deformacional, con lo que pueden producirse asientos importantes, si los pilotes son prácticamente únicos. Si se trata de un grupo, los más cargados son los extremos y transferirían carga a los centrales, pero entonces habría que hablar del coeficiente de seguridad del conjunto y no de un pilote.

- Si se consideran los conceptos de riesgo, habría que tener en cuenta factores diferentes, como la transcendencia del fallo de algunos pilotes, si éstos están en grupo o son aislados, si se diseñan con mucha carga (presiones de trabajo de 7-8 MPa) o con una carga conservadora (4,5-5,5 MPa), si existe riesgo de lavado durante su ejecución, si la limpieza de la punta es fácil de conseguir o se elimina este problema con inyección en punta, si el diámetro es pequeño o grande, si se va a hacer un control sísmico posterior al hormigonado, etc. Estos detalles no suelen tenerse en cuenta en muchas normativas y son importantes, aunque la antigua DTU francesa premiaba el control sísmico (con

1 MPa más en la presión de servicio). En el caso de micropilotes, Bustamante y Gianneschi han distinguido más de una docena de situaciones de tipología de construcción para definir los problemas de diseño. No estaría mal seguir una senda similar.

- Hay otros casos, de menor entidad, como en algunas obras normales de edificación en que la alternativa de pilotes puede ser muy oportuna. Por ejemplo (caso real, en el Barrio de Tetuán de Madrid), si hay rellenos antrópicos flojos (4-5 m de espesor) cabe la alternativa de cimentar con zapatas en el fondo de pozos. Pero eso tiene muchos inconvenientes: Los pozos están muy cerca, con lo que los pozos casi se tocan; hay que entibarlos; después hay que rellenar con la zapata de hormigón y encima mortero (o alargar los pilares y ¿compactar? el relleno alrededor. Una solución fácil es utilizar pilotes de diámetro pequeño a medio (Ø 400-500 cm). Pero no es válido decir que se introduzcan tres diámetros en el suelo natural. Si se hace un cálculo, puede salir 6-8Ø. No puede usarse esa recomendación como ya hemos señalado.

13. DE SOCAVONES

El "socavón" es uno de los fenómenos más temidos por los ingenieros que tienen que ver con el terreno, bien sea realizando obras en superficie (carreteras, ferrocarriles, urbanizaciones…) bien en profundidad (túneles, conducciones hidráulicas, etc.).

El socavón es, en definitiva, un hueco en el terreno que suele formarse por disolución y arrastres de material por la acción de una corriente de agua o por la ampliación e inestabilidad de un hueco que puede haber hecho la mano humana (sobreexcavación en un túnel). Los más corrientes son los que se detectan en ciudades, en la masa de rellenos antrópicos arenosos o en formaciones arenosas naturales, por la acción del agua que "se fuga" de tuberías. Cuando el hueco alcanza un determinado tamaño, no puede soportar lo que hay encima (un pavimento, por ejemplo) y el hueco se agranda, apareciendo en superficie. Ello provoca la rotura de ese pavimento y cunde la sensación de peligro. En algún caso (Brasil), el socavón era tan grande que "se tragó" medio autobús, que circulaba en ese momento por la superficie.

Quizás el más presente en la memoria del español medio es el socavón del Barrio del Carmelo (Barcelona), originado por la inestabilidad de un túnel a 15-20 m de profundidad. Este hueco produjo una decompresión y, por lo tanto, movimientos horizontales y verticales del terreno, lo que afectó a muchas viviendas próximas (Parece que el coste total de la reparación fue del orden de 65 millones de euros). Sin embargo, probablemente fue más grande un socavón que se produjo hace casi cincuenta años en la calle Almagro (Madrid), en relación con obras de Metro, en el que entraron varios automóviles. Sin embargo su repercusión fue mucho menor.

El que redacta estas páginas ha tenido relación con un número importante de "socavones", originados por diversas causas y, como primer manifiesto, debe quedar claro que no es fácil siempre localizarlos (cuando ya existen) o prever que se van a inducir. Todo depende de la naturaleza del terreno, la geometría del problema, el mecanismo que lo produce, el método constructivo (cuando se trata de nueva obra), si ya estaba antes de la obra, etc.

Primero hay que señalar, con claridad, el posible origen de los socavones:

- Motivados por la actividad geológica, como la de tipo cárstico, en que la circulación de agua disuelve y arrastra materiales relativamente blandos, a lo largo de siglos (Fig. 13.1), llegando a crear cuevas de grandes dimensiones (Nerja, Aracena, etc.) o galerías, como las de Altamira. En Guatemala es famoso el socavón que apareció en superficie, entre dos calles de la capital, con unas dimensiones de unos 30×30×15 m. En la L. A. V. Madrid-Zaragoza, en el lapiaz de Torija encontramos diversas cuevas (de Ø 4-5 m) bajo la base de la plataforma de la vía.
- Los debidos a la actividad cárstica en materiales con sulfatos, que son erosionados, disueltos y arrastrados, formando pequeñas cavernas, que se rellenan después con los materiales limo-arcillosos arrastrados por el agua (relleno blando). Si la cueva alcanza un cierto tamaño, el techo se hunde y se forman depresiones en el terreno. Así, hemos localizado simas de 20 m de diámetro en el Término Municipal de Las Simas (Zaragoza), al estudiar el anteproyecto del trazado de la L. A. V. Madrid-Barcelona. El que en superficie existieran gravas cementadas (Mayacan) prolongaba el tiempo hasta que se producía la rotura superficial. En todo el Valle del Ebro se localizan simas de este tipo y tuvimos que enfrentarnos con ellas en los últimos kilómetros de la llegada de la L. A. V. a Zaragoza (Fig. 13.2). El estudio de simas y del colapso de los limos yesíferos ya se inició en los años 70, en la Autopista Zaragoza-Alfajarín (Tesis de Carlos Faraco†). Los hundimientos de Casetas (población cercana), ya fueron descritos en 1973 por Romana y Faraco (Congreso Internacional de Moscú).
- Los producidos por erosiones superficiales en taludes (cárcavas), que pueden ser profundas y quedar ocultas por deslizamientos superficiales.
- Los debidos a arrastres de agua a través del interior del terreno, lo que se acentúa en rellenos antrópicos flojos y colapsables, como la “arena de miga” de Madrid, que ha dado lugar a muchos socavones alrededor de tuberías de agua y, en especial, bajo los Laboratorios de Geotecnia y Geología de la Escuela de Caminos de Madrid. Esa zona fue frente de guerra y el terreno tiene unos 5-6 m de rellenos arenosos no compactados. Las fugas de agua agrietaron dichos laboratorios (grietas de más de 2 cm de apertura), por lo que hubo que recalzar dichas instalaciones (finales de los años 80).

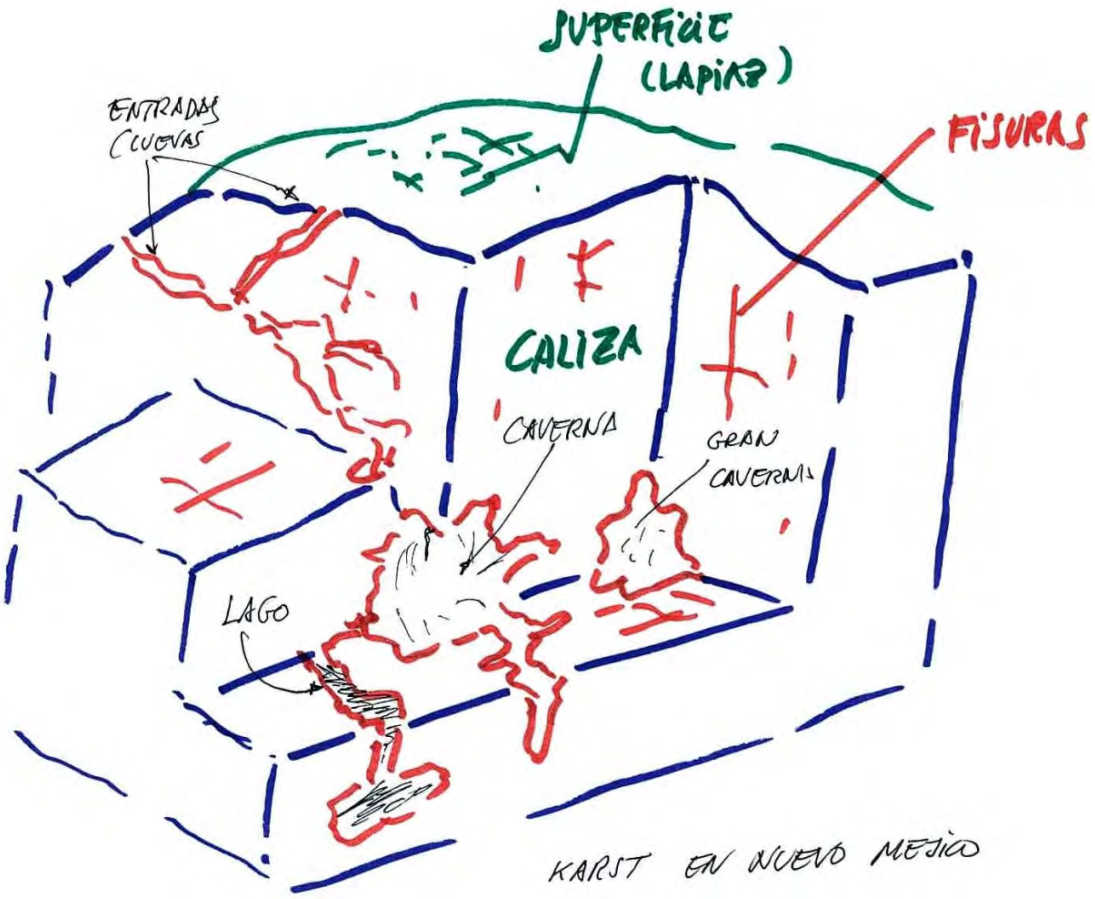

Fig. 13.1. Cuevas kársticas, según descripción de Chernikoff y Venkatakrishnan (1995)

Fig. 13.2. Sima en limos yesíferos de Aragón

- Los originados por excavaciones subterráneas y al abrigo de pantallas, por fallo, en general, de juntas y por penetración de agua por su fondo, etc. (Años 70 y 80 hasta la actualidad en Calle 30).
- Los debidos a la existencia de antiguos minados, como en un caso de una mina de glauberita (sulfato sódico), cerca de San Martín de la vega. Los antiguos minados, explotados por el sistema de cámaras y pilares, se dejaron sin protección especial. Por encima de ellos había cavidades kársticas en los yesos, por lo que, el agua que llegaba a esas cavidades, se acabó filtrando al techo de las cámaras abandonadas, produciendo algunos desprendimientos, que dieron lugar a movimientos en la zona karstificada y éstos en superficie. Se formó un cráter elíptico, de unos 200×150 m, con hundimiento de 1 m en su centro, afectando a una carretera de la Comunidad de Castilla-La Mancha.

Para localizar estas zonas especiales, nos han dado buenos resultados:

- En las zonas cársticas yesíferas, el empleo masivo de penetrómetros continuos y sondeos, así como geo-radar y tomografía eléctrica.
- En zonas cársticas calcáreas, sondeos, geo-radar y tomografía eléctrica y sísmica.
- En rellenos antrópicos, los penetrómetros continuos, la sísmica pasiva, etc.

En la L. A. V. a Zaragoza, el sanear las zonas flojas y rellenarlas de mortero dio buen resultado (finales del siglo XX y principios del XXI). En zonas de limos yesíferos flojos, su remoción y sustitución por el mismo terreno, compactado, también dio buen resultado. En zonas cársticas (yesíferas y calcáreas) con huecos por debajo de la rasante viaria, hemos aplicado dos tipos de refuerzos:

a) Losa de hormigón con armadura en su zona inferior. (En algún tramo de la M-40 y en Torija, p. e.)

b) Sustitución por una capa (30 cm) de suelo granular, sobre la que se colocaban unos 60 cm de suelo seleccionado (con una geomalla de poliéster o polipropileno, de resistencia a tracción de 80-100 KN/m con deformación en rotura del 15%, en el centro), sobre la que se colocaban 20 cm de suelo-cemento, por debajo del firme asfáltico (Autovía R-3 de Madrid).

En el caso de pantallas continuas, la entrada de agua, no controlada, por el fondo de la excavación puede producir un levantamiento de fondo y arrastres del material desde el trasdós de la pantalla, con la producción de un socavón en superficie (Fig. 13.3), como nos ha pasado en Sevilla (siglo XXI). En otros casos, el fallo de una junta, originó la entrada de 60 m^3 en un túnel entre pantallas, con la consiguiente producción de un socavón superficial (Fig. 13.4), tal como sucedió hace más de treinta años en la calle Cuarteles de Málaga o en Puerta de Jerez de Sevilla. De éste último caso ya hemos hablado en el capítulo dedicado al Metro de Sevilla.

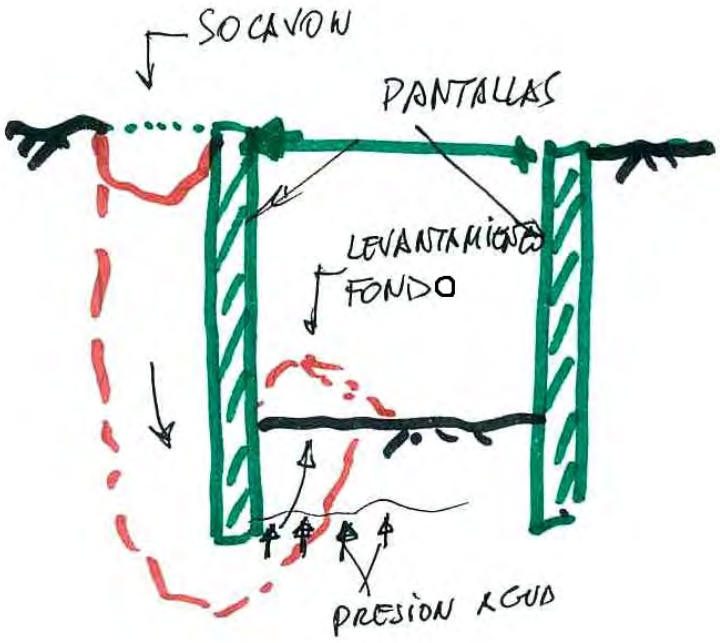

Fig. 13.3. Socavón en trasdós de pantalla por rotura de fondo

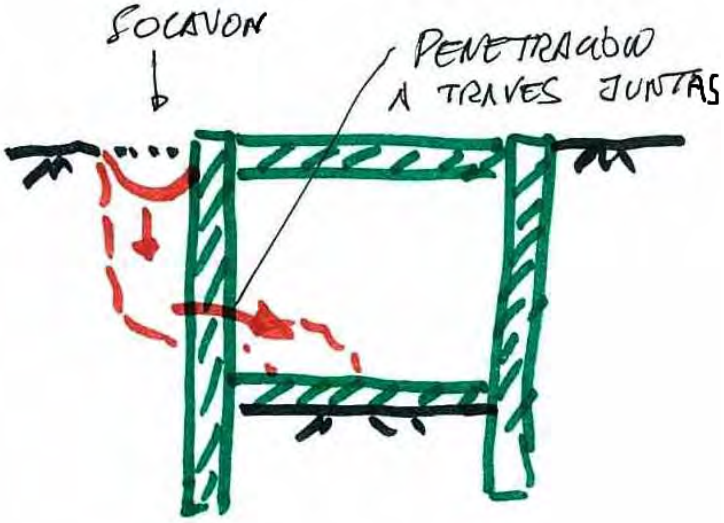

Fig. 13.4. Socavón en trasdós de pantalla por fallo de junta

Un problema similar, en cuanto a formarse una inestabilidad hasta superficie en el trasdós de una pantalla, se produjo en el soterramiento de Calle 30 de Madrid. En esa zona, dada la presencia de un colector, no se prolongaron las pantallas por debajo de la máxima cota de excavación. A pocos días de poner la obra en servicio, entraron 90 m^3 de terreno en el túnel, al fallar el contacto de la "pared" (que había sustituido al panel de pantalla) con la losa de fondo del túnel.

El rellenar los socavones con mortero u hormigón pobre es práctica habitual. Pero si hay una corriente clara de agua que continua actuando, el relleno desviaría la corriente y el problema se crearía en otro punto. Por eso, si se teme ese fenómeno, es mejor rellenar con capas (de 2-3 m) de escollera u arena, alternados con algunas de hormigón o mortero (0,5-0,1 m de espesor), para dar rigidez, pero mantener la permeabilidad media aparente.

En el caso de excavaciones realmente subterráneas, lo más normal es que un socavón se produzca por una inestabilidad de frente o de bóveda-frente en el túnel. Se crea, así una caverna que puede ir erosionándose por la acción del agua, con lo que el terreno – por encima – queda sin apoyo y se desplaza, llegando a bajar tanto que aflora el hueco a la superficie. De este tipo hemos tenido socavones en rellenos antrópicos (perforando con tuneladora) en la Glorieta de Machupichu, en calle Bolonia, cerca de la A-5 en la M-30 (obras relacionadas con la construcción del Metro de Madrid), etc. Generalmente se han resuelto rellenando con mortero o con mortero y tierra (en tongadas alternadas) y, después, con unas inyecciones armadas complementarias (pasada ya la tuneladora). También nos hemos encontrado cavernas cársticas en yesos de la zona de Vallecas.

En otras ocasiones (escorias finas volcánicas), a pesar de ir avanzando (con el NATM) con paraguas sistemático de inyecciones armadas, el terreno "se escurría" entre los tubos e iba entrando en la sección del túnel. Como no tenía nada de cohesión, el hueco podía llegar a superficie (a unos 16 m de altura), con facilidad. Hubo que cambiar el tratamiento de paraguas de bulones autoperforantes (doble corona) a otro similar, en que una fila de bulones se sustituía por jet-grouting, para conseguir una corona de escoria fina cementada (Fig. 13.5).

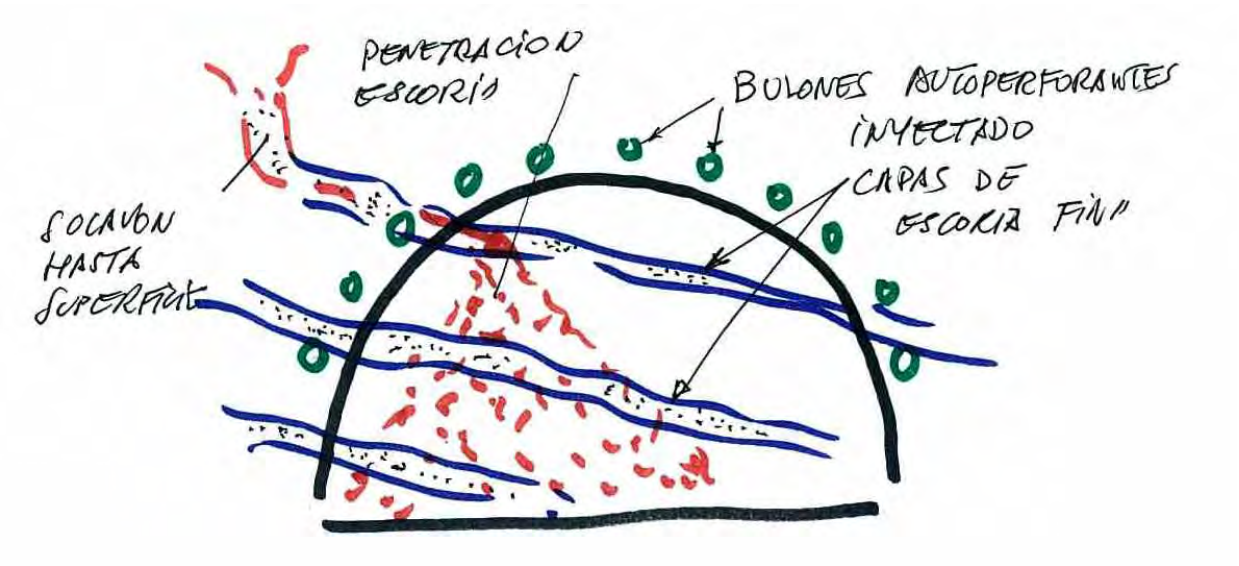

Fig. 13.5. Socavón en escorias finas volcánicas

También en Canarias (Barrio de San José, Las Palmas) un hundimiento de la bóveda de un túnel de 18 m de anchura produjo una gran caverna. Esta no llegó a la superficie (aunque sí la decompresión inherente) y todo el tiempo, mientras se consolidaba lo hundido, se vigiló para comprobar que el hueco no llegaba a superficie. En cuanto se pudo (consolidada la zona de hundimiento), se llenó de mortero. En esta obra colaboramos codo con codo con el Director de la Obra, el magnífico José Mª Maya (recientemente fallecido) y con Justo Vicente (Acciona).

La inestabilidad dorsal (sobreexcavación que deja atrás una tuneladora si se encuentra arenas en clave, con menos del 15% de finos, o sea, sin cohesión) da lugar a socavones grandes (20-25 m en dirección del eje del túnel) al romperse el terreno superior (aunque sea arcilloso y terciario), por no tener debajo apoyo (hueco de la sobreexcavación, Fig. 13.6). Este fenómeno se nos produjo en diversos puntos de Metro Sur y fue estudiado por M. Arnáiz en su Tesis Doctoral. Si se detecta este problema, se han utilizado tratamientos del terreno, con jet-grouting y/o inyecciones armadas, en forma de “tienda canadiense” y de “haima” o simplemente rellenando el hueco sobreexcavado, a medida que avanza la tuneladora. En un caso en Alcorcón, introdujimos una media de 10 m^3 de mortero por m.l. de túnel (Fig. 13.7).

En el comienzo de los túneles de Guadarrama para ferrocarril de Alta Velocidad, se produjeron dos socavones: Uno lado Norte y otro lado Sur. El del lado Sur se debió a que, con poco recubrimiento, se inició la perforación con el sistema de grippers. Como la roca era un

metasedimento muy fracturado, los grippers se apoyaban mal, no podían retraerse, etc. y se originó una sobreexcavación, cuya consecuencia fue un socavón de unos 10×8×6 m. Aparte del tratamiento del socavón (Fig. 13.8), hubo que hacer un tratamiento con inyecciones armadas inclinadas (a manera de varias tiendas canadienses) para proteger una carretera próxima. En el Norte, en materiales arcillosos, con poco recubrimiento, se produjo otro socavón, arreglado aportando espumas al terreno para darle una "cohesión" aparente. De estos problemas se habla más adelante, al tratar los túneles interurbanos.

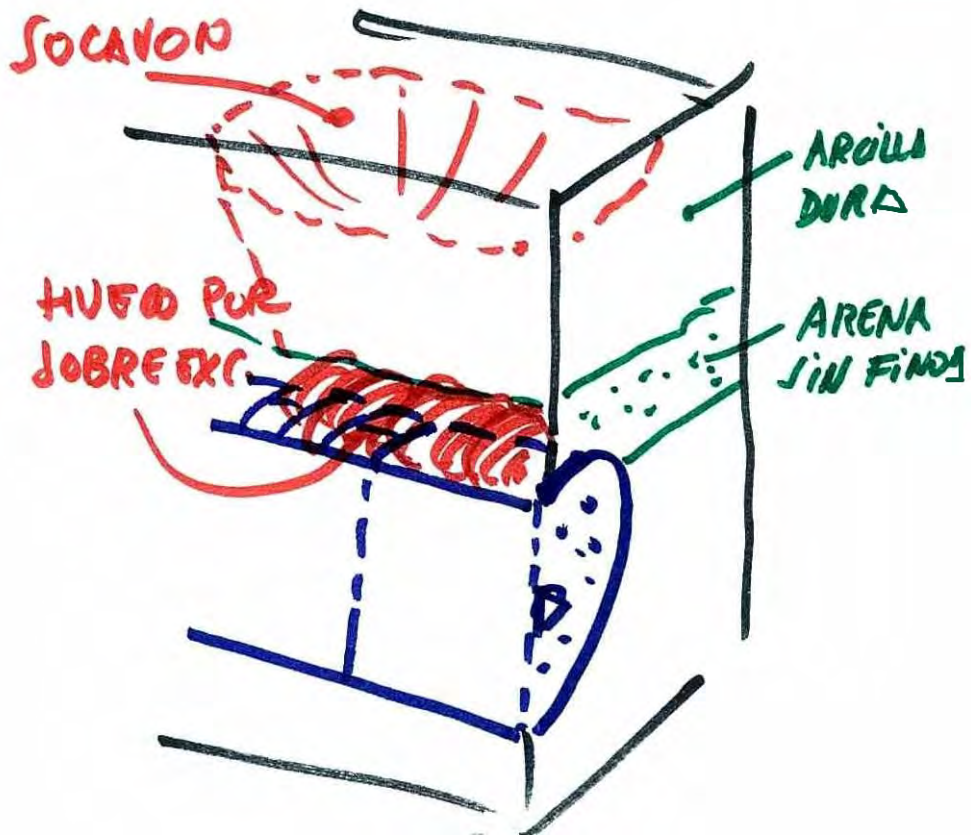

Fig. 13.6. Socavón por sobreexcavación (Inestabilidad dorsal)

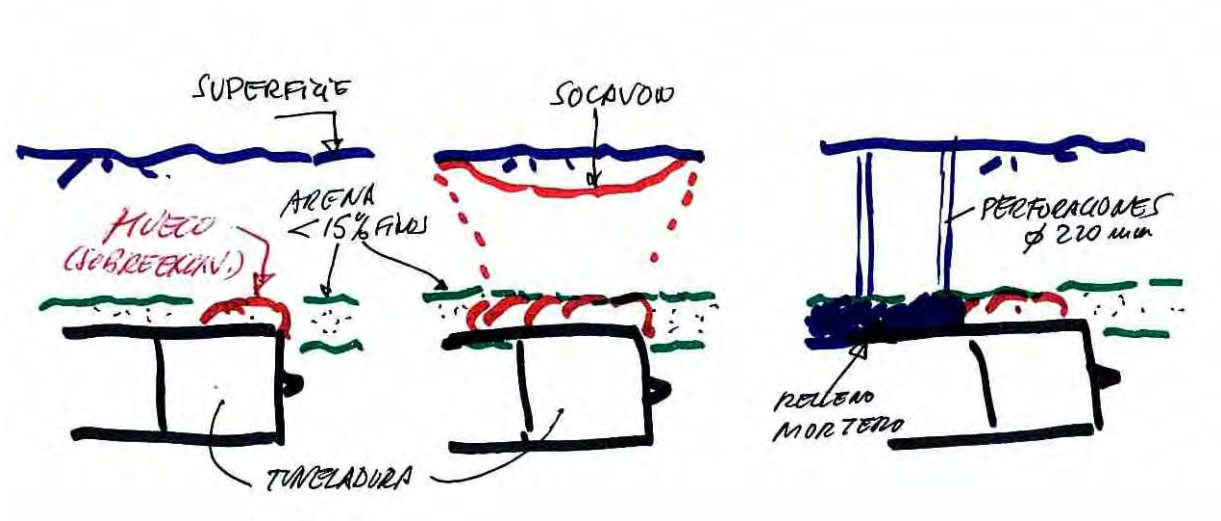

Fig. 13.7. Tratamiento para evitar socavones por inestabilidad dorsal

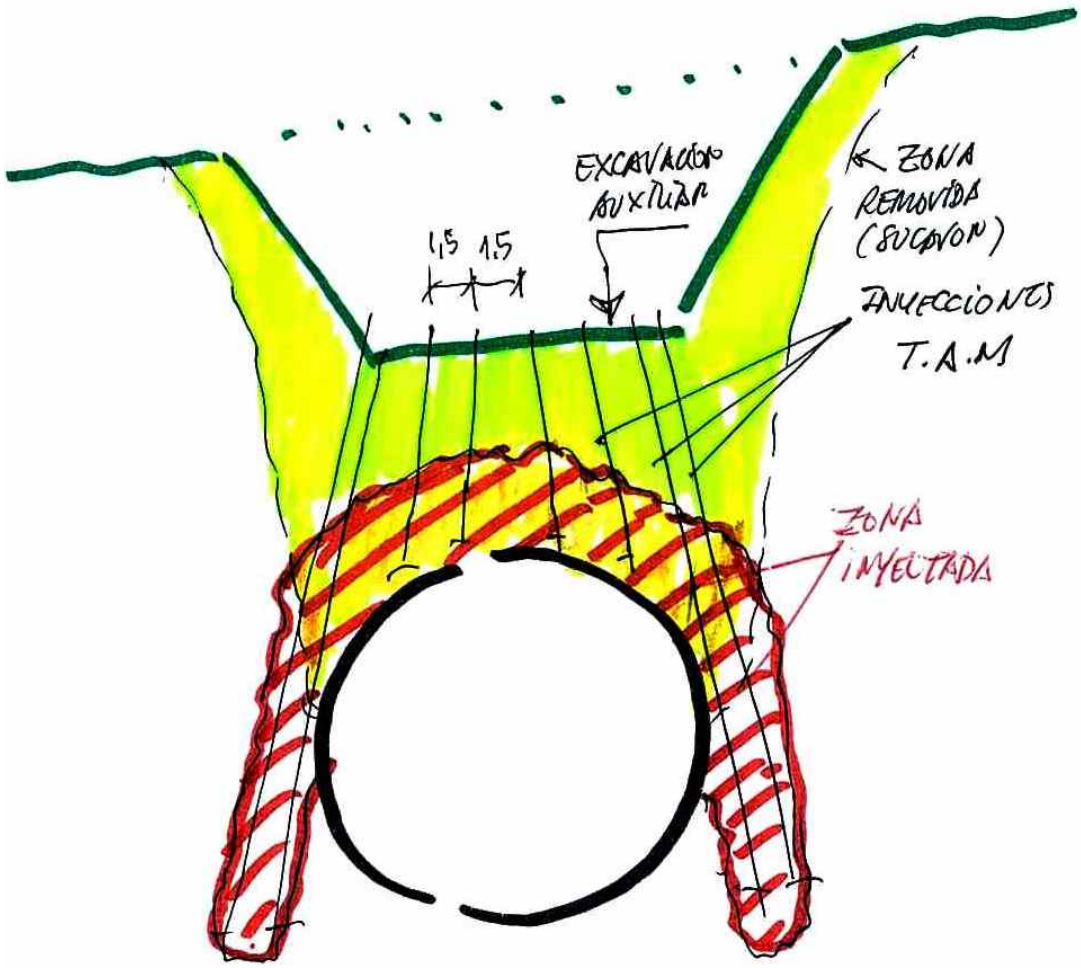

Fig. 13.8. Tratamiento en la boquilla Sur (Túnel de Guadarrama)

También nos hemos encontrado antiguos pozos de casas de campo (Alcorcón y Leganés) y aljibes olvidados bajo casas (en el Pueblo de Vallecas). Al cortar la tuneladora ese correspondiente pozo, puede producirse su vaciado y un hueco en superficie (o agrandarse e inestabililizarse el aljibe). En el Metro de Oporto (Portugal) nos encontramos con un par de casos de socavones al cortar pozos antiguos, con los consiguientes socavones superficiales (uno con víctima humana mortal).

Fenómeno parecido sucede cuando la excavación pasa cerca de un antiguo colector, mal mantenido, con pérdidas importantes de agua, lo que ha originado una caverna apreciable. Esto sucedió en la calle Hortaleza de Madrid y hubo que hacer un pozo desde superficie para llegar a la zona hueca, rellenarla con mortero, continuar el túnel y, después, reexcavar el colector (se dejó una tubería provisional antes del relleno, para que siguiera funcionando). Una foto de ese pozo apareció en la prensa y se mostró en una encuesta sobre El Carmel, como un socavón, aunque realmente no llegó a serlo.

Hay casos en que, por haberse producido sobreexcavaciones en el túnel (aunque sea con tuneladora) se dejan zonas flojas y huecos sobre la clave del túnel. En estas condiciones, si la sobreexcavación se debe a la existencia de alguna zona débil especial (por ejemplo, cruce de dos discontinuidades o fallas menores) el hueco próximo al túnel puede ir evolucionando y manifestarse en superficie al cabo de un año, a pesar de que el recubrimiento sea de unos 90 m. De esto se hablará en los túneles interurbanos.

Recientemente (noviembre 2016) se ha producido en Fukuoka (al sur de Japón) un socavón de unos 30 m de anchura por unos 15 m de profundidad, prácticamente en el cruce de dos calles importantes (4-6 carriles) de esa ciudad (Fig. 13.9). El socavón afectó a las instalaciones de gas, electricidad y agua de la zona. Su origen se encuentra en la construcción de un nuevo túnel, con un recubrimiento rocoso muy pequeño (unos 2 m), sobre el que existía un conjunto de capas arenosas con gran contenido de agua. Dicha agua debió penetrar por una zona fracturada de la zona e inició el arrastre de las arenas, lo cual dio lugar al socavón (Fig. 13.10). La mayor parte de la reparación (relleno del socavón) se realizó en 48 horas, a fin de reponer el tráfico. Posteriormente, el socavón volvió a dar “señales de vida”, quizás por una reparación poco pensada. A veces no basta con rellenar el hueco, aunque pueda ser la primera medida de

urgencia. Deseamos que un incidente de este tipo no les ocurra nunca a los posibles lectores de estas líneas, ni a su autor.

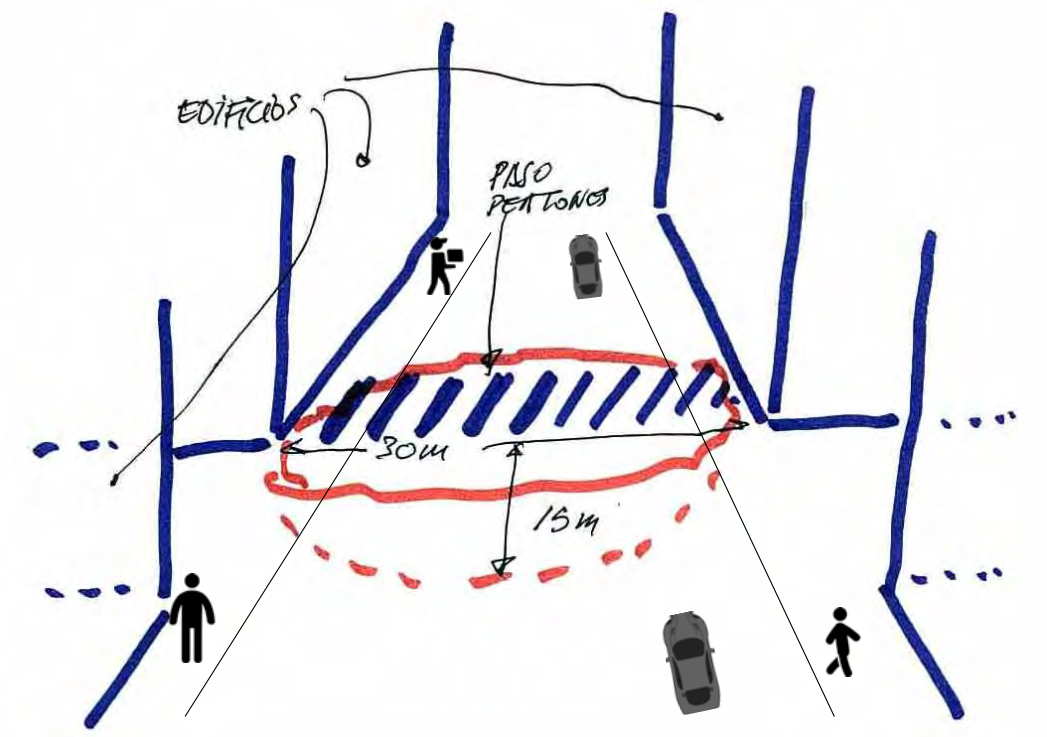

Fig. 13.9. Socavón en Fukuoka (noviembre, 2016)

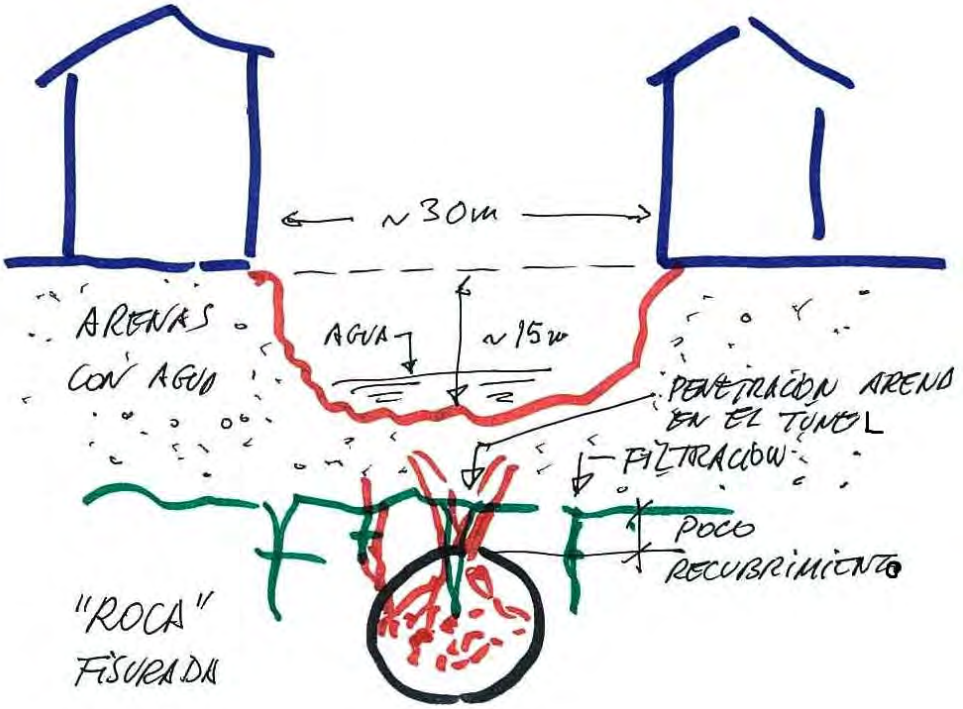

Fig. 13.10. Sección transversal del socavón de Fukuoka

Es difícil señalar qué se aprende de estas experiencias, ya que cada una tiene su casuística especial. Pero cabe señalar que te enseña a:

- Estudiar el entorno histórico de las obras: Zonas de antiguas explotaciones agrícolas (pozos), explotaciones mineras, líneas de abastecimiento y evacuación de aguas, etc.
- Revisar juntas de estructuras subterráneas (sobre todo de pantallas), lo que debía tenerse en cuenta ya en su proyecto.
- Caracterizar bien los terrenos con y sin cohesión.
- Si ha habido sobreexcavación en túneles, aunque ya se haya construido la obra, a plantearse tratamientos del terreno para que no queden huecos, ya que pueden acentuarse, evolucionar y continuar su inestabilidad hasta superficie.
- Armarse de Conocimiento, Temple y Resolución, como mínimo, para enfrentarse a cada caso y a la crisis que ello supone.

14. DE ARCILLAS EXPANSIVAS

La primera vez que el que suscribe oyó hablar de las arcillas expansivas fue en la carrera, hacia 1967-68, en las clases de mineralogía, compactación, etc., debió ser a José Luis de Justo. Pero al empezar en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo (del CEDEX) ya pude leer alguna monografía o revista sobre el tema, con los trabajos iniciales de Jiménez Salas y Serratosa (años 50 del siglo pasado), las posteriores reglas de Jiménez Salas para el cálculo de pavimentos y cimentaciones y las investigaciones de Ventura Escario sobre el edómetro con succión controlada (finales de los 60 y principios de los 70), ampliadas – posteriormente – a ensayos de resistencia al corte con control de la succión. Estas investigaciones han sido, en los últimos años, continuados por el Prof. De Justo y su equipo de la Universidad de Sevilla.

El Laboratorio tuvo mucho que estudiar en los años 70 sobre los problemas de expansividad en los barrios del Zofio y de Orcasitas (Sur de Madrid), en que ya se diferenciaron los problemas de expansividad (hinchamientos) con los de asentamientos en rellenos no compactados, en un informe que realizó el Prof. Rodríguez Ortiz. Efectivamente, esa zona fue frente en la Guerra Civil, con trincheras, que luego se rellenaron de cualquier forma. Con las fotos del vuelo fotogramétrico secreto alemán del 37-38, pudo situarse la situación de las trincheras y de las casas y comprobar que, en muchos casos, estaban sobre trincheras rellenas. Algo parecido ocurrió en los Laboratorios de Geotecnia y Geología de la Escuela de Caminos de Madrid, también frente de guerra. Dichos laboratorios fueron construidos sobre metros de rellenos y escombros (con cartuchos de bala a 5 m de profundidad), por lo que las fugas de agua del saneamiento dieron lugar a importantes asientos en esas instalaciones (años 80). Por cierto que en este último caso, un experto de empresa privada, que vino al Laboratorio de Geotecnia para iniciar los trabajos de reconocimiento, antes de su recalce, nos indicó que el problema era de arcillas expansivas, ya que el muro de hormigón que constituye las paredes de esos laboratorios tenía fisuras verticales ("debido a flexiones por el levantamiento del muro"). Tuvimos que hacerle ver que esas fisuras – a 3,20-3,30 m de separación – eran de retracción, al estar cerradas por arriba y por abajo y repetirse sistemáticamente (Fig. 14.1).

Con eso empezamos a aprender que se podía "echar la culpa" a las arcillas expansivas de cualquier cosa, ya que parecía que, así, no era culpa de nadie. Esto estaba bien para lo que se edificó en los años 50, pero, después, ya se conocía el fenómeno de expansividad de arcillas y se podía luchar contra él. Ahora ya parece una excusa inaceptable.

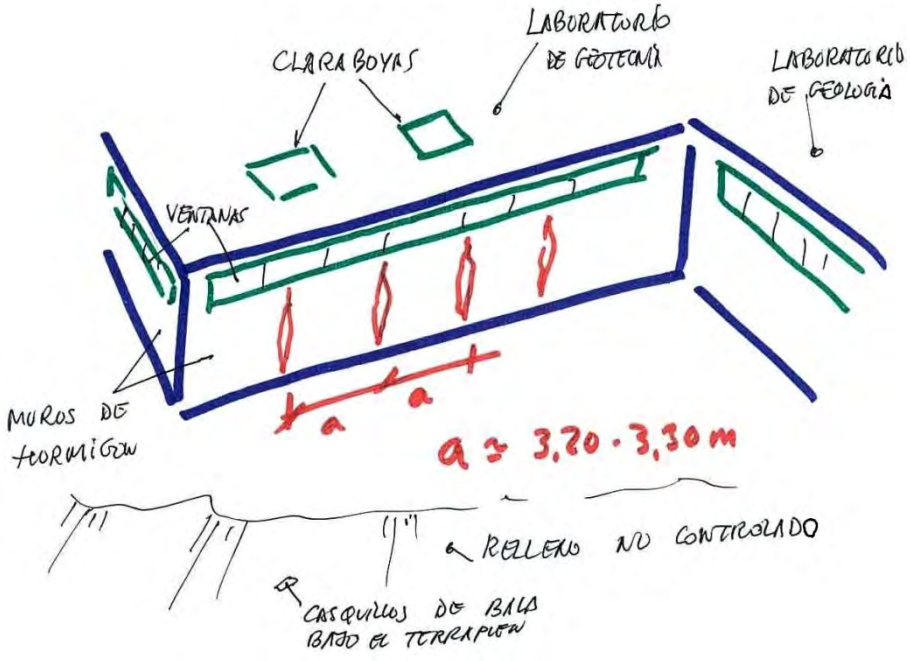

Fig. 14.1. El Laboratorio de Geotecnia de la Escuela de Caminos de Madrid

No es el único caso en que nos hemos encontrado problemas de expansividad que no lo eran. Por ejemplo, en Sevilla, hacia el año 1982 se iba a construir una depuradora en las proximidades del Arroyo Tamarguillo. La autoridad municipal tenía seleccionadas a tres empresas constructoras, las cuales hablaban de arcillas expansivas y de tres soluciones para arreglar el tema: Pilotar hasta las "margas azules", excavar y sustituir el terreno expansivo por otro granular, etc. Se requirió al CEDEX su mejor opinión y el que suscribe se acercó al sitio en cuestión, viendo ya un vaciado que se había hecho hasta el nivel freático. En el fondo (talud lateral) vimos una capa gris oscuro que afloraba y que no nos daba "buena espina". Hicimos unos penetrómetros (y algún sondeo) y vimos que lo que condicionaba las cimentaciones no eran las arcillas expansivas (las cuales, si lo hubieran sido, eran rellenos superiores que debían eliminarse), sino unas arcillas blandas, con materia orgánica, muy deformables (Aluvial del Tamarguillo). Este cambio de idea no gustó a la Administración, pero, al final, se consiguió reubicar la Depuradora en una zona con mejor terreno, ahorrando cimentaciones profundas y

dejando de hablar de la expansividad. Por cierto, entre la documentación que se dio sobre el problema (p. e., un informe geotécnico que no debía haber leído nadie, ya que en la descripción de las muestras a ensayar, había descripciones de arcilla fangosa con fuerte olor a materia orgánica) había un telegrama que indicaba, como urgente, una información vital para el problema de la expansividad: "Ángulo de resistencia residual de las arcillas, 19°". Todavía no sé qué tendría que haber hecho con ese dato.

Otro ejemplo, fue en la salida de Madrid hacia Valencia en que 20 edificios presentaban un espectro de fisuración exactamente igual. Como había arcilla y yesos, el forjado de planta baja se había separado del terreno, con lo que colocamos vigas prefabricadas, menos retraíbles que el resto del edificio (hecho con muros de hormigón y encofrado-túnel). Esta diferencia de retracción (Fig. 14.2) dio lugar a unas fisuras y apertura de juntas que eran exactamente iguales en todo el edificio, como era exactamente igual la causa de la fisuración diferencial en todos ellos. Lo que no podía ser igual es que todos los edificios hubieran experimentado un levantamiento igual (el terreno no ha ido a la "escuela" y no se comporta así).

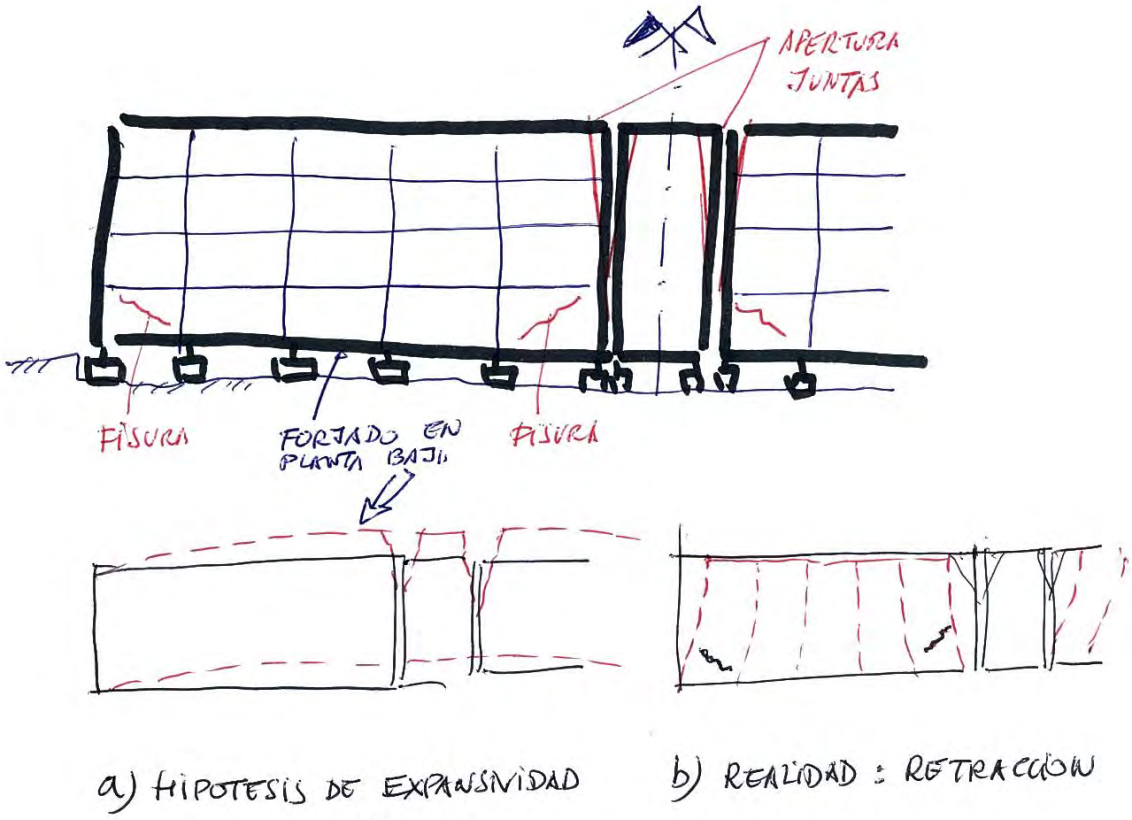

Fig. 14.2. Problemas equivocadamente atribuidos a expansividad

En realidad la expansividad debe considerarse como potencial, en cuanto a una posible propiedad de las arcillas, según su mineralogía y estructura interna. Pero necesita unas variaciones climáticas que hagan cambiar el contenido de agua de la arcilla, a fin de que se produzcan hinchamientos (al introducirse el agua en esa estructura) y retracciones (al perder la humedad). De hecho, puede considerarse que el cambio de volumen por expansión puede ser, a veces, menos peligroso que el que se produce por retracción, ya que los periodos de sequía suelen ser de mayor duración que las de lluvias. Con datos de plasticidad y granulometría el Prof. Rodríguez Ortiz elaboró una tabla sencilla y fácil de utilizar, a fin de calificar la posible expansividad de un suelo.

Por eso, se necesita un tipo de arcillas (esmectíticas) y un clima que tenga esas variaciones de humedad. Por ejemplo, bajo la Petroquímica de Puertollano hay arcillas potencialmente expansivas, de origen volcánico. Pero tienen un nivel freático (en unas gravas) que las mantiene saturadas. No se han producido problemas de expansividad. Otras veces, si los cimientos son muy superficiales y se sitúan en zonas que han estado a la intemperie, no hay problema práctico. Los ciclos naturales de sequía y humedad pueden alterar la estructura de la arcilla en una zona muy superficial y dejarla como “no expansiva”, tal como pudimos comprobar en los años 80 en los estudios para la Tesis Doctoral de Roberto Palacios, en algunas arcillas del Sur de Madrid. Pero lo peligroso es cuando, con movimientos de tierra, las arcillas potencialmente expansivas quedan “a merced” de los cambios climatológicos.

Si se trata de cimentaciones, deben seguirse las reglas habituales que ya se incluyeron en el libro Geotecnia y Cimientos III, en un capítulo escrito por Jiménez Salas (1981):

- Profundizar la cimentación, hasta pasar la capa activa del terreno (en la que esos cambios climatológicos originan el hinchamiento y la retracción).
- Transmitir cargas apreciables, a fin de que la posible expansión no levante los cimientos.
- No disponer elementos vegetales alrededor del edificio que vayan buscando agua y desequen la arcilla.
- Cuidar las conducciones de agua con juntas flexibles y procurar que se apoyen sobre fondo impermeable.
- Cuidar el drenaje alrededor de las edificaciones.

A veces se aplican estas medidas en las edificaciones principales y se olvidan aceras, elementos auxiliares, caminos de acceso, etc., en los que aparecen serias fisuras debidas a los movimientos periódicos del terreno. El Código Técnico de la Edificación clasifica a las arcillas expansivas como "terrenos desfavorables" (tipo T-3). Sin embargo, estos terrenos no son ni dejan de ser desfavorables. Lo que lo es, es el abordarlos sin conocimiento.

En España se dice que algo más del 30% de su superficie está ocupada por arcillas de tipo expansivo y que del orden del 7% están, además, en un clima que puede activar el potencial expansivo de esas arcillas. En la Fig. 14.3 hemos reproducido, a escala reducida, el "Mapa Previsor de Riesgos por expansividad, a escala 1:1.000.000, que se elaboró a partir de un Convenio entre el Instituto Geológico y Minero de España y el CEDEX, (bajo la dirección del malogrado Paco Ayala y el autor de estas líneas, junto con Mercedes Ferrer y José Luis Salinas). Como puede apreciarse el riesgo moderado-alto y el riesgo alto a muy alto se concentra en zonas como Andalucía, algo de Extremadura, alrededor de Madrid (Sur), zona de Castilla y León y en el Valle del Ebro, con alguna mota en las Islas Canarias (arcillas volcánicas).

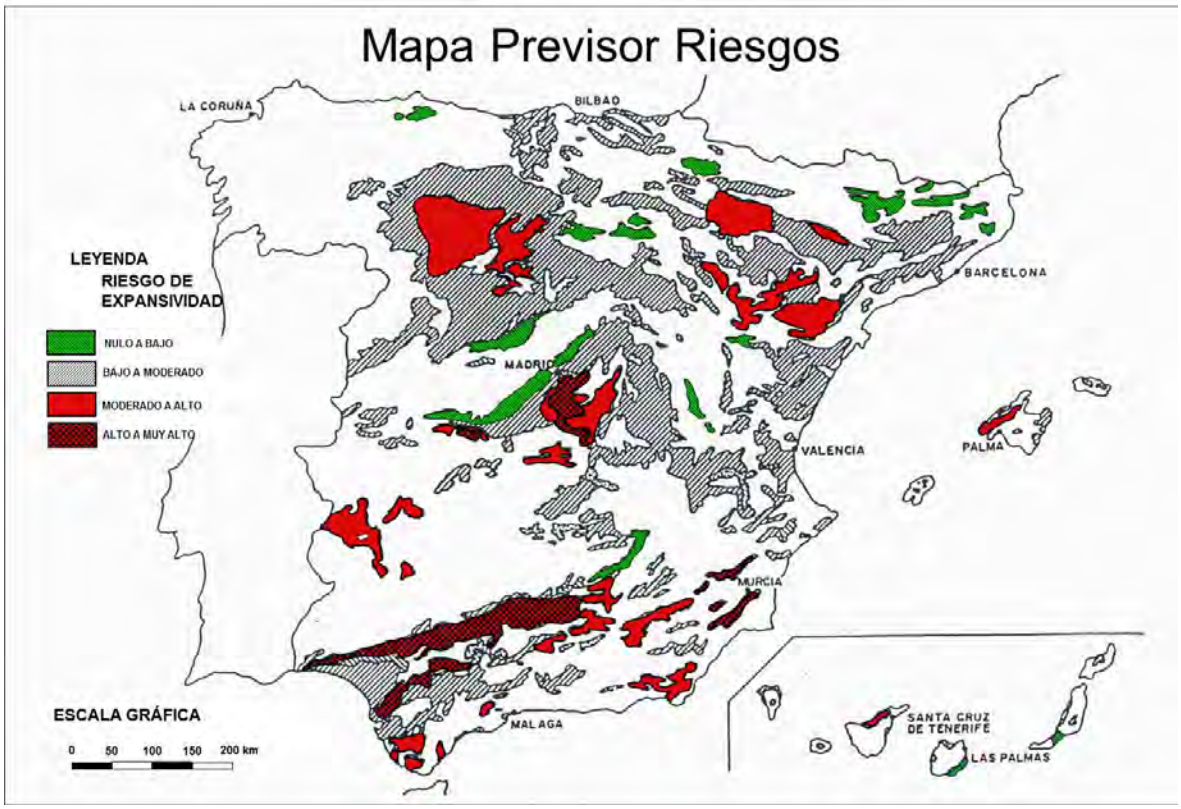

Fig. 14.3. Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas (Ayala y otros, 1987)

La caracterización de estas zonas con diferente potencia de expansividad se hizo:

- Separando los materiales arcillosos, desde un punto de vista geológico.
- Calificando la expansividad a través de una encuesta que se hizo a diversas organizaciones de Edificación, Carreteras, etc.
- Reuniendo numerosos ensayos de laboratorio propios (CEDEX-IGME) y de otros organismos.
- A partir del mapa del Índice de Thorwithe, elaborado por el Prof. Justo y el Dr. Cuellar.

A partir de la experiencia personal, un hecho que quedó claro es que en algunas formaciones consideradas con potencial expansivo a muy expansivo ("peñuelas" de Madrid, "margas azules" del Guadalquivir, etc.), no todos los ensayos de laboratorio mostraban ese carácter expansivo. Sólo del orden del 30-35% de los ensayos "nobles" (presión de hinchamiento, hinchamiento libre, ensayo de Lambe, etc.) indican esa expansividad. El resto de ensayos indican potencial claramente inferior (e, incluso, nulo). Esto puede deberse a que no sólo influyen los minerales que contiene la arcilla y la manera de preparar el ensayo, sino la estructura de la muestra y si ésta incluye fisuraciones o no. Una estructura muy alterada, por estar en la naturaleza sometida a ciclos de expansión-retracción, puede dejar cambiada su estructura y pasar a tener un potencial de expansividad muy bajo, aunque tenga minerales esmectíticos, también alterados e hidratados. El autor de estas páginas elaboró un criterio para calificar la expansividad de arcillas que puede verse en la Fig. 14.4.

Hay otro problema de expansividad de arcillas cuando están entremezcladas con otros materiales. Por ejemplo, es el caso de las formaciones yesíferas alternadas con arcillas de la zona de San Martín de la Vega, al Sur de Madrid. Concretamente, la Depuradora de Butarque tiene sus decantadores (de unos 40 m de diámetro y 5 m de altura) en zona de desmonte en este tipo de terreno. El decantador XII tuvo que ser demolido por levantamiento y se creyó que, como estaba cerca del Río, había subpresión. Por ello, se reconstruyó el decantador, pero haciendo unas zanjas a su alrededor, para controlar la presión del agua. Con eso no se hizo más que facilitar la entrada del agua en el terreno. En la parte yesífera había "glauberita", o sea un sulfato sódico (la Sal de Glauber es el cloruro sódico). El agua pasaba por ese "yeso" y aportaba iones de sodio, procedente de la glauberita, a la arcilla potencialmente expansiva, abriendo

más su estructura. Así, el nuevo decantador se volvió a levantar (con grietas de 4-5 cm) y quedó inutilizado, pero había que salvar el X y el XI, que empezaba a levantarse.

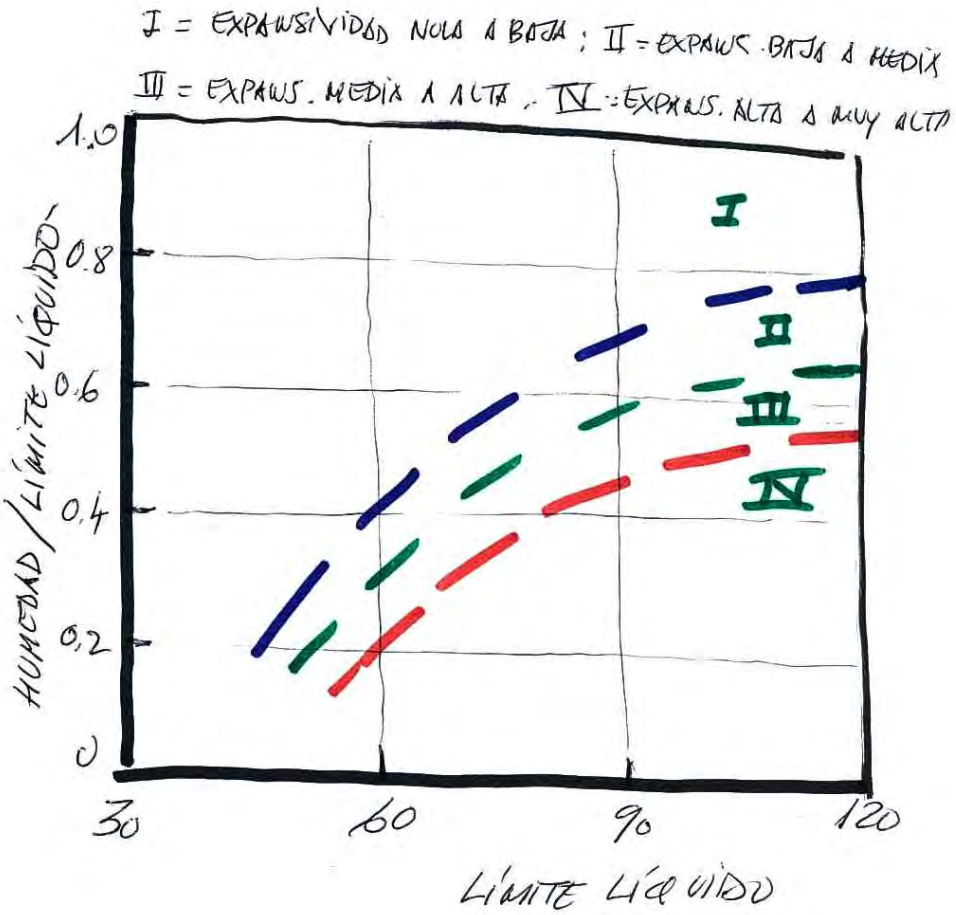

Fig. 14.4. Criterio para calificar la expansividad de un suelo arcilloso (OTEO, 1994)

Una medida de urgencia fue realizar zanjas rellenas de hormigón, haciendo de obstáculo al agua que venía del talud y de alguna sima (final de los años 80), interviniendo en todo esto nuestro amigo Antonio Moreno de CMZ y Félix Cristóbal del Ayto. de Madrid. Ello dio un resultado inmediato parando el levantamiento. Pero, con el tiempo, siguieron las filtraciones y continuaron, lentamente los levantamientos. Por ello, hubo que diseñar una barrera de jet-grouting (en dos filas), de unos 17 m de profundidad, que rodeara la zona en peligro y desviara las filtraciones, lo cual dio resultado. La barrera se construyó hace unos 18 años, a finales de los años 90.

Después, hace poco, hemos tenido noticias de otros problemas con arcillas y glauberita en la L. A. V. Madrid-Sevilla, cerca de Torrejón de Velasco.

En otras ocasiones es la anhidrita (sulfato cálcico hemihidratado, ansioso de conseguir molécula y media de agua) la que, en el interior de una formación arcillosa, ha producido problemas. La arcilla puede fisurarse y expandirse al hacer excavaciones en ella (por decompresión), con lo que puede entrar agua y empezar a hinchar. Con ello, afecta a la anhidrita, al estar fisurada y permitir el paso del agua, la cual experimenta un lento pero gran hinchamiento. Esto ha sucedido a finales de los años 70 en una importante central de energía en el Nordeste de la Península Ibérica. El hinchamiento se terminó al cabo de unos veinticinco años y obligó no sólo a estimarlo debidamente sino a adoptar diversas medidas para asegurar el funcionamiento de la Central, en que el desmonte fue de unos 70 m. En este problema – estudiado en el CEDEX bajo la Dirección del Prof. A. A. Serrano y con intervención de las Escuelas de Caminos de Santander (Prof. Sagaseta) y Barcelona (Prof. Alonso) – se hicieron diversos estudios de laboratorios y modelizaciones sofisticadas (Dres. López Corral y Esteban, el cual realizó su Tesis Doctoral sobre el tema). Concretamente, en ensayos de hinchamiento libre y de presión de hinchamiento que hicimos en el CEDEX, de dos años de duración, el material ensayado acabó atacando los aparatos, al formarse y crecer cristales de yeso hidratado.

Pero también estas arcillas potencialmente peligrosas dan problemas en otras obras de ingeniería, como en los túneles y en los taludes.

En túneles españoles hay varios casos pero quizás los más destacables son los de Trasvasur (Gran Canaria) y Mont Blanc (Tarragona).

Trasvasur se compone de varios túneles, de unos 3,5 m de altura, para abastecimiento de agua. Fue una obra problemática que transcurrió, aproximadamente, desde 1970 a 2003, habiendo pasado por ella tres contratistas (de los de gran nivel) y, al principio, numerosos consultores.

Los túneles 4 y 5 se desarrollaron en rocas volcánicas que necesitaban poco o nada de sostenimiento. Pero a unos 400 m bajo una montaña, encontraron capas de arcillas esmectíticas (de origen volcánico, situadas entre dos coladas rocosas y con espesor de 1-2 m), que sufrieron fenómenos de decompresión y extrusión. Si la arcilla estaba en la base del túnel,

levantaba el fondo y llegaba a dejar (al cabo de 10 años) tan sólo 1,0 m de altura libre bajo la clave del túnel (Fig. 14.5, en este caso entramos arrastrándonos como "los apaches"). Si estaba en la zona media-alta del túnel, se colocó un revestimiento y éste se deformó hasta parecer una capilla gótica (Fig. 14.5).

Estudiado el tema se propuso un cambio constructivo y un refuerzo del sostenimiento (incluida contrabóveda, con apuntalamiento de las cerchas de sostenimiento). Para comprobar las recomendaciones y dado que quedaba muy poco presupuesto, se hizo un bypass del túnel (lo que puede hacerse bien en un túnel hidráulico) y se probaron tres tipos de sostenimiento.

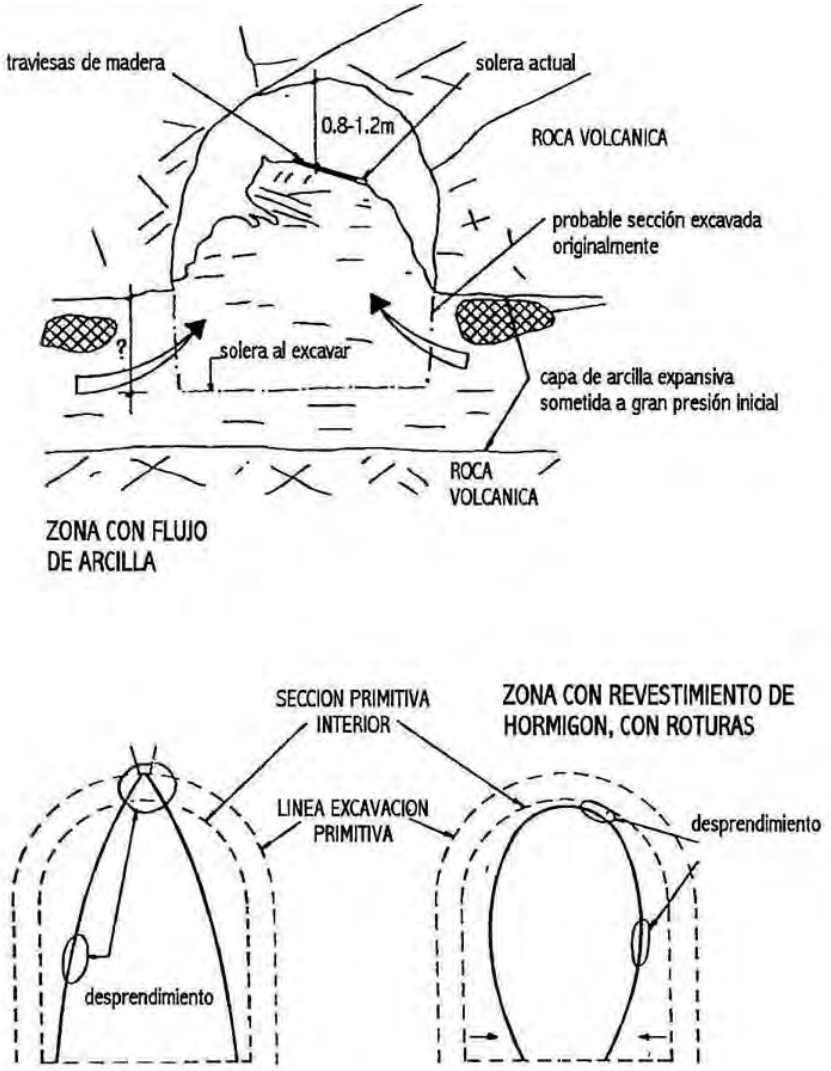

Fig. 14.5. Intrusión de arcilla en los túneles de Trasvasur (OTEO, SUÁREZ Y DE LA FUENTE, 1997)

En seis meses alguno de estos sostenimientos ya llevaba 10 cm de levantamiento en la solera. Con esa idea se propuso el revestimiento más rígido y se pasó el Proyecto Modificado al Consejo de Estado (como marca la ley), ya que suponía un sobre costo del 110%. Dos años después fue aprobado y la obra se hizo con pleno éxito, con un seguimiento detallado con modelos numéricos. Ha sido nuestro modificado de mayor volumen relativo. En ese momento, el levantamiento en la galería de ensayo ya llegaba casi a 1 m. Esta obra, de Dragados fue dirigida por el incomparable Honorio Suárez.

Ya en el siglo XXI, los dos túneles de Mont Blanc para la L. A. V. Zaragoza-Barcelona, tuvieron levantamientos de solera muy importantes. En este caso el terreno era parecido al de la Central de energía antes citada y el problema derivó de:

a) La expansividad por descarga.

b) Los cambios físico-químicos en la arcilla rígida dados por la ventilación (que cambió la humedad). Ambos fenómenos condujeron a la situación peligrosa que hubo que arreglar profundizando la solera hasta dar una forma prácticamente circular al revestimiento y armándole para presiones de trabajo de 5 MPa, según lo deducido en ensayos de laboratorio.

El coste de reparación fue mayor de 12 millones de Euros, Este problema fue estudiado por los Profesores Alonso y Gens de la Politécnica de Barcelona, lo que condujo a la solución adoptada y a alguna Tesis Doctoral (Dr. Verdugo). Estas investigaciones, que son prolongación de las que ya había desarrollado el grupo del Prof. Alonso en Barcelona sobre suelos semi-saturados, han tenido eco internacional.

Fuera de España existen otros casos como el del Túnel 8 en Biel, Suiza, en que el levantamiento de la solera en margas se “notó” un año y medio después de su construcción (40 mm). Se acudió a construir una contrabóveda curva armada y dio buen resultado. O el del Túnel de Freudenstein en que se estudiaron diversas soluciones (revestimiento circular y armado, solera anclada, etc.), consiguiendo limitar los hinchamientos a unos 10 mm.

Además de estos problemas espectaculares hay que tener en cuenta los de inestabilidad de taludes que se producen en arcillas sobreconsolidadas, generalmente fisuradas y de origen mioceno. Es muy corriente que se les denomine "margas" (como las "margas azules del Guadalquivir", las de la formación Mitagalán en Granada, las del sustrato malagueño, etc.). Generalmente se trata de un material arcilloso, cuyo contenido en carbonatos no suele superar el 12-15% de CO_2, por lo que no pueden denominarse estrictamente como "margas".

En épocas de sequía los taludes se fisuran y se forman grietas verticales (retracción). Cuando, después de algunos años, llegan las lluvias (el agua penetra con facilidad por las fisuras, presiona e inestabiliza una masa (relativamente superficial) que puede caer por el talud en forma de "barro" (Fig. 14.6). En algún caso, esta inestabilidad puede afectar a zonas en que se produjeron antiguos movimientos y dar lugar a verdaderas "coladas de barro" de grandes dimensiones, como ocurrió hace unos treinta años en Olivares.

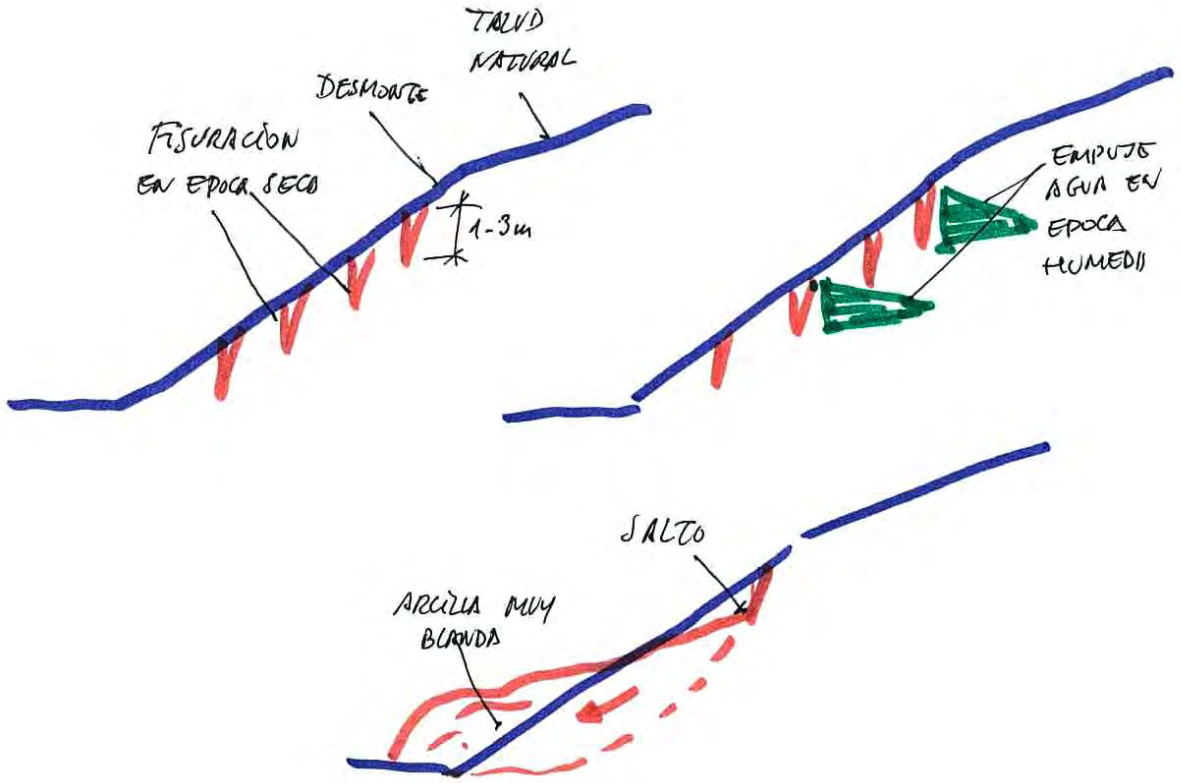

Fig. 14.6. Problemas de inestabilidad en arcillas fisuradas

Generalmente, como ya hemos dicho, es la combinación de las condiciones climáticas (largas sequias y lluvias intensas) y de la estructura arcillosa (capacidad de retención del agua y, después, de perderla con retracción, o sea con límite líquido medio-alto) lo que conduce a estas inestabilidades que pueden afectar a los taludes naturales y desmontes, con el mecanismo explicado, y a terraplenes a media ladera (o a ambas situaciones a la vez, Fig. 14.7). En este último caso, muy corriente en Jaén, Granada, Málaga, etc., desde que se construyeron las nuevas autovías hacia finales de los 90, puede suceder que el terraplén se construyera en época seca y no tuviera problemas. Unos años después, vinieron las lluvias y se amontonaron los problemas (octubre del 96 a marzo del 98, aproximadamente). Así se produjeron gran número de inestabilidades de desmontes y de terraplenes a media ladera en las provincias citadas. Después el fenómeno se ha repetido en Andalucía cada 6-7 años, con menor intensidad, ya que las reparaciones han dado resultado.

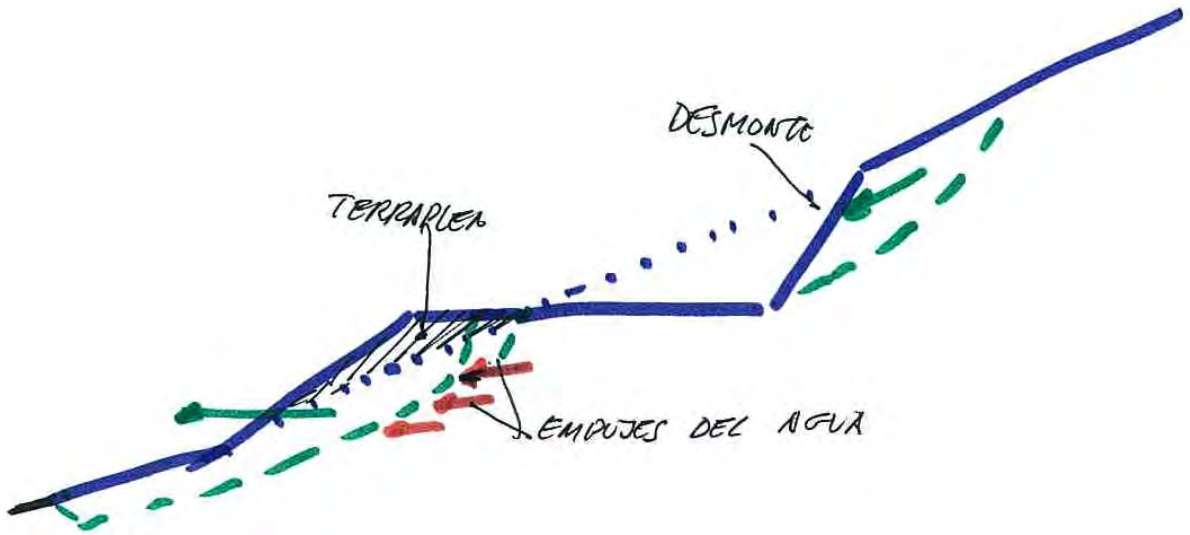

Fig. 14.7. Inestabilidades en terraplenes a media ladera, con roturas relativamente superficiales

Se han utilizado muchos sistemas de reparación y refuerzo. En el caso de desmontes, el defender la carretera con gaviones y reperfilar el talud (a veces, sustituyendo parte del material arcillosos con rip-rap o pequeña escollera) ha dado buen resultado. En el caso de terraplenes, el problema puede ser de mayor envergadura y la solución ha pasado por la construcción de zanjas drenantes en el lado aguas arriba del terraplén, repiés de escollera (bien apoyados en el terreno natural, por debajo de la zona movida) y por el empleo masivo de micropilotes (Fig. 14.8). En más de un caso hemos visto el terraplén nada más iniciarse la inestabilidad, con un salto de 30-40 cm. Pero, como con las lluvias no se podía intervenir, un mes después el terraplén tenía un salto de 3 m y el material de su núcleo estaba humectado, reblandecido y desorganizado, con lo que fue necesario sustituir casi todo el terraplén, aparte de realizar un apoyo en mejores condiciones (con zanja de escollera, drenaje, etc.)

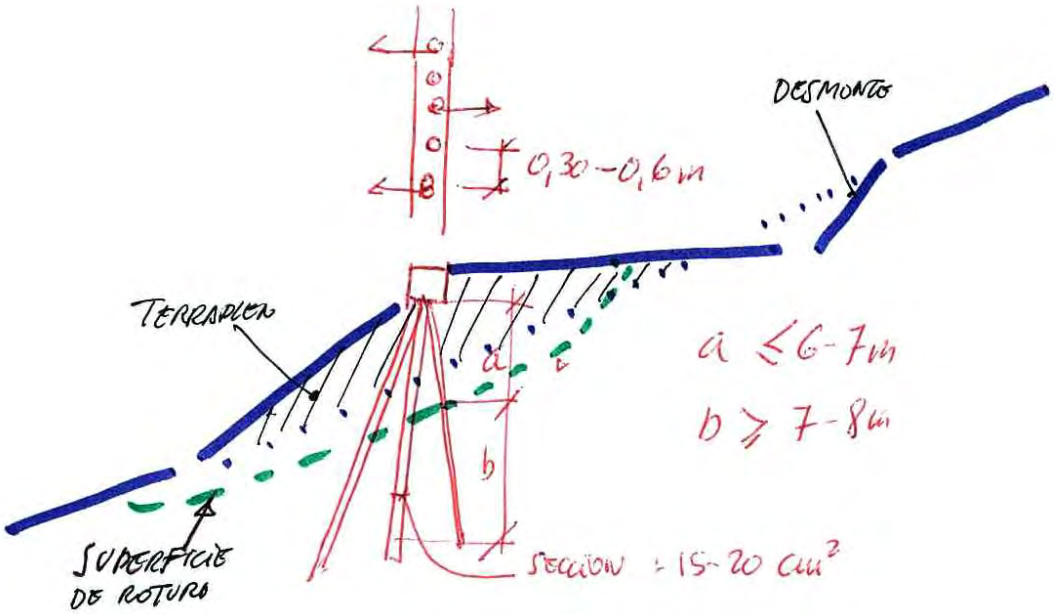

Fig. 14.8. Micropilotes en inestabilidad de taludes

El uso de los micropilotes tiene sus reglas prácticas:

- La sección del tubo metálico debe ser del orden de 15-20 cm^2.
- La longitud del mismo por encima de la superficie de rotura debe ser de unos 6-7 m como máximo, con un “empotramiento” adicional de otros 7-8 m.

- Se debe inyectar, si es posible, con válvulas 2 m por encima y 2 m por debajo de la superficie de rotura.
- Deben instalarse con inclinaciones hacia aguas arriba y hacia aguas abajo de la ladera, con un micropilote vertical intermedio. Las inclinaciones pueden ser de 1(H):3(V) y la separación entre micros depende del problema, pero puede ser de 35-50 cm.

La Tesis Doctoral de A. Botello (2015), presentada en la Universidad Politécnica de Madrid, incluye modelos de análisis para el caso de uso de micropilotes en esta casuística. La comparación de los resultados técnicos con varios casos instrumentados resulta muy buena, tanto para micros a media ladera como para pantallas verticales de micros. La experiencia de SITE (Pepe Santos) en Andalucía, con estos micropilotes, es grandísima y permitió disponer de medidas reales que han sido utilizadas en la Tesis citada.

Evidentemente queda mucho que conocer de estas arcillas. En la actualidad el desarrollo del estudio de los suelos semisaturados (con más de siete Simposios Internacionales) es el camino para ello, con modelos muy sofisticados.

Pero, para los estudios más generales, el ingeniero práctico se vale de las recomendaciones sobre los valores de la plasticidad, granulometría, etc., con ensayos de laboratorio de presión de hinchamiento y de hinchamiento libre en el edómetro, sobre muestras inalteradas. El ensayo de Lambe, de expansividad por inundación, sobre muestra alterada, es discutible:

a) Porque, a veces, es necesario dejar hinchar más de las dos horas establecidas en la normativa del ensayo.
b) Porque la rigidez del anillo dinamométrico del ensayo tiene que ser la que uso Lambe al realizar sus ensayos y obtener sus resultados. Hace años, algún fabricante español, para economizar, vendió aparatos con anillos dinamométricos de diferente rigidez que la utilizada por Lambe y proporcionó aparatos que no cumplían la función deseada.
c) Porque, al ser muestra-alterada, se liberan los enlaces diagenéticos de la arcilla y puede resultar más expansiva que lo que es realmente, etc.

Nuestro criterio de riesgo de expansividad (Ver Mapa Previsor, ya citado), basado en datos de humedad y plasticidad nos ha dado buen resultado hasta el momento. También se ha incluido en nuestro libro sobre Patología Geotécnica.

También hay que tener en cuenta la profundidad de la toma de muestras, ya que, si son muy superficiales, pueden tener la estructura muy alterada y expandir poco bajo inundación en el ensayo edométrico. De hecho, en el Mapa Previsor por Riesgo de Expansividad que ya hemos citado se reproducen resultados de todos estos tipos de ensayos convencionales que indican que sólo en un 25-30% de los ensayos se ha obtenido clara expansividad en formaciones a las que se atribuye un potencial algo o muy alto.

Por ello, la caracterización geotécnica puede ser compleja y obliga a hacer ensayos en edómetros con control de la succión, para ver el efecto de una determinada trayectoria de tensiones y de humectaciones.

Hay todavía un indudable margen de error en todas estas previsiones y, quizás, conviene ser un tanto conservador.

¿Qué hemos aprendido de todo esto? Mucho y poco, a la vez. Mucho, ya que se dispone de procedimientos de análisis y de sistemas constructivos para enfrentarse a los problemas de expansividad. Y poco, cuando el “olfato” no nos lleva a pensar en que habrá un problema de este tipo en arcillas “margosas” duras con sales, en las que los cambios tensionales y físico-químicos puede “jugarnos una trastada”. Pero estamos mejor preparados que hace cuarenta o cincuenta años y ya no debe ser una excusa el indicar que unos edificios de poco peso sobre arcillas plásticas (duras y fisuradas) se levantan: “¡Había arcillas expansivas! ¿Cómo íbamos a saberlo?” Otra cosa son fenómenos físico-químicos con arcillas margosas con sales. ¡Ojo, pueden ser muy peligrosas!

15. DE TÚNELES URBANOS

El primer contacto con este tema data de los años setenta del siglo XX, cuando el autor tuvo que ocuparse de dos casos de casas con grietas en Barcelona. Fue en la Ronda Guinardó y en la calle Juan Güell. En ambas calles el Ministerio de Obras Públicas construía túneles por un Método tradicional llamado entonces "belga". En la Ronda Guinardó (obra de Dragados), se había producido un movimiento en una casa que tuvo como consecuencia el pandeo de un tabique, con una aparatosa grieta horizontal. Aunque los asientos no fueron enormes, el tabique debía estar muy coaccionado y en vez de mostrar una grieta inclinada, prefirió liberar la energía de deformación acumulada, rompiéndose, bruscamente, de la forma indicada, con gran susto de los habitantes de la vivienda en cuestión.

En Juan Güell – obra de Entrecanales – una casa próxima al túnel asentó pero, como era una casa nueva y rígida, lo que hizo es girar y arrastrar a la contigua (Fig. 15.1), con lo que rompió ésta última en dos, con una grieta que – en su parte superior – tenía unos 5-6 cm. Al visitar las obras tuvimos que entrar en una peluquería de señoras, situada junto a la grieta. Las clientas estaban muy tranquilas, puesto que, abierta la grieta, los movimientos cesaron. Ello se debió a que, en Barcelona era costumbre "ligar" las medianerías, por lo que no funcionó la teórica junta de separación entre edificios. Cuando el que suscribe llegó a ver este caso, vio el frente del túnel que era arcilloso y bastante cohesivo y también vio el corte de un sondeo que acababan de hacer junto al túnel. El parte de esta perforación indicaba unos 7 m de "arcilla verdosa compacta" por encima de la clave del túnel, por lo que no parecía que los movimientos podían haber sido tan grandes como para producir el daño descrito. Pero… uno empezaba a desconfiar y a seguir el consejo de sus mayores: "Examina bien las cajas de los sondeos, la zona de los alrededores, los nombres de las calles, etc.". Pedí que me mostraran las cajas, lo cual hicieron con cierta reticencia, y, así, pude comprobar que la "arcilla verdosa compacta" era estiércol manchado con agua con bentonita, desecada por el tiempo, lo que impedía ver lo del estiércol, hasta que rompías con las manos el testigo. Este terreno llegaba hasta 1-2 m por encima de la clave del túnel, lo que indicaba que no era raro que se hubieran producido asientos en los edificios próximos. Lo de los nombres de las calles, en este caso, no me dio ninguna pista, pero si el observar lo de los alrededores: Vi un edificio de 3-4 plantas que no había sido acabado de construir y que estaba inclinado, como lo mostraba un simple ladrillo colgado de una cuerda del

último piso. El edificio tenía cimentación directa y también se apoyaba en rellenos deformables. Con todo esto, la explicación de lo ocurrido fue fácil.

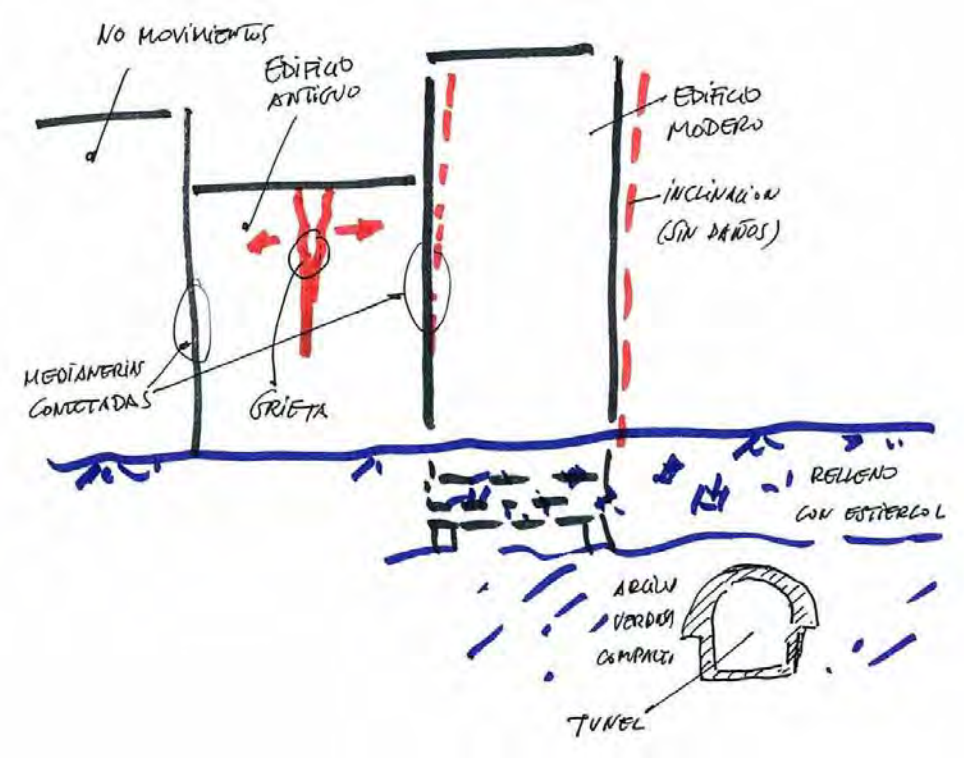

Fig. 15.1. Caso de la c/ Juan Güell de Barcelona

Estos casos, junto con las visitas al Metro de Madrid en la calle O'Donell, para ver la instrumentación del túnel que un joven César Sagaseta hacía para su Tesis Doctoral, dirigida por V. Escario, llevó al que suscribe al mundo de la "subsidencia" debida a la perforación de túneles, lo que culminó, entonces, con un estudio – junto con César – del tema, aplicando el teorema π o de Buckinham y utilizando el programa PLEF 7 (redactado por Sagaseta, Enrique Castillo y Luis del Cañizo) de elementos finitos. Esto lo publicamos en el 1er Simposio Nacional de Túneles (1974), con los primeros resultados teóricos sobre el tema, que ya nos permitían corregir las propuestas del Prof. Peck para estimar la subsidencia (con la estupenda idea suya de asimilar la ley de asientos superficiales a una campana de Gauss). ¡Qué ilusión comprobar que los sabios de por ahí eran humanos y se equivocaban! Al autor de estas líneas le había pasado con los trabajos de POULOS sobre pilotes con carga horizontal, por lo que pasó a creerse el "rey del mambo". Con los años se dio cuenta que era necesario corregir nuestros resultados y, tanto César como el autor de estas líneas, juntos o por separado, han seguido esta

línea de investigación hasta bien entrado el siglo XXI. En el libro Geotecnia y Cimientos III (Ed. Jiménez Salas, 1981) ya aparecía el método más desarrollado que antes, pero todavía incompleto respecto a su versión final. Esta corresponde a lo que se ha denominado como Modelo Madrid (1999-2001).

Por cierto, el Prof. Sagaseta, durante una estancia de año sabático en Gran Bretaña, volvió al tema de la excavación de un orificio dentro de un terreno, ampliándolo a forma cualquiera, no teniendo que ser circular. Su aplicación a diversos problemas llevó a que le concedieran la Medalla Tellford.

A finales de los 70 pudimos intervenir en obras reales del Metro de Madrid, pero con abundantes medidas reales, lo que nos condujo a comprender algo más el fenómeno de extensión que se produce sobre la bóveda de un túnel y el de relajación que se produce en el frente, en función del tipo de terreno, del sistema constructivo y de la velocidad de avance (zona de Moratalaz).

Con los años, nos ayudaron Pepe Fernández Moya (que nunca acabó una Tesis Doctoral sobre el tema, que tenía muy avanzada) y, después, el malogrado Prof. de la Fuente, la Doctora Silmara de Assis, el Doctor Fernando Díez (éstos últimos en el siglo XXI), etc. El Dr. Díez desarrolló nuestro Modelo Madrid, generalizándole a partir de las miles de medidas obtenidas durante la Ampliación del Metro de Madrid de 1995 a 2011.

Con este tema de la subsidencia nos hemos encontrado en “líos reales” (después de lo de Barcelona) en numerosas ocasiones: Estación de Puerta del Ángel de Madrid, colectores del Saneamiento de Madrid (en contacto con el “tunelero” Antonio Moreno, de la antigua MZOV), Metro de La Habana, Metro de Caracas, Metro de Sevilla, Metro de Toulouse, Metro de Londres (Línea Jubilée), etc., hasta llegar a la Ampliación del Metro de Madrid 1995-2011, en que ya el trabajo fue mucho más intenso. Del Metro de Sevilla ya nos hemos ocupado en otro capítulo específico. Y lo del nombre de las calles si debe tenerse en cuenta. Alguna vez nos hemos visto con problemas junto a una calle que se llamaba: “Calle del Arroyo X”, sin que hubiera otros “arroyos” próximos. O por ejemplo, si estamos en el Barrio de Aluche (Sur de Madrid), debe recordarse que en los planos del siglo XVIII figura un arroyo, perfectamente cartografiado, con la designación de “A. Luche”, para abreviar. El tiempo y las simplificaciones convirtieron esa denominación en “Aluche”, pero el arroyo y su vaguada (ahora Cubierta de

relleno antrópico) sigue existiendo. Cerca está otra zona que se denomina “Cerro dela mica”, por la abundancia de arena con mica, lo que da idea de que es una zona muy permeable. Y sobre ella está el Barrio de Los Cármenes. No se trata de que vivieran varias Marías del Carmen, sino que, hace años, existían ahí “carmenes”, como los granadinos: Casa de campo con pozo. Ello indica que había mucha agua. Y esa nos la bebimos cuando se hizo el suburbano (hoy cercanías C-5), lo que obligó a cambiar el proceso constructivo del Método Tradicional de Madrid: Se hacia el avance y la bóveda y unos pozos cada 20 m, para achicar agua, aparte de unas inyecciones desde esa zona para disminuir el flujo de agua a los hastiales, que se excavaron en pozo. Esta obra de la Dirección General de Transportes Terrestres, fue dirigida por Ramón Carrilero, con Adolfo Pastor de Ferrovial como Jefe de Obra.

En el de Caracas el Profesor Sagaseta y el autor de estas líneas eran asesores de Metro Caracas, a través de la empresa Ofiteco-Venezuela, para temas de asientos o subsidencias, además del Prof. Soriano para otros temas. Y allí también aprendimos. El tramo en estudio era muy importante, ya que había edificios antiguos (Iglesia de los Jesuitas, la Biblioteca, el Congreso) y ya había habido un estudio de los asientos previsibles, realizado por un Consulting de U. S. A., muy famoso entonces. Esta empresa hizo un magnífico trabajo respecto a la toma de datos de los edificios próximos al túnel: Recolección de planos, su estado, etc. Pero, al llegar a la estimación de asientos, introducía la hipótesis de que el suelo de Caracas y el de Washington eran iguales (absurdo, ya que en el Valle de Caracas había materiales arcillosos de compacidad media y en la capital norteamericana hay material rocoso, sano y alterado) y, por lo tanto, la ley de asientos sería igual: Asiento máximo de 30 cm y una ley o cubeta de asientos estrecha, que no llegaba a los edificios (el túnel iba por el centro de la calle). Este túnel se hacía por el método alemán: Primero galerías de hastiales y después se excavaba la zona de bóveda.

César y el que suscribe hicieron unas previsiones con su método y elementos finitos, interpretando las medidas de asientos derivadas de la excavación de una primera galería de hastiales. La previsión llevaba a que el asiento sobre clave sería de 30 mm (diez veces menos), pero la cubeta de asientos sería claramente más ancha y afectaría a los edificios.

Los ingenieros venezolanos reforzaron con micropilotes la fachada de algunos edificios, pero no pensaron que los asientos podían afectar a la segunda fila de pilares (con mayor razón, al hacer de la fachada un punto “duro” (Fig. 15.2). Al hacerse la obra se produjeron asientos de

unos 32-33 mm y grietas en dos edificios recalzados (por la razón expuesta). A pesar de que nuestra previsión sólo había fallado en un escaso 10% (lo que en Ingeniería Geotécnica puede considerarse como un gran acierto), se nos comentó que la previsión era muy mala (sin comentar lo de la de los norteamericanos) y que éramos responsables de la grietas, a pesar de que no teníamos nada que ver con el refuerzo realizado.

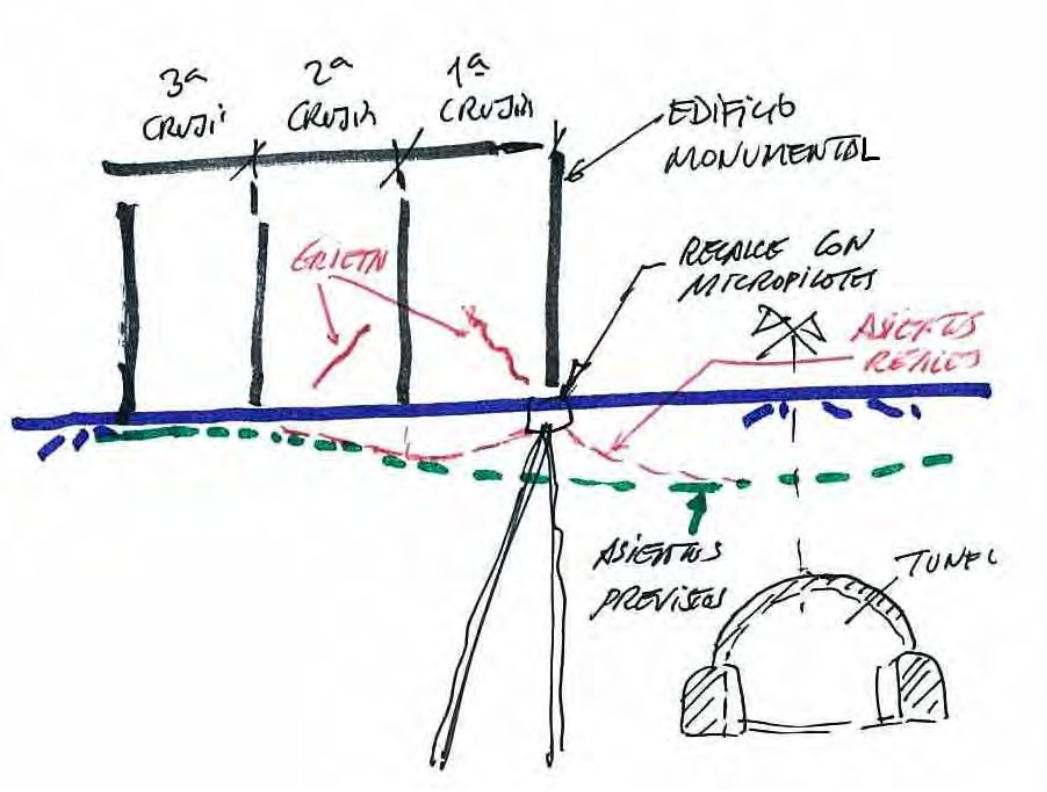

Fig. 15.2. Caso del Metro de Caracas

Por cierto la consultora norteamericana cobró un millón de dólares por su previsión y nosotros un millón… de pesetas (90-100 veces menos, entonces).

Nosotros lo que propusimos es hacer inyecciones de compactación para los casos siguientes, de Caracas, que llevó a cabo la empresa de Heyward Wallace Baker (que había hecho lo mismo en el Metro de Baltimore y que luego asesoró a Geocisa en el Metro de Londres). A pesar de nuestra nula experiencia en ese tipo de tratamientos, tuvimos que orientar al representante en Venezuela sobre la forma de hacerlo. La discusión se centró en que dicho representante quería esperar a que los asientos fueran apreciables para empezar a perforar taladros y, después inyectar. Insistimos en que todos los taladros debían de hacerse de forma preventiva y,

después, inyectar cuando se sobrepasara un cierto umbral de asientos. Como no nos creía, llamó a Baker directamente a U. S. A.

Este gran ingeniero – que estaba jugando al golf en ese momento – contestó a su representante: "No conozco a esos señores, pero… ¡claro que tienen razón!". Esto es algo que también aprendimos en esa obra: No utilizar a ciegas ningún sistema de tratamiento del terreno, sino que hay que pensar en qué consiste y en qué puede hacerse con ese procedimiento, sin seguir al pie de la letra lo que "dice" el representante o encargado del trabajo de la empresa especializada. Hay que oírle, pero puede que los consultores comprendan mejor el comportamiento del terreno.

Más tarde tuvimos diversas experiencias, como ya hemos indicado. La del Metro de Sevilla fue muy especial, con sus fracasos y sus triunfos, que hemos relatado en otro capítulo. El asesoramiento a Dragados en el Metro de Toulouse (con Felipe Mendaña), a Geocisa en el de Londres (con Pedro Sola), etc. Pero, sobre todo, destaca el asesoramiento geotécnico a la Ampliación del Metro de Madrid, desde 1996 hasta 2011, durante la cual se pasaron de unos 120 Km de túnel a unos 320 Km y de unas ciento treinta estaciones a algo más de trescientas, pasando a ser el Metro de Madrid el tercero del mundo por su longitud y el primero por ascensores y escaleras automáticas. Para, finalizar, hemos tenido la ocasión de colaborar con el Proyecto de la Línea 1 del Metro de Bogotá (con Pedro Sola y con IDOM-Euroestudios-Cano concretamente, con Jesús Moreno, Marcelo Usabiaga y otros ingenieros) y en parte de la ampliación del Metro de Moscú (con Jesús Trabada, Manuel Herrera, Juan Carlos Díez y BUSTREN). Hay que añadir, como túneles urbanos, los del soterramiento de la Calle-30 y varios pasos inferiores del Ayuntamiento de Madrid (con José A. de las Heras, Jorge Presa, etc.).

En la Ampliación del Metro de Madrid tuvimos la oportunidad de trabajar en una obra "única", no sólo por su alcance y alto presupuesto (aunque es un "metro" con un coste del orden de la tercera parte del de otros metros europeos), sino por la manera altamente técnica de llevarse a cabo su realización. No podía ser de otra manera con grandes ingenieros como Manuel Melis, Jesús Trabada, Manolo Arnáiz, Ildefonso de Matías y una larga serie de ingenieros a las órdenes de los anteriores (Manolo Herrera, Antonio González, Chema Díez…), así como con los experimentados técnicos de las empresas constructoras (Antonio García Plata, Julio Gracián, Avelino Acero, Ricardo Gil, Santiago Serrano, Antonio Moreno, Rogelio Baudot,

Juan Manuel Sánchez, Ignacio Arjona, etc., etc.), así como de las empresas especializadas (Geocisa, Rodio-Kronsa, Terratest, Inmateinsa, Ofiteco, Soldata… con Pedro Sola, Alberto Esparcia, Pepe Candela, Víctor Mallada, etc.). En esta labor de asesoramiento también intervino el Prof. Rodríguez Ortiz. Tuvimos que aprender sobre la marcha:

- A mejorar nuestro método de estimar la subsidencia, con modelaciones 3D, ayudados por los Prof. de la Fuente y Medina en modelaciones con Códigos de elementos finitos y FLAC-3D (Fig. 15.3), lo que permitió definir el Modelo Madrid para cálculo de subsidencias. Más tarde, F. Díez, con una magnífica Tesis Doctoral, amplió ese Modelo Madrid (2010).
- A desarrollar ideas diversas sobre "corralitos" a la salida y entrada de la tuneladoras en pozos de ataque y estaciones (Fig. 15.4).

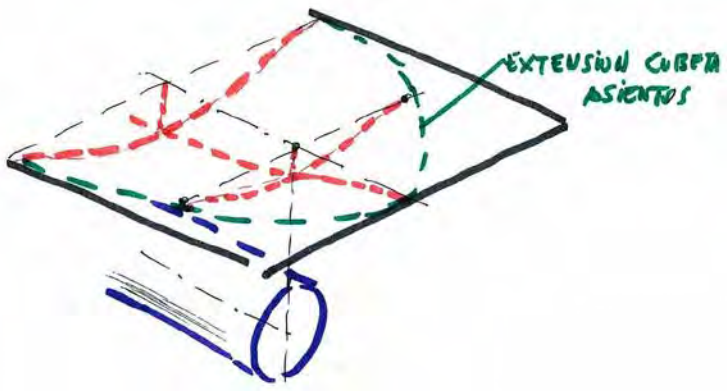

Fig. 15.3. Definición de Cubeta de Asientos en 3D

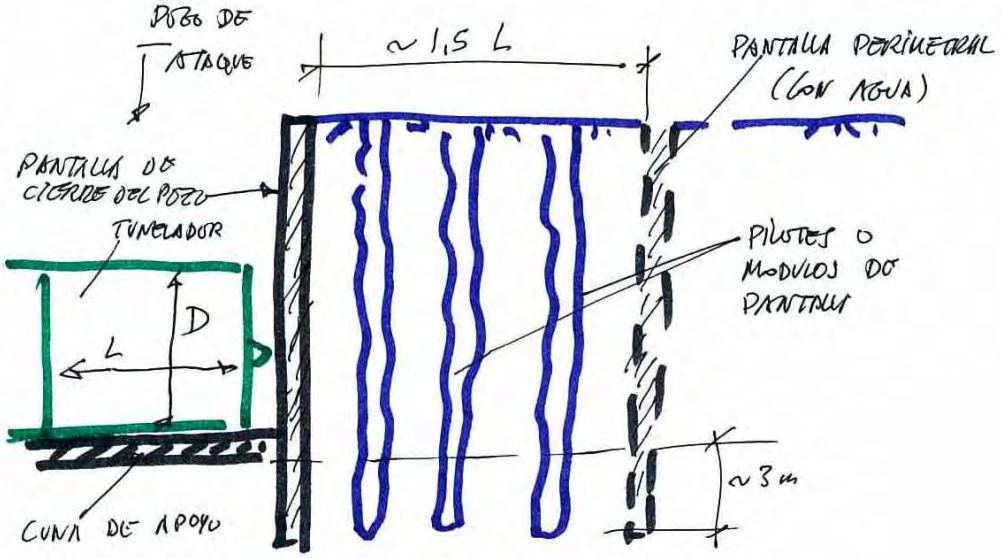

Fig. 15.4. "corralito" a la salida de un pozo de ataque (o esclusa)

- A definir tratamientos del terreno para proteger edificios (con barreras de jet-grouting, estudiados por la Dra. Silmara de Assis en su Tesis Doctoral, 2003), utilización adecuada de las inyecciones de compensación (con desarrollos teóricos como el de E. Domínguez, incluidos en su Tesis Doctoral, 2001), "paraguas" en materiales inestables con agua, etc. (Fig. 15.5). En otro capítulo, más adelante, se presta más atención a este punto, al hablar de tratamientos del terreno.

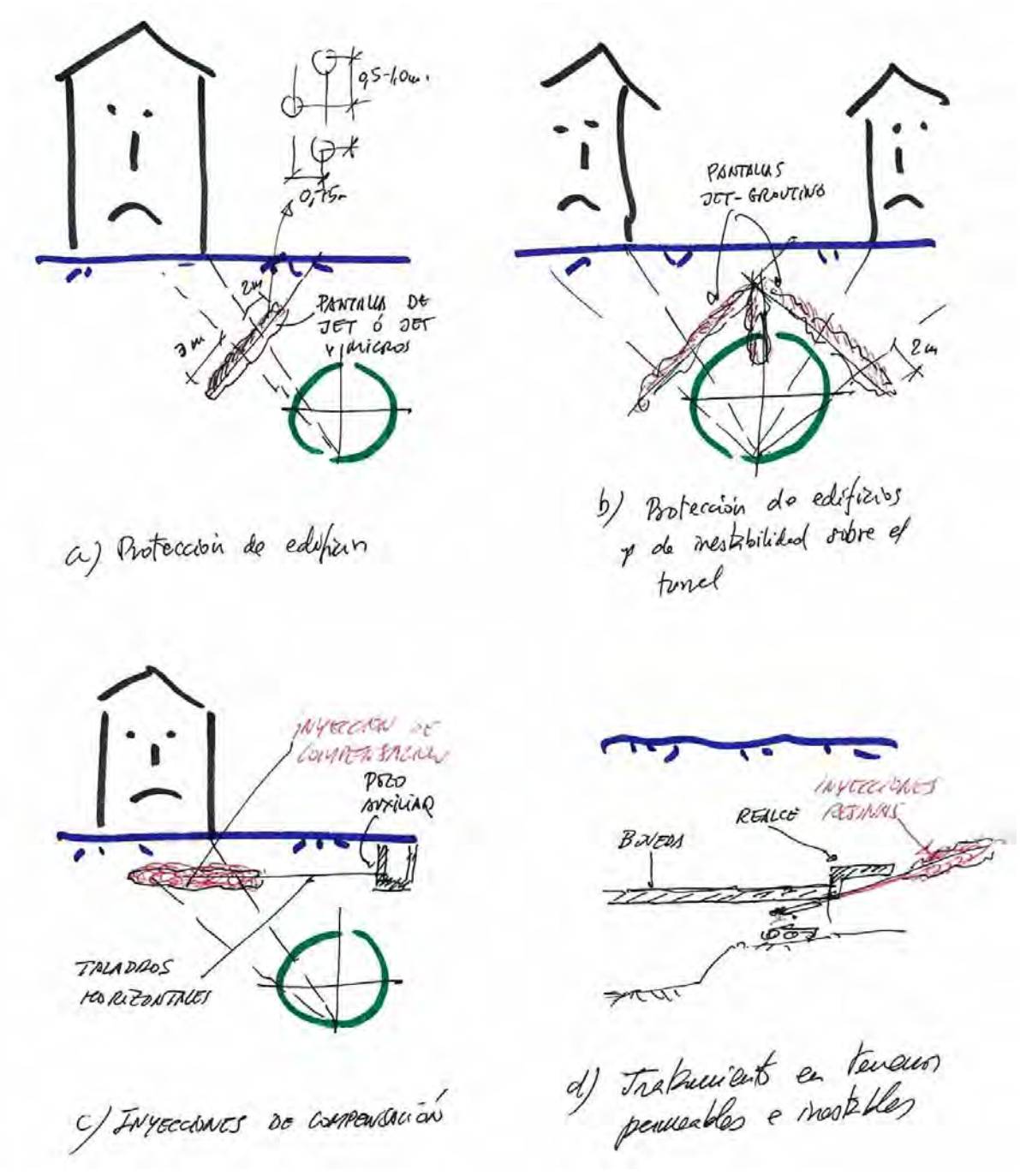

Fig. 15.5. Algunos tipos de tratamientos usados en la Ampliación del Metro de Madrid

- A observar diferentes formas de producirse socavones al paso de las tuneladoras e introducir el concepto de inestabilidad dorsal, por sobreexcavación de suelos sin cohesión en la clave de la tuneladora (Tesis Doctoral de M. Arnáiz).
- A desarrollar y definir planes de instrumentación de corto y largo alcance. (Por cierto, en algunos anejos redactados por consultores se seguían hasta hace poco usando algunos esquemas que hicimos, estando en el CEDEX, para el Metro de Moratalaz, a finales de los años 70).
- A establecer el orden de magnitud de los parámetros geotécnicos a utilizar en el cálculo de pantallas (como en la Tesis Doctoral de P. Arozamena, sobre el Metro de Sevilla, 2013), resistencia en pilotes, etc.
- A desarrollar la USAC o Unidad de Seguimiento, Auscultación y Control, para tener toda la información de la marcha de las obras y de la instrumentación al día, con ayuda de procedimientos informáticos especiales.
- A definir criterios sobre movimientos y presiones admisibles en pantallas, edificios, etc.
- A considerar el problema de suelos contaminados por keroseno y de gases derivados del mismo en medios permeables, definir los sistemas de remediación, límites admisibles de CO'vs en túneles, etc., dada la contaminación que se detectó al llevar el Metro al aeropuerto de Barajas y al pasar cerca de alguna gasolinera.

De todo ello salieron seis tesis doctorales (dos dirigidas por el Profesor Melis y cuatro por el que suscribe estas líneas) y nuevos criterios de utilización y optimización de los medios que disponíamos. Esto muestra lo importante que es unir, en Ingeniería, el interés por la investigación con la "vida real". La pura elucubración teórica puede estar bien, pero si no se aplica y se ajusta a la realidad suele servir para poco.

Una labor similar se hizo en las obras del Ayuntamiento de Madrid entre 2003 y 2007, dirigidas por el Prof. Melis y el Dr. Arnáiz, con creación de otra unidad de seguimiento (SECOIM) y una metodología de trabajo similar a la utilizada en la Ampliación del Metro de Madrid.

En estas obras las decisiones las adoptaba la Dirección de Obra, oyendo al Contratista, sin esperar a que éste propusiera las típicas soluciones de tipo "gargantuesco". Así no había, después, discusiones en costos ni plazos. Y las soluciones diseñadas eran seguidas por la USAC y por las Asistencias Técnicas.

En los planes de instrumentación (que venían a suponer el 0,7-0,8% del coste de las obras) se prestó atención muy especial a movimientos y menos a tensiones (tan difíciles siempre de medir), para interpretar después lo sucedido ajustando esos desplazamientos. Así pudo comprobarse que los movimientos medidos en las pantallas o los asientos controlados por encima de los túneles venían a ser del orden de los previstos (a partir de los parámetros geotécnicos previamente establecidos), más-menos un 10-15%, lo cual en asuntos geotécnicos puede decirse que era un gran acierto.

Todos esos criterios y controles permitieron ahorrar, a nuestro juicio, cantidades importantes en el costo de las obras, que – como ya se ha indicado – supusieron del orden de la tercera parte de los de otros metros europeos (Londres, París, etc.). Las bajas de adjudicación no fueron altas (11-13%).

Desde el principio, el Dr. Melis insistió en el uso de tuneladoras. Ello provocó que algún Presidente de empresa constructora indicara al Consejero de Transportes de la Comunidad de Madrid que ello iba a ser un desastre Era más conveniente el ir con procedimiento convencionales (tipo de sección partida o Método Tradicional de Madrid). El Consejero transmitió estas inquietudes a Melis y Melis a nosotros, que nos pidió motivos para usar tuneladoras que no fueran su rapidez. El que suscribe, al día siguiente – como se la había pedido a él y a otros –, le contestó lo siguiente: "Tienes que decir que la primera razón es SEGURIDAD. La segunda, MÁS SEGURIDAD. Y la tercera "SEGURIDAD, SEGURIDAD, SEGURIDAD", dicho todo con total firmeza". Esta respuesta (quizás diera alguna más) fue la que transmitió al Consejero y llevó la tranquilidad a todo el mundo. De todas formas, la citada empresa constructora estuvo, poco tiempo después, dispuesta a comprar tuneladoras (eso sí, a través de otra empresa grande paralela y de igual propietario).

La experiencia sobre tuneladoras en Madrid, por entonces (año 1996) era escasa. Habían trabajado una de FOC-SICOP, de rueda frontal en yesos (con mucho polvo) y otra de frente abierto y brazo excavador (de Entrecanales y, después, de Agroman), así como una de Ø 7,60 m de Dragados en el Pasillo Verde. Pero ya se consideró que las tuneladoras EPB (presión de tierras compensada) eran las adecuadas. Al principio se usaron sin polímeros en la cámara frontal (régimen abierto), creyendo que ello les daría mayor rendimiento. Pero la experiencia mostró que no era así y que lo que no se debía era el estar cambiando, de vez en cuando, el sistema de trabajo de la tuneladora (de régimen abierto a cerrado y viceversa). Por eso a partir de 1999 todas las tuneladoras trabajaron con la cámara frontal con presión y espumas.

Esta experiencia con las tuneladoras se extendió a túneles urbanos ejecutados por empresas españolas (Sevilla, Barcelona, Gijón, etc.) e interurbanos (túneles ferroviarios de Guadarrama, de Camarillas, eje Atlántico, etc.). Hoy día, esa experiencia española se ha extendido a otras ciudades y países (Nueva York, Seattle, minería en Chile, etc.).

Con respecto al Método Tradicional de Madrid el que suscribe recuerda que cuando empezamos la Ampliación del Metro de 1995, hubo que hacer una obra delicada, adaptando un fondo de saco de un túnel existente a otra alineación. Al excavar el frente, una persona con autoridad pero poca experiencia en el tema le indicó: “Bueno, ahora tomaréis muestras del frente y haréis ensayos para saber la resistencia al corte del terreno antes de avanzar”. El que suscribe le contestó que eso era inviable, por el tiempo que sería necesario y que obligaría a parar la excavación. Se indicó que hay que leer en el terreno las “huellas” de su consistencia y resistencia: “¿Ves las huellas de los martillos en la arcilla? Eso indica lo dura que está y es mejor que un ensayo de laboratorio. El terreno es muy bueno. ¡Adelante!” Hay que aprender a leer en el terreno lo bueno y lo malo (arenas sin cohesión, agua y arrastres, etc.)

16. SOBRE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

A lo largo de estas últimas cinco décadas hemos tenido que escribir muchos enunciados de examen y, en ellos, había dos tipos de preguntas habitualmente:

- ¿Cuáles son las dimensiones de una cimentación y su asiento, el coeficiente de seguridad de un talud o de un muro, etc., cuando el terreno tiene las siguientes propiedades: densidad aparente, cohesión, rozamiento, módulo de deformación o edométrico, etc.? (Fig. 16.1).
- ¿Cuáles son los parámetros de resistencia al corte, con y sin drenaje, si se han hecho determinados ensayos triaxiales? O ¿cuál es el módulo edométrico y el coeficiente de consolidación, si, bajo un terraplén el asiento fue X, en un tiempo t_1, y de Y, en un tiempo t_2? (Fig. 16.2).

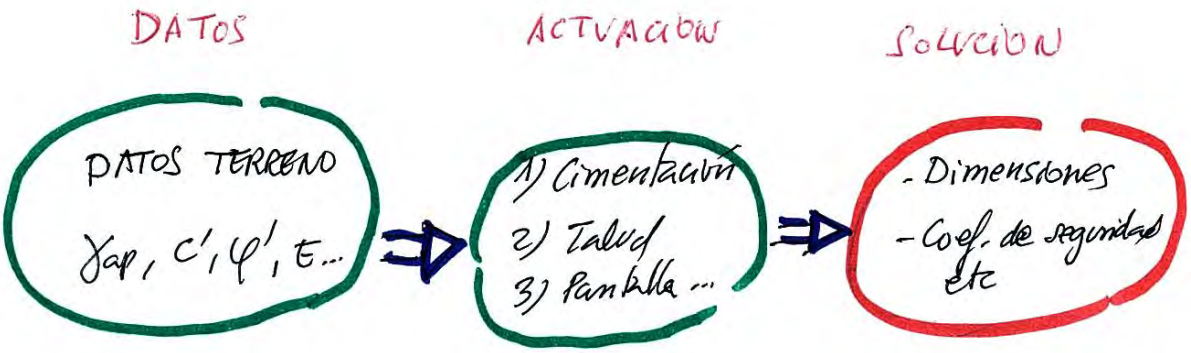

Fig. 16.1. Problema clásico: conocidos los parámetros, dimensionar la solución

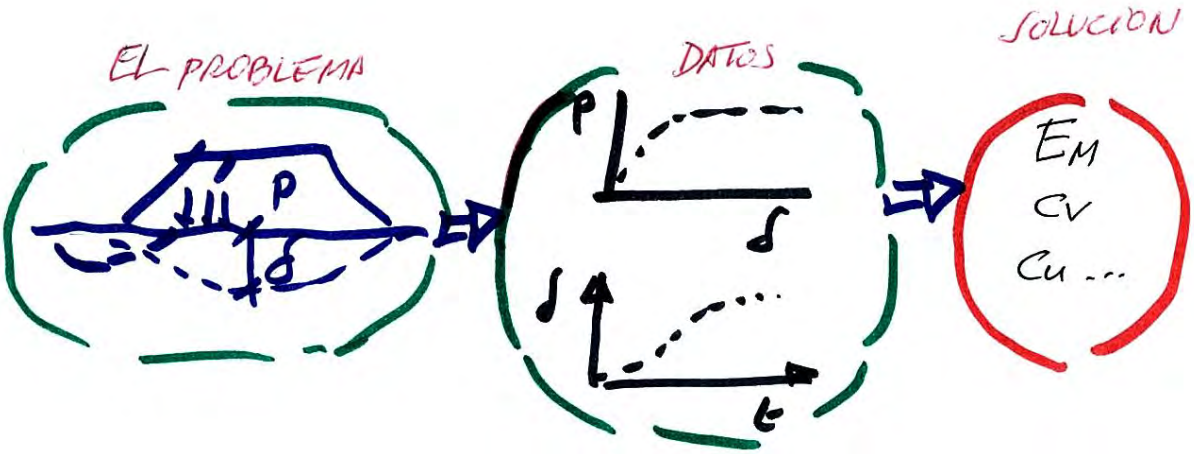

Fig. 16.2. Problema inverso: conocido el comportamiento, deducir parámetros

Es decir, o se daban los parámetros geotécnicos y se podían utilizar métodos de cálculo o se daban medidas realizadas en ensayo (en laboratorio o en campo) y se solicitaba determinar algunos parámetros geotécnicos.

A los alumnos siempre les hemos comentado que la primera cuestión suele ser, justamente, lo que ocurre al revés que en la realidad. Necesitamos conocer parámetros (o suponer sus magnitudes, "grosso modo") para iniciar cálculos, anteproyectos, comprobaciones, etc. Eso es, precisamente, el objetivo de los estudios y anejos geotécnicos.

El otro caso corresponde: A los típicos ensayos de laboratorio en que, con mayor o menor fortuna, a partir de los círculos de Mohr, de un diagrama edométrico, etc., determinamos cohesión, c', y rozamiento interno, φ', o el módulo edométrico. También corresponde al caso de ensayos de placa de carga, de los que – a partir de la curva carga-asiento – se determina el módulo de deformación en primer o segundo ciclo de carga. O bien al caso de un terraplén experimental, de cuyos datos de asientos-tiempo podemos deducir el módulo de deformación y el coeficiente de consolidación.

Y este conocimiento hemos de obtenerlo de lo que se observe en los sondeos, durante la perforación, de los ensayos "in situ" (en sondeos, como el SPT; hinca de penetrómetros; placas de carga, etc.) y con los datos de laboratorio. Sin embargo, siempre hay que tener en cuenta que si la calidad de los sondeos no es buena, las muestras no lo serán y los resultados de laboratorio… El que suscribe recuerda que, al comienzo de su carrera profesional, colaboró – junto con el Profesor Sagaseta – con la desaparecida EURINSA. Y cuando criticamos lo de los sondeos, uno de sus ingenieros, con acento del sur, les bautizo como: "Zagaceta y Oteo, chapuza de los sondeo", en una imitación de una historieta del tebeo llamado "Pepe Gotera y Otilio, chapuzas a domicilio". Esta alusión a los sondeos mal hechos no ha perseguido muchos años, en que hemos visto perforaciones indebidas, toma de muestras inadecuadas, almacenamiento de testigos al sol, etc. En un par de casos, este último hecho llevó a una descripción tardía del terreno como "duro a muy duro", aunque los SPT eran de 1-2 golpes/30 cm (Puertollano y Granada).

En los años setenta se podía disponer de ensayos de laboratorio y de algún ensayo de placa de carga y raramente de terraplenes experimentales (salvo en casos excepcionales, como en el Dique Seco de Matagorda). Si se tomaban los ensayos de resistencia y deformación "al pie de la letra", muchas veces se deducían valores de parámetros que poco tenían que ver con la realidad. Si se trataba de suelos duros, preconsolidados, la toma de muestras afectaba a su estructura y la deformabilidad resultaba ser varias veces (5-10) mayor que la realidad. Así, por ejemplo, en "toscos" y "peñuelas" de Madrid se obtenían con los ensayos de laboratorio módulos de deformación de 25-35 MPa, cuando – en realidad – ese parámetro puede alcanzar valores de 200-400 MPa. Además los ensayos triaxiales debían ser muy lentos para obtener valores representativos de los parámetros de resistencia al corte efectiva en estos suelos, por lo que – en casi todos los laboratorios debido a que seguir las reglas de drenaje real llevaba mucho tiempo, lo que no suele ser económico – se obtenían cotas inferiores de estos parámetros.

Además, en los ensayos edométricos es necesario colocar piedras porosas que no sean muy permeables ("grano grueso" de la cerámica), para que no se tupan. Ello influye claramente en la velocidad de consolidación, con lo que los asientos deducidos se producían, en teoría, mucho más lentos que en la realidad.

Estos problemas de ensayo siguen, prácticamente, vigentes en la actualidad, a pesar de los años transcurridos. Si bien los ensayos de laboratorio se han automatizado, en lo que se refiere al registro de mediciones, el principio físico en que se basan no ha variado mucho. Y aunque existen algunas técnicas especiales (por ejemplo, el edómetro de deformación controlada, puesto a punto en España por el Prof. de la Fuente para su Tesis Doctoral), o se usan poco o no tienen mucha mayor precisión.

Esto hace que, en general, los ensayos de laboratorio parecen tener problemas reales, a la hora de permitir establecer parámetros de resistencia al corte y deformabilidad. Incluso el sencillo aparato de Lambe tiene problemas diversos:

a) Trabajar con muestras remoldeadas, con lo que se liberan los enlaces diagenéticos y pueden indicar más expansividad que la real.

b) El tiempo fijado por Lambe de 2 horas para establecer la presión de hinchamiento puede ser muy pequeño. En algunos materiales españoles es necesario llegar a las 24-48 horas (o incluso más) para saturar la muestra y movilizar su potencial expansivo, como se comprueba al desmontar la muestra y observar el color de la muestra, más oscuro en la zona humectada.

Todos esos problemas, todavía vigentes, a veces se resuelven con "recetas" prácticas. Por ejemplo, el coeficiente de consolidación de laboratorio debe ser multiplicado por una magnitud de 50-100 para llegar a un valor más representativo, como hemos deducido en diversos casos de terraplenes experimentales en que hemos intervenido o que hemos analizado, a partir de la bibliografía técnica (sobre todo, francesa).

También, ya en los setenta citados, se usaban ensayos de campo para establecer los parámetros geotécnicos, sobre todo el SPT de Terzaghi. Claro está que había que suponer que el suelo era "arena" o "arcilla", lo que, a veces, era complicado.

Hoy día sigue siendo complicado el determinar los parámetros geotécnicos, a la hora de estudiar un problema concreto. En realidad, hay que tener en cuenta que:

- Ninguna formación mantiene sus parámetros geotécnicos invariables en su masa. Los procesos de alteración, humectación, desecación, etc., pueden ser diferentes en cada punto y conducir a estados diferentes y, por lo tanto, a magnitudes distintas de esos parámetros.
- Los valores de los parámetros geotécnicos dependen del caso y modelo a tener en cuenta. Por ejemplo si se trata de un proceso de carga monótono y vertical (p. e., la entrada en carga de una zapata), el módulo de deformación no será el mismo que en el caso de una descarga o decompresión horizontal (p. e., empujes del terreno contra el trasdós de una pantalla continua).
- Generalmente, se evalúa bien el parámetro de peso específico aparente del terreno (sumergido o no). Las diferencias con la realidad suelen estar en el entorno de ±2%, lo que no suele tener, importancia práctica, salvo que se confunda (como lo hemos visto más de una vez) la densidad aparente seca con la densidad aparente.

- La evaluación de la cohesión del terreno, efectiva o en totales, o sea a largo o corto plazo, dependerá del tipo de análisis a realizar. Este parámetro es fundamental ya que tiene una transcendencia enorme en la resistencia real del terreno. En el caso de modelo Mohr-Coulomb ésta sería: $\tau=c'+\sigma' \text{ tg } \varphi'$, siendo c' la cohesión efectiva, σ' la presión efectiva sobre la superficie considerada y φ' el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno. La cohesión está muy influida por el contenido de humedad, por lo que un terreno puede tener una cohesión apreciable durante un periodo más o menos largo (p. e., sequía), al formarse meniscos en el agua situada en el contacto de granos de suelo (que dan una presión intergranular de compresión). Pero, si aumenta la humedad (fugas de agua, lluvia, etc.), el suelo tiende a saturarse y a reblandecerse, bajando esa cohesión. Por ejemplo, la "arena de miga" de la Meseta Central de la Península Ibérica puede tener – con su humedad natural – una cierta cohesión (por tener un contenido de finos del 20-30%) y permitir excavar taludes prácticamente en vertical durante un periodo relativamente largo (meses). Pero la rotura de tuberías con agua y el sol (si el talud da hacia el sur) puede hacer perder esa cohesión, la que se manifiesta, en principio, en la caída de pequeños volúmenes de arena superficial (0,5-1,0 m^3), pero que pueden suponer una carga de 1 a 2 toneladas si impactan sobre personas que estén al pie del talud. Un caso así tuvimos que analizar hace muchos años y argumentar ante un juez que es muy difícil de prever un deslizamiento de este tipo. En el caso del empuje sobre muros y pantallas, el adoptar cohesiones apreciables disminuye claramente los empujes y los momentos flectores en estas estructuras. Si se diseñan así, una fuga de agua puede reblandecer el terreno y hacer disminuir los coeficientes de seguridad. Por eso en los problemas de muros y taludes hay que pensarse muy bien la magnitud de la cohesión que se adopta para el diseño. Más vale ser algo conservador. El ángulo de rozamiento interno suele ser menos sensible a las variaciones climáticas que la cohesión.

- En el caso de pilotajes en suelos arcillo-margosos que se diseñen con la resistencia a corto plazo ($C_u \neq 0$, $\varphi_u=0$), no se debe ser excesivamente conservador, ya que ello conduciría a "empotramientos" muy largos en materiales que pueden ser relativamente duros (salvo 1-2 m de su techo), lo que lleva a importantes dificultades a la hora de construir pilotes (o pantallas continuas). Ese problema lo hemos tenido varias veces en

materiales como las arcillas-margosas de Málaga, Córdoba, Sevilla, etc., pudiendo reducirse los empotramientos a la mitad (o menos) sobre lo proyectado. Aparte de la experiencia propia, el empleo de presiómetros (pero bien realizados) que llevan a presiones límites, P_L, del orden de 4-6 bares, puede ser adecuado. En estos casos la relación entre la resistencia por punta, q_p, y la de fuste, τ_f, puede relacionarse con P_L. Para valores de P_L del orden de 2 bares, q_p/τ_f viene a ser del orden de 18-22, para P_L del orden de 5 bares del orden de 30-40 y para P_L del orden de 10 bares puede tomarse $q_p/\tau_f \approx 45$. Para estimar q_p puede utilizarse la expresión $q_p \approx \alpha P_L$, siendo α un parámetro adimensional que, en pilotes perforados, puede valer del orden de 1,25 en arenas y limos, 3,70 en arenas y gravas y 2,30 en arcillas rígidas, margas y roca alterada. En pilotes hincados, estos coeficientes pueden ser ligeramente inferiores (5%), por el posible remoldeo durante la hinca. Estas recomendaciones las hemos elaborado recientemente, a partir de diversos datos de obras reales, nacionales e internacionales.

- Respecto al ángulo de rozamiento interno debe recordarse que depende principalmente:

  a) De la estructura y fábrica del material.

  b) De sus componentes mineralógicos (sílice, calcita, etc.)

  Su influencia en la ecuación anteriormente mencionada se introduce como la tangente del ángulo φ', la cual crece fuertemente al hacerlo el ángulo. Pero, salvo casos excepcionales, la evaluación de φ', dentro de un orden, suele tener menos dificultades que la de la cohesión o, al menos, suelen cometerse menos errores y la saturación del terreno en lo que afecta, realmente, es a σ' y poco, o nada, a φ'. Pero, a veces, no es tan simple. La aplicación de acciones repetidas (por cambiar el sentido de las cargas, por variar las condiciones climáticas y experimentar el terreno ciclos de humedad-sequedad, frío-calor, por sufrir acciones realmente dinámicas, por experimentar excesivas deformaciones, etc.), puede alterar la estructura interna del terreno, disminuir el efecto de sus enlaces diagenéticos, etc. y pasar de una condición de resistencia de pico a otra de residual, con un valor de cohesión mucho más bajo y de rozamiento interno claramente inferior. Se produce así un fenómeno de “fragilidad” (ahora ya bien conocido, pero que en los años 70 ni se tenía en cuenta en España), que puede llegar a evolucionar a un problema de “degenerabilidad”, cuando el agua, poco a poco, penetra

por las fisuras de la arcilla-margosa y reblandece su núcleo, hasta llegar a unos 9-10 m de profundidad, en que la tensión total impide el progreso del agua en esas fisuras. En el caso de las arcillas margosas andaluzas puede partirse de unas condiciones iniciales (o de pico) de: C'_p= 2-3 T/m^2, φ'_p = 23-26°, para llegar a otra residual de: C'_r= 0-1,5 T/m^2, φ'_r = 14-16°. En el caso de llegar a la condición "degenerada", los parámetros de resistencia al corte de ese material pueden pasar a: C'_d= 0-0,5 T/m^2, φ'_d = 12-13°. Estos valores corresponden a casos de problemas de estabilidad en desmontes o en terraplenes sobre estas arcillas-margosas.

- En lo que se refiere al coeficiente de consolidación, C_v, a utilizar con la teoría de TERZAGHI - FRÖLICH o similar, ya hemos indicado los valores tan bajos (diferentes de la realidad) que proporcionan los ensayos de laboratorio. Hoy día se dispone del piezocono (el primero lo compramos para el CEDEX a principios de los ochenta del siglo XX), pero también tiene algún problema con las piedras porosas. Sus ensayos de disipación dan una mayor idea del C_v radial, lo cual puede ser mejor. Respecto al valor deducido en el edómetro, recomendamos multiplicarlo por 50 (suelos más arcillosos) o por 80-100 (suelos más limosos), para tener unos valores más representativos.

Estos comentarios hacen pensar en la dificultad de estimar los parámetros más convenientes para cada caso. Por ello, en algunos temas en que los estudios afectan a un área importante de terreno, hemos acudido al sistema de establecer una "tabla de parámetros" a utilizar en determinados proyectos. Así lo hemos hecho en el caso de los suelos de Madrid, para los proyectos del Metro (principalmente, para el caso de pantallas). En un momento determinado (año 1997) el Prof. Rodríguez Ortiz y el que suscribe estas líneas elaboraron una tabla con los tipos de terreno de Madrid y un encabezamiento superior para los valores de la densidad seca aparente, la humedad, la plasticidad, la cohesión, el rozamiento, el coeficiente de reacción horizontal del terreno y el módulo de deformación. Nos sentamos en extremos opuestos de una mesa larga y cada uno rellenó la tabla, a partir de su experiencia. Un poco después comparamos lo escrito por ambos y llegamos a una única solución en pocos minutos, ya que las diferencias eran de segundo orden. Esta es la tabla que MINTRA (y después el Ayuntamiento de Madrid) adoptó para sus proyecto de Ampliación del Metro y que se publicó en la Revista de Obras Públicas (Diciembre de 2000, ampliada en Enero de 2003, ver Tabla 1). Con

posterioridad, en la Tesis Doctoral de Carola Sanhueza hubo la oportunidad de comprobar, con detalle, el acierto de esos parámetros, a partir de medidas reales a gran escala en Metronorte, aparte de otras mediciones en diversos puntos de Madrid.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos para los Proyectos de la Ampliación del Metro de Madrid (1999-2003)

TIPO DE SUELO	PESO ESPEDÍFICO APARENTE γ = (t/m^3)	COHESIÓN c' = (t/m^2)	ÁNGULO DE ROZM. INTERNO Ø' (º)	MÓDULO DE DEFORM. (Subsid.) E (t/m^2)	COEFIC. DE POISSON	COEFC. DE BALASTO K (t/m^3)
Rellenos antrópicos	1.80	0.00	28	800-1000	0.35	2000
Rellenos compactados	2.00	1	33	3500 4500	0.28	8000 10000
Rellenos selec. Bien compactados	2.10	2.0	34	20000	0.28	20000
Aluviales	2.00	0.00	32	1000-1500	0.32	5000
Arenas de miga	2.00	0.5-1.0	35	5500 7500	0.30	15000 20000
Arenas tosquizas	2.05	1.0-1.5	33	8000 10000	0.30	15000 20000
Toscos arenosos	2.08	2.0-2.5	32.5	13000	0.30	25000 35000
Toscos	2.10	3.0-4.0	30	15000 18000	0.30	30000 40000
Peñuelas verdes y grises	2.00	5.0-6.0	28	20000	0.28	35000 50000
Peñuelas verdes o grises con yesos	2.10	5.0-8.0	30	25000	0.27	40000 55000
Peñuelas reblandecidas con yesos (redepositadas o rellenos)	2.00	0-1	28	1000	0.35	5000
Sepiolitas	1.60	2	28	5000 10000	0.28	20000
Caliches niveles litificados	2.20	1.5	32	60000	0.25	80000 100000
Yesos	2.30	7.0-10.0	28	40000	0.26	60000

NOTA: Cuando aparecen dos valores, el superior es para niveles profundos (> 10 m) o más consolidados o cementados.

Un sistema similar utilizamos en el Metro de Sevilla, en que la estratigrafía era muy uniforme. Y hemos vuelto a repetir, hace tres años, en el Proyecto de la Línea 1 de Bogotá, en que no sólo se ha distinguido estratos de diferente naturaleza, sino – dentro de ellos – por la humedad y compacidad. Y lo mismo hemos hecho en Moscú, a efectos de simplificar las treinta y tantas capas de suelo que allí distinguen dentro del Cuaternario (Muchas de ellas tienen el mismo nombre pero aparecen a diferente profundidad). Los cálculos de pantalla continua para estaciones, realizados con PLAXIS, dieron resultados análogos con el sistema simplificado que con el de tantos estratos (sistema que obligaba a considerar numerosas secciones en cada estación). Un resumen puede verse en nuestra conferencia de la Jornada de AETESS-SEMSIG de 2016 (Madrid).

Muchas veces hemos recurrido al sentido práctico, reuniendo informaciones varias, interpretaciones de casos reales (como taludes en rotura y asientos de terraplenes), nuestra propia experiencia y, sobretodo, al sentido común, a la hora de establecer los parámetros geotécnicos en un problema concreto. Hemos tenido en cuenta, por lo tanto:

- Lo publicado en la bibliografía técnica en terrenos que parezcan de comportamiento realmente similar.
- Los ensayos de identificación y granulometría, carbonatos, sulfatos, materia orgánica, densidad aparente y humedad (sobre todo, comparada con los límites de Atterberg. Estos ensayos, debidamente utilizados, pueden dar más información que los de resistencia (por la gran influencia que la toma de muestra tiene sobre ellos).
- El grado de alteración y velocidad de propagación de ondas, en el caso de rocas.
- Los ensayos “in situ” (Mejor los penetrómetros estáticos continuos, después los dinámicos continuos y, después, los S. P. T.).
- Lo observado en el campo (en el caso de taludes).
- Si existen irregularidades en el terreno, como zonas kársticas, fallas, etc.
- Si la presencia de sales (yesos) “arma” el terreno.

- Los fenómenos de decompresión a que puede estar sometido el terreno (grandes excavaciones o perforación de túneles).
- La acción climática, si se trata de taludes expuestos o si se trata de túneles con la influencia de la ventilación en las sales del terreno. Y por supuesto sobre materiales con potencial expansivo.
- La influencia de tensiones tectónicas naturales en galerías profundas y taludes de excavación…

En la Fig. 16.3 puede verse esta metodología (simplificada) para el caso de problemas geotécnicos.

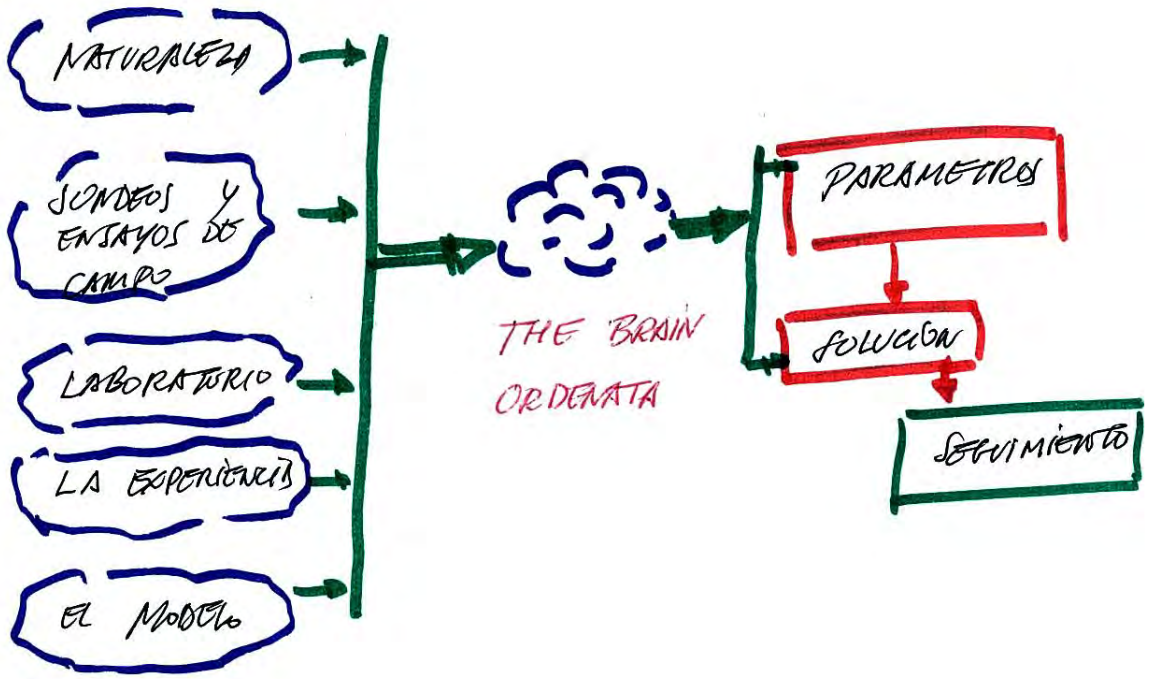

Fig. 16.3. Metodología para el análisis de problemas geotécnicos

De todo ello, ¿qué hemos aprendido?

Pues que la estimación de parámetros geotécnicos representativos sigue siendo el problema más importante, a nuestro juicio, con que tropieza el Ingeniero de Diseño. Acude al Ingeniero Geotécnico para que le ayude y éste – dependiendo de su experiencia – sigue uno de los caminos que aquí hemos comentado:

a) Los resultados de los ensayos de laboratorio "al pie de la letra".
b) Pone por delante los SPT o ensayos similares.
c) Toma más tablas de algún libro (el de SOWERS tenía muchas, con recetas prácticas) o de algún texto que mejor le conviene.
d) Hace una mezcla de los tres caminos anteriores.
e) Tiene mucha experiencia en la zona y recomienda valores lógicos, teniendo en cuenta todos esos caminos.
f) No hace nada y se va de vacaciones (lo más inteligente).

La experiencia sola puede ser insuficiente, pero debe servir para hacer un estudio crítico de los resultados de ensayos disponibles y establecer un marco geotécnico que pueda ser defendible. Así, no cabe hablar de una arcilla rígida con una cohesión de 0,2 MPa y un rozamiento de 37° pero con un módulo de deformación de 20MPa, son datos incongruentes. Tampoco es correcto considerar que el módulo de deformación de una probeta sana de roca (que puede valer del orden de 15.000-20.000 MPa, es representativo de un macizo rocoso de diaclasas y fenómenos de karstificación. La deformabilidad y la resistencia global (al menos, la de pico) tienen que estar en consonancia con los datos del macizo rocoso. La deformabilidad global puede ser 10-20 veces menor, en muchos casos.

La experiencia puede ser tal- si el que establece los parámetros geotécnicos la tiene realmente – que llegue a predominar sobre resultados de ensayos de laboratorio y de campo. Recientemente nos hemos encontrado con un problema en Málaga en que la caracterización de las "arcillas margosas" del sustrato próximo las daban como blandas con resultados de la presión límite del ensayo presiométrico (a 10 m por debajo de su techo) del orden de 0,5-1,0 MPa, lo cual – a nuestro juicio – no correspondía con la realidad y la experiencia del que suscribe, en la zona. Ello llevaba a unos empotramientos de pilotes en ese material del orden de veinte metros. Ello hubiera supuesto grandes dificultades de construcción y un sobrecoste importante. Una segunda campaña de ensayos llevó a presiones límite del orden de 4-5 MPa, por lo que se admitieron los parámetros geotécnicos que habíamos recomendado (basados en la experiencia) antes de esa segunda campaña. Sobre esas mismas "arcillas margosas" hemos discutido en obras del Metro de Málaga: Una segunda campaña de campo, bien supervisada, permitió "ascender" en calidad a dicha formación, a pesar de que ya se tenían experiencias sobre ello.

En alguna ocasión (p. e., en unos terraplenes sobre suelos blandos, de la L. A. V. Madrid-Barcelona, en la zona de Guadalajara) recurrimos – para determinar el módulo medio de deformación – al sistema comparativo. Se disponía de ensayos con penetrómetro estático y comparamos los resultados con dos casos que conocíamos y en los que se habían medido asientos de terraplenes. El razonamiento fue: "Este caso es más blando que el ejemplo A y algo menos deformable que el B. Por lo tanto nuestro caso tendrá un módulo de deformación ponderado entre los de los casos A y B". Con esta corta justificación, se hicieron las previsiones oportunas. En una reunión en que la Asistencia Técnica pedía justificaciones a nuestro informe (varios meses después de entregarlo, aduciendo que era muy largo), pudimos comprobar – en ese momento – que la previsión se ajustaba muy bien a lo que se llevaba medido. Por ello aducimos que la justificación presentada parecía que era más que admisible. Al final, este sistema equivale a obtener una correlación entre la resistencia de punta del cono estático, q_p, y el módulo medio de deformación, E_S. Correlaciones de este tipo pueden verse en la Fig. 16.4.

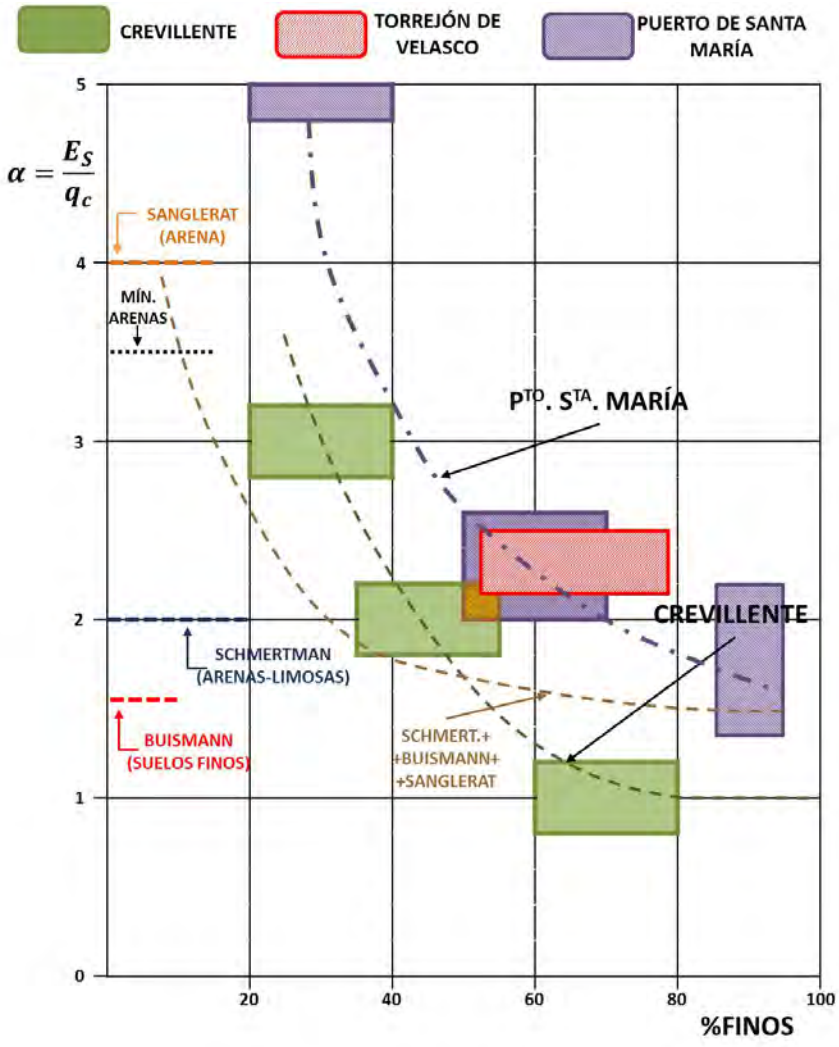

Fig. 16.4. Variación del coeficiente α en función del contenido de finos

Sin embargo, en otras ocasiones hemos analizado resultados de campo y laboratorio, corrigiéndolos con nuestra experiencia y fijándonos mucho en las humedades y densidades de las probetas ensayadas en laboratorio. Y entonces puede aparecer alguien del equipo contrario y decir que hay que justificar más la recomendación, lo que – a veces – puede llevar a escribir un larguísimo documento, discutiendo todo. Por ejemplo, que en los ensayos triaxiales las humedades de las muestras son distintas (lo que es corriente), que si el SPT es muy alto el suelo debería tener densidad alta (si no es así, hay algo malo, generalmente el SPT), etc.

Se puede ser conservador, como por ejemplo se hizo en el Borrador del Código de la Edificación, en que algún técnico indicó que debía tomarse la cohesión siempre nula (en el caso del cálculo de pantallas continuas). Pero debe entenderse, entonces, que el sobrecosto debido

a una hipótesis de ese tipo es elevadísimo. O considerar, por ejemplo, como un terreno es potencialmente expansivo, debe calcularse siempre una pantalla en él con altas presiones, lo que conduce a muchos niveles de arriostramiento. En un caso concreto, el proyectista de una obra de Metro había hecho un diseño con puntales cada metro de excavación. El que suscribe comentó que ello era muy exagerado y que "nos podían echar a todos si se hacía así". El Director del Proyecto comentó: "Dejémoslo así, que es una cota superior del gasto, que en obra ya veremos". A lo que el consultor indicó: "Mi proyecto no lo cambia ni…". En la obra, al final, el túnel no se hizo con pantallas, sino con tuneladora (por motivos de plazo), con lo que desapareció la discusión. En estos casos, debe pensarse si, de verdad, va a haber esa expansividad, si van a cambiar las condiciones de humedad, etc., porque – en caso contrario – se va a unas condiciones de conservadurismo totalmente exageradas. Durante la Ampliación de la Línea 9 del Metro de Madrid, un determinado consultor propuso que, al atravesar unas "peñuelas" madrileñas con una tuneladora, se iba a producir una expansión muy grande y había que reforzar extraordinariamente las dovelas. La rapidez de excavación (prácticamente sin variación de humedad) resolvió el problema, sin tener que reforzar el revestimiento prefabricado.

Pueden utilizarse algunas tablas, como las que adjuntamos: la Tabla 2 para estimar la deformabilidad en suelos, la Tabla 3 para los parámetros de resistencia al corte en materiales graníticos alterados, a efectos de estabilidad de taludes y la Tabla 4 para la resistencia al corte en esquistos. Estas tablas están tomadas de una conferencia impartida por el autor en unas Jornadas sobre estabilidad de taludes, organizadas por el I.C.O.G. y el CEDEX en 2012. La Tabla 4 reúne datos de González de Vallejo y Oteo (1982) y Ana Oteo (2008).

Estos valores deben tomarse como indicaciones, ya que no son verdades absolutas ni están refrendados más que parcialmente por la práctica, aunque pueden calificarse de razonables.

En la Tabla 5 se indican los parámetros utilizados para el cálculo de pantallas continuas durante la construcción del Metro de Sevilla. En la Tabla 6 las utilizadas, para el mismo fin, en el Metro Ligero de Granada (recomendados en su día por el autor de estas líneas. Y en la Tabla 7 los de cálculo para el Metro de Málaga. Ambas tablas están tomadas de la Tesis Doctoral de A. Botello (2015). Por último en la Tabla 8 se reproducen los parámetros geotécnicos recomendados y consensuados con el Prof. Rodríguez Ortiz, para el proyecto de la Estación de

Atarazanas del Metro de Málaga. Como puede verse, comparando la Tabla 7 y Tabla 8 el coeficiente K_h vale 5.000 T/m^3 en el caso de Proyecto general y se elevó a 25.000 T/m^3 para el diseño de la Estación de Atarazanas, en base a la experiencia adquirida. Se trata de una segunda mejora, ya que el valor de 5000 T/m^3 era una mejora respecto al inicial del Proyecto de la obra, que era bastante inferior. Si bien los movimientos y esfuerzos de la pantalla no dependen linealmente de este coeficiente K_h, al elevar claramente su magnitud tiene una repercusión importante y favorable, de cara a la previsión de posibles afecciones en edificios próximos. Para el lector rápido se recuerda que K_h en unas tablas está en T/m^3 y en otras en KN/m^3, lo que equivale a una diferencia de 10 a 1.

Tabla 2. Posibles valores de la resistencia al corte en arenas y arcillas

Suelo	Densidad relativa	Densidad Seca	Humedad	Resist. A compres. Simple (T/m^2)	Módulo de deformación (Kg/cm^2)	Cohesión Efectiva (T/m^2)	Roz. Interno efectivo (º)
Arena muy floja	<45	1,30-1,40	5-18	-	80-150	-	22-24
Arena floja	45-60	1,45-1,55	5-15	-	150-250	-	24-27
Arena media	60-80	1,65-1,70	8-12	-	250-400	-	28-32
Arena densa	80-90	1,70-1,80	6-10	-	400-800	-	32-37
Arena muy densa	>90	1,85-1,95	5-7	-	1000-1500	-	36-42
Arcilla muy blanda	-	1,30-1,40	50-70	<4,0	15-40	0	18
Arcilla blanda	-	1,40-1,50	35-50	4-8	40-150	0-1	20-24
Arcilla media	-	1,50-1,65	25-35	8-20	150-500	1-3	28
Arcilla dura	-	1,65-1,70	15-25	20-50	500-1000	4-5	32
Arcilla muy dura	-	1,80-1,95	15-20	>50	1500-3000	8-10	38

Tabla 3. Parámetros de resistencia al corte en granitos alterados (Modelo Mohr-Coulomb) para cálculo de taludes

Grado de meteorización	Vel. de ondas (m/sg)	Absorción de agua (%)	Cohesión (T/m^2)	Rozamiento (º)
V-VI	<1200	8-10	0,5-1,5	30-32
IV	1200-2100	5-8	1,5-2,0	32-34
III	2100-2800	2-5	2,0-3,0	33-35
II	2800-4000	<2	3,0-5,0	36-38
I	>4000	<1	5,0-8,0	38-40

Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte en esquistos alterados (Modelo Mohr-Coulomb), para cálculo de taludes

Grado de meteorización	Cohesión (T/m^2)	Rozamiento (º)
V-VI	2-5	5-12
IV	6-10	10-16
III	8-16	18-26
II	14-20	24-33
I	15-23	30-37

Tabla 5. Parámetros geotécnicos utilizados para el cálculo de pantallas continuas durante la construcción del Metro de Sevilla

Litología	Módulo de deformación E_s (T/m^2)	Coef. de Poisson	Densidad aparente (T/m^3)	Coef. de reacción lateral K_h (T/m^3)	Cohesión (T/m^2)	Roz. Interno (°)
Rellenos	1.000	0,30	2,00	2256	0,5	25
Arenas	3.000	0,30	2,10	5639	1,0	32
Limos y arcilla	2.500	0,35	2,00	3800	2,0	28
Gravas	6.000	0,30	2,10	11279	0,0	37
Margas azules	8.500	0,35	2,05	66022	4,0	28

Tabla 6. Parámetros de cálculo en pantallas en el Metro Ligero de Granada: Recomendaciones de Oteo (2008)

Material	γ_d (T/m^3)	C' (T/m^2)	Φ' (°)	K_h (KN/m^3)
Rellenos heterogéneos	2,0	0	28	20.000
Gravas con matriz arenosa (Nivel granular grueso)	2,0	0	38	150.000
Arenas y gravas con matriz arenosa (Nivel granular fino)	1,9	0,5	30	100.000
Arcilla (Nivel cohesivo)	1,8	3-4	28	110.000-154.000

Tabla 7. Parámetros geotécnicos adoptados en el Proyecto de Construcción de las Líneas 1 y 2 del Metro de Málaga

Unidad	Densidad saturada (T/m^3)	Permeabilidad (cm/sg)	Cohesión efectiva (T/m^2)	Roz. Interno (°)	Módulo de deformación (T/m^2)	Coef. de balasto (T/m^3)
Rellenos	1,90	Variable	0	27	800	200
Arenas limosas y limos	2,05	5×10^{-4}	1,0	32	3.500	1.500
Arenas y gravas	2,10	10^{-1}-10^{-2}	0	34	4.500	2.000
Aluvial	-	-	-	-	-	-
Pliocuaternario	2,0	10^{-5}	1	28	3.500	400
Arcillas del sustrato	2,10	10^{-6}	3	29	6.500	5.000

Tabla 8. Parámetros geotécnicos recomendados para el Proyecto de construcción de una estación del Metro de Málaga en la Alameda Principal

Unidad	Densidad saturada (KN/m^3)	C' (KPa)	φ' (°)	K_h (KN/m^3)	Permeabilidad K (m/seg)
Rellenos antrópicos	20	0	29	10.000	$(1\text{-}5)\times10^{-4}$
Cuaternario marino	21	5	28	20.000	5×10^{-5}
Cuaternario aluvial	21	5	32-34	40.000	5×10^{-5}
Arcillas terciarias alteradas (2 m sup.)	21	20	29	125.000	10^{-7}
Arcillas terciarias sanas	22	60	32	250.000	10^{-7} a 10^{-9}

17. DE TÚNELES INTERURBANOS

El ámbito de los túneles interurbanos viene a diferir del de los urbanos en varios aspectos:

- La excavación de forma continuada suele ser más larga que en los urbanos, en que la presencia de estaciones, pozos, etc., suele acortar la longitud de la excavación. En una ciudad es raro encontrar túneles que se hagan, de forma continua, a lo largo de kilómetros, lo que no es raro en uno interurbano.
- El material afectado en los interurbanos suele ser, principalmente, de tipo rocoso (más sano o más alterado). Sin embargo, en los urbanos suele afectarse a materiales tipo suelo, salvo excepciones como el Metro de Estocolmo, en que la roca muy sana queda vista en accesos y estaciones.
- Pueden presentarse fenómenos de fluencia, tensiones internas, etc., dada su cobertura.
- Los emboquilles o portales afectan a la estabilidad de laderas (que se encuentran, normalmente, en equilibrio más o menos estricto), mientras que en ciudades suelen resolverse con muros y pantallas, o sea, paredes verticales, sin esos problemas de estabilidad.
- La afección al medio ambiente y su impacto visual puede ser claramente superior a la que supone en medio urbano, más fácilmente disimulable.
- En los urbanos no suele afectarse a acuíferos importantes (salvo algún caso, como el de Santander). Sin embargo los interurbanos pueden ir cortando capas permeables e impermeables y afectar a diversos acuíferos, como ha sucedido en algunos túneles del País Vasco, Málaga, etc.
- El empleo de tratamientos del terreno suele ser más fácil en los urbanos, al tener menos cobertura, etc.
- La definición de la famosa “línea de abono” (que no suele emplearse en túneles urbanos) siempre es motivo de discusiones. Si hay sobreexcavación (lo que, por ejemplo, en esquistos es normal), puede exceder la línea de abono; entonces no

se cobra y el relleno con gunita tiende a ser escaso, con formación de arcos y no de un sostenimiento continuo.

Hace unos cincuenta años el hablar de un túnel en España era un tanto aventurado. Las experiencias que ya existían – tanto hidráulicas, como ferroviarias y de carretera – hacían pensar que había que tomar precauciones antes de decidirse por el proyecto de un túnel. Ya se habían ejecutado túneles como el de la Argentera (con voladuras, atravesando un karst), el primero carretero de Guadarrama, de importante longitud etc. E iba a empezarse el segundo de Guadarrama.

La experiencia se centraba, principalmente, en los túneles de RENFE. A finales de los 70 y principios de los 80, el mantenimiento de los 1000 túneles que tenía RENFE en España a su cargo lo llevaba un Ingeniero de Caminos (José A. García Leániz), con dos Ingenieros Técnicos. Algunos geotécnicos colaboraban con ellos para diseñar actuaciones de mejora y reparación, que realizaban sólo dos o tres empresas contratistas. Ahí colaboramos, junto con el Prof. González de Vallejo, adquiriendo diversas experiencias: Un bloque desprendido sobre la vía en las curvas de El Garraf, una gunita desprendida que se había proyectado sobre el revestimiento de túneles ejecutados por procedimientos convencionales, problemas en el famoso túnel de La Argentera, deslizamientos en los alrededores del túnel 40 de Zamora a Orense, etc.

No era raro ver túneles:

- Sin ningún revestimiento, excavados en roca quasi-sana, de la cual, alguna vez, se caía un bloque, al no haber elementos de revestimiento. Solían ser túneles excavados en el siglo XIX.
- Túneles con revestimiento de ladrillo, que solía quedar alterado por la acción del agua (más el mortero que el ladrillo) y por los cambios térmicos (más el ladrillo que el mortero).
- Túneles con hastiales de fábrica (bloques de granito, generalmente) y bóveda de hormigón. Estos túneles pueden verse todavía en vías antiguas, como la de Zamora-Orense aún en funcionamiento. Fueron ejecutados en los años 50 del siglo XX por MZOV (Compañía de los ferrocarriles de Medina del Campo a Zamora y de Orense a Vigo, uuufff). Muchas veces el hastial se apoyaba en una

zapata de hormigón en masa, que no tenía continuidad en la solera (aunque, a veces, no existe, a pesar de que venga en los planos). Esta, en ocasiones no existía, y el balasto de la vía se apoyaba sobre el terreno o una "torta" de hormigón, o un relleno algo compactado (?).

En general, estos túneles se hacían por fases y, por supuesto, no se inyectaba el contacto bóveda – terreno. Hemos podido comprobar, en tiempos recientes, la existencia de grandes huecos (30-50 cm), sobre todo en la zona de clave. A veces la bóveda se hacía con ladrillo y se enfoscaba con mortero que, con el tiempo, acababa desprendiéndose.

Sólo los túneles grandes y más modernos (como el primer carretero de Guadarrama, el de Argentera, etc.) tenían revestimientos de hormigón de calidad.

Pero el panorama empieza a cambiar en los años 70 del siglo pasado, al desarrollarse el programa de Autopistas (y en los 80 el de Autovías). Las exigencias de pendientes en las Autopistas de Peaje llevan al segundo túnel carretero de Guadarrama y a un número considerable de túneles en las Autopistas del Mediterráneo y accesos a Galicia.

Además, ya se conoce el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles (NATM), patentado por Rabcewick a finales de los 40 y con el que se estaban ejecutando los túneles de Alberg y Tunner en Austria (Alguno de los cuales visitamos en 1976). Y lo mismo que el antiguo Método Austriaco cristalizó en Madrid y Barcelona en las obras de sus Metros, el NATM se empieza a imponer en España en las obras viales.

Por cierto, durante la visita del que suscribe al Túnel de Alberg, preguntamos a los responsables austriacos cuál era el criterio para cambiar de un tipo de sostenimiento a otro. Esperaba que la respuesta fuera la medida de la convergencia (el RMR no era conocido todavía) o algo así. Pero todos evitaron la contestación. Parece que se hacía de forma intuitiva. Con el tiempo, la introducción de los índices RMR y Q han facilitado esta decisión.

En 1974 se celebra el Primer Simposio Nacional de Túneles, en 1976 el Simposio Nacional de Rocas Blandas y en 1981 el Simposio sobre uso industrial del Subsuelo, en los que ya se exponen:

- Los elementos finitos en el Simposio de 1974.
- Primeras experiencias con el NATM en Cataluña (1974).
- Las propiedades de las margas azules, deducido de los primeros ensayos de campo para el Metro de Sevilla (1976).
- Excavación de un túnel en margas yesíferas con escudo (tuneladora) de rueda excavadora (Metro de Madrid, 1976).
- Excavación de túneles con "topo" (tuneladora de Ø 6 m) tipo Robbins, sostenimiento con cerchas y revestimiento de hormigón en masa "in situ" (1976).
- Excavación con escudos a media sección (1976).
- Uso de rozadoras (1976).
- Utilización del sistema Bernold (1976).
- Clasificación para establecer el método de arranque en túneles (1976).
- Problemas de almacenamientos subterráneos (1981).
- Diseño de centrales subterráneas (1981), etc.

En estos trabajos o comunicaciones ya estaban los nombres de José Manuel Serrano, Manuel Romana, Felipe Mendaña, Santiago Uriel, Enrique Fernández, Luis González de Vallejo, J. V. Cabezas, Elías Moreno, César Sagaseta… y hasta el del que suscribe estas líneas. Y, por supuesto, Jiménez Salas a la cabeza.

En 1979 se publican, en un Congreso Internacional de Mecánica de Rocas, trabajos de Bieniawski y Barton sobre sus clasificaciones geomecánicas (ya publicadas antes, pero con poca difusión) y, entonces, se empieza a reproducir en libros y proyectos reales, como apoyo indiscutible al NATM. Por cierto, en el curso 1979-80, el autor de estas páginas ya dio alguna clase de doctorado explicando, con detalle, la clasificación de Bieniawski y sus aplicaciones y las posibilidades que parecía mostrar. Aunque

indicando que estaban basadas en el comportamiento de túneles mineros sudafricanos. La realidad es que su utilización se ha extendido a otras aplicaciones en Ingeniería Civil. La facilidad de definir el índice RMR ha sido parte del éxito.

Sin embargo, consideramos que la división del índice RMR en tramos de 20 unidades (sobre 100 en total) para clasificar la calidad de la roca (muy baja, baja, media, etc.) es muy sencilla pero muy arbitraria. La naturaleza no es lineal; suele ser parabólica. Los tramos malos deben ocupar un espacio mayor del 20%. Así hemos recomendado considerar (Fig. 17.1):

- RMR ≤ 30: Calidad muy baja.
- 30 < RMR < 55: Calidad baja a media.
- 55 < RMR < 75: Calidad media a alta.
- 75 < RMR < 90: Calidad alta.
- 90 < RMR < 100: Calidad muy alta.

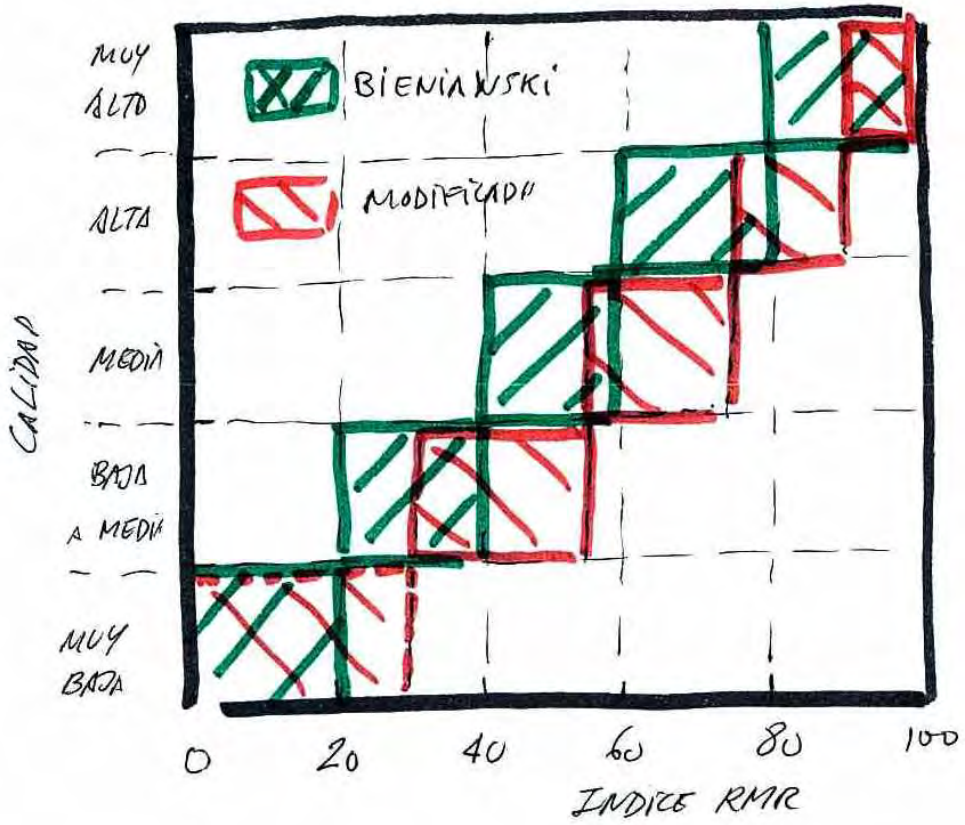

Fig. 17.1. Clasificación de Bieniawski y nuestra propuesta de modificación

Se trata de una forma de transmitir información, en la que hay que tener en cuenta que un RMR bajo implica que la "roca" casi se comporta como un suelo (sobre todo si RMR < 20). Esto es discutible, pero debe pensarse, también, que rocas con índice RMR de 70 o más son extraordinariamente raras, sobre todo en España. Nuestros túneles han discurrido en "macizos rocosos" con RMR menor de 60, en general.

Incluso cabría pensar en hacer una subdivisión dentro de los dos grupos de calidad inferior, sobre todo en el intermedio 30-55. Por ejemplo, los túneles en esquistos y pizarras de la L. A. V. Zamora-Orense se mueven, en general, en intervalos de 45-55. Y cuando la calidad es baja, cuando hay desprendimientos y presencia de ampelitas y pizarras laminadas, el índice RMR baja al intervalo 18-25. Esta obra ha sido dirigida y gestionada, inicialmente por M. Puga, I. Pardo y J. P. Villanueva, de ADIF.

Pero sería aquilatar mucho y, además, habría que introducir el tipo de roca en esta clasificación.

Lo que sí es práctico es que con el RMR se considera una calidad de la roca y, con ello, un tipo de sostenimiento: Espesor de gunita, malla de bulones, cerchas y su separación, paraguas de protección, excavación en dos fases o una, longitud del avance, etc. Así es muy fácil de diseñar el sostenimiento y luego comprobarlo con métodos numéricos. El problema, a veces, está en que para un RMR de 41 (según Bieniawski) el sostenimiento es el mismo que para 59; y lo mismo pasa con 21 (en el que hay un comportamiento de "suelo") y con el 39. Hay, que tener en cuenta con un intervalo de 19 puntos en una clasificación como ésta puede ser un "abismo". En alguna obra como la de los túneles de la L. A. V. Zamora-Orense hemos dividido el RMR en tramos de 10 puntos para diferenciar los sostenimientos, con un criterio práctico que permitió ahorros económicos apreciables. Por cierto en algún diseño de esta obra, como eran dos túneles paralelos y salieron a concurso separadamente (tanto de proyecto como, después, en obra), hemos podido observar que, a partir de la misma geología, un proyectista definió un sistema de sostenimiento y, un segundo, otro sistema (por cierto, eran de la misma empresa). Algo similar nos ocurrió en dos tramos sucesivos de la bajada a Metrosur (en Madrid) y en dos puentes ferroviarios del corredor de Levante: Dos elementos estructurales, con la misma información geotécnica, tenían dimensiones muy diferentes (y en uno había agua y en otro no, a

pesar de que la frontera de separación sólo era administrativa). Parece que, más de una vez, la supervisión final puede ser… escasa, o también se ha hecho por personas diferentes.

Pero los topos y las tuneladoras ya estaban encima, como lo indican las comunicaciones de esos Simposios citados. Antes se utilizó un topo en el Trasvase Tajo-Segura, pero, al llegar a las "arenas" del Albense, se produjo una entrada de agua y arena en el túnel que llenó su sección en docenas de metros y sepultó el topo. Fue necesario acudir a sistemas de inyecciones especiales para volver a recuperar el túnel. También hubo un fracaso con el colector de Fabra y Puig en Barcelona, en el que se utilizó la que fue, probablemente, primera tuneladora en España. Años después visitamos ese túnel, inacabado, con el escudo hormigonado frontalmente.

Pero ya era el momento de las máquinas y al final de los 70 y en los 80 se utilizaron dos tuneladoras (aparte de escudos) en el Metro de Madrid: Obras de FOC-SICOP, en yesos, y de Entrecanales y Agroman – con una Robbins de frente abierto – en Moratalaz y Barrio del Pilar. La paralización de las obras del Metro introdujo un paréntesis hasta 1996 en que se utilizó una tuneladora Robbins, de Ø 7,60 m, en la zona del Río Manzanares y Casa de Campo (Línea 10), que ya había hecho el "Pasillo verde". Se había creado, así, el caldo de cultivo para las tuneladoras.

Cuando Manolo Melis pasa a tener la responsabilidad de ampliar el Metro, se decanta claramente por las tuneladoras y se fabrican nuevas TBM para Madrid (tipo EPB). Y, poco tiempo después, surge el tema del Túnel de Guadarrama.

Esta obra gigantesca (dos túneles ferroviarios de 27 Km cada uno) fue ejecutada con cuatro tuneladoras de frente cerrado plano y de doble escudo. Ya había habido una experiencia previa de uso del doble escudo para perforar calizas como roca dura (apoyo del escudo de la tuneladora con grippers o zapatas contra la roca) y con apoyo en las dovelas prefabricadas que se iban colocando en el túnel, cuando se llegaba a zonas de mayor deformabilidad, representada por formaciones margosas (Trasvase Guadiaro-Majaceite, con máquina seleccionada por F. Mendaña).

El salto técnico en Guadarrama es el de pasar de una experiencia de un túnel de unos cuatro metros a unos 10 m de diámetro, con doble escudo. Pero la presencia de algunas zonas especiales, como la Falla Valparaíso y, sobre todo, la Falla de la Umbría (realmente un conjunto de fallas quasi perpendiculares y paralelas al eje del túnel, a lo largo de 500 m), llevaron a Felipe Mendaña a recomendar el doble escudo, a fin de poder atravesar estas zonas como si fueran suelos. Las dovelas se fabricaron con 32 cm de espesor (el mismo de las del Metro de Madrid). En las máquinas se exigió un par de giro mínimo de trabajo (en escudo simple, o sea con grippers) de 25.000 kN×m y un empuje máximo en servicio de 80.000 kN, con un empuje de desbloqueo de un 25% superior a esa última cifra.

Los materiales presentes en la traza fueron (Fig. 17.2):

- Emboquilles zona sur: rocas metasedimentarias fracturadas.
- Emboquilles zona norte: Gneises extremadamente alterados.
- Zonas centrales:
    a) Granitos sanos y alterados.
    b) Gneises sanos y alterados.
    c) Diques de cuarzo.
    d) Zonas de falla, con granitos adamellíticos (Valparaíso), gneises fuertemente fracturados y materiales cretácicos (calizas y arenas poco cementadas) en la zona de la Umbría.

La perforación de los túneles 1 y 2 (Boca Sur) se inició, tras hacer una pequeña caverna de emboquille, empleando los grippers como reacción para la tuneladora. En seguida se presentaron problemas: La roca estaba muy fracturada y no ejercía la reacción deseada y, además, fragmentos de roca se metían entre las zapatas y dificultaban su retraimiento, llegándose a formar un socavón superficial (el recubrimiento venía a ser de un diámetro, sobre clave), al realizar la excavación de forma inapropiada, lo que supuso una sobreexcavación, que dio lugar a ese incidente.

Ese fue el motivo para que el que suscribe estas líneas empezara a colaborar con la Dirección de Obra. En la primera reunión, al recibir la información, nos acercamos a una ventana desde la que se veía la obra (emboquille) y el terreno superficial hasta los crestones graníticos de Guadarrama. Le hicimos una pregunta al responsable de la perforación: "¿Sabes qué terreno es éste?" "Sí, metasedimentos (lo que viene en el corte geológico)", fue la respuesta. Y añadimos: "¿Sabes lo que significa?" "No muy bien". "Pues que este material fue erosionado de las montañas próximas y aquí depositado. Después sufrió metamorfismo y quedó muy fracturado, por lo que, de nuevo, la erosión creó un paisaje quasi-horizontal. Así que, de roca dura, nada. Si te fijas, tienes del orden de 1 Km hasta que aumenta la pendiente del terreno, en que la roca aumentará de calidad. Así que, de momento, a utilizar el doble escudo, gatos y dovelas, que para eso los tenéis". Con ello, pasamos – a continuación – a realizar un tratamiento del terreno en la zona del "joyo" (por eso, a veces nos llaman "joyeros"), a fin de permitir seguir la perforación. Esto era importante, ya que el socavón estaba junto a la carretera de acceso y su prolongación hubiera cortado la entrada y salida a la obra. Por ello, también se hizo un tratamiento bajo esa carretera. A continuación ese tramo se excavó con el sistema indicado sin problemas. Cuando se llegó a las rocas cristalinas, se volvió al tema de los grippers.

Fig. 17.2. Geología simplificada del Túnel de Guadarrama

Después hubo "líos" para atravesar la Falla Valparaíso, con poco recubrimiento (diámetro y medio). A pesar de que se diseñó un tratamiento previo en esa zona de debilidad (Fig. 17.3) y se pidieron los permisos para poder ejecutarlos (zona protegida), algún técnico paso a opinar que era un problema menor y que era cuestión de… valor, para resolverlo (¡Adelante la máquina!). Respondimos que creíamos al 90% que había problemas, pero se decidió obviarlo ("será responsabilidad del Contratista"). Algún tiempo después, un sábado a la hora de comer, el que suscribe recibió una llamada telefónica ("Vente rápido, tenemos un socavón"). Al llegar a la falla, la tuneladora cabeceó y produjo un socavón por el que entraron cuatro robles jóvenes (que, luego, hubo que sacar por la máquina, cortándoles en trozos de 40-50 cm). Fue necesario un nuevo tratamiento: Barrera de pilotes de Ø 1 m para que penetrara la máquina en un terreno duro y una serie de inyecciones (Fig. 17.4) para consolidar el terreno por encima y debajo de la traza del túnel Así pudo continuarse la perforación hasta salir de la zona mala. Pero el túnel acabó saliéndose de gálibo y, aunque, al final se recuperó, hubo que hacer adaptaciones importantes en esta zona, al acabar toda la perforación (retrasos y sobrecostos). Por supuesto para el túnel 2, que venía detrás, se hicieron los tratamientos previstos y no hubo ningún problema.

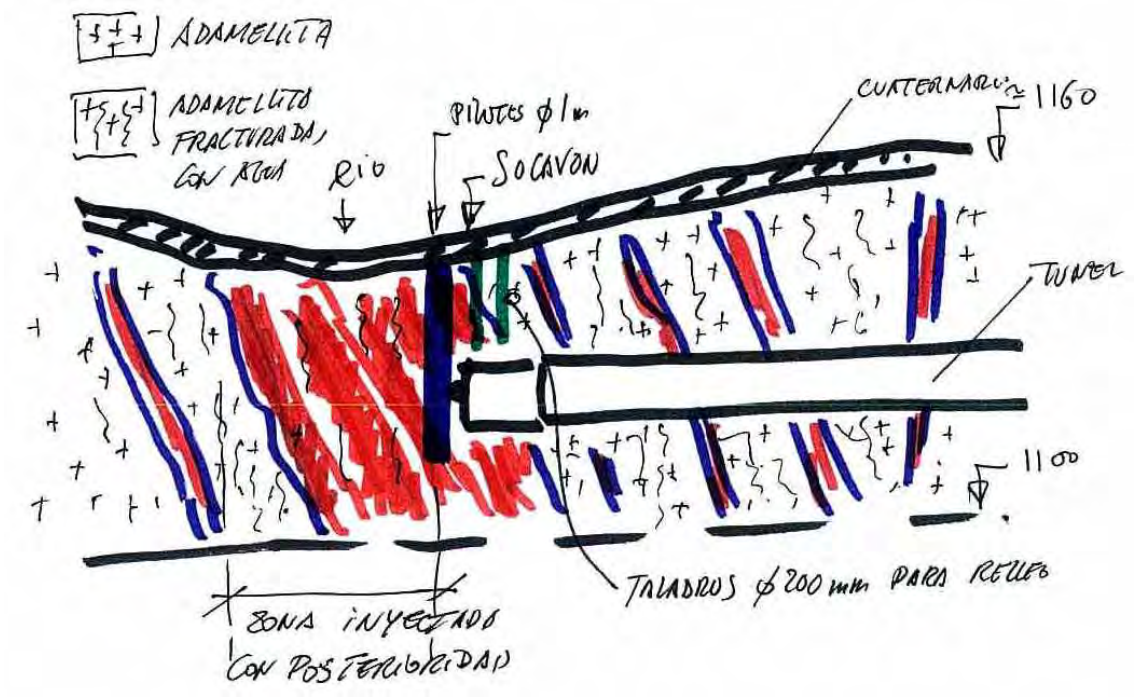

Fig. 17.3. Corte longitudinal en la Falla de Valparaíso

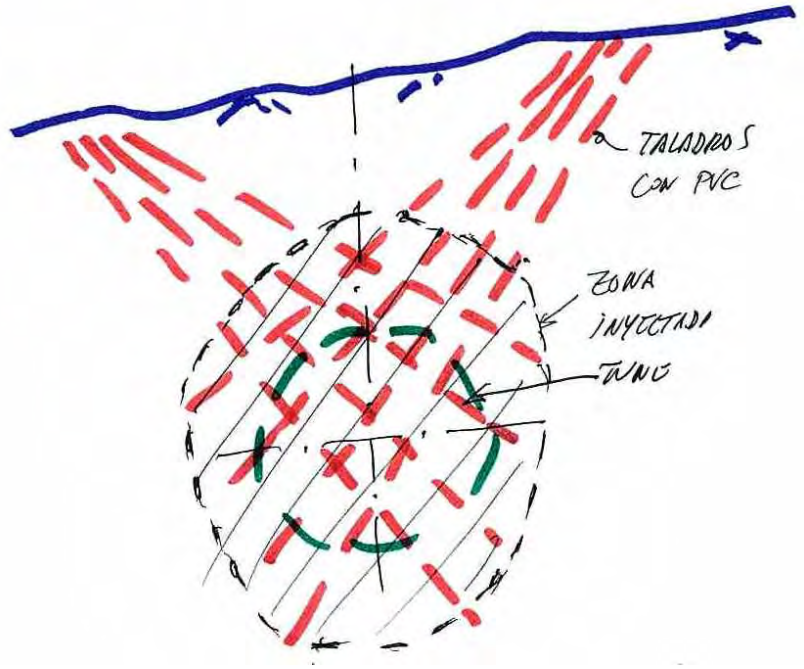

Fig. 17.4. Tratamiento en la Falla de Valparaíso (Inyecciones T.A.M.)

Para la zona de La Umbría, con tanta falla (incluida una vertical que acompañaban a la traza del túnel) y la presencia de una zona especial (del cretácico, con arenas poco cementadas), se recomendó un cambió de traza, sin conocer todavía la geología de ese nuevo trazado. Pero – a nuestro juicio – la situación no podía ser peor: Podía seguir la presencia del cretácico (como así fue), pero podíamos evitar las fallas cuyo plano medio vertical seguía al túnel y estaban en su sección (que ya era mucho). Las fallas más o menos perpendiculares al túnel no podían evitarse. Se hicieron nuevos estudios, principalmente con sondeos a destroza para utilizar tomografía sísmica (cuatro sondeos en los vértices de un rombo) y un sondeo especial, con control de lodos de perforación (polímeros), en cuyo interior se hicieron diversos estudios geofísicos (controlando la absorción de rayos gamma, introduciendo ondas longitudinales y transversales, midiendo la resistividad, captando imágenes, etc.), con un torpedo especial (sonda Schlumberger) de 12 m de longitud. Preferimos no recuperar testigos y hacer esta testificación (más medidas de posibles cambios de diámetro de la perforación), lo que nos permitió distinguir zonas más débiles de zonas más sanas. Después, a partir de la experiencia y de la bibliografía, establecimos los parámetros geotécnicos, para hacer un análisis numérico con FLAC-3D, desarrollando previamente un modelo geomecánico especial para el terreno, teniendo en cuenta la trayectoria de

tensiones alrededor del túnel, la variación de cohesión y rozamiento en las zonas fracturadas, a medida que avanzaba la tuneladora, etc. (Fig. 17.5).

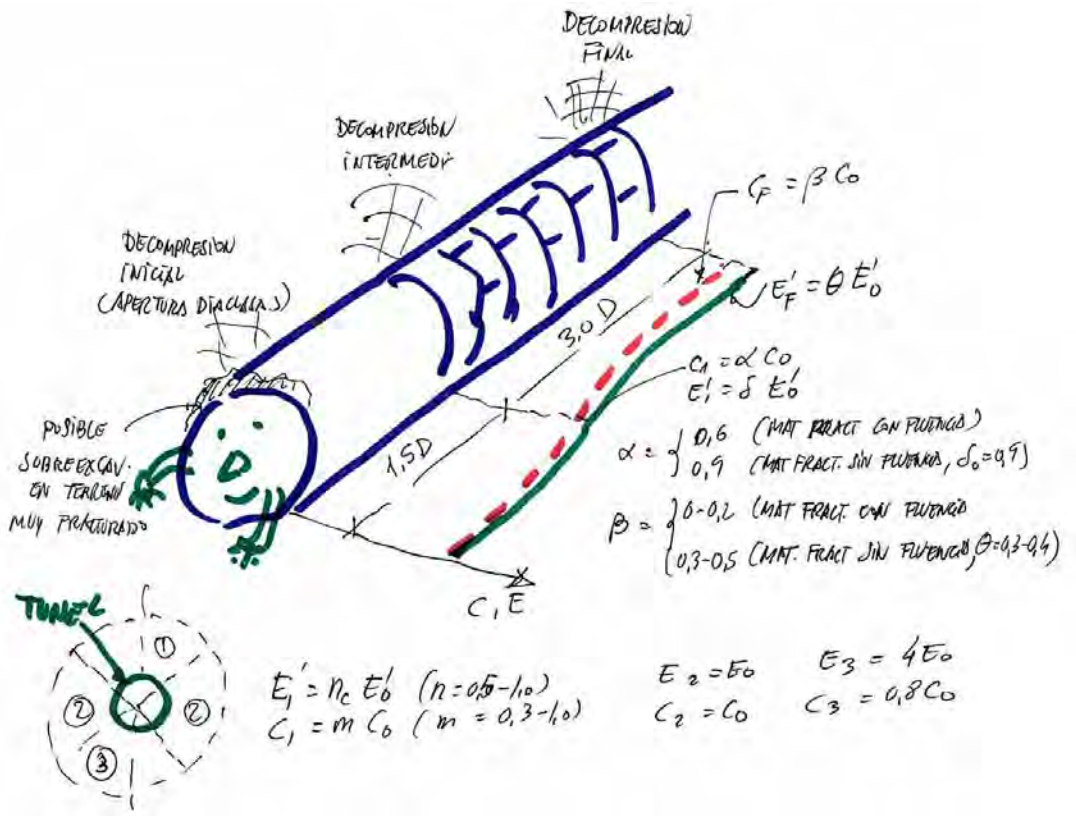

Fig. 17.5. Modelo Geomecánico desarrollado para el cálculo del túnel de Guadarrama

En todo esto colaboramos con muchas personas, desde el equipo geológico y de reconocimiento encabezados por el Profesor Capote (y Fernando López Sopeña, José Luis Rodríguez, etc.), más diversos geotécnicos (Samuel Estefanía, José M. Gutiérrez Manjón y Davor Simic, en algunas ocasiones) y otros especialistas (Felipe Mendaña, José M. Fernández de Castro), bajo la Dirección de Manuel Herrera y Carlos Conde y la gran supervisión de Manolo Moreno Cervera y José A. Cobreros.

El desvío dio resultado ya que el número de fallas a afectar disminuyó considerablemente y las sobreexcavaciones en el Cretácico (que siguió apareciendo, aunque en menor longitud) fue “vencido” con ayuda de inyecciones de resinas con lanzas, desde la tuneladora. Las presiones sobre el revestimiento en esta zona difícil fueron del orden de magnitud de las deducidas con el modelo de comportamiento del terreno deducido para este caso.

Más información sobre este tema puede verse en el libro “El Túnel de Guadarrama (en español y en inglés), editado por el Ministerio de Fomento.

Durante las obras y en su parte final, hubo numerosas visitas al Túnel, dada su importancia. En una ocasión un Consultor trajo a Nick Barton para que viera las obras e hiciera algún comentario. La visita fue de un día y no nos llegaron los comentarios, lo que indica que no hubo que cambiar nada en la obra. Sin embargo, unos años después, estando en Argentina, cuando al Dr. Barton le hicieron Doctor “Honoris Causa” por la Universidad de Córdoba, en su discurso trató más de la mitad de su tiempo sobre el túnel del Guadarrama, con numerosas fotografías. Al acabar un ingeniero argentino indicó al que suscribe: “Enhorabuena Ingeniero, qué magnífico geotécnico han tenido ustedes en Guadarrama”. “Muchas gracias” – contesté – “Fui yo ese geotécnico”.

Sin embargo en la visita que hizo Bieniawski a la obra, como ya estábamos preparando el libro sobre el túnel, le hicimos varias presentaciones de detalle sobre la obra. El autor de estas líneas presentó la parte geotécnica, como se habían adoptado los parámetros geotécnicos, etc. Después de ello, durante la comida, Bieniawski nos comentó en español: “No he entendido bien como ha deducido los parámetros geotécnicos” “Pues ha sido a partir de todos los ensayos disponibles, de correlaciones de la bibliografía y de nuestra propia experiencia”. Contestó él: “O sea: Engineering Practice. ¡Magnífico! Eso es lo que hay que hacer”. Esta fue la respuesta de una autoridad práctica y real como Bieniawski.

Problemas similares de una tuneladora atravesando roca pero atravesando zonas de debilidad se presentaron, años después, en el túnel de Bolaños (Orense), en la zona en que se perforaron pizarras laminadas con ampelitas. Hubo que recurrir, sistemáticamente, a la inyección de resinas orgánicas bicomponentes (desde lanzas de la tuneladora, a unos 60 bares) para conseguir que las zonas “malas” se estabilizaran (en las que se producían extraordinarias sobreexcavaciones, que llegaban al 300%). En algún caso, un año después de hacer el túnel, apareció una “chimenea” en superficie, con una cobertura sobre la clave de unos 90 m (Fig. 17.6). Todo ello supuso un incremento importante en el coste de perforación del túnel en unos 1900 m, después de perforar sin dificultades del orden de 4.500 m.

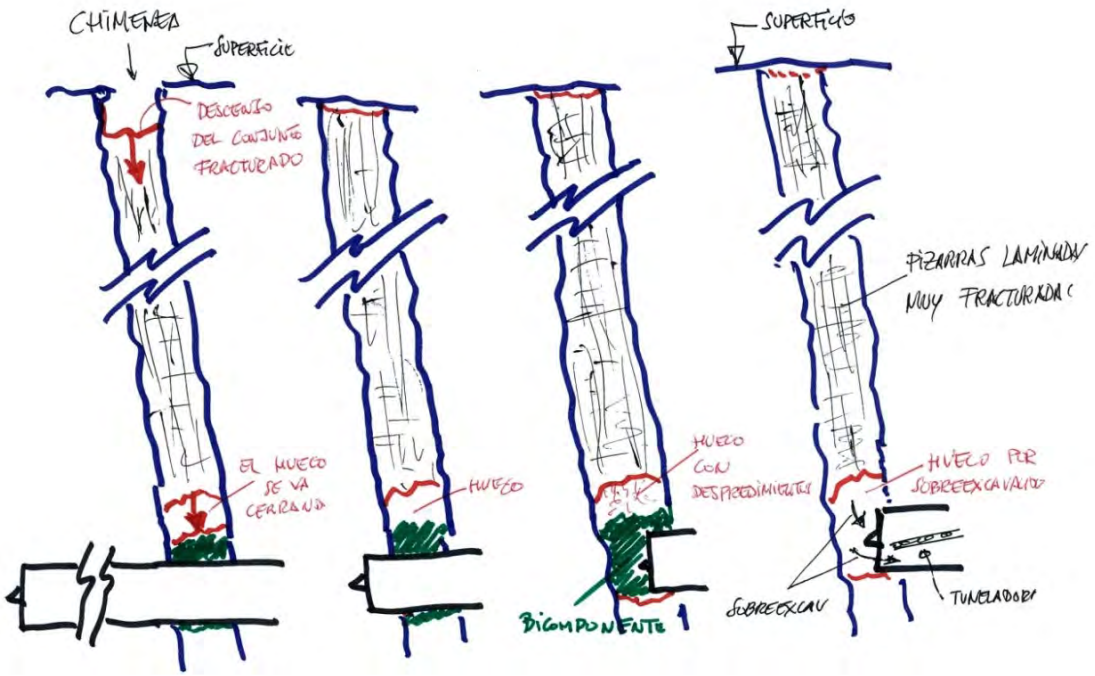

Fig. 17.6. Chimenea en un Túnel en Orense

Pero, al mismo tiempo, se han realizado en España numerosos túneles con el NATM y el sistema Bernold, en terrenos "fáciles" (como el tercer túnel carretero de Guadarrama) o "difíciles" (como los terrenos fonolíticos volcánicos, escorias finas, tobas volcánicas, etc.). El caso – ya comentado al hablar de terrenos expansivos – de capas de arcilla volcánica entre fonolitas de Trasvasur (Gran Canaria) corresponde a un modificado final del 110%, probablemente record – en ese sentido – en España. También han dado problemas los túneles paralelos de San José (con el hundimiento de 90 m de uno de ellos, por apoyar la bóveda, sostenida con el sistema Bernold, sobre una toba volcánica, expansiva, que se desecó, fisuró y deslizó, Fig. 17.7). Este caso, con edificios encima, tuvo que resolverse con tratamientos pesados para tratar la zona hundida y la "chimenea" producida por encima del túnel. Esta chimenea no llegó a superficie, pero tuvo que ser continuamente controlada para evitar males mayores. Por cierto, en este caso se avisó al que suscribe – que sólo había intervenido en otra zona de la obra – a los dos de la mañana, cuando se encontraba en una fiesta de celebración de cumpleaños. A las siete tuvo que presentarse en el Aeropuerto para trasladarse a Las Palmas, donde a las 11 de la mañana estaba en la obra. A las cuatro de la tarde regresó a la Península, no sin haber dejado las recomendaciones necesarias para sostener la estructura inestable del túnel hundido, reforzar la del otro túnel,

controlar lo que sucedía en superficie, etc. Para ello, a mano, redactó un "decálogo" con las instrucciones que habían de seguirse. Este sistema del decálogo lo hemos utilizado en diversas crisis, con éxito. Por cierto durante los primeros contactos para arreglar la emergencia, sufrimos lo que Jiménez Salas indicó una vez en un Curso de Patología Geotécnica, sobre lo de que hay que tener cuidado cuando va uno a resolver un problema de Patología, ya que, en seguida, parece que eres el culpable y no el que vino a ayudar. En estos casos, no se trata de buscar culpables, pero tampoco que el que llega a ayudar pase a ser él "malo" de la película.

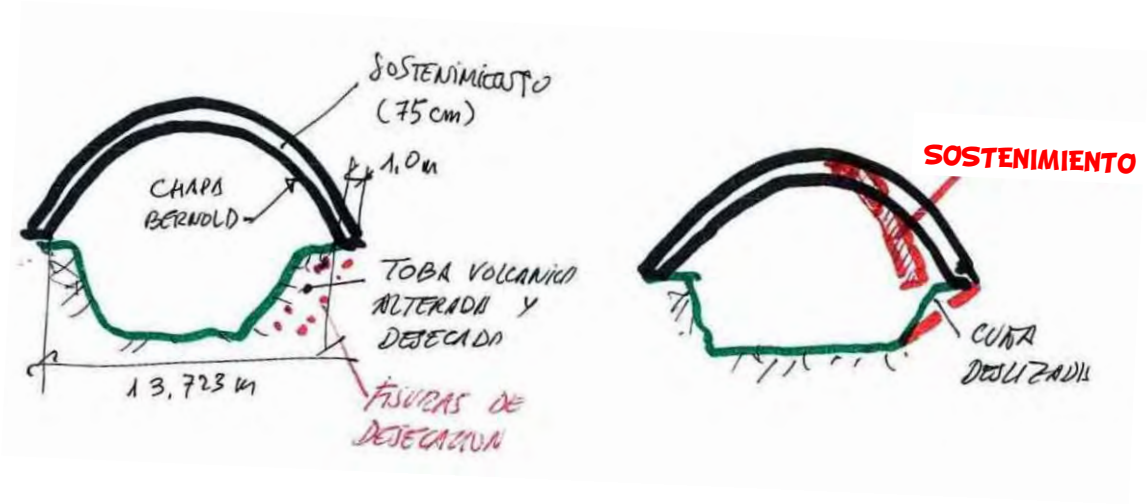

Fig. 17.7. Túnel de San José (Las Palmas)

En el Túnel de El Guincho, la presencia de escorias finas ("diferentes" del basalto previsto en el proyecto de un túnel de unos 500 m, en el que sólo había un sondeo mecánico) produjo diversas inestabilidades de frente e, incluso, una chimenea superficial cerca de casas. Los paraguas de bulones autoperforantes (con inyecciones a través de válvulas), que era lo que se podía hacer con la maquinaria disponible, dieron poco resultado y hubo que cambiar uno de los arcos de bulones por jet-grouting. Este caso ya se ha comentado antes (Fig. 13.5). Por cierto, como no se sabía cuándo cambiarían las escorias a la roca, en cada paraguas de avance se hacían sólo siete taladros (repartidos en la bóveda) para comprobar el terreno, ya que si había roca no era necesaria la prebóveda. Pero nunca encontramos la "roca". Este procedimiento de control al avance lo hemos utilizado más de una vez. Aquí contamos con la inestimable ayuda de Paqui Ruiz de EIS.

El paso de fallas o de contactos con agua siempre es problemático. Es recomendable, cuando se prevé la presencia de una casuística como la indicada, el ir realizando tres-cuatro perforaciones en el frente de avance, empleando el jumbo de perforación, sin más que registrar la resistencia al avance de la perforación. Debe, en esos casos, prepararse un "tapón" para colocarlo en la boca de las perforaciones si hay agua; incluso puede ser conveniente que se gunite bien la zona de cada perforación, para ayudar al "cierre" de la misma, si hay agua (o, incluso, a preparar un apoyo especial, con perforación inicial de mayor diámetro, o sea, una especie de "preventer" casero.

En caso de fallas, en que haya tensiones horizontales importantes, es muy conveniente:

a) El empleo de paraguas de micropilotes.

b) El utilizar bulones largos en hastiales (9-12 m), con una componente horizontal importante.

c) Apoyar bien las cerchas, lo que puede hacerse sobre perfiles metálicos (dos en U), a los que se vaya dando continuidad.

d) El disponer presoleras o puntales que acodalen las cerchas del sostenimiento. La presolera puede hacerse con hormigón o gunita, pero debe apoyarse bien contra las cerchas, para que haga de apuntalamiento.

En la Falla de Prado (L. A. V. hacia Orense, con la Dirección de Obra de Isabel Pardo y la colaboración de F. Arias con M. Callizo y J. Castanedo) adoptamos todas estas medidas, junto con instrumentación, que permitía:

- Medir la carga con que trabajaban los puntales entre cerchas y la presión sobre la gunita.
- Comprobar la extensión de la zona decomprimida (con varillas extensométricas de 6, 12 y 15 m de longitud), hasta unos 10-11 m de longitud desde el hastial.
- Conocer que los túneles se cerraban y se desplazaban hacia la izquierda (en el sentido del avance), según la dirección dada por las tensiones internas, gracias al control de la convergencia entre bóveda y hastiales y del descenso de la bóveda.

Por cierto, cuando se nos comentó – por parte del Contratista – los resultados de esta instrumentación que las células de presión total instaladas en el sostenimiento daban presiones de 4 MPa y que la compresión de los puntales entre cerchas era de 0,2 MPa. Si estos valores hubieran sido ciertos, el sostenimiento probablemente estaría muy fisurado e incluso hundido y los puntales no trabajarían (lo que no era cierto, como se comprobaba en las convergencias horizontales). Hubo que enseñarle a la persona que se había encargado de reunir e interpretar los datos de la instrumentación lo que significaban las lecturas de los aparatos, para llegar a que la presión sobre el sostenimiento era de 0,4 MPa y la compresión media en los puntales metálicos era de 200 MPa. Una "pequeña" diferencia que llevaba a unas medidas más lógicas.

Respecto a los túneles excavados con el NATM cabe decir que se ha aplicado, aparte de en formaciones rocosas, también a excavaciones en suelos. Ello puede ser peligroso y ha dado lugar a diversos desastres, como en el Metro de Belgrado (por poco espesor del terreno terciario sobre la bóveda, lo que permitió entrada del agua), en Sao Paulo (en zonas en que el RMR de unas rocas ígneas alteradas bajaba de 20, lo que dio lugar a una rotura muy importante), etc. En estos casos de suelos, el dejar "relajar" el terreno está contraindicado, ya que suele perderse la poca cohesión que puede tener y, además, los bulones necesitan desplazamientos grandes para trabajar, lo que puede dar lugar a fisuración de la gunita. Por eso, el Prof. Melis, durante la época en que fue responsable de la Ampliación del Metro de Madrid decía: "¿El NATM? ¡Forbiden!" Bueno se refería al caso de suelos. Luego vio el tercer túnel de Guadarrama (Carretero) y nos felicitó. Pero ahí era roca.

En diversas obras con el NATM ha habido discusiones que nos han llevado a establecer las siguientes consideraciones (o sea, lo que hemos aprendido):

- Se puede hacer la excavación a sección total o en dos fases (arranque y destroza). Además de la calidad del terreno, hay que tener en cuenta la capacidad de extracción del escombro. A veces, con terreno bueno se ha ido a dos fases, ya que el rendimiento es claramente superior.

- La calidad del apoyo de la gunita en el terreno excavado puede ser dudosa. Muchas veces queda “apoyada” en barro, ya que se extrae el agua por un “canal” abierto en esa zona, lo que puede generar importantes problemas.

- El uso de “patas de elefante”, en principio, es útil, pero encierra problemas de montaje de cerchas, de la ampliación en el apoyo, etc. Lo que importa es que el apoyo sea bueno y ello puede conseguirse con bulones pseudohorizontales en la parte baja de la bóveda. Así el apoyo se basa en unos bulones trabajando a esfuerzo cortante, pero puede ser eso bastante más efectivo que tener un deficiente apoyo. Esos bulones deben ser “largos” relativamente y, cuando se trata de materiales esquistosos, conviene que sean realmente “largos” (9-12 m).

- En materiales esquistosos (y en otros con metamorfismo o intrusismo) puede haber importantes tensiones internas e, incluso, que las tensiones principales no sean verticales y horizontales, sino algo giradas, con el eje mayor de la elipse de tensiones quasi-horizontal. En estos casos conviene:

  a) El empleo de paraguas o empiquetados, para asegurar la estabilidad en clave y evitar sobreexcavaciones.

  b) El empleo de bulones radiales largos (6-9 m).

  c) La utilización de bulones en el apoyo de la bóveda y, después, en el hastial, con unos 50-60° de inclinación sobre la horizontal, con unos 12 m de longitud. Con esto se intenta anclar los bulones en zonas poco decomprimidas (en túneles de unos 10 m de anchura) y tener componente vertical para que la bóveda baje poco.

- En estos casos los empujes no son simétricos, lo mismo que en túneles próximos a laderas inclinadas. Al no ser simétricos los empujes, los esfuerzos en el sostenimiento no son los habituales, generándose flexiones apreciables. En esos casos, es necesario refuerzos del sostenimiento con los bulones inclinados, paraguas y ampliación del espesor de gunita.

- En estos últimos casos, el control de las convergencias horizontales es insuficiente, ya que pueden mostrar acortamiento de la distancia entre hastiales, pero el movimiento de todo el túnel puede ir hacia uno de sus lados, con traslación de conjunto y descenso de la clave (Fig. 17.8).

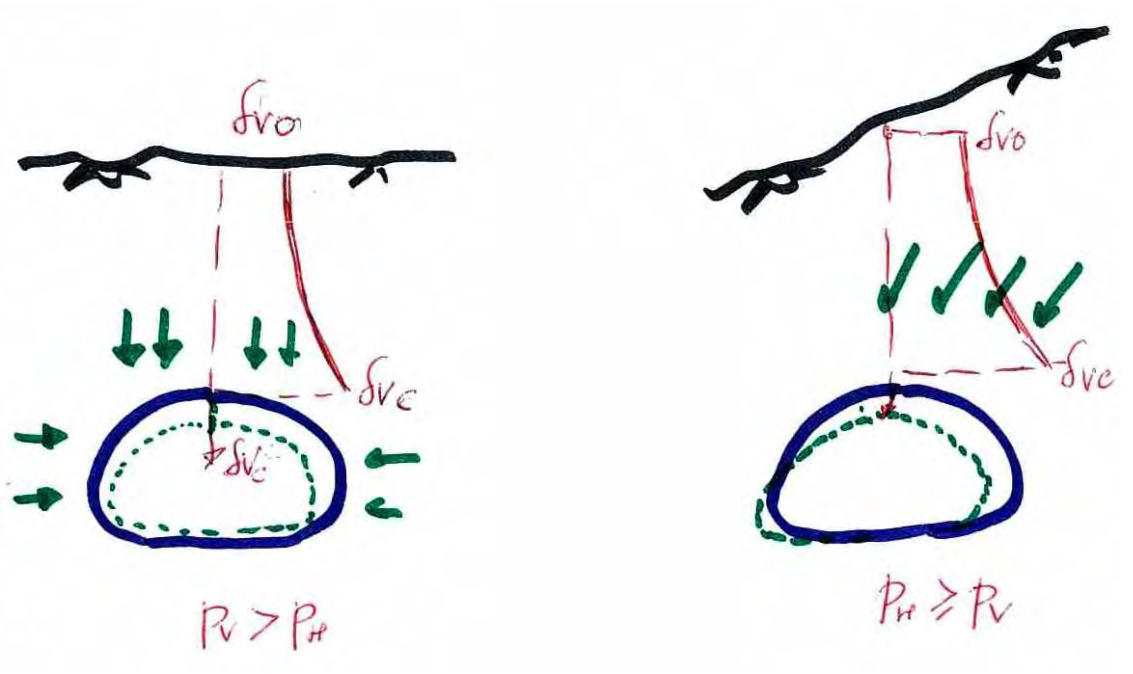

Fig. 17.8. Deformadas simétricas y con esfuerzos asimétricos

- En un caso concreto (túnel de unos 18 m de anchura en granito residual, excavado en Sudamérica, con cargas asimétricas), este control de convergencias indicaba acortamiento de unos 20 mm entre hastiales, lo que parecía admisible. Pero, dado que el túnel tenía poca cobertura, se controlaban los asientos superficiales, que llegaban a 140 mm. En esta situación la clave tuvo que descender esta última magnitud o algo más, lo que quiere decir que los movimientos se producían rápidamente (suelo granítico residual o granular) y el control de las convergencias se iniciaba cuando la mayor parte de los movimientos ya se había producido. En estas condiciones, no resultó extraño que el túnel se hundiera (Fig. 17.9). Este caso fue estudiado en colaboración con el malogrado Profesor De la Fuente.

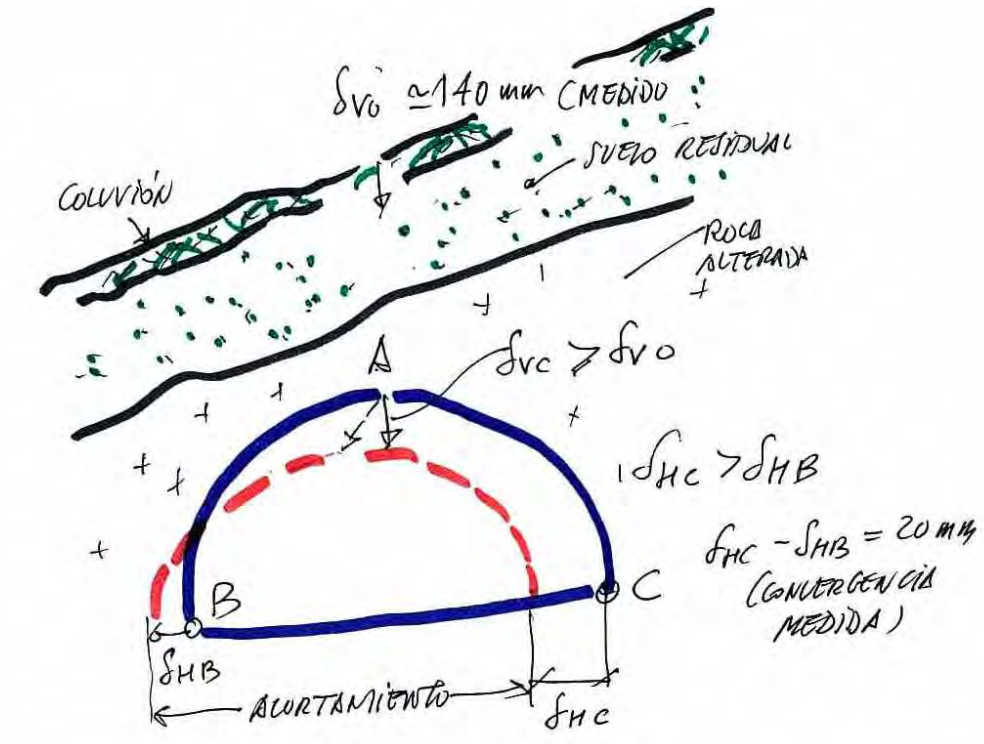

Fig. 17.9. Esquema de movimientos en un túnel que, finalmente, se hundió

- La excavación de los hastiales suele partir de la excavación previa de una destroza central o de la mitad de la destroza total. En cualquier caso hay que tener en cuenta que no se puede descalzar totalmente los arcos de bóveda y que, aunque sólo se descalce un hastial, no deben dejarse muchos "arcos" gunitados de bóveda con sólo un apoyo (más de 2 no parece lógico). Además, si hay destroza central, la anchura de la berma de apoyo debe ser generosa, para que no se produzcan deslizamiento, ni debe dejarse mucho tiempo esa destroza abierta, ya que ello contribuye a desecar el terreno, abrir fisuras o diaclasas, etc., que es lo que pasó en el túnel hundido de San José (Fig. 17.7).

- Es muy corriente ver que, como siempre que hay sobreexcavaciones y la gunita a proyectar está limitada por el abono establecido en el diseño, se rellenan los huecos entre cerchas y se gunita algo por encima de éstas. Así, el sostenimiento queda formado por "arcos" entre cerchas, con una estructura diferente a la pensada por Rabcewicz al concebir el NATM (se trataba de un sostenimiento continuo, como una superficie laminar). Si bien la práctica demuestra que funciona, no conviene exagerar la formación de los "arcos", dejando las cerchas con escaso recubrimiento. Esto, sobre todo, suele notarse en los hastiales, en

que parece que ya no hay ningún problema. El Contratista, a veces, no se da cuenta de que el hastial también trabaja y que también es muy importante su apoyo. Puede ser conveniente apoyar las cerchas (tanto en el avance como en destroza), en alguna viga metálica (de pequeñas dimensiones), que se va prolongando con el avance, a fin de que esas cerchas no se claven en el terreno.

- Las cerchas permiten guiar muy bien la excavación, pero su cooperación en el momento resistente del conjunto gunita-cerchas no es grande, ya que suele ser del orden del 8-10% del conjunto. Sin embargo, muchas personas se quedan muy tranquilar cuando ven las cerchas. "Esto sí que resiste". Realmente es el recuerdo de prácticas mineras en que sólo se ponía una malla metálica entre cerchas.
- A largo plazo, la gunita puede experimentar problemas de transformaciones químicas, por las filtraciones del agua y las sales que contiene, por lo que pueden – entre otros – experimentar fenómenos de calcificación (las manchas blancas tan habituales). Por ello, a largo plazo deben reforzarse los revestimientos hechos solo con gunita, lo que suele suceder en galerías de comunicación (o colocar un revestimiento de hormigón). El uso de bulones de anclaje mecánico favorece la entrada de agua por el taladro de los mismos y ese ataque a la gunita.
- En el caso de túneles en terrenos calcáreos, las filtraciones de agua, poco a poco, vienen a obturar los drenajes con sus depósitos de cal, como ha sucedido en el túnel de Niévares (Autovía Minera), con lo que pueden aumentar las presiones de agua sobre hastiales y sobre solera, levantando ésta. Ha habido que llevar a cabo una intervención importante en dicho túnel, para resolver estos problemas y el de deposición de carbonatos, bajo la dirección del experto ingeniero de carreteras César Fernández Nespral, con Pedro Sola y el que suscribe. Más detalles pueden verse en un artículo de la Revista de Obras Públicas de 2014. Esto último también puede suceder en túneles con esquistos, en zonas en que, a través de contactos, llega, poco a poco, agua (Túneles de El Padrun). Las arquetas de reconocimiento y control del drenaje del túnel no

deben separarse más de 80 m, a fin de poder introducir por ellos torpedos de limpieza de los depósitos de sales.

- En el caso de karst yesífero (a parte del riesgo de encontrarse huecos y cavernas durante la construcción, en lugares inopinados, igual que en el karst calcáreo), la circulación del agua queda alterada por la construcción del túnel. Con ello, aparte del ataque al hormigón y gunita del túnel, que se acentúa en las juntas de avance, se altera la acción del agua sobre los depósitos que la disolución ha hecho en tubos y huecos, con lo que pueden removerse éstos y originar movimientos del terreno a bastante distancia, como ya ha sucedido en algún caso real al Nordeste de Madrid.

- En caso de fallas en roca en contacto con terrenos cuaternarios, el túnel puede originar un drenaje de los mismos, con cambios de sus presiones intersticiales y efectivas y la inducción de asientos a importante distancia, como ha ocurrido en Oslo y en Bilbao, durante la construcción de un túnel para el Metro con el NATM, bajo la Ría. En este caso el volumen drenado era pequeño (los partes de excavación indicaban “presencia de agua”), pero suficiente como para originar asientos de 25-30 cm a 60 m de distancia (Fig. 17.10).

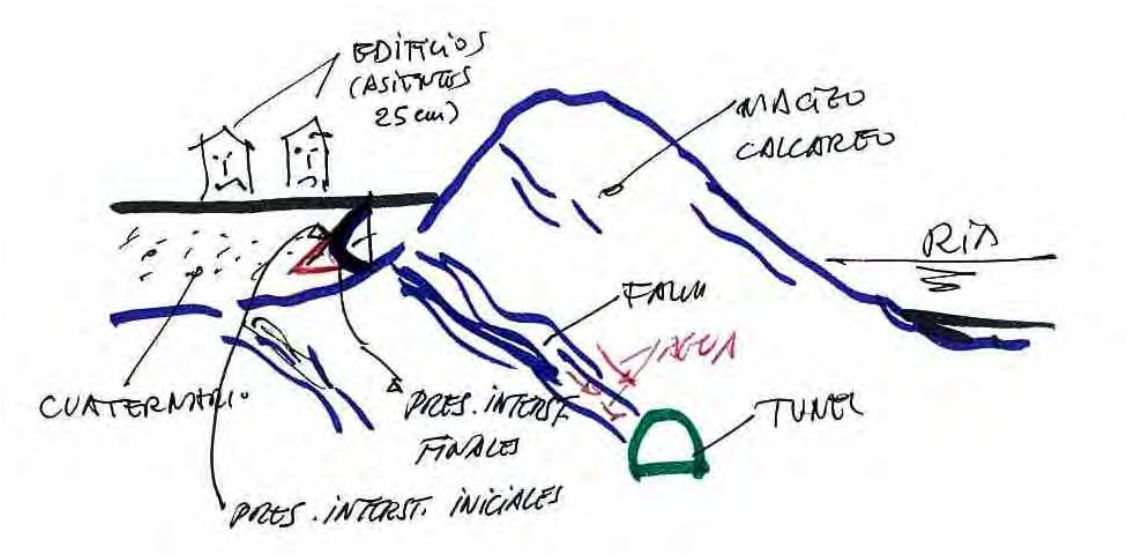

Fig. 17.10. Asientos en edificios por drenaje del cuaternario a través de una falla

- En general, en el NATM se establecen 5-6 secciones tipo de sostenimiento, en función del RMR (lo más frecuente en España) y se va determinando este índice en los frentes de excavación. No se puede estar cambiando de sección de sostenimiento constantemente. Hay que tener un cierto sentido común, a la hora de establecer el cambio de sostenimiento y, en algún avance, ser un poco conservador, pero no en forma excesiva. Además está el problema de frentes mixtos (terreno "bueno" con terreno "malo"), que es lo que origina más discusiones entre Asistencia Técnica y Contratista, a la hora de establecer el RMR. Debe recordarse lo que se ha comentado al principio de este capítulo sobre el significado del RMR y que bastan dos puntos para obtener resultados muy diferentes sobre el sostenimiento a utilizar (p. e., 39 y 41 tendría un sostenimiento muy distinto y, sin embargo, geotécnicamente, pueden ser lo mismo). Hay que emplear el sentido común al seleccionar el tratamiento y orientar y distribuir los bulones adecuadamente. Lo mismo que cuando se presentan techos planos en direcciones preferentes: Los bulones deben orientarse, principalmente, en sentido perpendicular a la estratificación y no radialmente, como se dibujan en los proyectos.

- El uso de fibras en la gunita se ha ido asentando desde hace más de quince años. Pero, si se trata de las metálicas, debe recordarse que debe controlarse su efectividad con ensayos en cajas con el material proyectado, a fin de comprobar si se cumple su capacidad energética, así como comprobar que la proporción definida se cumple. Hemos estado en más de una obra en que, a veces, se olvida esa proporción.

- Otros temas son las fibras de "plástico" o sintéticas. Estas tienen la ventaja de retrasar el efecto de incendios, por lo que vienen ya siendo habitual el incorporarlas a los revestimientos, como en el Metro de Madrid. Pero como son más económicas que las metálicas, también se pretende su utilización como sustitutas de esas metálicas. Sin embargo, no debe considerarse solo la resistencia final de las fibras sintéticas, sino que debe recordarse que su deformabilidad es varias veces (9-10, al menos) superior a la de las metálicas,

por lo que el efecto de refuerzo que introducen en el hormigón proyectado es menor, al necesitar mayor deformación para entrar en carga.

- El uso de bulones de expansión, tipo Swellex, puede ser muy útil, ya que son fáciles y rápidos de instalar. Pero su utilización es indicada cuando su extremo o anclaje queda en una roca más o menos rígida. Si el macizo rocoso tiene un índice RMR bajo (del orden de 20-25 o inferior), el terreno suele estar muy fracturado, por lo que el anclaje puede no funcionar adecuadamente. En ese caso deberían utilizarse los bulones inyectados o "a la resina", o alargar la longitud de los bulones para que el anclaje quede en zona menos decomprimida y fracturada.
- La durabilidad de estos bulones es discutible (del orden de 3 a 5 años), por lo que a medio y largo plazo es difícil contar con ellos, como suele indicar Eduardo Pradera. Por eso dejar en las galerías de conexión entre túneles la gunita y estos bulones, puede ser peligroso a largo plazo (a lo que también contribuye el deterioro de la gunita).
- En los paraguas de emboquille (y en los de avance) suelen utilizarse, a veces, los jumbos para perforar e instalar los bulones, que han de inyectarse. Debe exigirse que la relación entre el diámetro de la perforación y el diámetro del bulón sea del orden, al menos, de 1,5, a fin de que la lechada inyectada puede circular y rellenar todo el hueco entre bulón y terreno. Hemos visto muchas veces que esto no se cumple y que los bulones quedan sólo parcialmente inyectados. Afortunadamente, a veces los paraguas de emboquille son sólo una precaución o actuar como una limitación de la excavación (enfilaje) y, por lo tanto, el que estén mal inyectados no tiene consecuencias nefastas.
- El cálculo de estos paraguas suele hacerse con una recomendación que introdujimos en la Guía para el Diseño y Proyecto de micropilotes, de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. Al autor de estas líneas le sigue pareciendo correcta esa recomendación, respecto a las longitudes a considerar en el cálculo, pero la carga sobre los micropilotes queda algo indefinida (entre el 50 y el 100% de la carga geostática, $\gamma D_T'$ siendo D_T el diámetro del túnel). Hemos introducido en 2017 (Monografía del CEDEX) una

recomendación complementaria a tal efecto, de forma que la sobrecarga a considerar sería γh', con los siguientes valores de h':

- RMR<20 → h'=1,5 D_T (máx. 18 m).
- 20<RMR<40 → h'=0,75 D_T
- 40<RMR<60 → h'=0,50 D_T
- RMR>60 → h'=0,25 D_T

– En los emboquilles o portales es necesario tener en cuenta la estabilidad de la ladera y los problemas de roturas o desprendimientos superficiales. Pueden utilizarse cuatro tipos de soluciones, además del paraguas de micropilotes:

a) Recubrimiento de la zona excavada con gunita u hormigón proyectado (15-20 cm), sobre un mallazo metálico (150×150×6 mm).

b) Gunita recubriendo un tratamiento sistemático de bulones, de 6 a 9 m de longitud, en mallas de 3×3, 2×2 y 1,5×1,5 m, según el valor del RMR (entre 70 y 50, entre 50 y 30 y entre 30 y 20, respectivamente). A veces se pueden instalar sólo los bulones, pero conviene una capa de gunita de reparto o de protección del terreno entre bulones.

c) Pantallas de pilotes anclados con terrenos de calidad media a baja.

d) Pantallas de micropilotes ancladas, en terrenos de calidad baja. La Fig. 17.11 indica un posible criterio para seleccionar el tipo de emboquille, que elaboramos para una conferencia dictada en Bogotá, mientras redactábamos este libro.

– La zona inicial del túnel y el emboquille correspondiente se interrelacionan, sobre todo en lo que se refiere a la estabilidad general de la ladera, ya que estamos debilitando su “pie”, con la excavación del túnel. El Profesor Romana recomienda tomar, en esa zona, el índice Q de Barton igual a la quinta parte del determinado en esa zona (o el RMR=(RMR)-15), lo que es una forma práctica de considerar – conservadoramente – una zona de terreno más difícil. En estructuras acebolladas, como la de los granitos, esa zona puede tener un RMR corregido incluso algo inferior a lo indicado por Romana. Además puede haber fracturas pseudoparalelas a la ladera, lo que puede llevar a una inestabilidad

general (Fig. 17.12). El empleo de paraguas y chapa Bernold (como suele recomendar Elías Moreno) puede dar buen resultado.

– Los entronques de galerías con túneles principales (generalmente de mayor anchura) deben cuidarse y reforzarse el túnel principal en una longitud total del orden de 2D a 3D, siendo D el diámetro aparente. Hay técnicos que lo que recomiendan es considerar el terreno de esa zona muy poco favorable y colocar en él un sostenimiento tipo IV-V, es decir con paraguas, cerchas pesadas, etc. Dependiendo del índice RMR, esta recomendación puede ser adecuada o algo exagerada. Lo que sí parece claro es que, en esa zona debe reforzarse el sostenimiento con cerchas y con bulones, sobre todo en el punto en que se va a abrir el hueco de comunicación con la galería, aparte del marco metálico en el túnel principal, mientras se abre el hueco en dicho túnel (tanto en túneles hechos con el NATM como con tuneladoras).

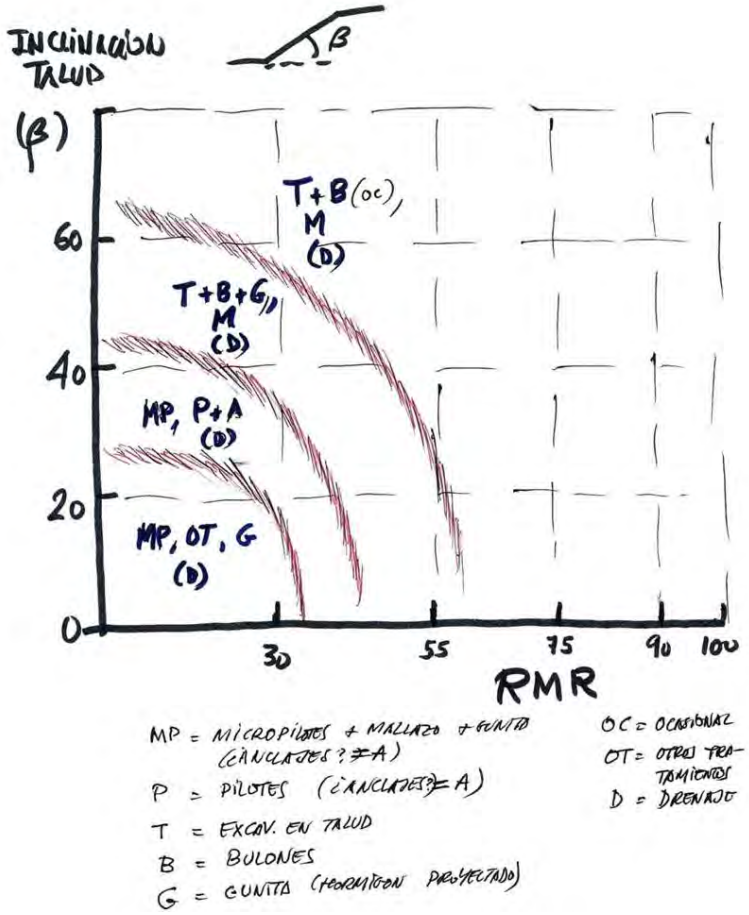

Fig. 17.11. Criterio para seleccionar el emboquille de un túnel

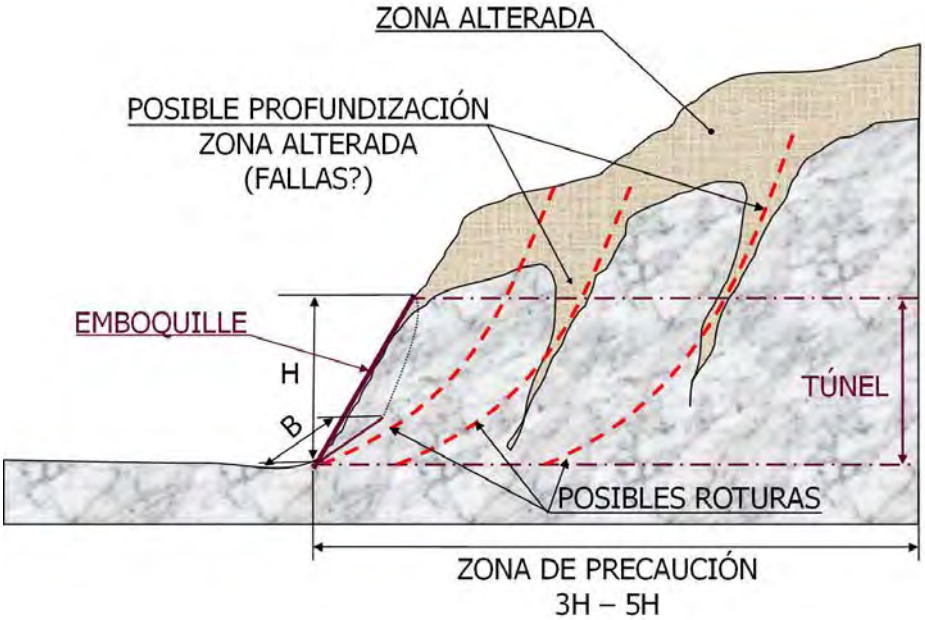

Fig. 17.12. Alteración en fracturas y/o fallas paralelas a la ladera (zona de emboquille)

En cuanto al caso de túneles interurbanos perforados con tuneladoras y revestimiento prefabricado, de lo vivido en diversas obras, podemos obtener los siguientes ítems:

- A la hora de definir las características de una tuneladora, debe tenerse en cuenta la posible existencia de fallas de espesores apreciables, la alternancias entre materiales "duros" y "blandos" o los cambios de naturaleza rocosa: La presencia posible de agua debe tenerse en cuenta, a fin de diseñar equipos "cerrados", como suelen recomendar Felipe Mendaña y Enrique Fernández, las dos máximas autoridades españolas, a nuestro juicio, en temas de tuneladoras.
- En caso de esas alternancias de materiales, los escudos dobles han dado buen resultado: En un túnel, entre Madrid y del Túnel de Guadarrama, a pesar de que en Guadarrama se utilizó un doble escudo, se decidió alquilar una tuneladora tipo roca, trabajando con grippers. Entre ambos túneles se había hecho ya una trinchera, cuyos taludes tuvieron que ser inclinados, al comprobarse que la roca estaba alterada (grado III-IV, Fig. 17.13), con un espesor de alteración de, al menos, 30 m. A pesar de ello, en el túnel en cuestión se usó una tuneladora para roca (para un terreno con grado de meteorización I-III), con lo que hubo

que parar la perforación, extraer el back-up de la tuneladora y continuar con el nuevo método austriaco.

Fig. 17.13. Diferentes criterios para establecer los Grados de Meteorización de una roca

- En zonas blandas (fallas, cambios de material, etc.) las tuneladoras pueden "cabecear" y salirse de gálibo, como ocurrió en Guadarrama y en alguna otra obra madrileña. En esas zonas hay que procurar llevar la máquina en forma rígida (con los "espadines", etc.) de manera que se dificulte el giro del escudo o se amortigüe y/o reforzar el terreno previamente.

- Si se producen sobreexcavaciones (terrenos con poca "cohesión", lo que supone que el material es semigranular o que la fracturación es tan grande que el terreno se cuartea hasta fragmentos de 0,5-1,0 cm) se puede conseguir estabilizar las cavernas que empiezan a formarse mediante inyecciones de resinas orgánicas de doble componente, inyectadas a través de lanzas desde la tuneladora. Así puede conseguirse el continuar la excavación, pero se pueden dejar atrás huecos importantes cuyas paredes, con el tiempo, dejan de ser estables y pueden llegar, bien a producir chimeneas, bien empujes importantes sobre el revestimiento, no previstos.

- En las dovelas prefabricadas pueden introducirse fibras de polipropileno, a fin de retrasar los efectos de incendios en el túnel. Incluso se pueden armar las dovelas con fibras metálicas de gran tamaño (20 a 60 mm). Sin embargo hay que

estudiar el tema del refuerzo en las esquinas de las dovelas y sus deformaciones, pudiendo llegar a ser preciso un ligero armado de barras para reforzar esas zonas o las de apoyos de los gatos de la tuneladora.

- Los emboquilles pueden hacerse, una vez estabilizada la ladera (gunita y bulones; pantallas de pilotes, con los centrales sin armar, etc.):

  a) Excavando un túnel inicial, a total sección, lo que permite empujar la tuneladora e introducirla en un hueco de mayor diámetro.

  b) Haciendo lo mismo pero con sólo la excavación de la mitad superior del túnel. La tuneladora excava la mitad inferior.

  c) Si el recubrimiento es pequeño, se puede sustituir la zona de la bóveda por mortero, para que la máquina lo perfore bien y quede guiada, lo que hemos hecho en el túnel Atocha-Chamartín para la L.A.V., en Pitis, etc.

- La excavación con tuneladoras se asimila a una fabricación en serie en nave industrial. Debe conocerse bien, a ser posible, la naturaleza del terreno, a fin de elegir bien la TBM (como ya hemos dicho), sus cambios, su grado de meteorización, etc. En el NATM un cambio no previsto puede aceptarse con más facilidad. En cambio, con tuneladora los cambios son más problemáticos.

- En la mayor parte de las obras españolas con tuneladora (ejecutadas en España) se han utilizado morteros convencionales (cemento, arena y aditivos) para rellenar el “gap” que queda entre la circunferencia excavada y la del anillo de dovelas prefabricadas. Prácticamente, la gestión de todas estas obras es anterior a 2012 y la mayoría a 2007. En la actualidad, para rellenar ese “gap” pueden utilizarse morteros bicomponentes: El Componente A es una lechada de cemento, bentonita, agua y aditivos, bien mezclada, con carácter “quasi-coloidal”. El Componente B suele ser silicato sódico líquido. La mezcla final se hace al inyectar el gap, con lo que se consigue gelificar esa mezcla en unos 8-12 segundos. Ello permite rellenar mejor el “gap”, que el mortero no sea contaminado ni disgregado por el agua del terreno de la parte superior de la excavación, que la mezcla se distribuya de forma más homogénea alrededor del anillo de dovelas, que ese “gap” quede relleno por un material mucho más

impermeable, etc. En España ya hay experiencia real: Los dos túneles paralelos de Bolaños o Campobecerros (Orense). Pero fuera de España ya hay bastantes experiencias en los últimos diez años: Aeropuerto de Brisbane, Línea 3 del Metro de Roma, túnel colector en Auckland (Nueva Zelanda), Metro de Brescia y Atenas, Túneles de Cross-Rail (Londres) realizados por empresas españolas, el Metro de Quito (actualmente en ejecución), etc. Aunque el costo resulta, aún, algo mayor que con morteros convencionales, las ventajas de impermeabilidad, espesor constante, relleno más fácil, etc., compensan claramente el uso del bicomponente.

- A la hora de definir los cortes geológicos han de tenerse en cuenta:

  a) En las fallas y cambios de terreno debe representarse el espesor aproximado y no una sola línea.

  b) En la descripción del terreno debe incluirse su grado de fracturación y de meteorización.

  c) Ha de tenerse en cuenta, si el recubrimiento no es grande, que las superficies del terreno con poco relieve muestran una acción importante de la erosión y meteorización, así como la influencia de posibles afluencias de agua en puntos bajos del relieve, que no siempre está bajo ese punto geográfico (Fig. 17.14).

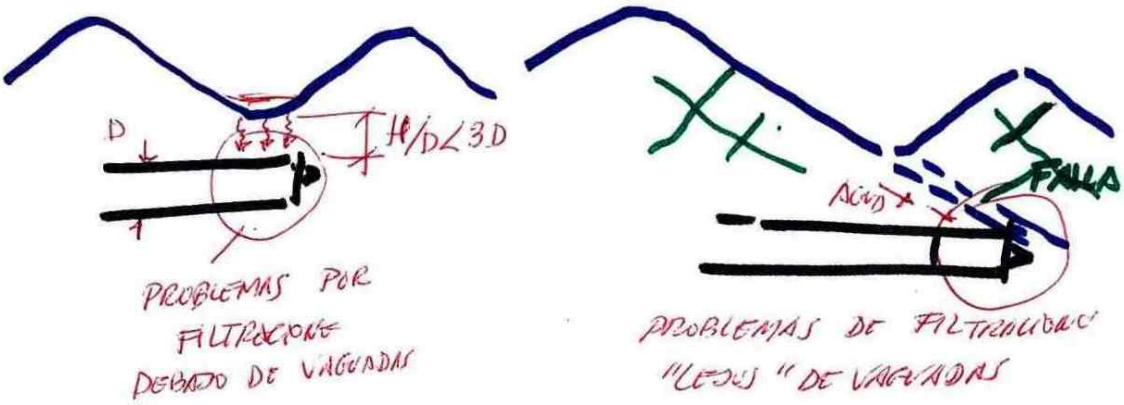

Fig. 17.14. Algunos problemas de túneles en relación con el agua en el fondo de valles

- En las descripciones geológico-geotécnicas debe quedar claro la nomenclatura a utilizar. Ha habido problemas con la manía de utilizar el nombre genérico de una

roca (p. e., granito) y aplicarla a las formaciones con grado de meteorización de I a VI. Con los grados V y VI es muy peligroso utilizar el término "granito" (como se hizo en el Metro de Oporto), ya que ello tiende a confundir al no versado en estas lides. Esos grados de meteorización corresponden a "saprolitos" o suelos residuales, con alguna cohesión mínima, pero con un comportamiento claramente más de suelo que de roca.

- La experiencia española en obras subterráneas ha llevado, por una parte, a la serie de libros editada por Carlos López Jimeno (desde su Cátedra en la Escuela de Ingenieros de Minas), denominada INGEOTÚNELES, y otros individuales (como el de "Procedimientos constructivos en túneles" de J. C. Guerra). Y por otra, a la implantación del Master de Túneles y Obras Subterráneas, organizado por AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas, impulsado por su presidente, Manolo Arnáiz), con el apoyo del Colegio de Ingenieros de Caminos y, en el momento de redactar estas páginas, por la Universidad Nacional de Educación a Distancia. Dicho Master en estos momentos alcanza su XII Edición, que ha sido dirigida, anteriormente, por los profesores Romana y Rodríguez Ortiz y que, actualmente, es dirigido por el autor de estas líneas. También es de destacar la intervención de Contratistas y Consultores españoles en obras subterráneas diversas: Nueva York, Seattle, Bogotá, Lima, Quito, varios puntos de Australia, Riad, etc.

Un problema que hemos puesto de manifiesto anteriormente es el de la presencia de agua en el túnel, lo que suele producir arrastres, empujes adicionales, inestabilidades de frente, etc. Además de estos problemas constructivos, hay que considerar la afección del túnel al medio ambiente, sobre todo a los recursos hídricos de la zona, problema que ha estado muy presente en el túnel de Urdinbide (Vizcaya) y resuelto satisfactoriamente por Miguel Gil, Andoni Alcorta y Pedro Sola. Ya que se pueden afectar a fuentes, pozos, etc. En el momento de redactar estas páginas (Primavera, 2017), AETOS está terminando una Guía para tener en cuenta estos problemas con el agua que, el que suscribe espera, sea de utilidad a los técnicos que se encuentran con este problema.

18. SOBRE LOS TRATAMIENTOS DEL TERRENO

Cuando el autor de estas líneas inició su andadura geotécnica estaban naciendo, en España, las técnicas de tratamiento del terreno.

Ya se habían llevado a cabo experiencias con precargas, incluyendo los drenes-banda o mechas hincadas, como en el Plan Sur de Valencia, con resultado presentado por el Prof. De Justo Alpañes en el Congreso Internacional de Méjico de 1969. Y se acababa de leer una tesis doctoral sobre drenes verticales (de Alonso Bierge, de las primeras del Plan 1957 para Ingeniería). Pero había poca práctica.

El Dique Seco de Matagorda (del que ya hemos hablado) fue una ocasión para instalar numerosos drenes de arena (de unos 40 cm de diámetro, a través de una tubería que se hincaba y luego se extraía) en el trasdós de las pantallas de circunvalación, a fin de drenar el cuaternario y disipar presiones intersticiales en ese trasdós. Así podían calcularse las pantallas sin empuje de agua cuando se hiciera el rebajamiento del nivel freático.

Y así se empezó a pensar en técnicas de drenaje en otros casos, lo cual condujo a la vibroflotación y a las columnas de grava ejecutadas con vibradores, según las técnicas desarrolladas por Bauer (motores hidráulicos) y Keller (motores eléctricos). Egesa-Bauer aplicó esta técnica, ya como mejora del terreno, hacia 1976-77, en las instalaciones portuarias de Las Palmas de Gran Canaria, en unos rellenos realizados con “picón” (lapilli volcánico, con granulometría granular), sobre los que se asentaban los barcos a reparar o aparcar, elevados desde el mar con la técnica del syncro-lift. En esta obra, compitieron dos técnicas:

a) La de vibroflotación, con ayuda de lanza de agua y aportación del mismo material que se vibraba.

b) La de Terra-Probe, técnica que consistía en hincar una tubería metálica con un vibrador en cabeza, aprovechando esa vibración para compactar el relleno.

Se discutió sobre la eficacia de los dos sistemas, aunque – desde nuestro punto de vista – era más eficaz la vibroflotación, al llevar la vibración en profundidad. Pero resultó que un Consultor que tenía que decidir parece que tenía algún interés especial en la otra técnica. Por ello se decidió repartir la obra de compactación profunda en tres lotes, dos del 40% de la obra y otro del 20%. Este último se lo llevaría el que acabara antes, con buen resultado. Ganó la vibroflotación de Egesa-Bauer y Arturo Canalda (Fig. 18.1).

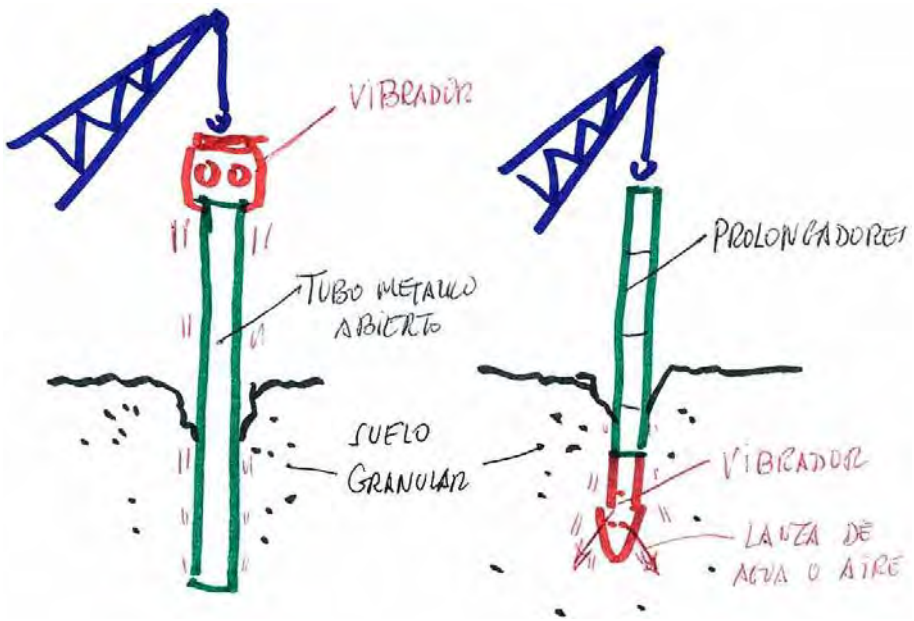

Fig. 18.1. Terraprobe (Izq.) y vibroflotación (dcha.) para compactar suelos granulares en profundidad

Personalmente, el que suscribe intervino en la fase inicial del tema e, incluso, llegó a diseñar un sistema de pruebas de carga sobre cuatro columnas o puntos de vibración. Después de un largo tiempo sin recibir noticias, se enteró de que había seguido adelante el tema, se habían hecho pruebas de campo con los dos sistemas de vibración y pruebas de carga sobre lo compactado. Cuando se enteró es que había surgido un conflicto entre algunas de las partes involucradas y se le contaba el tema para que alguien se disculpara por haberse aprovechado de sus ideas. Posteriormente volvió a intervenir en la obra, apoyando al Profesor Jiménez Salas en la previsión de asientos, con y sin tratamiento. Para ello, en el Laboratorio de Geotecnia de la Escuela de Caminos de Madrid hubo que poner a punto un nuevo tipo de ensayo edométrico, con célula hidráulica Rowe, de Ø 30 cm, y con vibradores acoplados para simular la vibración, bajo diferentes presiones verticales. Con este sistema se puede estudiar no

sólo este problema sino el de posible licuefacción de un terreno granular y ver el asiento que induce la vibración. Por supuesto con muy poca presión vertical o con mucha, el efecto es casi nulo, habiendo un intervalo de presiones (o profundidades) en que es muy efectiva, puesto que puede inducir asientos del 1 al 3% del espesor vibrado. Es la primera vez que este fenómeno se reproducía bien en laboratorio, mostrando que las capas más superficiales debían compactarse con otro sistema (por ejemplo, bandeja vibratoria o rodillo supercompactador) y que, por debajo de cierta presión total (que podría comprender unos 14-15 m de profundidad) no es efectiva. Resultó, así, que el tratamiento tuvo un apoyo teórico-experimental complementario, lo que podía permitir la aplicación más adecuada del método.

Esta experiencia con vibroflotación se llegaría a repetir en el Carenero de Galeras del Puerto de Cartagena y otras obras.

Posteriormente se utilizaron los tratamientos con inyecciones para refuerzo del terreno. Por supuesto, años antes (cincuenta a setenta del siglo XX) se había utilizado la técnica de inyección por manguitos en obras hidráulicas, sobre todo para tratamiento de la base de apoyo de presas de fábrica y pantallas de impermeabilización (Fig. 18.2), a veces con gran éxito y, otras, con menos. En terrenos kársticos siempre hubo problemas, aunque las empresas especializadas aprovecharon para desarrollar técnicas de inyección de lechada y mortero. En estos casos, el Servicio Geológico de Obras Públicas (Ángel García Yagüe, Juan Francisco Coloma, etc.) jugó un papel muy importante, que luego se vio limitado por los problemas de personal que se originaron en esa gran organización. Este papel también se puso de manifiesto en reconocimientos geológico-geotécnicos con sondeos profundos, no mineros.

Sin embargo, con el paso de los años y el relativo parón de las Obras Públicas de la mitad final de los años setenta, algunas empresas especializadas (como EURINSA, SYPSA, EGESA, etc.) llegaron a desaparecer. Las que resistieron (RODIO, KRONSA, SITE…) caminaron por el sendero de la especialización y, así, RODIO llevó a cabo un tratamiento – con inyecciones armadas – del núcleo de un terraplén en una Central Nuclear. El terraplén – poco compactado – era el soporte del camino de acceso de las barras de energía al reactor, con lo que el tratamiento (una especie de compensación

de movimientos) pudo hacerse estando en servicio la Central, lo que se realizó bajo la dirección de José Luis Rojo.

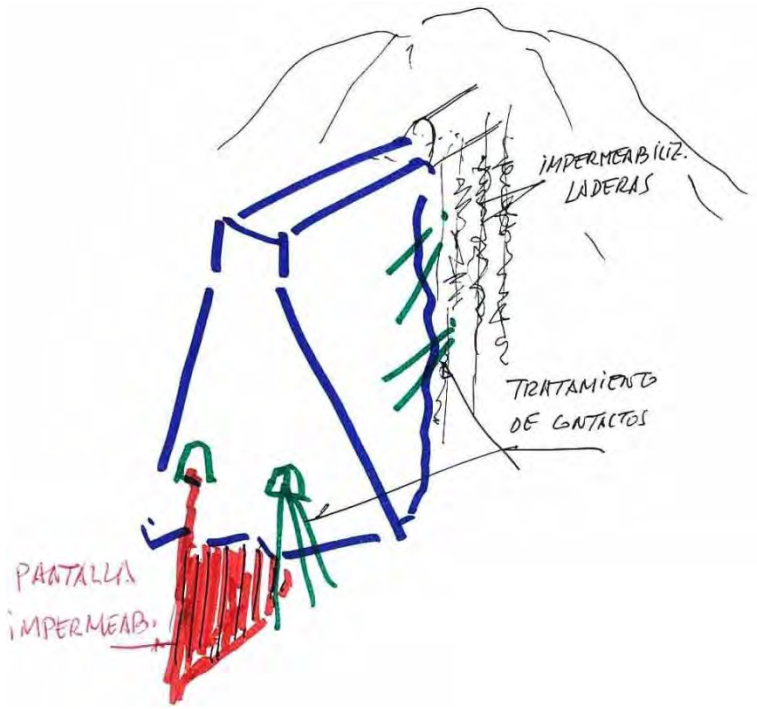

Fig. 18.2. Tratamientos de impermeabilización y de contactos en presas

Las inyecciones químicas empiezan en España a finales de los 70, si no recordamos mal, y se aplican en obras como las de túneles y presas, a fin de conseguir barreras impermeables.

Y llegan las inyecciones por tobera o jet-grouting hacia mediados de los 80. La primera prueba la hace RODIO en la Línea 6 del Metro, por política de las autoridades de la Comunidad de Madrid (que iban a dar, entonces, preferencia al transporte en vehículos privados sobre el transporte público masivo). Como hay que cerrar un frente con agua, se hacen unas cuantas columnas en ese frente y se consigue el objetivo. Poco después, GEOCISA hace una prueba en el Parque de Maquinaria de Dragados, con una máquina de Pachiosi, para ofertar en la obra de la actual C-5, bajo la Avenida Carpetana (con fallo del frente de excavación, de 12 m de anchura, y deformación de un escudo de lanzas que allí había). La prueba se hace junto al talud, reventando éste, por lo que la Administración decide que Ferrovial – el Contratista – traiga a una empresa suiza que ya hacia jet-grouting. Con diseño del autor de estas líneas, se inicia el tratamiento y el primer día se solicita al encargado de esa empresa – una persona

nacida en Galicia, para que hablara bien el español – el parte de ejecución de lo realizado. La respuesta fue: "¿Qué hay que entregar partes? Pues si es así, yo me voy. Me hablaron que esto había que hacerlo a nuestro aire". Efectivamente, llamó a su empresa y se marchó. La empresa nos dejó la perforadora y el equipo de inyección y dos operarios, a fin de que nosotros dijéramos que había que hacer. Con ello, el que suscribe tuvo que ponerse el "gorro" de encargado-jefe de obra y decidir (y aprender) sobre la marcha, elaborando partes, definiendo presiones, caudales, etc. No cabe duda, que esto le hizo aprender y deprisa. Desde entonces, se tomó lo de los partes muy en serio.

Hacia 1988 surge el problema de la Avenida de la Ilustración de Madrid, situada sobre un relleno incontrolado que había "cegado" el Arroyo Valdecelada, que discurría a cielo abierto a principios de los años 70. Con ello, el firme se colocó sobre el relleno no compactado y, en cuanto hubo lluvias, se produjeron grandes asientos. En otro capítulo ya hemos tratado ese tema. Pero merece la pena indicar:

- El tratamiento de refuerzo se hizo con 25.000 m.l. de columnas de grava en zonas en que había aguas que iban hacia el Arroyo o que estaban sobre el Arroyo. En otras zonas sin agua se hicieron otros 25.000 m.l. de jet-grouting. Las columnas de jet eran, realmente, un conjunto de "milhojas" que armaba el terreno (Fig. 18.3).
- El tratamiento lo hicieron Geocisa (Pedro Sola y Javier Garcés), Rodio (José Luis Rojo y José A. Minguez) y Terratest (Arturo Canalda y Pepe Candela). Desarrollaron, bajo la dirección y control del laboratorio de Geotecnia del CEDEX, sistemas de gestión y control de lo ejecutado, informatizado y que permitía ver los datos al día. A partir de ese momento este tipo de control (planos de admisiones, de longitudes de columnas, de fechas de ejecución, etc.) se ha ido extendiendo y utilizando como una práctica común de seguimiento de la obra y de la interpretación de los resultados obtenidos.
- Antes de empezar los tratamientos se hicieron pequeños campos de prueba para los dos tipos de tratamiento, realizando – antes y después con la colaboración de Geocisa – determinaciones de admisión γ-γ en taladros (para medir las densidades relativas), pequeña sísmica, ondas sísmicas transversales

tipo Raleigh… Con posterioridad, estas técnicas se han aplicado muchas veces. La técnica de ondas Raleigh – puesta a punto en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX por los Dres. Cuellar y Valerio – ha dado magníficos resultados en este y otros muchos casos (Variante de Medinaceli, bajo terraplenes sobre suelos muy blandos; terraplenes de acceso a estructuras en los puentes sevillanos de la Variante de carretera con motivo de la EXPO-92, etc.).

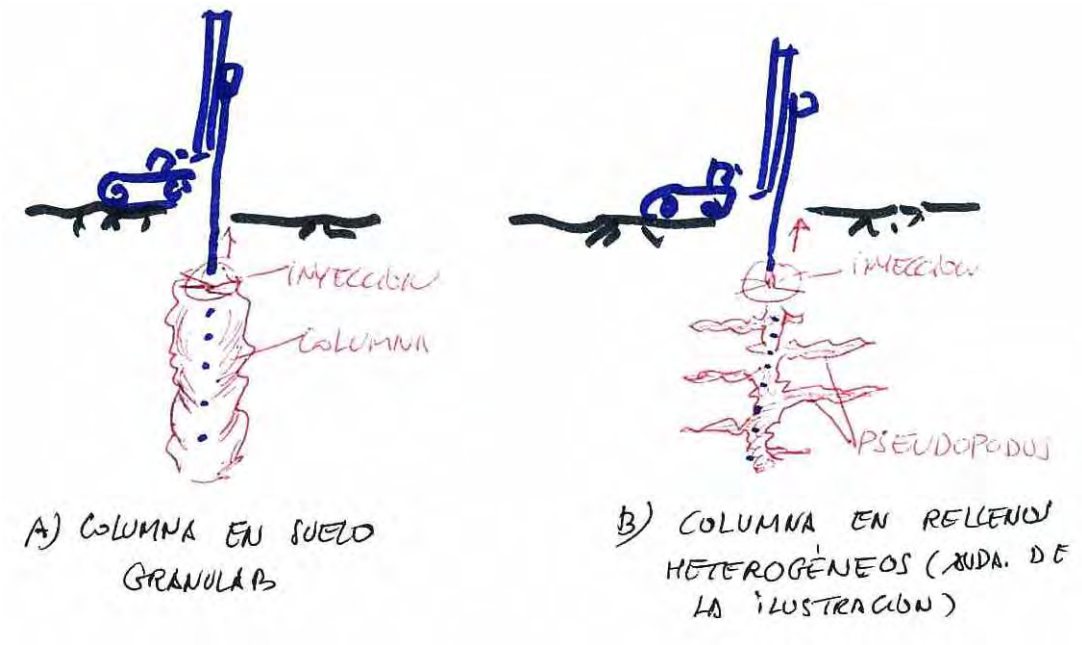

Fig. 18.3. "Columnas" de jet-grouting

Al mismo tiempo, o un poco antes, se utilizó la técnica del apisonado intensivo o compactación dinámica, con golpes de la superficie del terreno con mazas de masa variable y altura de caída considerable (10-20 m). Esta técnica ha dado resultado en rellenos incontrolados, pero el espesor que compacta puede no ser el del total del relleno, con lo que puede quedar el riesgo de que esa zona inferior colapse y asiente si le llega agua. Nos ha pasado y por eso lo advertimos. De todas formas hay que indicar que las grúas sufren mucho y no todas las empresas están dispuestas a hacer este tratamiento. Otro problema que, a veces, surge, es el relleno de los cráteres que se forman en el relleno incontrolado: Hay que aportar materiales de cierta calidad y compactarlos con esa maza. En la Depuradora de Butarque y en la Urbanización de Tres Cantos, así como en otros lugares, esta técnica se ha utilizado con éxito.

Mejor resultado para “armar” estos rellenos flojos o depósitos naturales blandos y saturados lo han dado las citadas columnas de grava y de jet-grouting. Pero también se han empleado las llamadas “columnas de módulo controlado” (CMC) o columnas de mortero por desplazamiento (Fig. 18.4), desde hace unos diez años introducidos en España por MENARD. En Torrejón de Velasco, cerca de Madrid, utilizamos más de doscientos mil metros de columnas para cimentar terraplenes (entre 2 y 10 m de altura) de una conexión para la Línea de Alta Velocidad Sevilla-Madrid, que permitiera el desvío hacia Valencia sin pasar por Madrid. El terreno natural era una arcilla cuaternaria, muy blanda, sobre “peñuela alterada” y ésta sobre “peñuela sana” y, además, había que trabajar junto a la plataforma de la Vía de la L. A. V. Madrid-Sevilla, sin interrumpir el tráfico. (La dirección de obra (ADIF) corrió a cargo de M. Puga, Violeta González y Cristina Fort). Por eso, las dos filas de columnas de mortero más próximas a la vía en servicio (en que el asiento se limitó a 6 mm) se hicieron sin desplazamiento (Rodio y Terratest). El resto se hacía con desplazamiento (Fig. 18.5) por parte de Menard, para compactar más el terreno. En algún caso (terraplenes altos) se introdujeron drenes-banda entre las columnas, para acelerar el proceso de consolidación (Fig. 18.6). Previamente al tratamiento, se hicieron dos terraplenes experimentales para estudiar la consolidación de las arcillas blandas. Aunque el tiempo de carga fue corto, ello nos permitió extrapolar, con cierto éxito, lo que iba a pasar en la obra real. Hubo que desarrollar un sistema “férreo” de control – que corrió a cargo de Javier Oteo – a fin de que los costes no se dispararan (era fácil que la longitud de las columnas de mortero se hicieran, innecesariamente, un par de metros más larga).

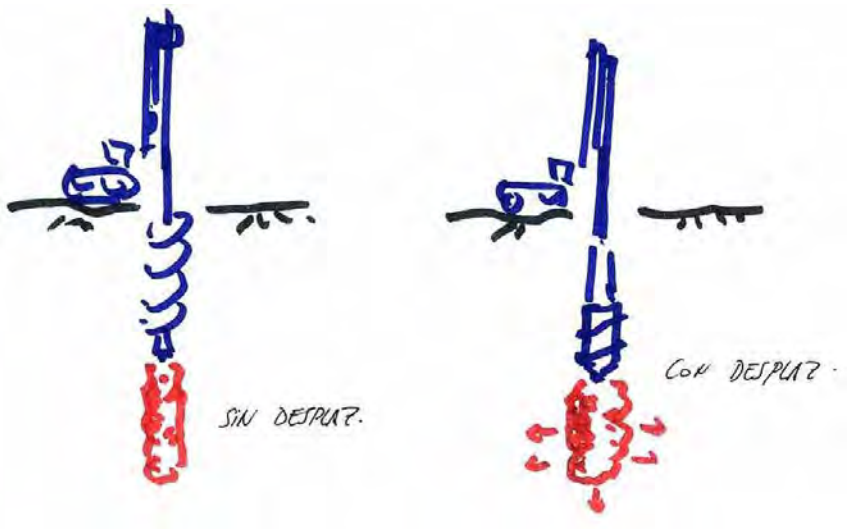

Fig. 18.4. Columnas de mortero sin y con desplazamiento

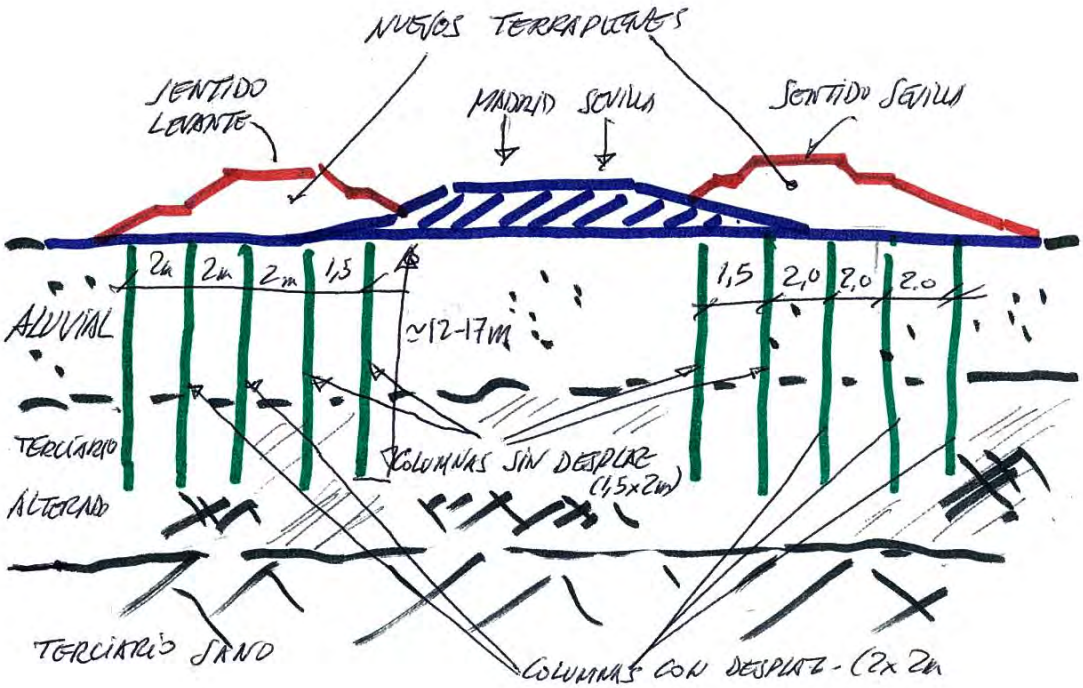

Fig. 18.5. Tratamiento en la zona del Arroyo Guatén (Columnas Ø 360 mm)

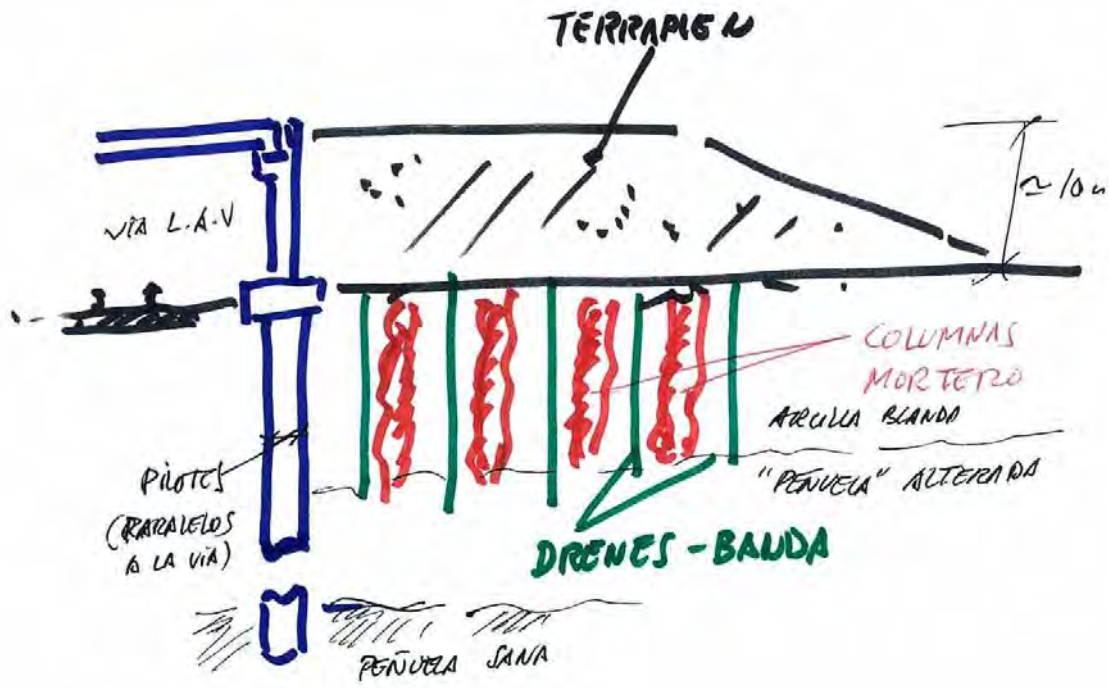

Fig. 18.6. Tratamiento en Torrejón de Velasco (zona de terraplenes altos)

La Ampliación del Metro de Madrid, entre 1995 y 2011, dio lugar a un desarrollo y aplicación de estas técnicas, aún mayor del alcanzado con anterioridad. En ese sentido cabe citar:

- El comienzo de las inyecciones de compensación, cuyos antecedentes (las de compactación de H.W. Baker) ya habíamos utilizado en Caracas. La primera experiencia de estas técnicas la lleva a cabo Pedro Sola (Geocisa) en la c/ Cabezón de la Sal, en Sta. Eugenia (afueras de Madrid), para estabilizar (y levantar algo) un edificio con pilotes, pero bajo cuyas puntas había una zona kárstica yesífera. En el Metro (1996) ya se usan las verdaderas inyecciones de compensación con la técnica de manguitos (que ya había iniciado la empresa de Baker), por parte de Geocisa, para pasar bajo el túnel ferroviario Atocha-Chamartín. El que suscribe dibujó un esquema en una pizarra – en el despacho del Director General de Infraestructuras – con taladros horizontales desde pozos, esquematizando el efecto de las inyecciones con unas esferas alrededor de cada manguito (Fig. 18.7). Ese dibujo quedó durante meses y Jesús Trabada le añadió: Oteo's Balls, quizás con doble significado. El éxito en la obra citada llevó, después, a usar esta técnica en la Villa de Vallecas (1998), bajo la dirección de M. Arnaiz, donde se esperaban asientos de 8-10 cm en edificios antiguos. En este último caso, el tratamiento corrió a cargo de RODIO y KRONSA, con su socio francés SOLETANGE. Se produjeron discusiones porque el francés quería levantar el edificio esos 8-10 cm y, después, dejarlo bajar. Afortunadamente, se impuso la lógica y el subcontratista puso a cargo de los tratamientos a Alberto Esparcia, un modelo de cordura, y se fue inyectando y levantando a medida que el edificio asentaba (Fig. 18.8), a fin de no tener asientos diferenciales grandes (el máximo no pasó de unos 18-20 mm). Más adelante, en las obras del Metro de Madrid se hicieron otros tratamientos de compensación (Línea 7, Metrosur, etc.).
- La utilización de barreras de jet-grouting en dos filas (a veces, con una barra de acero para reforzarla), que se situaba entre los túneles y los edificios. Se inclinaban para salvar la afección a los servicios públicos bajo las aceras (Fig. 18.9).

– La utilización de barreras de micropilotes armados con tubo metálico (en que la inyección tenía menor repercusión sobre los edificios a proteger), como las que se usaron durante la perforación de los túneles del By-Pass Sur de Calle 30.

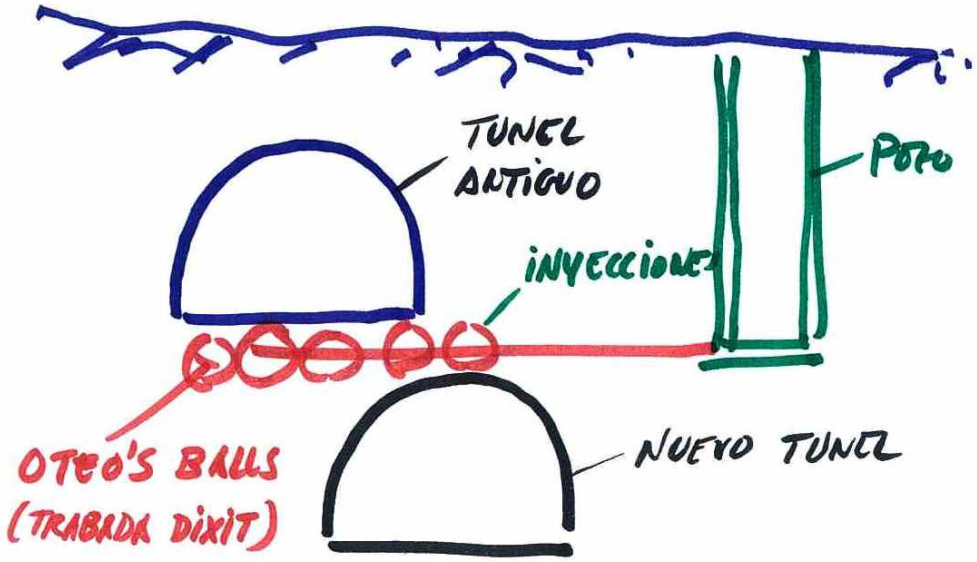

Fig. 18.7. Tratamiento con inyecciones de compensación bajo el Túnel de la Risa (Paseo de la Castellana)

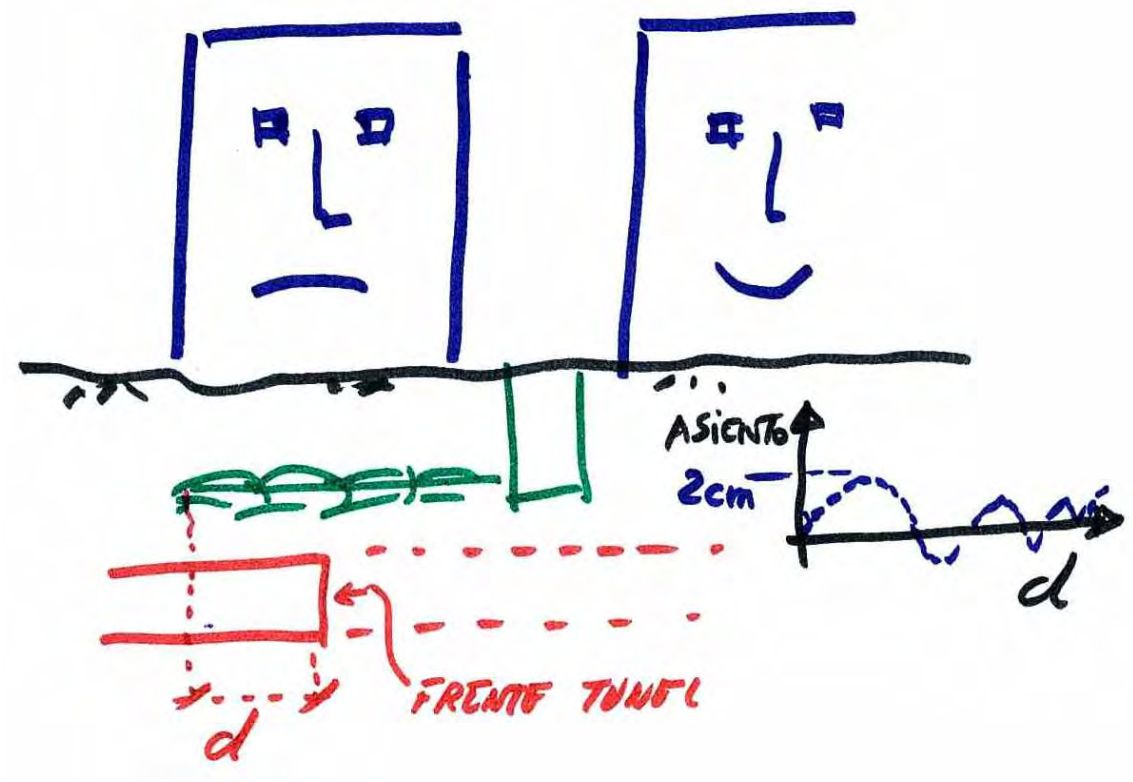

Fig. 18.8. Tratamiento de compensación en edificios en Villa de Vallecas

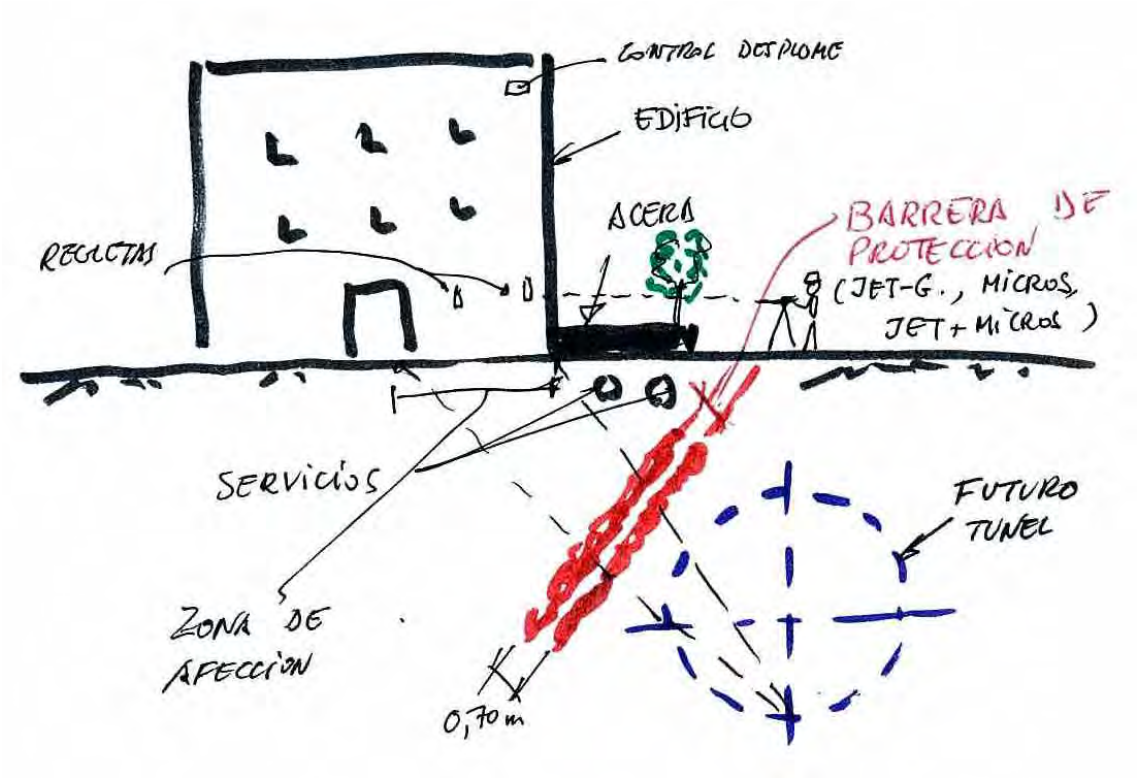

Fig. 18.9. Barreras de inyecciones y/o micropilotes para defender edificios de los movimientos originados por la excavación de un túnel

- La utilización de barreras mixtas de micropilotes (lado de la casa) y jet-grouting (lado túnel), como se ha hecho en algún caso del Metro de Madrid y en el Metro de Sevilla (cerca de Puerta de Jerez). Queremos señalar que SITE especialista en micropilotes, con Pepe Santos y Rafael Casado a la cabeza, ha intervenido considerablemente en la utilización de esta técnica de utilización de micros.

- Este tema del cuidado en usar inyecciones con alta presión no es despreciable, ya que puede ser peor el remedio que la enfermedad. En un caso (Liceo Francés) las prisas por acabar (miércoles santo), llevó a ejecutar el jet muy rápido haciendo primero la línea exterior al edificio, por lo que al ejecutar la línea interior se "envió" toda la presión contra el inmueble y se produjeron unas grietas (en una antigua puerta clausurada y vallada), lo que dio lugar a disgustos, ya que nos hallábamos en territorio extranjero. Siempre hay que hacerlo al revés, o meter una fila de menor presión (micros) del lado del edificio y ejecutarla primero.

– Siempre hay que controlar los movimientos de los edificios durante los tratamientos (Fig. 18.10, como ya hemos indicado al hablar de túneles urbanos). Pero dada la importancia del tema, no viene mal el insistir. En general, hemos limitado los levantamientos a 3 mm. Pero en una ocasión, ni el que trataba el terreno ni el que controlaba tuvieron en cuenta esta condición (escrita en los planos) y levantaron 10 mm un edificio. Eso sí, controlando el movimiento milímetro a milímetro. Es muy importante que las bases de referencias sean profundas y que no estén sujetas a movimientos estacionales. En la Ampliación del Metro de Madrid, el gasto dedicado a la instrumentación fue del orden del 0,7% del coste total de las obras.

Hay técnicas poco usadas en España, como la de voladuras, usada en Alemania antes de la II Guerra Mundial, para desplazar el fango delante de terraplenes de carretera. En el Puerto de Valencia, el Profesor Romana – hace unos diez años – dirigió una experiencia para consolidar y desplazar fangos. Pero el uso de explosivos necesita un protocolo y vigilancia muy cuidadoso, por lo que no es una técnica que se haya desarrollado prácticamente.

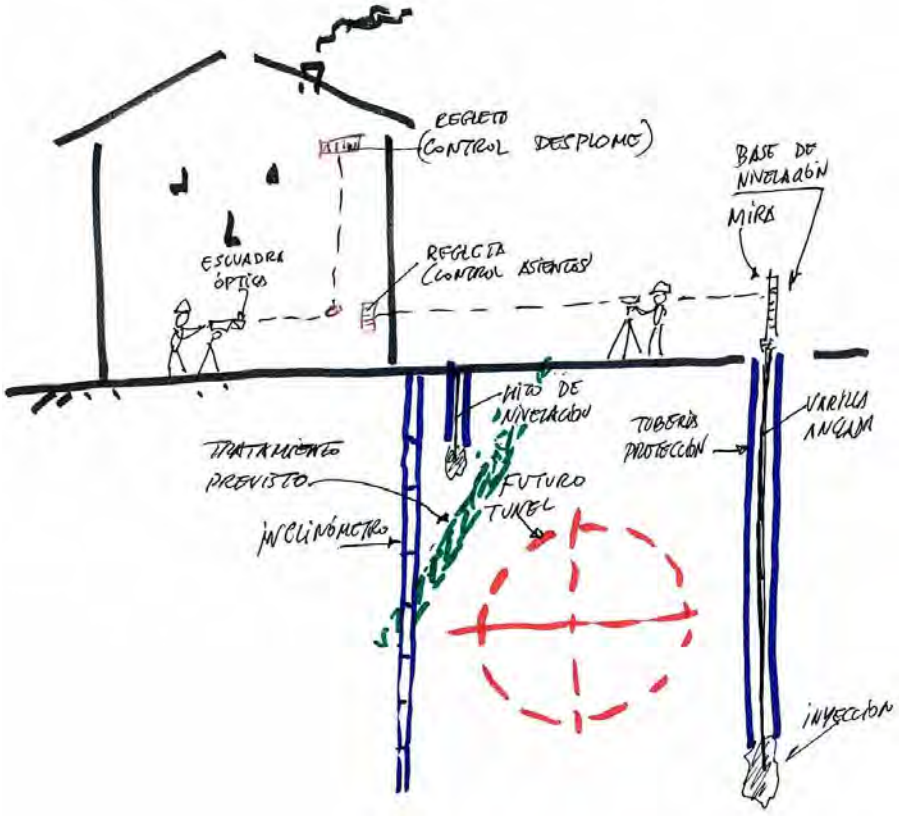

Fig. 18.10. Control de movimientos en estructuras próximas a un túnel, desde antes de los tratamientos preventivos

Otras técnicas hasta ahora de poco uso son la consolidación por electroósmosis y la de consolidación por vacío. Esta última consiste en lograr un "recinto cerrado" en la zona a consolidar (cubriendo la superficie con una lámina impermeable y "cerrando" los laterales verticales de la parcela con zanjas u otros sistemas), en el que se instalan drenes-banda cada 1,5-2,0 m^2. A través de estos drenes se aplica – con bombas especiales – un vacío que tiende a extraer agua de sus alrededores, con lo que facilita la consolidación, sin necesidad de colocar una sobrecarga sobre la superficie del terreno. Así parece acortarse el tiempo de consolidación. En el momento de escribir estas líneas, sólo conocemos una experiencia en Huelva, cerca del Río Odiel, llevada a cabo por MENARD.

Tampoco han prosperado técnicas como las de "cocer" los terrenos arcillosos. Y la contraria, o sea, la congelación, ha tenido experiencias limitadas, llevadas a cabo por RODIO-KRONSA:

- En el recalce de la Casa del Cordón (Burgos), para construir varios sótanos bajo el edifico, con pleno éxito.
- En un túnel de ferrocarril, en Cataluña, en que se llevó a cabo la congelación alrededor de un túnel afectado por arcillas expansivas. Si bien la técnica permitió reparar el túnel, pudimos comprobar que el terreno arcilloso, después, quedaba con gran humedad y menor consistencia que la inicial.
- En el Metro de Sevilla (Huerta del Obispo) se utilizó para "congelar" gravas y las "margas" del Guadalquivir. En las primeras dio resultado, pero no tanto en las segundas. Las arcillas catalanas y estas arcillas sevillanas son terrenos "calientes", difíciles de congelar.
- En la Estación de Giorgetta, del Metro de Valencia, en que se consiguió el objetivo perseguido (excavar sin rotura de fondo, entre pantallas), pero a un elevado costo, ya que había una fuerte corriente de agua en las gravas (que hubo que inyectar parcialmente).

Sin embargo hemos podido ver utilizada esta técnica, en Europa y Sudamérica, con éxito, en materiales granulares, sin mucha velocidad en el agua. Su utilidad puede ser buena en conexiones de túneles, recalces de edificios para excavar bajo ellos, etc.

¿Qué hemos aprendido de todo lo que hemos visto estos años sobre los tratamientos del terreno? Pues (a parte de lo ya comentado):

- A tener que pensar, en cada caso, que pretendemos con el tratamiento a usar: ¿Reforzar? ¿Impermeabilizar?
- A considerar las características reales de cada tratamiento y no las que dicen los comerciales. Por ejemplo, lo que hemos citado de las "columnas" de jet-grouting, al hablar de la Avenida de La Ilustración: Se consiguieron unas "milhojas" que funcionaban y no unas columnas puntuales.
- A que todo tratamiento debe ser bien definido con planos, coordenadas de cada punto de tratamiento, dirección y longitud de taladros (fundamental en prebóvedas de túneles), admisiones o consumos y presiones previstas, etc.
- A que debe establecerse un seguimiento absoluto de la realización del tratamiento, a partir de "partes de trabajo", debidamente preparados. Estos datos deben tratarse informáticamente y preparar planos de seguimiento: Puntos en que el tratamiento ya se ha hecho, longitudes reales del tratamiento, admisiones de lechada, etc.
- A que la perforación y tratamiento deben automatizarse lo más posible: bombas automáticas, con control de caudales y presiones, perforaciones con control de parámetros (par motor, empuje hidráulico, etc.)
- A que, si estamos cerca de estructuras, hay que controlar sus movimientos desde antes de comenzar los tratamientos, limitando asientos y levantamientos y el orden (y momento) de ejecución de taladros.
- A que nuestra obligación es conseguir el fin definido al inicio del tratamiento y, también, que tenga el menor coste posible, etc.

19. LAS LADERAS Y SU INCIDENCIA EN LAS INFRAESTRUCTURAS DEL TRANSPORTE

Cuando la humanidad tuvo que resolver sus primeros problemas de comunicación se encontró con zonas llanas y con zonas montañosas. Su asentamiento cerca de cursos de agua (para abastecerse y eliminar residuos) le hizo quedarse en las vegas de los ríos o zonas relativamente planas. Pero si el Hombre en un asentamiento quería comunicarse con los de asentamientos próximos se encontró que tenía que atravesar montañas y discurrir sus pasos (haciendo "camino al andar") por medias laderas.

Cuando se empezaron a hacer caminos más o menos estables, fue necesario hacer pequeños movimientos de tierras, a fin de conseguir plataformas pseudohorizontales en esas medias laderas. Dado que se desplazaba a pie o con caballos y mulos, las sendas tenían poca anchura. Pero empezó a utilizar carros para el transporte y necesitó más anchura, por lo que tenía que hacer pequeños desmontes y pequeños terraplenes (con el material del desmonte) e, incluso, llegó a la trinchera de poca profundidad. Hasta ahí los caminos se adaptaban lo máximo posible a la topografía, con curvas en el camino que permitieran mantener suaves pendientes. Siempre se ha dicho que el camino lo marcaba un mulo que intentaba siempre seguir el camino de mínima (?) pendiente.

Pero la Humanidad evolucionó: Los vehículos cada vez fueron más anchos y pesados y la tracción la hacían más animales conjuntamente (diligencias con tiros de seis u ocho caballos), por lo que la acción humana sobre la ladera aumentó. Después vino el vehículo automotor, con la posibilidad de cruce en el camino, llegando hasta el autobús turístico de gran envergadura, con la necesidad de limitar las curvas y aumentar la velocidad de crucero y, por último, la Alta Velocidad. Con todo ello las incidencias en las laderas naturales fueron aumentando, llegando a las trincheras de 50-60 m de profundidad, desmontes en ladera con más de 100 metros de altura, terraplenes de 30-40 m de altura, túneles y viaductos, etc.

Así, por ejemplo, La Alpujarra fue un refugio perfecto para los andaluces que no quisieron abjurar del islamismo (en época de Felipe II), ya que "entrar" en esa zona era difícil. Los caminos eran muy estrechos y su control era fácil, incluso con piedras empujadas desde la parte superior de la ladera. Más tarde (siglo XIX) vinieron las

diligencias y hubo que abastecer a los que repoblaron la zona (de origen gallego), con lo que hubo que hacer caminos algo más anchos. Las últimas experiencias de carreteras, a finales del siglo XX, ya provocaron – al ensanchar la plataforma – problemas de estabilidad en las laderas (zona de Lanjarón y proximidades, Fig. 19.1). Lo mismo sucedió en la zona de Covadonga, refugio perfecto para las huestes de Don Pelayo.

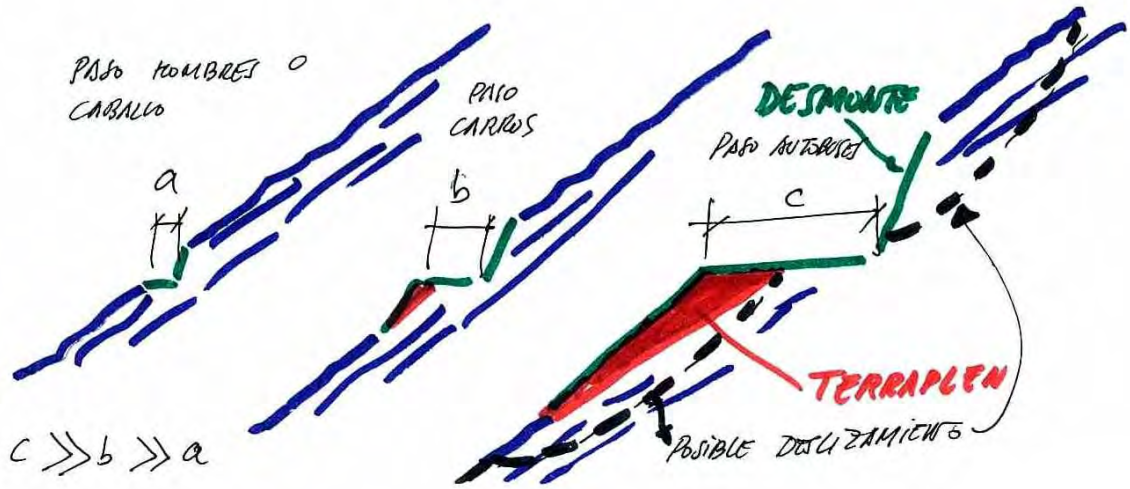

Fig. 19.1. Ensanchamiento de camino a media ladera, a lo largo de los siglos, y la inestabilidad

Pero, hoy día, necesitamos carreteras y ferrocarriles con pendientes limitadas (5-6 y 1,0-1,5%, respectivamente), así como curvas con radios de cientos y miles de metros, para asegurar el transporte moderno. Y así surgen las autovías y autopistas y las Líneas de Alta Velocidad (L. A. V.) y su incidencia en la estabilidad de las laderas.

La construcción de la Autopista Bilbao-Behobia, a finales de los años 60 y principios de los 70, puede considerarse un hito, por sus grandes desmontes y enormes terraplenes a media ladera, con geotécnicos comprometidos con el tema como Miguel Ángel Rodríguez Miranda, Pedro Ramírez de Oyanguren, Pascual Fariñas… En esta obra se introdujeron los bulones y anclajes para estabilizar taludes rocosos, hubo que resolver problemas de vuelco de estratos (Fig. 19.2), de apoyo de esos terraplenes, de taludes de terraplenes del orden de casi 1:1, etc. Es decir las ingenierías tomaron papel de asesoramiento permanente y de seguimiento en esas obras, lo cual se repitió, después, en otras obras, como la Autopista Burgos-Málzaga, acceso de la Meseta a Asturias y Galicia, etc.

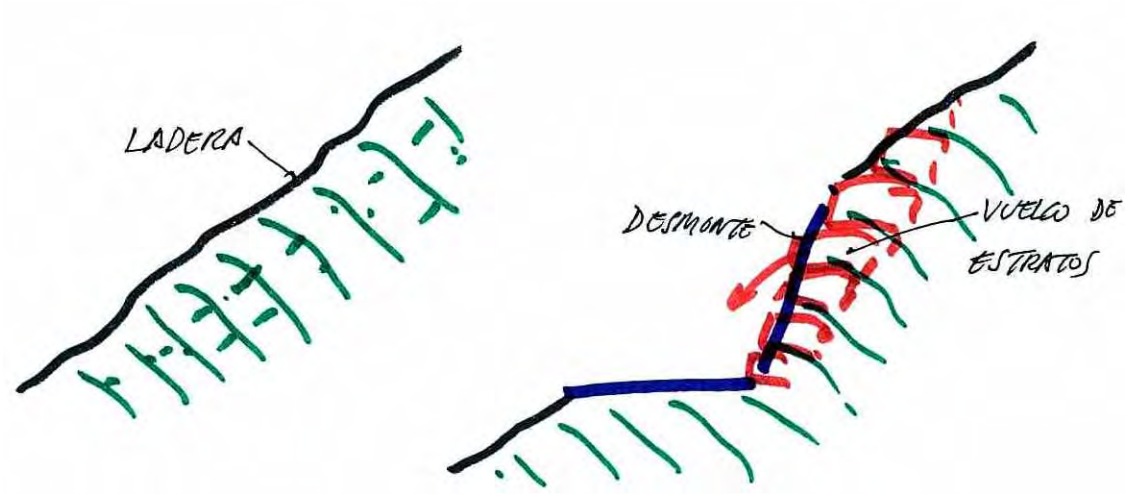

Fig. 19.2. Vuelco de estratos

A veces, las prisas en esas obras (en que ya se movían cientos de miles de metros cúbicos al mes) deban lugar a algún problema, como en una obra de las citadas en que miembros del actual Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, al hacer ensayos de control (para el Ministerio de Obras Públicas, que "seguía" la obra, que era una Concesión) pusieron de manifiesto la presencia de troncos de árbol en el núcleo de un terraplén. En aquella época oímos a algún contratista (Conferencia en el Colegio de Caminos de Madrid) que lo que importaba era compactar los últimos tres metros de los terraplenes (debajo del firme) el resto… daba igual, como ya hemos dicho en otro capítulo. Sin embargo, el CEDEX (López Corral, Luis Quero, etc.) puso a punto el ensayo de "huella", lo que permitió el control de grandes masas de terraplén, sin acudir (más que como contraste) a los lentos ensayos de medida de la densidad aparente "in situ". También se puso a punto el ensayo suizo de placa de carga en dos ciclos, determinando la relación de los módulos de deformación medidos en el segundo y primer ciclo de carga ($K=E_{V2}/E_{V1}$). El valor de K=2,2 exigido inicialmente (hace más de 30 años) ha quedado anticuado. El que suscribe ya ha modificado los valores de K hace bastante años, como indicamos al hablar de compactación.

Pero, volviendo a las laderas, siguieron haciéndose obras cada vez más atrevidas, sobre todo en las carreteras y autopistas. Sin tener una gran experiencia geotécnica (si la había en los temas de firmes), a veces se diseñaban taludes muy atrevidos. El que suscribe recuerda que en la Autovía Madrid-Barcelona, en la zona de Soria se sustituyó un túnel por un gran desmonte. Sin comprobar que en el Anejo Geotécnico habíamos

dibujado el talud a utilizar (sin túnel), el Contratista (que intentó justificar el eliminar el túnel con una frase demoledora: "Sabido es que no puede hacerse un túnel en calizas") dejó unos taludes muy verticales, los cuales fallaron, quedando prácticamente el talud proyectado en ese anejo geotécnico (unos 15° más tendido).

En el 2º Simposio Nacional sobre Rocas Blandas (hacia 1984) ya se estudiaron problemas de grandes taludes, en margas, calizas, granitos, etc., incluyendo una solución del que suscribe (y González de Vallejo, el gran geólogo que desarrolló la Ingeniería Geológica en España, junto con Pepe Chacón de la Universidad de Granada y Jordi Corominas de la UPC) para el problema de pandeo de estratos (Fig. 19.3).

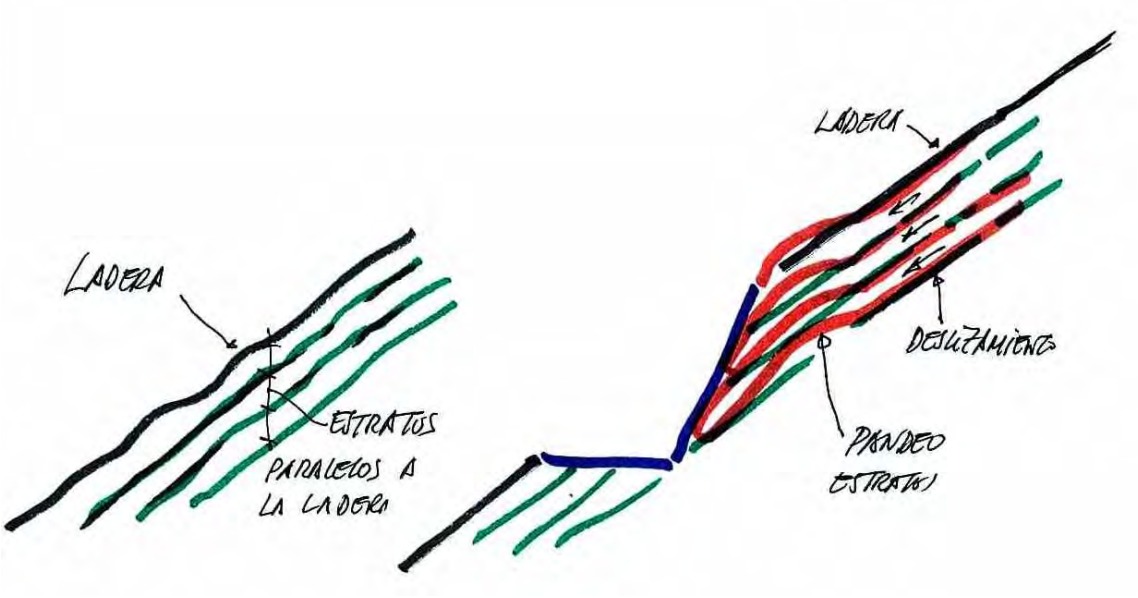

Fig. 19.3. Pandeo de estratos

En el caso andaluz, el material de desmonte, era, generalmente, arcillo-margoso (realmente, arcillas miocenas, fisuradas, con sólo un 25% de carbonatos), con lo que los taludes de excavación estables son mucho más tendidos que los del Norte de la Península Ibérica: 3(H):1(V), frente a 1(H):1(V) o 1(H):2(V).

La construcción del ferrocarril de Alta Velocidad Madrid-Sevilla (hacia 1990) fue una ocasión de tener experiencias en desmontes. De ahí, Santiago Uriel sacó una regla práctica para los taludes de Brazatortas: Inclinación de 45° menos un número (de 0 a 5°) que dependía del material. Esto se lo oímos personalmente, pero nunca vimos publicada esa regla.

El que suscribe, en los años 80 y 90 tuvo que intervenir en el diseño de cortas mineras a cielo abierto (con el desaparecido y entrañable José Luis Berzal de ADARO, con Benjamín Celada…) y, aunque sus condicionantes son diferentes que en las obras de carretera, adquirimos experiencias sobre taludes de desmontes de gran altura (Fig. 19.4).

Todo ello llevó al autor de estas páginas, a mediados de los 90 del siglo XX, a proponer a la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas la necesidad de hacer inventario de taludes reales. Ello se llevó a cabo sólo parcialmente, pero dispusimos de datos del itinerario Madrid-Málaga, incluyendo datos de materiales pizarrosos, graníticos, arcillosos, margosos, calizos, etc. Ello permitió al que suscribe el recomendar la regla de la Fig. 19.5 para el diseño de taludes de desmonte.

En esos años 90 del siglo XX hubo otra ocasión para el desarrollo de los estudios sobre estabilidad de laderas: La ampliación de la Red de Autovías del Estado, de cara – como el AVE a Sevilla – a la fecha mágica del Centenario del Descubrimiento de América: El 92.

Para poder llegar a tiempo el Ministerio convocó concursos restringidos de proyecto y construcción de muchos tramos de Autovía, con lo que se presentaron tres o cuatro contratistas a cada tramo en concurso. Después, el Director General de Carreteras – el incomparable Prof. Balaguer, una de las inteligencias más lúcidas que hemos conocido – solicitó la colaboración del CEDEX – como apoyo a las Demarcaciones de Carreteras – para analizar esos proyectos y mejorarlos, en el tiempo más breve posible. Así, los Jefes de Demarcación (o algún representante) tuvieron que permanecer en Madrid, varias semanas, en las instalaciones del Centro de Estudios de Carreteras del CEDEX, a las que acudieron también los funcionarios de dicho organismo, pertenecientes a los temas de Carreteras, Geotecnia y Estructuras. En este caso el tema geotécnico (túneles, terraplenes y desmontes) fue, probablemente, el más debatido, ya que es donde había más incidencia en los proyectos. Por su elevado coste y por las soluciones técnicas discutibles. El que suscribe contó con la colaboración de L. Sopeña, C. de las Heras, F. Pardo y otros. Entre todos, se hizo un excelente trabajo, que consiguió un ahorro (sobre el papel) de unos seiscientos mil euros, al menos. Ello supuso la primera felicitación, por escrito, del Ministerio de Obras Públicas al CEDEX.

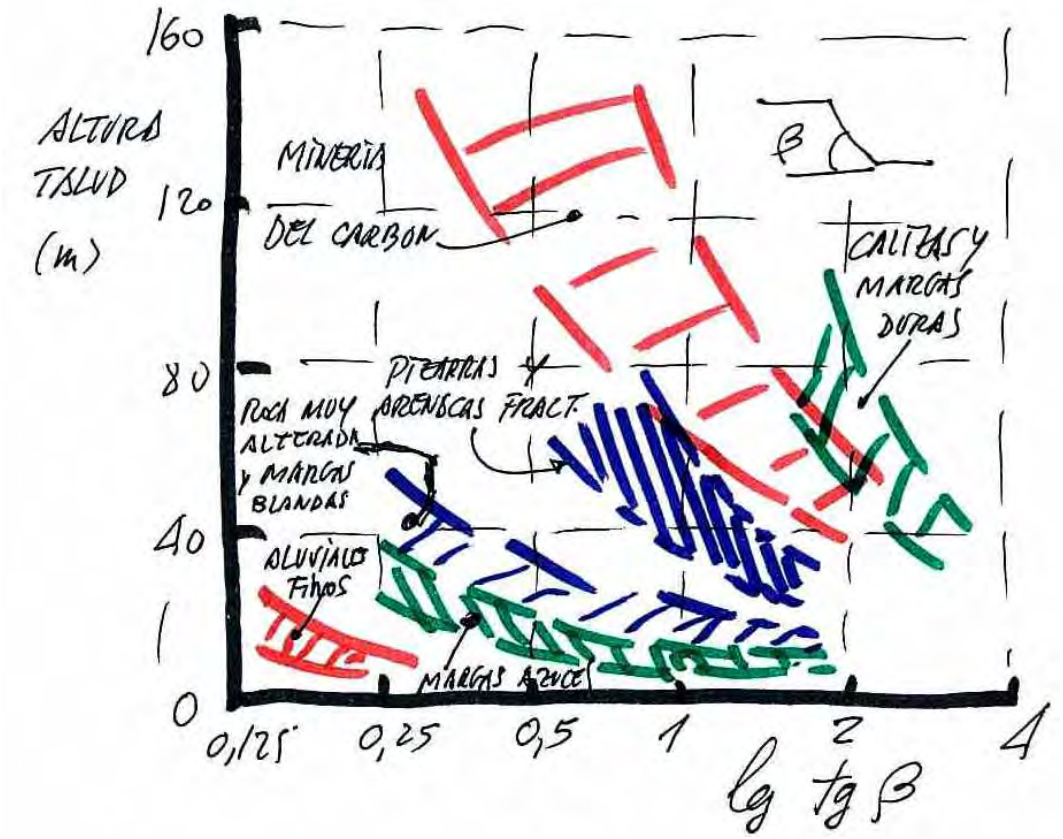

Fig. 19.4. Orden de magnitud de taludes estables

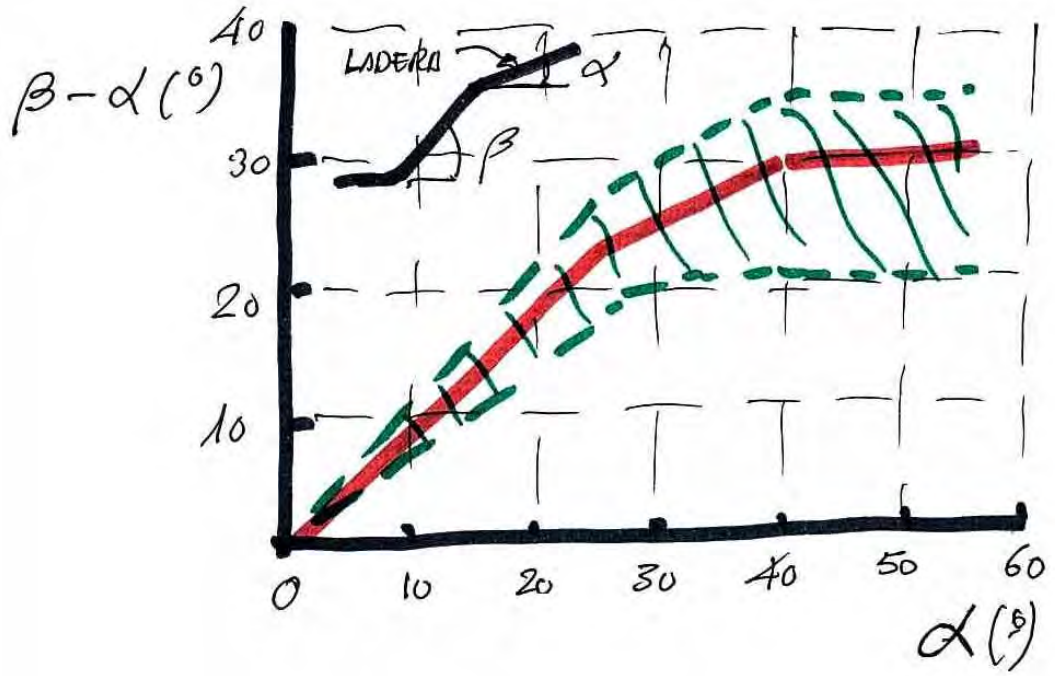

Fig. 19.5. Criterio para el prediseño de taludes de desmontes (sin contar diaclasas peligrosas, vuelco de estratos, etc.)

Esa revisión llevaba, en lo que respecta a las laderas, a tener en cuenta unos parámetros verosímiles y un diseño de taludes práctico (con bermas para facilitar acceso a zonas problemáticas y recogida de desprendimiento de bloques rocosos), contemplando también aspectos como las cimentaciones de puentes (en los que se ahorró mucho), apoyos de grandes terraplenes y sus condiciones de cimentación.

Así se empezó a establecer algunos criterios sobre parámetros (y diseños) geotécnicos que luego han ido, más o menos, utilizándose.

Pero este problema – el de los parámetros – sigue estando vigente. Ya hemos comentado en un capítulo anterior las dificultades con que el Ingeniero Geotécnico se encuentra a la hora de definir unos valores adecuados al problema que estudia, teniendo en cuenta los procesos deformacionales del terreno en las laderas y los ciclos ambientales que soporta. Ello lleva, a veces, a resistencias residuales, a fenómenos de degenerabilidad, etc., ya comentados en el capítulo citado.

Una buena contribución, desde el punto de vista geológico-geotécnico, han sido los Simposios Nacionales sobre Taludes y Laderas Inestables, que desde mediados de los años 80, vienen organizando los Profesores Alonso y Corominas de la Politécnica de Catalunya, en colaboración con otras universidades (Valencia, Granada, Madrid, Coruña, etc.). En el momento de escribir estas líneas se prevé celebrar otro de estos Simposio en Santander. En todos ellos ha habido un gran número de comunicaciones y debates. Queremos destacar dos debates que se han distinguido, a nuestro juicio, de los demás:

- El del deslizamiento de un terraplén del AVE a Sevilla (Simposio de Coruña), en Almodovar del Río, mucho antes de inaugurar las obras. Las intervenciones de S. Uriel, A. Uriel y J. M. Rodríguez Ortiz fueron muy interesantes. Con distintos enfoques, al fin, llegaban a conclusiones similares (al menos para el espectador), aunque con diferentes matices. Algún interviniente indicó que a él nunca le hubiera pasado lo de ese deslizamiento, ya que habría diseñado un puente en esa zona… (Simposio de La Coruña).

- El de la rotura de la presa de Aznalcollar (Simposio de Madrid), sobre el río Amargo (¡!). En las sesiones se presentaron diversas intervenciones, comentarios, análisis numéricos clásicos y de última generación por parte de los Prof. Alonso y Gens y su grupo, del Prof. Olalla y el Dr. Cuellar y sus colaboradores del CEDEX, del Prof. Rodríguez Ortiz y Pedro Varona, etc. El que suscribe consideró que todos tenían razón pero… siempre faltaba algún detalle: Se buscaba una superficie de rotura a 9-10 m, pero no se localizaba (realmente con el fenómeno de degenerabilidad ya citado se explica esto). Se suponía que no había agua en el trasdós de la presa (pero luego se demostró que sí, ya que, en una estación de control de aguas abajo de la presa, primero, llegó mucha agua y, después, el barro o presa rota), etc. Hemos dado nuestra opinión en un libro sobre Patología de Cimentaciones, en prensa al redactar estas líneas. Por cierto, en estas exposiciones se hablaba de las "margas azules del Guadalquivir" pero no se citaban los trabajos de S. Uriel y del que hablaba, muy anteriores al tema de Aznalcollar y en los que se describían con detalles las propiedades de esas "margas".

Y por supuesto hubo, en estos simposios, otras aportaciones importantes, con apellidos tan conocidos como Romana, Uriel, Sagaseta, García Yagüe, González de Vallejo, Rodríguez Miranda, Celada, Ferrer, Hacar, Ayala, Chacón (y su grupo de Granada, sobre aplicación de teorías de fiabilidad y cartografía al riesgo de inestabilidad de taludes), Simic, Portillo, Bernal, Sopeña, Galera, y un largo etcétera.

En estos últimos veinte años se ha seguido evolucionando, sobre todo en los métodos de prospección de macizos rocosos y definición de sus propiedades geotécnicas, así como en la utilización de modelos numéricos 2D y 3D. Es muy corriente ver en diferentes proyectos como se determinan los coeficientes del modelo de Hoek y Bronw (relación no lineal entre tensión normal y tensión tangencial en un plano), por medio de correlaciones (a veces de poca credibilidad), para pasar después y con un programa de ordenador – a los parámetros de Morh-Coulomb (cohesión y ángulo de rozamiento). Con ello, muchas veces se obtienen cohesiones y rozamientos muy elevados que no tienen en cuenta que el macizo rocoso es algo más que un medio continuo (anisótropo, heterogéneo, etc.). Lo mismo sucede con los módulos de deformación aparente (necesario en los métodos numéricos), en que a veces se usan

módulos deducidos de ensayos de laboratorio, con probetas muy sanas, módulos que son mucho mayores que los que corresponden al macizo rocoso en conjunto (10 a 20 veces menores).

Y no hay que olvidar los primeros intentos – pioneros – de Castillo y Serrano (hacia 1973-74) de aplicar los criterios estadísticos a la estabilidad de taludes. O las investigaciones de Castillo y Revilla (hacia 1976) de deducir la superficie de rotura de un talud mediante el cálculo de variaciones. Y las modelaciones de bloques de Peter Cundall, retomadas años después por Juan Alcaide para la excavación con tuneladoras.

Hoy día, los criterios prácticos vienen a pasar por representar la roca a través del índice de calidad de la roca de Bieniawski (el RMR) y del grado de alteración o meteorización (escala internacional de I y VI), con criterios como el que aparece en la Fig. 19.6 (sin tener en cuenta la presencia de fallas, diaclasas, etc. que condicionen la estabilidad).

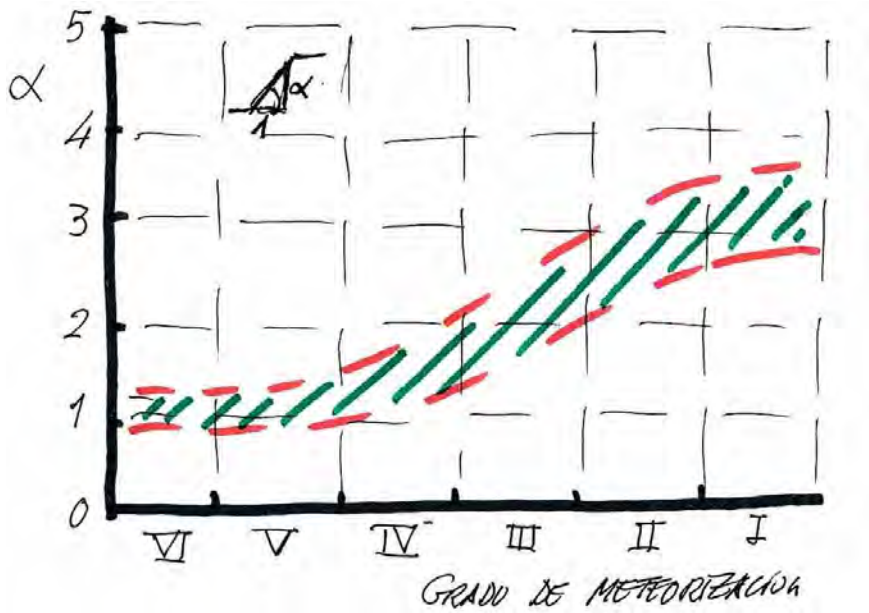

Fig. 19.6. Posible inclinación de desmonte en materiales ígneos, según el grado de meteorización

En algunos casos las laderas tienen la finalidad de servir de apoyo a estructuras, más o menos perpendiculares a los ríos. En una provincia andaluza, hace algo más de veinte años, se proyectó un puente arco, empujado contra unas laderas rocosas. El primer problema que surgió, al ir a construirlo, es que el proyecto tenía un “ligero error de topografía”. El puente “se colocaba” en el hueco entre laderas (Fig. 19.7).

Bastaba alargar el puente, por un lado, y considerar el problema del empuje en el estribo contra unos bloques rocosos con discontinuidades verticales y horizontales. Pero el Contratista, aprovechando la ocasión, propuso hacer un terraplén "todo-uno" con el material que estaba sacando de una presa relativamente próxima, introduciendo ese terraplén sobre el río, con 80 m de altura.

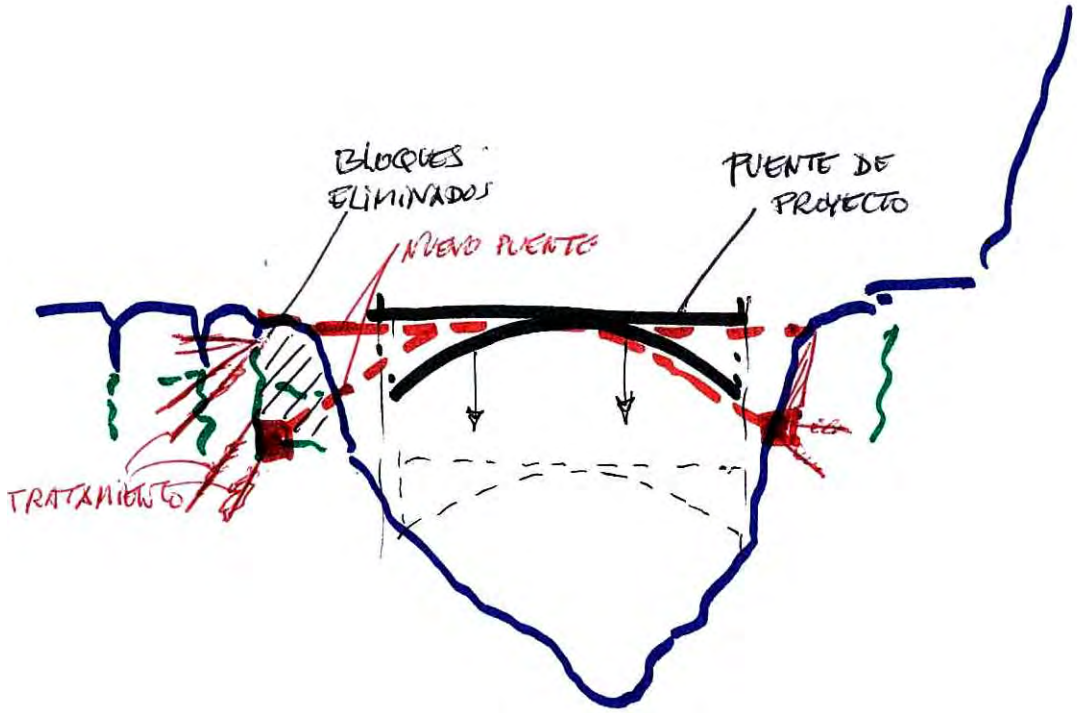

Fig. 19.7. Puente en arco sobre un río andaluz

Por un lado, el Contratista olvidaba que ese Río tiene, en planta, "mucho movimiento" y proponía dejarlo "metido" en una obra de fábrica, más o menos lineal, de unos 5×5 m. Ello, hidráulicamente, podía calificarse, como mínimo, de "inadecuado", ya que no hubiera funcionado, con riesgo fuerte de hacer de embalse, erosionar el talud de aguas arriba del terraplén (en su parte baja), etc. Además, el Contratista proponía – como una novedad importante – controlar la compactación del terraplén con placas de carga de 30 cm de lado, lo que era también "inadecuado" ya que había muchas piedras de más de 20-40 cm de lado.

El puente se recalculó con una nueva topografía y, desde el CEDEX, se emitió un informe sobre el tratamiento a realizar en la ladera rocosa problemática (parte eliminación de algún bloque, parte "cosido" con bulones, etc., Fig. 19.7). Y ahí sigue estando el puente.

Lo curioso es que, en mitad del "intercambio" de ideas, nos fue facilitado un informe de una autoridad académica (encargado por el Contratista) en que se iniciaba el texto con una frase un poco inaudita y que era, más o menos: "Aquel que piense que aquí se puede construir un puente es un ignorante o tiene intereses…". Ese informe, que el Contratista creyó que le ayudaría mucho, "pasó a la clandestinidad", quizás por lo exagerado de la frase. Pero, en fin, el puente (Proyecto de Javier Rui-Wamba) sigue ahí desde principios de los años 90 del siglo XX.

Algo que hemos aprendido en estos últimos cuarenta años (empezamos nuestra tarea de "arreglaor de taludes" con Santiago Uriel, en autopistas catalanas, a mediados de los años 70 del siglo pasado) es que el Ingeniero debe:

- Preocuparse por "ver" la topografía de las zonas que va a atravesar. Ver el paisaje y lo que "nos habla" y ver las pendientes de las laderas naturales (casi siempre próximas a la estricta estabilidad).
- Inventariar – al menos de "visu" – los taludes excavados en las laderas naturales y discriminar:
  a) Materiales existentes.
  b) Pendientes existentes.
  c) Problemas que se manifiestan (caída de bloques, reptaciones, etc.)
- Distinguir las zonas que hayan podido tener problemas de estabilidad anteriormente. Por ejemplo, en Andalucía el que haya una ladera con olivos pequeños y muy separados puede ser claro indicio de que, ahí, hubo antes un deslizamiento (gracias siempre a Pablo Jiménez y a Paco Varo por sus enseñanzas en ese sentido).
- Intuir que el talud de excavación (β) tiene que estar, en general, condicionado por el de la ladera (α). Realmente la relación β-α (o incremento de ángulo de inclinación) es función de α (Fig. 19.2). Puede considerarse que $\alpha-\beta\approx\beta$ (o $\beta=2\alpha$) hasta valores de α de unos 30°. A partir de la inclinación de 40° puede tomarse $\beta-\alpha$ = constante (Fig. 19.5).

- Imaginar dónde puede estar la roca oculta por coluviones. Si hay eucaliptos, no hay duda, sus raíces están en roca ácida (cuarcitas, por ejemplo, como ocurre muy frecuentemente en Asturias y Santander).
- Considerar que las vaguadas son lo más peligroso, por la presencia ocasional de agua.
- Apreciar que si el talud es de arcillas expansivas, tan peligrosa es la expansión como la retracción, por lo que el material se agrieta en época de sequía y se satura y desliza, al menos superficialmente, al llegar las lluvias, invadiendo las calzadas de las carreteras y del ferrocarril. Ya durante nuestra carrera Jiménez Salas nos contaba sus "líos" para estabilizar deslizamientos importantes – de este tipo – en Jaén, con grandes obras de drenaje.
- Recordar que en materiales arcillosos, si bien el drenaje alivia presiones intersticiales, el caudal a drenar es pequeño. No esperemos grandes flujos de agua.
- Instrumentar los taludes de desmonte, en cuanto aparecen indicios de inestabilidad (fisuras, desprendimientos, saltos en cabeza del talud, etc.), mediante hitos superficiales de control de asientos y desplazamientos horizontales (con ayuda de estaciones totales, que pueden automatizarse), inclinómetros en sondeos (con la precaución de bajar, antes del torpedo de medida, un torpedo metálico falso, que puede detectar dónde está la rotura, pero que puede perderse con poco costo, si se engancha en una zona del inclinómetro muy doblada), etc.
- Considerar nuevas técnicas: En la actualidad el control de movimientos (no excesivamente rápidos) puede hacerse con láser-scanner o desde satélite, con una periodicidad que puede ser de un par de veces al mes. Para la vigilancia de la posible inestabilidad de grandes taludes, con dificultad de acceso, puede ser un método muy adecuado. Puede completarse con vigilancia topográfica clásica desde lejos.

- Recordar que el pie del desmonte es lo más importante y que en él está la reserva de resistencia al corte (Fig. 19.8). Por ello hay que protegerle y, en muchas ocasiones, el añadir peso en él o una cortina de pilotes (que aumente esa reserva de resistencia al corte) puede ser fundamental.
- Considerar que las superficies de rotura de laderas no tienen por qué ser circulares. Es decir, no se debe dibujar un círculo por la zona del salto superior y por la parte inferior del deslizamiento. Ello llevaría al supuesto de que se afecta a zonas profundas en las que la resistencia al corte suele ser claramente mayor. Hay que comprender la geología para definir esa superficie de rotura, intentar determinar los "contactos" entre zonas alteradas y, sanas, etc. Y no sólo pensar en dos dimensiones. Muchas veces se trata de varias superficies de rotura escalonadas (Diezma, Porciles, etc.)
- Tener en cuenta que el agua siempre juega un papel transcendental y que el drenaje puede ser fundamental, así como la conservación del drenaje (lo que no siempre se prevé).

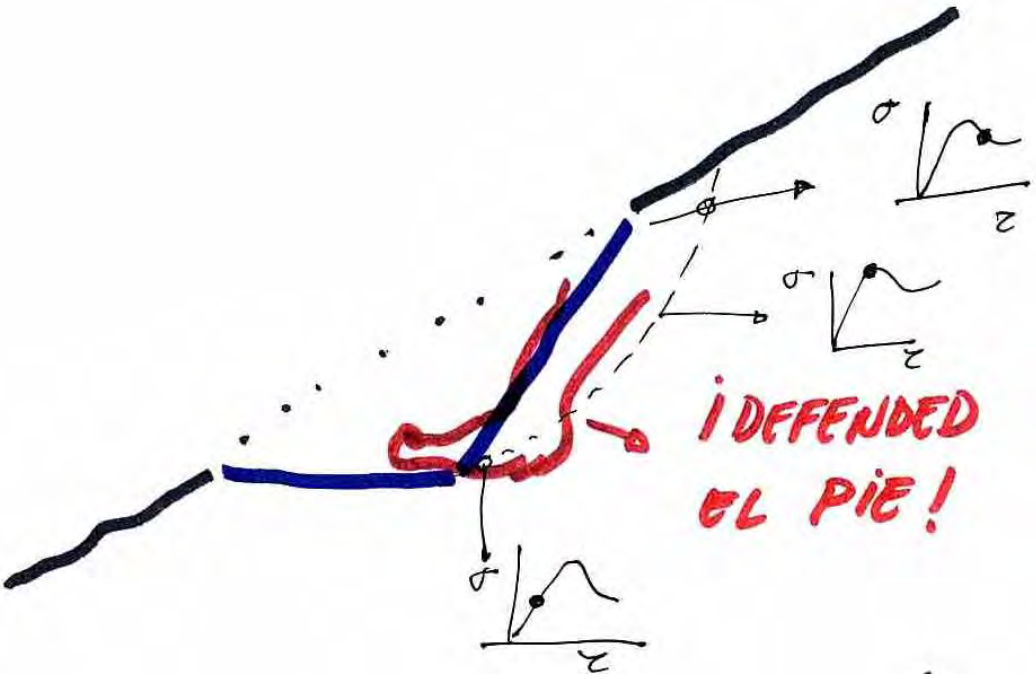

Fig. 19.8. Recordar siempre la importancia del pie de una excavación

- Elegir entre las muchas técnicas disponibles, a la hora de seleccionar las más adecuadas para tratar la inestabilidad que esté estudiando: Evidentemente dependen de las posibilidades de acceso a la ladera, la costumbre de la zona, la maquinaría disponible, los plazos de inversión de que se disponga, etc. A veces, un tratamiento relativamente económico permite observar su repercusión e ir, poco a poco, interviniendo en el problema, siempre que no existan riesgos de afección clara a terceros.

- Seleccionar adecuadamente: Se ha ido poniendo "de moda" en los últimos años sistemas de refuerzo de taludes con "gunita-verde", mallas de cables, barreras dinámicas, cosido con bulones, etc. Todos tienen su lugar de aplicación, pero no son generales. A veces, las empresas "especializadas" intentan convencer que sus sistemas son generales, cuando muchas veces sólo sirven para problemas relativamente superficiales (aunque pueden ser muy importantes, sobre todo, en el caso de desprendimientos rocosos). Estas mallas de cables pueden montarse desde el pie del talud, con grúas, o utilizando "alpinistas". Se han aplicado en diversos casos a lo largo de la Cornisa Cantábrica, Baleares, Canarias, etc. No debe de olvidarse que lo que se trata es dar, con esas mallas, redes y cables, una presión en la superficie del terreno, p, que puede introducirse en los clásicos análisis de estabilidad de equilibrio límite.

- Intentar, a la hora de estudiar los problemas de inestabilidad, fijarse en qué dirección preferente se produce el deslizamiento, para así definir los "cortes geotécnicos representativos" y no utilizar secciones perpendiculares a la vía de comunicación afectada. Es mejor aplicar simulaciones 3D (lo que ya se empieza a hacer al redactar estas páginas), pero ello supone tener un mayor número de datos, que no siempre están disponibles.

- No olvidar la posible existencia tanto de fracturas como de tensiones internas (p. e., en materiales metamórficos), la presencia de fallas próximas (que suelen haber producido decompresiones e introducido esfuerzos cortantes en superficies paralelas, más próximas a la superficie del talud), de cavernas o conductos kársticos, de arcillas (aunque sean duras) en el pie del talud (ya que se pueden desecar, fisurar, erosionar y afectar a la estabilidad superficial y

global), de antiguos minados (como vimos en una corta minera de Pozoblanco, lo que originó una rotura del banco inferior del talud, que se transmitió, progresivamente, hacia arriba, inestabilizando todo el talud. Fig. 19.9), etc.

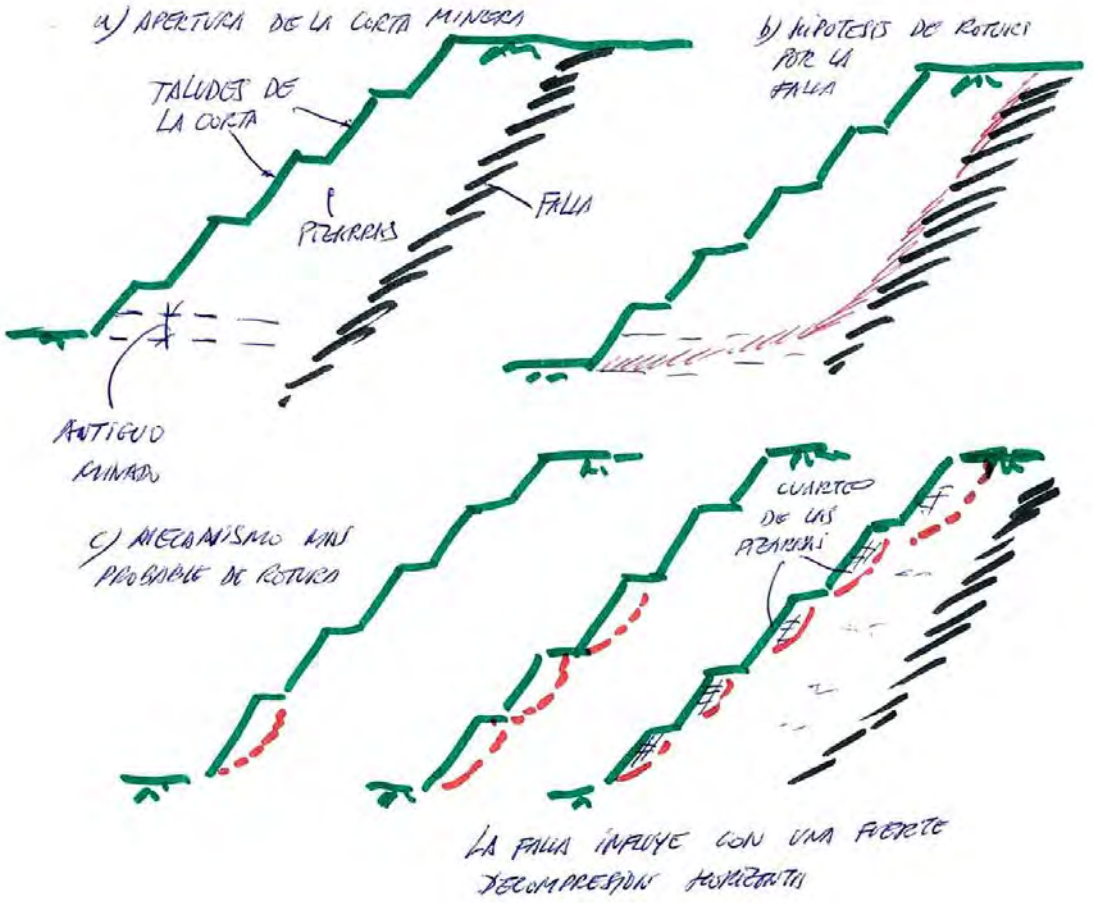

Fig. 19.9. Rotura del talud de una corta minera, por fallo del pie del talud por existencia de un minado olvidado

- Este tipo de rotura escalonada la hemos visto en muchas ocasiones en taludes que han fallado, bien de tipo de remontante (de abajo hacia arriba) o al revés (de arriba hacia abajo).
- En estas cortas mineras se ha aprendido – y hemos aprendido, en su momento, con Adaro y José Luis Berzal – mucho sobre los problemas de taludes (excavación general y de bancos) desde la corta Atalaya (Huelva, estudiada por Hoek) hasta la actual de Las Cruces (cerca de Sevilla, con las “margas azules” de protagonistas), pasando por la de Puentes de García Rodríguez, Pozoblanco, Molina de Aragón, Arenas de Rey, etc. Es una visión diferente a la clásica de los

taludes de vías de comunicación, pero siempre interesante. En estos temas mineros destacaron Pedro Ramírez de Oyanguren, Benjamín Celada, José Miguel Galera y otros.

Esto es, en líneas generales lo que hemos aprendido y recomendamos para los "arreglaores" de taludes. Además, claro está, hay que tener en cuenta los diaclasados, los buzamientos, si hay posibilidad de vuelco, de pandeo de estrato, espesores de roca alterada, etc. Pero un vistazo al talud ya puede dar idea de su problemática (Fig. 19.10). En esa figura, el riesgo mayor está en los taludes muy tendidos (VAP=Very Acoj…Problems)

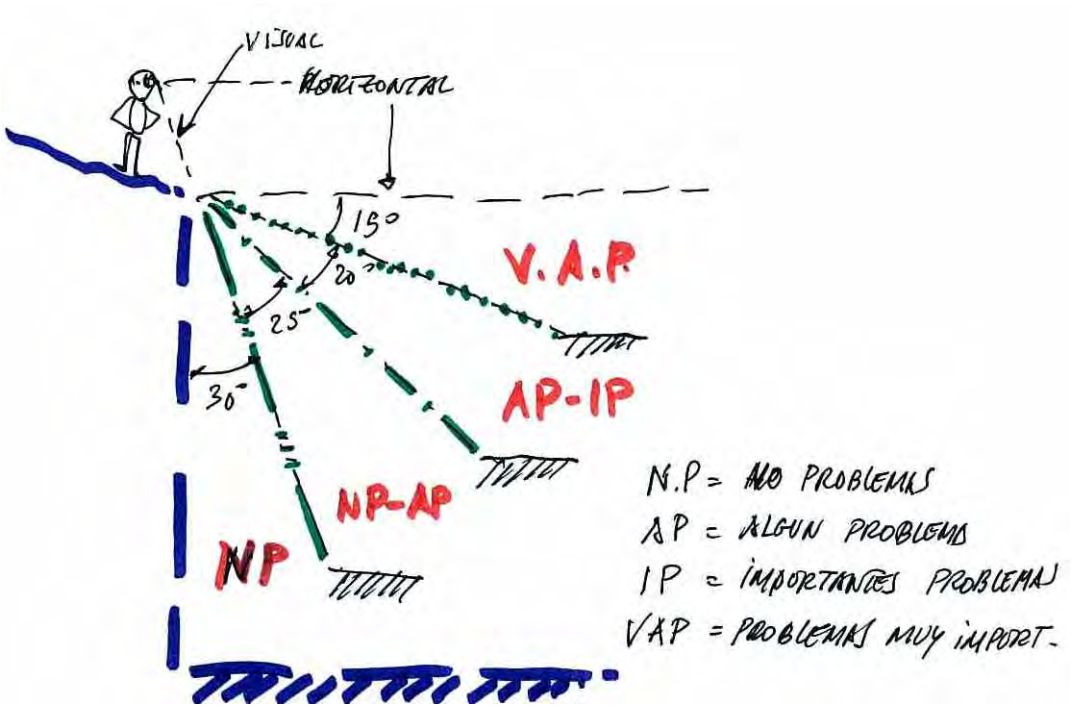

Fig. 19.10. Criterio de peligrosidad en desmontes, a partir de la inclinación natural de la ladera

20. DE LOS MODELOS DE COMPORTAMIENTO, NUMÉRICOS Y EMPÍRICOS

En la actualidad, el que en Geotecnia no use modelos numéricos parece que nació en el Pleistoceno y está anticuado o acaba de regresar de las selvas amazónicas, después de 30 años de extravío. Si un informe o un proyecto no incluyen los resultados de análisis de ordenador, con escala de colores diversos, parece que lo que se afirma en ese texto no tiene ningún apoyo.

Nada más lejos de la realidad.

Cuando el autor de estas líneas empezó a trabajar en Geotecnia, precisamente quedó deslumbrado por los nuevos métodos de cálculo: Ya se había publicado el libro de Zienkiewicz sobre elementos finitos (bidimensionales) y Jiménez Salas alentó a sus doctorandos a seguir ese camino. De hecho empujó a Sagaseta, Castillo y Cañizo a desarrollar un programa – basado en el apéndice del libro indicado – para estudiar túneles, pantallas continuas y taludes, respectivamente, a los tres ingenieros citados. El que suscribe se dirigió hacia el campo de los "elementos de contorno" (entonces, todavía no se llamaba así) o de resolución de ecuaciones integrales en problemas de interacción suelo-cimentación. Durante algunos años, todavía nos gustaba hablar de ecuaciones de Volterra, de segunda especie y núcleo degenerado, citar referencias bibliográficas y enseñar resultados a veces raros y poco prácticos. Parecía que, con eso el mundo seguiría su curso sin problemas. No era más que una pretensión excesiva de jóvenes investigadores sin experiencia.

Precisamente, en 1972, después de depositar su Tesis Doctoral en la recién creada Universidad Politécnica de Madrid, el que redacta estas líneas recibió el encargo del gran ingeniero Jacinto Pellón de, a partir de ese estudio, generar un sistema práctico para resolver los problemas de cimentación (a base de pilas-pilotes con fuertes cargas horizontales en cabeza) de los viaductos del ferrocarril Málaga-Fuengirola, cimentaciones constituidas por un único pilote pretensado e hincado, tipo Raymond. Nació, así, un método práctico (más tarde corregido y ampliado, que puede verse en Geotecnia y Cimientos III, Fig. 20.1) que ha sido utilizado en múltiples proyectos españoles e iberoamericanos. Y también nació la necesidad al que suscribe de llevar a la práctica los estudios teóricos que estábamos realizando a partir de modelos

numéricos más o menos complejos y tener en cuenta la realidad, con la molesta influencia de los intereses económicos, políticos, sociales, etc.

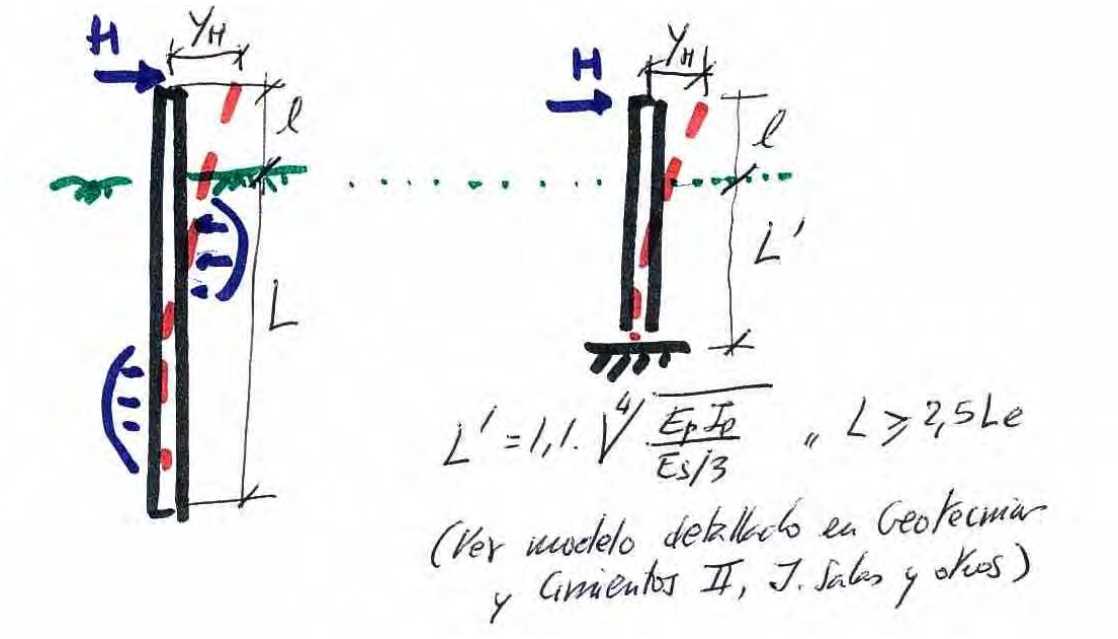

Fig. 20.1. Modelo de ménsula equivalente para el análisis de los desplazamientos

Comprendimos – y debe quedar esto claro – que los modelos numéricos eran solo eso: Modelos y no realidades. Eran simulaciones cuyo resultado dependía de la bondad de la reproducción del sistema constructivo (como se veía la diferencia de estados tensionales de una presa de tierras si se construía de una vez por tongadas, como hicieron S. Uriel y E. Castillo), de los parámetros geotécnicos utilizados, de considerar comportamientos elástico o elasto-plástico, etc. Como decía ROSCOE, creo recordar: “Garber in, garber out” (Si metes basura, sale basura).

Los 70 y los 80 fueron años apasionantes para los modelistas numéricos y generadores de “modelos de comportamiento”. Alcibíades Serrano había vuelto de Cambridge con el desarrollo y aplicación de los campos asociados (campos de tensiones y de velocidades de deformación, a partir de las teorías de plasticidad), Ángel Uriel desarrolló su teoría de la “respuesta armónica” para arenas (ampliada después por Manolo Pastor para aplicarla a arcillas, con ensayos cíclicos con el primer triaxial cíclico o SAC-1 que desarrollamos en el Laboratorio de Geotecnia de la Escuela

de Caminos de Madrid), Carlos Lorente de Nó aplicó el método de Ang-Harper en el MIT, Cuellar volvió de Estados Unidos con la ampliación de la teoría endocrónica de la Universidad de Evanston, Illinois, Manolo Melis regresó también de U.S.A. con aplicación de diferencias finitas a problemas de filtraciones (y traduce el Carnahaan, uno de los libros dedicados a métodos numéricos, con la ayuda del autor de estas líneas en puesta a punto de los programas de ordenador "ad hoc"), Antonio Soriano vuelve también de U.S.A. después de aplicar la variable compleja en problemas de flujo, etc., etc. Años más tarde, Antonio regresa a USA como INTECSA-Dragados para poner a punto programas de aplicación. Y también Eduardo Alonso y Antonio Gens llegan a la Politécnica de Catalunya después de estudio de postgrado en USA y U.K., respectivamente.

¡No se quede nadie sin su modelo complejo! Y algunos de nosotros con modelos elásticos (éramos los pobres, aunque el tiempo ha demostrado su valía).

En 1982 asistimos a uno de los primeros congresos de Aplicación de Modelos Numéricos a Geotecnia (entre otras cosas, con las investigaciones sobre los pilotes con carga vertical en arcillas, con un modelo simple, diferenciando resistencia por fuste y punta, comparado con elementos finitos y medidas reales), que se celebró en Zúrich. Si había 40 comunicaciones, incluían cerca de treinta y cinco modelos numéricos de comportamiento. La mayoría de todos estos modelos o no han tenido continuidad o no se ha sabido sacar partido de ellos. Eso sí, en este Congreso ya vimos la participación con empuje de una mujer, creo que por primera vez, la cual estaba muy bien protegida (y arropada) por uno de los "sabios" oficiales, lo que originó ciertos comentarios y… envidias.

Estos modelos necesitaban, para su aplicación, parámetros geotécnicos muy diferentes. Unos eran tan sólo una manera de ajustar una curva teórica a la del triaxial, con lo que los parámetros no tenían, realmente, un significado físico muy claro. Otros eran muy teóricos y excesivamente complicados. Recuerdo que en la primera página de un libro de Trusdell (que Alcibíades Serrano solía dar, prestado, a los que se "atrevían" a decir que querían estudiar plasticidad) sobre reología de materiales, se indicaba que un suelo "era un semilíquido cuyo comportamiento se regía a través de

veintiún parámetros". Por supuesto, a mí me sobraban un montón de ellos, pero es una frase que no se me ha olvidado. Por cierto, sólo llegue a la tercera página de dicho libro. Otros, no pasaron de la primera.

Hay modelos numéricos y de comportamiento relativamente simples, como los que se usan para el cálculo de pantalla continuas. Por ejemplo el RIDÓ (acentuado en la o final, ya que es un juego de palabras francés, puesto que RIDEAU, que se pronuncia parecido, es "cortina" o "pantalla"). Necesita una densidad aparente y humedad (y/o saturada), cohesión y rozamiento interno (c' y φ'), así como el módulo de reacción del terreno horizontal, K_h, igual para el caso activo que el pasivo. Los términos cohesión y tangente del ángulo de rozamiento definen los valores máximos y mínimos del empuje y K_h la deformabilidad del muelle que reproduce la interacción suelo-pantalla. El tomar un valor de la cohesión excesivo reduce los empujes activos y aumenta los pasivos, por lo que se recomienda ser prudente con las cohesiones a adoptar. En el capítulo dedicado a parámetros geotécnicos ya hemos mostrado el orden de magnitud de c' y φ' en algunos terrenos característicos y lo mismo pasa con K_h (Madrid, Sevilla, Granada, etc.). K_h influye en los movimientos de la pantalla relativamente, ya que lo hace según su raíz cuarta. Pero de todas formas hemos visto, en muchos proyectos, el tomar valores de K_h del orden de 100 a 1000 veces (menor o mayor) el que luego hemos tomado como representativo, al interpretar medidas reales. Si se toma 100 veces menor, los movimientos serían 3 veces mayores y si se toman 1000 veces menores, del orden de 5,5 veces mayores. Como, después, hay que estudiar la posible repercusión en los edificios próximos, podemos pasarnos de conservadores.

En alguna publicación anterior (Jornadas AETESS, 2016) hemos mostrado que, de forma empírica, puede adoptarse el valor de K_h según la relación:

$$\mathbf{K_h\ (T/m^3)=0{,}65\ E_s\ (T/m^2)}$$

expresión que sólo es posible adoptar con las unidades indicadas en esa fórmula. E_s es el módulo de deformación medio del terreno.

Sin embargo los hay mucho más complejos, como los de "bolas" desarrollado por Rodríguez Ortiz en su tesis doctoral (años 80), para reproducir el comportamiento de suelos granulares, aplicado después por el grupo ferroviario del Prof. López Pita de la

U.P.C. O los de Peter Cundall, de bloques, para el análisis de taludes, cimentaciones, etc. Muchos de estos modelos necesitaron un gran esfuerzo para su desarrollo. Sin embargo, no siempre su aplicación fue importante.

En otros modelos semiempíricos (basados en el análisis con elementos finitos de un problema adimensional y su comparación con valores medidos), puede estimarse el asiento superficial sobre la clave de un túnel, δ_{sup}, con la expresión siguiente (tomada de los sucesivos trabajos de Sagaseta, Oteo, Fernández Moya y Pablo de la Fuente, Fig. 20.2).

$$\boldsymbol{\delta_{sup} = \frac{\gamma\, D^2}{E^*}\,(0,85 - \nu) \cdot \psi \cdot \epsilon \cdot \theta}$$

$$\boldsymbol{i/D = \eta(0,52\frac{H}{D} - 0,21)}$$

siendo: γ= Peso específico.

D= Diámetro del Túnel.

H= Profundidad del eje del Túnel.

ν= Módulo de Poisson del terreno.

E*= Módulo de deformación del terreno en extensión para deformación triaxial del 1% ≈ 0,7 E_s (módulo deformación en compresión).

ψ= Coeficiente adimensional que tiene en cuenta el proceso constructivo (velocidad de avance) y el tipo de terreno.

θ = Coeficiente adimensional que tiene en cuenta el tiempo de relleno del gap entre una tuneladora y el terreno.

ε= Coeficiente adimensional que tiene en cuenta la consistencia del terreno y su granulometría.

i= Situación del punto de inflexión de la curva.

η= Coeficiente adimensional (0,75-1,25)

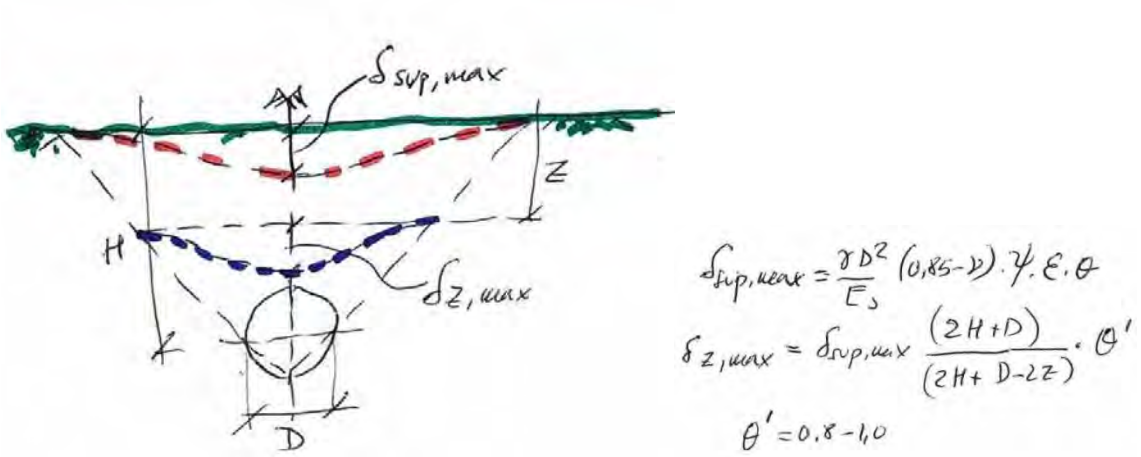

Fig. 20.2. Modelo semiempírico para la estimación de la subsidencia originada por la excavación de túneles

El coeficiente ψ puede valer del orden de 0,35-0,40 en túneles con frente abierto y terreno arenoso; 0,20-0,25 para frente abierto y terreno arcilloso; y del orden de 0,10 para perforación con tuneladora EPB, trabajando a presión frontal adecuada.

En una obra de un túnel de Ø≈ 12 m a lo largo de Madrid, hace pocos años, una empresa consultora nos presentó todo un análisis de influencia del túnel sobre más de cien edificios cercanos, adoptando el valor de ψ=1,0. Ante nuestra extrañeza (y teniendo en cuenta que citaba una vez al Prof. Sagaseta y al autor de estas líneas) se nos indicó que ese consultor adoptaba el valor de 1 (en vez de 0,1 para el caso de tuneladora, o sea, diez veces más de asiento), porque le parecía adecuadamente conservador. El que suscribe indicó que, entonces, publicara la fórmula con su nombre y con ese nuevo valor, así como las medidas reales en que se basaba para asignar esa magnitud y que no nos "echara la culpa" a los demás. Evidentemente, así se afectaba – en teoría – a muchos más edificios, que deberían tener instrumentación y observación especial (a realizar por dicha consultoría). Al final, acabó triunfando la lógica y empleando el valor del coeficiente más bajo, con lo que las previsiones se parecieron mucho a las medidas posteriores (incluso, en algunos casos, esas previsiones fueron algo conservadoras).

El empleo de fórmulas de otros autores, anteriores, corregidas, nos parece muy adecuado (lo hemos hecho varias veces), pero debe estar avalado por algo: "lógica, medidas, lógica y medidas, etc.". Y no sólo cambiarlas porque nos venía bien. Hace años, Sagaseta y el que suscribe presentaron este modelo en un Congreso en Cardiff, siendo felicitados por Peter Attewell (experto inglés en el tema) y otros técnicos que presentaban comunicaciones. Uno de ellos, en la suya, colocó sus puntos sobre la curva que permitían calcular i/D, alabando el hecho de que salía muy bien nuestra previsión. Pero, al año siguiente, en otro Congreso en Londres, presentó una propuesta teórica similar y "se olvidó de citarnos". Pasamos de la felicitación al olvido en solo un año. Esto nos ha pasado otras veces. L avida es complicada y algunos tienen lo que podría denominarse… "face".

Con el tiempo empezamos a comprender la necesidad de:

- Intentar definir la geometría (estratos, inclinación, etc.) LO MEJOR POSIBLE. Para esto los modelos numéricos son, a veces, imprescindibles.
- Prestar atención preferente al procedimiento constructivo y reproducirlo, de forma suficientemente representativa, en el modelo.
- Definir parámetros geotécnicos representativos del problema a estudiar, de acuerdo con la trayectoria de tensiones previsible. La cohesión y el rozamiento de un modelo Mohr-Coulomb y la deformabilidad no tienen que ser los mismos para estudiar los empujes sobre una pantalla continua que para estimar los asientos superficiales sobre un túnel.
- Intentar conocer la aproximación o error del modelo matemático utilizado. Si se emplea un programa de estabilidad de taludes tipo Bishop o Spencer, el coeficiente de seguridad obtenido no es el mismo que el que se obtiene si se utiliza un código de elementos finitos tipo PLAXIS. El coeficiente dado por PLAXIS, F_p, suele ser del orden de una fracción del dado por Bishop (F_B): $F_P \approx 0{,}8\ F_B$. No pueden compararse los resultados si no se tiene en cuenta esta relación (Fig. 20.3).

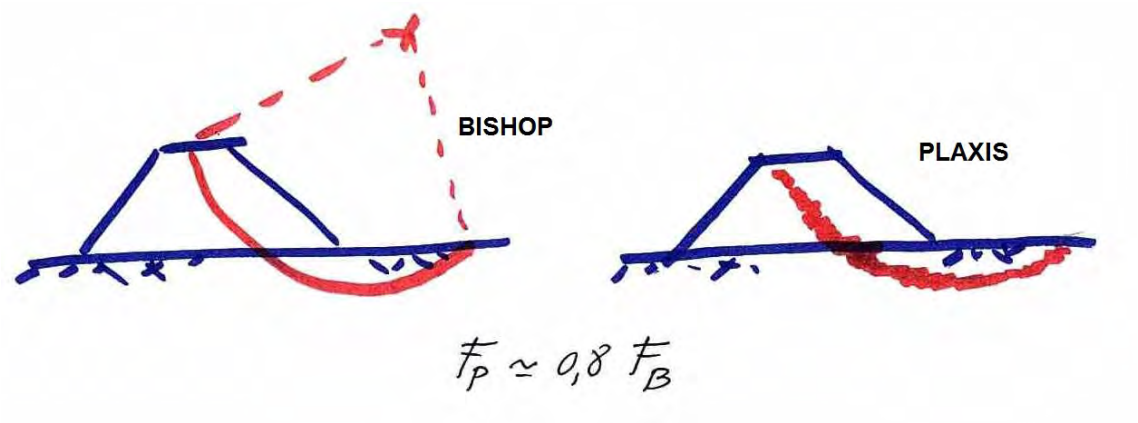

Fig. 20.3. Posible relación entre los coeficientes de seguridad frente a la inestabilidad de un talud por dos métodos numéricos diferentes

- Las diferencias finitas han vuelto a avanzar considerablemente (FLAC 2D y 3D), con muy buenos resultados. Pero también se consiguen aproximaciones válidas con códigos de elementos finitos con modelo strain-hardening. Sin embargo FLAC-3D parece que puede reproducir más detalles geométricos que el PLAXIS-3D.
- Los programas modernos disponibles (PLAXIS, FLAC, ANSYS, Z-SOIL, SOIL-ROCK, etc.) están, muchas veces, dirigidos a ciertos problemas, tanto en su planteamiento reológico como en la explotación de los resultados obtenidos. Conviene saberlo, antes de usarlos indiscriminadamente.
- A veces vemos utilizar simulaciones numéricas para casos que tienen resolución analítica: P.e. placa sobre espacio elástico con módulo de deformación variable linealmente con la profundidad, que puede simularse considerando *n* capas de terreno con un módulo creciente hacia abajo…Pero es más fácil utilizar la expresión analítica deducida por Gibson (Geotecnia y Cimientos II, editado por Jiménez Salas, Fig. 20.4).

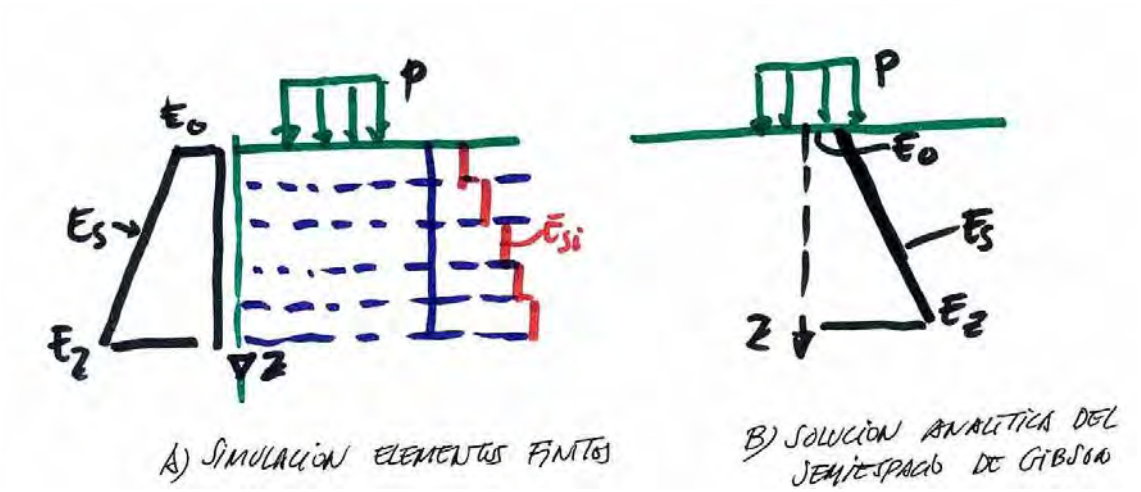

Fig. 20.4. Simulación numérica analítica

- El uso de teorías estadísticas en modelos numéricos (aplicados en estabilidad de taludes, por ejemplo) puede ser un poco "ciencia ficción", ya que, muchas veces, los datos de que disponemos para establecer la variación estadística de la cohesión, por ejemplo, son pocos, malos e irregulares. Lo mismo pasa con los estudios de "riesgo".
- Evidentemente, hay terrenos con comportamiento claramente anisotrópico que no pueden representarse por parámetros con variación unidimensional. Pero cálculos con valores diferentes de ese parámetro, pueden mostrar la posible variación del comportamiento del terreno si depende de ese parámetro, aunque fuese anisotrópico (p.e. los temas de permeabilidad pueden quedar mal simulados con modelos isótropos).
- El simulador debe entender algo del asunto a simular. Si no, se convierte en un "loro" que informa que: *"En la Fig. 40.a. puede verse el campo de desplazamientos horizontales, en la Fig. 41.b. el de desplazamientos verticales, en la Fig. 42 el campo de tensiones horizontales, etc."*. Y los resultados pueden ser anómalos y el simulador no llegar a darse cuenta. Por lo que puede haber errores en la simulación y pasar desapercibidos. Recordamos que en un túnel realizado en la Comunidad de Madrid (excavado por procedimientos convencionales y una anchura de unos 19 m) se nos presentó una simulación numérica 2D de la excavación, con los "colorines" que representaban la

variación de movimientos verticales, horizontales, etc.: Los “riñones” de colores (o aureolas plastificadas alrededor del túnel) tenían buen aspecto. Pero la clave bajaba… 40 cm. Comentamos que, si eso se parecía a la realidad, el sostenimiento de hormigón proyectado ya se habría fisurado y, probablemente, desprendido parcialmente. Los parámetros deformacionales eran excesivamente conservadores. El autor de la simulación solo observó los cambios de color y no su significado real.

- En el caso de excavación de túneles, si se desea conocer lo que pasa en el entorno próximo del túnel, es necesario introducir elementos de contorno o contacto especiales entre terreno y revestimiento. Sin embargo, si lo que se quiere conocer es el movimiento del terreno a una cierta distancia del túnel, esta simulación de detalle puede no ser necesaria.
- En la utilización de modelos de cálculo de pantallas como el RIDO, el DNEBOLA, etc., el proceso constructivo debe reproducirse adecuadamente (Fig. 20.5). No se puede excavar y, al mismo tiempo, introducir un anclaje. No parece lógico, como hemos visto en algún proyecto en la Glorieta de Atocha, de introducir un anclaje en el fondo de la excavación. Ya no sirve de nada y mover una pantalla hacia detrás es… muy difícil.

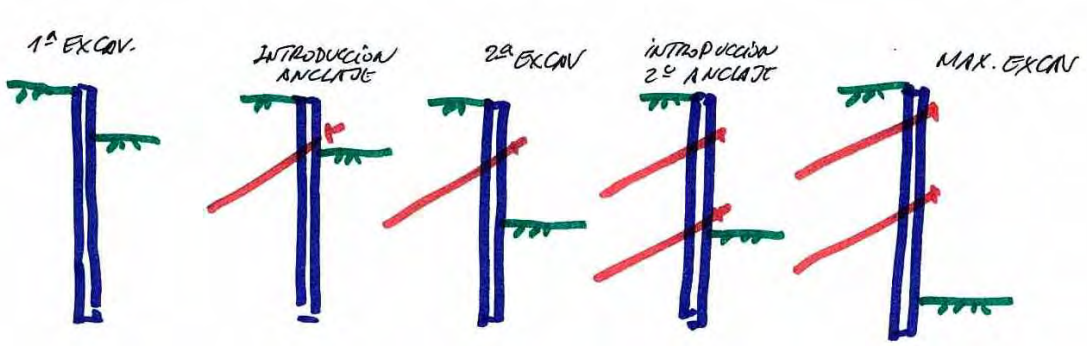

Fig. 20.5. Reproducción proceso constructivo con código RIDO (Pantalla con dos niveles de anclajes)

- Cuando, para estudiar problemas en 2D se quieren reproducir elementos resistentes (por ejemplo, un conjunto de micros o cuchillos o contrafuertes de inyecciones en un deslizamiento), si su anchura es B, la distancia entre ejes de esos contrafuertes, B*, debe cumplir, aproximadamente (Fig. 20.6): B*≤(3-3,5)B. En caso contrario, el comportamiento del terreno entre cuchillos puede ser muy diferente, como hemos comprobado con análisis de elementos finitos tridimensionales y/o en planta. Luego hay que tener en cuenta que los empujes se concentran en esos "contrafuertes en una anchura B"=1,5-2 ó B. En este tema – y en otros muchos relacionados con el tratamiento del terreno – hemos colaborado con Pedro Sola, tanto cuando estaba en Geocisa, como cuando ha actuado como consultor independiente.
- Las simulaciones son sólo eso: simulaciones. El ojo del responsable del problema no debe separarse de los resultados y, al mismo tiempo, contemplarlos de lejos. Así, esos resultados deben compararse con la práctica o con resultados de modelos más simples que puedan hacerse en media hoja DIN A4.
- Y, sobre todo, el ingeniero no es una mera máquina y debe incorporar a los problemas criterios sencillos y, a la vez, complejos. En su "ordenador personal" (llamado también, antiguamente, "cerebro") deben analizarse los problemas y no creerse los "papeles de la impresora" al pie de la letra.

Muchas de estas enseñanzas las hemos obtenido a través de la colaboración con el Prof. D. Pablo de la Fuente Martín, repetidamente citado en varios capítulos (por algo será), gran ingeniero, gran modelador numérico y mejor persona, recientemente fallecido.

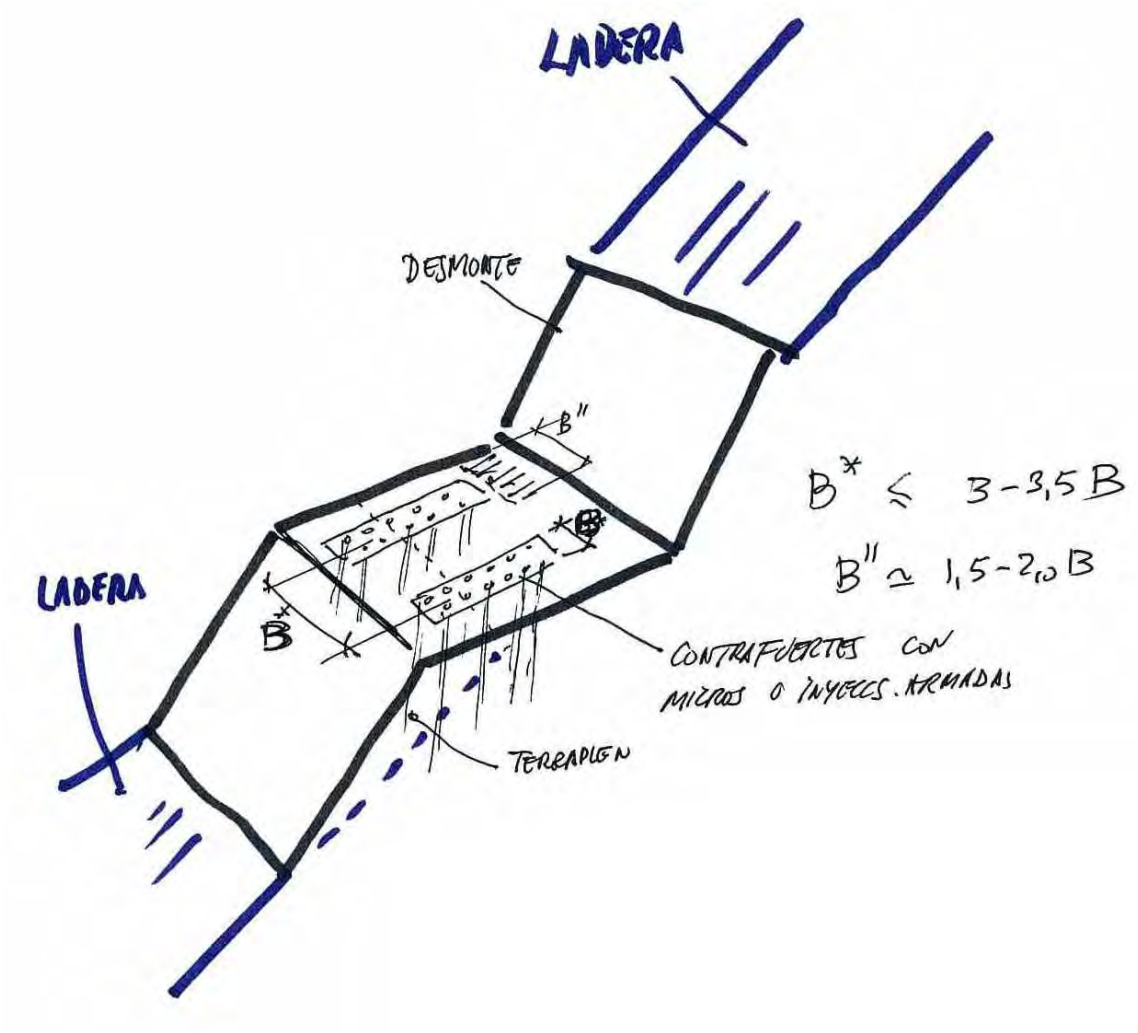

Fig. 20.6. Contrafuertes de inyecciones o micropilotes para estabilizar laderas. Criterios para análisis 2D

21. DE OBRAS MARÍTIMAS

El mar impone condiciones, desde el punto de vista geotécnico, muy diferentes que la tierra firme o una isla. En el mar los sondeos necesitan de pontonas (preferiblemente de "patas", antes que "a flote"), pero si hay corriente (recuerdo las dificultades en el Estrecho de Rande), las varillas se tuercen, pueden romperse, etc. En el mar las maniobras de construcción son más complejas, ya que se necesitan medios marinos cuya inmovilidad es difícil de conseguir. En el mar se tiene "el calado" y el oleaje que dificultan operaciones constructivas, etc.

Por ejemplo la construcción de una estructura térrea de cierre de un recinto puede llevarse a cabo avanzando desde tierra y vertiendo un terraplén. Pero eso tiene dificultades:

- El terraplén de avance – si el terreno marino de apoyo es fangoso, tiene muchos finos y poca cohesión – puede ir produciendo una ola de fangos hacia adelante, nada conveniente.
- El talud de vertido (que puede ser 3-4(H):2(V) puede no ser estable, con lo que es posible que se vayan produciendo, en el frente de avance, inestabilidades peligrosas para los camiones de vertido. Además esa inestabilidad puede remover, incontroladamente, el lecho marino.
- Si se pretende verter escollera, como apoyo del terraplén (para que se "clave" en la parte blanda superior del terreno marino), ésta no queda debajo del terraplén sino (gran parte) en el talud de vertido, con lo que su efecto no es el que se persigue en proyecto.

Esto hace que, en muchas ocasiones, haya que usar medios flotantes (p.e., gánguiles con portón en su parte baja), para asegurar el colocar una capa de escollera que penetre en el fondo marino.

En un dique de cierre de Huelva (hacia 1995) se produjo la rotura del dique (desaparecieron 40 m del mismo), por realizar el dique en avance desde tierra y quedar la escollera de apoyo en el talud y no constituir un verdadero cimiento. Ello ocurrió en una zona de paleovaguada, originada por el antiguo drenaje de lagunas de

tierra y que, ya en el cuaternario, se abrieron paso hacia la costa del Río Odiel. Esto ocurrió en el momento de máxima diferencia de cota entre el agua del interior del recinto (marea alta) y fuera del recinto (marea baja mínima de junio). La rotura produjo un "desembalse rápido" del recinto, agrietando el mismo a lo largo de unos 500 m de longitud (Fig. 21.1).

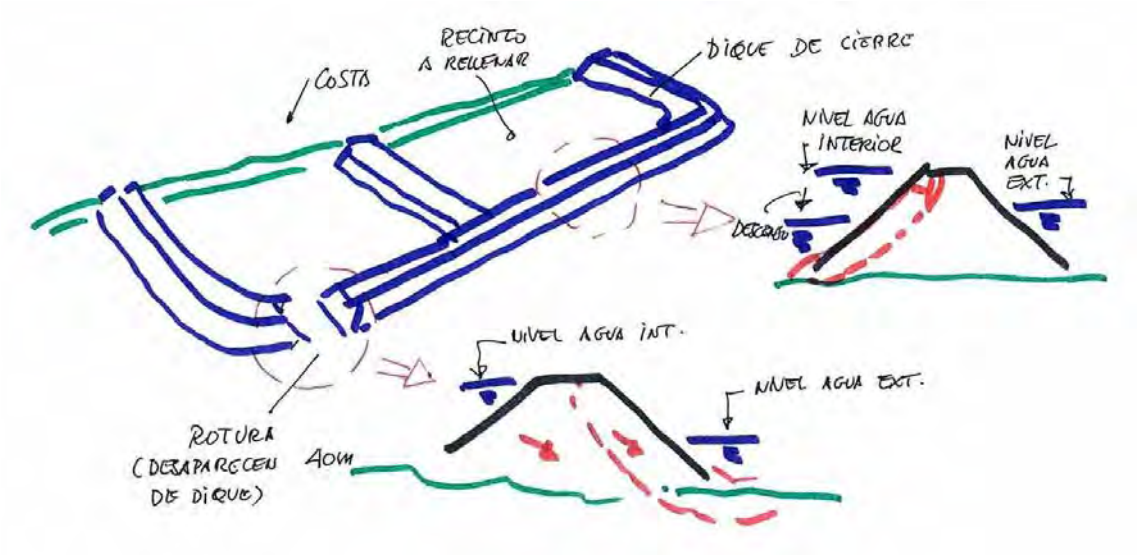

Fig. 21.1. Rotura de un dique de cierre

Sobre este problema, el autor de estas páginas – que no había intervenido en él hasta ese momento – fue avisado por la Presidencia del Puerto a eso de las 8.30 AM. Anulada su agenda, se fue al Aeropuerto y logró subir a un avión a eso de las 11.00 AM. A las 12.00 lo recogía un coche en Sevilla y a eso de las 1.00-1.15 PM entraba en el Puerto. A las 3.00 PM se levantó la reunión, dejando tres páginas escritas con la posible explicación de la patología, la sección o solución del nuevo dique de cierre y el plan de reconocimientos e instrumentación. Por la tarde, al volver a Madrid, el que suscribe se preguntó: "¿Cuándo he pensado?" La profesionalidad y la experiencia llevan a poder enfrentarse con los problemas con rapidez y, a veces, excesiva audacia. Por supuesto, después hubo tiempo para realizar los reconocimientos pertinentes, redefinir adecuadamente las soluciones, discutir con los detractores de la obra, etc. Pero la actuación rápida ayudó a tranquilizar a los responsables del Puerto.

En estos casos, en que hay longitudes de apoyo importantes, la prospección sísmica – apoyada por algunos sondeos mecánicos – puede dar muy buena información. En

ese caso de Huelva, después de la rotura, las campañas geofísicas permitieron comprobar que había dos paleovaguadas en la zona del dique de cierre y, así, obrar en consecuencia.

En el caso de pantalanes y muelles construidos por pilotes pueden considerarse dos situaciones ya habituales:

- Una clásica (o antigua), con pilotes con diversas inclinaciones, a fin de poder absorber los esfuerzos horizontales que produce el choque de barcos (a través de "duques de Alba" o "dolphins"), el amarre de buques, la impulsión de tuberías para líquidos encima del pantalán, etc. Se transforma, así, la carga horizontal en compresión y tracción en los pilotes inclinados, a veces considerándoles articulados en cabeza y punta. Cuando son metálicos, de no gran diámetro y huecos, esta hipótesis puede acercarse a la realidad.
- Otro, ya muy usado en España, desde principios de los años setenta del siglo pasado, a base de pilotes verticales (generalmente de hormigón armado o de hormigón pretensado y huecos), que son capaces de resistir flexiones importantes. En el caso de "duques de Alba", en que se necesita gran deformación en los pilotes para absorber la energía del choque de un buque, estos elementos verticales pueden ser metálicos, al ser más flexibles.

A parte de los puentes de la Bahía de Cádiz y sobre el Río Tinto y el Odiel, quizás la primera obra portuaria con pilotes hincados, pretensados y verticales fue el Pantalán de Petroliber, en La Coruña, del que hemos hablado ya en otro capítulo.

Más tarde nos hemos encontrado con estos pilotes en otras obras portuarias o en obras interiores en provincias costeras (Málaga, Cádiz), como en el Muelle de Valencia, el pantalán de carbones de Los Barrios, etc. En esta última obra – en que colaboramos con el Prof. Soriano, como consultores del Contratista – los pilotes se dejaron (con más de 20 m de calado) apoyados en un capa de arena, bajo fangos (Fig. 21.2), sin llegar a capas profundas (ya tenían del orden de 40 m de longitud). Fue necesario realizar unas pruebas de carga (en las que estuvimos a punto de morir, junto a otros compañeros por romperse el anclaje de cables en su cabezal, ya que era de rosca y algún gracioso le

dio martillazos y rompió las roscas), algo complicadas, con carga horizontal, vertical, rehinca y de nuevo carga vertical, etc.; el fin era comprobar que la solución elegida era adecuada. Por cierto el pantalán, bastante largo, no tenía juntas en la losa superior, ya que la flexibilidad de los pilotes permitía evitarlas. En estas obras de pilotes pretensados hay que recordar a todo el equipo de Proyectos Especiales de Dragados (Jacinto Pellón, Antonio Álvarez Cedrón, Carlos Martínez de Albornoz, Luis García de Miguel, Rafael Cortada, etc.)

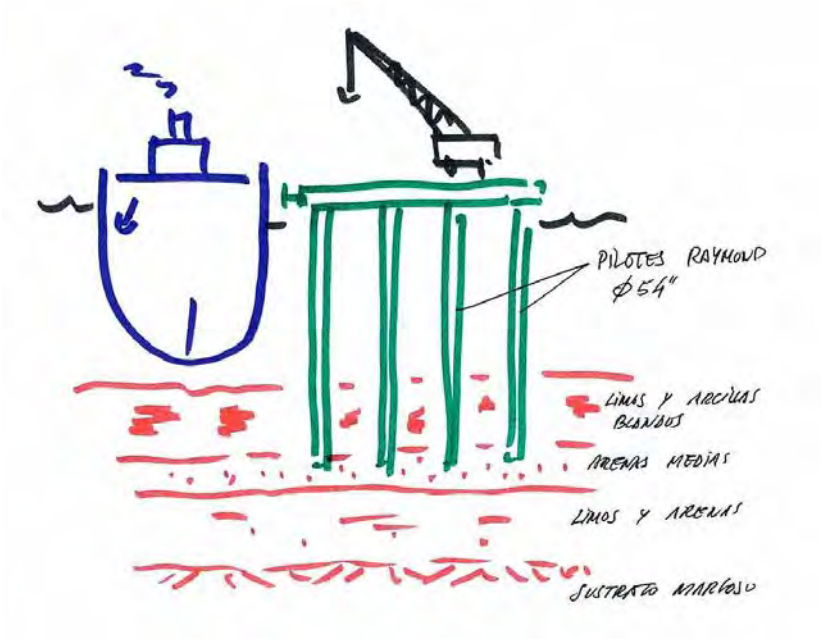

Fig. 21.2. Pantalán carbonero en Algeciras

En estas obras pilotadas hay que tener en cuenta los esfuerzos verticales y horizontales. Pero, además, si se hacen rellenos en sus proximidades, pueden inducirse rozamientos negativos y empujes laterales. En los años 70 del siglo pasado se hicieron pruebas para evitar el rozamiento negativo (inyectar bentonita alrededor del fuste, pintar éste con capas asfálticas, etc.). Pero, hoy día, es mejor, más rápido y más económico, tenerlo en cuenta y utilizar, en lo posible, pilotes de gran diámetro ya que al aumentar la sección disminuye (relativamente al conjunto) la acción negativa. En cuanto a los empujes horizontales también es mejor tenerlo en cuenta, pero introduciendo la flexibilidad o rigidez de los pilotes (Ver capítulo correspondiente del "Geotecnia y Cimientos III" de Jiménez Salas).

En este ámbito portuario los tratamientos del terreno han tenido un gran papel:

- En rellenos ganados al mar, construyendo columnas de grava antes del vertido, para evitar problemas de inestabilidad (y reducir asientos), originados por suelos fangosos marinos (Algeciras, Valencia…).
- Precarga para acelerar la consolidación de los asientos del propio relleno (Algeciras, Valencia…).
- En esos rellenos, ya construidos y con la precarga citada, con drenes de banda, a fin de acelerar asientos por consolidación del propio relleno bajo cargas. A veces también se ha empleado la vibroflotación y columnas de grava con ese fin y el de reducir asientos (Valencia, Coruña…). Para ello tiene que permitirlo el material. En algún caso (Barcelona) el vertido de los restos de la demolición del antiguo estadio de Montjuïc impidió estos tipos de tratamientos.
- Compactación dinámica (Barcelona, Valencia) y/o voladuras de rellenos ganados al mar (Valencia).
- Tratamiento con inyecciones de jet-grouting del relleno ganado al mar bajo cimentaciones superficiales (Puerto de Barcelona), a fin de homogeneizar asientos de unas naves de tipo logístico (consiguiendo una especie de “losa” de terreno tratado).

También se han hecho tratamientos del terreno (columnas de grava, por ejemplo) en el terreno natural de apoyo de grandes cajones flotantes, como en Pasajes y Algeciras. Este tratamiento puede hacerse según dos técnicas:

- La de la “manta de grava” que se echa sobre el fondo marino, con un espesor más o menos contante. Después se baja un vibrador que arrastra la grava y puede ir produciendo columnas (Algeciras, Fig. 21.3).
- La de la aportación de grava al vibrador por su parte superior (gracias a una cámara especial a la que se impulsa la grava con aire comprimido). Puede verse su esquema en la Fig. 21.4. Es un sistema más caro y lento, pero en que se obtienen columnas más controladas.

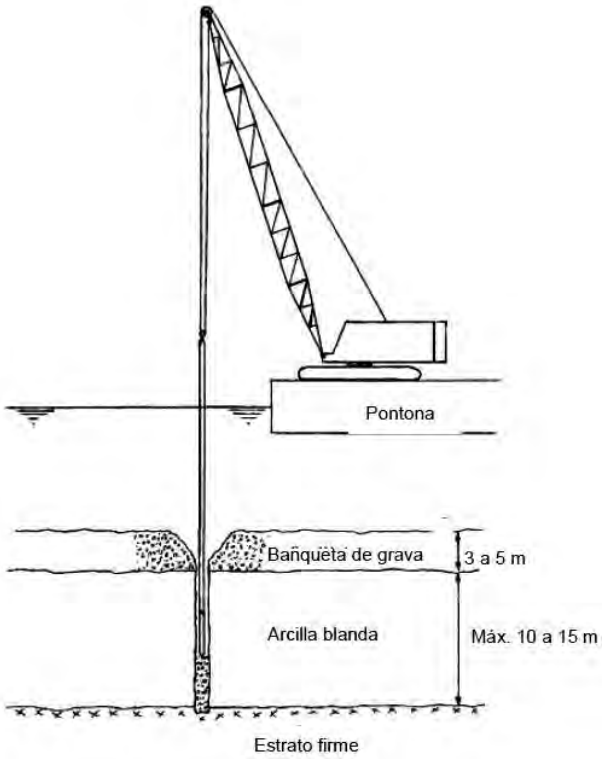

Fig. 21.3. Columnas de grava en el fondo del mar. Sistema de "manta" (Utilizado por GEOCISA en el Puerto de Algeciras)

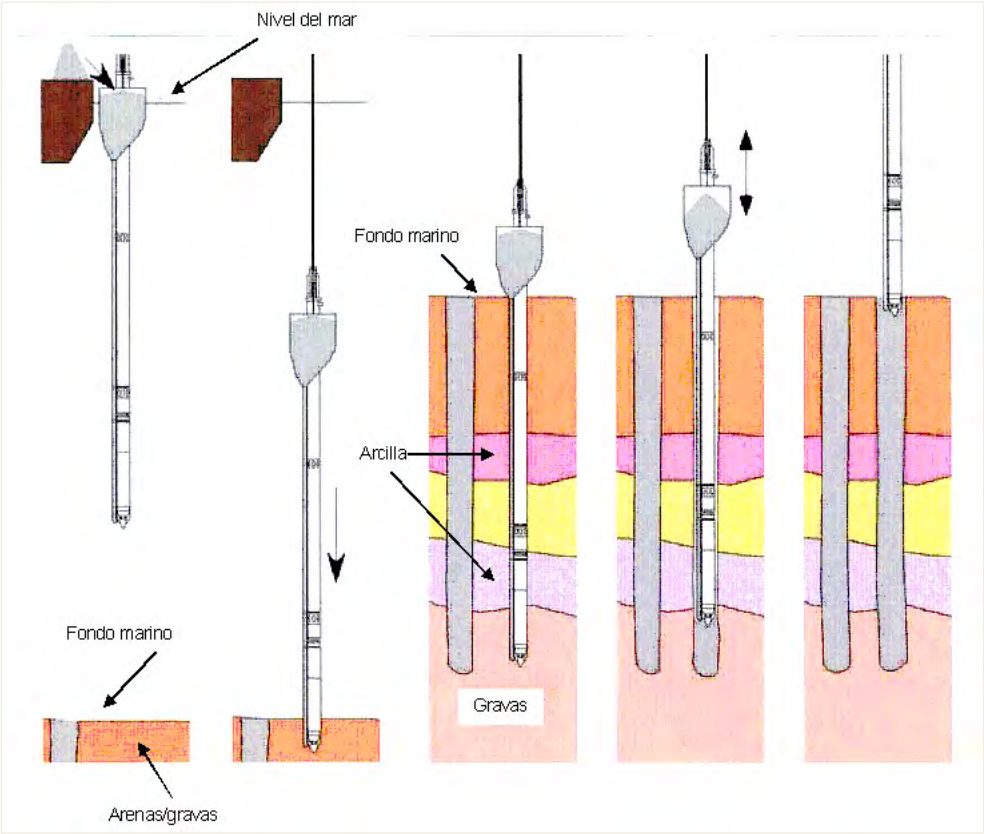

Fig. 21.4. Detalles ejecución columnas de grava con tanque superior y alimentación por fondo

El tratamiento de columnas de grava bajo esos cajones de gran envergadura puede ser una alternativa a la operación de un gran dragado – relleno de escollera – que mejore el apoyo (Fig. 21.5).

En alguna obra se ha intentado con esa escollera de apoyo una precarga de los suelos blandos subyacentes, como se hizo en el Puerto de Barcelona. Pero hay que tener en cuenta que un cajón puede transmitir una presión de 40-50 T/m^2 y que la escollera, sumergida, da una presión del orden de 1 T/m^2 (por metro de espesor). En el caso de Barcelona, con unos 80-100 m de suelos blandos, se consideró viable una precarga con una banqueta de escollera de 3 m de espesor y de 100 m de anchura (para que sus efectos llegaran a todo el espesor de suelo blando). Pero, así, la precarga fue de sólo unos 3 T/m^2 y, al fondear el cajón sobre esa escollera, la punzonó, con un "asiento" de unos 14 m, lo que, realmente, es un claro hundimiento. En esta obra, los cajones se sustituyeron por un dique en talud. Pero en otro dique próximo y similar, al final, el tema se arregló, con una "pequeña" sustitución adicional: Se pasó de un espesor de escollera de unos 3 m a un espesor total de unos 10 m. Sólo un pequeño incremento, según el técnico que presentó esa solución. También se propuso una solución con columnas de grava (Fig. 21.5), pero no fue aceptada, aunque en principio, era más ventajosa económicamente.

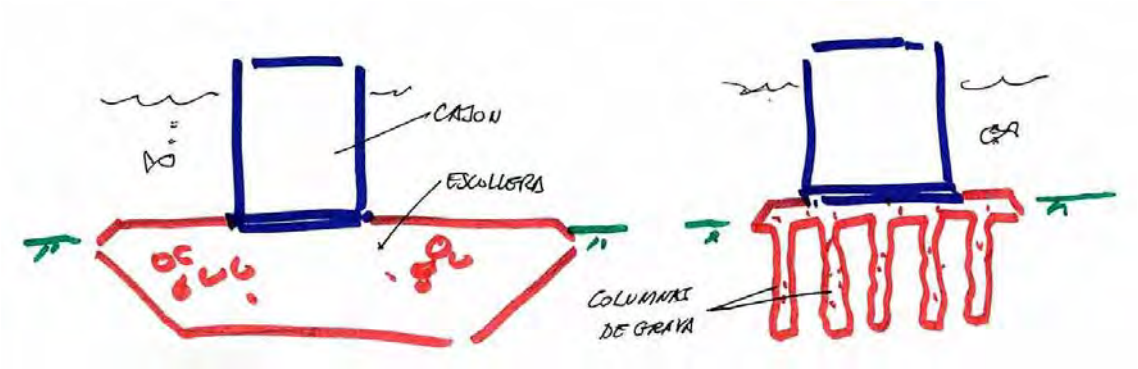

Fig. 21.5. Columnas de grava como alternativa al dragado y sustitución por escollera

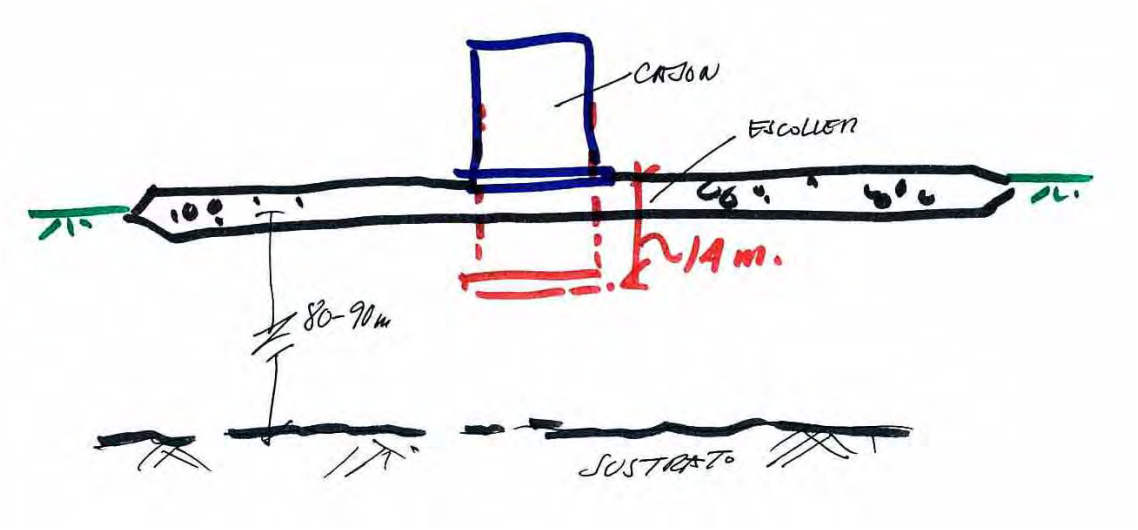

Fig. 21.6. "Punzonamiento" y "asiento" de un cajón de un dique de cierre

También en el Puerto de Barcelona se produjo, ya en el siglo XXI, un incidente que tuvo como consecuencia que unos 600 m de dique de cajones (12) se movieran de su emplazamiento hasta unos 200 m más hacia el mar, quedando algunos con la tapa inferior boca arriba. Un contratista construyó la banqueta de escollera y emplazó los cajones, corriendo a cargo de otro la ejecución del relleno del trasdós y la precarga que suele hacerse sobre ese relleno, cerca de los cajones. El relleno hidráulico incluía los materiales posibles en la zona, con muchos finos, por lo que su consolidación era muy lenta. Además, detrás del cajón no había una zona de relleno de transición de buen material, a fin de asegurar que el empuje sobre los cajones era el previsto en proyecto. Para acelerar la consolidación del relleno, se construyó una mota térrea sobre la coronación de los cajones, a efectos de elevar el nivel de vertido del relleno y que éste tuviera algo más de presión de consolidación. Sólo con ello, los empujes sobre el trasdós del cajón fueron más elevados que los de Proyecto y, en consecuencia, los cajones volcaron alrededor de la puntera del intradós (puede llamarse también vuelco plástico), de forma que se fueron hacia el mar dando la vuelta (y por eso las tapas inferiores quedaron boca arriba, Fig. 21.7). En la reparación intervino el Prof. Soriano.

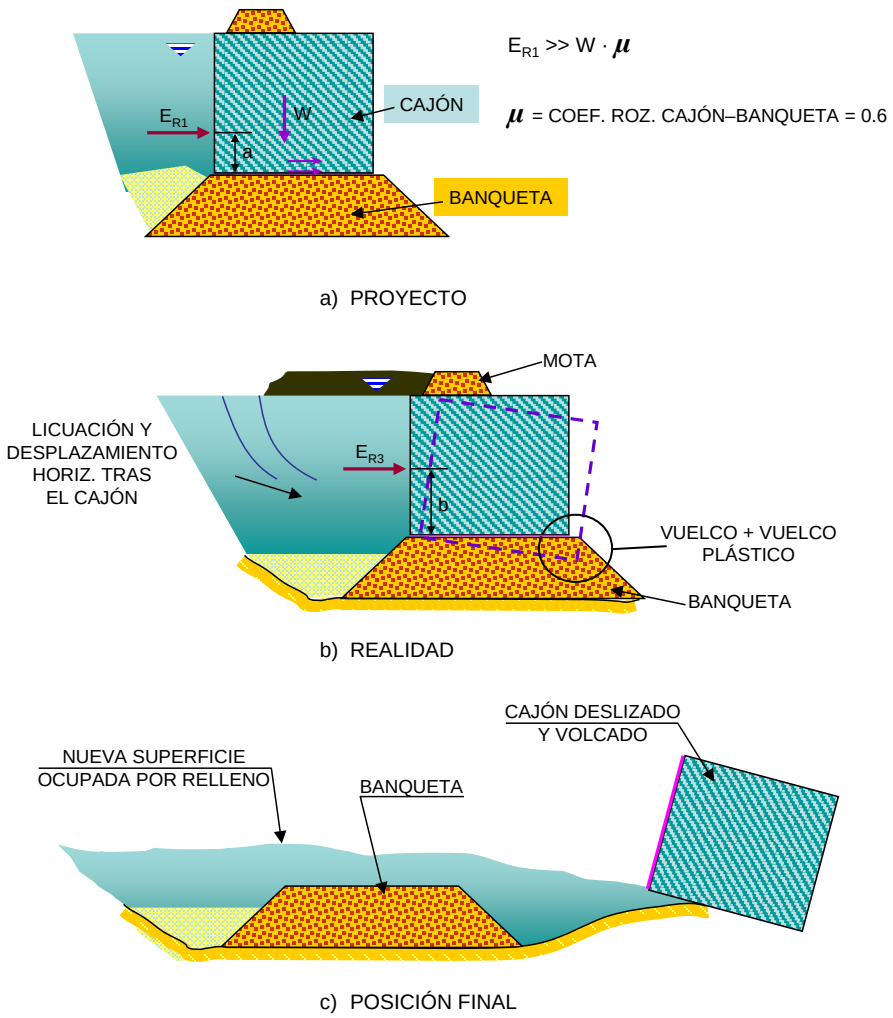

Fig. 21.7. Vuelco de cajones

No hubo fallo de la banqueta de escollera (como algún perito insistió), ya que esa banqueta prácticamente no experimentó daños.

Se añadió que pudo haber empujes adicionales al elevar los rellenos desde tierra, ya que el terraplén de avance (apoyado sobre los fangos del relleno hidráulico) deslizaba y originaban una onda sísmica. Realmente no hacía falta esta presión adicional (que pudo existir). Sobre el papel, los cajones volcaban con la mayor altura del relleno y, sobre todo, al considerar que no se habían disipado todas las presiones intersticiales generadas por el aumento de altura del relleno. Esto dio lugar a un pleito de cien millones de euros, en el que – como siempre – hubo opiniones técnicas contradictorias.

Pero ha habido más problemas, de índole geotécnico, en nuestras costas y relacionados con cajones flotantes. Hay que tener muy en cuenta la zona de cimentación:

- En Málaga, un día de Nuestra Señora del Carmen, cuatro cajones se "fueron a pasear" unos 20 m, deslizando la banqueta de escollera en que se apoyaba sobre una masa de fangos que había quedado en esa zona, después del dragado. Este se definió por la información entre dos puntos extremos del nuevo muelle y no se tuvo en cuenta la posible existencia de paleovaguadas de los antiguos cauces del Río Guadalmedina. Se recuperaron tres cajones y medio y los próximos (también sobre fangos, pero que no habían recibido, aún, los empujes del relleno) se recalzaron con columnas de jet-grouting, tipo superjet-3, después de realizar un campo de pruebas para comprobar la resistencia al corte de esas columnas en fangos (que llegó, perfectamente a 0,5-0,6 MPa). Con ello pudo dimensionarse el recalce adecuadamente. Tiempo después, algún perito del seguro nos indicó que no hacía falta ese recalce, lo que nos extrañó, ya que sobre el papel (hecho un back-analysis de la situación de rotura) era absolutamente necesario el refuerzo de jet-grouting en los fangos, sobre todo, con la evidencia de que habían fallado varios cajones y que la presencia de fangos era la misma. Después recordé que es muy fácil hacer estas aseveraciones a "toro pasado".
- Hay que tener en cuenta la geometría del apoyo de los cajones fondeados. Se supone que se quedan apoyados sobre un plano, después de enrasar la banqueta de escollera, lo que puede ser bastante lógico, sobre todo al pensar que su propio peso bastará para conseguir el apoyo, siempre que el enrase sea suficientemente bueno, aunque no perfecto. En alguna ocasión, con fondo rocoso, se ha considerado que podría sobrar la cama de escollera y que bastaría una capa de regularización de arena. Así se ha hecho en algún puerto asturiano hace algunos años (comprobamos que el apoyo quedaba bastante bien y que los asientos del cajón eran uniformes).

- Pero no sólo hay que tener en cuenta el plano de apoyo en la base sino que, si esta está algo inclinado, el cajón puede apoyarse en alguno contiguo, con un desequilibrio en la presión que el relleno del cajón ejerce sobre sus celdas interiores. En estas, por sus dimensiones (altura/anchura del orden de 7-10), se supone que los empujes del relleno son los correspondientes al efecto silo. Pero, si el cajón se tuerce estos empujes pueden ser mayores y los esfuerzos pueden romper la pared exterior del cajón. Fenómeno similar puede ocurrir en el cajón de morro. En ese caso la banqueta de escollera puede sufrir la acción del oleaje y erosionarse, con lo que el cajón (de fondo plano) puede quedar mal apoyado y, por ello y por lo explicado anteriormente, reventar su pared exterior, tal como ocurrió en el Puerto de Algeciras (Ver más detalles en nuestro libro sobre Patología Geotécnica, Ed. Entorno Gráfico, 2017).

Algo que debe quedar claro es que los rellenos de las celdas de un cajón no son uniformes, como el que suscribe ha comprobado con ensayos de penetración estática y con ensayos del dilatómetro Marchetti. De esa forma la parte más alta de la célula puede tener mayores empujes de los previstos, ya que, al rellenar, los granos más gruesos caen al fondo antes y los más finos caen más lentamente (y quedan con menor ángulo de rozamiento).

Sobre las características de resistencia al corte de los rellenos del trasdós de cajones o de un muelle de pilotes hay una costumbre, criticable, de adjudicarle una magnitud de φ_0 grados (con cohesión nula) y realizar los cálculos de estabilidad con ese φ_0. El problema es que, después, en obra, no suele comprobarse si eso se cumple o no. Se buscan los materiales posibles y, a veces, se vierten materiales con finos, sin finos, con yesos, sin yesos, con restos de demolición o sin ellos, etc. Y no se comprueba si ese φ_0 es realmente representativo. Como los empujes dependen de $tg^2(45- \varphi_{0/2})$, al variar φ_0 hacia abajo, aumentan los empujes claramente. Por ello suele ser conveniente el que se disponga un relleno zonado en el trasdós de los cajones o del muelle, en que se exige un material de mejor calidad y más grueso, a fin de asegurar (si las dimensiones de esa zona especial son suficientes) que los empujes previstos son parecidos a los reales.

Hasta tal punto crece la confianza en ese sentido que en el Manual de Cálculo de Cajones del Ministerio de Fomento, se adopta un único valor de φ_0=30°, sin tener en cuenta ni la granulometría básica del relleno ni su variación en el espacio y en el tiempo. La ROM 0.5 (cuya redacción coordinaron los Profs. Soriano y Olalla) indica valores diferentes de φ_0 para algunos tipos de suelos: arenas, limos, etc., bajando el valor de 30° a 10°, etc. Hemos comprobado que, a veces, suelos arenosos depositados en células de cajones pueden alcanzar valores del rozamiento interno de 37-40°, con pocos finos (3-7%). Puede utilizarse el gráfico de la Fig. 21.8 para estimar ese ángulo de rozamiento en función del contenido de finos. Con ello y un control periódico de este parámetro (fácil de medir) se podría, en obra, tener una idea real del valor de φ_0.

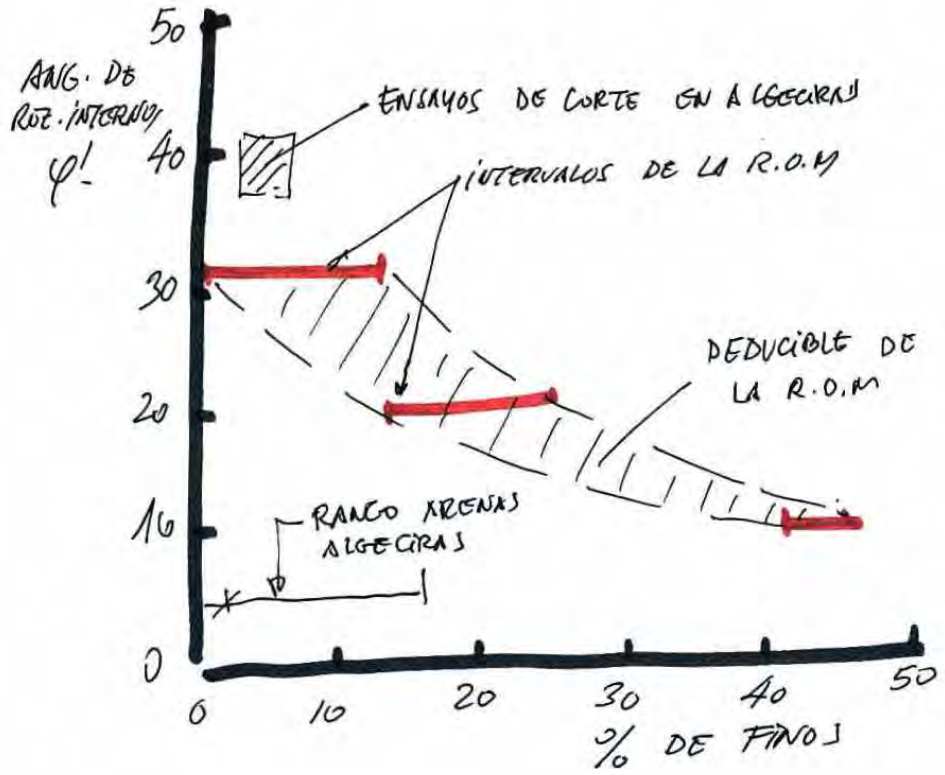

Fig. 21.8. Posible variación del rozamiento interno con la granulometría

Pero es raro encontrar una obra en que preocupen los parámetros geotécnicos. Hemos oído alguna vez decir a ingenieros portuarios que los coeficientes de seguridad pueden ser bajos en los diseños, ya que los geotécnicos se habrán encargado – previamente, al definir los parámetros representativos – de disminuirlos fuertemente, para quedar del lado de la seguridad.

Esto puede ser cierto en algunos casos, en que hemos leído que los parámetros elegidos no permitían que el suelo se soportase a sí mismo. El valor del rozamiento interno efectivo ($\varphi' \neq 0$, $c' \neq 0$) era tal que el círculo de Mohr para su estado de tensiones inicial ($\sigma'_1 = \gamma' z$, $\sigma'_3 > K_0\, \gamma' z$, por ejemplo) sobrepasaba la recta de resistencia intrínseca dada por φ'.

En suelos muy blandos marinos puede considerarse que la resistencia al corte aumenta con la profundidad del terreno, z, de forma que el rozamiento a corto plazo se considere casi nulo y la cohesión a corto plazo se tome igual a $\beta\sigma'_z$, siendo β un coeficiente que puede variar entre 0,22 y 0,28. Es muy habitual tomar 0,22-0,25 en suelos muy blandos, como son los recubiertos marinos cuaternarios de nuestras costas mediterráneas.

Un análisis completo del posible comportamiento de un cajón sobre suelo blando debería contemplar:

- Comportamiento al fondear el cajón (posible hundimiento a corto plazo).
- Consolidación bajo carga vertical (variación de asientos con el tiempo).
- Acción de cargas horizontales provenientes del oleaje y de empujes en el trasdós durante esa consolidación.
- Adición de cargas al colocar la superestructura del dique o muelle (nuevo incremento de carga vertical).
- Adición de cargas horizontales (acciones dinámicas), etc.

Esto es hoy posible con métodos numéricos (PLAXIS-2D), por ejemplo, como se mostró en la Tesis Doctoral de Manuela Carreiro Pousada), incluida la influencia de un tratamiento del fondo marino con columnas de grava, que dirigimos el que suscribe y

Pablo de la Fuente. Ese modelo numérico permitió reproducir perfectamente los movimientos medidos a lo largo de la obra y predecir los que faltaban.

¿Qué hemos aprendido de todo esto?

- A respetar al mar, en primer lugar, y a los condicionantes que este medio impone.
- A conocer las dificultades que siempre entraña el medio marino para caracterizar sus propiedades geotécnicas: Problemas de toma de muestras en suelos muy blandos y en materiales granulares para su posterior ensayo estático o dinámico en laboratorios, dificultades en hacer ensayos SPT y dilatométricos en sondeos, problemas para hacer ensayos de penetración continua por su varillaje poco rígido, etc. Pueden necesitarse pontonas con patas o similares para hacer estos sondeos. En la Tesis Doctoral de Caludio Olalla (Publicada por el CEDEX), dirigida por el autor de estas líneas, pueden verse diferentes sistemas para este fin.
- A que la geofísica en el medio marino puede dar muy buen resultado para estimar espesores de suelos muy flojos y más duros.
- A tener en cuenta la dificultad que impone el calado en los pilotes y a las dificultades de su construcción, bien sean hincados, bien sean “in situ”. En ambos casos se necesitan pontonas cuya posición puede controlarse adecuadamente y cuyos movimientos sean mínimos (plataformas de “patas”, pontonas con diversos sistemas de anclas, etc.), grúas poderosas para elevar pilotes y martillos pesados, guiaderas importantes, etc.
- La dificultad de caracterizar préstamos marinos uniformes, lo cual debería tenerse en cuenta bien en el proyecto inicial, bien al empezar la construcción de la obra. Es raro ver control de estos materiales y comprobar si cumplen las hipótesis de proyecto (γ, φ, etc.)
- La problemática de comprobar si la resistencia al corte prevista en el proyecto se cumple. Al menos, los ensayos granulométricos pueden ser una buena información.

- El cuidado que debe tenerse al realizar las banquetas de escollera y seleccionar su espesor, a fin de que se pueda tener una mínima seguridad frente a fenómenos de inestabilidad.
- Cuando se hable de escollera hay que concretar algo más, ya que dentro de esa denominación hay todo un enorme panorama de tamaños. Podemos estar hablando de diámetros entre 5 y 20 cm (escollera más bien fina), de 20 a 50 cm (escollera media) o de 1-3 m (escollera muy gruesa). Cuando se habla de escolleras realmente gruesas es mejor referirse al peso de los bloques (naturales o artificiales), puesto que, entonces, se dimensionan para resistir oleajes. En el nuevo Muelle Exterior de Coruña, la exigencia de pesos de la escollera de protección llevó a unas excavaciones muy importantes en taludes de la costa (Fig. 21.9), ya que esas escolleras sólo pueden "salir" de materiales rocosos con grado de meteorización I-II (y, más bien, I). Sin embargo se obtenían escolleras finas y medias que sirvieron muy bien para rellenos interiores y sobre las que llegamos a hacer ensayos de carga (con bloques de hormigón), para caracterizarlas debidamente.

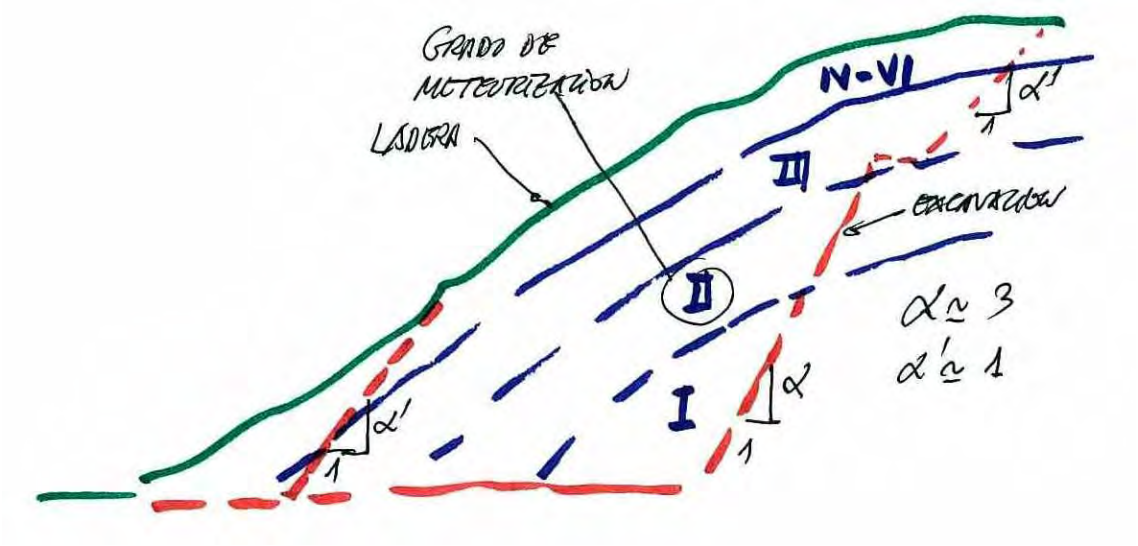

Fig. 21.9. Desmonte con diferentes grados de meteorización en rocas ígneas de estructura "acebollada" (Puerto Exterior de A Coruña)

- Que todo se mueve en el mar y que la instrumentación y control de movimientos puede ser muy diferente que en tierra firme.
- Que, si se trata de obras con pilotes, conviene que éstos sean del mayor tamaño posible, a fin de que las operaciones de instalación y el número de ellas puedan, en lo que cabe, simplificarse.
- Que en el control de hinca de pilotes es imprescindible utilizar la ecuación de la onda o sus derivados (método CASE del Profesor Goble y el programa CAPWAP).
- Que en los pilotajes frente a cargas horizontales hay que tener en cuenta que tendrán carácter repetitivo (choques, impulsiones, oleaje, etc.), por lo que el empotramiento ficticio baja con el número de acciones (desde 1,1-1,2 veces la longitud elástica a 1,5-1,6 veces, aproximadamente), como se pudo comprobar en las pruebas de carga realizadas en 1970 en el Pantalán de Petroliber de Coruña.
- Que en el diseño de los cajones flotantes hay que tener muy en cuenta las condiciones de su apoyo y la posible erosión que en ese apoyo pueda introducir el oleaje y las corrientes marinas.
- Que los empujes en las celdas de un cajón no corresponden a un terreno homogéneo, ya que un relleno hidráulico nunca lo es y su ángulo de rozamiento puede tener variaciones de 5 a 10°, con la consiguiente consecuencia de empujes en las celdas y los esfuerzos de flexión en las mismas.
- Que el diseño del comportamiento de un cajón tiene que contemplar las diferentes fases que pueden presentarse nada más ser fondeado: Consolidación del terreno subyacente, acción del relleno del trasdós, acción del oleaje, etc.
- Que el terreno de apoyo del cajón puede necesitar un tratamiento previo, bien por sustitución por escollera, bien un refuerzo con columnas de grava, etc.

22. EL CEDEX Y OTROS ORGANISMOS DE INVESTIGACIÓN

El CEDEX es la denominación breve del Centro de Estudio y Experimentación de Obras Públicas (antes CEEOP), creado en 1957, al pasar la Escuela de ingenieros de Caminos, Canales y Puertos al Ministerio de Educación. En ese momento, el Ministerio de Obras Públicas agrupa a los laboratorios de la Escuela y constituye el CEDEX.

Actualmente está formado por el Centro de Estudios Hidrográficos, el Centro de Estudios de Puertos y Costas, el Instituto del Transporte (Centro de Estudios de Carreteras), el Centro de Técnicas aplicadas, el Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, el Laboratorio de Geotecnia y el Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo.

Cuando el que suscribe entró en él, entonces, Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, dirigido por J. A. Jiménez Salas, en octubre de 1969, la idea de un único organismo – CEDEX – todavía no se había impuesto. Cada Centro o Unidad de Trabajo era muy independiente y aunque había un Director del CEEOP, la colaboración entre los centros era difusa y casi inexistente. Algún compañero de promoción que entró en Hidrográficos nos afirmaba que ellos eran parte de la Dirección General de Obras Hidráulicas y que eso del CEEOP era sólo un trámite administrativo (un “cuento chino”. Por cierto, luego llegó a Director del CEDEX.

El Laboratorio del Transporte (como solíamos llamarle) era diferente a algunos otros centros, probablemente por la personalidad de Jiménez Salas, su espíritu investigador y el ser Catedrático de Geotecnia y Cimientos. Con los que fuimos al “Laboratorio del Transporte” (cinco recién acabados que pedimos becas de Formación de Personal Investigador, que daba el Ministerio de Educación y Ciencia), Jiménez Salas inició un nuevo camino de investigación y doctorado, con la realización de tesis dirigidas por él o por otro de los ingenieros expertos que trabajaban en el Laboratorio (Santiago Uriel, Ventura Escario, etc.). Hasta tal punto que mezclábamos los trabajos de investigación en el CEDEX y en el Laboratorio de la Escuela de Caminos (como fue el caso del que suscribe estas páginas).

Para Jiménez Salas, que había hecho estudios de postgrado en Viena y Berlín bajo las bombas de la II Guerra Mundial, lo lógico no era investigar tan sólo, sino potenciar estudios de doctorado, con cursos de especialización e investigación al estilo internacional. Y, por ello, empezó esta tarea con nosotros: Carlos Faraco †, César Sagaseta, Enrique Castillo, el que suscribe y Francisco Aguado. Este último no acabó su Tesis. El Altar y otros temas acapararon su atención, por lo que se fue, se casó y pasó a trabajar en una constructora. Poco tiempo después (1 año), Faraco pasó a Geotécnica Stump, continuando con la Tesis (ya muy avanzada). Enrique viajó a U.S.A. para hacer otra brillante Tesis en Northwestern University y César y yo acabamos las Tesis en el CEDEX. El único que continuó fue el que suscribe, permaneciendo en dicho organismo veintiséis años y medio.

Durante esa época vimos crecer la fama del Laboratorio del Transporte, con los ya indicados, con José Luis de Justo (que pronto marchó a Sevilla), Alcibíades Serrano y Ángel Uriel y nuevas incorporaciones (López Corral, Esteban, Díez González, Vicente Cuéllar, etc.). Y los tiempos cambiaron y el organismo también, tendiendo a una unificación en la Dirección, tras el peso breve de Jiménez Salas por ella. En 1983 entra Rafael Fernández Ordoñez como Director General y empieza a dar una forma más genérica al organismo. Aparece, entonces, el apelativo de CEDEX como marca de la casa y como protagonista general. Se potencia el Gabinete de Formación y Documentación y jornadas de especialización. El Curso de Mecánica del Suelo para Ingenieros Iberoamericanos (iniciado en 1982 en la Escuela de Caminos, bajo la Dirección de Jiménez Salas) pasa en 1988 al CEDEX, con la misma Dirección y con el que suscribe como Director Ejecutivo (y continua en la actualidad – como Master – bajo la Dirección de Fernando Pardo de Santayana), se organizan numerosos cursos de postgrado, se reorganizan los centro de trabajo y se separan Carreteras y Geotecnia, se aumenta la presencia del CEDEX en los trabajos del Ministerio (sobre todo los del Laboratorio Central y el de Geotecnia que no tenían como los otros centros una única Dirección General espejo), se editan monografías y libros para mayor difusión de los conocimientos y trabajos del CEDEX, etc. Es una etapa que inicia Fernández Ordoñez y eleva a mayor altura el siguiente Director: Felipe Martínez. Luego viene una etapa de más calma unida a la disminución de la actividad de obras públicas en España.

Algo que consideramos como indiscutible es, aparte de las aportaciones teóricas a la Geotecnia de los miembros del Laboratorio de Geotécnica, la aportación llevada a cabo en el campo experimental del laboratorio (triaxial de gran diámetro (Fig. 22.1), corte cíclico, columna resonante, aparato de corte de 1×1 m (Fig. 22.2), el cajón para ensayos ferroviarios (Fig. 22.3) y los primeros y pioneros aparatos para estudiar la deformabilidad y la resistencia al corte de suelos semisaturados, etc.) y de campo. En este último "terreno" se iniciaron y realizaron:

Fig. 22.1. Ensayo triaxial para muestras de Ø9" (Gentileza del CEDEX)

Fig. 22.2. Detalle lateral del aparato de corte directo de 1×1×1 m^3 (Gentileza del CEDEX)

Fig. 22.3. Cajón para ensayos ferroviarios (Gentileza del CEDEX)

- Ensayos de corte "in situ", de 0,5×0,5 m, de 1×1 m y de hasta 4×4 m (en la Presa de Mequinenza, bajo la dirección de S. Uriel).
- Ensayos de campo de pilotes, bajo acciones verticales y horizontales (en La Coruña y Algeciras, en el mar, donde el que suscribe estuvo a punto de sufrir serios accidentes; en Bilbao, en Molins de Reis, etc.).
- Los ensayos geofísicos novedosos, como los de ondas Raleigh, geo-radar, etc., para estudiar terraplenes, vertederos y su apoyo.
- Ensayos de terraplenes experimentales tanto controlando su consolidación (Medinaceli, Coruña, Valencia, etc.) como llevándoles a rotura (Huelva).
- Ensayos de carga vertical e inclinada en galerías (trasvase Tajo-Segura, Presas diversas, etc.).
- Ensayos con piezocono (Medinaceli, Huelva, Puerto de Santa María)
- Ensayos con torpedos "medio ambientales", etc.

En los trabajos de campo hay que destacar la intervención de Luis Quero, Juan Pedro García, Juanito Aguilera, Benigno Delgado, Rafael Moreda, Pedro García Lara, etc. Esta "unidad de empuje" siempre estaba lista para colaborar en todo (mover muebles, trabajar en ensayos de campo por la noche, etc.)

Todo ello ha favorecido el poder resolver problemas concretos del sector de las Obras Públicas y difundir los resultados y experiencias, a la actividad pública y privada, una de las tareas fundamentales del CEDEX.

La estancia del autor de estas páginas en el Laboratorio del Transporte duró desde 1969 hasta 1996 (años con los mismos dígitos, casualidad), durante los cuales Jiménez Salas fue Director catorce años, Ventura Escario lo fue interino un breve tiempo y Alcibíades Serrano cuatro años. El resto del tiempo el que suscribe fue Director, heredando el despacho de Jiménez Salas e intentando ser digno de la herencia que se le transmitía y que debía transmitir a los siguientes (Vicente Cuellar y Fernando Pardo de Santayana).

Esa herencia no era fácil de administrar, ya que el prestigio de Jiménez Salas (catedrático, funcionario del MOP, consultor, presidente de las Sociedades de Mecánica del Suelo y de la de Mecánica de Rocas, etc.) era sublime. Pero se intentó seguir su estela, como las gaviotas siguen a los pesqueros en el mar. Y una de las cosas que el que suscribe hizo fue el resucitar el Curso Iberoamericano de Mecánica del Suelo, iniciado en la Escuela de Caminos y suspendido provisionalmente, por falta de financiación continuándole en el CEDEX (donde sigue actualmente), pero con Jiménez salas como figura estelar. Hoy, en muchos países de Iberoamérica (Colombia, Perú, Chile, Argentina, …) los antiguos alumnos han alcanzado puestos importantes (Rectores de Universidad, Directores Generales de Carreteras, Consultores de Prestigio) y todavía nos saludan y preguntan por los antiguos profesores. Precisamente, dentro de poco (respecto al momento de escribir estas líneas) se celebrarán en el CEDEX unas Jornadas de reencuentro con antiguos alumnos de dicho curso de Postgrado, centrado, principalmente, en los de 1994, con el título de “Avances y retos para la Geotecnia Hispanoamericana” (Junio, 2017). El continuar, mientras se pueda financieramente (hoy ya no se cuenta con el apoyo económico de la antigua Agencia Iberoamericana de Cooperación), parece que es un deber que han asumido perfectamente las autoridades que, hoy, dirigen el CEDEX.

En la actualidad el CEDEX tiene un poco menos de presencia – en general – en la actividad real del Ministerio, pero es que ésta ha disminuido claramente, sobre todo, en el Ministerio de Fomento. Menores obras nuevas, menores inversiones totales, etc. Pero el CEDEX sigue siendo referencia cuando se trata de hablar de naves de ensayo con equipamientos tan especiales como: El tanque tridimensional de oleaje, el simulador de navegación de buques, prensas de 600 T de carga, el "cajón" ferroviario para simulación del paso dinámico de trenes del Laboratorio de Geotecnia, la pista elíptica de ensayo de firmes, el equipo de ensayo de corte directo para suelos gruesos (molde de 1×1×1 m), triaxial estático con muestras Ø 9", triaxiales y corte dinámicos, columna resonante, mesa vibratoria, trabajos de control e instrumentación de obras, ensayos de campo especiales, etc. Y sigue interviniendo en problemas reales.

Hay que indicar la correlación importante entre el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y las Tesis Doctorales, como fruto individual de acciones, más o menos colectivas, de investigación y como parte de la formación de los investigadores y que, en su día, continuó (después de las Tesis ya citadas) con Enrique Dapena, Antonio López Corral, Luis Sopeña, Fernando Esteban, Claudio Olalla, Fernando Pardo de Santayana, José Manuel Martínez Santamaría, Pepe Estaire, Enrique Lorenzo, Isabel Fernández, Áurea Perucho, Herminia Cano, Javier Moreno, Enrique Asanza, Cristina Higuera, etc.). Quizás la actividad doctoral ha bajado algo en el Laboratorio de Geotecnia, a nuestro juicio, por los obstáculos administrativos de conseguir contratos y becas de personal investigador y haber disminuido la inversión del Ministerio de Fomento, y también al no haber ya técnicos que estuviesen en el CEDEX y en la Universidad, al mismo tiempo. Con el tiempo resulta que las dificultades han aumentado para conseguir jóvenes inquietos y con ilusión y ganas de investigar, a lo que – sin duda – contribuye la dificultad de conseguir esa financiación. La crisis crea desilusión y "pereza", fenómeno que el que suscribe ya ha visto durante crisis del pasado y que suelen afectar mucho a estos organismos de investigación aplicada, al cambiar el ambiente social. Pero el espíritu continúa vivo y la "llama" de la antorcha científica sigue ardiendo. El CEDEX sigue siendo una referencia internacional (y lo seguirá haciendo por muchos años) y elaborando tesis doctorales y el empuje de

Fernando Pardo de Santayana mantiene la antorcha heredada de estos últimos cincuenta años.

Pero hay otras organizaciones o grupos con actividad importante de investigación geotécnica en España.

Por supuesto es necesario incluir todos los Departamentos de Ingeniería del Terreno (o con denominación similar) de las antiguas Escuelas Técnicas Superiores de Ingeniero de Caminos o de Ingeniería Civil, además de otras organizaciones relacionadas con el terreno (minería, agricultura, etc.)

Destacan entre todos esos Departamentos – por el volumen y calidad de su actividad – el de la Escuela de Caminos de la Universidad Politécnica de Catalunya, el de la Politécnica de Madrid, el de la Politécnica de Valencia, el de la Universidad de Granada, el de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Sevilla…

El de la Politécnica de Catalunya, con los Profesores Alonso y Gens (lo cuales han alcanzado galardones internacionales) a la cabeza de un destacado plantel de investigadores (Lloret, Ledesma, Gili, Arroyo, Pinyol, Corominas…, etc.) tiene repercusión internacional. No en vano el Prof. Gens – en el momento de escribir estas páginas nos enteramos que le ha sido concedida la Medalla Nash por la ISSMGE – es Vicepresidente para Europa de la Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo y ambos profesores han dictado la Conferencia Rankine, en ocasiones diferentes. Son muy conocidas sus actividades en el campo de la mecánica de los suelos semisaturados, de deformabilidad de pantallas continuas, de presas de materiales sueltos, de geotermia, de deslizamientos de laderas, etc.

El grupo de la Escuela de Caminos de Madrid (pionero de todos, con Jiménez Salas a la cabeza y después con S. Uriel, A. A. Serrano y A. Soriano, hasta llegar ahora a Claudio Olalla y Rafael Jiménez incorporando a Luis Cañizo, Carlos Lorente de Nó, Ángel Uriel, Luis Fort, el que suscribe, Pepe Estaire, José M. Santamaría, Alberto Bernal, Salvador Senent, incluyendo a los de la Cátedra de Geología aplicada, como Eugenio Sanz, Fernando Román, etc.) ha leído multitud de Tesis Doctorales sobre pilotajes (E. Redolfi, J. M. Rogel), residuos mineros (Mª. D. Cancela), pantallas de bentonita-cemento

(Mª E. Pons), pantallas continuas (E. Castillo y C. Sanhueza), jet-grouting (S. de Assis), inyecciones de compensación (E. Domínguez), mecánica de rocas (I. Reig), modelos discretos de materiales granulares (R. Ortiz), asientos por túneles (D. Simic y F. Díez) etc.

El grupo de la Escuela de Caminos de Santander, dirigido por el siempre brillante y magnífica persona César Sagaseta – en posesión del premio británico Thelford – y que incluye, entre otros, a Jorge Cañizal, Almudena Da Costa, Jorge Castro, etc., siempre atento a temas novedosos (vertederos, ensayos de corte con geotextiles, suelos blandos, columnas de grava ensacadas, etc.).

El grupo de Sevilla, que fue impulsado por José Luis de Justo desde los años 70 y, ahora, dirigido por Antonio Jaramillo (con Percy Durand, Pilar Gentil, Sánchez Langeber, Bauzá, etc.), ha destacado en el campo de las aplicaciones sobre materiales semisaturados y tratados con cal, sobre las cimentaciones profundas, presas, etc.

Los grupos de la Universidad de Granada (el de José Chacón al frente de un plantel de jóvenes pero veteranos investigadores como Irigaray y Lamas, y el de José M. Azañon, etc.) han destacado en las aplicaciones de los sistemas de información geográfica en la estabilidad de taludes, la influencia de los carbonatos en las propiedades geotécnicas de arcillas, las roturas de taludes verticales, etc. Mientras que el grupo valenciano (impulsado en su día por los Profesores Romana y Celma y el fallecido Rafael Izquierdo) ha aplicado sus energías en estudios sobre el jet-grouting, el recalce de monumentos históricos, aplicaciones de anclajes y bulones, clasificación de rocas para taludes y túneles, etc. (ahora con C. Hidalgo, Mª E. Garrido, F. J. Torrijo…)

Hay otros grupos más jóvenes, como el de Coruña (con Luis Medina al frente y la aplicación de modelos numéricos), el de Burgos (con Luis García Castillo y sus jóvenes investigadores, con gran aportación en temas geofísicos y ensayos de campo), el de la Universidad de Alicante (Roberto Tomás, Miguel Cano, …), el de Mecánica de Rocas de Vigo (Ignacio Pérez Rey, Leandro Alejano, etc.), el de la Universidad de Córdoba (Miguel Cabrera y otros), el de la Escuela de Linares (J. L. Molina) el de la U. P. de Cartagena (Iván Alfaro, Juan F. Sánchez, Ricardo Valiente, etc.), el de las Universidades canarias (Luis Hernández, Alejandro Lomoschitz), el de la Universidad de Córdoba (A.

Daza, G. Aroca, M. Cabrera, etc.), el de la Universidad de Oviedo de minería (Carmen Covadonga, M. I. Álvarez, G. Álvarez), etc.

No se puede olvidar al Instituto Geológico y Minero de España, con sus aportaciones en la Hidrogeología, Cartografía Geotécnica (con el inolvidable Paco Ayala y con Mercedes Ferrer, Luis Jordá, etc.), aplicación de residuos mineros en terraplenes, estabilidad de taludes... Ni a los grupos de la Universidad Complutense (con Luis González de Vallejo, Andrés Carbó y Ramón Capote) o el de la Universidad de Oviedo (iniciado por el Prof. Montoto, con la Profesora Esbert) con sus aplicaciones de la Ingeniería Geológica, etc.

Como final de este capítulo indicaremos dos cosas:

- La primera es que casi todo lo que hemos descrito es – a nuestro juicio – la herencia de José Antonio Jiménez Salas, que desde el Laboratorio del Transporte del CEDEX y desde su cátedra de la Escuela de Caminos (fue el primer Catedrático de la de Madrid por oposición) impulsó la investigación geotécnica aplicada. No todos los nombrados pueden ser denominados como “discípulos” de Jiménez Salas, pero tuvieron con él relación suficiente como para que les llegara su impronta, o la recibieron a través de sus discípulos. Una prueba de esa herencia es que, hasta octubre de 2016, se habían leído en España unas ciento sesenta Tesis Doctorales de Geotecnia (sin contar las de Geología algo aplicada o las de Hidrogeología), de las cuales unas 100 corresponden a la U.P.M. y a la U.P.C. De ese ingente número de Tesis Doctorales, veintisiete (hasta el momento presente) han sido dirigidas por el autor de estas páginas.
- Lo que aprendimos de Jiménez Salas, del CEDEX y de estos otros organismos de investigación fue diverso:
    - A ser lo más riguroso posible en el planteamiento de estudios e informes.
    - A ser honrados al escribir informes y difundir (conferencias, artículos) los resultados de investigaciones.
    - A ayudar al que empieza, tal como nos ayudaron. Pero el “nuevo” también tiene que ayudarse a sí mismo.

- A definir el alcance de las investigaciones y no a empezar a divagar, puesto que, así, no se llega a ninguna parte. Hay que prever el fin de estos trabajos por fases o etapas y ser ambiciosos, pero – al mismo tiempo – realistas con los medios y plazos disponibles. No sirve de nada el decir: "Yo voy a hacer la mejor tesis y con un tema muy complicado para asombrar a los demás". Eso suelen decirlo los que nunca acaban una investigación o una Tesis (casos reales).
- A saber aprovechar los medios disponibles (por ejemplo, un laboratorio bien equipado) para hacer tesis experimentales y no despreciarlas porque no desarrollen un gran modelo numérico. Aprovecharlos al máximo y no dedicarnos a protestar.
- A trabajar con deformaciones, más que en tensiones.
- A formarse, desde el principio, en técnicas de laboratorio y de campo, ya que ello ayuda a comprender mejor el comportamiento del terreno.
- A, cuando eres un joven aprendiz de investigador, no tener miedo de mancharte las manos con el barro, la arcilla, etc. y a preparar tú mismo muestras (o a cargar con sacos de arena para llenar tanques de ensayo en modelo reducido).
- A que, lo que importa, sobre todo, es la formación básica y la aplicada, etc. y su utilización en la realidad, al servicio del Bien Público.
- A que, en Ingeniería, no se puede uno quedar en el estudio e investigación de temas muy académicos: hay que salir al exterior y aplicar los conocimientos obtenidos a la realidad, para aprender y luego poder enseñar a ingenieros normales y no sólo a investigadores, etc. La mezcla de la investigación básica, la de laboratorio y la de campo – en problemas reales – es lo que conduce a ampliar nuestros conocimientos y permitirnos enfrentarnos con el futuro.

23. DE PERITAJES EN TEMAS DE PATOLOGÍA

La Patología Geotécnica o estudio de "los males" de estructuras y cimentaciones de origen geotécnico ha sido ya analizada en algunos puntos del documento que el lector tienen en sus manos y con mucho detalle en un libro que el autor de estas páginas tiene en imprenta al redactarlas (" Manual de Patología Geotécnica: Recalces y refuerzo del terreno". Ed. Entorno Gráfico, 2017, Madrid).

Pero queremos destacar algunos casos en que los problemas son de tal índole o de tal entorno que derivan, a veces, en controversias, al intervenir las empresas aseguradoras en el tema. Así, pueden establecerse hasta cuatro partes, al menos:

- El perito del seguro que protege el inmueble o estructura que ha sufrido los efectos de la patología.
- El perito del seguro de la organización (o técnico destacado) al que se le hace responsable de la patología.
- Un perito de parte del juez, si el asunto llega a los tribunales.
- Otros peritos, si llegan a presentarse acusaciones particulares, en casos de magnitud importante.

Así, en el caso de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar (hacia abril de 1999), llegó a haber más de cuarenta peritos al empezar el juicio de la demanda interpuesta por Boliden (la empresa explotadora de la mina en cuestión) contra diversos actores (el constructor de la presa, la empresa que la instrumentó, el "proyectista", etc.), a fin de intentar conseguir capital para pagar la multa que le había impuesto la Junta de Andalucía (del orden de 90 millones de euros).

Es evidente que cada perito hará algún esfuerzo para ayudar a su cliente, lo cual es lógico, pero ello no debe oponerse al estudio y compresión de lo que realmente ha sucedido o la importancia relativa de las causas del litigio. En el caso de Aznalcóllar se vio esto claramente y cómo, a veces, se defendía lo indefendible, ignorando toda la historia del evento. Más detalles pueden verse en nuestro libro sobre Patología Geotécnica.

Hace bastantes años, el autor de estas líneas asesoró a un abogado de una compañía de seguros muy conocida. Este abogado era un asesor especial y no intervenía más que en asuntos de cierta importancia. Siempre me decía: "Tu analiza el tema y dime, de verdad, lo que piensas. De lo demás (contrato, aspectos jurídicos, importancia del cliente, etc.), me encargo yo". Así daba gusto trabajar.

Lo que ocurre es que, en cuando entra un geotécnico (se supone que debe pasar igual en otras áreas técnicas) en un tema con problemas, puede suceder que:

- Se tienda a volcar la responsabilidad sobre él. Por eso en más de una ocasión, con temas importantes, alguna empresa de peritación me ha indicado que no fuera a ver el problema inmediatamente después de que se hubiese producido. La cuestión no era asesorar a la propiedad de la estructura dañada sino examinar documentos, información, etc., para intentar aclarar las responsabilidades de las diferentes organizaciones intervinientes: Proyectistas, Administración, Contratista, Control de calidad, etc.
- Se tiende, por parte de algunos de los intervinientes, a "falsear" la información, incluso a "mentir" descaradamente. El que suscribe recuerda un caso de una torre de 20 plantas, inclinada, en que el representante de la propiedad le habló, al principio, de unos fortísimos vientos que habían inclinado el inmueble. Bastó examinar los daños (ligerísimos) y comprobar los datos meteorológicos para comprobar que eso era una excusa que convenía a alguno. En ese mismo caso, en que se analizaba si el desplome del edificio se había producido desde el principio de su construcción (al ir cargando la estructura) o bruscamente, al preguntar por la empresa que instaló ascensores (que tendría que haber notado la inclinación de su hueco), se nos contestó que había quebrado y, tontamente, lo creímos. Años después pudimos comprobar que la hipótesis de que la inclinación se produjo desde el principio era cierta y que hubo que hacer ascensores especiales para que cupieran en el hueco inclinado (Fig. 23.1).

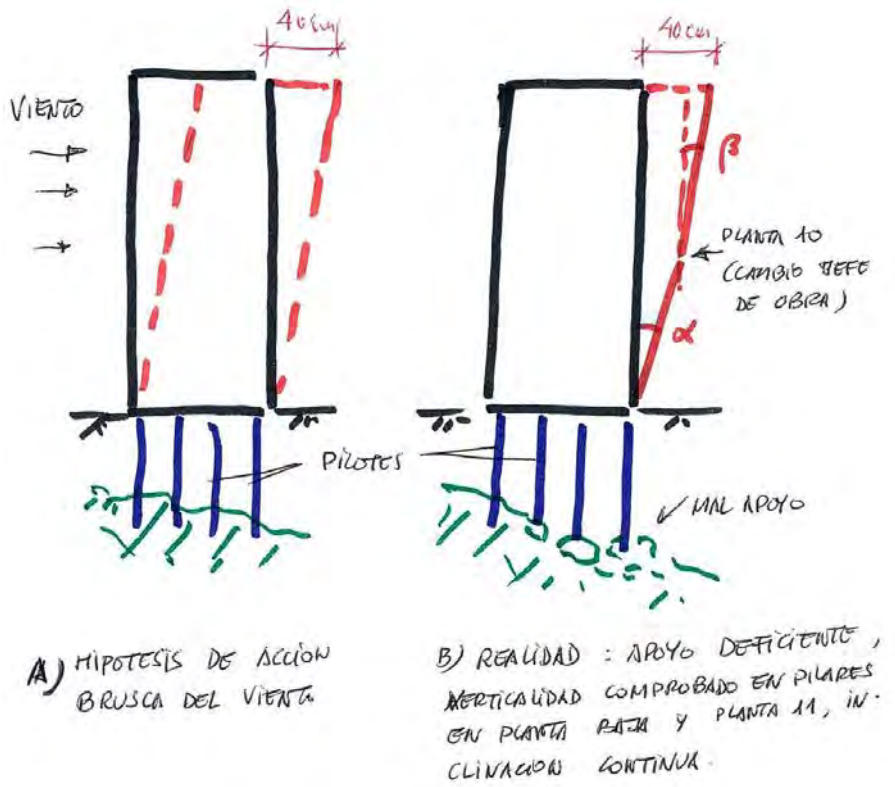

Fig. 23.1. Inclinación continua en un edificio de Benidorm

- Se tiende a proporcionar información no verdadera (desde un anejo geológico-geotécnico rehecho después del incidente, hasta no entregar informes previos, desfavorables para alguna de las partes), etc.

Por ello, el perito, en estos casos, deben casi actuar como un detective e intentar esclarecer lo que ha sucedido, reproduciendo la historia del suceso (cuando sea posible), manejando la nueva información que se pueda generar; estudiando las posibles soluciones que remedien el problema, etc. Este último aspecto es importante. Aunque como perito no tengas que aportar la solución, si actúas de parte de un seguro tienes que tener en cuenta el posible coste de esas soluciones. En el caso de un cierto edificio de los años 50 del siglo pasado, antiguo, cimentado sobre rellenos y rehabilitado en los años 80 (sin seguir considerando que el apoyo de las zapatas era muy estricto, ya que se hacía sobre un relleno antrópico, de unos 4-5 m de espesor), la parte afectada confió a unos técnicos la solución del problema. Para ello, recalzaron el edificio con micropilotes, incluso en la mitad de la planta en que las zapatas se apoyaban sobre un sustrato arcilloso competente. Esto supuso un coste importante

pero, además, a pesar de que el edificio tenía jardines a su alrededor, el recalce se hizo enteramente desde el interior del edificio, originando enormes sobrecostes (demolición de tabiques, de solería, etc.). Además, el presupuesto de los micropilotes se dio en euros por metro cuadrado del edificio en planta, lo cual no es habitual. Al analizar el seguro de la otra parte este tema, se logró reducir muy considerablemente el coste de la solución (que podía haber sido con taladros inyectados entre zapatas y terreno firme, desde el exterior del inmueble en su mayoría y solo en parte del edificio). Los seguros negociaron en base a estas observaciones, poco antes de celebrarse el juicio correspondiente.

En otras ocasiones (un túnel en el País vasco, en que se cayó el emboquille, realizado con pantallas de pilotes "in situ" anclados) se le ha pedido al que suscribe que fuera a la obra para "negociar" con el perito de otra parte sobre la solución a adoptar, a fin de que fuera bendecida por las dos partes y se ahorraran las discusiones posteriores. A pesar de ello, al final hubo un arbitraje sobre los costes de la reparación, teniendo como punto principal de discusión si las excavaciones para el emboquille tienen el mismo coste que las de desmontes de carretera o si se considera que, al formar parte del emboquille, tienen un coste especial (sobre todo teniendo en cuenta la situación en que se encontraba toda la zona). Por cierto al visitar la obra (de dos bocas), quisimos entrar en el otro túnel y se nos preguntó "¿para qué?". "Por ver si se aprecia algo", contestó el que suscribe. ¿Algo?- El frente estaba caído, con talud de vertido, a unos 50 m del emboquille y no se habían dado cuenta de ello, al parar las obras por la rotura en el otro tubo.

Estos problemas patológicos pueden, principalmente estar relacionados con:

- La influencia directa del agua, por pérdidas en tuberías de abastecimiento o saneamiento y lluvias muy fuertes que induzcan humectaciones y reblandecimientos del terreno, incluso arrastres del mismo, lo que iría en detrimento de la capacidad portante de los cimientos. Las pérdidas en tuberías de abastecimiento pueden tardarse varios días en solucionarse y originan vertido de 50-100 m^3, con los consiguientes daños (Fig. 23.2). Por supuesto, en caso de inundaciones fuertes y bruscas los efectos pueden ser mayores y muy

rápidos en el tiempo, afectando sobre todo a edificaciones de mala calidad o industrias con naves ligeras asentadas en los cauces de inundación de ríos, en las desembocaduras de rieras mediterráneas, terraplenes a medio construir, etc.

– Por apoyo de cimentaciones de rellenos, como en algunos de los ejemplos puestos anteriormente. Podemos citar el caso de unas naves industriales en la provincia de Ciudad Real en que la solera no podía experimentar más que muy ligeros movimientos, al tener encima equipos de precisión. Como había rellenos (3-6 m) se removieron los rellenos y se construyeron pilares sobre zapatas en terreno competente. Se compactó el relleno entre pilares (?) y la solera quedó sobre esos rellenos, lo que le indujo asientos y fue necesario recalzarla (Fig. 23.3). Si a ello se le añade la acción de fugas de agua, el problema está servido. Sin embargo si puede cimentarse en rellenos bien compactados y controlados, como se hizo en la Petroquímica de Puertollano, apoyos de estribos de puentes en terraplenes de acceso, con cuñas adecuadas de transición, etc.

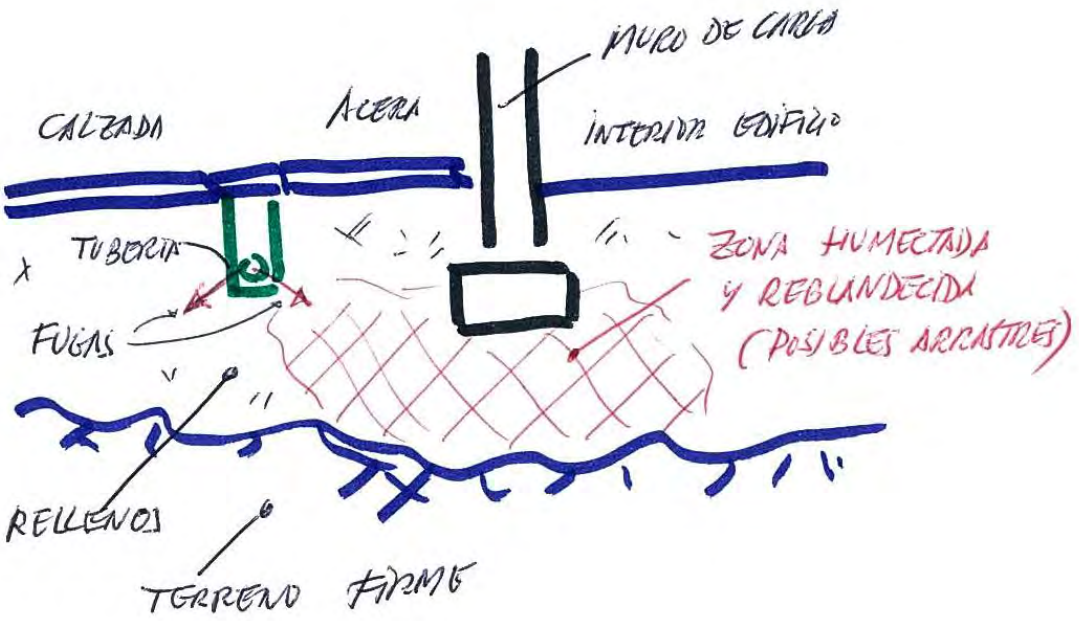

Fig. 23.2. Posibles efectos de fugas de conducciones

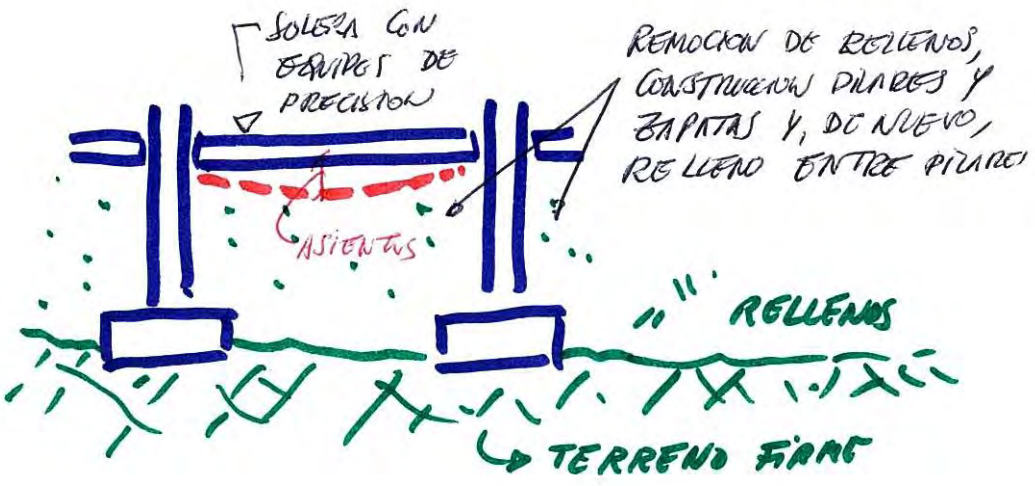

Fig. 23.3. Cimentación de nave industrial

- La presencia de suelos colapsables (p. e., limos yesíferos) en combinación con el agua, como ocurrió en la Academia Militar de Zaragoza, en la zona del antiguo despacho que ocupó el General Franco durante su estancia como Director en dicha Institución. Las fugas lentas de los servicios afectaron a una capa de limos yesíferos infrayacente y originaron su colapso y disolución y, por lo tanto, asientos en esa zona de la Academia. Para su "salvación" llegó, rápidamente, una empresa de micropilotes que recalzó toda el área con esta solución, perforando con agua. Así, a medida que se perforaba, se acentuaban los asientos. El dueño de la empresa le decía al Director de la Academia: "Mi general (?), vea que a tiempo hemos llegado". Claro está, cuando los micros fraguaban paraban los asientos, pero durante la perforación habían acentuado los daños.

- La existencia de "arcillas de buhedo" o expansivas, en las que los cambios de humedad estacionales pueden provocar retracciones (durante la sequía de años, que es la etapa más peligrosa) y expansiones (al llegar la época de lluvias). En algunos edificios de baja altura esto tiene mucha importancia, al transmitir las zapatas presiones bajas al terreno. En estos casos, los micros o los pozos de cimentación pueden ser solución, pero habría que cuidar los acerados próximos a las casas, la vegetación existente, etc., como nos sucedió en algún chalet en

Écija. Estos problemas pueden tener gran magnitud, como en los túneles de Mont-Blanc, la C. N. de Ascó II, en que la combinación de diversos factores físico-químicos, presencia de anhidrita y arcilla, etc., dieron lugar a movimientos muy importantes, o en la Depuradora de Butarque, en que el poco peso de los decantadores fue poco obstáculo a los hinchamientos de la arcilla, alimentada por iones sodio a través de la circulación del agua por la glauberita, estratificada entre la arcilla (Fig. 23.4). Ha habido ocasiones en que se ha atribuido problemas de cimentaciones a las arcillas expansivas sin tener razón. Por ejemplo, en el Barrio de San Cristóbal de Los Ángeles (Madrid). El que suscribe recuerda el caso de un edificio de varias plantas (propiedad de la E. N. ADARO que analizó con el inolvidable José Luis Berzal) en que las zapatas se apoyaban en la arcilla terciaria (que, muy en superficie, ha estado sometida a muchas variaciones de humedad-sequedad, con lo que su estructura está muy alterada y puede ser no expansiva), pero con la solera de la planta baja apoyada sobre rellenos cuaternarios flojos. Esta solera iba bajando y los vecinos veían cómo se curvaba y que tenía que recrecer el rodapié hacia abajo (Fig. 23.5), signo clarísimo de que no había levantamientos.

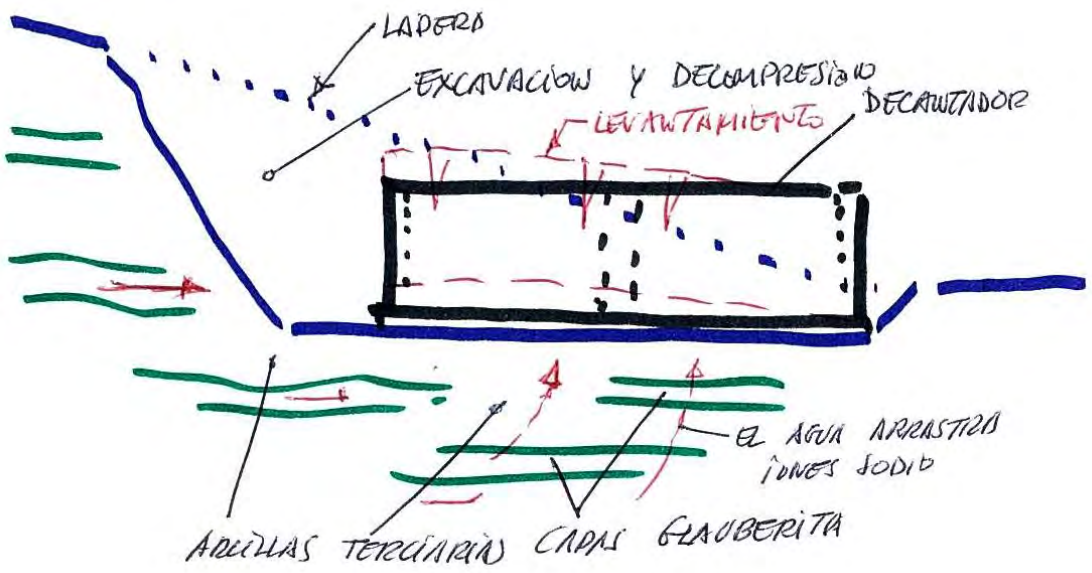

Fig. 23.4. Levantamiento de decantadores cerca de Madrid

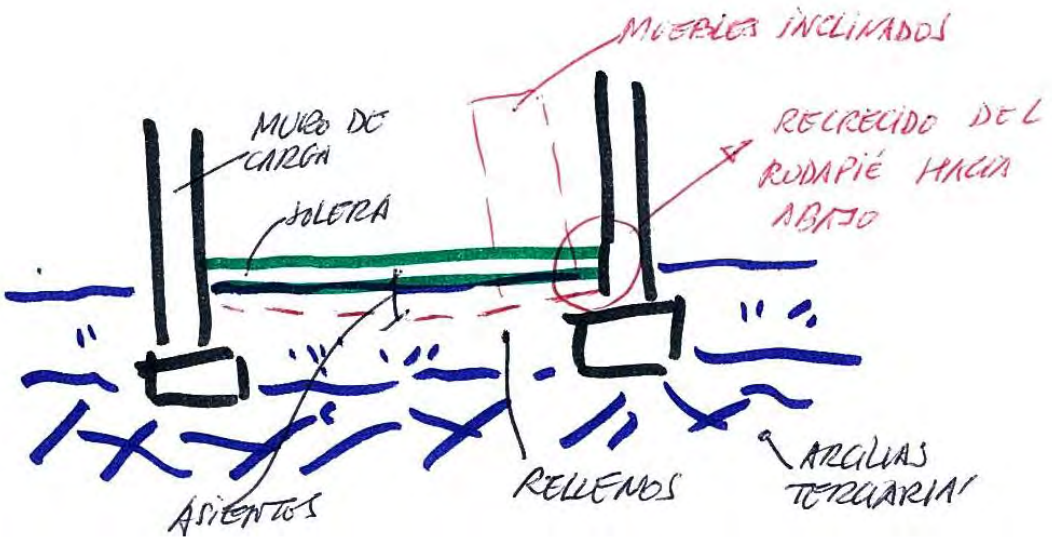

Fig. 23.5. Edificio en S. Cristóbal de los Ángeles

- La presencia de fangos en obras portuarias, como los casos de Huelva y Málaga que hemos descrito en el capítulo dedicado a obras marítimas. En estos problemas siempre aparecen opiniones de políticos poco sustentadas con la técnica, como en el caso de Huelva en que se nos discutían los parámetros geotécnicos adoptados para la resolución del problema, con una frase como la de: "A mí me han dicho que todo esto está mal…", sin indicar ni quién lo decía, ni en que se basaba esa aseveración. Pero esto nos ha pasado en varias ocasiones, como en la M-45 II, en que se criticaron los tratamientos que el que suscribe había propuesto para reforzar arcillas plásticas con cal. Alguien admitió que todo iría mal ya que no se habían hecho ensayos de laboratorio previos. Pero no se hicieron porque la obra estaba en marcha y fue más fácil hacer ensayos de campo directamente, con terraplenes de prueba bien controlados (y algún ensayo de laboratorio, para comprobar si había yeso). Después se advirtió de que todo iría mal, ya que tenía que haber yeso y formarse etringita con la cal (material expansivo). Los años han pasado y no ha habido problemas del tipo de lo advertido. Por cierto, los "detractores" mandaron ensayar más de 100 muestras y no se encontró en ellas yeso (o sólo algún rastro). También nos pasó

en la Avenida de la Ilustración, en que algún periódico (con un técnico detrás) denunció que "robábamos el cemento de los pilotes", sin saber que las columnas de grava usadas no llevan cemento, etc. Volviendo a lo de los fangos, el "paseo" de 600 m de cajones, volcando sobre el extremo de la banqueta de escollera, generó un proceso de unos cien millones de euros, con 6-7 empresas involucradas y peritos por todas las partes. En esos casos el problema se puede convertir en una pesadilla para el magistrado que preside el proceso judicial, ya que le vienen informes periciales muy diferentes y con dificultad de transmitir la opinión técnica de los firmantes de cada peritaje. Por eso, algunas empresas de seguros, a veces, encargan a técnicos su peritaje y a otro perito "la traducción de esos informes", a redactar en un lenguaje que puede ser más fácil de transmitir si hay proceso judicial.

- El rozamiento negativo desarrollado en el fuste de pilotes, al estar estos apoyados en un estrato rígido y estar rodeados por terraplenes poco compactos que asientan o por terraplenes sobre suelos blandos, a los que hacen asentar. En un caso de una urbanización cerca de la frontera portuguesa (provincia de Huelva), los peritos de la propiedad afectada definieron cinco posibles causas, decantándose por la combinación de ellas. El que suscribe, intervino bastante después en el tema y pudo ver, en la obra, como los rellenos que rodeaban el inmueble habían asentado respecto a él del orden de 10-12 cm, en su parte trasera, con lo que la hipótesis de generación de rozamiento negativo, con asientos diferenciales entre la parte más interior y la más exterior del talud que conformaba los rellenos, podía confirmarse: Habría producido los daños existentes en el inmueble. Los peritos de la otra parte, como hicieron su informe pronto, quizás, no pudieron ver esa situación de asientos que el que suscribe pudo ver (del orden de un año o año y medios después, Fig. 23.6).

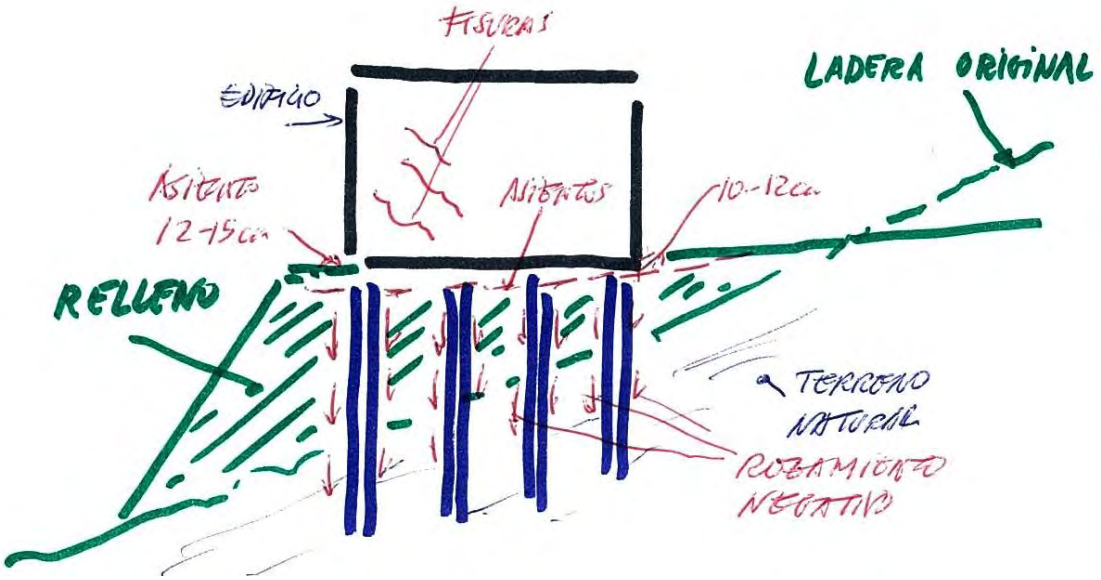

Fig. 23.6. Rozamiento negativo en un edificio en Huelva

- El efecto que pueden introducir en el entorno próximo la excavación de sótanos, como los sucesos ocurridos en la Plaza de Lugo de Coruña o en la Alameda de Colón de Málaga (descritos con detalle en nuestro libro sobre Patología Geotécnica, editorial Entorno Gráfico, Madrid) ya citado. En el primer caso un edificio próximo apoyaba su parte trasera en restos de la muralla antigua de defensa en Coruña (punto duro) y en su parte delantera en rellenos (que fueron afectados por los desvíos de servicios originados por la excavación en la Plaza de Lugo), con lo que la parte trasera no asentó, la delantera sí y se abrió una buena grieta quasi-vertical de varios centímetros de anchura. Y en el segundo, el fallo de grandes puntales de vigas de celosía (calculados prácticamente sin coeficiente de seguridad), con un exceso de excavación antes de colocar el segundo puntal (más fallos en la determinación del corte geotécnico), originaron múltiples daos en edificios del entorno. En Vivero, el uso de anclajes en terrenos arenosos flojos bajo edificios en mal estado (Fig. 23.7) dio como lugar a numerosos daños en los mismos, alguno de los cuales ya estaban en ruinas. En uno de los juicios seguidos se nos llegó a preguntar si de verdad los anclajes se habían hecho, ya que podían haber hecho solo las cabezas y no haber perforado bajo los edificios (en cuyo caso, sería aún peor, ya que se

trataba de un muro de bataches que, entonces no tendría estabilidad). "¿Cómo podría yo afirmar que se habían hecho los anclajes?". Mi contestación fue que solo se veían las cabezas, pero que en reunión con la empresa que los hizo y con el Director de las obras se confirmó la existencia de esos anclajes. Pero hay que tener cuidado con las respuestas en un juicio oral y, además, llevar siempre en la mano el documento o informe que has escrito. En alguna ocasión – en que no lo tenía – el abogado de la otra parte dijo que "yo había escrito algo diferente a lo que decía en persona". No era cierto, pero ahí quedaba …

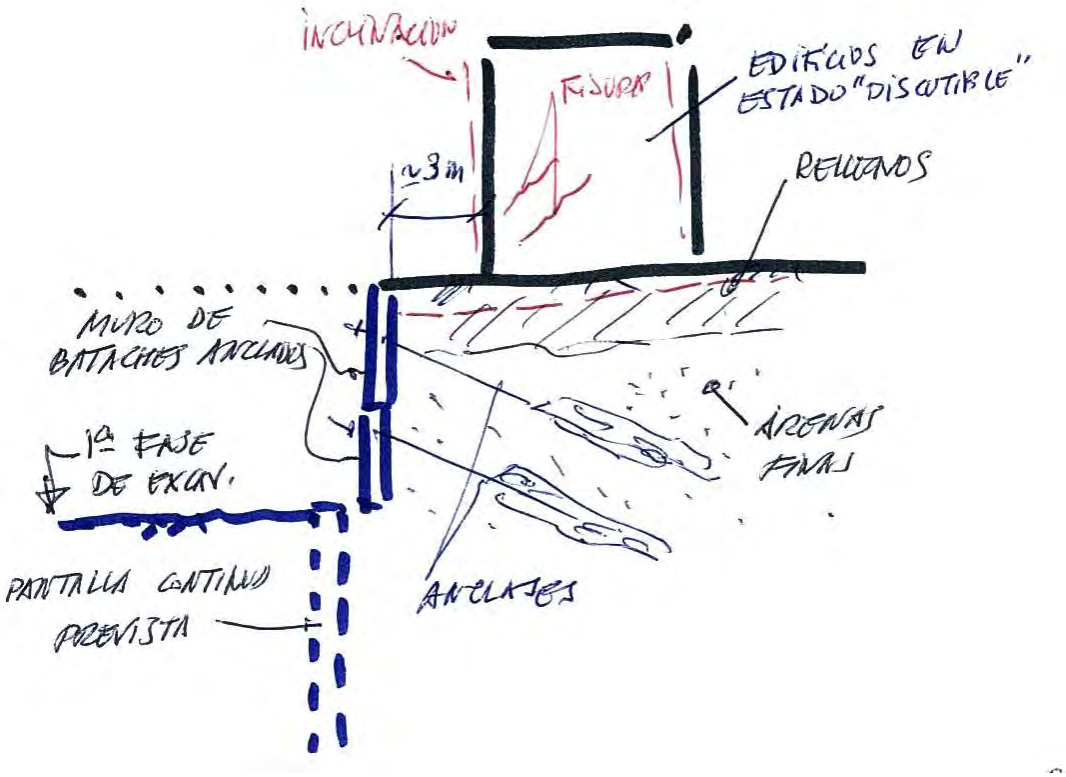

Fig. 23.7. Efectos posibles de excavaciones con anclajes cerca de edificios

- La excavación de túneles y la decompresión que introducen en el terreno próximo (subsidencia). De este tema ya se ha hablado en detalle en otro capítulo anterior. Sólo queremos hacer algunas anotaciones. Por ejemplo, la excavación de un túnel para una L.A.V., cerca de Mieres, tuvo problemas en un punto con terreno blando. Esta zona (una falla o el cruce de dos) se comunicaba con la superficie en una zona en que había una Casona del siglo XVIII (prácticamente abandonada, aunque con algunos "okupas"). En esa Casona se produjeron asientos (unos 15 cm probablemente) y daños que se añadieron a los existentes: A parte de grietas, las ventanas tenían deformaciones tangenciales antiguas, que indicaban asientos hacia la zona que, ahora, se movió más (Fig. 23.8). Hubo que hacer un tratamiento del terreno flojo con inyecciones y una importante rehabilitación arquitectónica del inmueble (por parte de los arquitectos Ángel Bautista Lopezosa y Nieves Tomás Bermejo). Por supuesto, en Sevilla, Madrid, Valencia, etc. ha habido problemas de patología que han acabado en juicio. En Sevilla hubo una demanda por parte de un restaurante en el que se había ocupado temporalmente una terraza para hacer una barrera de protección al edificio, con jet-grouting. Los trabajos afectaron al solado de la terraza, el cual fue reparado. Pero, después, el restaurante pidió ocho millones de euros como compensación de las grietas inducidas (las cuales ya eran viejas, ya que el restaurante está en la margen del Canal de Alfonso XIII, pegado al río, sobre suelos aluviales flojos). Al final se consiguió que el juicio sólo condenara a Metro de Sevilla a pagar al vigésima parte de lo pedido (y en opinión del que suscribe, fue una decisión muy generosa). En este juicio se le dijo al que suscribe, por parte del abogado del restaurante: "Usted ha dicho que no se puede construir un túnel bajo un edificio. Y lo ha dicho en una conferencia suya en Chile". A ello contestó algo así como: "Lo que dije en Chile no quedó grabado, solo las figuras están en Internet. Seguramente diría que prefiero no pasar bajo un edificio, puesto que ya lo he hecho personalmente en varias ocasiones en Madrid (obras del Metro, del Ayuntamiento y de ADIF), con las debidas precauciones y medidas técnicas, y se ha hecho en otras obras". Hay que tener cuidado con lo que uno dice en conferencias que luego se puede

tergiversar. En Málaga dijimos que en una zona (todo rellenos ganados al mar) no se podría avanzar con tuneladora si no se hacían tratamientos previos del terreno. El Proyectista nos echó en cara que habíamos dicho en una conferencia que podía pasarse por un terreno con sólo un recubrimiento de medio a un diámetro. Pero le contestamos que siempre que fuera un terreno competente, (como habíamos señalado en esa y otras conferencias), no en un relleno con gruesos, huecos, restos de demolición, etc.

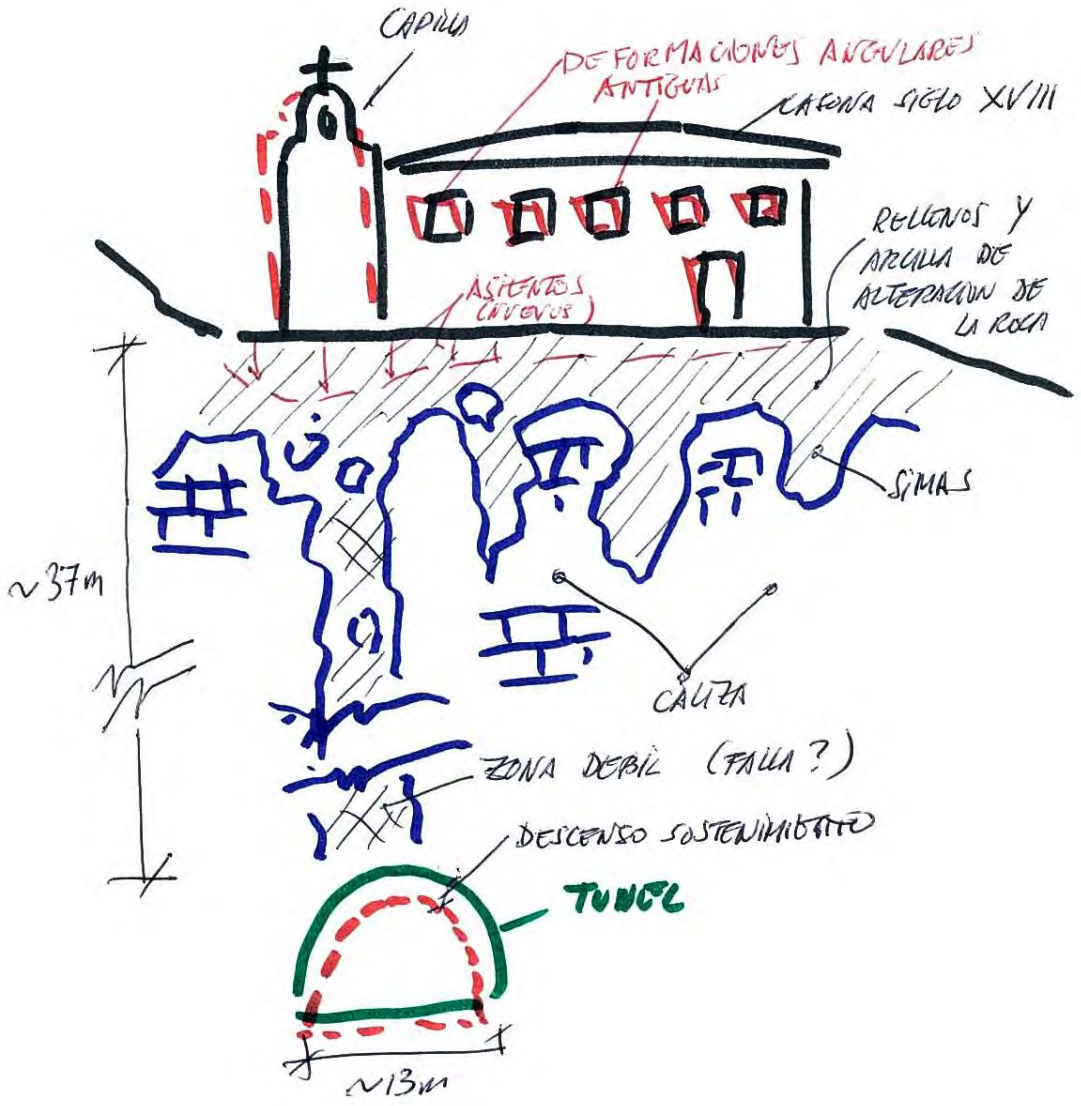

Fig. 23.8. Problemas en una Casona del Siglo XVIII, cerca de Mieres

En muchos de estos casos, al hacer el análisis “forense” hay que saber interpretar el lenguaje de las fisuras:

- Si la estructura es antigua, con muros de fábrica, las fisuras por asientos no tienen por qué salir a 45°, sino que pueden ser quasi-verticales en los encuentros entre tabiques.
- Los movimientos de estructuras muy rígidas pueden ser de tipo rotación y originar muy poca fisuración.
- En una estructura de hormigón armado, fisuras a 45° pueden ser de asiento o pueden provenir de flexión de forjados.
- Si las fisuras a 45° son de asientos de la cimentación, su apertura se va amortiguando al ir subiendo los pisos y alejarse del terreno.
- No hay que confundir fisuras a 45° con reparaciones de rozas para meter conductos eléctricos.
- Puede haber problemas de expansividad en una parte de un edificio y en otra problemas de asientos sobre rellenos (con grietas quasi-vertical de separación entre ambas zonas).
- Las fisuras de retracción de fachadas de hormigón no pueden confundirse con fenómenos de expansividad. Normalmente las de retracción se cierran en sus artes superior e inferior y las de expansividad y/o asientos son más abiertos por un extremo que en otro.
- En un terraplén, cerca de su borde, pueden aparecer fisuras con apertura horizontal, fruto de la acomodación del terraplén a su apoyo en media ladera. Pueden ser el comienzo de un problema, pero si no hay salto vertical, el problema es muy incipiente y no tiene que dar lugar a una inestabilidad, etc. (Fig. 23.9).

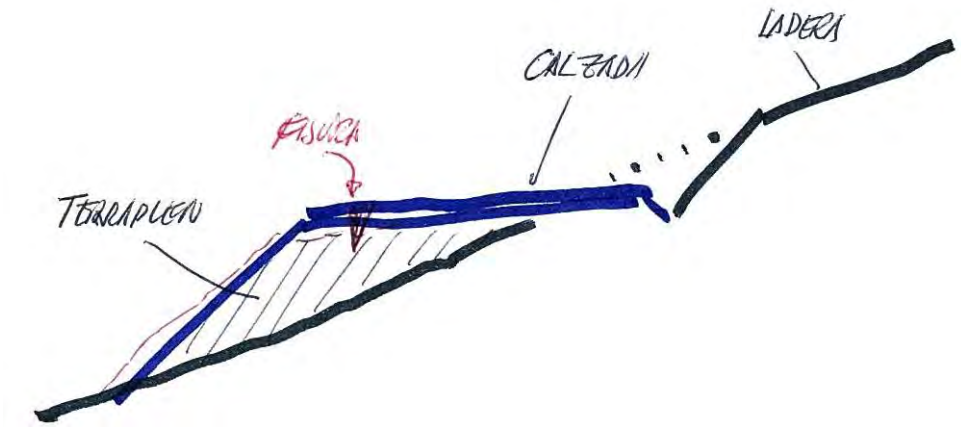

Fig. 23.9. Fisura en terraplén a media ladera. Puede ser por acomodo de asientos o por el principio de una inestabilidad

- Si las fisuras son quasi-verticales, están próximas a ventanas y el edificio no es moderno, puede tratarse de un problema de sustitución de marcos de ventanas (de antiguas y de madera a de aluminio o PVC). La diferente dilatación térmica de los materiales, hace que el nuevo material se separe de la fachada, en la zona que queda anclada a ese muro.
- En diversos edificios hemos visto situadas las juntas de dilatación en el interior de habitaciones, las cuales quedaban aparentemente ocultas por empapelados o entelados. Al hacer su función, esas juntas hacían aparecer grietas en las paredes que no se debían más que a los fenómenos de dilatación normales en edificios.
- En otras ocasiones, la no existencia de juntas de dilatación, combinada con inviernos más rigurosos de lo habitual, motivan que el edificio se “acorte” y comprima los solados de las diferentes plantas del inmueble. Con ello, estos solados “saltan” y quedan levantados según líneas paralelas a la del plano en que debería haberse situado la junta. Al autor de estas líneas ya le ha sucedido esta “avería” dos veces, sin que exista ningún riesgo estructural.

En muchos de estos casos el que suscribe ha trabajado asesorando a empresas de Peritos o Tasadores de Seguros, aportando su experiencia geotécnica. En esos trabajos se quiere resaltar el apoyo y colaboración de Pepe Caraballo de R.T.S., gran perito y magnífico técnico, que siempre sabe aportar la "mejor mirada" al asunto en cuestión.

En definitiva, estos peritajes deben hacerse con:

- Empleo de la técnica.
- Empleo de la experiencia.
- Empleo de la lealtad hacia la verdad.
- Empleo de la honestidad.

Si se hace así, aunque nos equivoquemos en la interpretación del problema, al menos tendremos la conciencia tranquila.

24. SOBRE LOS MATERIALES NO CONVENCIONALES

La Historia de los rellenos térreos y los terraplenes es, prácticamente, la Historia del aprovechamiento de todo tipo de materiales que nos brinda la naturaleza, en estado más o menos natural:

- La utilización de cañas de bambú, intercaladas entre materiales arcillosos, a fin de establecer una "malla" resistente a tracción, lo que intenta armar los rellenos. Si nos fijamos en la Fig. 24.1, podemos ver cómo un terraplén, al asentar, tiene zonas en que viene muy bien esa armadura, sobre todo en el caso de apoyo sobre suelo blando. Hoy día podemos hacerlo con geotextiles (continuos o en malla), pero esta técnica se aplicaba en el sudeste asiático hace muchos cientos de años.

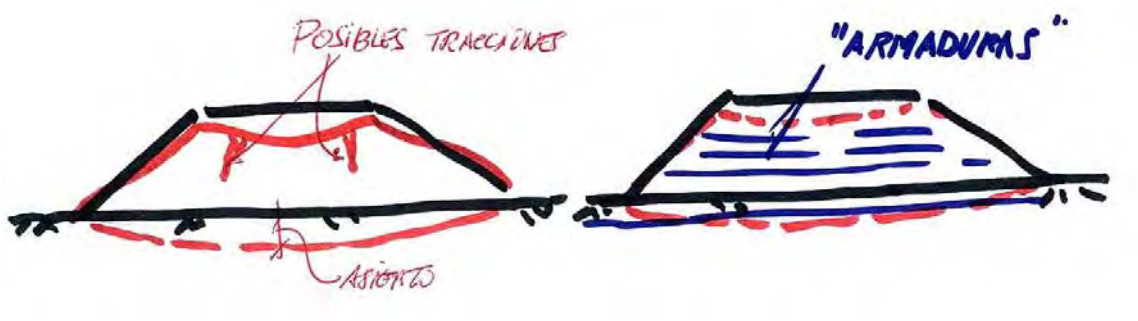

Fig. 24.1. Efecto del "armado" de un terraplén

- El armar con troncos de árbol, como sucede en algunas zonas de la muralla de Qin Shi Huang, en que los muros de mampostería incorporan estos elementos (aunque no estén conectados a los dos paredes paralelas), con lo que se consigue un "armado" similar al de los actuales muros de tierra reforzada.
- El uso de la carbonilla, resultante de la quema del carbón en los trenes antiguos, con la que se realizaban los terraplenes ferroviarios del siglo XIX y XX, dejando – a veces – la carbonilla en combustión lenta, por debajo del nivel de las vías y del balasto, etc.

- Los “cajones” de cuerda y, a veces, malla metálica, rellenos de piedra, que los romanos empleaban en puertos y ríos, de forma que desplazaban, sustituían y “armaban”, terrenos blandos y fangosos. Si se hubiera vertido directamente la piedra que contenían, ésta se hubiera esparcido y no se hubiera conseguido el resultado deseado. Hoy día hacemos algo parecido en la punta de pilotes “in situ” apoyados en terrenos algo blandos, inyectando, después, la “celda” que se coloca en el fondo de la perforación.
- Los rellenos seleccionados, empleando capas de material de cantera con diversa granulometría para conseguir una capa de apoyo y otra de recebo, sobre las que se colocaban losas de piedra, a fin de constituir calzadas que tuvieran buen apoyo y un “firme” drenante, etc.

Es decir, se ha intentado utilizar materiales muy diversos, junto con ideas de diseño adecuadas. Es el caso de las calzadas romanas, procurando ajustarse al terreno, sin excesiva pendiente y con terraplenes de poca altura, implantando la calzada cerca de los ríos (parte baja de los valles), aunque – en alguna época del año – el tránsito fuera difícil en esa zona. Y es el caso de las carreteras primitivas de “macadam” (Siglos XVIII y XIX), en que sólo se colocaban materiales gruesos (6-10 cm), a fin de que las ruedas metálicas de los vehículos, rompieran sus vértices, de forma que esos granos más pequeños actuaran de recebo de los gruesos y el firme fuera más confortable. Sin embargo, con el tiempo, el exceso de finos, con el agua, acababa embarrando esos firmes.

El constructor de vías de comunicación aprende, con estas experiencias (entre los romanos y el macadam) a emplear gruesos, procedentes de graveras naturales y de canteras, y “armar” rellenos con ellos, con la solución “sándwich”: capa buena de cierto espesor, capa “mala” de espesor el doble o triple, tal como hemos hecho ya en los siglos XX y XXI. Esta técnica ya se utilizó en “represas térreas” construidas con los habitantes originales de América.

Pero, a lo largo de los siglos se ha mezclado la mampostería y el "todo uno" o "rechazo de cantera". En la parte exterior de los muros se colocaba la mampostería (piedras grandes, más o menos conformadas y labradas) y entre dos "paredes" de la misma se colocaba un "relleno" de gruesos y finos con algún aglomerante (generalmente, cal). Esto se puede ver en los templos de Angko-Bra, en monumentos romanos, en los castillos medievales, muros de cierre de fincas y en algunos casos modernos para dar "relleno por mampostería".

En grandes terraplenes (Autopista Bilbao-Behobia, a finales de los 60, autopista Pamplona-San Sebastián; Variante de Almería, etc.) se han construido en los últimos cincuenta años terraplenes zonados (Fig. 24.2), en que la "coraza exterior" se construye con escolleras de gran tamaño y semi-conformada para conseguir un talud exterior del orden de 1,1(H):1(V) ó 1(H):1(V). Por dentro puede haber zonas de diferente granulometría y resistencia al corte, lo que hay que tener en cuenta a la hora de diseñar el talud. Con ello se aprovechan materiales de cantera de calidad y otros que no lo son tanto.

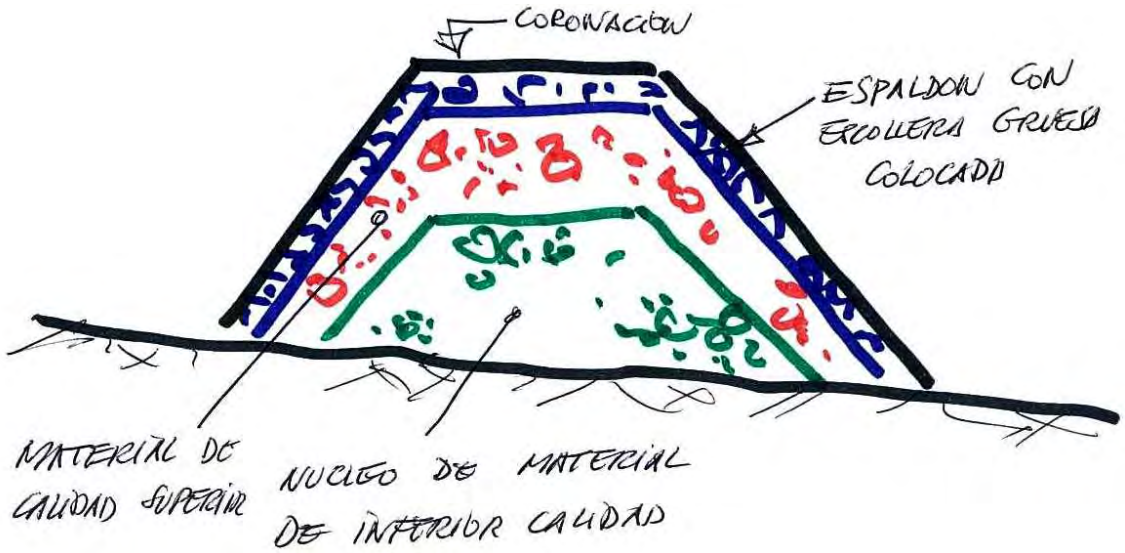

Fig. 24.2. Ejemplo de terraplén zonado

Pero no siempre se aprovechan sólo materiales nobles (granulometría gruesa, con tamaños máximos de 20 a 100 cm, coeficiente de uniformidad de 6 a 60 y finos por debajo del 5%), sino que durante los últimos cincuenta años se ha intentado aprovechar "de todo". Ya no es posible enviar a vertedero lo arcilloso y húmedo y tomar de préstamos los materiales que pueden calificarse como de calidad.

El primer esfuerzo lo introduce el PG-3 del Ministerio de Obras Públicas, en los años 70 del siglo XX, estableciendo cuatro tipos de materiales: Seleccionados, adecuados, tolerables e inadecuados. La filosofía es:

- Los seleccionados para zonas drenantes y gran capacidad portante (plataformas, coronación de terraplén, etc.).
- Los adecuados para terraplenes.
- Los tolerables para algunos núcleos, pero algo protegidos, con límite líquido superior a 40 ó 60, según su índice de plasticidad.
- Y los inadecuados para el vertedero. En estos se incluían los materiales expansivos, yesíferos, etc., al tener mucha plasticidad o mucho sulfato.

Pero el problema surgió con las nuevas carreteras y autovías de los años 70, 80 y 90 del siglo XX, en que los condicionamientos de diseño, confort y servicio, llevaron a construir estructuras, túneles y terraplenes de importancia. En estos casos no siempre se disponía de materiales adecuados, ni siquiera de tolerables y se planteaba enviar millones de metros cúbicos a vertederos, con el inconveniente que ya se venía declarando zonas de espacio protegido, influencia sobre el drenaje superficial, etc. Por ello se puso "encima de la mesa" la necesidad de aprovechar, al máximo, todo el que se excavaba.

Y, así, nacieron los terraplenes zonados y sándwich de que ya hemos hablado, los de yesos encapsulados, en núcleos rodeados de material más noble e impermeables (como en la zona de Malzaga), el empleo de margas y arcillas, etc. Pero esto tenía diversos problemas:

- En el caso de margas (muchas veces, realmente arcillas carbonatadas), se necesitaba una cierta aportación de humedad y la compactación con los elementos que destruyeran la estructura de la marga, muchas veces lajosa. Así empezaron a utilizarse los compactadores de "pata de cabra". En el caso de arcillas, el ensayo de "Harvard miniatura" sustituiría el Proctor tradicional. Estas arcillas podían ser incluso expansivas como en el caso del Parque Tecnológico de Málaga en que con "pata de cabra" se compactaban capas arcillosas (espesor de 2,5-3,0 m), "armadas" por capas de esquistos silíceos (espesor de 1 m, con capas granulares drenantes de apoyo de los terraplenes, tal como ha descrito Pardo de Santayana en alguna publicación.
- También utilizamos este sistema de compactación en una Autovía en Palencia (Venta de Baños) en los años 90 del siglo XX. Se detectaron dos tipos de arcillas: a) Marrones, plásticas. b) Grisáceas, plásticas y algo de yeso. Se decidió utilizar sólo las marrones, aunque eran expansivas, después de hacer algún terraplén de prueba. El terraplén de estas arcillas fue encapsulado por una capa de zahorras naturales con 25-35% de finos. En algún momento, en las discusiones previas a la toma de esa decisión, se llegó a decir – por parte de algún técnico – que él iría a la obra todos los días y que señalaría cuáles eran las que le parecían más y menos plásticas. Un criterio de ese tipo siempre le ha parecido – al que suscribe – muy difícil de aceptar: Es muy personal, y decelera el ritmo de producción si un día falta el técnico… Lo del color dio suficiente resultado y no hubo problemas especiales. Los terraplenes se encapsularon con material menos plástico (de tipo tolerable, para que fuera menos permeable) y en los desmontes se movía del orden de 1 m de arcillas y se volvían a recompactar con agua (para conseguir un recubrimiento menos fisurado y menos impermeable. También se usó la solución de sándwich en el tramo I de la M-45 II, con arcillas y peñuelas grises en el núcleo, alteradas con material adecuado, con intervención de Fernando Díez y del autor de estas páginas. Y el encapsulado en el P. A. U. de Vallecas.

- En el caso de materiales areno-arcillosos la compactación tenía que ser enérgica y podían obtenerse buenos resultados con compactadores vibratorios (siempre que la fracción arcillosa no fuera excesiva).

Por eso también empiezan a utilizarse materiales que existen en el entorno de las obras:

- Los escombros procedentes de las minas de carbón, en Asturias. Con estos residuos (realmente esquistos silíceos, con buena granulometría) se hicieron diversos terraplenes experimentales y reales en los años 80 y 90, con buen resultado, ya que llegaban a tener un rozamiento interno en el orden de los 40°. Su calidad hacía que, a veces, eran más adecuados para aprovecharles en capas de firmes que en núcleo de terraplén. La Dirección General de Carreteras (J. A. Hinojosa) y el CEDEX (L. Sopeña) hicieron algunas investigaciones a escala real sobre este tema, con González Cañibano (de Hunosa)
- Las cenizas volantes procedentes de quemar carbón en centrales eléctricas. En España hay dos tipos, según el origen del carbón:

  a) Las sulfocálcicas, como por ejemplo las gallegas.

  b) Las sílico-aluminosas, como las de Puertollano, Los Barrios, Meirama, etc.

  Las primeras al tener cal, fraguan más rápidamente, pero pueden crear problemas en contacto con el hormigón. Las segundas son más inertes, dan poca cohesión pero mucho rozamiento (37-43°), como lo muestra la Tesis Doctoral de Fernando Pardo de Santayana. En España, en los años 80 se estudió su aplicación para rellenos carreteros y ganados al mar (protegiendo su superficie, que podía erosionarse con facilidad). Pero el que los Pliegos del cemento admitieran más cenizas volantes, dio como consecuencia que esta aplicación como relleno dejara de tener interés.
- Las escorias de alto horno que han sido aprovechadas como rellenos granulares (y así lo hicimos en Ronda Este de Huelva, con escorias finas, final de los años 80) y en firmes.

- Los bloques de poliestireno expandido (porexpan, material con el que se embalan los electrodomésticos), en rellenos ligeros. Su densidad aparente varía entre 0,05 y 0,30 KN/m^3, según la densidad de esferas que se aglomeran por unidad de volumen. El que suscribe utilizó porexpan de 0,25 KN/m^3 en terraplenes de unos 6-7 m de altura, en la Variante de El Puerto de Santa María y Puerto Real, hacia 1995, después de realizar diversos ensayos de laboratorio en el CEDEX. Así se sustituía el tratamiento con columnas de grava y mechas drenantes que era necesario realizar como cimiento de un terraplén convencional, dada la deformabilidad y baja resistencia al corte del terreno natural de las marismas de la zona. La parte superior del "poresplén" se cubría con una losa de hormigón, de 20 cm de espesor, para que pudieran circular vehículos. Los laterales se cubrieron de tierra, para evitar efectos del viento, vandalismo con elementos quemantes, etc.
- Los rellenos de arlita, material más ligero que el terreno natural, pero más pesado que el porexpan: Densidad aparente de 12-14 KN/m^3. Pueden ser muy adecuados en trasdós de muros con problemas de estabilidad y así lo empleamos en un estribo del Viaducto España (Autovía Minera Asturiana), a principios del siglo XXI. También los hay en la M-40.
- Los terraplenes con limos yesíferos y yesos, con desigual resultado en sus primeros momentos. Los limos yesíferos naturales son colapsables (como los de Alfajarín, años 70), como estudiaron Jiménez Salas y Carlos Faraco, pero pueden emplearse, recompactados (ya que suben su densidad seca aparente del orden de 11-12 KN/m^3 a 17-18 KN/m^3) y protegidos con sistemas de encapsulamiento. Pero, más tarde, se hicieron terraplenes con yesos, generalmente encapsulados, como diversos casos que describió el Prof. Rodríguez Ortiz en el Simposio de Geotecnia Vial de Vigo (1994) y, más recientemente, el Prof. Soriano y el Prof. Simic, con roca de yeso en la R-4 y M-50 de Madrid, también con soluciones de encapsulamiento (Jornadas de suelos marginales de la A.T.C.). En la carretera de acceso al Parque Warner, al sur de Madrid, también hemos realizado obras de

este tipo, con Javier Castanedo, controlando la densidad del producto acabado con torpedos especiales.

- Los neumáticos desechables, con los que se han hecho diversas pruebas y casos concretos en Francia y España. Aquí, el grupo de Investigación y Desarrollo de Acciona (F. Botello) ha hecho alguna aplicación práctica concreta.
- Vertederos con contenido de material orgánica nulo o anecdótico (ya que la descomposición de la materia orgánica produce, a medio y largo plazo, deformaciones). En algún caso lo que se hizo es remover el vertedero y volverlo a compactar, después de separar plásticos y bloques grandes de escombros de construcción, con ayuda de unos grandes tamices de obra. Así, se conseguía un material que podía calificarse (con los criterios del PG-3 de densidad óptima, plasticidad, granulometría, materia orgánica, etc.) como seleccionado, a pesar de que se veían fragmentos de algunos milímetros de envase tipo tetrabrik de leche. Este material está incorporado en el seno de la Autovía M-45 II de Madrid (finales del siglo XX, con intervención de J. Castanedo, J. A. Domingo, J. Torroja y el que suscribe). En algún otro caso lo que se hizo es compactar el vertedero con precarga a compactación dinámica pesada; colocando la autovía encima, como en algún tramo de la M-45 II o en el cinturón litoral de Barcelona (antigua gravera rellena de todo tipo de vertidos). En este último caso, como había un cierto contenido apreciable de materia orgánica, se hizo una compactación dinámica y, después, una precarga (años 80 del siglo XX, con la intervención de Javier Oliden).

Pero, muchos de estos casos – que, pueden calificarse como de singulares – no están contemplados en los pliegos de ejecución de obras de tierra, como el PG-3 del Ministerio de Fomento. Pero, de alguna manera, forzaron (durante los años 80 y 90) el que, en ese PG-3, se introdujera un nuevo tipo de materiales: Los marginales, que también han sido reconocido por otros países, como lo prueba la propia calificación francesa y los grupos de trabajo nacionales e internacionales de la A.I.P.C.R. (en España la A.T.C. o Asociación Técnica de Carreteras), así como las Jornadas de la A.T.C. (en Madrid y Sevilla, 2005 y 2007), una Ponencia General en el Congreso de Geotecnia Vial

(A.T.C.) de Santander ("empujado" por Jesús Santamaría) en 2004, una Sesión informativa en el CEDEX en 2003, presentada por Álvaro Parrilla, etc.

Así, a través de una Orden del Ministerio de Fomento (año 2002, creemos recordar), se introducen en el PG-3 esos materiales "marginales" (artículos 330, 331 y 333), con el objetivo de aprovechar mejor los recursos naturales existentes en las obras (desmontes) y sus inmediaciones. El empleo de estos materiales debe justificarse mediante un estudio especial, adoptado a cada caso concreto. Con este estudio se pretende:

- A través de ensayos de laboratorio, identificar cuál es la causa del posible carácter marginal del material y el resto de magnitudes de parámetros geotécnicos.
- Determinar la característica que le hace marginal en la obra.
- Posible evolución en el tiempo de las propiedades geotécnicas.
- El establecer el procedimiento de puesta en obra de ese material marginal.

El carácter de "marginal" puede derivarse de su plasticidad (Fig. 24.3), de su contenido en materia orgánica (hasta el 5%, y altura mayor de 5 m en terraplenes), de su posible colapsabilidad (>1%), de su potencial expansivo (hinchamiento libre entre el 3 y 5%), del contenido de sales solubles (>1%) y de yeso (5-20%), de inadecuación de forma (granulométrica y forma de partículas), y de la calidad del material (roca originaria). También puede incluirse el caso de bajo índice CBR.

La aportación de cal a estos materiales marginales puede proporcionarles una "ligazón" y una nueva estructura menos plástica, más cohesiva y más resistente a la erosión. Por ello se ha utilizado la cal como "aglomerante" o "refuerzo" de estos materiales marginales. En el caso de un contenido de yeso apreciable no es indicado, ya que la cal con el yeso puede originar etringita y otros minerales, que son expansivos y pueden fisurar el terraplén compactado con el tiempo.

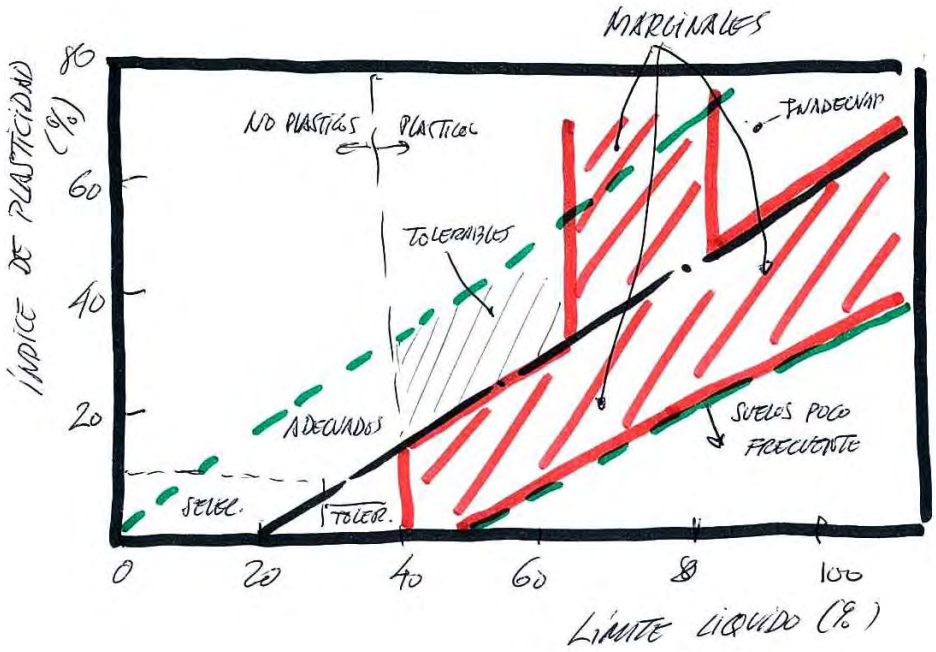

Fig. 24.3. Carta de plasticidad de Casagrande

Con arcillas y cal se han hecho muy diversas obras. Entre ellas recordamos:

- Tramo II de la Autovía M-45 de Madrid (peñuelas con 1,8-2,5% de cal).
- Variante de Cuenca, con arcillas grises terciarias y 2% de cal.
- Variante de Cuellar, con arcillas blanquecinas y marrones con 5% de cal en coronación y espaldones (Gutiérrez Manjón y otros).
- Autovía A-381, Jerez-Los Barrios, tramo V, con diversos tratamientos en coronación y núcleo (Manolo Atienza, Luis Ortuño y otros).
- Radial R-3 de Madrid, con peñuelas y 1,8% de cal.
- Rellenos para un centro comercial en Jerez (Ikea…).
- Radial R-4 de Madrid, con peñuelas grises y cal.
- Estación de autobuses en el sur de Madrid.
- Ferrocarril al Parque Warner.
- M-50, Autovía Mudejar, etc.

En la mayoría de estas obras ha intervenido el autor de estas páginas (generalmente, colaborando con J. Castanedo y, en alguna ocasión, con Rafael Pérez Arenas, al que dirigimos una Tesis Doctoral sobre el tema).

Cuando el que suscribe recomendó reforzar terraplenes de margas andaluzas con cal, se le contestó que eso no era adecuado para terraplenes de la L. A. V. Hoy día, esa opinión ha variado y hay obras de la L. A. V. de arcilla con cal (Variantes de Burgos, por ejemplo).

En general, puede decirse que los materiales marginales pueden tener propiedades geotécnicas muy diferentes, según el parámetro que les confiera el carácter de "marginalidad". Si se trata de suelos arcillosos tienen límites líquidos entre unos 45-50 y 105-110 (generalmente por debajo de la Línea A de la Carta de Plasticidad de Casagrande), generalmente con materiales esmectíticos que les confieren bajas densidades (916 KN/m^3, como densidad óptima en el ensayo Proctor) y potencial "expansivo", con una proporción de finos predominante. La relación humedad óptima-densidad óptima en los ensayos Proctor tiene la forma aproximada de la Fig. 24.4, lo que indica la dificultad de emplear criterios clásicos (grado de compactación, referido a la densidad seca óptima) como control de calidad. Por ello suele acudirse a ensayos como el de la huella y el de placa de carga de dos ciclos, tal como recomienda el PG-3.

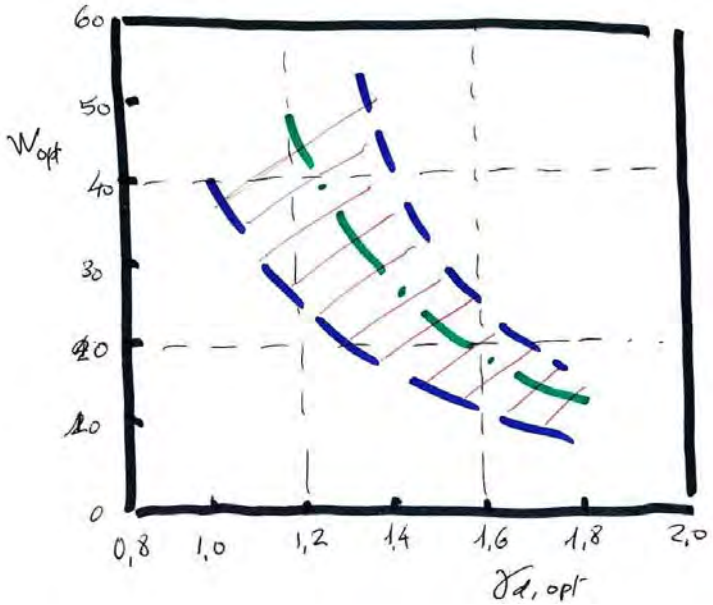

Fig. 24.4. Relación entre humedad y densidad seca óptimas (P.N.) en suelos marginales

El refuerzo con cal tiende a:

- Obtener una estructura menos plástica y menos expansiva, ya que el efecto cementante de la cal disminuye la posibilidad de penetración del agua en la nueva estructura y de separar las láminas de silicatos que componen su red arcillosa.
- A aumenta la "cohesión" a corto y largo plazo.
- A aumentar la resistencia frente a la acción ambiental (cambios de humedad, acción hídrica y eólica en los espaldones de los terraplenes, etc.)

El efecto cementante de la cal puede verse en laboratorio pero, al triturar las partículas para hacer ensayos en moldes pequeños (edómetros, Harvard miniatura, triaxial, etc.) la superficie de adsorción de las partículas aumenta mucho y también, en general, el contenido de cal para obtener un buen resultado aumenta, respecto al que es necesario en campo.

En general, puede indicarse que la proporción de cal necesaria como refuerzo en estas arcillas es del orden de 1,5-2%, aunque para capas de coronación o de protección (espaldones) puede ser más indicado el utilizar 2-2,5% de cal. En el caso de estabilizar masas arenosas con mucha agua, puede ser necesario utilizar valores del 5-6%. En algún caso concreto (obra cercana a Burgos) hemos visto reforzar terraplenes arcillosos con un 3% de cal, lo que es excesivo, lo que tenía como resultado una retracción excesiva y una fisuración de la superficie del terraplén en 24 horas.

Este problema de la retracción lo hemos visto en un caso en que, el que suscribe, actuó como mediador entre la Administración y el Contratista, en una obra en que el firme llevaba una subbase con arcilla tratada con cal. Se produjeron fisuras en el firme, antes de inaugurar y se le atribuyó la causa a la presencia de yeso en la arcilla, lo cual – al reaccionar con la cal – había formado etringita, que había levantado el firme, fisurándole. Una visita a obra cambió el panorama: No había muchas fisuraciones sino una muy larga (unos tres kilómetros) y en el centro del pavimento. El problema no era

la cal (si había yeso era en puntos concretos y muy diseminado, con lo que si se hubiese formado etringita, habría dado problemas locales), sino una capa de suelo-cemento, con excesivo contenido de cemento (del orden del 5%). Al fraguar, el cemento retrayó y dio lugar a una fisura sistemática, centrada y muy larga, dado que era un problema interno y general y no local.

El refuerzo de estas arcillas que se tratan con cal debe ajustarse al siguiente procedimiento constructivo (puesto a punto por Javier Castanedo y el que suscribe):

- Disgregar adecuadamente el material, dejando bloques no superiores a 5-6 cm.
- Mezclar la arcilla con la cal (apagada) en polvo, en la proporción ya citada. Primero se vierte (en una o dos veces) sobre la tongada, después se añade agua (con un depósito debidamente calibrado) y se entremezcla con “rodillo de pata de cabra” de unas 30T.
- La cantidad de agua puede ser del orden de 8-10 l/m^2. Si es verano puede aportarse un 20-30% más.
- El número de pasadas del compactador puede ser del orden de 6 pasadas dobles.
- El espesor de tongada debe ser del orden de 27-30 cm.
- La humedad de origen debe estar en el orden de la del límite plástico más 2-3%.
- Al final de la jornada de trabajo, puede pasarse un rodillo liso para “cerrar” la tongada y que no pierda humedad. Al día siguiente se pasa el rodillo de “pata de cabra”, antes de añadir otra tongada.

En la Tesis Doctoral de Rafael Pérez de Arenas (U.P.M.) puede verse mucha información sobre el tema. Si conviene indicar que con estos tratamientos de refuerzo, se han conseguido terraplenes con módulos de deformación (E_{V2} o del segundo ciclo de carga) del orden de 150 a 300 MPa, frente a 30-50 MPa que suelen exigirse para núcleo y coronación, respectivamente en los terraplenes normales. Eso sí, no puede seguir exigiéndose que la relación K= E_{V2}/E_{V1} (o sea entre los módulos de deformación del segundo y primer ciclo de carga en placa de carga) sea de 2,2, como exigían las normas suizas (editadas hace más de treinta años). El que suscribe ha recomendado una figura similar a la Fig. 24.5 para obtener el valor de K, que aumenta en función de E_{V2}. Este gráfico sirve para cualquier tipo de material.

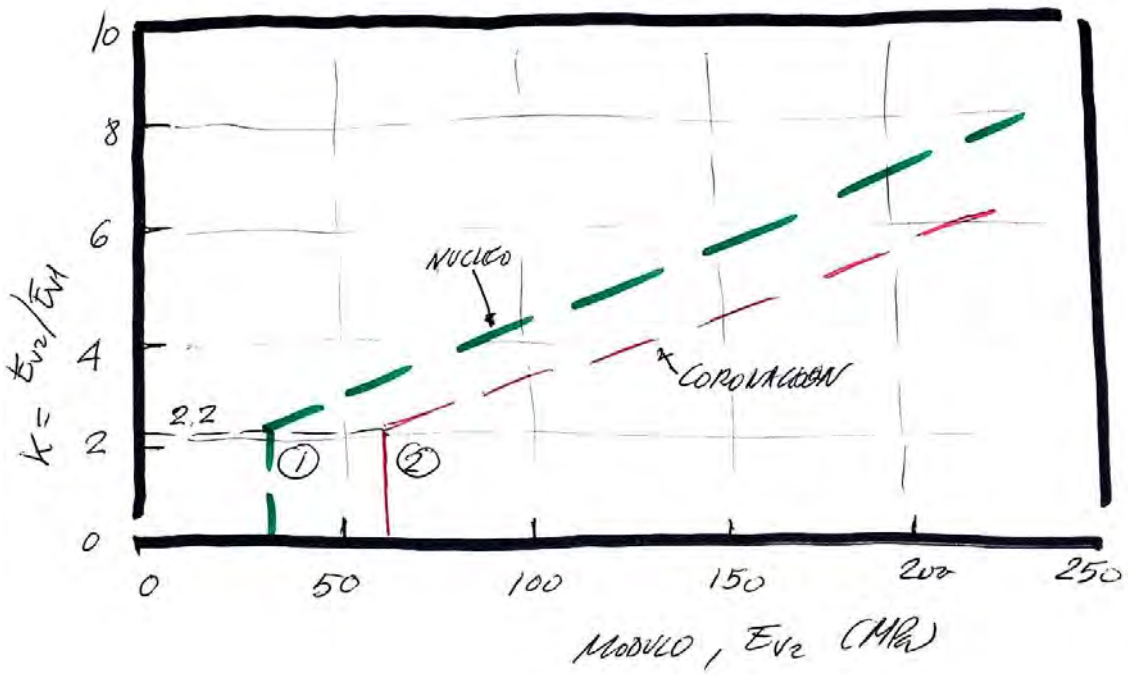

Fig. 24.5. Propuesta de aceptación de materiales compactados (OTEO, 2007)

Como colofón a los estudios que el autor de estas páginas desarrolló sobre los suelos marginales, redactamos una clasificación de materiales (en función del límite líquido y de la densidad seca óptima), con la que va una sección tipo, bien con refuerzo de cal, bien con núcleo encapsulado, etc. (Ver Simposio de Santander sobre Geotecnia Vial)

¿Qué hemos aprendido de todo esto?

- Hay que procurar no desperdiciar nada. La tierra vegetal sirve para cubrir los taludes y lo demás… siempre se puede aprovechar.
- Hay que estudiar la resistencia al corte y la deformabilidad de estos materiales "no convencionales", a corto y largo plazo.
- Los materiales pueden ser evolutivos y hay que procurar preservarlos de la acción del aire y, sobre todo, del agua.
- Los terraplenes de prueba pueden dar muy buen resultado y proporcionar información adecuada sobre el procedimiento constructivo.

25. DE OBRAS HIDRÁULICAS

El mundo de las Obras Hidráulicas ha tenido en España una relevancia especial, no en balde el gran proyectista D. José Torán fue presidente del Comité Internacional de Grandes Presas, allá por los 70 del siglo XX. Esto se debía al esplendor alcanzado por dichas obras en los años 50 a 70 (los famosos "pantanos"), con presas de fábrica (que luego fueron cambiando a las de tierras en los 70 y 80), los túneles de conexión central-presa, etc.

Las empresas de inyecciones crecieron mucho en los 60 y 70 con los trabajos de "cortinas" de control de la subpresión, impermeabilización y anclaje de laderas (como en el caso de El Atazar, ya en los 70), etc., como ya se ha indicado anteriormente.

En la actualidad, debido a diversas causas (factores ambientales, dificultad de encontrar buenas "cerradas", etc.) el trabajo presístico ha disminuido de forma muy importante, habiéndose construido – hace unos diez o doce años – la última presa de fábrica (Caldas de Reis), en que intervinieron Felipe Mendaña y el que suscribe. Por cierto en esta obra queremos destacar algunas anécdotas:

a) El Anejo medioambiental hablaba de fauna de un río situado en el sur de España, por las prisas. Hubo que redactarlo adecuadamente de nuevo.

b) A Felipe le criticaron unos periodistas porque explicó – en rueda de prensa – los ensayos en modelo reducido del aliviadero, refiriéndose a él como un ingeniero que jugaba con "maquetitas". Solo faltó decir que jugaba con "muñequitos".

c) En foros electrónicos apareció un aviso sobre que la presa se caía de forma inmediata (estaba todavía en cimientos), ya que una persona estaba vigilándola a través de conexiones vía satélite. Al final se nos indicó que la Universidad desde que se hacía el aviso no se responsabilizaba de nada y que era "un becario" el que lo había dicho (?). Había un cierto contenido político detrás de estas afirmaciones.

Desde el punto de vista geotécnico hay que destacar los trabajos de:

- José Antonio Jiménez Salas, que ya se iniciaron con la continuación de la presa de tierra de la Sotonera, después de la Guerra Civil y su participación en numerosas presas de fábrica y de materiales sueltos.
- Santiago Uriel, con los ensayos "in situ" de Mequinenza (corte directo en superficie de 4×4 m), los ensayos de empuje pasivo y asesoramiento en varias pesas de escollera. Quizás uno de los trabajos más importantes lo hizo en la presa de Canales, dirigida por el gran ingeniero y gran persona Guillermo Bravo. En este caso se llegaron a diseñar nuevos aparatos para el estudio de la dispersabilidad de materiales y el refuerzo de arcilla con geotextiles contra la fisuración por tracción.
- Alcibíades Serrano, con los primeros análisis dinámicos de estas estructuras, con la ayuda de Claudio Olalla, Rafael Blázquez, Vicente Cuellar, etc.
- Antonio Soriano, diseñador y analista de diversas presas e interviniente en diversos casos de patología, con Manuel Alonso franco, del famoso Servicio de Vigilancia de Presas.
- José Mª Rodríguez Ortiz, autor del manual de diseño de presas de residuos mineros.
- El equipo de Antonio Santos del CEDEX (José Manuel Martínez Santamaría, José Luis Salinas, etc.), que estudiaron casos complicados como Contreras (con toda la subpresión posible y constante en su apoyo), Beninar (con influencia kárstica junto a la cimentación de la presa y en el embalse), El Porma, etc.
- Los equipos geotécnicos de las empresas consultoras como INTECSA, IBERINSA, TYPSA, etc., proyectista como Polimón, Granero, Balbas, etc. y de las empresas constructoras (DRAGADOS, ENTRECANALES, FCC, etc.)

La construcción de numerosas presas de materiales sueltos (con o sin núcleo arcilloso y de escollera con pantalla rígida o flexible, etc.) supuso un incremento importante de trabajo entre los geotécnicos en las décadas de los 70, 80 y algo de los 90, incluyéndose la reparación de presas de residuos mineros como la de Viana do Bolo ("a punto de caramelo", desde el punto de vista de inestabilidad), que pudo ser reparada y, además, recrecida, con intervención de A. Soriano y el que suscribe. Después vino (finales de los 90) la rotura de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar y se produjeron numerosos estudios y opiniones diferentes.

En la Fig. 25.1 se han señalado los problemas geotécnicos que pueden presentarse en presas de materiales sueltos y de fábrica.

Respecto a las presas de escollera, las preguntas del millón siempre son: ¿Cuál es el ángulo de rozamiento interno de la escollera seleccionada y compactada? ¿Cuál es la inclinación del talud que debe darse a la escollera, teniendo en cuenta el caso sísmico? A la primera se puede contestar con los estudios desarrollados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX (Olalla, Cuellar, Estaire, Perucho etc.). Algunos resultados fueron recopilados por el autor de estas páginas y reproducidos en la Fig. 25.2 y en el libro sobre muros de escollera editado por la A.T.C. A la segunda, la respuesta depende del país y experiencia de los técnicos que intervienen. En algunos casos se ha llegado a 1(V):1,8(H) y no parece que se pueda bajar de 1(V):1,4(H).

El mundo de las presas es un mundo complejo y, en estas páginas, no pretendemos escribir su historia. Hay ingenieros hidráulicos más adecuados para eso y, aun así, es un tema muy prolijo. Como muestra vale señalar el libro de Guillermo Bravo en que, a través, de varios cientos de páginas, cuenta solamente la historia y problemática de tres presas que fueron la principal tarea de su vida en la antigua Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.

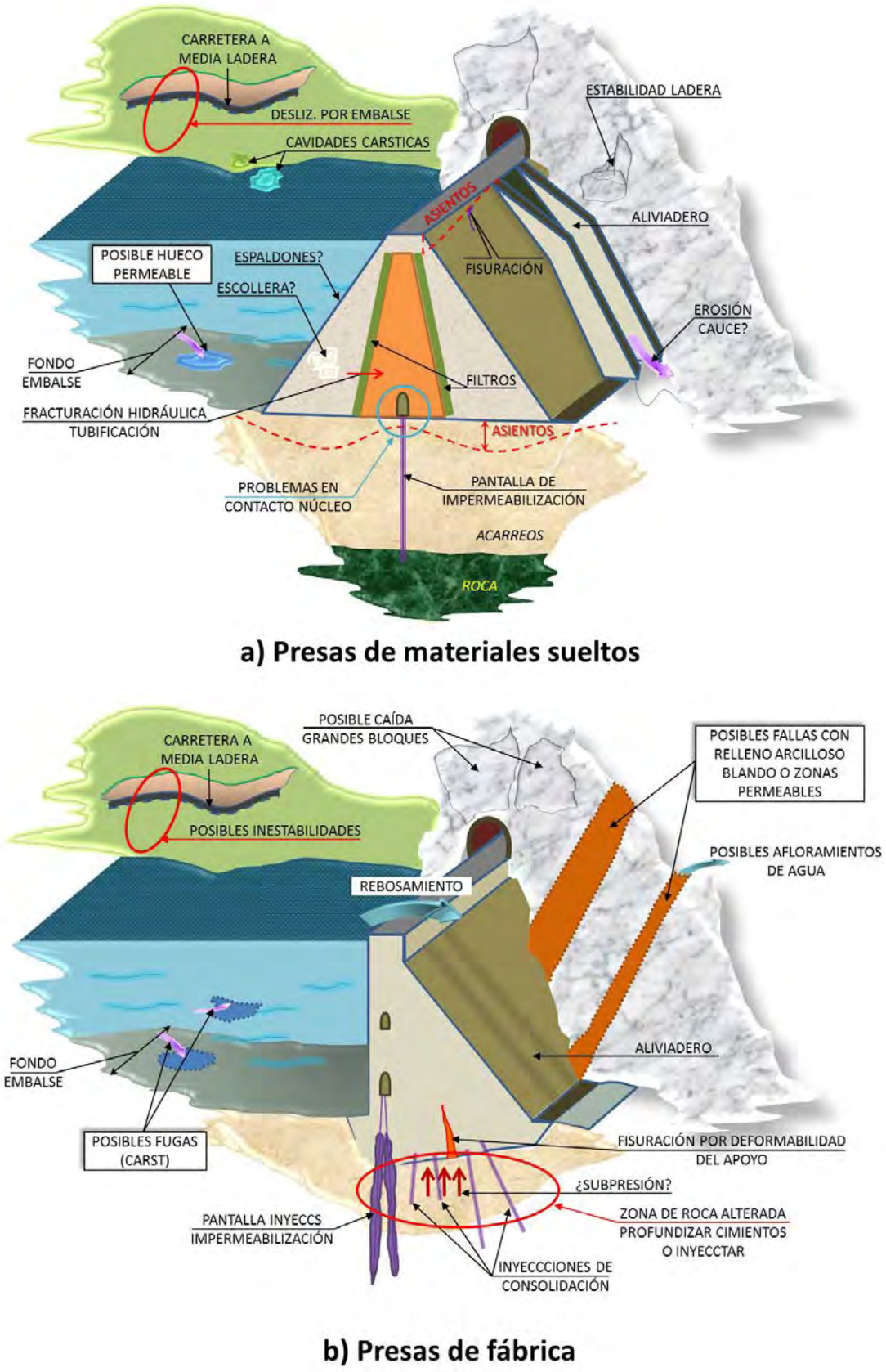

Fig. 25.1. Algunos problemas geotécnicos en presas

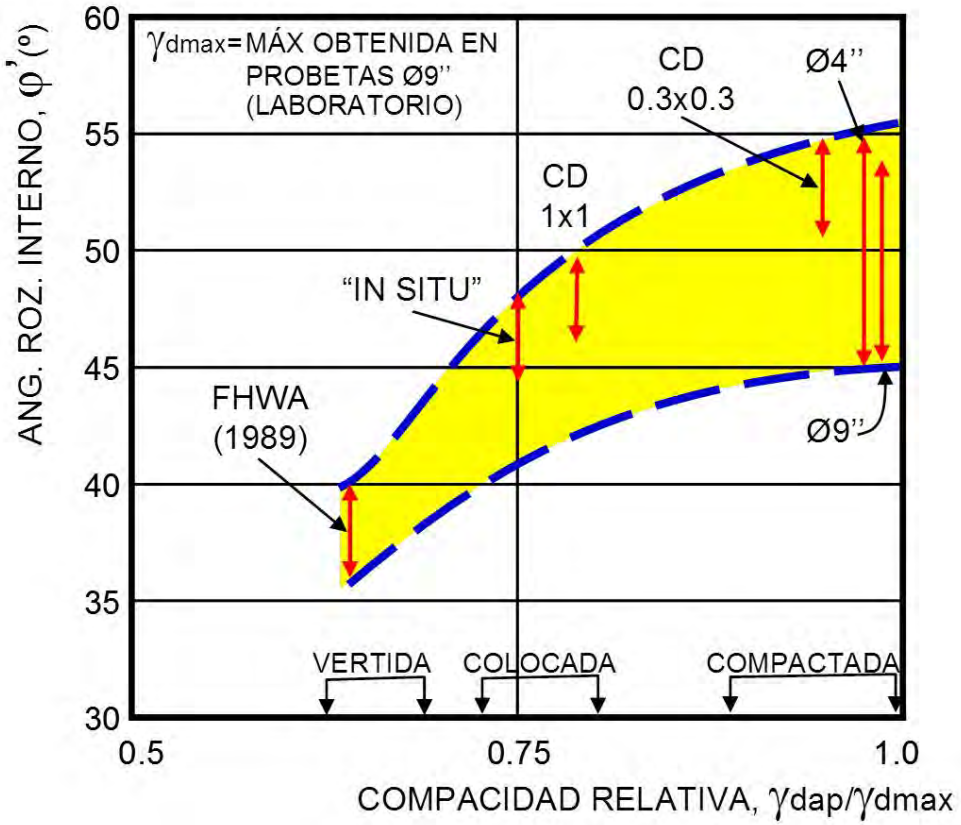

Fig. 25.2. Posible variación del ángulo de rozamiento interno en escolleras calcáreas (OTEO, 2008)

Pero vamos a destacar varias "historietas geotécnicas", a manera de ejemplo de problemas y de lo que hemos aprendido en ellas:

- La presa de El Atazar, en la que el que suscribe sólo participó "de visita", es un ejemplo de lo que – desde el punto de vista geológico y geotécnico – no debió hacerse. Al parecer, el ministro del ramo quiso tener una presa bóveda cerca de Madrid, reto "que aceptó" un prestigioso proyectista portugués que trabajaba en toda la Península Ibérica. Sin embargo, las laderas (materiales pizarrosos, fracturados y con grandes diaclasas, alguna de las cuales tenían nombre como Elisa) no eran lo más adecuado para recibir empujes. El CEDEX de entonces hizo ensayos de corte directo en galerías y se estudiaron esas laderas con detalle, lo que condujo a la construcción de una serie de vigas que anclan las laderas y le proporcionan presión normal a todo el conjunto de material diaclasado. Con el tiempo y el llenado, la presa se fisuró y tuvo que ser reparada (con nivel alto de

agua) por una empresa privada derivada de las actividades submarinas del famoso Jacques Cousteau. El mantenimiento de la presa siempre ha exigido un control exhaustivo de la instrumentación (piezómetros, péndulos, etc.).

- En la presa de Beninar, la ubicación, quizás, no fue la más acertada posible: La presa se sitúa, al parecer, sobre una zona de hundimiento kárstico, prácticamente estable, pero ha habido algún deslizamiento de ladera muy cerca de un estribo de la presa, que agrietó seriamente la Casa de la Confederación. Además, en el fondo del embalse hubo que hacer un "forro" arcilloso para evitar fugas. Esto, con posterioridad, fue estudiado por el CEDEX, con trazadores, para localizar los puntos de fuga que aún quedaban. Pero el principal problema estuvo en que, en la parte media del embalse, había unos conductos kársticos que, una vez limpiados por la primera subida del nivel del agua, actuaban como un aliviadero lateral, con lo que el agua iba a parar a docenas de kilómetros aguas abajo. Si unas lluvias llenaban el embalse, el "aliviadero lateral" lo medio vaciaba en seguida. Estas variaciones de nivel también afectaban a la carretera que seguía el contorno del embalse. Lo mismo sucedió en un embalse sobre el Río Esla (Riaño), en que la subida y bajada de nivel indujo casi cuarenta deslizamientos en la ladera, que el que suscribe tuvo que estudiar con su equipo del CEDEX y con el magnífico ingeniero de carreteras Ricardo Zamora. También la variación del nivel del embalse ha hecho peligrar, más de una vez, laderas que ya estaban "a punto de caramelo" como en el embalse del Porma.

- En una cerrada, al sur de Granada, se diseñó una presa arco, lo que, en principio, permitía reducir su espesor, gracias al apoyo y resistencia de las laderas. Pero los estudios que el que suscribe desarrolló con sus colaboradores del CEDEX pusieron de manifiesto:

  a) En el estribo izquierdo había diaclasas rellenas de arcillas en que pudo hincar medio brazo; se siguió con una galería, mostrando que llegaba a tener casi 1 m de espesor y que el relleno era muy blando.

b) Ciertos estudios previos con placas de carga, permitieron fijar que el módulo de deformación del terreno en los estribos de la presa era del orden de 8.000 MPa. Pero, viendo el terreno limpio y con la presencia de diaclasas arcillosas, se puso en duda este valor. Por un lado, no se pudo establecer dónde se habían hecho los ensayos citados (?). Y, por otro, ensayos en galería en el estribo derecho y estudios geofísicos – realizados por el CEDEX – permitieron estimar el módulo de deformación medio en del orden de 800 MPa, diez veces menos (con valores mínimos del orden de 500 y máximos de 1300 MPa) que lo previsto en proyecto, lo que hacía inviable mantener el trabajo de arco de la presa prevista.

c) El terreno en la zona de apoyo del "arco" estaba alterado por el propio cauce, por lo que era necesario profundizar el cimiento de la presa o mejorar el terreno existente con un tratamiento pesado de inyecciones.

Todas estas circunstancias llevaron al CEDEX a recomendar una serie de actuaciones y, la principal, el cambio de tipología de la presa (de arco real a de gravedad de planta curva). El Servicio de Vigilancia de Presas asumió estas recomendaciones, pero, al que suscribe, le valió "caer en desgracia" en el sur (a veces, a los técnicos responsables no les gusta que les cambien las ideas). Los arreglos posteriores quedaron a cargo del experto en presas D. Antonio Soriano.

– La Presa de Canales (dirigida por Guillermo Bravo, con el asesoramiento de S. Uriel) es un ejemplo de presa de materiales sueltos con diversos problemas, pero que – gracias a los estudios desarrollados durante su construcción – fueron resueltos en forma adecuada. La presa es de núcleo arcilloso, con unos filtros de "cakerita", un material local que puede considerarse como una arenisca algo cementada "in situ". Un problema en el que intervino el que suscribe fue el de la compactación del núcleo. Se hicieron en laboratorio numerosos ensayos, a fin de fijar – como era tradicional – la densidad seca y la húmedad óptimas, para fijar el criterio de compactación. Pero, ya en laboratorio, se comprobó que el material arcillo-margoso para el núcleo – como ocurre muchas veces – no es

uniforme, ni por el grado de disgregación ni por la presencia de carbonatos. Ello lleva a curvas de compactación con el ensayo Proctor de tipo quasi-plano, con lo que es difícil establecer la situación óptima. Pero, además, las curvas de ensayo tienen mucha dispersión: La humedad óptima podía variar entre el 18-20% y el 30-32%, aproximadamente. Ello dificultaba enormemente el control de la puesta en obra. Hubo que utilizar en campo unas condiciones medias pero, sobre todo, otros tipos de ensayo, como el de placa de carga y el de la "huella", principalmente. Los temas de posible fisuración del núcleo, debido al cambio brusco de pendiente de un estribo de la cerrada, se resolvieron "armando" el núcleo con geotextiles, para lo que se hicieron ensayos de laboratorio y campo, dirigidos por S. Uriel.

- El problema de compactación de los núcleos arcillosos siempre ha estado presente en las presas de núcleo. Más de una vez se ha discutido sobre la maquinaria a utilizar, aunque ya – hoy día – no parece haber duda sobre la idoneidad de utilizar los rodillos pesados de "pata de cabra" (30 T, al menos). Además, cuando se acaba una tongada, puede pasarse un rodillo liso, si se teme que se pierda humedad. Pero al día siguiente hay que "destrozar" esa "barrera" plana y volverla a convertir en un "mar de ondas", tal como las deja la "pata de cabra". Aparte de que sea lógico, se lo oímos al experto mundial en presas Barry Cooke, que, insistía, en que dejar esas "capas brillantes y planas" introducía una anisotropía clara, no deseable. Por eso, cuando pasamos a realizar – años después – tratamientos con cal en arcillas expansivas (autovías), el que suscribe siguió ese consejo, lo que nos dio muy buen resultado.

- Más problemas ha tenido la Presa de Contreras, en la antigua carretera Madrid-Valencia y próxima a la actual autopista. Aunque se construyó hace más de cincuenta años, no se ha llenado todavía. No se podía elevar el último 30% de su altura, debido a diversos problemas, unos en la propia presa y otros en la inmediatamente próxima, la del Collado de Contreras, de menor altura y sección con las pendientes de aguas arriba y aguas abajo iguales. Esta presa del Collado está fisurada en su parte central y baja, debido a una época en que el embalse

subió excesivamente por grandes lluvias. Además se apoya en una alternancia de margas y calizas y se pudo comprobar (mediante la debida instrumentación) que la subpresión era prácticamente constante bajo todo el apoyo de la presa, en vez de tener un pico cerca de aguas arriba y bajar bruscamente (la pantalla de impermeabilización no fue suficiente). Además la zona más margosa de ese apoyo estaba bastante alterada por las filtraciones. Ello llevó, hace años, al equipo del CEDEX a apoyar que no se elevara el nivel del embalse sin proceder – previamente – a diversos tratamientos de refuerzo e impermeabilización del terreno. Ello produjo problemas al que suscribe, pero se logró – con el apoyo del Director General de Obras Hidráulicas – que no se elevara el embalse en aquella época (hace unos veinticinco años) y que se mantuviera en lo previsto, hasta ese momento, por el Servicio de Vigilancia de Presas. Esto nos costó mucho desgaste.

- Hay otros casos con problemas de patología, como en una presa de materiales sueltos – en el centro de la Península Ibérica – en que el espaldón de aguas arriba se apoyaba en la presa auxiliar de desvío del río (siempre ejecutada en condiciones precarias, por el plazo disponible, el propio río, etc.). Por ese motivo, toda la zona de ese espaldón asentó más que el espaldón de agua arriba y que su núcleo. Por ello se originó una fisura – de unos 100 m de longitud – en coronación, con un salto de casi 1 m. En una determinada discusión se le dijo al que suscribe que eso era normal y que no tenía importancia (?).

¿Qué hemos aprendido de todo esto? Mucho y poco, ya que cada presa es una obra titánica y está rodeada por muchos condicionantes políticos, económicos, sociales, hidráulicos, geotécnicos, medioambientales, etc. A manera de una primera revisión, puede decirse que hemos aprendido a que:

- Debe considerarse que el estudio geológico general no sólo debe incluir la zona de la cerrada, sino también la del vaso y su transcendencia en zonas más alejadas.
- La variación del nivel del embalse puede afectar a numerosos taludes del vaso, con carreteras y ferrocarriles inscritos en él. En el túnel nº 40 de la Línea

Zamora-Orense, construido a principios del siglo XX, hay deslizamientos recientes, centenarios y milenarios, influidos, en parte, por la variación del nivel del embalse propio, aparte de los problemas antes citados, que el que suscribe estudió hace unos treinta años.

- La posible existencia de karst calizos y/o yesíferos puede introducir considerables problemas, bien el apoyo de la presa, bien en el vaso.
- El estudio en laboratorio de los materiales a utilizar en presas puede ser insuficiente, tanto en los arcillo-margosos (como ya se ha comentado), como en materiales gruesos. Hoy día, puede utilizarse el aparato de corte del CEDEX (1×1×1 m), pero, aun así, puede tener un volumen insuficiente, de cara a ensayar realmente las escolleras. Los ensayos de empuje pasivo de S. Uriel pueden dar buenos resultados, con la obra ya comenzada, dados los medios que necesita.
- El control de calidad de estos materiales gruesos puede ser difícil. Aunque se tengan datos de ensayos de laboratorio de moldes grandes o de empuje pasivo en obra, el volumen de estos materiales a utilizar exige emplear en obra un control periódico de puesta en obra, que complemente los ensayos de determinación de densidad aparente (en zanja, con plástico y agua) y de huella, una vez compactados. Pero hay que observar que la calidad de las aportaciones sean similares, para que – en medio de escolleras calizas – no se introduzcan materiales más débiles (calizo-margosos), en que baja el rozamiento interno. Es un problema de control similar al del relleno de puertos, pero aquí tiene más trascendencia.
- El apoyo en presas de desvío provisionales, no es recomendable en ningún caso, salvo que se tomen medidas especiales.
- Las inyecciones de pantallas de refuerzo o impermeabilización deben ser controladas (tanto en presión como en admisión), haciéndose en varias fases, con el sistema IRS.

- Debe quedar claro dónde se hacen los ensayos “in situ” (sondeos, placas de carga), documentándose e interpretándose debidamente, lo mismo que las campañas geofísicas, que – aquí – pueden tener un gran resultado, etc.

Esto ya es casi Historia del pasado, al menos hasta hace poco. En la Historia reciente muchas de las empresas consultoras y constructoras han vuelto a la actividad en tierras Iberoamericanas o más lejanas aún, sobre todo en lo que se refiere a centrales hidráulicas, con toma en el rio correspondiente, túnel de aducción, pozo de caída y central hidroeléctrica en caverna o a pie de grandes desmontes.

Consideramos que, en este sentido, queda mucho que hacer, sobre todo en el lado central y sudamericano del Pacífico, aprovechando los grandes desniveles que existen al abrigo de las altas montañas de las cordilleras “paralelas” a la costa. Así hay importantes obras – recién construidas o en construcción – en Guatemala, Ecuador (ahí ya empezaron las empresas españolas en los 80-90), Perú, Chile, etc.

El que suscribe ha intervenido en algún caso, por ejemplo, en Guatemala, sobre lo que ha enviado, recientemente, dos trabajos a congresos aún no celebrados al escribir estas páginas, referidos a trabajos en túneles (no de gran diámetro, pero si con gran presión de servicio: más de veinte bares) y a grandes desmontes en formaciones rocosas, en colaboración con Pedro Sola y Javier Oteo.

Resumiendo, queríamos indicar una serie de recomendaciones a tener en cuenta en esa nueva etapa del diseño de este tipo de obras:

- La construcción de túneles hidráulicos debe concebirse teniendo en cuenta, claramente, tres diferentes etapas:
    a) El diseño y excavación del túnel.
    b) El diseño y construcción del revestimiento.
    c) El diseño y ejecución de las medidas a adoptar en el contacto revestimiento-terreno

- Los túneles generalmente de poco diámetro (4-5 m), pero de larga longitud (3-10 Km) pueden ejecutarse bien con el NATM (Nuevo Método Austriaco) o con tuneladora.
- No se puede extrapolar la experiencia con el NATM en calizas, calizas-margosas, granitos, materiales volcánicos, etc., a zonas que se comportan como suelos: Coluviones, materiales muy fracturados (con índice RMR de 15-25), etc. En el caso de suelos el uso de gunita y bulones puede ser inadecuado. Y en ese caso hay que acudir a métodos más de suelos o al empleo de tuneladoras (sobre todo para longitudes mayores de 3-4 Km).
- Si se trata de rocas y se utiliza el NATM, puede usarse – para la excavación – una sección tipo herradura, lo que es fácil para la colocación de cerchas y para disponer soleras provisionales. Pero ha de tenerse en cuenta que esa sección es inapropiada para una galería de presión. El diseño y construcción del revestimiento debe dirigirse, lo más posible, a secciones circulares, sobre todo si se trata de galerías de presión.
- Si se interceptan galerías kársticas (lo que, en formaciones calizas, no es de extrañar) no basta resolver el tema como si solo se tratase de construir un túnel para vehículos. En este último caso, para avanzar la excavación, puede bastar el colocar cerchas, chapa Bernold y gunitar desde el interior del nuevo túnel, quedando huecos en el trasdós de dicho túnel. Si bien esto sirve para seguir avanzando, después, cuando se construya el revestimiento pueden haber quedado grandes huecos y, cuando se introduce agua a presión en el nuevo conductor, “reventar” todo el sistema. Es algo que ya hemos visto. En la Fig. 25.3 se muestran esquemas de lo que debe y no debe hacerse en este caso.
- En estos túneles a presión hay que tener en cuenta el riesgo de fracturación hidráulica. El criterio noruego, basado en la experiencia de túneles en dicho país, es una indicación clara para saber si va a haber problemas de este tipo o no. De todas formas se puede hacer, con taladros radiales, pruebas de fracturación hidráulica para ver el riesgo de existencia de este problema.

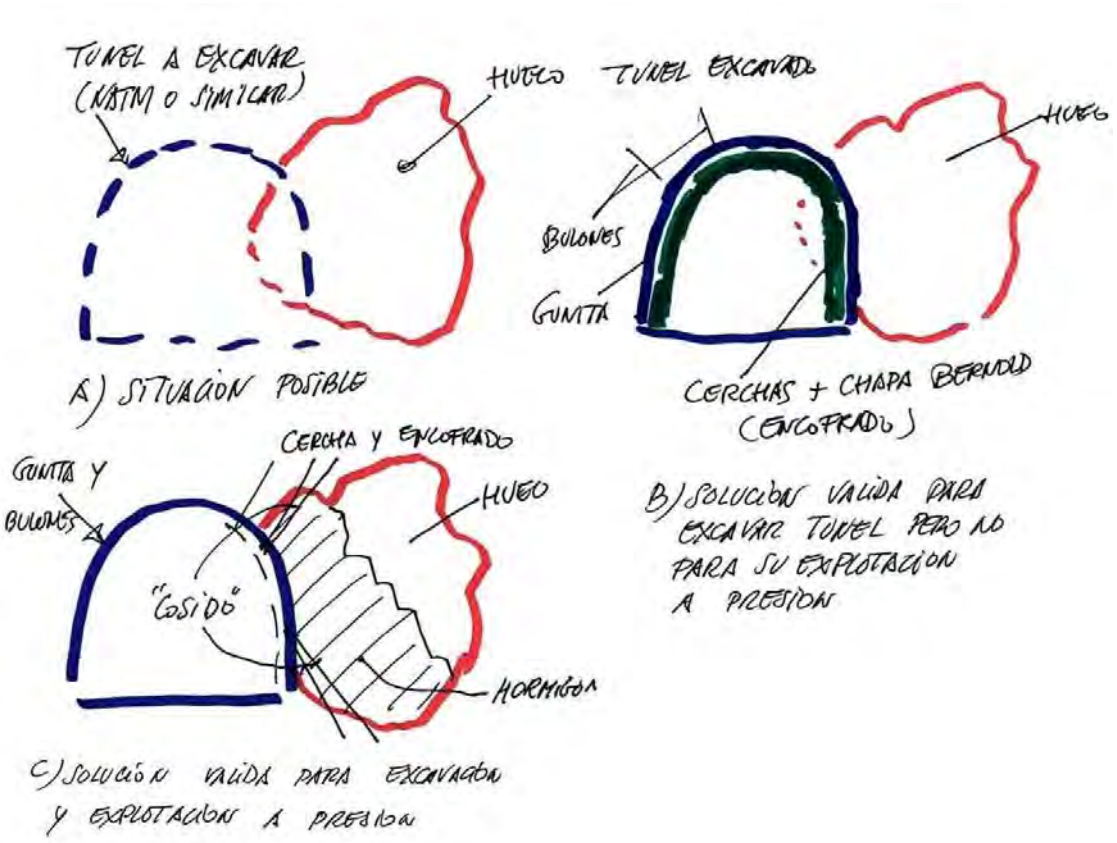

Fig. 25.3. Túnel a presión atravesando cavidades kársticas

- En el caso de uso de tuneladoras (túneles largos) pueden ser de suelos con frente presurizado, con reacción sobre un revestimiento prefabricado, de dovelas de hormigón, o de roca, con grippers o zapatas radiales para apoyarse en roca y poder bulonar (y hasta gunitar) según avanza la tuneladora, o con doble escudo que incorpora los dos sistemas. En roca también se hacen túneles con reacción en un revestimiento prefabricado, sean de frente presurizado (Variante de Camarillas) o no (Túnel de Bolaños).
- En la Península de Malata (Ferrol) se realizó un túnel hidráulico, de Ø 3,5 m, con tuneladora y grippers, con sostenimiento a base de bulones de 1,5 m de longitud, que se colocaban después de avanzar toda la cabeza del escudo. El Proyecto contemplaba bulones de 6 m, difíciles de montar en una perforación

de ese tamaño y que, además, eran de longitud excesiva. Los bulones suelen tener una longitud en función del diámetro: por ejemplo, la mitad de esa magnitud más uno o dos metros, como mucho. Si la perforación se hace con tuneladora, la decompresión es menor y pueden ser más cortos (medio diámetro, aproximadamente).

- En el Trasvase Guadiaro-Majaceite se utilizó un doble escudo (apoyo en grippers y/o en el revestimiento prefabricado), a fin de pasar calizas duras y margas blandas.
- La perforación de pozos verticales, de comunicación de un canal o un túnel con la central eléctrica, puede perforarse con técnicas diversas:

a) El raise-boring, perforando un taladro con diámetro de unos 30-50 cm, desde superficie, hasta un túnel. Después se instala el sistema perforante y "se tira" de él desde superficie, para ampliar el taladro hasta el tamaño del pozo.

b) Con sistemas mineros como el ALIMAK, que se hace "volando" desde el túnel inferior y haciendo una pequeña perforación de diámetro del orden de la mitad del del pozo; después se perfora desde arriba, arrojando el escombro al hueco inicialmente perforado. O con el sistema VCR, en que se hace la perforación central desde arriba (más seguro).

c) Si se trata de terrenos arenosos consistentes, se pueden construir pozos tradicionales (excavación y hormigonado de anillos) o al abrigo de pilotes o pantallas continuas. También se pueden usar las "tuneladoras verticales de brazo excavador", con el sistema VSM (o BSM cuando se trata de rueda excavadora para tocas, tipo BSM) de Herrenknecht. Este sistema ha sido utilizado en alguno de los pozos auxiliares del ferrocarril de ADIF en Barcelona.

– Si se trata de cavernas, para instalar centrales de energía, es muy importante el reconocimiento geológico-geotécnico, a fin de encontrar zonas de roca de calidad, para inscribir en ella centrales energéticas de unos 125×40×30 m, como la de Aldeadavila, cuya situación estudió D. Clemente Sáenz García, en los años 50-60. El control de voladuras, el sistema de sección partida y el uso de gunita y bulones permite, hoy, excavar centrales de grandes dimensiones, tanto con fines hidráulicos como de ocio (Suecia y Noruega).

En el caso de grandes excavaciones para situar la central energética, son de aplicación aquí lo que se ha comentado anteriormente sobre estabilidad de taludes y de decompresión del fondo de la excavación, incluido el posible levantamiento del mismo. También hay que tener en cuenta los posibles problemas de cimentación de esa instalación (Fig. 25.4).

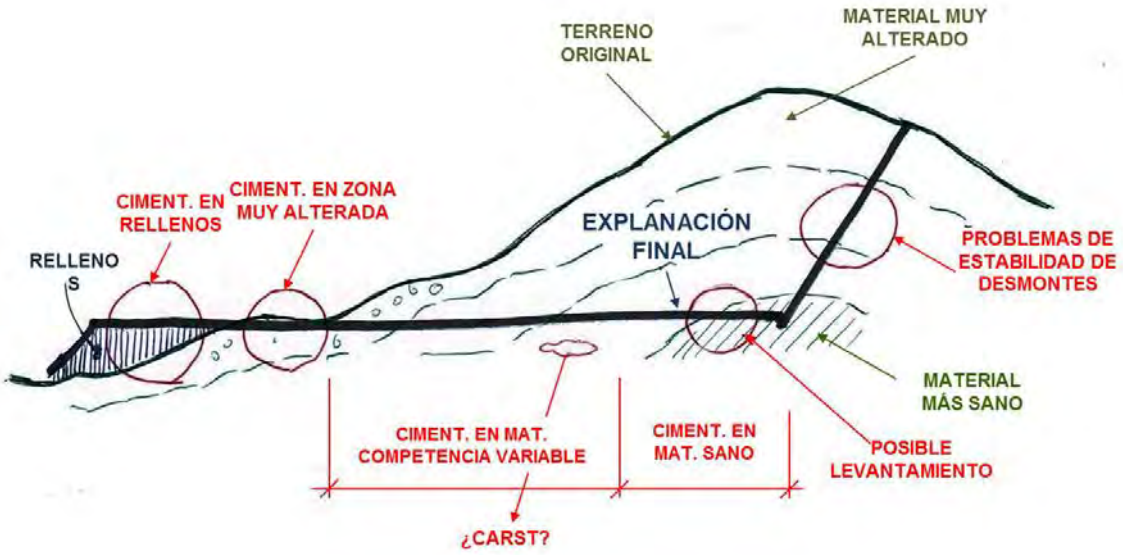

Fig. 25.4. Posibles problemas de cimentación en una central de energía

26. EPÍLOGO

Si el lector ha tenido paciencia para leer este libro (o se ha saltado todas las páginas para llegar a su final), podría concluir – quizás – que en él se mezclan desde recuerdos y anécdotas personales de su autor, hasta una breve historia (no sistemática) de la Geotecnia española de los últimos cincuenta años. Al menos, se indican nombres destacados, actividades importantes, empresas que han hecho de la Geotecnia una profesión con categoría, obras que constituyeron un hito, etc.

Pero en cada capítulo se ha procurado elaborar una lista (en forma de ítems) de lo que el autor aprendió de cada obra concreta (cuando era grandiosa, como el Dique Seco de Matagorda, el Puente de Rande, etc.) o del conjunto de actividades vividas en relación con el tema del capítulo (pilotajes, tratamiento del terreno, etc.). Esas reflexiones – esperamos – pueden servir de guía al lector joven o de no mucha experiencia, para que acorte el tiempo que tiene que dedicar a su formación y aprendizaje.

Al ir terminando el presente libro, su autor ha tenido que redactar una conferencia para celebrar el 40 aniversario de la creación de AETESS, la agrupación de empresas que se dedican a ejecutar obras geotécnicas. En dicha conferencia hemos intentado resumir la Historia de la Geotecnia Española, tanto desde un punto de vista técnico como desde los hitos geotécnicos y el personal investigador. A continuación se reproducen algunas de las figuras de dicha conferencia, como resumen de esa Historia.

Por ejemplo, en la Fig. 26.1 puede verse la evolución esquemática de la técnica de los pilotajes excavados “in situ”, mientras que en la Fig. 26.2 se resume la de los pilotes hincados. Se ha evolucionado desde los pilotes excavados con ayuda de cabría y cuchara hasta los perforados con cabezal de rotación y tubería con cortadores adecuados, pasando por los de camisa perdida. Y en los pilotes hincados se ha derivado desde los pilotes de madera, hincados con cabría ligera o retroexcavadora, hasta los pilotes de hormigón pretensado, cilíndricos e hincados con martillo diésel, pasando por los de hormigón armado hincados a través de “preforo”.

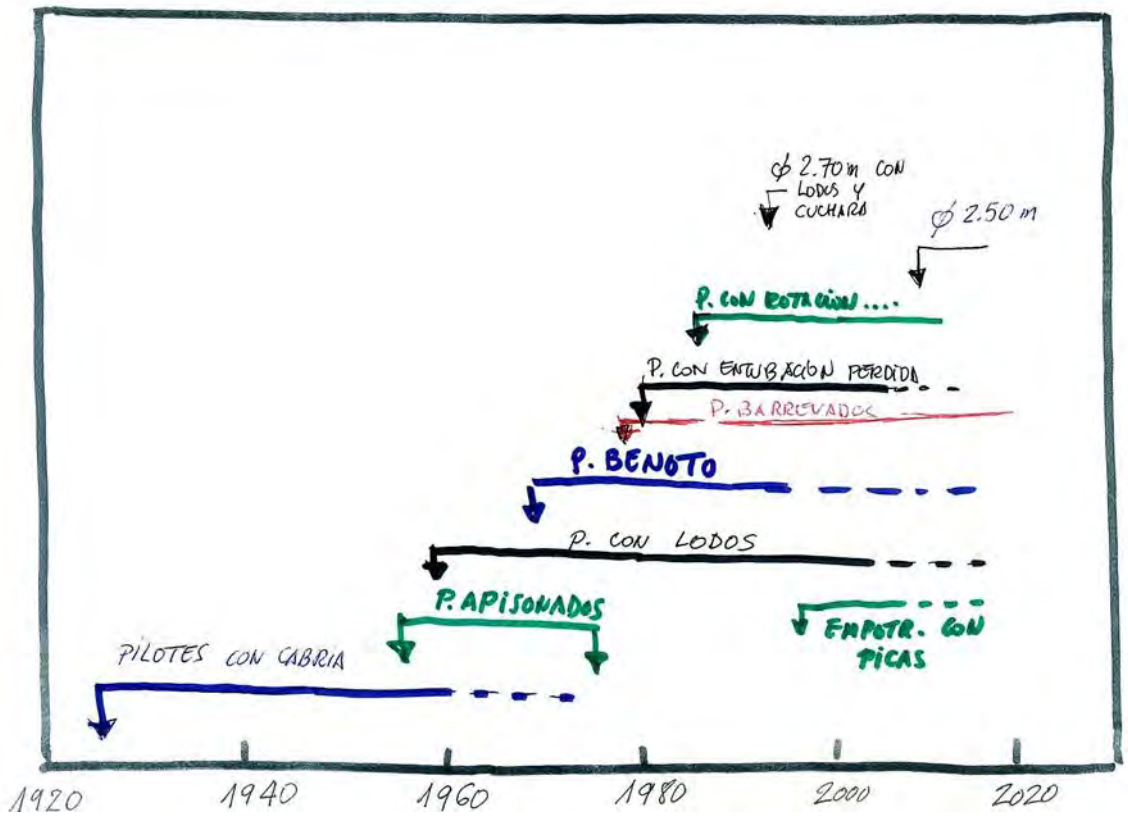

Fig. 26.1. Pilotes hormigonados "in situ"

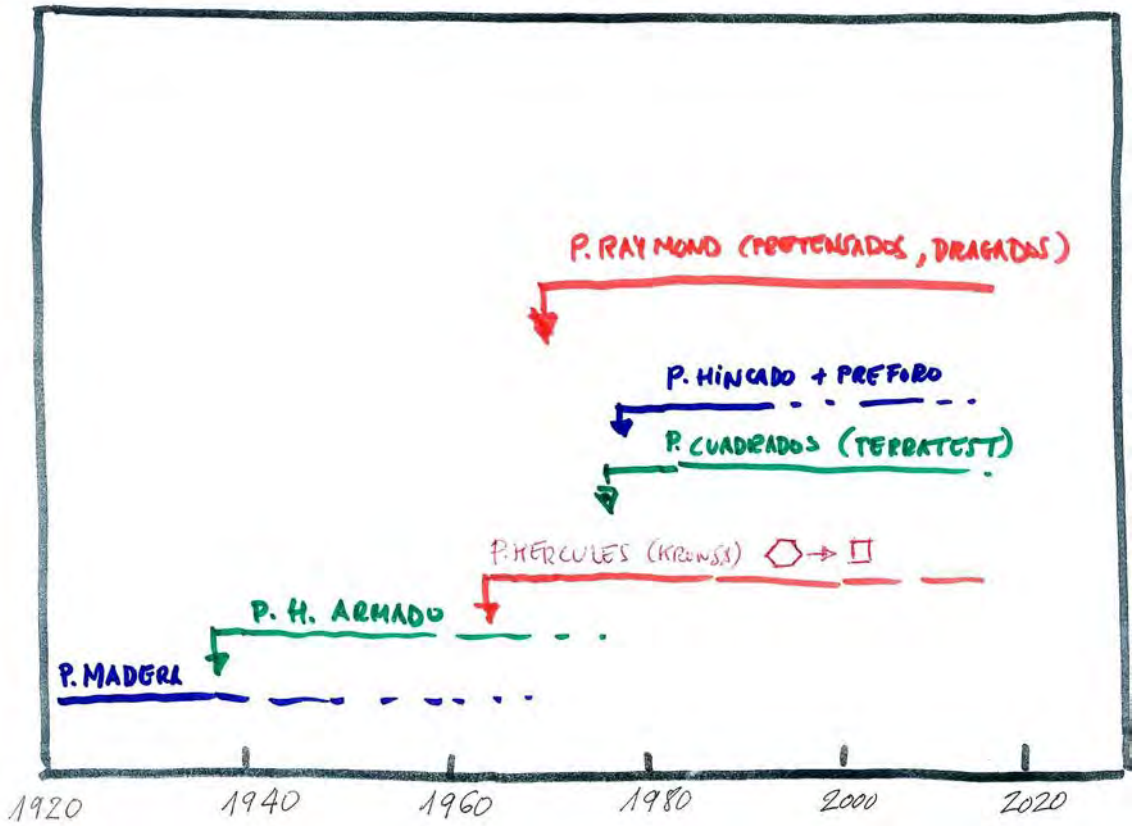

Fig. 26.2. Pilotes prefabricados e hincados

Análoga evolución técnica han sufrido las máquinas de ejecutar pantallas continuas: De la cuchara colgada de cables a la hidrofresa con circulación inversa moderna, que puede alcanzar unos 120 m de profundidad (Fig. 26.3).

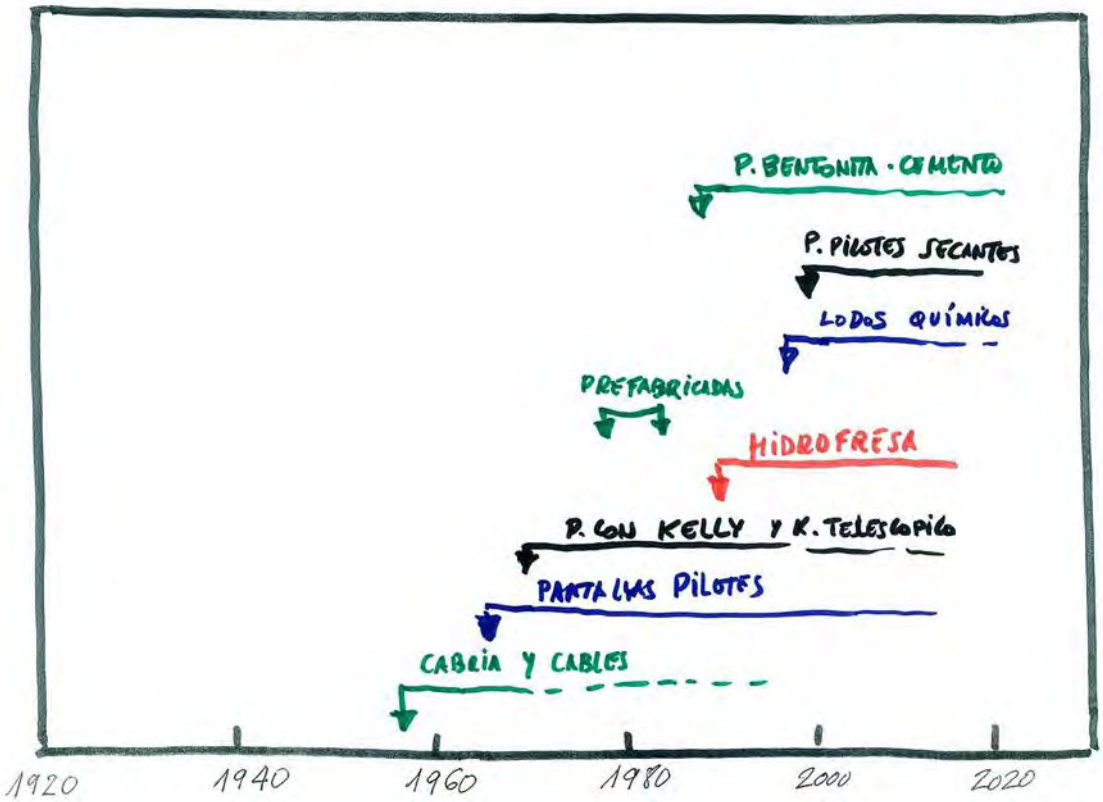

Fig. 26.3. Pantallas continuas y discontinuas

Las técnicas de mejora del terreno (inyecciones, columnas de grava, columnas de mortero, etc.) tienen su evolución representada en las Fig. 26.4 a Fig. 26.6.

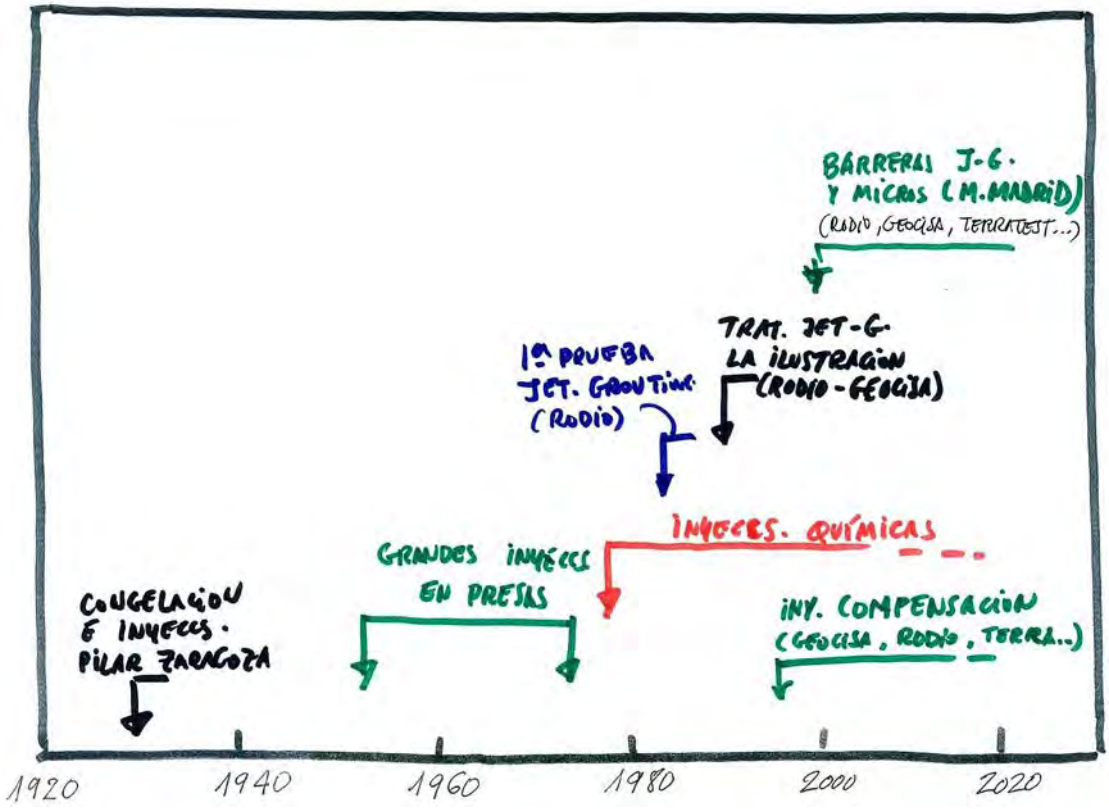

Fig. 26.4. Inyecciones

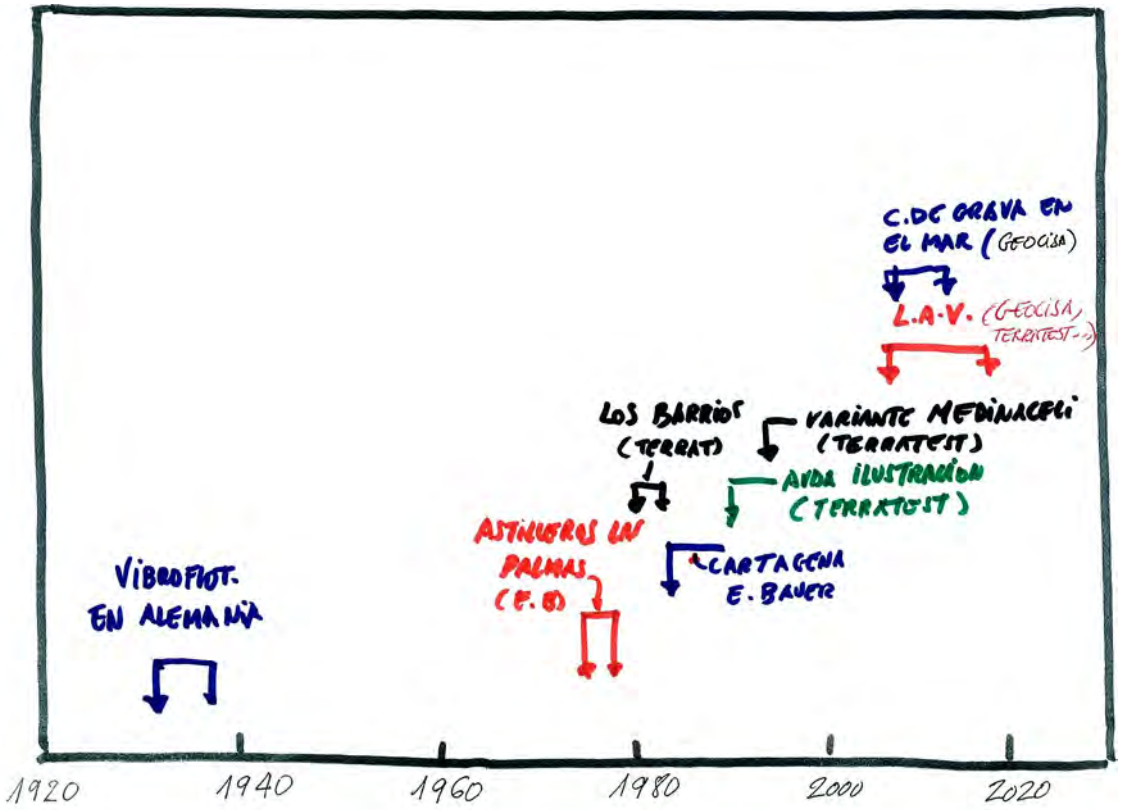

Fig. 26.5. Columnas de grava y vibroflotación

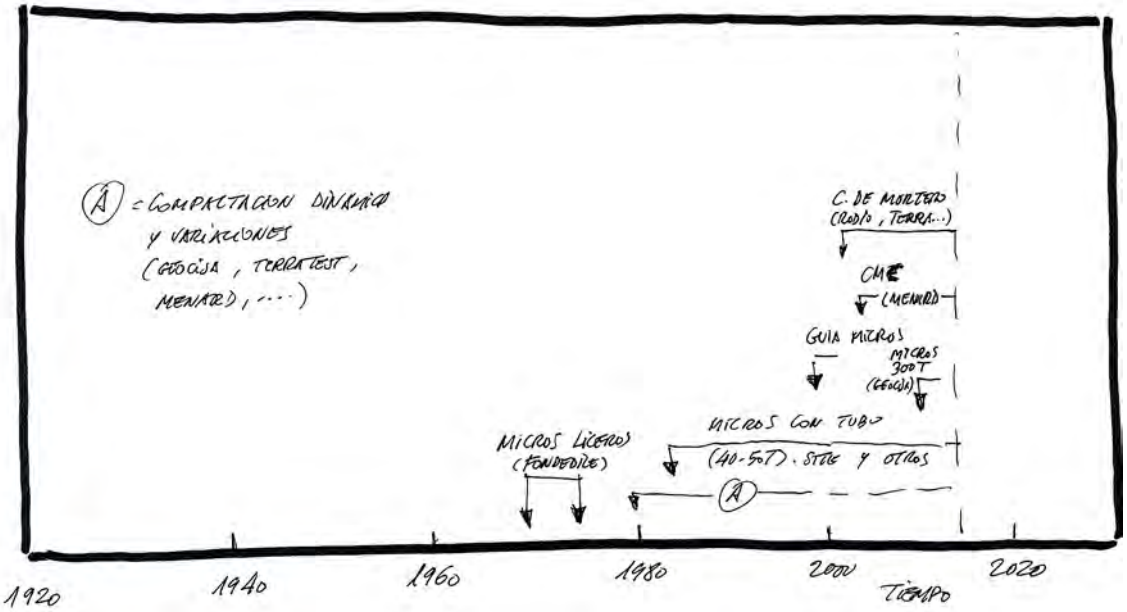

Fig. 26.6. Columnas de mortero, CMC, Micropilotes y compactación dinámica

Otras dos "pequeñas historias" se incluyen a continuación:

- Los de los "hitos" o "hechos" geotécnicos significativos, que van desde la cátedra ganada por Jiménez Salas hasta las obras para la Alta Velocidad, pasando por las autopistas y autovías, ocasiones en que la Geotecnia ha tenido que desarrollarse con medios técnicos y humanos, con aplicaciones de sistemas numéricos (desde los círculos de Bishop en los años 60 y 70 hasta los elementos finitos tridimensionales del siglo XXI), ideas nuevas, controles especiales, etc. Como siempre, es la opinión del que suscribe.
- La de los investigadores, docentes y consultores de alto nivel, relacionados o no con las diversas universidades donde la Geotecnia ha brillado: El CEDEX, las Politécnicas de Madrid, Barcelona, Valencia, Universidad de Santander, Burgos, Granada, Coruña, Alicante…, el Instituto Geológico y Minero de España, etc.

Ambos aspectos se reproducen en la Fig. 26.7 y Fig. 26.8.

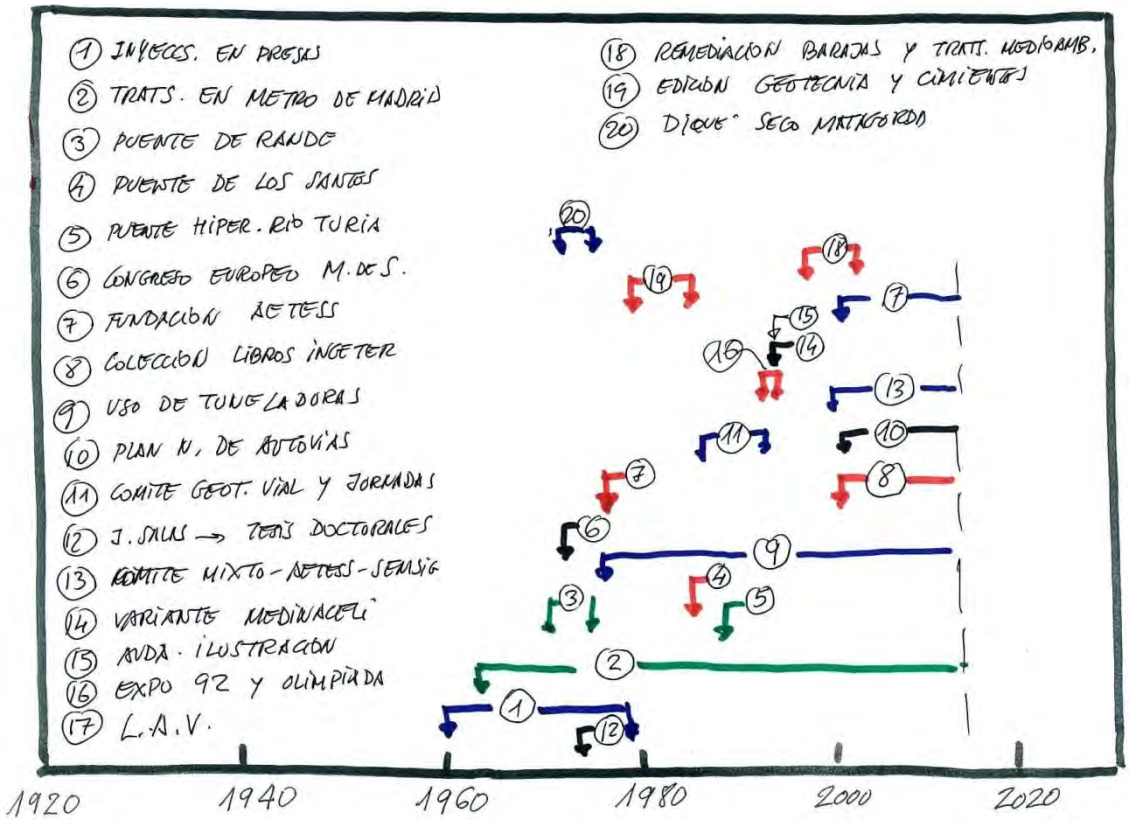

Fig. 26.7. Acontecimientos geotécnicos singulares (Obras e Hitos)

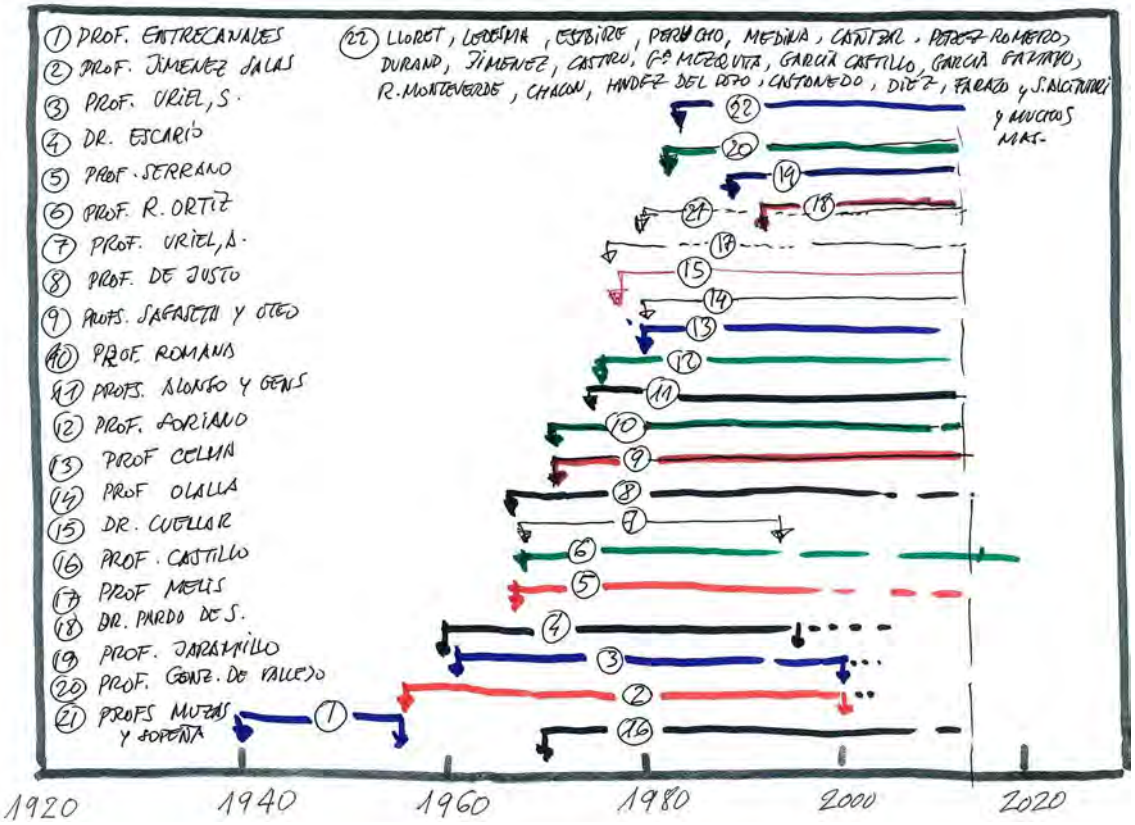

Fig. 26.8. Docentes e Investigadores

La historia geotécnica que de estas páginas se deduce es, por supuesto, incompleta. Faltan diversas obras que fueron hitos y en las que el autor de estas páginas no intervino o intervino poco. Faltan muchos nombres y recalcar los de algunos. Y no sólo los de los veteranos (gerentes, consultores, proyectistas, ejecutores, instrumentadores, etc.), como (a parte de los ya citados) José Mª Herrador, Rafael Casado, José Mª Echave, Luis Casero, José Polimón, Carlos Delgado, Evaristo del Monte, Juan Carlos Hernández del Pozo, Ángel Arcones, José A. Leira, Enrique Torres, Leoncio Prieto, Francisco Samper, Pedro Olmos, Pablo Villanueva, Luis Ortuño, Víctor Mallada, Carlos Fernández Tadeo, Ángel Pérez Sainz y un larguísimo etc. Pero también hay que contar con los que son de las generaciones siguientes a la del que suscribe estas líneas que tampoco se han citado: Clemente Saenz, José Miguel Galera, Pedro Ramírez, José Miguel Galera, Pedro Romo, Sergio Sánchez, Adolfo Pérez de Albeniz, Carlos de las Heras, José L. García de la Oliva, Luis Tissera, Sonia Bautista, Federico Pascual, Ana María García Gamayo, Pilar Rodríguez Monteverde, Jesús Moreno, Luis Serrano, Joaquín Pérez Romero, Gustavo Armijo, Fernando Martínez, Ramón Viñas, Luis Gil, Antonio Gutiérrez, David Mozas y algo más jóvenes como, Carlos Iván Enríquez, Luis Jordá, Carmen González, César Rodríguez Zugasti, Rafael Salado, Goran Vucotic, Alberto Gracia, Raúl Sanjuan, Jesús Sobrino, Isabel Reig, María Santana, Miguel Cano, Roberto Tomás, Anna Ramón, José A. Alonso, Patricia Aro, Anna R. Torrejón, Natalia Montero, Svetlana Melentijévic, Ernesto Hontoria, Juan C. Montejano, Miguel A. Blanco… y otro larguísimo etcétera. Perdonad al escritor los que no aparecen en esta lista.

En cualquier caso, si ese lector es joven y quisiera ser un buen geotécnico, tiene que pasar por:

- Formación básica lo más amplia posible (teórica y experimental). Recuérdese el cartel que puso Platón a la entrada de su Academia: “No entre quién no sepa geometría”.
- Experiencia real en obras concretas, aplicando sus conocimientos teóricos y los que le vayan aportando esa práctica. Así tendrá contacto con la realidad y la

responsabilidad que ello supone. Los modelos matemáticos, por sí solos, pueden ayudar y mucho, pero hay que ajustarlos a la fría realidad.

- Utilizar la lógica y/o sentido común, que, como es sabido, es el más difícil de desarrollar. De un gran geotécnico como Germán Burbano oí decir, respecto a otro geotécnico: "Podrás no estar de acuerdo con él, pero siempre lo que dice o recomienda tiene gran sentido común".
- Y mostrar, lo más posible, un espíritu crítico, constructivo, emprendedor y honrado. No se puede defender lo imposible y no se puede poner – al tratar de transformar un túnel en un desmonte – como excusa: "Sabido es que no se puede hacer un túnel en calizas" (?).

Si la enseñanza le atrae, bienvenido, ya que hacen falta muchos geotécnicos que enseñen Mecánica del Suelo, Ingeniería Geotécnica o del Terreno, etc. Y más ahora, cuando hay casi cuarenta escuelas de Ingeniería Civil en España. Pero no debe permitir que le transformen en "docente profesional" que sólo se preocupe de trienios, quinquenios, subvenciones, etc. Además de ello, debe añadir un espíritu de investigador y de deseo de abrirse hacia los demás y de enseñar, aprendiendo de la realidad y transmitiendo lo aprendido. Y si, por ello, despierta alguna envidia (el pecado típico español que, el que suscribe, ha visto más de una vez aleteando alrededor de grandes ingenieros) peor para el que envidie. Hay que estar por encima de ello.

Esto último es un poco lo que viene guiando al autor de estas páginas desde hace tiempo y, en concreto, para escribir las mismas y otros documentos publicados: Transmitir su experiencia, por si sirve de ayuda a los demás, porque es más fácil recorrer un camino ya roturado que abrir con machete una senda en la jungla. Si algunos hemos hecho esto último, los siguientes deben aprovechar ese esfuerzo (para eso estuvimos "allí"). Además, nuestro propósito ha sido contribuir algo a la Historia de la Geotecnia Española. El lector juzgará si se han conseguido estos propósitos.

Para los veteranos y amigos estas páginas pueden permitirles evocar otros tiempos, con grandes obras, en que intervinieron numerosos técnicos de la Administración o Propiedad, Contratistas, Subcontratistas, geotécnicos especializados y empresas de instrumentación. Aunque se ha citado a algunos, queremos agradecer a todos los que intervinieron en ellas su presencia y su importante "grano de arena".

Para los que no se consideran amigos… nuestras excusas si, en el "fragor del combate", les ofendimos o les discutimos. Nunca fue nuestra intención ofenderles y los enfrentamientos tuvieron que ser fruto de la pasión en la defensa de nuestras ideas.

A todos ellos gracias por habernos permitido vivir las experiencias que, durante casi cincuenta años, hemos tenido la gran suerte de compartir entre todos y ayudar a hacer más grande la Geotecnia Española.

Madrid, Primavera de 2017