

LAS CATÁSTROFES Y EL PROGRESO DE LA GEOTECNIA

REAL ACADEMIA DE INGENIERÍA

LAS CATÁSTROFES Y EL PROGRESO DE LA GEOTECNIA

DISCURSO DEL ACADÉMICO

EXCMO. SR. D. EDUARDO ALONSO PÉREZ DE ÁGREDA

LEÍDO EN LA SESIÓN INAUGURAL DEL AÑO ACADÉMICO
EL DÍA 18 DE ENERO DE 2005



MADRID MMV

Editado por la Real Academia de Ingeniería

© 2005, Real Academia de Ingeniería

© 2005 del texto, Eduardo Alonso Pérez de Ágreda

ISBN: 84-95662-34-5

Depósito legal: M. 1.297-2005

Impreso en España

LECCIÓN INAUGURAL
DEL AÑO ACADÉMICO 2005

ÍNDICE

1. LOS PARADIGMAS CLÁSICOS	9
1.1. PRIMER PARADIGMA. LEY DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE COULOMB. C.A. COULOMB (ANGOULÊME 1736 - PARÍS 1806)	12
1.2. LA ROTURA DE TALUDES	14
1.3. SEGUNDO PARADIGMA. LEY DE LA TENSIÓN EFECTIVA DE TERZAGHI. KARL VON TERZAGHI (PRAGA 1883 - WINCHESTER 1963)	22
2. ROTURAS DE EMBALSES Y LADERAS	24
2.1. EL DESLIZAMIENTO DE VAIONT (9-10-1963)	24
2.2. EL DESLIZAMIENTO DE CORTES (VALENCIA)	33
2.3. LA ROTURA DE LA PRESA BÓVEDA DE MALPASSET (2-12-1959)	37
3. ASIENTOS DIFERIDOS	42
3.1. INTRODUCCIÓN	42
3.2. LA BATALLA CONTRA LOS ASIENTOS DIFERENCIALES. CATEDRAL DE MÉXICO Y TORRE DE PISSA	44
4. MÁS ALLÁ DE LAS TENSIONES EFECTIVAS	51
4.1. EL DESLIZAMIENTO DE RISSA, EN NORUEGA (29-4-1978)	51
4.2. LA ROTURA DE LA PRESA DE TETON (EE.UU.) (5-6-1976)	54
5. TERCER PARADIGMA: EL ESTADO CRÍTICO	61
6. LA ROTURA DE LA PRESA DE AZNALCÓLLAR	67
7. EPÍLOGO	77
8. AGRADECIMIENTOS	78
9. REFERENCIAS	79

Excelentísimo Sr. Presidente de la Real Academia de Ingeniería,
Excelentísimas e Ilustrísimas Autoridades,
Compañeras Académicas y Compañeros Académicos,
Señoras y Señores.

I. Los paradigmas clásicos

La Geotecnia se ocupa del proyecto y construcción de obras en todos los aspectos que afectan al terreno. Son clásicas actividades de la Geotecnia el proyecto de las cimentaciones de estructuras, el diseño y construcción de túneles, el estudio de la estabilidad de laderas, desmontes y terraplenes, el proyecto de muros y excavaciones y el análisis de las condiciones de estabilidad de presas. Su vinculación con la Mecánica es primordial porque en las actividades citadas se debe encontrar la respuesta del terreno frente a acciones que, casi siempre, suponen un cambio en el estado tensional o de las presiones de fluidos del terreno. Esa ligazón con las tensiones y deformaciones le dará su perfil característico, que la hace diferente de otras parcelas del conocimiento que se ocupan del medio geológico. En el mismo núcleo de la Geotecnia se encuentra, por tanto, la Mecánica, que se especializa en Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas, las dos disciplinas científicas que proporcionan bases fundamentales para el desarrollo técnico.

La actividad geotécnica es muy antigua, como lo ha sido la construcción de obras, estructuras y monumentos. Nunca ha sido una consideración disuasoria el desconocer en profundidad las bases mecánicas teóricas del comportamiento de los materiales geológicos o los modelos matemáticos que pudieran “representar” la obra en cuestión. Un ejemplo notorio es la construcción de túneles, que había alcanzado un desarrollo muy notable antes de que se acuñaran incluso los términos *mecánica de suelos* y *mecánica de rocas* o de que se celebraran formalmente los primeros congresos internacionales sobre estas teorías emergentes (en 1936, en Harvard, en el caso de la Mecánica de Suelos, y en 1966, en Lisboa, en el caso de la Mecánica de Rocas). Los puentes y las catedrales se han cimentado, las presas y carreteras se han construido, los canales se han excavado con independencia del desarrollo de los principios que rigen el comportamiento mecánico de suelos y rocas. Por ello, las reglas técnicas, siempre inspiradas en la experiencia acumulada, son más antiguas que los desarrollos teóricos que las avalan.

Tradicionalmente, como ha sido también la forma de proceder en los proyectos de obras y estructuras en general, el proyecto geotécnico debía cumplir dos requisitos fundamentales:

1. asegurar la estabilidad de la obra, y
2. conseguir que las deformaciones o movimientos en servicio fueran aceptables.

La primera condición lleva de forma natural al estudio de las condiciones de rotura. Asegurar la estabilidad significa situar lo proyectado suficientemente lejos del colapso y esa distancia a la rotura se concreta en el concepto de Factor de Seguridad. La segunda condición requiere el conocimiento de la "rigidez" del terreno frente a las cargas y otros cambios en el estado inicial del suelo como consecuencia de la realización del proyecto. En ambos casos deben desarrollarse herramientas de predicción.

Desde la perspectiva del comportamiento de los materiales geológicos, las dos condiciones citadas llevan a investigar, por un lado, la resistencia del terreno, y por el otro, su deformabilidad. Esta dicotomía se recoge claramente en los libros de texto clásicos. Así, en la que seguramente es la obra más famosa de la Geotecnia (*Soil Mechanics in Engineering Practice* por K. Terzaghi y R.B. Peck: 1ª Edición, 1948 y 2ª Edición, 1967), el capítulo dedicado a las propiedades hidráulicas y mecánicas del terreno, tiene la siguiente estructura:

10. Significance of hydraulic and mechanical properties of soils.
11. Permeability of soils.
12. Effective and neutral stresses and critical hydraulic gradient.
13. Compressibility of confined layers of soil.
14. Consolidation of clay layers.
15. Stress and strain in soils.
16. Conditions of failure for soils.
17. Shearing resistance of cohesive soils.
18. Shearing resistance of cohesion soils.
19. Effect of vibration of soils.

Los apartados 13-15 abordan la deformabilidad del suelo, y los apartados 16-18, su resistencia. Son innumerables los textos que mantienen esta aproximación a las propiedades del suelo. Incluso un libro relativamente reciente sobre la mecánica de suelos no saturados, un aspecto reciente del desarrollo de la Mecánica del Suelo, aborda las propiedades

mecánicas, bien como “teoría del cambio de volumen” o bien como “teoría de la resistencia” (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La larga y rica vinculación de la Geotecnia a la historia de la construcción de obras y la dificultad para sistematizar y entender el comportamiento de una variadísima gama de materiales (todos los presentes en el medio geológico) han introducido una carga empírica fuerte en sus manifestaciones, incluso en los desarrollos teóricos y conceptuales. El progreso de la Geotecnia se beneficia de ese contacto estrecho con el mundo práctico, que es uno de sus pilares fundamentales. Los otros dos son, seguramente, la experimentación en laboratorio e “in situ” y el desarrollo de marcos conceptuales, teorías y modelos (Fig. 1.1). El equilibrio requiere los tres apoyos. En otras palabras, es difícil dominar el arte de la Geotecnia sin una formación adecuada en esos aspectos, que lógicamente están densamente relacionados.

Ello no es óbice para que se puedan desarrollar meritorias carreras, profesionales o académicas, en uno solo de los pilares mencionados. Pero ello exige una buena dosis de habilidad o de virtuosismo. Falta, por último, recordar la gran influencia de una poderosa ciencia que interpreta el medio geológico, la Geología. La integración de todo ello es tarea de muy pocos y conduce a la excelencia. Viene a la cabeza aquí la vida y contribuciones de K. Terzaghi, considerado el fundador de la Mecánica del Suelo, que supo aglutinar los pilares geotécnicos con insuperable maestría.

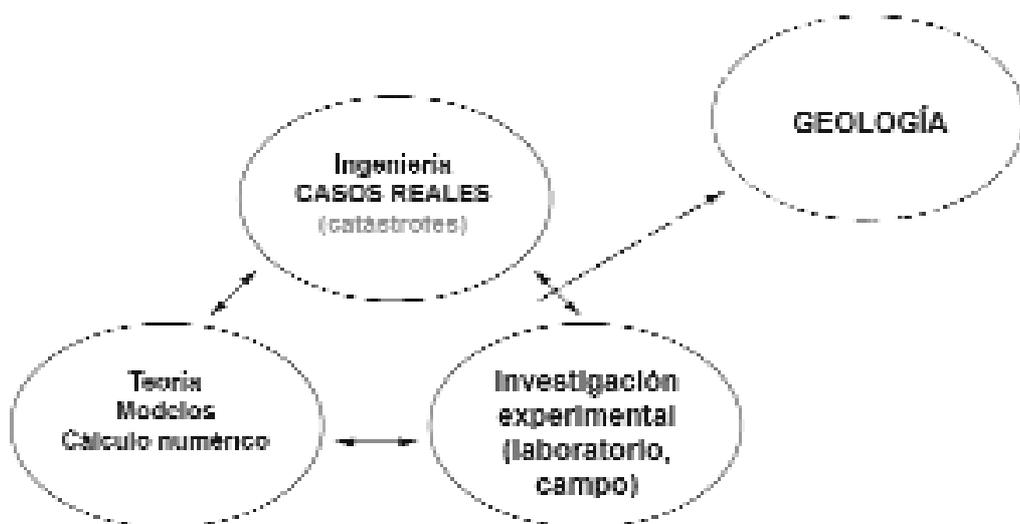


Figura 1.1. Pilares en el desarrollo de la Geotecnia.

Dentro de la práctica, en la Figura 1.1 se ha destacado el papel de las catástrofes, objeto de este trabajo. Su impacto en el progreso de la Geotecnia se explorará con ayuda de algunos ejemplos. La catástrofe, entendida como un comportamiento inesperado, con tintes dramáticos y a veces trágicos, es una constante en el desarrollo de la Geotecnia. De hecho, algunos temas habituales de estudio de la Geotecnia, como es el caso de la estabilidad de taludes y laderas, se centra en el análisis de las roturas, tan frecuentes que forman parte de la experiencia casi cotidiana de cualquier profesional.

Las grandes catástrofes de origen geotécnico se han estudiado siempre con atención en la comunidad científico-técnica porque ponen de manifiesto los límites de las teorías, modelos y prácticas de proyecto o constructivas. Ignorarlas o examinarlas superficialmente es tanto como aceptar que puedan volver a ocurrir si se dan circunstancias similares, lo que resulta intolerable. Se utiliza aquí el término catástrofe en un sentido amplio: no se trata únicamente de una rotura con consecuencias trágicas, como puede ser la rotura de una presa. También los movimientos inesperados que ponen en riesgo la estabilidad o funcionalidad de una estructura son, en gran medida, una catástrofe. Seguramente para el constructor de la Torre de Pisa la inclinación creciente e imparable de la torre, a pesar de los intentos para evitarlo, fue una “catástrofe”. Esta acepción amplia permitirá incorporar a los casos seleccionados para discutir aquí algunos relacionados con grandes movimientos y distorsiones.

Conviene, antes de presentar algunos casos catastróficos, formular unas mínimas bases para entender su comportamiento. Esas bases son, por otra parte, las que han conformado la Mecánica del Suelo. Sintetizando un escenario complejo, se pueden establecer tres paradigmas en la Mecánica del Suelo. Dos de ellos pueden considerarse clásicos y el tercero da entrada a la Mecánica del Suelo moderna. Abordamos los dos primeros y su papel para interpretar las roturas de taludes, una catástrofe habitual en Geotecnia.

1.1. Primer paradigma. Ley de resistencia al esfuerzo cortante de Coulomb. C.A. Coulomb (Angoulême 1736 – París 1806).

Charles-Agustin Coulomb (Fig. 1.2) se graduó en el Cuerpo Militar de Ingenieros de Francia en 1761 y uno de sus primeros trabajos fue la

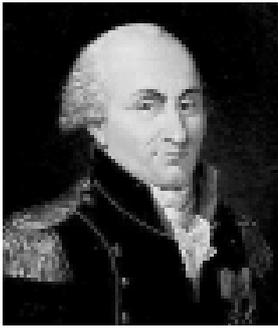


Figura 1.2.
Charles-Agustin Coulomb.

construcción del Fuerte Bourbon en La Martinica. Sus experiencias en ese puesto (hasta 1772) fueron decisivas en el análisis que hizo de los empujes sobre muros en su famoso ensayo (presentado a la Academia de Ciencias de Paris, en 1773), “*Sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l’architecture*”. La teoría de empuje de tierras a partir del equilibrio estático de cuñas, desarrollada por Coulomb, se enseña hoy en los cursos introductorios de Geotecnia. Es en ese ensayo donde propone explícitamente que la resistencia (*al esfuerzo cortante* decimos ahora) opuesta por un plano a deslizar tenga dos contribuciones: un término constante, que él denomina “cohérence” δ , (hoy descrita como cohesión, c) y otro proporcional a la fuerza normal al plano en cuestión o fricción (que lo expresa con la notación l/n , aunque hoy utilizamos el concepto de ángulo de fricción, de forma que el coeficiente lo escribimos como $\tan \varphi$). En el caso de la fricción, Coulomb acepta las conclusiones de los estudios previos de Amonton. Coulomb siguió involucrado en problemas de ingeniería de construcción hasta 1781, año en que fue elegido miembro de la Academia de Ciencias. Su segunda contribución importante a la mecánica fue su investigación sobre las leyes de la fricción entre materiales. El resto de sus contribuciones, las más conocidas, pertenecen ya a la Física, donde fundó los principios de la electrostática.

Probablemente Coulomb llegó a la conclusión de que la estabilidad de muros estaba ligada a la estabilidad de un cuerpo compuesto por el propio muro y una cuña de tierras adosada a él, a partir de sus observaciones de roturas en el transcurso de su trabajo en el Fuerte Bourbon. Se trata seguramente de roturas como la representada en la Figura 1.3, que en este caso corresponden a otro fuerte de imponentes dimensiones: la ciudadela de Lleida. Coulomb trasladó estas observaciones al esquema de la Figura 1.4, que fue el que utilizó para razonar su teoría a partir de la búsqueda de valores máximos y mínimos de los empujes sobre el muro asociados a una geometría genérica de la cuña (la CBa o $CB'a'$ de la Fig. 1.4). La ley de rotura de Coulomb, con nomenclatura moderna, se escribe:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.1)$$

donde τ_f es la resistencia a esfuerzo cortante disponible por unidad de área de un plano del interior de la masa de suelo sometida a una tensión normal de intensidad σ . Los parámetros c y ϕ serían constantes para un suelo determinado.



Figura 1.3. Rotura de un muro en el perímetro fortificado de la ciudadela de Lleida.

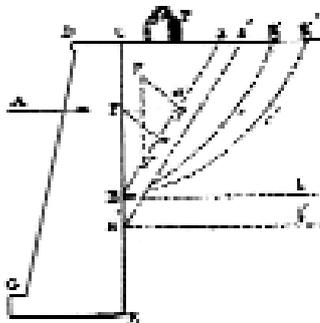


Figura 1.4. Croquis utilizado por Coulomb (1773) para derivar los empujes activos y pasivos sobre muros rígidos.

Esta ley de rotura es la piedra angular de los estudios de estabilidad. Su origen es experimental pero está ligado también a la observación de la rotura de muros, una pequeña catástrofe si se compara con otras examinadas aquí, pero que correctamente interpretada permitió establecer un primer paradigma de la Mecánica del Suelo.

1.2. La rotura de taludes

El riesgo asociado a la inestabilidad de laderas naturales o de los cortes, excavaciones y terraplenes, que forman parte de las obras de infraestructura, se ha percibido siempre de forma muy nítida por los ingenie-

ros. En mucha menor medida por los usuarios de esas obras y los ciudadanos en general que dan por hecho la “solidez” de las obras.

Terzaghi (1950) cita los datos siguientes (fueron publicados por Ladd en 1934):

Within the last three years landslides have resulted in more than 3000 deaths and very great material losses. Since the spring of 1931, landslides have led to, at least, thirteen railroad disasters, four of which were in foreign countries and nine in the United States. By these, 227 people were killed and 31 were injured.

Es probable que la frecuencia de roturas se haya reducido, gracias al desarrollo de la Geotecnia, queremos pensar, pero los fenómenos de inestabilidad de taludes y laderas mantienen una alta frecuencia de ocurrencia y permanecen como un área importante de actividad investigadora, teórica y práctica.

Los volúmenes de las masas inestables de suelo y roca que pueden afectar significativamente al medio natural o a las obras públicas varían enormemente. En efecto, desde los mayores movimientos observados, que afectan a volúmenes cercanos a los 10^9 m³, hasta los pequeños desprendimientos de rocas, generalmente asociados a desmontes y taludes pronunciados en roca, en el orden del metro cúbico, existe toda una gama de situaciones que requieren métodos de reconocimiento, prevención y corrección muy diferentes entre sí.

Los deslizamientos del terreno han sido un mecanismo habitual de la formación de valles fluviales en el cuaternario. Shelton (1966) describe algunos deslizamientos masivos que han afectado a algunos valles americanos. Un caso especialmente dramático fue un rápido corrimiento (probablemente 1 o 2 minutos de duración) que invadió el cauce del río Gross Ventre, Wyoming, EEUU, con 50 millones de metros cúbicos de arenisca, caliza y pizarra interestratificadas, el 23 de junio de 1925. Apparently, los planos de estratificación (20° de buzamiento) eran sensiblemente paralelos a la superficie del terreno y el deslizamiento creó una presa natural de 65-75 m de altura con la consiguiente formación de un embalse que en tres semanas alcanzó unos 65 m de altura máxima. Durante dos años las pérdidas por filtración igualaron las aportaciones del río y no hubo desbordamiento alguno. El 18 de mayo de 1927 fuertes

caudales provocaron el desbordamiento del embalse por encima de la “presa” y en poco tiempo las aguas excavaron un canal de 100 m de anchura y 30 m de profundidad. La gran inundación que se originó aguas abajo produjo grandes pérdidas materiales y ocasionó varias víctimas a pesar del aviso de peligro que pesaba sobre la zona inundable.

Un caso similar que condujo a un deslizamiento de 35 millones de metros cúbicos se produjo un día y medio después de registrarse un fuerte terremoto en la región del río Madison, al oeste del Parque Nacional de Yellowstone. El deslizamiento, que afectó a esquistos y gneiss rotos y alterados, se produjo en un cañón del río y “trepó” hasta una altura de 120 m en la orilla opuesta del deslizamiento. En la Figura 1.5 se observa este gran corrimiento a las pocas horas de producirse y la incipiente formación del embalse aguas arriba. Conscientes del problema que suponía un embalse natural, poco controlable, se construyó rápidamente un “aliviadero” de 75 m de anchura a través del manto del corrimiento y se revistió con dolomita (en la cabeza del corrimiento en la Fig. 1.5) a fin de asegurar su resistencia a la erosión. Estos dos casos ilustran la extraordinaria magnitud de algunos corrimientos y las consecuencias inesperadas que pueden ocasionar.

Las masas de suelo y roca movidos, pertenecientes a deslizamientos previos, deben ser reconocidas como tales cuando se proyectan y construyen obras, pues con frecuencia sus márgenes de seguridad son estricto-



Figura 1.5. Corrimiento sobre el río Madison, E.E.U.U. El agua del río comienza a embalsarse a causa de la presa creada por el deslizamiento, (Shelton, 1966).

tos frente a movimientos renovados. No es siempre fácil reconocer en el campo movimientos antiguos y la mejor escuela es en este caso una prolongada experiencia. Con todo, es a menudo posible identificar escarpes pertenecientes a la superficie de deslizamiento, áreas agrietadas, "lomos" de terreno, a veces abruptos, en un típico paisaje de fosas y colinas, las primeras convertidas en lagunas, etc.

Son mucho más frecuentes, tanto en obras como en valles y pendientes naturales, movimientos que afectan a unos cuantos miles de metros cúbicos. Un ejemplo de deslizamiento de magnitud media es el que en su día afectó al pueblo de Puigcerçós en la Cuenca de Tremp (Lleida). La Figura 1.6 muestra una sección geológica significativa del deslizamiento que arruinó al pueblo y la Figura 1.7 es una reciente fotografía del deslizamiento (en primer término, la masa de roca derrumbada y, al fondo, el gran escarpe y una torre que es el último vestigio del pueblo).

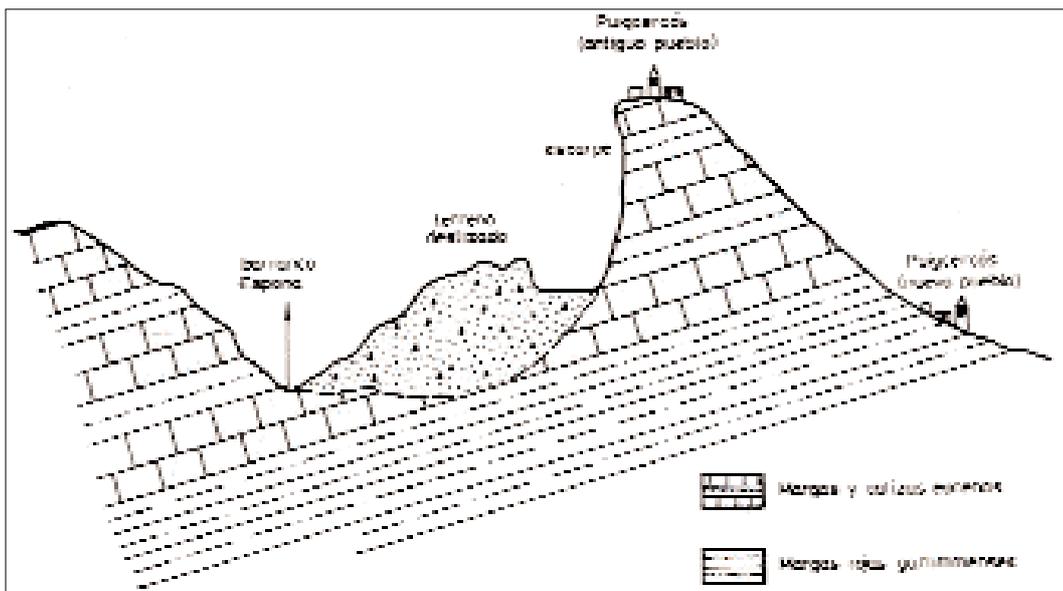


Figura 1.6.
Sección representativa del deslizamiento de Tremp.

Figura 1.7.
Deslizamiento de Tremp. En primer término la masa derrumbada. Al fondo el escarpe del movimiento y los restos del pueblo destruido.

Traemos aquí unos párrafos de la minuciosa descripción que de estos fenómenos hizo L.M. Vidal (1881), geólogo comisionado por el Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España. Dice así:

En la noche del 15 de enero último despertó sobresaltada a la población un fuerte estruendo acompañado de una violenta sacudida del suelo que estremeció los edificios, cuarteó muchas paredes y trajo a la mente de los atribulados vecinos la idea de una acción volcánica, idea que por lo demás no estaba totalmente fuera de lugar puesto que se había esparcido por lo atmósfera un pronunciado olor sulfuroso.

Los que recordaban que 23 años antes habíase producido un acontecimiento semejante en el mismo pueblo descubrieron pronto con espanto que frente a la unión de los dos barrancos, es decir, al suroeste del pueblo, una parte considerable del cerro en que éste se encuentra se había desprendido, quedando en su lugar un tajo de gran elevación y mucha longitud, casi lindando con las primeras casas.

Transcurridos ocho días, durante los cuales algún que otro desprendimiento de las porciones de terreno que habían quedado quebrantadas y faltas de apoyo venía a aumentar la natural zozobra de quienes tenían un cercano el peligro, abriéronse varias grietas en el suelo más próximas aún a los edificios y desde entonces tomó la alarma un carácter de suma gravedad. Fueron desocupadas las casas de mayor riesgo y por orden de la autoridad se estableció una vigilancia nocturna entre los vecinos para comunicarse rápidamente lo que ocurriese.

Visita el autor de estos párrafos las grietas aparecidas en las bodegas de algunas casas y comprueba que “cuando reinan vientos de Aragón sale aire por ellas”. También da cuenta de la existencia de aberturas en mitad de los campos en la vertiente oeste, donde asimismo aseguraban los vecinos que existían corrientes de entrada y salida de aire. La cuenca de Tremp, en Lleida es bien conocida por los problemas crónicos de estabilidad de sus laderas naturales y por la dificultad para mantener estables los desmontes y terraplenes de las carreteras que la cruzan.

La rotura descrita se produjo en una época de fuertes lluvias, aunque la mencionada 23 años antes en el mismo lugar (en el año 1858) correspondió a un período de fuerte sequía. Vidal atribuye el deslizamiento a la socavación de las margas por el agua que circula a favor de los bancos

calizos interestratificados. Recoge el testimonio de un observador de la catástrofe:

[...] al pie de la colina de Puigcercós [...] brotaba una fuente cuyas aguas eran tan sucias, aún durante el rigor del verano, cuando no podía atribuirse a ninguna lluvia al estar enturbiada, que le fue imposible apagar la sed.

Este mismo deslizamiento y otros de la cuenca de Tremp han sido estudiados por Avci (1978), que atribuye este deslizamiento a la acción erosiva del Barranco de Espona, que en las inmediaciones del Cerro de Puigcercós describe un pronunciado meandro.

Los casos conocidos y estudiados son innumerables. Cada uno aporta una pequeña historia, a veces dramática y sobre todo una nueva faceta o enseñanza que ayudan a interpretar mejor roturas futuras.

El cálculo de las condiciones de estabilidad de taludes fue uno de los primeros desarrollos, en los comienzos del siglo XX, de la naciente teoría de la Mecánica del Suelo. Se atribuye a K.E. Petterson la propuesta del denominado "método sueco" para el análisis de la estabilidad de taludes uniformes mediante superficies de rotura circulares. Petterson estudió la rotura de un muelle de carga en Göteborg en el año 1915 o 1916. Una aportación significativa de su estudio y del que llevó a cabo la Swedish Geotechnical Commission en los años 1920-1922 fue la determinación de la forma de la superficie de rotura. Se concluyó que las formas circulares se ajustaban bien a la realidad.

El método de Petterson estuvo en boga en los años 1930-1940. Terzaghi (1936) lo describe con ayuda de la Figura 1.8. Se introduce el concepto de Factor de Seguridad (FS), S , como cociente de dos momentos: el de las tensiones de corte resistentes a lo largo de la superficie de rotura AC y el del peso de la masa potencialmente inestable ABC, limitada por el propio talud y por la superficie circular supuesta de rotura. Con la notación utilizada por Terzaghi:

$$S = \frac{\int_{AC} (c + \tan \phi \sum_{AB} \Delta G \cos \alpha)}{\sum_{ABC} W} \quad (1.2)$$

La masa deslizante se divide en n elementos o “columnas” de anchura Δl . La resistencia al corte que ofrece el suelo se calcula con la ley ya descrita de Coulomb (con los parámetros de cohesión, c , y ángulo de fricción, ϕ). La ecuación 1.2 proporciona un valor numérico para S , si se conoce la superficie de rotura. El FS cambiará al variar esas superficies. El valor mínimo de S entre todas las superficies posibles se puede considerar como una estimación razonable del factor de seguridad del talud.

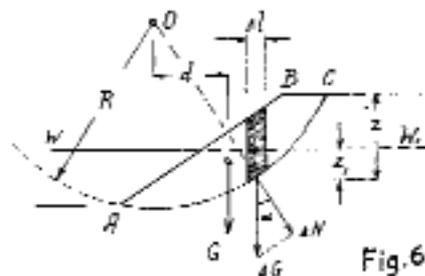


Figura 1.8. Esquema para la aplicación del método de K.E. Petterson. Terzaghi (1936).

Uno de los primeros ensayos que se pusieron a punto con objeto de determinar c y ϕ fue el denominado ensayo de “corte directo” que trataba de reproducir las condiciones tensionales de un elemento de una superficie de rotura como la indicada en la Figura 1.8. Sigue siendo un equipo habitual en todos los laboratorios de Geotecnia. La muestra de suelo se introduce en una caja metálica, dividida en dos mitades, separadas por una delgada abertura. El movimiento relativo de una mitad, con respecto a la otra, introduce el esfuerzo de corte. La variación (lineal) de la resistencia al corte al imponer tensiones normales crecientes proporciona inmediatamente c y ϕ (Fig. 1.10). El ensayo parece sencillo y bien adaptado a las condiciones de rotura de un talud. En efecto, las roturas que observamos en la práctica se producen con gran frecuencia a favor de superficies bien definidas, de espesor prácticamente nulo que limitan la masa en movimiento.

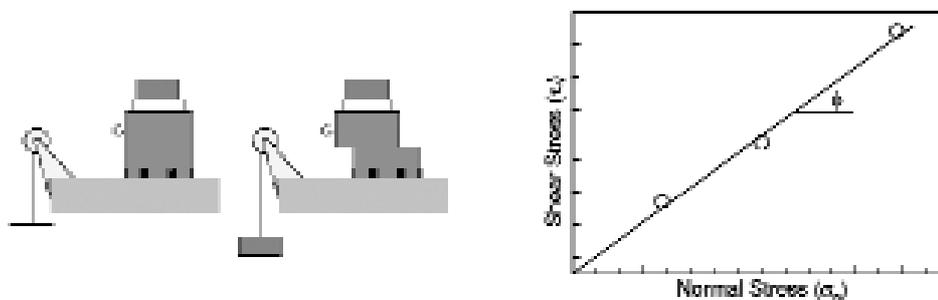


Figura 1.9. Equipo de corte directo. A la derecha, diagrama que muestra la obtención del ángulo de fricción, ϕ , a partir de tres ensayos de corte a tensiones normales crecientes. Tomado de *Educational Brief. Using Space for a Better Foundation on Earth. Mechanics of Granular Materials*. National Aeronautics and Space Administration. EEUU.

Al aplicar la ecuación 1.2 Terzaghi tiene ya en cuenta la presencia de agua en el talud (supone la existencia de un nivel freático en posición $W-W_1$). Pero lo hace de una forma indirecta, a través del peso ΔG de la columna de suelo de anchura Δl , pues dice:

If part of the slope is located beneath the water table WW_1 , the total weight ΔG of the element is reduced by the hydrostatic uplift $Z_1 S_o$.

En la ecuación 1.2 se ha introducido ya, de forma algo oculta, el segundo paradigma clásico, debido a Terzaghi, que es considerado por muchos como un hecho fundacional de la Mecánica del Suelo. Se refiere al papel de la presión del agua de los poros en el comportamiento mecánico del suelo.

Si volvemos la atención a los taludes, ha sido una observación repetida que las roturas se producen con frecuencia en períodos de fuertes lluvias. El propio Terzaghi, en 1950, en su artículo *Mechanisms of Landslides*, presentado a la Geological Society of America, escribió:

If a slide takes place during a rainstorm at unaltered stability conditions, most geologists and many engineers are inclined to ascribe it to a decrease of the shearing resistance of the ground due to the "lubricating action" of the water, which seeped into the ground. This explanation is unacceptable for two reasons.

La situación que describe Terzaghi quizá no sea muy diferente en la actualidad. Las dos razones que aporta Terzaghi son:

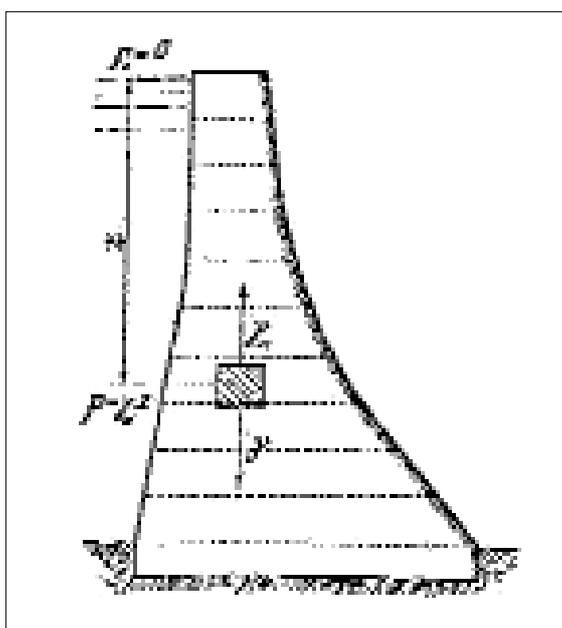
1. que en muchos minerales comunes, como el cuarzo, el agua actúa como anti-lubricante, y
2. que bastaría una delgada película de agua en torno a las partículas del suelo para producir el "efecto lubricante" y que en las regiones templadas, donde se producen tantos deslizamientos como en las áridas, el suelo contiene una considerable humedad (o está saturado), suficiente como para asegurar esa delgada película de agua.

Entonces, ¿cuál es el efecto de la lluvia o del agua, en general? A esta pregunta responde de forma precisa el segundo paradigma de la Mecánica del Suelo.

1.3. Segundo paradigma. Ley de la tensión efectiva de Terzaghi. Karl von Terzaghi (Praga 1883 – Winchester 1963).

En el período 1913 a 1934, dos profesores de la Universidad Técnica de Viena, P. Fillunger y K. Terzaghi, desarrollaron una intensa investigación sobre determinados aspectos del comportamiento de sólidos porosos saturados. Uno de ellos, la cuestión de la “subpresión” (“uplift pressure”) en presas de fábrica (Figura 1.10) era fundamental para la determinación de la seguridad de estas estructuras y fue el origen del primer enfrentamiento entre Fillunger y Terzaghi. En 1923 Terzaghi derivó la ecuación diferencial de la consolidación de suelos saturados (una derivación que R. de Boer, 1999 califica de “oscura en parte”). En 1925 (Figura 1.11) publicó *Erdbaumechnik auf Bodenphysikalischer Grundlage*, un libro con soluciones teóricas para una serie de problemas prácticos de la Geotecnia. En 1936, conjuntamente con O.K. Frölich, escribe un libro sobre la teoría de la consolidación en el que se describe la solución analítica al problema de la consolidación y se relacionan los asentamientos del suelo saturado con la disipación de las presiones intersticiales. Esta publicación fue objeto de una dura disputa entre K. Terzaghi y P. Fillunger, que acabó con el suicidio de este último en Viena, en 1937.

En todos estos trabajos, la cuestión del efecto de la presión de agua en el comportamiento del suelo saturado estuvo presente de una forma u



otra. Sin embargo, su importancia decisiva en aspectos como la resistencia al esfuerzo cortante tardó en entenderse de manera precisa. No fue hasta 1936 que el principio de las tensiones efectivas fue formulado claramente de la forma siguiente (Terzaghi, 1936):

Figura 1.10. Esquema utilizado por Fillunger para discutir el problema de la subpresión en presas. Según R. de Boer (1999).

The stresses in any point of a section through a mass of soil can be computed from the total principal stresses $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ which act in this point. If the voids of the soil are filled with water under a stress u , the total principal stresses consist of two parts. One part, u , acts in the water and in the solid in every direction with equal intensity. It is called the neutral stress (or the pore water pressure). The balance $\sigma'_1 = \sigma_1 - u, \sigma'_2 = \sigma_2 - u$, and $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$, represents an excess over the neutral stress u and it has its seat exclusively in the solid phase of the soil.

This fraction of the total principal stresses will be called the effective principal stresses [...] A change in the neutral stress u produces practically no volume change and has practically no influence on the stress conditions for failure [...] Porous materials (such as sand, clay and concrete) react to a change of u as if they were incompressible and as if their internal friction were equal to zero. All the measurable effects of a change of stress, such as compression, distortion and a change of shearing resistance are exclusively due to changes in the effective stresses σ'_1, σ'_2 and σ'_3 . Hence every investigation of the stability of a saturated body of soil requires the knowledge of both the total and the neutral stresses. (Notación "moderna" introducida por Skempton, 1960)

Una consecuencia inmediata de este principio es que la formulación de la resistencia a esfuerzo cortante disponible en un plano a través del suelo (Coulomb) debe escribirse con más generalidad como:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (1.3)$$

donde la tensión normal se convierte en efectiva (σ'). Los parámetros de resistencia de Coulomb se designan ahora c' y ϕ' para destacar que corresponden a la formulación de la resistencia en tensiones efectivas.



La influencia del agua en la estabilidad de taludes quedaba así claramente establecida. El efecto del agua estaba asociado a su presión y no a un supuesto efecto lubricante.

Figura 1.11. Terzaghi en 1926. (Casagrande, 1960).

2. Roturas de embalses y laderas

2.1. El deslizamiento de Vaiont (9-10-1963).

El deslizamiento, que se produjo tras un período de fuertes lluvias, afectó a una masa de 300 millones de m³ que se precipitaron a gran velocidad (20-30 m/s) sobre el embalse de la presa de Vaiont, situada en los Alpes dolomíticos italianos, a unos 70 km al norte de la ciudad de Venecia. El embalse almacenaba, en el momento de la rotura de su margen izquierda, unos 150 millones de m³ de agua. La invasión del embalse provocó su vaciado mediante una ola que vertió por encima de la presa. La presa, una bóveda muy esbelta de 250 m de altura, récord de altura en el mundo, resistió el empuje dinámico e irregular del vertido a gran velocidad. La ola de vertido llegó a alcanzar los 40-50 m por encima de coronación de presa. Dos mil personas perdieron la vida en varios pueblos situados en el valle (especialmente en el pueblo de Longarone) aguas abajo de la presa.

El deslizamiento de Vaiont ha sido analizado repetidamente por su extraordinaria dimensión y gravedad y, especialmente, en busca de una explicación para la gran velocidad que alcanzó la masa en movimiento. La geología y estructura del área y las condiciones de equilibrio del deslizamiento han sido estudiadas por numerosos autores en los años posteriores a la catástrofe (Müller, 1964, 1968; Broili, 1967; Mencl, 1966; Skempton, 1966; Kenney, 1967; Lo et al., 1972; Jäger, 1968; Uriel y Molina, 1975 entre otros). En 1985 G.A. Leonards convocó un Simposio internacional sobre rotura de presas en la Universidad de Purdue en EE.UU. En esa reunión se discutieron varios casos célebres, algunos mencionados también en este artículo (Baldwin Hills, Teton, Malpasset y el deslizamiento de Vaiont). Los artículos presentados y las discusiones asociadas se publicaron en un número especial de *Engineering Geology* en diciembre de 1987. Allí se presentaron nuevos estudios de Vaiont por parte de Müller, Belloni y Stephani, Hendron y Patton y Nonveiller. En 2001, E. Semenza, geólogo e hijo del ingeniero proyectista de la presa, C. Semenza, publicó un libro (*La storia del Vaiont raccontata dal geólogo che ha scoperto la frana*. Tecomproject Editore Multimedia, Ferrara) que incluye una extensa bibliografía sobre la rotura.

Las causas de la velocidad alcanzada por el movimiento siguen siendo investigadas. Vardoulakis (2002) presentó recientemente un análisis ter-

mohidromecánico del deslizamiento, apoyándose en resultados experimentales sobre la evolución de la fricción en materiales arcillosos sometidos a velocidades de corte crecientes y sobre el efecto de la temperatura en el comportamiento de las arcillas.

En 1964, poco después de la catástrofe, el ingeniero español J.M.Valdés y Díaz Caneja publicó una descripción de la rotura en el Boletín nº 20 de *Informaciones y Estudios*, del Servicio Geológico del MOP. En la Figura 2.1 se reproducen dos fotos de la presa, antes y después del deslizamiento, (la segunda aparece en el Informe de Valdés). Los daños sufridos por la estructura (desaparición del aliviadero de coronación y del puente y pasarela de aguas abajo) se observan en La Figura 2.1b. Se aprecia la fuerte erosión sufrida por la roca, que presenta ahora una textura lisa. En la Figura 2.2 se ve el pie del gran deslizamiento y el pequeño embalse residual junto a la presa. Es visible, al fondo, el gran lago creado por el movimiento y algunos cráteres en el terreno, probablemente debidos a los remolinos asociados al vertido del agua proyectada por encima de la presa.

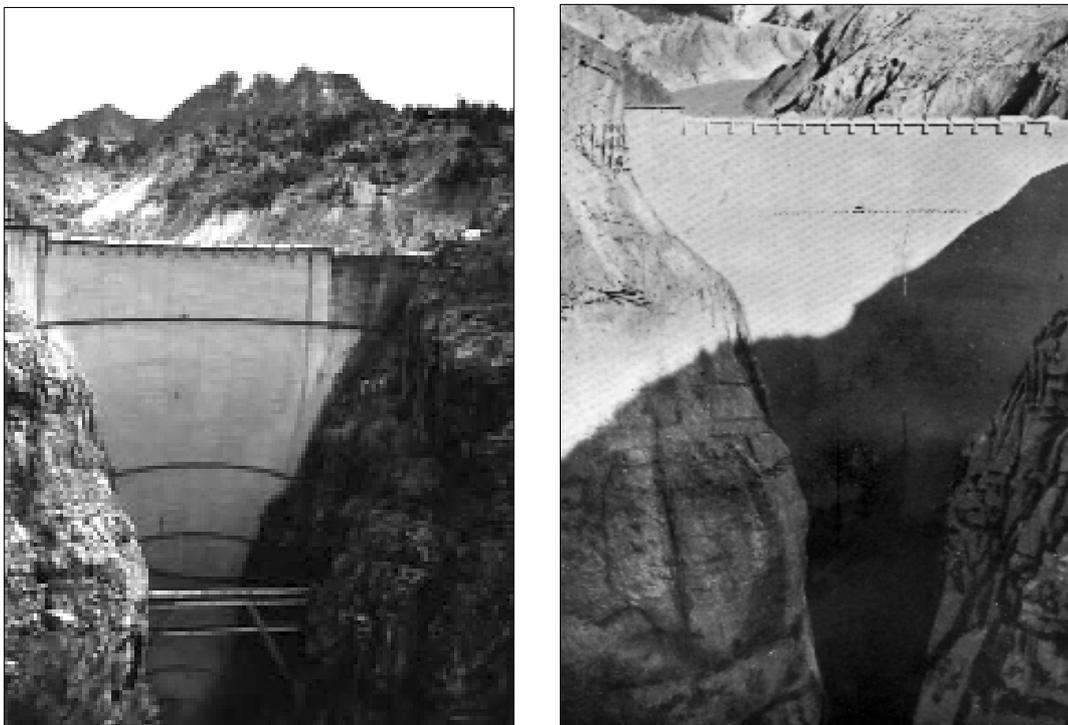


Figura 2.1. Presa bóveda de Vaiont antes (izquierda) y después (derecha) del deslizamiento de 1963. En la segunda se observa la desaparición de estructuras aguas abajo de la presa y la roca erosionada de la cerrada. (Segunda foto: Valdés y Díaz Caneja, 1964).



Figura 2.2. El pie del deslizamiento de Vaiont inmediatamente aguas arriba de la presa. (Valdés y Díaz Caneja, 1964). Al pie del escarpe se observa un lago residual creado por el movimiento.

Los técnicos encargados de Vaiont eran conscientes de que la ladera izquierda ofrecía un riesgo notable de deslizamiento, aunque se estimaba que no más de 20 a 30 millones de m^3 se precipitarían sobre el embalse. Para prevenirlo se había establecido una red geodésica de información en la ladera, mediante los oportunos pilares de hormigón. También se registraban movimientos sísmicos inducidos.

Cuando, a partir del 28 de septiembre, se abatieron fuertes lluvias sobre la zona, se estimó que el riesgo de deslizamiento era alto. En efecto, Valdés y Díaz Caneja (1964) cita que:

[...] el alcalde de Caso –pequeño pueblo situado en la margen derecha a considerable altura sobre el embalse– publicó bandos anunciando que se podía esperar una ola de 20 m de altura como consecuencia de un probable corrimiento de tierras.

Ésta era la altura prevista en función de la experiencia proporcionada por un deslizamiento que invadió al vecino embalse de Mae.

A pesar de los intentos para bajar el nivel del embalse (hubo dificultades en la apertura de compuertas) la rotura sobrevino al tiempo que se producía un sismo notable, que recorrió Europa, registrado en puntos tan lejanos como Bruselas. Un vecino de Caso (a 260 m sobre el nivel del embalse) hizo la siguiente descripción:

Llovía fuertemente. A las 10:15 me despertó un gran ruido como de rocas que rodaban. A las 10:40 un viento fortísimo conmovió la casa y rompió las ventanas; de pronto se levantó el techo de la casa y la invadieron agua y rocas. El ruido era tremendo. A los pocos segundos el viento cesó y el valle quedó en calma.

En la Figura 2.3 (Broili, 1967) se ha representado una planta general de la zona de deslizamiento. Puede observarse la posición de la presa y el pequeño embalse remanente tras el deslizamiento, los límites de la masa deslizada (que prácticamente invadió la totalidad del vaso) y la posición de un nuevo lago originado en la zona del deslizamiento (foto de la Fig. 2.2).

La sección BB, indicada en la Figura 2.3, y una reconstrucción de las formaciones más características del área del deslizamiento (Broili, 1967) aparecen en la Figura 2.4. La enorme magnitud de este deslizamiento se aprecia en la escala de estos dibujos.

Figura 2.3. Planta del deslizamiento de Vaiont según Broili (1967).

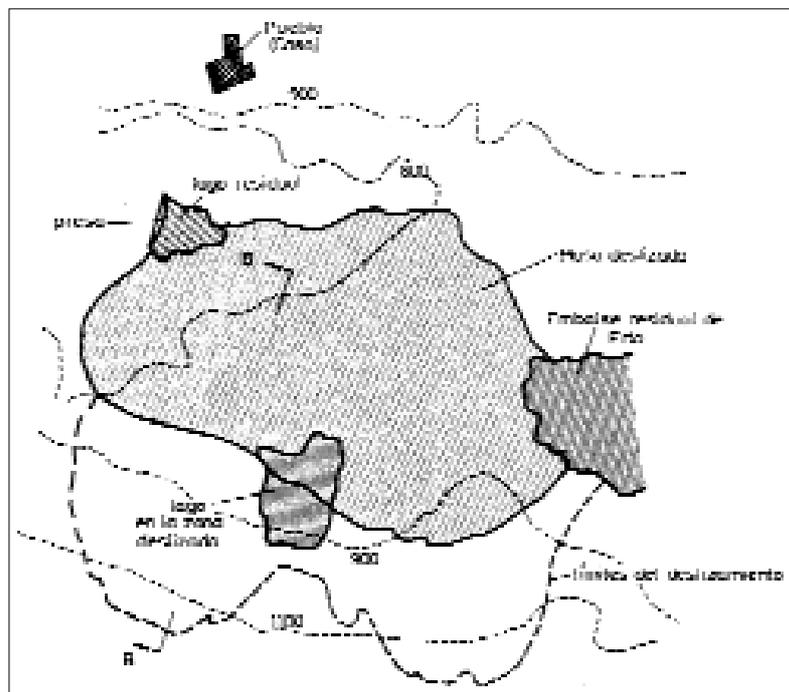


Figura 2.4. Sección representativa de la ladera de Vaiont según Broili (1967).



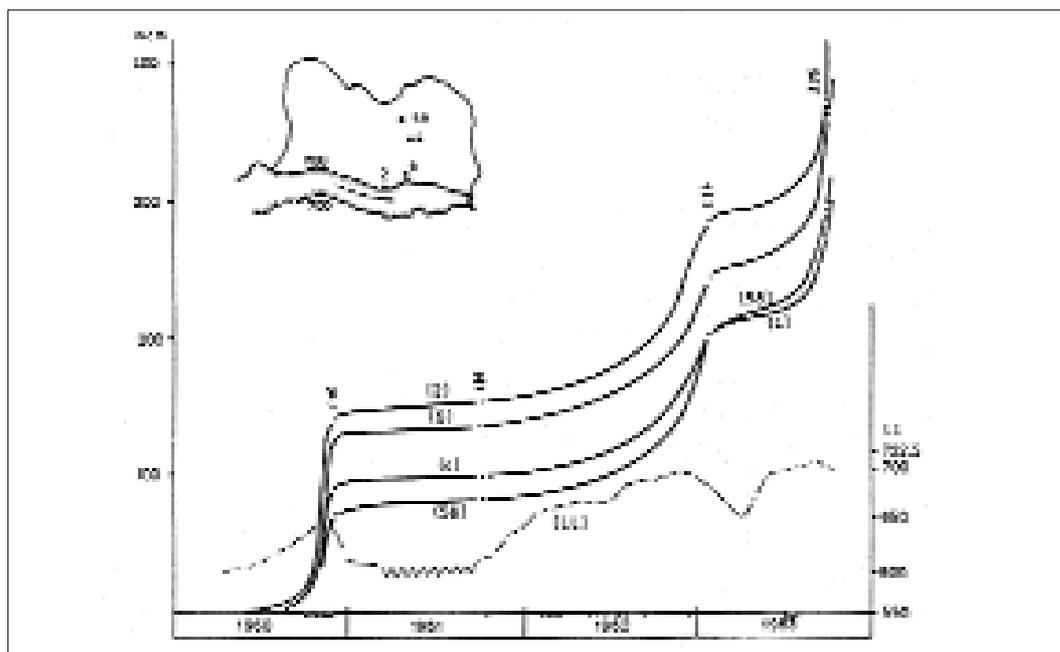


Figura 2.5. Evolución de los desplazamientos de puntos de la ladera de Vaiont y su relación con el nivel de agua en el embalse (LL) según Nonveiller, 1987.

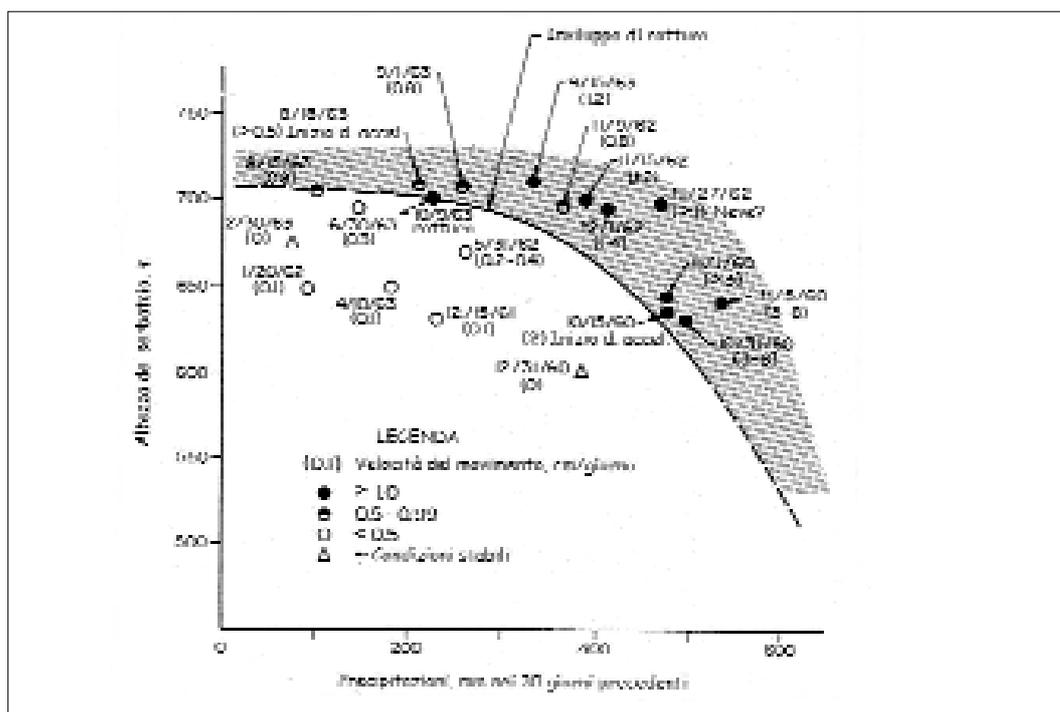


Figura 2.6. Efecto de altura de agua en el embalse y de la precipitación de los 30 días precedentes sobre la velocidad del deslizamiento de Vaiont (E. Semenza, 2001).

La historia de los movimientos acumulados en el período 1960-1963 se indica en la Figura 2.5 (Nonveiller, 1987). El papel del nivel del embalse (marcado en la Fig. 2.5) en la aceleración de los movimientos se aprecia claramente en la figura. En su libro de 2001, E. Semenza discute el papel combinado de la lluvia (mm en los 30 días precedentes) y del nivel de

embalse en la velocidad de los movimientos (Fig. 2.6). Esta figura le permite establecer el límite entre situaciones estables e inestables. La rotura se produjo en un “punto” de esa línea límite.

Semenza (2001) ha reconstruido una historia plausible de la ladera de Vaiont durante el cuaternario. Se reproduce en la Figura 2.7. Su interés para explicar el último movimiento catastrófico (esquema 8 de la Fig. 2.7) es dejar claro la gran intensidad de los movimientos previos, tanto en la base del deslizamiento (indicada con la línea irregular) como en la masa afectada. La trascendencia de estos movimientos se deriva del efecto de la magnitud del deslizamiento relativo entre los dos cuerpos en contacto en el plano de corte sobre la fricción desarrollada.

Para Coulomb el ángulo de fricción era una constante del suelo. Sin embargo, en suelos arcillosos rígidos, el ángulo de fricción disminuye rápidamente desde un valor de pico para desplazamientos relativos pequeños en la superficie de corte (del orden de 1 mm), hasta valores “residuales” cuando los movimientos relativos son altos (decímetros o metros). En la Figura 2.8 se reproducen los resultados obtenidos por Tika y Hutchinson (1999) cuando ensayaron una muestra de arcilla de la superficie de rotura de Vaiont en un aparato de corte anular (que permite imponer desplazamientos relativos ilimitados). El resultado es bien conocido desde los años sesenta: el ángulo de fricción disminuye paulatinamente a medida que se acumulan desplazamientos relativos en el plano de corte. La fricción mínima o residual (unos 10° en la Fig. 2.8) depende esencialmente del contenido en partículas de arcilla del suelo y de su mineralogía. Lo que

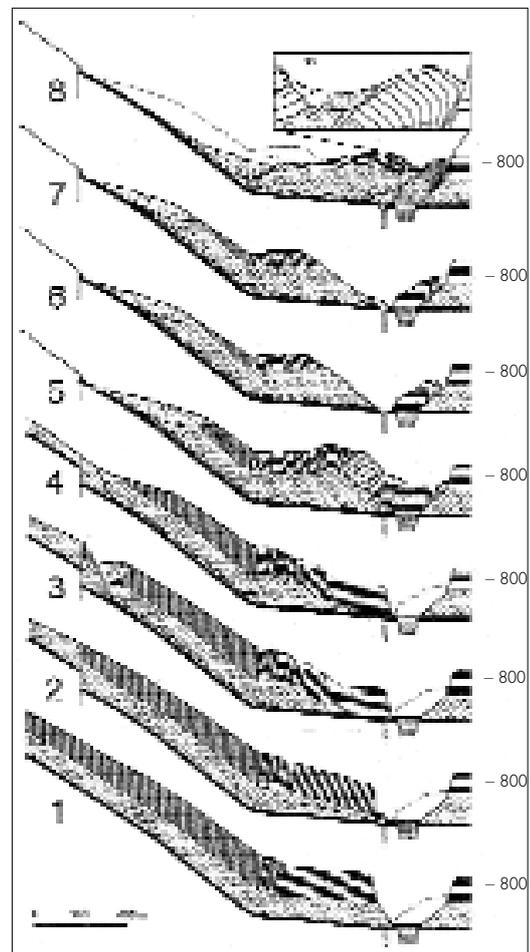


Figura 2.7. Historia geológica de la ladera de Vaiont según E. Semenza (2001).

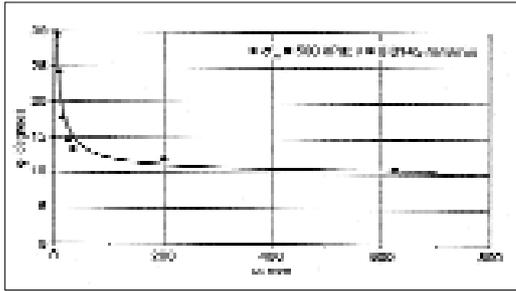


Figura 2.8. Reducción del ángulo de fricción en ensayos de corte anular de una muestra de arcilla próxima a la superficie de rotura de Vaiont (Tika y Hutchinson, 1999).

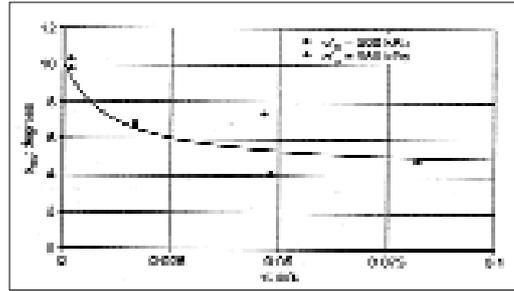


Figura 2.9. Reducción del ángulo de fricción en ensayos de corte anular de una muestra de arcilla próxima a la superficie de rotura de Vaiont en función de la velocidad de corte (Tika y Hutchinson, 1999).

es menos conocido es el efecto de la velocidad de corte sobre la fricción. Los datos de la Figura 2.9 ilustran esa relación para el mismo material de Vaiont. El ángulo de fricción se reduce aún más, hasta alcanzar los 5° . Este ángulo tan bajo ayuda a explicar la velocidad tan alta que alcanzó el deslizamiento.

En los análisis (estáticos) del equilibrio estricto del deslizamiento se han encontrado por parte de muchos autores (Menzl, Skempton, Kenney, Nonveiller) valores de ϕ' en torno a 20° . Sin embargo, ha permanecido incierta la distribución de presiones de agua a lo largo de la superficie de rotura y ello impide la obtención de un valor fiable del valor medio de ϕ' mediante análisis retrospectivos de la rotura.

La geometría “en ele abierta” de la sección transversal del movimiento de Vaiont se puede esquematizar mediante dos bloques: uno superior o activo y uno inferior, pasivo o resistente (Fig. 2.10). Si el bloque superior apoya sobre un plano inclinado un ángulo α tal que $\alpha > \phi'$ (coeficiente de fricción en la base) el bloque no es estable con independencia del nivel estático de agua que le afecta. Su equilibrio lo proporciona el bloque inferior que debe soportar los esfuerzos que le transmite el superior. El factor de seguridad del bloque inferior, calculado como cociente del esfuerzo resistente en su base y el empuje del bloque superior, depende del nivel de agua que lo sumerge parcialmente. En efecto, al incrementarse el nivel de agua (en el embalse) el peso del bloque ($W_2 + W_3$) disminuye constantemente hacia su valor sumergido.

En definitiva, las superficies de rotura en forma de “cuenco” pierden seguridad cuando se inunda el pie (y también cuando la infiltración proce-

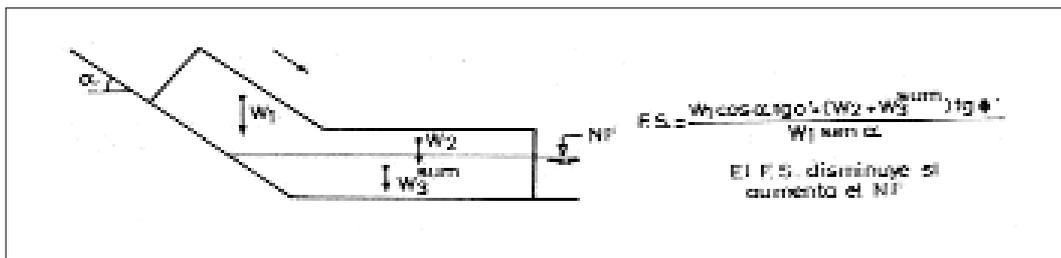


Figura 2.10. Esquema para interpretar la seguridad de deslizamientos en forma de artesa, como el de Vaiont

dente de lluvias incrementa las presiones intersticiales en la superficie de rotura).

Hoy no se discuten las razones para el inicio de la rotura de Vaiont, pero se entiende mal, como se indicó, la gran velocidad que alcanzó. Varios estudios, los más interesantes, han apuntado hacia el efecto de la generación de calor en la superficie de corte como una causa determinante. Esta generación de calor puede tener dos efectos: el incremento de la presión de agua y en caso extremo su vaporización. El incremento de presión de agua está asociado a la mayor dilatación térmica del agua que satura los poros si se compara con la dilatación del esqueleto sólido del suelo o roca. La presión de agua reduciría las tensiones efectivas (y, por tanto, la resistencia al corte disponible). Varios autores han discutido esta posibilidad ayudándose de modelos con diferentes hipótesis y aproximaciones (Uriel Romero y Molina, 1977; Voight y Faust, 1982).

Vardoulakis (2002) ha planteado la dinámica del movimiento de Vaiont de la forma siguiente: Supone dividida la masa en movimiento en dos "subestructuras": la delgada banda de corte a favor de la cual tuvo lugar el deslizamiento y el resto del macizo en movimiento que se modela como un cuerpo rígido sometido a un movimiento angular acelerado (la banda de corte se aproxima como un arco de circunferencia). Todos los procesos de deformación, generación de calor y de presiones intersticiales se concentran en la banda de corte que tiene un espesor finito (estimado en 1,4 mm a partir de información experimental sobre el ancho de bandas de corte en ensayos de corte directo en arcillas). La fricción del material de la banda de corte se reduce según los ensayos recogidos en las Figuras 2.8 y 2.9. Se formulan para la banda, en rápida deformación, las ecuaciones de balance de masa, energía y cantidad de movimiento. De esta forma se plantea un conjunto de tres ecuaciones

diferenciales acopladas que se resuelve con las condiciones de borde que impone el medio natural circundante (la masa en deslizamiento a un lado y el resto de la roca fija, al otro). Se obtienen resultados para una serie de variables que gobiernan el movimiento (temperatura en el interior y en el entorno de la banda de corte, velocidad del movimiento, presiones de agua generadas, tensiones de corte en la banda superficial de deslizamiento, etc.). En la Figura 2.11 se reproduce la evolución de la resistencia al corte disponible en la banda y el crecimiento de la velocidad del deslizamiento.

Vardoulakis (2002) calculó un crecimiento rápido de la temperatura en el centro de la superficie de deslizamiento de forma que se alcanzaban los 120° en los primeros 10 segundos de movimiento. Este incremento de temperatura y la deformación del suelo de la banda condujeron a sobrepresiones de agua elevadas que anularon rápidamente las tensiones normales efectivas y, por tanto, la resistencia disponible (Fig. 2.11) decreció rápidamente hasta casi anularse a partir de los 6 segundos de iniciado el movimiento. Por ello, la aceleración creció rápidamente y se alcanzaron las velocidades que se muestran en la misma figura, similares a las que se estimaron tras la catástrofe. El análisis pone de manifiesto que en los primeros segundos el movimiento está dominado por la caída rápida del ángulo de fricción al incrementarse el desplazamiento y la velocidad del deslizamiento. A continuación, el incremento rápido de la presión intersticial reduce la resistencia al corte hasta anularla prácticamente. El movimiento se detuvo al impactar contra la ladera opuesta, como indica la Figura 2.7 de E. Semenza.

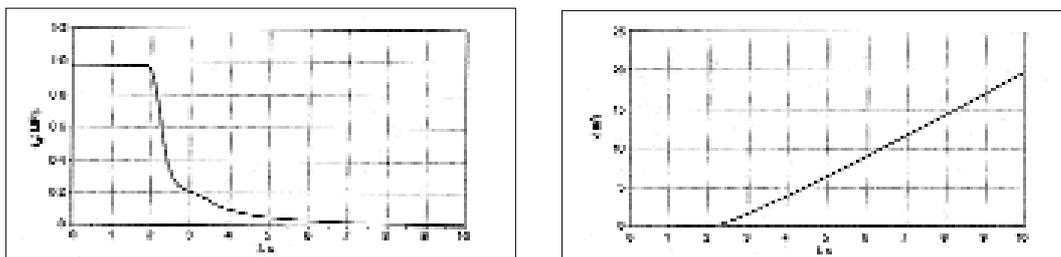


Figura 2.11. Evolución de la resistencia al corte disponible en la superficie de rotura (izquierda) y velocidad del movimiento. Deslizamiento de Vaiont. Según Vardoulakis (2002).

Vaiont enseña los límites que alcanza la fricción residual y el papel que puede tener la generación de calor por fricción de movimientos de gran envergadura. Seguramente Vaiont seguirá siendo analizado en el futuro.

2.2. El deslizamiento de Cortes (Valencia).

El deslizamiento de Cortes de Pallás, en el río Júcar, inmediatamente por encima de la presa de arco-gravedad de Cortes (Fig. 2.12) no tuvo, afortunadamente, ningún efecto catastrófico. Pero representó un riesgo de invasión rápida del embalse, que debía eliminarse de forma segura, a la vista de la catástrofe de Vaiont. El deslizamiento mostraba, por otra parte, similitudes interesantes con Vaiont a pesar de que el volumen de roca movilizado era sustancialmente inferior ($5 \times 10^6 \text{ m}^3$). Aun así, se trataba de un movimiento de gran envergadura, como ponen de manifiesto la Figura 2.12 y la sección representativa de la Figura 2.13. Ha sido descrito por Alonso et al (1992).

Figura 2.12. Ladera izquierda del Júcar, aguas arriba de la Presa de Cortes, inmediatamente después de terminarse los trabajos de estabilización del deslizamiento



La ladera izquierda del Júcar, inmediata al estribo de la presa, estaba constituida por bancos de caliza cretácica que buzaban hacia el río con un ángulo medio de 18° . Se determinó con precisión la forma de la superficie de rotura mediante sondeos e instrumentos de precisión (inclinómetros). Así se pudieron establecer secciones como la representada en la Figura 2.13. La superficie de rotura estaba localizada en un delgado banco de margá (roca arcillosa carbonatada) de unos 2 m de potencia. El reconocimiento geológico mostró que toda la ladera estaba situada sobre un antiguo deslizamiento. La excavación de la cantera, situada en la parte inferior de la pendiente, provocó la reactivación del antiguo movimiento y la alarma de los técnicos implicados.

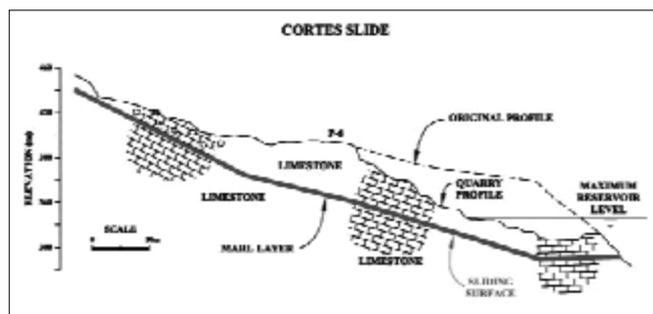


Figura 2.13. Sección representativa del deslizamiento de Cortes.

La roca caliza situada por encima de la superficie de rotura, severamente fracturada, disponía de gran permeabilidad. Por ello, no permitía ninguna acumulación de agua de lluvia sobre la superficie de rotura. A diferencia de muchos otros movimientos, el deslizamiento prácticamente no reaccionaba frente a las lluvias. Por otra parte, no se pudo localizar ningún nivel freático en la zona. Sin embargo, todo el pie del deslizamiento sería sumergido por el embalse (Fig. 2.13), como en Vaiont.

Durante la primera parte de 1988 el deslizamiento progresó ladera abajo a la velocidad media de 0,33 mm/día. En la Figura 2.14 se resumen las envolventes de resistencia (Coulomb) obtenidas bajo diferentes condiciones y tipos de ensayo. El valor máximo (pico) obtenido en ensayos de corte sobre muestras del estrato de marga es de 23° . En este caso el ángulo de resistencia residual no se reducía apreciablemente con relación al de pico ($\phi'_{\text{res}} = 22^\circ$ frente a $\phi'_{\text{pico}} = 23^\circ$). Ello se debe a que la constitución mineralógica de la marga estaba dominada por cristales de dolomita que no permitían la formación de bandas de corte enteramente situadas en minerales de la arcilla (caolinita e illita).

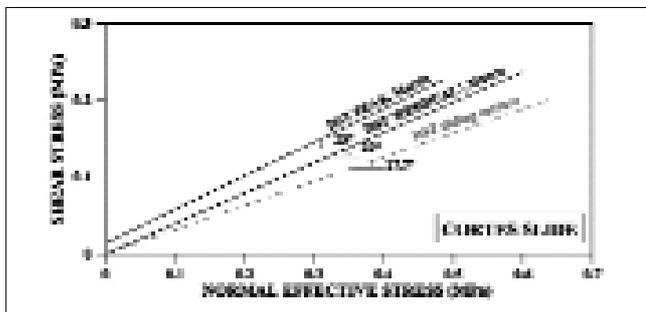


Figura 2.14. Envolventes de rotura de Coulomb de la argilita dolomítica donde se sitúa la superficie de deslizamiento de Cortes.

Sin embargo, el equilibrio estático del deslizamiento exigía un ángulo de fricción considerablemente menor: $\phi' = 17,7^\circ$. No se encontró una explicación a esta discrepancia hasta que se excavó la cabecera del deslizamiento. En efecto, la solución adoptada para detener el movimiento fue eliminar la cuña superior inestable y sobrecargar el pie. Quedó así expuesto el banco de marga y, dentro de él, la superficie de deslizamiento propiamente dicha, situada dentro de una delgada banda arcillosa (unos pocos milímetros de espesor) de color verdoso, en contraste con el color marrón del estrato de marga (Fig. 2.15). Ensayada a corte esta superficie, se encontró un ángulo de fricción de $17,7^\circ$ en consonancia con la fricción necesaria para el equilibrio estricto del deslizamiento. Cuando se buscó la composición mineralógica del “suelo” que formaba la banda de corte y del estrato de marga que la englobaba se encontró una ex-

plicación para la fuerte caída de la fricción en la banda de corte: el contenido abundante de cristales de dolomita de la marga había desaparecido de la banda de corte: en la banda sólo aparecían minerales de la arcilla (illita y caolinita).

Figura 2.15. Superficie estriada de rotura en el deslizamiento de Cortes.



Este resultado sugiere una historia geológica de la ladera, que explica la naturaleza de la superficie de corte (Fig. 2.16). Los bancos de caliza (y el banco interestratificado de marga) sufrieron en una etapa inicial un plegamiento que proporcionó la geometría y buzamientos originales. La excavación del valle del río Júcar provocó un gran deslizamiento a favor del estrato menos resistente, la capa de marga, que pudo incluso obturar temporalmente el cauce. La masa de caliza movida sufrió aquí un fuerte agrietamiento y, por otra parte, quedó apoyada sobre una superficie de rotura donde se habían alcanzado ángulos de fricción residuales. Este movimiento abrió una gran depresión en cabeza que se rellenó lentamente con derrubios y coluviones procedentes de cotas superiores. De hecho, la excavación de la parte superior del deslizamiento, a fin de estabilizarlo, demostró la existencia de este potente relleno de bloques embebidos en una matriz limo-arcillosa. Durante el largo proceso de formación del coluvión el agua de lluvia tuvo fácil acceso al estrato de "marga" (en realidad una argilita dolomítica). La superficie de rotura pudo haber sido, durante años, un camino preferencial al paso del agua. El agua de lluvia tiene inicialmente un potencial alto de disolución de carbonatos hasta que alcanza el equilibrio en sales disueltas. Dado un tiempo suficiente, el suelo a lo largo de la superficie de corte se pudo transformar en un suelo nuevo con un contenido inferior en carbonatos. De esta manera su fricción residual inicial $\phi'_{1\text{ res}}$, existente tras la primera rotura, pudo transformarse en ángulo inferior, $\phi'_{2\text{ res}}$ (Fig. 2.16c). Cuando en 1985 las excavaciones de la cantera reactivaron el antiguo deslizamiento, el ángulo de fricción disponible era $\phi'_{2\text{ res}} = 17,7^\circ$ en vez de $\phi'_{1\text{ res}} = 22^\circ$, ángulo que fue determinado mediante ensayos de corte sobre muestras de la capa de marga. Es importante se-

ñalar en este caso que incluso una investigación geotécnica cuidadosa tiene una posibilidad muy remota de encontrar el ángulo de fricción correcto simplemente porque las superficies de rotura son muy difíciles de detectar.

Se investigó también un escenario alternativo que pudiera explicar la existencia de la banda de corte: se trataría simplemente de una capa sedimentaria arcillosa diferente. Se buscó sin éxito esta capa en la margen derecha del río Júcar en la misma serie de estratos cretácicos.

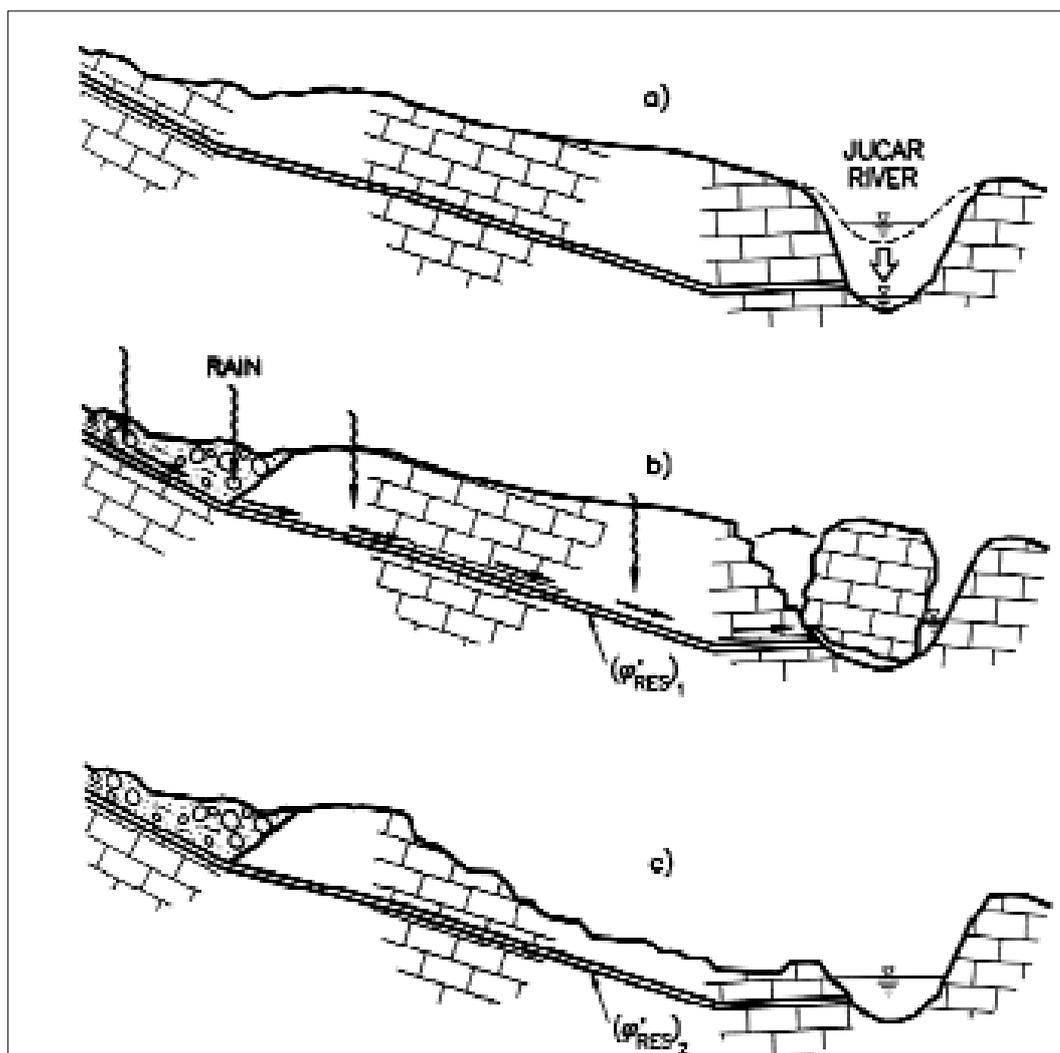


Figura 2.16. Una interpretación del movimiento de Cortes. a): Plegamiento de los estratos cretácicos. El río Júcar excava su cauce. b): Deslizamiento antiguo que probablemente taponó el cauce. Se abre una fosa en la cabecera que se rellena con sedimentos y bloques. El agua de lluvia circula por la superficie inicial de rotura que dispone de un ángulo de fricción residual $\varphi'_{1\text{ res}} = 22^\circ$. c): La disolución de carbonatos –dolomía– en la superficie de deslizamiento reduce la fricción hasta $\varphi'_{2\text{ res}} = 17,7^\circ$. La excavación de la cantera reactiva el deslizamiento.

El caso de Cortes plantea un mecanismo reductor de la fricción disponible debido a cambios mineralógicos “in situ”, asociados a la permeabilidad más elevada de zonas de corte. La dificultad para identificar estas superficies críticas en la práctica requiere una atención especial al reconocimiento geológico de detalle y al ensayo de superficies de corte, discontinuidades y planos de sedimentación que puedan tener un papel relevante en la rotura por estar potencialmente integrados en una posible superficie de deslizamiento cinemáticamente admisible.

2.3. La rotura de la presa bóveda de Malpasset (2-12-1959)

La presa bóveda de Malpasset fue diseñada por A. Coyne, profesor de la École Nationale des Ponts et Chaussées de París. Se le ha descrito (Post y Bonazzi, 1987) como un hombre de “talento profesional ilimitado y calidad personal, con gran carisma”. En sus clases en la Escuela de París, decía, en relación con las presas bóveda:

Es raro y probablemente un caso único en ingeniería [encontrar] un tipo de estructura que no haya colapsado nunca. Pero, a pesar de las apariencias, a pesar de su forma esbelta y líneas elegantes y fuertes tensiones, es un hecho que la presa bóveda es la más segura de las estructuras. Esto es simplemente una confirmación adicional de lo que se ha conocido durante miles de años sobre la estabilidad de los arcos.

Sin embargo, añadía que:

[...] nada serio le puede pasar a una presa bóveda [...] con tal de que sus estribos resistan. (Post y Bonazzi, 1987)

A. Coyne era un profesional muy reconocido que llegó a ser presidente de la International Commission on Large Dams. Por ello, la rotura de su presa de Malpasset causó una fuerte conmoción.

La rotura, que se produjo cuando el embalse alcanzó por primera vez la máxima cota, provocó una violenta avenida, con un frente de 40 m de altura que arrasó el pueblo de Frejus y causó más de 400 muertos. La presa se había calculado con los procedimientos de la época (años cincuenta) considerándola como una estructura integrada por 5 arcos horizontales y 11 ménsulas verticales, elásticas, apoyadas en la roca, supuesta también elástica. La investigación iniciada tras la rotura examinó

el proyecto y sus hipótesis a partir de datos obtenidos "in situ". Se comprobó que el hormigón de la presa era de buena calidad (resistencia a compresión de variable entre 330 y 530 kg/cm² y módulos elásticos de 218.000 a 300.000 kg/cm²). Se calcularon las tensiones máximas y mínimas en el hormigón para diferentes combinaciones del cociente entre el módulo de la roca y el del hormigón. Se calcularon así tracciones y compresiones máximas de 10 kg/cm² y 60 kg/cm² respectivamente, que se consideraron adecuadas en función de la experiencia disponible. La estructura parecía correctamente proyectada. Se examinó entonces el contacto entre el macizo-estribo de hormigón del estribo izquierdo y la roca. Allí se calculó un esfuerzo cortante y una tensión normal de 9 y 6 kg/cm², lo que requería un ángulo de fricción elevado (55°) en ausencia de cohesión. Pero se estimaba una "cohesión" del contacto hormigón-roca de 36 kg/cm². En todo caso no había evidencia de que la rotura se hubiera producido en el contacto hormigón-roca.

Se examinó entonces la roca de cimentación. Se trataba de un gneiss del carbonífero, muy fisurado a todas las escalas de observación. Las medidas de deformabilidad "in situ" demostraron que su módulo era inferior al previsto en esa roca. Se han publicado valores bajos (3.200 a 18.000 kg/cm²). Aun así, estos módulos no ponen en peligro la resistencia estructural de la bóveda.

Terzaghi fue invitado a investigar las causas de la rotura. Estaba ya al final de su carrera (moriría en 1963) y su prestigio era enorme. Habló de dos razones: el deslizamiento a favor de una discontinuidad geológica ("minor geological detail") y la presencia de "cleft water pressures". Pero era necesario encontrar una explicación detallada.

La Figura 2.17 muestra la presa recién construida y una vista del estribo derecho tras la rotura. Sólo permanecen los arranques de las ménsulas. En el estribo izquierdo (Fig. 2.18) no quedó rastro de la estructura. En su lugar se reconoció un gran diedro en la roca que sugería la inestabilidad de una cuña de roca, que pudo deslizarse a favor de uno de los planos expuestos, identificado como una falla. La Figura 2.19 muestra la relación de la presa con los planos de foliación del gneiss (Londe, 1987). Es significativa en esta figura la sección BB que corresponde al estribo izquierdo, desaparecido. En esa sección se ha dibujado también la falla encontrada aguas abajo de la presa.

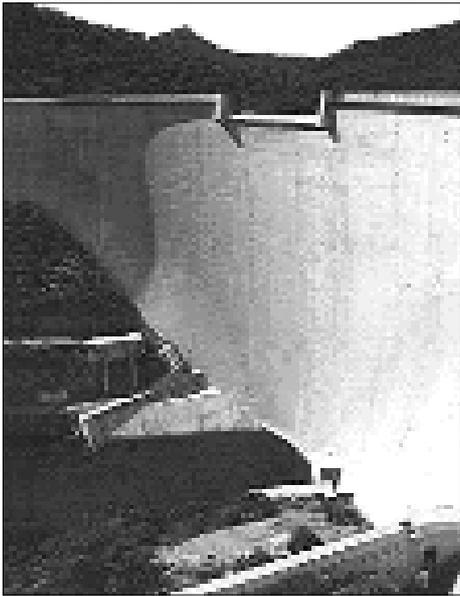
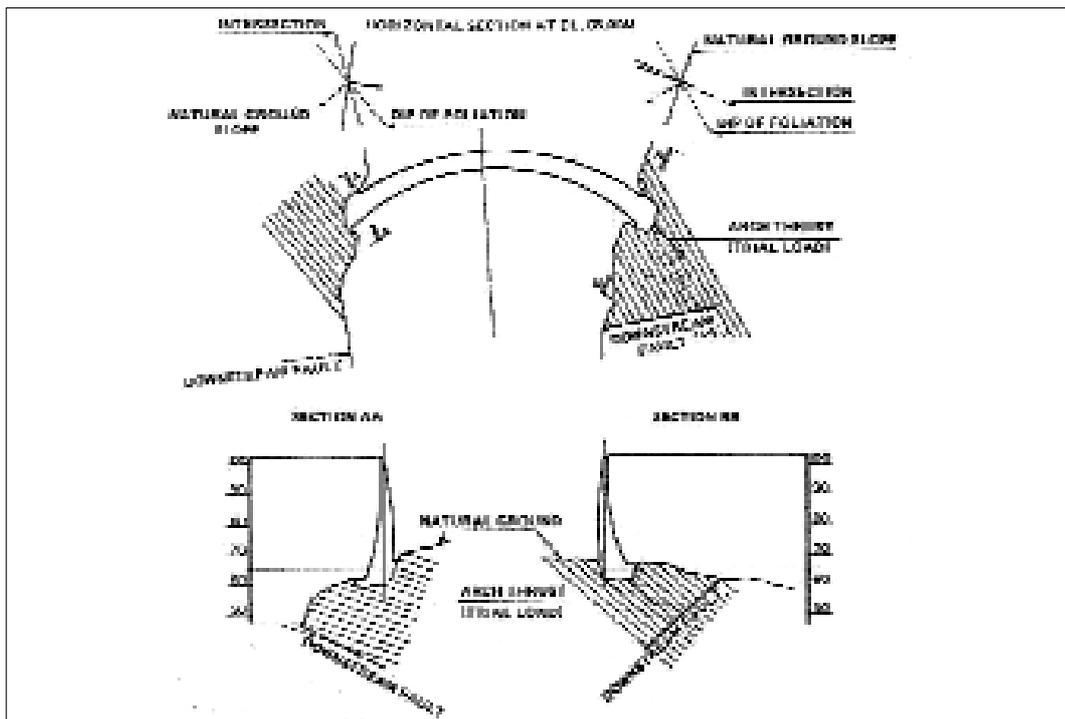


Figura 2.17. La presa de Malpasset recién construida (izquierda) y estribo derecho tras la rotura (derecha).

Figura 2.18: Estribo izquierdo de la presa de Malpasset tras la rotura.



Figura 2.19. Relación de la estructura de Malpasset con la dirección de foliación del gneiss de cimentación (Londe, 1987).



En Malpasset el reconocimiento geológico-geotécnico, durante el proyecto y construcción fue escaso. La roca se aceptaba como impermeable y no planteaba ninguna preocupación especial. Se inyectó el contacto hormigón-roca con taladros cortos (unos 5 m de profundidad) espaciados 2,5 m aguas arriba y 5 m aguas abajo. La instrumentación de la presa era muy somera. Se medían exclusivamente movimientos de puntos de la estructura, topográficamente.

Paralelamente a las investigaciones de campo, ensayos de permeabilidad sobre el gneiss de cimentación realizados en la École Polytechnique (Habib, 1987) revelaron una enorme influencia de la tensión de confinamiento de la roca sobre la permeabilidad medida. Así, incrementos de tensión similares a los que podían estimarse en la roca, en la zona de influencia de la cimentación reducían en dos órdenes de magnitud la permeabilidad. En otras palabras, el “bulbo” de tensiones inducido por la estructura sobre la roca contribuía a crear una “cortina” impermeable, con la forma aproximada que se observa en la Figura 2.20 (Londe, 1987). La banda de roca menos permeable que sigue por otra parte la dirección de foliación del gneiss y la falla de aguas abajo constituyen una cuña cuya estabilidad examinó Londe (1987). El argumento clave es la reducción de permeabilidad de la roca, que modifica la red de filtración bajo la presa de manera que toda la carga hidrostática de agua actúa sobre el plano de aguas arriba de la zona impermeable. Este “plano”, cuya existencia está favorecida por la anisotropía del gneiss a favor de la foliación, está muy mal orientado pues el empuje hidrostático puede hacer inestable el bloque de roca limitado por la falla, orientada también de forma subparalela al empuje del agua. Londe calculó un factor de seguridad crítico para esta cuña, lo que explicaría su deslizamiento. La presa perdería casi súbitamente todo su apoyo en el estribo izquierdo y eso condujo a una rotura total y violenta de forma prácticamente instantánea.

Wittke y Leonards (1987) propusieron una explicación alternativa que comparte, sin embargo, bastantes argumentos con los de Londe. Parten de la observación de la existencia de una grieta notable, aguas arriba del arranque de la presa (Fig. 2.21). Esta grieta responde a los esfuerzos de tracción que la bóveda introduce aguas arriba, en el apoyo. La orientación de la foliación del gneiss, sin embargo, y la debilidad de esos planos de la roca permitió que la fisura inicial se propagara con facilidad en

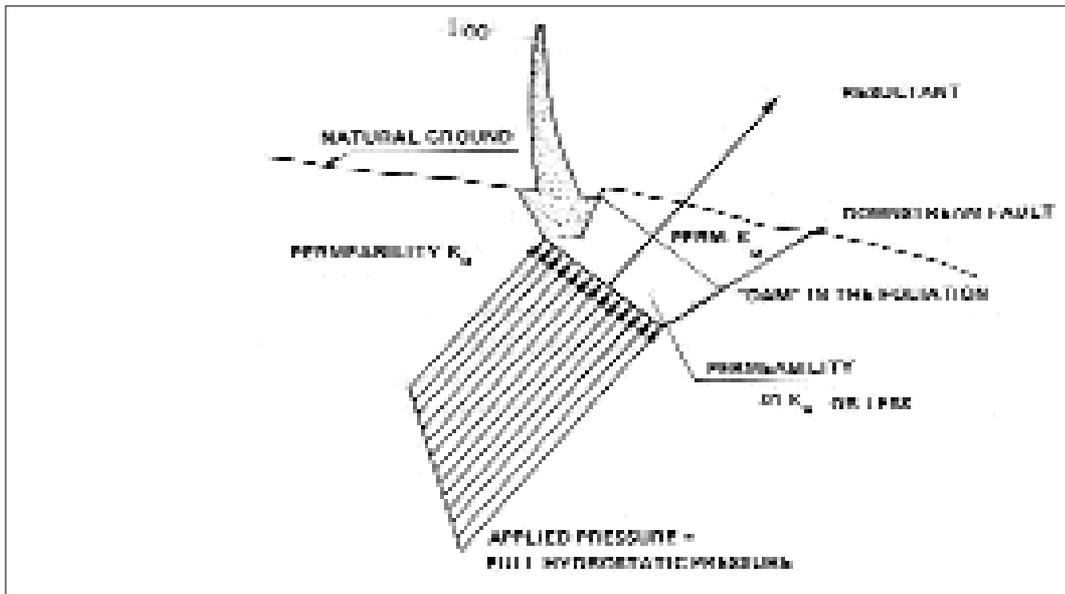


Figura 2.20. Explicación de la rotura de Malpasset según Londe (1987).

profundidad, como se muestra en el esquema de la Figura 2.22. Una vez abierta y en comunicación con el embalse, esta grieta recibe toda la presión hidrostática sin que sea necesario apelar a cambios de permeabilidad, como hace Londe. A partir de aquí, el mecanismo de rotura de la cuña patinando sobre la falla de salida es el mismo en ambas interpretaciones.



Figura 2.21. Grieta observada en el arranque de la bóveda, aguas arriba (Londe, 1987).

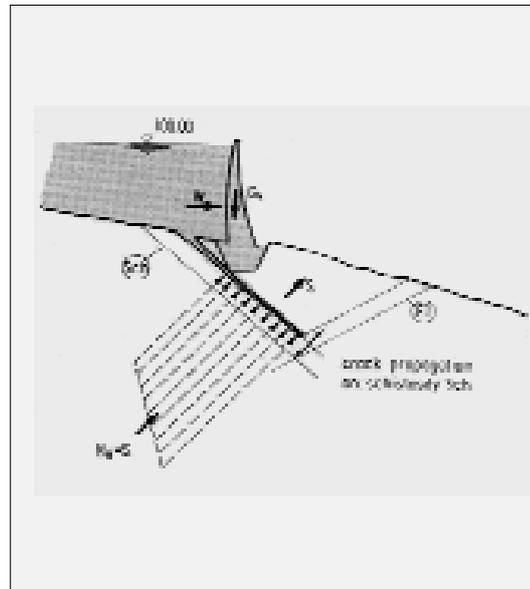


Figura 2.22. Explicación de la rotura de Malpasset según Wittke y Leonards (1987).

Malpasset plantea la necesidad vital de controlar la presión del agua en el cimientado de presas. Se ha de controlar el valor de la presión y la dirección de empuje. Enseña a situar las pantallas de impermeabilización (que reciben los empujes hidrostáticos) en orientaciones que no pongan en peligro la estabilidad de masas de roca. Enseña la necesidad de drenar aguas abajo de las pantallas y el valor de la auscultación, mediante piezómetros, de las presiones de agua en el cimientado. Y, por último, revela la necesidad de reconocimientos geológicos de gran detalle en el entorno de los apoyos de presas.

3. Asientos diferidos

3.1. Introducción

El concepto de “tensión efectiva” desarrollado por Terzaghi en el período 1923-1936 le permitió desarrollar la teoría de la consolidación, que explica el asiento diferido de estratos de arcilla saturada, sometidos a carga. La idea fundamental es que el desarrollo de asientos en el tiempo se explica por el flujo de agua que escapa del estrato en cuestión. El agua de los poros, prácticamente incompresible, recibe inicialmente la carga transmitida por la tensión exterior. Pero inmediatamente se generan gradientes de presión desde el interior del estrato hacia los contornos si es que se permite en ellos el drenaje, como es habitualmente el caso. Terzaghi y Peck (1948) incluyeron en su libro *Soil Mechanics in Engineering Practice* el esquema que se reproduce en la Figura 3.1 para explicar este proceso. El estrato arcilloso se concibe como una colección de tabiques horizontales perforados, separados por muelles. En los extremos el agua puede drenar libremente. La carga exterior, aplicada rápidamente, se transmite al agua que satura el espacio entre tabiques. Pero inmediatamente la cámara extrema del apilamiento puede descargar agua hacia el exterior, a través de los orificios del tabique superior que quieren simular la permeabilidad del suelo. La pérdida de volumen de la primera celda se traduce en la carga de los muelles. El equilibrio de tensiones en planos horizontales debe cumplirse siempre, es decir, que la tensión total exterior será la suma de la presión de agua y de la carga que reciban los muelles. De acuerdo con el principio de tensiones efectivos, la carga que reciben los muelles representa la tensión efectiva en la celda correspondiente. El proceso descrito penetra hacia el interior del apilamiento de tabi-

ques y muelles a medida que el agua fluye hacia el exterior. En la medida en que los orificios de los tabiques sean pequeños, es decir, en la medida en que la permeabilidad sea pequeña, el proceso de deformación se retardará.

Terzaghi encontró que la función que describe la presión de agua en un punto de ordenada z , en el tiempo t , era la solución de una ecuación diferencial parabólica:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.1)$$

donde $u(z, t)$ es la presión intersticial y c_v , una constante del material.

Terzaghi la resolvió en 1935 con ayuda del matemático O.K. Frölich. Conjuntamente publicaron en 1936 el libro *Theorie der Setzung von Tonschichten* (Teoría del asiento de capas de arcilla). Este libro fue duramente criticado por P. Fillunger, profesor de Mecánica de la Universidad Técnica de Viena. La acusación de Fillunger no fue únicamente técnica, sino que introdujo ataques personales y difamatorios contra Terzaghi y Frölich. La disputa acabó trágicamente unos meses después, en marzo de 1937, con el suicidio de P. Fillunger y su mujer.

El análisis de la consolidación por Terzaghi fue la clave para entender los asientos a largo plazo de estructuras cimentadas sobre suelos arcillosos. Entre los suelos arcillosos, los de alta deformabilidad han planteado problemas de gran envergadura a la comunidad geotécnica. Se han elegido dos casos espectaculares y bien conocidos para ilustrar la dificultad de cimentar sobre ellos: la Catedral Metropolitana de México DF y la Torre de Pisa.

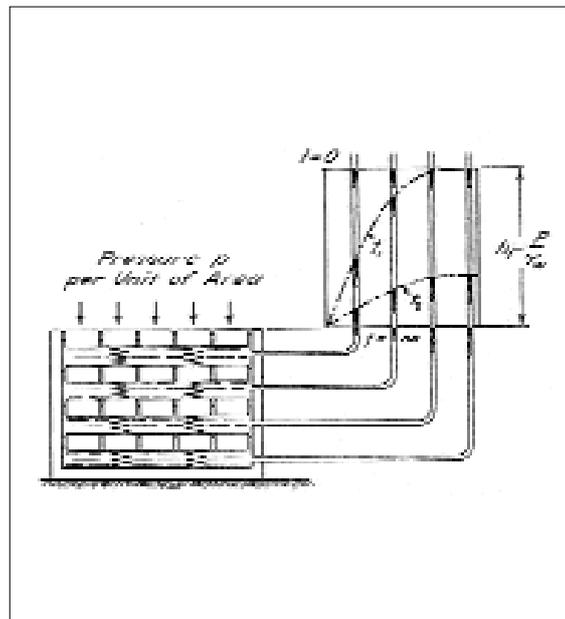


Figura 3.1. Esquema de Terzaghi y Peck (1948) para explicar los asientos diferidos del suelo.

3.2. La batalla contra los asientos diferenciales. Catedral de México y Torre de Pisa

La Catedral Metropolitana de México ocupa parte del centro ceremonial azteca de Tenochtitlan, destruido por Cortés en agosto de 1521 (Fig. 3.2). El edificio comenzó a construirse en 1573, por el ábside y se concluyó, más de doscientos años después, cuando se terminaron las torres, en 1792. Los asientos diferenciales entre columnas y muro comenzaron inmediatamente iniciada la construcción. Ello forzó a incrementar la longitud de fustes y muros, a fin de alcanzar planos a nivel para el arranque de las bóvedas. Los asientos diferenciales máximos son enormes: 2,42 m entre el ábside y la torre de poniente, 1,25 m entre torres. A simple vista se observan en la actualidad desplomes de muros, columnas y numerosas distorsiones. En su historia se han sucedido las reparaciones que se detallan en Tamez et al. (1992). La catedral asienta por dos razones:

- Su propio peso, y
- El rebajamiento de niveles de agua ocasionados por el bombeo de acuíferos profundos. Ello significa una disminución gradual de las presiones de agua en el subsuelo y de acuerdo con el principio de tensiones efectivas, un incremento de la tensión efectiva y, por tanto, un asiento.

El centro de México DF está cimentado sobre arcillas muy compresibles de origen volcánico. Su deformabilidad es una de las más elevadas reconocidas internacionalmente en alguna ciudad. En la Figura 3.3, tomada de Tamez et al. (1992), se indica, en un alzado desde la fachada sur, los estratos de arcilla blanda responsables de los hundimientos. Los asientos diferenciales son los peligrosos, pues conducen a distorsiones que dañan la estructura. Los asientos diferenciales se producen por la notable variación de la deformabilidad dentro del recinto de la catedral y del edificio del sagrario (en el costado oriental de la Fig. 3.3). A su vez, la variación de la deformabilidad se explica por el efecto de las construcciones aztecas previas, que consolidaron el suelo en determinadas áreas. Así, la Pirámide-Templo de Tonatiuh, en la Figura 3.2, introdujo una carga piramidal que consolidó, sobre todo, la zona central de la planta del edificio del sagrario. Los pilares y muro centrales del nuevo edificio asentaron después poco, comparados con los perimetrales. La consecuencia es la aparición de asientos diferenciales que tienden a abrir las bóvedas y a dañar su estructura. Algo similar ocurre en el cuerpo de la catedral. La nave central y el ábside (Fig. 3.4) asientan menos que las laterales y que la torre occidental. Así se deduce de los mapas confeccionados de velocidad de asiento. Los cálculos efectuados de asientos previsibles de la catedral en los próximos 50 años indicaron que el riesgo de colapso de la estructura era muy alto.

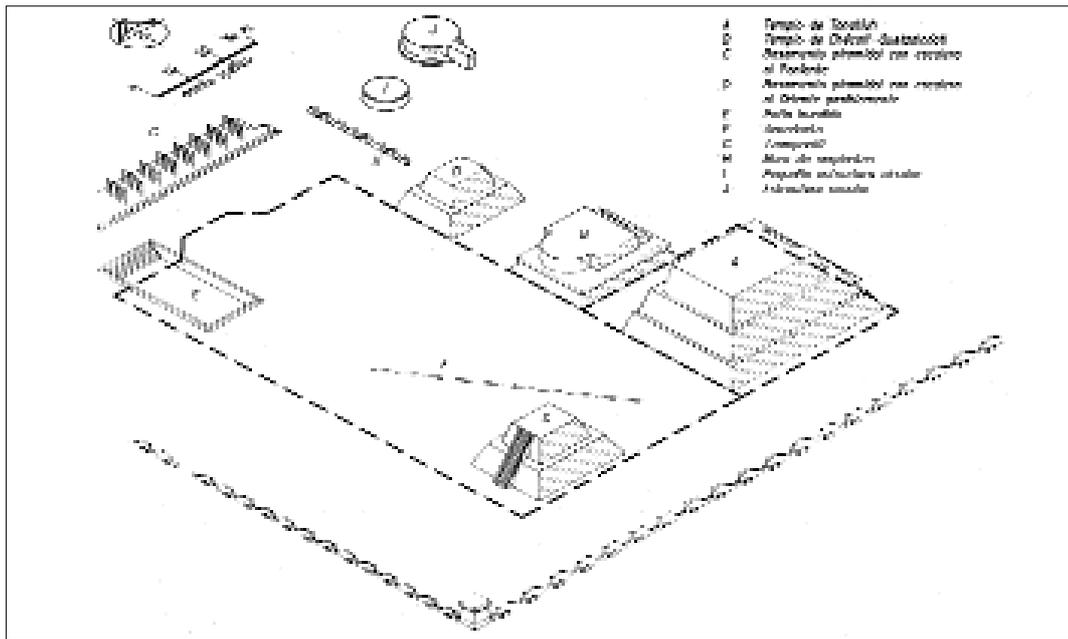


Figura 3.2 Recinto sagrado de Tenochtitlan y límites de la catedral metropolitana (Tamez y otros, 1992).

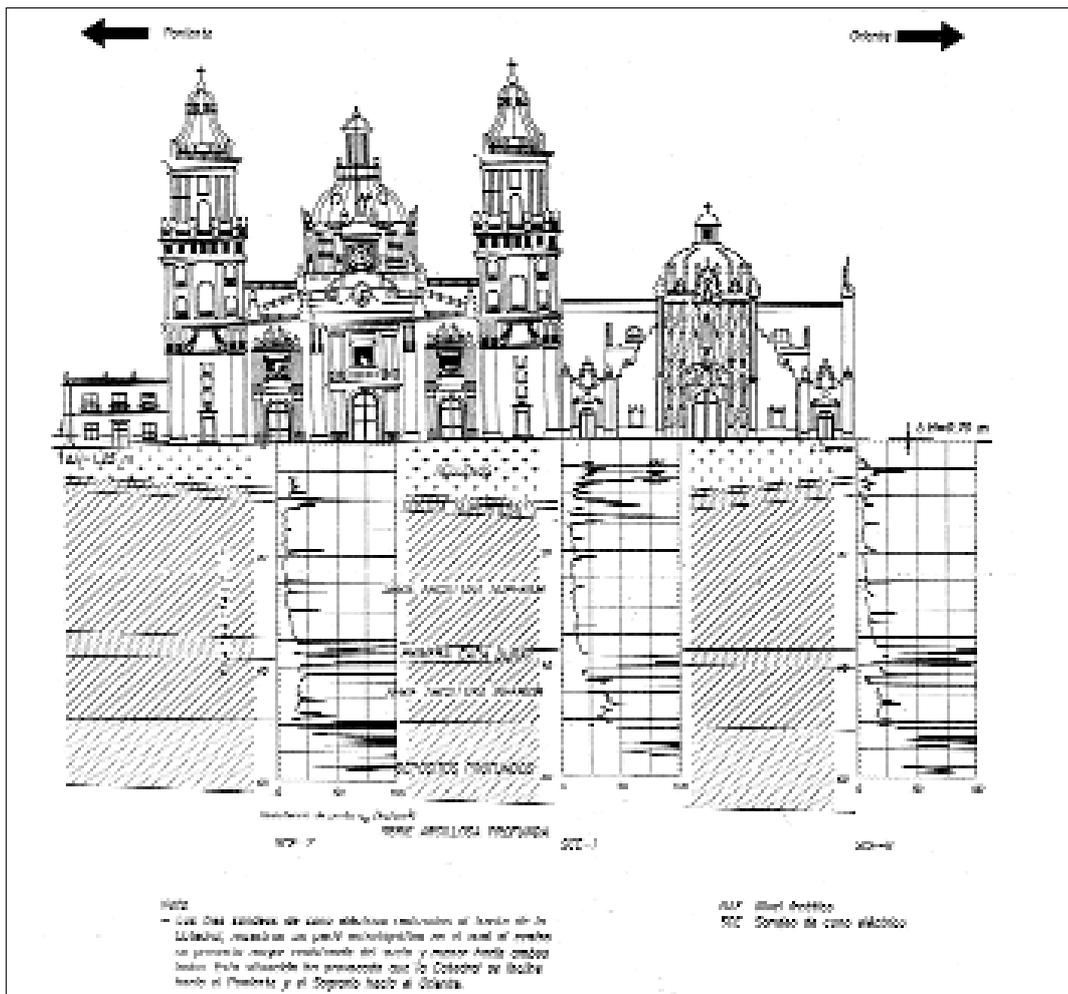


Figura 3.3. Alzado de la Catedral de México y terreno de cimentación (Tamez y otros, 1992).

Se decidió entonces, tras un estudio de alternativas, utilizar una técnica de sub-excavación para corregir los desniveles y desplomes. La idea es retirar de forma controlada volúmenes de la arcilla de cimentación de las zonas de menor deformación, a fin de igualar la velocidad de asiento de las diferentes zonas de la catedral. De esta forma se evitaban las distorsiones estructurales que podían causar el hundimiento de las bóvedas.

Antes de lanzar la obra se tomaron precauciones. Las naves de la catedral fueron apeadas (Fig. 3.5) y la técnica se utilizó a modo puramente experimental en un pequeño templo (San Antonio Abad) contemporáneo de la catedral y de una sola nave de cañón. La estructura de la iglesia de San Antonio Abad se reforzó y a continuación se midieron los asientos al retirar volúmenes de arcilla bajo la cimentación de uno de los muros laterales. La extracción de suelo se efectuó a partir de tres pozos de gran diá-

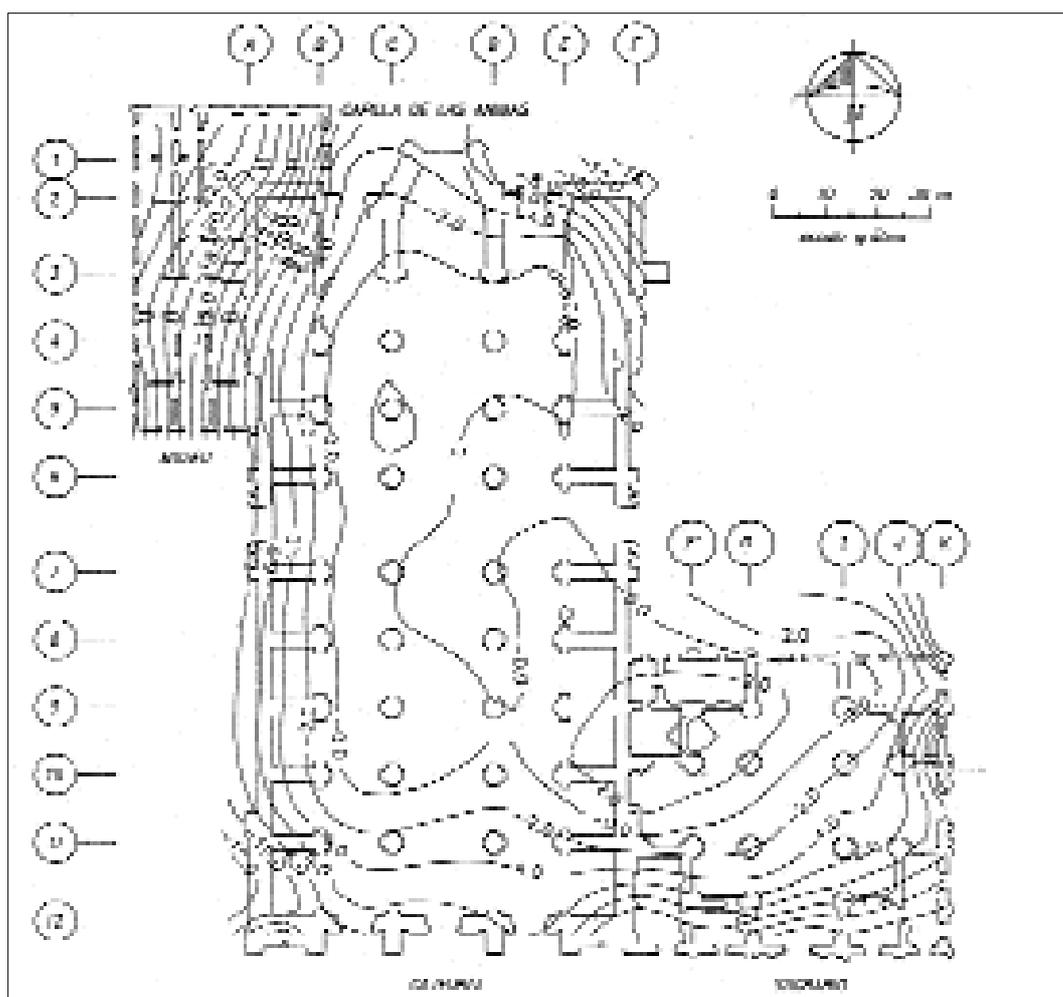


Figura 3.4. Curvas de igual velocidad de asiento (mm/año) superpuestas sobre la planta de la Catedral de México (Tamez y otros, 1992).

metro (2,80 m) y 10,20 m de profundidad excavados por fuera del muro de cierre de la iglesia. Desde esos pozos se realizaron sondeos en los que se extraía la arcilla perforada. El taladro colapsaba inmediatamente y provocaba un asiento en superficie. La suma de todos los efectos consiguió introducir una inclinación pequeña en la iglesia (asiento de 2 cm del muro afectado, con relación al paralelo). La experiencia sirvió para poner a punto el procedimiento, las medidas de control y la fiabilidad del método de cálculo desarrollado (a partir de la experiencia acumulada de descensos en superficie originados por la excavación de túneles).

Con esta experiencia se proyectó el sistema de sub-excavación para la catedral metropolitana. Se diseñaron los pozos para la irradiación de sondeos horizontales que se indican en la Figura 3.6. Eran pozos de 3-4 m de diámetro y 17 m de profundidad (por debajo de las criptas en el interior de la catedral).

Los trabajos dieron comienzo en octubre de 1991. En la actualidad, los asientos diferenciales han sido corregidos, en parte, aunque el apeo de la estructura sigue instalado. Los pozos o "lumbreras" construidos siguen disponibles para efectuar correcciones en el futuro si se con-

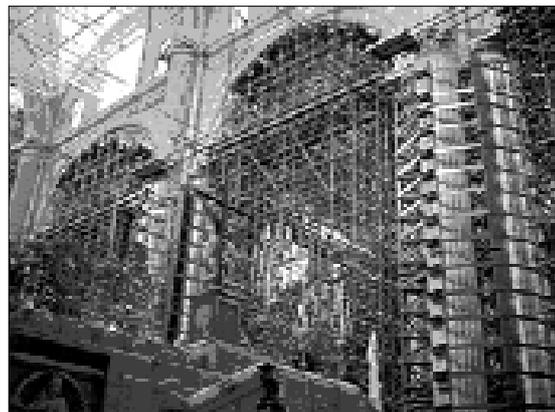


Figura 3.5. Apeo de las bóvedas de la catedral de México DF.

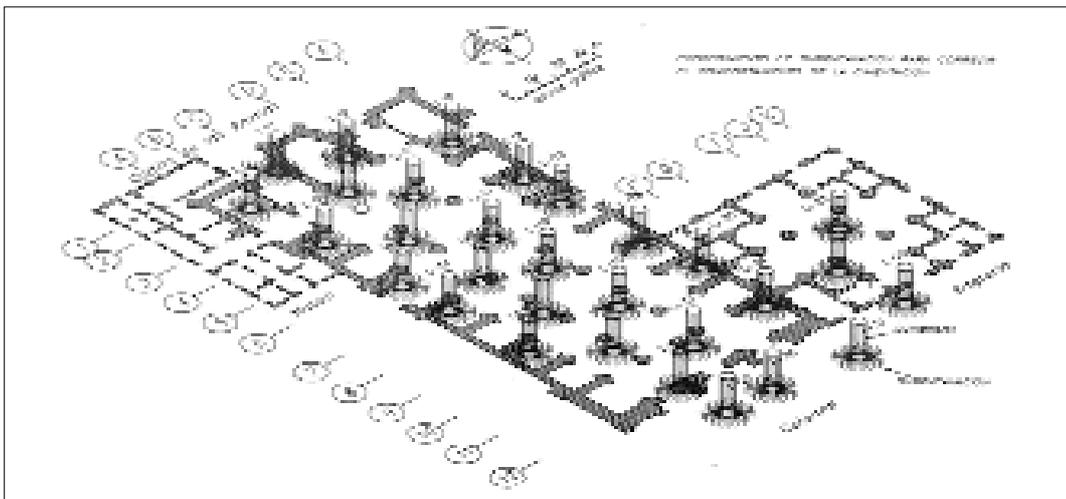


Figura 3.6. Situación de pozos, construidos desde la cripta de la catedral de México con el fin de extraer volúmenes de arcilla del subsuelo de manera controlada. (Tamez y otros, 1992).

sidera necesario. La extracción de terreno se interrumpió en 1998 pero los asentamientos diferenciales continuaron como respuesta a la permanente extracción de agua del subsuelo. Con posterioridad se han inyectado con lechada de cemento algunas zonas con el fin de homogeneizar los asentamientos que seguirán produciéndose en el futuro.

El precedente de México fue muy importante para decidir el método de estabilización de la Torre de Pisa, que, en 1990, tenía, de acuerdo con la velocidad de rotación medida, los días contados. Como en el caso de México, el procedimiento de estabilización se basó en una propuesta hecha por Terracina en 1962 para enderezar la Torre de Pisa (Fig. 3.7). La inclinación que la ha hecho universalmente famosa se manifestó casi inmediatamente después del inicio de su construcción, en 1173. Cinco años después, el trabajo fue interrumpido, cuando la torre había alcanzado un cuarto de su altura. La interrupción duró 100 años y permitió al suelo consolidarse. Estimaciones recientes indican que la torre hubiera caído si se hubiera seguido el ritmo de la construcción inicial. En el periodo 1272-1278, el trabajo se reanudó y la torre alcanzó el piso séptimo. Por entonces ya tenía una inclinación de $0,6^\circ$ hacia el sur. El segundo largo período de interrupción permitió consolidar de nuevo el suelo e incrementar su resistencia. De nuevo, sin esa interrupción, la torre hubiera caído. Cuando en 1360 se trabajaba en el campanario que corona la to-

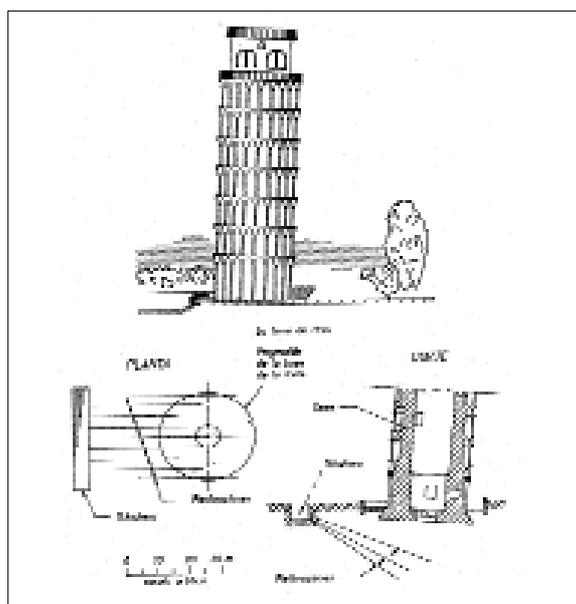


Figura 3.7. Propuesta de Terracina (1962) para enderezar la Torre de Pisa.



Figura 3.8. La torre de Pisa, inclinada $5,5^\circ$ hacia el Sur, en el recinto de la Piazza dei Miracoli.

re, la inclinación era ya de $1,6^\circ$. En 1990, cuando se cerró la torre al público por el riesgo que presentaba, su inclinación había alcanzado los $5,5^\circ$ hacia el sur (Fig. 3.8). El desplome del piso séptimo era de 4-5 m. La rotación que experimentaba era equivalente a 1,5 mm/año de desplazamiento horizontal del campanario. Los intentos de estabilizar la torre en el período 1910-1990 indicaron la gran sensibilidad de la estructura a cualquier obra en la cimentación. Quedó claro que cualquier error en la predicción del comportamiento esperado de la torre frente a los trabajos de estabilización podía significar un colapso inmediato.

Tres especialistas en Geotecnia, los profesores Jamiolkowski, del Politécnico de Torino, Viggiani, de la Universidad Federico II de Nápoles, y Burland, del Imperial College en Londres, desarrollaron la solución que finalmente se puso en práctica a partir de 1990. La descripción del caso y los resultados se han tomado, esencialmente, de los artículos de Burland et al. (2002) y de Burland (2002).

El procedimiento se puso a punto mediante modelos físicos, numéricos y por medio de un ensayo a gran escala. Estos trabajos ayudaron a definir con seguridad la zona donde la extracción de suelo movería la torre hacia el Norte. El procedimiento de extracción de suelo se muestra en la Figura 3.9. Se diseñó un sensor que detectaba el cierre de la cavidad una vez que se extraía el útil helicoidal de excavación.

Las operaciones de extracción comenzaron en febrero de 2000 mediante la perforación de 41 sondeos inclinados con el resultado que aparece en la Figura 3.10. A la vez se fueron retirando de forma paulatina

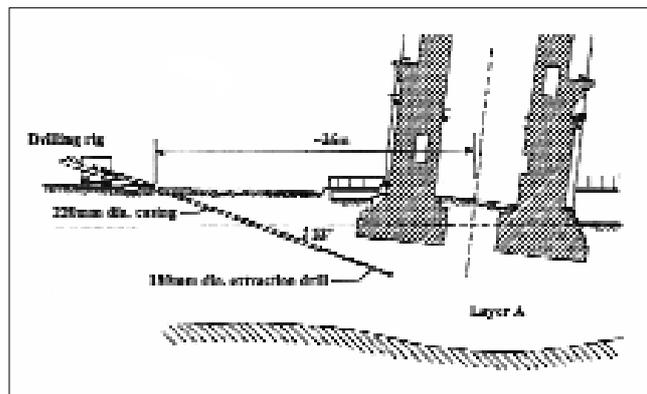


Figura 3.9. Procedimiento para la extracción de terreno bajo el costado Norte de la Torre de Pisa. Burland (2002).

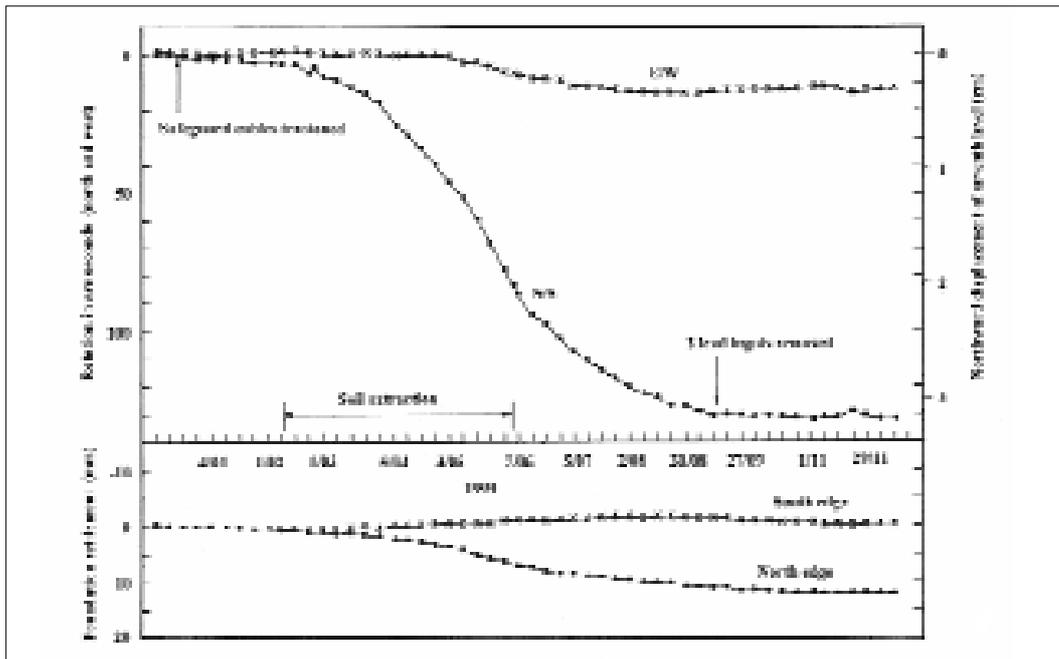


Figura 3.10. Rotación inducida de la Torre de Pisa como consecuencia de la extracción del suelo. Burland (2002).

600 toneladas de plomo que se habían colocado en 1993, en el costado norte de la torre sobre un anillo de hormigón unido a la cimentación, con el fin de estabilizarla temporalmente. Los taladros fueron sellados con lechada bentonítica y, en junio de 2001, las operaciones se dieron por concluidas, una vez que se había conseguido reducir la inclinación en $0,5^\circ$. La nueva inclinación era muy similar a la previa y la torre mantenía su atractivo turístico e histórico. Pero su estabilidad global y estructural quedaba garantizada. La torre ha alcanzado la posición que tenía en 1838. Si la torre mantiene su tendencia a inclinarse hacia el sur, a la velocidad de 1999, pasarán 300 años antes de que se necesite una nueva intervención.

La Catedral de México y la Torre Campanario de Pisa han estado próximas a su colapso. Ambos monumentos están cimentados en arcillas blandas y compresibles. En ninguno de los dos casos era obvia la solución que se había de adoptar. De hecho, se propusieron (y se realizaron, en parte, en diferentes etapas históricas) varias soluciones para estabilizarlas, en general, con poco éxito. Finalmente, la solución de intervenir en profundidad en la cimentación, sin necesidad de refuerzos estructurales significativos, ha mantenido la integridad y el carácter de los edificios. La excavación controlada del terreno ha demostrado ser un método predecible y controlable, consistente con nuestro entendimiento de la Mecánica del Suelo y respetuoso al máximo con el carácter de unos monumentos de gran valor histórico.

4. Más allá de las tensiones efectivas

La validez general del principio de tensiones efectivas en suelos saturados nunca ha sido cuestionada con información experimental. Pero es necesario desarrollar, además, las leyes de comportamiento y atender a determinados fenómenos peculiares de algunos suelos desde otras perspectivas. El medio geológico y las obras de tierra ofrecen una variedad tan acusada que requieren, con frecuencia, análisis "ad hoc". Dos casos de rotura catastrófica ilustran este comentario.

4.1. *El deslizamiento de Rissa, en Noruega (29-4-1978)*

Fue considerado el mayor deslizamiento en Noruega en el siglo xx. Aun así, su tamaño (5-6 millones de m³) es pequeño comparado con Vaiont, y del mismo volumen que el deslizamiento de Cortes, en Valencia. El deslizamiento fue filmado por varias personas, lo que le ha dado un atractivo especial. El Instituto Geotécnico Noruego (NGI) preparó una película sobre la rotura, a partir de esas filmaciones. El deslizamiento tuvo lugar en la región de Trondheim, donde son habituales las denominadas arcillas marinas o "arcillas rápidas". Se caracterizan por una débil resistencia cuando están sometidas a esfuerzos de corte de carácter rápido y, sobre todo, por una pérdida prácticamente total de resistencia cuando se amasan o "remoldean". La segunda característica hace que la arcilla se convierta en un líquido viscoso capaz de fluir con pendientes muy bajas. La explicación para este comportamiento se ha buscado en la historia geológica de estas arcillas limosas. Fueron depositadas en ambiente marino, con una densidad relativamente baja. Su microestructura se ha descrito como una aglomeración de las partículas planas de arcilla en forma de "castillos de naipes". Cada partícula de arcilla (o agregado de varias partículas en disposición paralela) es como una "carta" del castillo. Intervienen también en los conceptos microestructurales de las arcillas dos aspectos: la carga eléctrica, no compensada, de los cristales de arcilla y la existencia de sales en el agua intersticial.

Teorías ya antiguas como la teoría de la "capa doble" han ayudado a entender la influencia de las sales del agua en el comportamiento de esos materiales. Contenidos altos en sales de agua permiten una estructura más estable y reducen las fuerzas de repulsión entre partículas de arcilla. Contenidos bajos en sales, como es el caso del agua de lluvia, tienden a incrementar las fuerzas de repulsión entre partículas.

La historia geológica reciente de las arcillas, que tapizan los fiordos noruegos de las regiones de Trondheim y Oslo, indica que las arcillas, una vez depositadas, fueron elevadas por esfuerzos tectónicos y sometidas a un medio ambiente continental. Las aguas de infiltración procedentes de la lluvia, bien directamente o a través del substrato rocoso, han ido reduciendo en el cuaternario reciente la salinidad del agua intersticial. La arcilla resultante (arcilla “rápida”) se convierte así en un material poco estable. Cualquier incremento de los esfuerzos de corte (asociados, por ejemplo, a la construcción de terraplenes o a la excavación de sótanos) puede provocar una rotura de esos materiales.

La explicación para la baja resistencia al corte que exhiben está ligada a la ley de tensiones efectivas. En efecto, si al incrementarse las tensiones de corte a partir de un estado inicial de tensiones la estructura de la arcilla tiende a colapsar (es decir, se destruye el “castillo de naipes”) una buena proporción de las tensiones totales de confinamiento que experimentaba el punto en cuestión no pueden ser resistidas por el edificio microestructural de la arcilla y se transfieren al agua. La consecuencia es que se incrementan las presiones de agua, se reducen en la misma proporción las tensiones medias efectivas y la ley de Coulomb predice, por tanto, una resistencia baja. Esta baja resistencia que se obtiene sin permitir que el agua se escape –por puro flujo– del suelo es lo que se conoce como “resistencia no drenada”. Quien “no permite” que se escape el agua es con mucha frecuencia la baja permeabilidad de las arcillas. Acciones que pueden parecer lentas desde la perspectiva de la vida cotidiana (la excavación en días o semanas de un sótano) son en realidad muy rápidas desde la perspectiva de una arcilla de baja permeabilidad: el agua atrapada en los poros no puede escapar y está sometida a cambios de presión en función de la estructura de la arcilla, como se ha comentado. Con más generalidad, diríamos que ese cambio de presión es función de la ley de comportamiento tensión-deformación. Por tanto, en esas circunstancias de carga –o descarga– rápida las arcillas reaccionan con la resistencia no drenada que pueda ofrecer. Las arcillas rápidas disponen de una resistencia no drenada muy escasa. Así se muestra en el perfil geotécnico de la Figura 4.1, que es representativo de las condiciones existentes en Rissa (Gregersen, 1981).

Se observan varias características en ese perfil: la resistencia no drenada en condiciones naturales (“undisturbed”) tiene un valor pequeño

pero finito (unos 10 kPa a 10 m de profundidad). Sin embargo, una vez amasadas (remoldeadas) la resistencia desaparece. Por último, se comprueba que la humedad de la arcilla para un volumen de referencia de suelo (el peso de agua dividido por el peso “seco” de las partículas minerales) es superior a la cantidad descrita como w_L , es decir, al “límite líquido”. El límite líquido de una arcilla es la humedad que la transforma, en estado remoldeado, en un barro viscoso. El hecho de que la humedad natural sea mayor que w_L da idea de la inestabilidad intrínseca de este material.

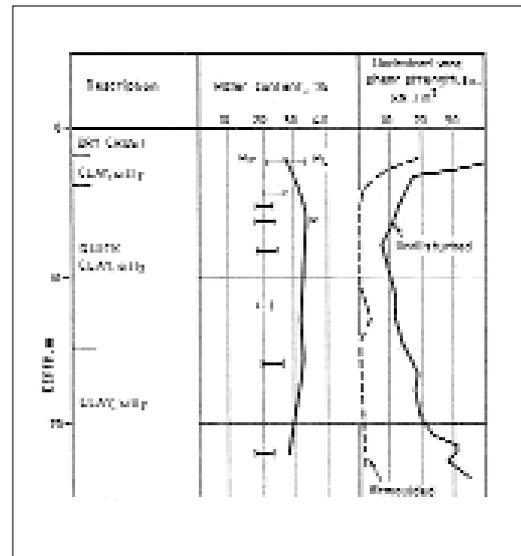


Figura 4.1. Perfil típico de terreno de una arcilla rápida (Gregersen, 1981).

El deslizamiento de Rissa sólo produjo una víctima mortal aunque 40 personas escaparon bajo circunstancias extremadamente dramáticas. Varias granjas desaparecieron y el impacto de la masa en movimiento sobre el vecino lago de Botnen creó una ola destructora en un pueblo situado en la orilla opuesta. La Figura 4.2 muestra un corte representativo de las condiciones existentes en las inmediaciones del lago al comienzo del deslizamiento. El movimiento inicial fue pequeño. Unos pocos centenares de m^3 deslizaron como consecuencia de la construcción de un terraplén de unos 700 m^3 inmediato al lago. Tras este primer movimiento se sucedieron varias roturas, valle adentro, algunas descritas como “escalas” de terreno que avanzaban a gran velocidad (20-40 km/h) transportando casas y campos de cultivo. En la Figura 4.2 está representada la forma probable de una de las roturas iniciales y la distribución de resistencia no drenada a lo largo de la superficie de rotura, según Gregeresen (1981).

Las arcillas rápidas ocupan áreas extensas en Noruega, Este de Canadá (Québec) y algunos países del sureste asiático. Su comportamiento marca un límite inferior de la resistencia que puede ofrecer una arcilla natural y explica la interacción entre aspectos físico-químicos y mecánicos. Ése es el valor de este caso.

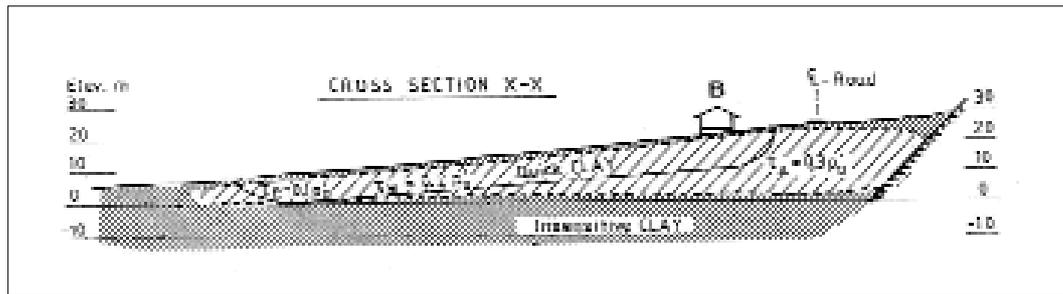


Figura 4.2. Perfil del terreno antes del deslizamiento de Rissa. Gregersen (1981).

4.2. La rotura de la presa de Teton (EE.UU.) (5-6-1976)

La presa de Teton, una estructura de 93 m de altura, construida con suelos compactados, rompió cuando estaba próxima a alcanzar el máximo nivel de agua en el embalse. La presa había sido diseñada por el "US Bureau of Reclamation" una autoridad mundial en el diseño y construcción de presas. Su manual *Design of small dams* ha sido tradicionalmente una fuente de procedimientos, datos y soluciones constructivas para los proyectistas de presas.

La rotura causó un gran impacto en la opinión pública en EE.UU. y en la comunidad técnica en general. El hecho de que hubiera sido diseñada por el Bureau of Reclamation requería una explicación convincente de las causas de la rotura. La rotura fue estudiada por dos comités, uno de personalidades independientes y otro nombrado por el US Department of the Interior. En 1977 ambos publicaron sus conclusiones en dos extensas memorias de libre acceso.

Como es natural, la rotura de Teton se ha examinado en muchos artículos. Entre ellos cabe señalar los presentados al International Workshop on Dam Failures, celebrado en Purdue University y recogido después en un número especial de *Engineering Geology* (vol. 24(1-4) de 1987). Recientemente, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) ha publicado un artículo sobre las lecciones proporcionadas por la rotura. La presa se construyó en un valle de laderas de fuerte pendiente del río Teton en el estado de Idaho. La Figura 4.3 es una reconstrucción de la presa terminada a embalse lleno. En la Figura 4.4 se indica una sección transversal representativa de la estructura. Destaca un gran núcleo central de limos eólicos compactados en capas de 15 cm con rodillos vibratorios. Este material rellena también la gran zanja o rastrillo excavado en

el valle y en los estribos de roca. Aguas arriba y aguas abajo del núcleo se disponen dos espaldones de material granular (arena y grava) de alta permeabilidad, que fueron compactados a una densidad relativamente baja. En los diseños de presas de tierra se ha de asegurar que el manto de arenas situado aguas abajo, cubriendo el núcleo tenga permeabilidad alta y esté conectado a un sistema de desagüe en la base de la presa. De esta forma el agua de filtración “se elimina” dentro del cuerpo de la presa y se evita que alcance el paramento de aguas abajo, donde puede causar erosiones en caso contrario. Además, esa capa permeable debe evitar que las partículas finas del núcleo emigren hacia aguas abajo, arrastradas por la filtración, lo que supondría la aparición de huecos o conductos abiertos en el núcleo, que facilitarían su rápida erosión.

La roca aflorante en las empinadas laderas del valle del río Teton era riolita, una roca volcánica, de edad terciaria, densamente fisurada con espesores de junta que variaban típicamente entre 5 y 7 cm, aunque se podían encontrar aberturas considerablemente mayores (30 cm). Esta fisuración de la riolita de las paredes del cañón del río Teton es una de las características más sobresalientes del emplazamiento. Por otra parte, en el fondo del valle se habían depositado suelos aluviales con potencias de 30 m. La llanura alta donde el río excavó el valle estaba tapizada por depósitos de limos eólicos.

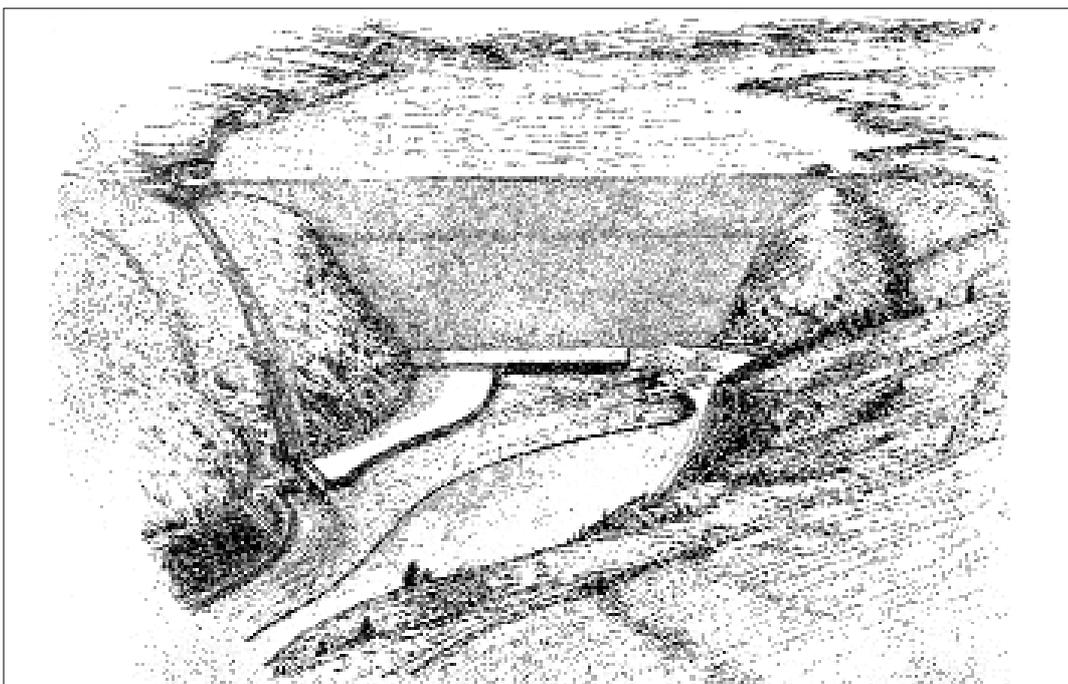


Figura 4.3. La presa de tierras de Teton en Idaho, EEUU. Reconstrucción de su aspecto a embalse lleno.

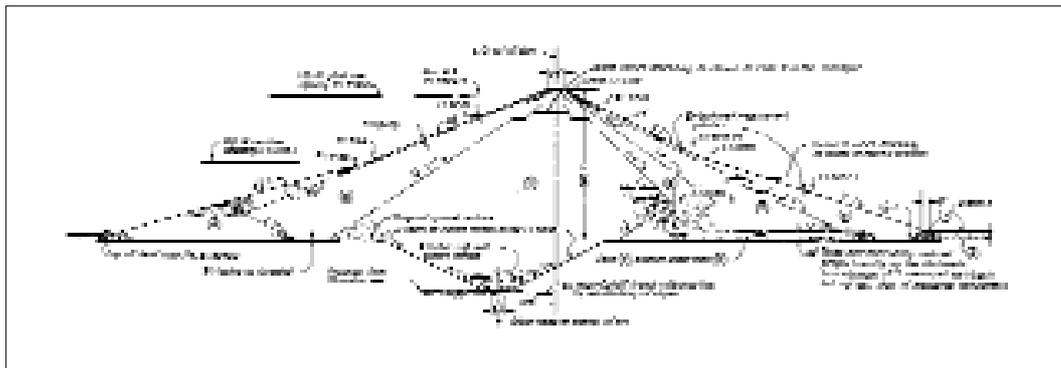


Figura 4.4. Sección central de la presa de tierras de Teton (Comité Independiente).

La Figura 4.4 corresponde a una sección central de la presa. Si la sección se hace a media altura, en un estribo, la sección representativa (Fig. 4.5) muestra una zanja, “llave” o “rastrillo”, más estrecho, de unión del núcleo con la roca.

El suelo del núcleo se compactó directamente contra las paredes de la zanja excavada a lo largo de todo el desarrollo de la cimentación de la presa. La alta permeabilidad de la roca y la conciencia del peligro que

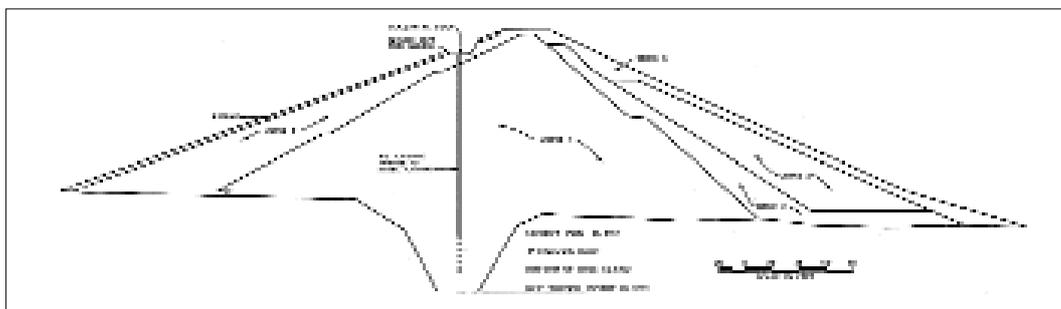


Figura 4.5. Geometría del rastrillo en la sección donde se inició la rotura. Presa de Teton (Comité Independiente).

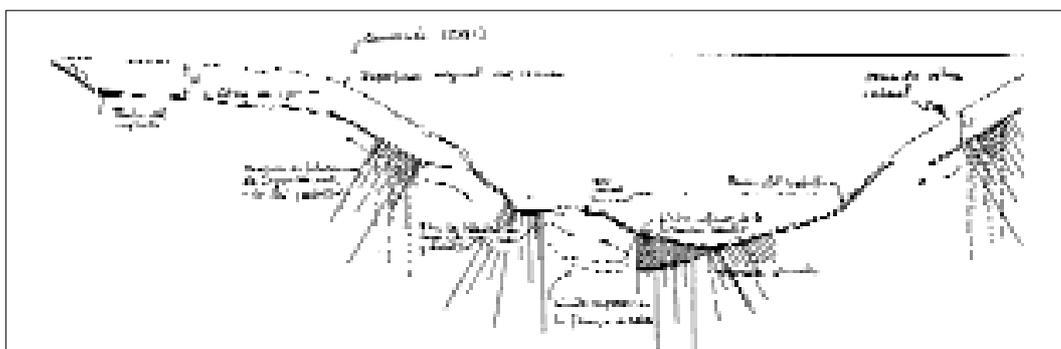


Figura 4.6. Sección transversal donde se indican las obras de inyección del cemento llevadas a cabo. Se indica también la zona donde se inició la rotura en el estribo izquierdo.

suponía la fisuración de la riolita llevó a ejecutar extensos trabajos de inyección mediante lechada de cemento. En la Figura 4.6 se ha dibujado un esquema de los taladros de inyección perforados, en varias filas y longitudes. Además, las grietas visibles al excavar la gran zanja en la riolita se sellaron vertiendo lechada en superficie. Aparentemente este tratamiento superficial no fue sistemático y se abandonó cuando la presa había alcanzado 47 m sobre el nivel de río (Penman, 1987).

Las especificaciones de compactación del material del núcleo permitían humedades en un rango (-3.5% a $+1\%$) alrededor del óptimo. La densidad media alcanzada durante la compactación fue del $98,6\%$ del óptimo del Proctor Normal. Éste es un valor medio de 2.167 ensayos "in situ". El contenido de humedad medio de esos mismos ensayos fue de $1,2\%$ inferior al óptimo. Lógicamente pueden existir zonas en el terraplén con humedades aun inferiores y densidades bajas.

El material del núcleo era poco plástico e incluso no plástico con frecuencia, es decir, su porcentaje de minerales de la arcilla era bajo, en general. Estos materiales son poco estables frente al agua. En efecto, si están compactados del lado seco, son propensos al "colapso" cuando se humedecen bajo carga. Penman (1987) cita que en ensayos edométricos de humedecimiento del limo compactado bajo carga, realizados por el Bureau of Reclamation en 1974, se midieron compresiones variables entre 6% y 9% . Este es un colapso muy grande. El hecho de que el núcleo de la presa en su conjunto estuviera compactado del lado seco revela un riesgo de colapso alto al saturar en cualquier punto del núcleo y del rastrillo.

Por otra parte, los limos de baja plasticidad son propensos a la erosión si están en contacto con agua en movimiento.

La rotura de la presa se ha resumido en una secuencia de seis fotografías en la Figura 4.7. La rotura comenzó por una fuga en el estribo derecho en el tercio alto de la presa. Siguió la formación de un conducto que conectaba los paramentos de aguas arriba y aguas abajo, su rápida erosión y ensanchamiento y el colapso final de la presa que condujo a la formación de un canal abierto junto al estribo derecho.



Figura 4.7. Secuencia de la rotura de Teton a partir de las 10.30 a.m. aproximadamente. La rotura violenta de la presa (quinta fotografía) se produce a las 11.57 a.m.

4.2.1 Causas de la rotura

Las Figuras 4.8 y 4.9 son esquemas de las dos hipótesis del inicio de la rotura, formuladas en el Informe del Comité Independiente. La primera (Fig. 4.8) parte de la hipótesis de que en algún punto del estribo derecho a la altura de la primera fuga, la pantalla de impermeabilización era realmente permeable. Ello permitía al agua circular a través de juntas. Ese flujo, en contacto con el material limoso compactado del rastrillo, provocó las primera erosiones. El limo erosionado es transportado hacia aguas abajo por la red de fisuras de la roca. Este proceso conduce a huecos (tubos) de tamaño creciente, que, a su vez, permiten un flujo más rápido y una erosión creciente. La tubificación del núcleo avanzaría así desde la base del rastrillo hacia arriba a medida que se incrementaba el caudal circulante. La segunda hipótesis (Fig. 4.9) invoca el efecto arco que se produce en una zanja de paredes empujadas y altura considerable, excavada en roca, como es el “rastrillo” en la zona donde se inició la rotura. Cálculos por elementos finitos indican que las tensiones verticales en la zanja podían ser un 60% del peso de tierras situado en la vertical del punto en cuestión. Ello conduce a una reducción de las tensiones efectivas verticales y al riesgo de que el agua se abra camino a través del material compactado del rastrillo por un mecanismo de fractura hidráulica. El efecto arco se agudiza si el material que rellena la zanja es frágil, es decir, poco “plástico” o “moldeable”. Los limos eólicos compactados del lado seco son, en efecto, unos materiales frágiles.

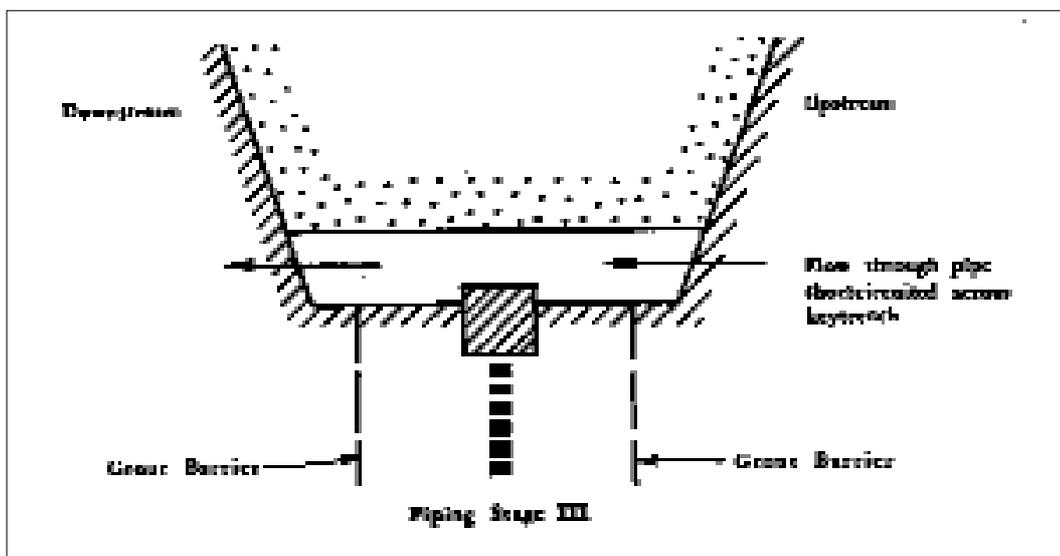


Figura 4.8. Esquema para explicar la primera hipótesis sobre las causas de la rotura de Teton.

Ambas hipótesis son ciertamente compatibles. En ningún momento se mencionó, sin embargo, una causa adicional que pudo ser también determinante: el potencial de colapso del limo compactado del lado seco. Se ha señalado que la deformación volumétrica de colapso en algunos ensayos edométricos efectuados era muy alta. El colapso del núcleo tiene efectos devastadores sobre su integridad. En efecto, el colapso es seguramente un proceso de distribución muy heterogénea en el espacio y en el tiempo. Depende de los cambios de humedad, que están controlados a su vez por el proceso de filtración. Éste es un proceso transitorio y complejo en el caso de Teton, por la fuerte fisuración de la roca. Las variaciones en la densidad inicial y la humedad de compactación definen el potencial de colapso de un punto determinado. No se conoce ninguna simulación del proceso de construcción y llenado del embalse en el que se introduzca el comportamiento del núcleo como material no saturado que sea susceptible de colapsar y relativamente frágil pero seguramente es un análisis adicional que introduciría nuevos datos sobre las causas de la rotura.

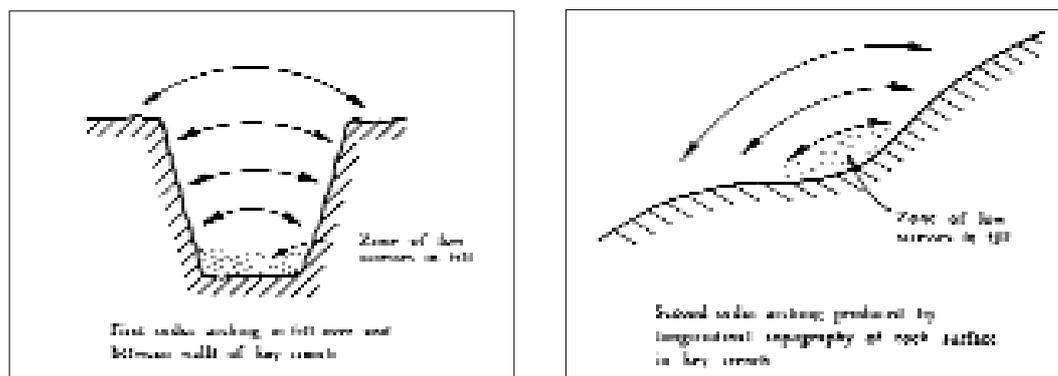


Figura 4.9. Esquema para explicar la segunda hipótesis sobre las causas de la rotura de Teton.

Desde la perspectiva de las decisiones tomadas en proyecto se han señalado defectos que favorecieron los mecanismos antes descritos:

- Roca muy fisurada, inadecuada por la dificultad para impermeabilizarla, es decir, el emplazamiento no era correcto;
- Material del núcleo (un limo eólico poco o nada plástico) erosionable y frágil;
- Zanjas de rastrillo muy peraltadas que favorecían el efecto arco y, sobre todo,
- Ausencia de filtros en los contactos del limo compactado con la roca expuesta en las paredes de los rastrillos o zanjas de encaje del núcleo en la roca. Es probable que esta medida por si sola hubiera salvado Teton.

El diseño de Teton ha recibido críticas demoledoras. Por ejemplo, Sheppard (1987), experto reconocido internacionalmente en el diseño de presas de tierra, dice:

(1) The design was so completely inadequate and unacceptable that any experienced engineer who had knowledge of the rock foundation conditions would have predicted failure in advance as being probable, by the general mechanism of erosion of silt into open rock cracks. The only question would have been: "When and where will the breach probably occur?"

(2) Even if we accept the highly improbable chance that the actual failure was caused by some mechanism (action X), the fact remains that if there had been no failure by action X, failure would still have been predicted as probable by erosion of silt into open rock cracks.

(3) If the Teton Dam had not failed during or soon after the first reservoir filling, failure would still have been predicted as probable (or at least strongly possible) later by erosion of silt into open rock cracks.

(4) The failure could not have occurred if the design had included adequate provisions for preventing the erosion of silt into open rock cracks, which provisions are a necessary part of common, universally accepted design practice.

El caso de Teton, y éste es su aspecto positivo, proporcionó una nueva experiencia bien documentada (aunque los sistemas de medida instalados en la presa eran escasos). Apuntó hacia los errores que pueden resultar fatales y reforzó el sentido de algunas reglas prácticas de proyecto bien establecidas, singularmente la necesidad de disponer filtros de protección en todas las superficies de aguas abajo de los núcleos impermeables.

5. Tercer paradigma: el estado crítico

En 1968 se publican dos libros de texto que estaban destinados a tener una gran difusión en las universidades de todo el mundo que incluían la Mecánica del Suelo en sus programas de enseñanza: *Soil mechanics*, de T.W. Lambe y R.V. Whitman, y *Critical state soil mechanics*, de A. Schofield y P. Wroth (Fig. 5.1). A pesar de los objetivos modestos que anuncian sus autores en los prefacios, no cabe duda de que estaban concebidos para proporcionar un edificio teórico completo de la Mecánica del Suelo, especialmente en sus conceptos básicos. Los dos libros tratan fundamentalmente del comportamiento del suelo y más concretamente de las relaciones tensión-deformación. Lambe y Whitman eran entonces

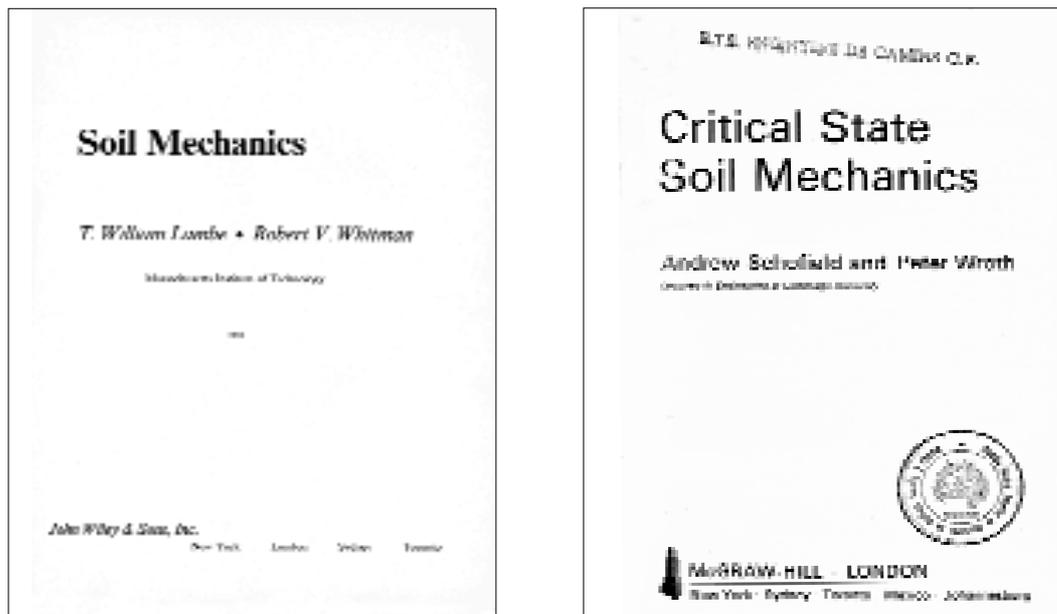


Figura 5.1. Portada de los libros de Lambe y Whitman (1968) y de Schofield y Wroth (1968).

PART I. Introduction
PART II. The nature of soil
PART III. Dry soil
 [...]

- Chapter 9. Tests to measure stress-strain properties
- Chapter 10. General aspects of stress-strain behaviour
- Chapter 11. Shear strength of cohesionless soil
- Chapter 12. Stress-strain relationships

 [...]
 PART IV. Soil with water. No flow or steady flow
 [...]

- Chapter 20. General aspects of drained stress-strain behaviour
- Chapter 21. Drained shear strength
- Chapter 22. Stress-strain relations for drained conditions

 [...]
 PART V. Soil with water. Transient flow

- Chapter 26. Pore pressures developed during undrained loading
- Chapter 27. Consolidation theory
- Chapter 28. Drained and undrained stress-strain behaviour
- Chapter 29. Undrained shear strength
- Chapter 30. Stress-strain relations for undrained conditions

 [...]

Figura 5.2. Extracto del índice del libro de Lambe y Whitman (1968).

profesores de Mecánica del Suelo en el MIT, en Boston. Por su parte, Schofield y Wroth eran “lecturers” en la Universidad de Cambridge. Los dos centros disfrutaban de una gran reputación en Ingeniería Civil. Un examen del índice de ambos textos revela sus diferencias. En la Figura 5.2 se sintetiza la estructura del índice del libro de Lambe y Whitman. Los autores centran la estructura de la Mecánica del Suelo en torno al papel del agua intersticial (Partes III, IV y V (última)). Dentro de cada una de ellas mantienen las ideas clásicas de Terzaghi centradas en discutir como entes bastante independientes la resistencia y las relaciones tensión-deformación. Los conceptos drenado y no drenado requieren una explicación “ad hoc” como también la requiere el concepto de resistencia no drenada que se ha descrito más arriba.

El libro de Schofield y Wroth parece que aborda otra materia (Fig. 5.3). ¿Qué es eso de *Granta-gravel* y *Cam-clay*? El río Cam pasa por Cambridge y el arroyo Grant es un pequeño curso tributario del Cam. Los autores eligieron los nombres de esos ríos para construir dos materiales imaginarios. El que se hizo con el tiempo universalmente conocido (y aplicado) fue Cam-clay (especialmente su versión modificada). En el año 1969 otro profesor de Cambridge, C.R. Calladine, perteneciente también al departamento de ingeniería, había publicado un pequeño libro:

Chapter 1.	Basic concepts
Chapter 2.	Stresses, strains, elasticity and plasticity
Chapter 3.	Seepage
Chapter 4.	One-dimensional consolidation
Chapter 5.	Granta-gravel
Chapter 6.	Cam-clay and the critical state concept
6.1.	Introduction
6.2.	Power in Cam-clay
6.3.	Plastic volume change
6.4.	Critical states and yielding in Cam-clay
6.5.	Yield curves and stable-state boundary surface
6.6.	Compression of Cam-clay
6.7.	Undrained tests on Cam-clay
6.8.	The critical state model
6.9.	Plastic compressibility and the index tests
6.10.	Summary
Chapter 7.	Interpretation of data from axial tests on saturated clays
Chapter 8.	Coulomb's failure equation and the choice of strength parameters
Chapter 9.	Two-dimensional fields of limiting stress
Chapter 10.	Conclusion

Figura 5.3. Extracto del índice del libro de Schofield y Wroth (1968).

Engineering plasticity (Fig. 5.4). Allí no se hablaba de suelos, pero sí de materiales estructurales y de fundamentos de la plasticidad, entre ellos de la “regla de la normalidad”. Aparentemente fue Calladine quien sugirió a Schofield y Wroth la conveniencia de utilizar la plasticidad rigidizable como marco general para construir modelos constitutivos de suelos.

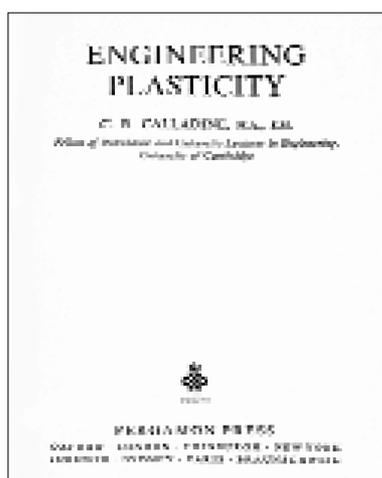


Figura 5.4. Portada del libro de Calladine (1969).

Los cierto es que, en una desviación fundamental de lo que había sido hasta ese momento la escuela de pensamiento en Mecánica del Suelo, los autores “derivaron” modelos constitutivos sencillos que se podían parecer a alguna clase de suelos (materiales remoldeados, libres de una estructura microscópica complicada) extensamente ensayados en el laboratorio.

Para dar una idea de lo que se proponían, se deriva aquí el modelo Cam-clay original de una forma sencilla. Supongamos que sobre un elemento de suelo actúan como tensiones representativas una tensión media efectiva, p' , y un desviador, q . Si se aplica un incremento de tensiones y el material reacciona elástica y plásticamente, es decir, con deformaciones reversibles e irreversibles, se puede proponer, de acuerdo con las ideas de la plasticidad, que se ha alcanzado un estado de tensiones (p', q) en el límite de la fluencia. La función de (p', q) , que marca los estados tensionales que conducen a deformaciones plásticas si se alcanza, la denominamos $f(p', q)$. Schofield y Wroth calcularon entonces el trabajo de disipación plástica al aplicar un incremento de tensiones (dp', dq) como:

$$dW^p = p' d\epsilon_v^p + q d\epsilon_q^p \quad (5.1)$$

donde $d\epsilon_v^p$ y $d\epsilon_q^p$ son las deformaciones volumétrica y de corte, irreversibles, que proporcionan trabajo al ser multiplicados por las tensiones reinantes (p', q) .

El paso siguiente es hacer una propuesta para este trabajo. Su idea fue que en el interior del suelo el trabajo disipado (en forma de calor) se debe a la fricción entre partículas. Recuperan el modelo simple de bloque de fricción sometido a un esfuerzo normal (N') al plano de corte y a un esfuerzo (T) paralelo al mismo en el que:

$$\delta W^p = N' \mu \delta v^p \quad (5.2)$$

donde μ es el coeficiente de fricción en el contacto entre el bloque y su base y δv^p el movimiento irreversible del bloque al aplicar un esfuerzo horizontal $T=N'\mu$ que venza la fricción y proponen:

$$dW^p = p' d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_q^p = M p' \delta\varepsilon_q^p \quad (5.3)$$

en analogía con (5.2).

Se invoca ahora el principio de la normalidad para calcular las deformaciones plásticas como:

$$d\varepsilon_v^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial p'}, \quad d\varepsilon_q^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial q} \quad (5.4)$$

Donde $d\lambda$ es un multiplicador, por el momento indeterminado. Si (5.4) se sustituye en (5.3):

$$p' \frac{\partial f}{\partial p'} + q \frac{\partial f}{\partial q} = M p' \frac{\partial f}{\partial q} \quad (5.5)$$

Por otra parte, sobre la superficie de fluencia $f(p', q) = \text{constante}$, se cumple:

$$df = 0 = \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq = 0 \quad (5.6)$$

Las ecuaciones (5.5) y (5.6) conducen a:

$$\frac{dq}{dp'} = \frac{q}{p'} - M \quad (5.7)$$

que es integrable analíticamente:

$$q = M p' (\ln p' + C) \quad (5.8)$$

donde C es una constante. La función de fluencia (5.8) se dibuja en la Figura 5.6 (Nova, 2002).

La constante, C , define el tamaño de la superficie de fluencia, es decir, la extensión del dominio elástico. Parece lógico relacionar este tamaño con la densidad del suelo. Así, la constante, C , se hizo depender de las deformaciones volumétricas plásticas, y esta dependencia introduce los parámetros de compresibilidad en el modelo, que queda así completo.

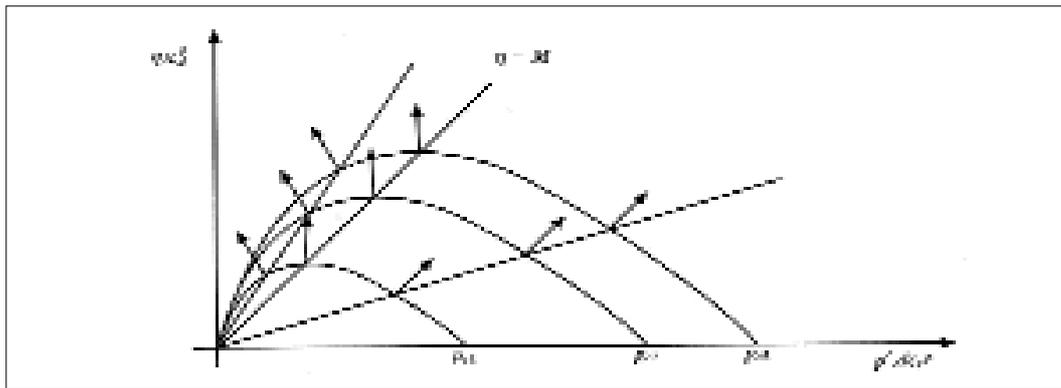


Figura 5.6. Superficie de fluencia en Cam-clay (Nova, 2002).

A partir de aquí es posible generar respuestas de este suelo ideal cuando es sometido a trayectorias tensionales arbitrarias. El modelo incorpora, de forma natural, en una formulación unitaria, propiedades que se pueden considerar representativas de la rigidez (la constante C que introduce la compresibilidad) con otras propias del estado último o en rotura (el coeficiente M de la presentación anterior). Este hecho supone un cambio profundo si se compara con la Mecánica del Suelo clásica, descrita en los textos de Terzaghi y Peck (1948) y de Lambe y Whitman (1968). La resistencia “no drenada”, un concepto que tradicionalmente requería una explicación “ad hoc”, relacionada con la generación de presiones intersticiales, es simplemente una respuesta natural de Cam-clay frente a una trayectoria particular: la que se produce a volumen constante. La comprensión unificada del comportamiento del suelo que introdujo este modelo es su gran aportación a la Mecánica del Suelo.

El desarrollo de los conceptos de estado crítico condujo a la aparición rápida de modelos progresivamente más perfeccionados, casi siempre dentro del “paraguas” de la plasticidad. Este desarrollo, que sigue en curso, tuvo inicialmente poco impacto sobre la ingeniería, es decir, sobre los problemas fundamentales de diseño y construcción geotécnica. Sin embargo, la aparición de programas de cálculo geotécnico de utilidad general hace una década supuso un cambio progresivo hacia la utilización de modelos sofisticados en problemas aplicados. Hoy es difícil encontrar una consultoría geotécnica que no utilice sistemáticamente esos programas. En ellos, los modelos de estado crítico y sus derivados son la opción más habitual para una representación “avanzada” del suelo.

Con la perspectiva de hoy (2005), el texto de Lambe y Whitman (1968) pertenecía ya al pasado de la Mecánica del Suelo. El texto de Schofield y Wroth (1968) abría una nueva época.

6. La rotura de la presa de Aznalcóllar

La rotura de la presa de Aznalcóllar ha sido probablemente el acontecimiento más significativo para la comunidad geotécnica española en las últimas décadas. Mostró de forma cruda los límites de las prácticas aceptadas de proyecto, abrió un debate sobre las razones fundamentales del accidente y puso encima de la mesa algunas dificultades graves que aún persisten para conocer la reacción de determinados materiales. El último punto se refiere a las arcillas azules del Guadalquivir, que son sedimentos finos de gran potencia depositados en ambiente marino en el Terciario. Geotécnicamente se caracterizan por su alta plasticidad (es decir, su gran capacidad para retener agua), como consecuencia de la presencia del mineral esmectita en su composición, por su fragilidad marcada, por su baja permeabilidad, por su escaso ángulo de fricción residual y por la presencia de una estructura bien desarrollada de fisuras subverticales y de planos de sedimentación. Se trata de un material intermedio entre las nociones de "suelo" y "roca". En esta amplia zona de solape aparecen muchos materiales de difícil caracterización que están recibiendo una atención creciente.

La Figura 6.1 muestra la posición de la balsa de residuos, con su forma de hexágono irregular en planta, situada junto al cauce del río Agrio, tributario del Guadamar. La balsa está dividida en dos (balsa norte y balsa sur) por un dique intermedio, visible en la foto satélite. El proyecto origi-

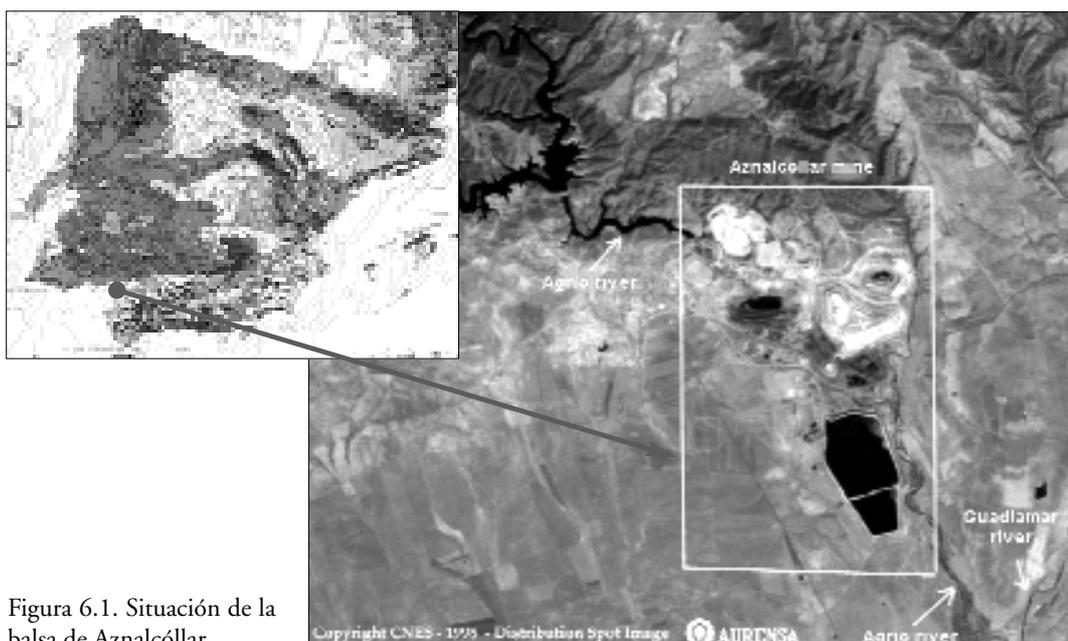


Figura 6.1. Situación de la balsa de Aznalcóllar.

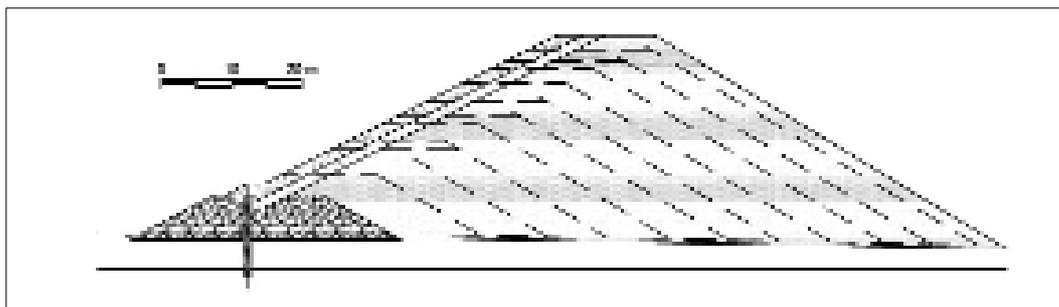


Figura 6.2. Construcción "hacia delante" del dique de Aznalcóllar según el proyecto original.

nal, de 1976, preveía la construcción hacia delante de un dique de escollera para retener los residuos, de forma que su altura fuera creciente, como se indica en la Figura 6.2, a medida que se necesitaran volúmenes mayores de almacenamiento. Se acumularon en la balsa, bajo agua, residuos de la explotación, a partir de 1978.

La rotura se fotografió pocas horas después de producirse, en la mañana del 25 de abril de 1998, cuando el dique de contención había alcanzado unos 28 m de altura en el lado paralelo al río Agrio (Fig. 6.3). La Figura 6.4, que es una sección representativa del tramo afectado por la rotura, proporciona una idea clara de la dimensión del dique y de la balsa, en relación con la disposición geológica de los estratos del subsuelo. La balsa está apoyada sobre un delgado manto aluvial que cubre las arcillas azules del Gua-



Figura 6.3. Imagen de la rotura de Aznalcóllar en la mañana del 25 de abril de 1988.

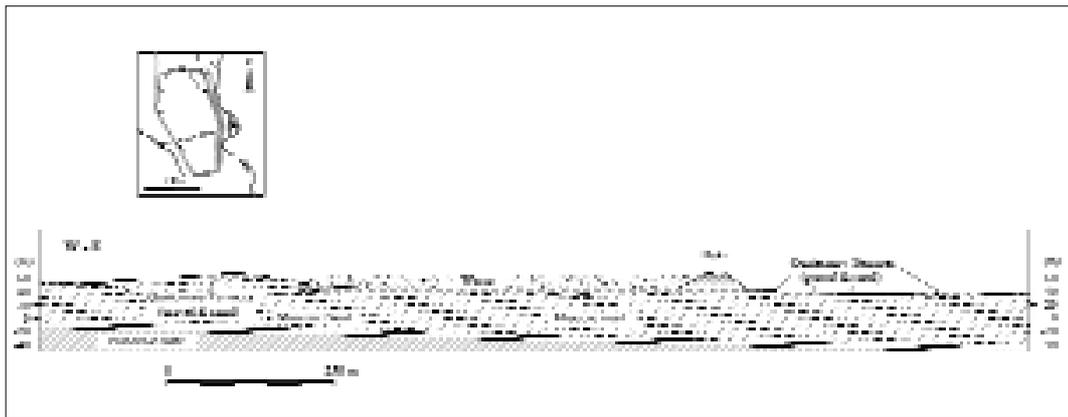


Figura 6.4. Corte de la balsa y del terreno de cimentación en dirección normal al curso del Agrio.



Figura 6.5. Bloque de arcilla del Guadalquivir arrastrado por la corriente de estériles fluidificados (en la base del bloque) tras la rotura de la balsa.

dalquivir, que alcanzan unos 60-70 m de potencia. Por debajo aparece una capa de arena (acuífero de Niebla) y un substrato paleozoico (pizarras). La corriente de fangos fluidificados tras la rotura del dique arrastró algunos bloques de la arcilla azul del Guadalquivir (Fig. 6.5), bastante regulares, que demuestran la estructura de discontinuidades antes descrita. Las muestras extraídas en sondeos revelan el carácter uniforme y plástico del material (Fig. 6.6), y en ocasiones, la presencia de superficies de corte, algunas de ellas previas al deslizamiento que provocó la rotura del dique.

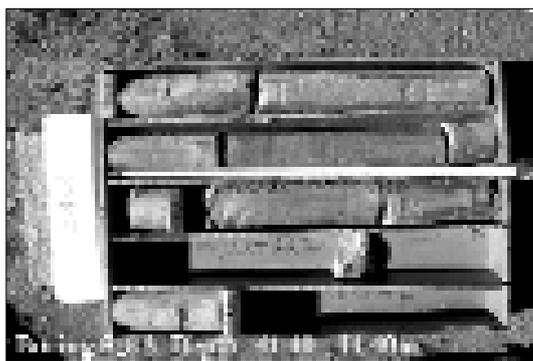
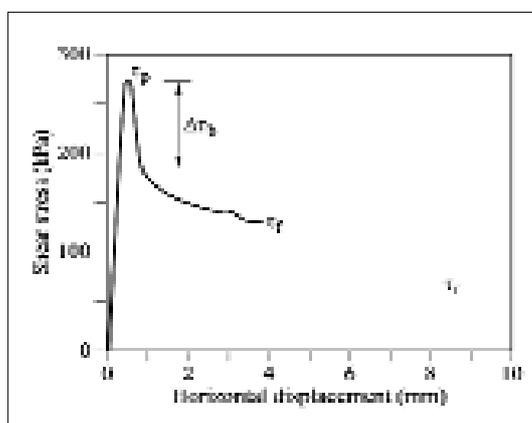


Figura 6.6. Testigos de la arcilla de cimentación extraídos en sondajes perforados tras la rotura. Es visible la uniformidad del material y la presencia de estrías en algunos planos de sedimentación.



La fragilidad de la arcilla se pone de manifiesto en la Figura 6.7, que reproduce un ensayo de corte directo lento. La resistencia de pico (τ_p) se alcanza tras un desplazamiento relativo muy pequeño (1 mm) e inmediatamente se reduce rápidamente ($\Delta\tau_b$). La resistencia al final del ensayo, cuando el desplazamiento relativo es de unos 4 mm, ha caído algo más, hasta τ_r . Hay que aplicar desplazamientos mayores (varios centímetros, probablemente decímetros) hasta alcanzar la resistencia residual (τ_r).

Este tipo de ensayo permitió definir la envolvente de rotura de la arcilla de cimentación de la balsa como se indica en la Figura 6.8. La figura muestra esencialmente cómo se degrada la resistencia al acumular desplazamientos relativos de corte en el plano de rotura. La resistencia máxima o de pico, que describe la resistencia de la matriz inalterada de la arcilla está caracterizada por una cohesión (efectiva) de unos 65 kPa y un ángulo efectivo de $24,1^\circ$. Esta resistencia se alcanza con desplazamientos relativos de 1 mm. Inmediatamente después se pierde la cohesión y la arcilla se convierte, en condiciones drenadas, en un material



poroso puramente friccional. El ángulo de fricción se reduce progresivamente a medida que se acumulan desplazamientos de corte. El mínimo o residual es muy bajo: 11° .

Figura 6.7. Ensayo de corte directo lento sobre una muestra de arcilla azul de Aznalcóllar. Tensión normal de confinamiento: 400 kPa.

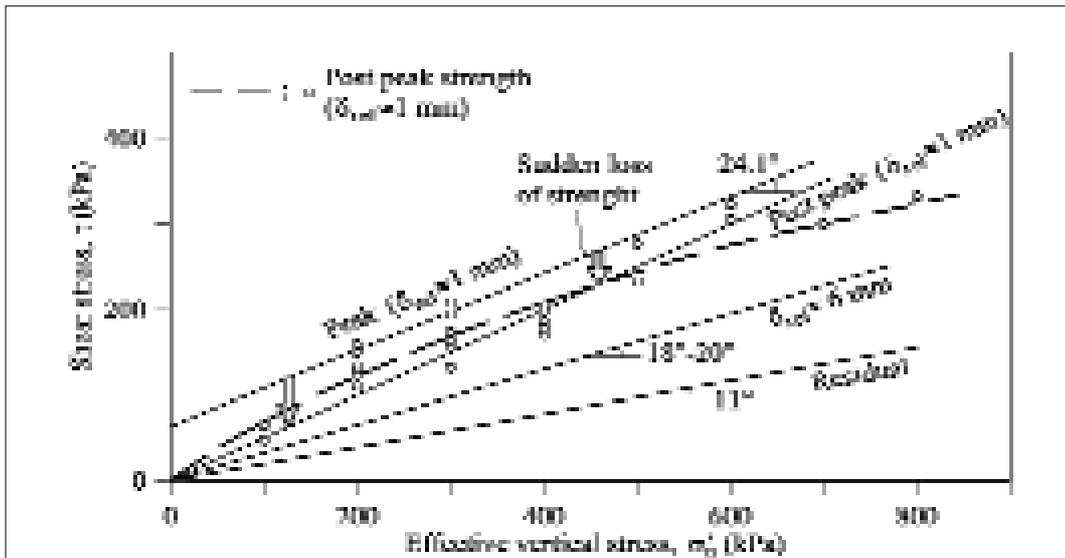


Figura 6.8. Envoltentes de rotura (Coulomb) de la arcilla azul de cimentación en Aznalcóllar.

En la Figura 6.9 se representa una sección del dique desplazado tras la rotura (a) y la posición original (b). El movimiento hacia delante de una longitud de dique de unos 600 m en el extremo sur-oriental de la balsa fue la causa determinante de la abertura de una brecha a la altura del dique de separación de las balsas norte y sur. El dique de contención de la balsa norte no se movió y el desplazamiento del dique sur provocó el desgarro inicial en la estructura de contención que fue rápidamente erosionada por la avalancha de lodos saturados que siguió. El desliza-

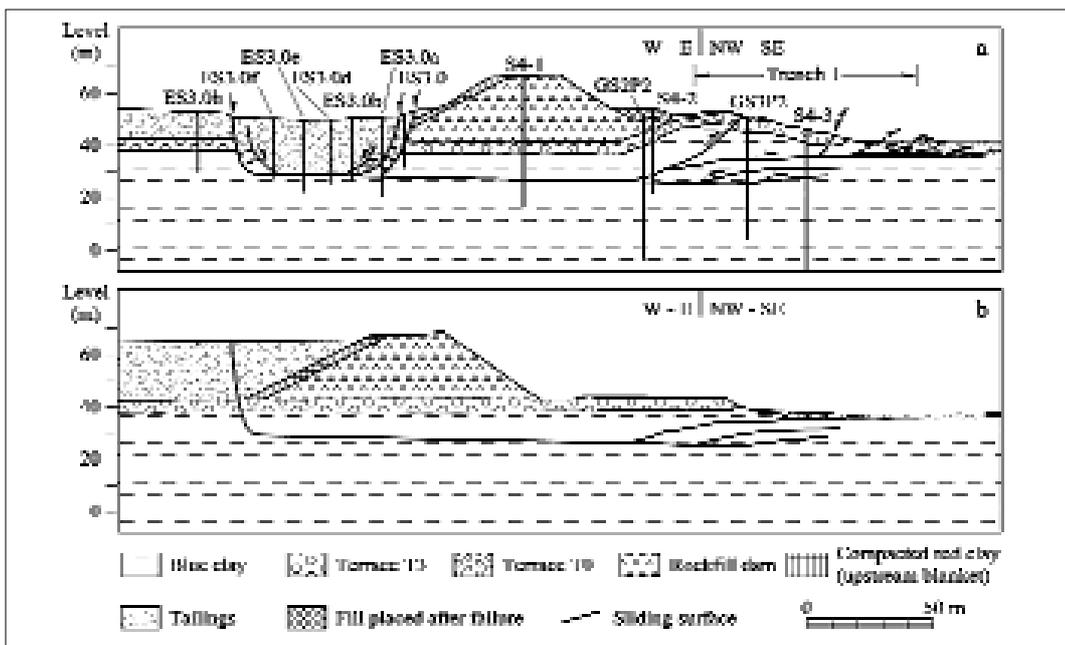


Figura 6.9. Reconstrucción de la forma de la superficie inicial de rotura (b) a partir de las observaciones sobre el dique desplazado (a).

miento del dique oriental de la balsa sur fue un movimiento de cuerpo rígido. El dique sufrió pocas distorsiones. La posición de la superficie de rotura, que todo hace indicar que correspondía a un plano de sedimentación, se pudo establecer con bastante precisión a partir de los sondeos de investigación realizados tras el accidente.

Uno de los aspectos más reveladores del reconocimiento efectuado tras la rotura fue la medida de presiones de agua muy elevadas en la arcilla. Convenientemente interpretadas permitieron establecer la distribución más probable de presiones intersticiales sobre la superficie de rotura en los momentos previos al deslizamiento (Fig. 6.10). La misma figura muestra la secuencia real de construcción del dique y los niveles en la balsa durante el largo periodo de 1976 a 1998.

El análisis de la rotura plantea problemas de envergadura porque no están puestos a punto métodos que permitan considerar la rápida pérdida de resistencia del suelo, una vez que se alcance, en un punto cualquiera de la cimentación, la resistencia de pico. El método de elementos finitos, utilizando un modelo elastoplástico relativamente sencillo de Mohr-Coulomb, sin reblandecimiento tras el pico, pero suponiendo una banda de menor resistencia en la posición de la superficie de rotura, conduce a mecanismos de rotura (Fig. 6.11) que son similares a los observados.

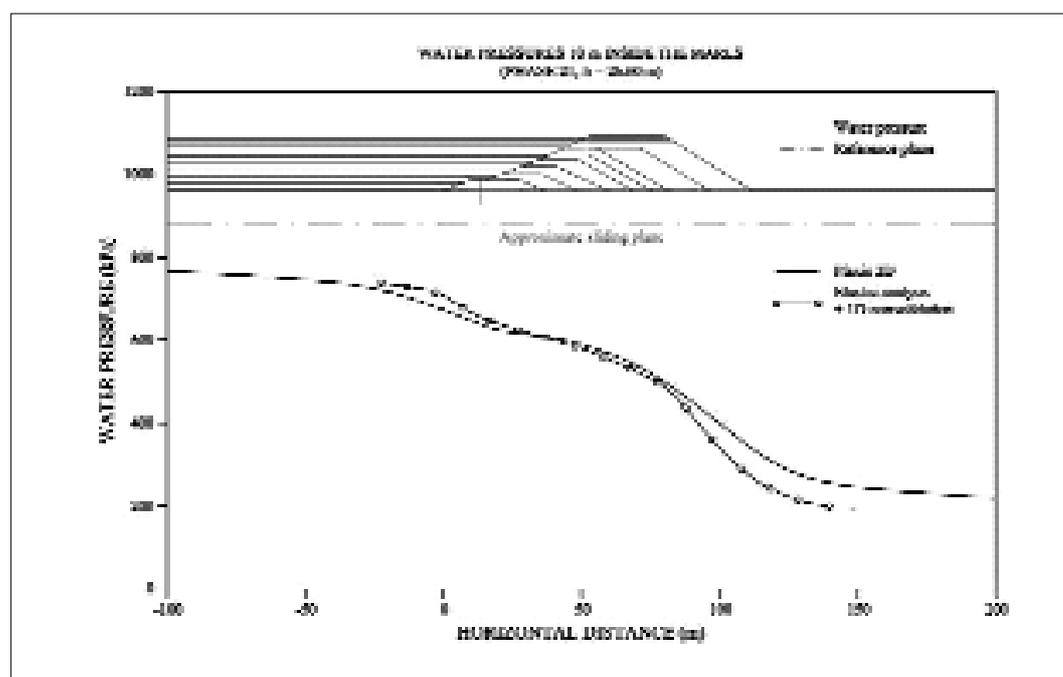


Figura 6.10. Presión de agua sobre el plano de deslizamiento antes de la rotura.

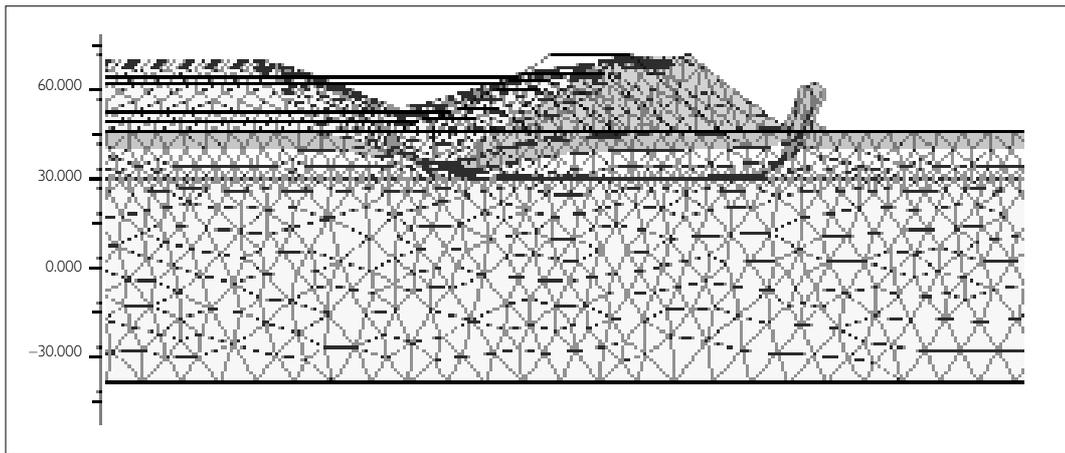


Figura 6.11. Simulación de la rotura de Aznalcóllar. Malla deformada.

La pregunta es, sin embargo, por qué se alcanzó la rotura en un plano situado a unos 14 m de profundidad bajo el eje del dique y no en otro lugar o con otra geometría. En efecto, si el suelo de cimentación se supone de resistencia homogénea, la superficie pésima de rotura tiende a ser circular (Fig. 6.12).

El dique de Aznalcóllar se construyó mediante una técnica de avanzar hacia aguas abajo. Las nuevas capas de dique se vertían sobre la configuración anterior. Esta construcción hacia delante impone unas distribuciones de tensiones en el terreno que pueden explicar la formación de una superficie de rotura más plana, no circular, si se cuenta con la pérdida de resistencias tras el pico. Los estados de tensión de corte en la cimentación para determinados momentos de la construcción del dique se han resumido en la Figura 6.13. Se representa el ángulo de fricción movilizado sobre planos ho-

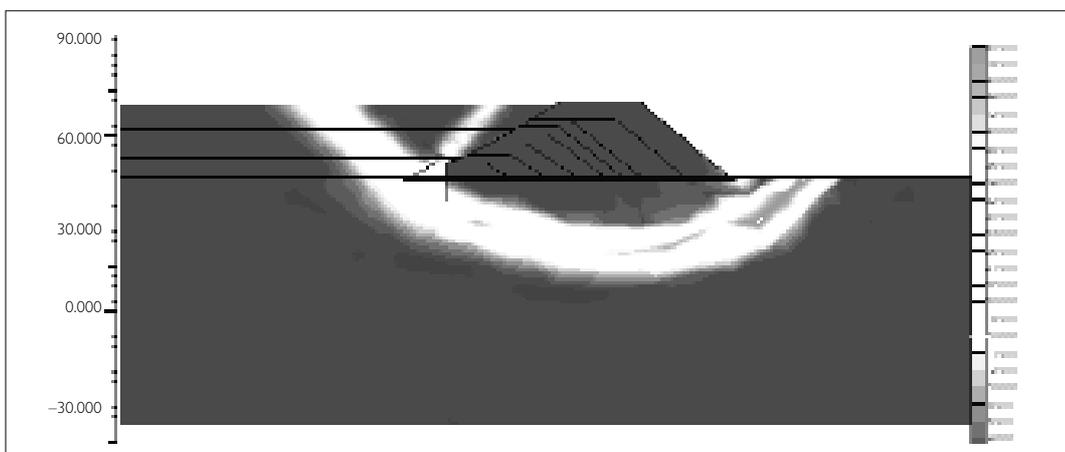


Figura 6.12. Simulación de la rotura de Aznalcóllar con terreno de cimentación uniforme. Contornos de igual deformación plástica de corte.

horizontales. Se define el ángulo de fricción movilizado como:

$$\varphi'_{\text{mov}} = \arctan \frac{\tau}{\sigma'_n} \quad (6.1)$$

φ'_{mov} es, por tanto, una medida del esfuerzo cortante que puede ser directamente comparado con los ángulos de resistencia medidos en ensayos de corte. Los valores calculados en la Figura 6.13 utilizando soluciones analíticas de la elasticidad e introduciendo la disipación de presiones de agua, de acuerdo con la teoría de la consolidación, tienen una disposición característica: la máxima razón de tensión τ/σ'_n movilizada se sitúa

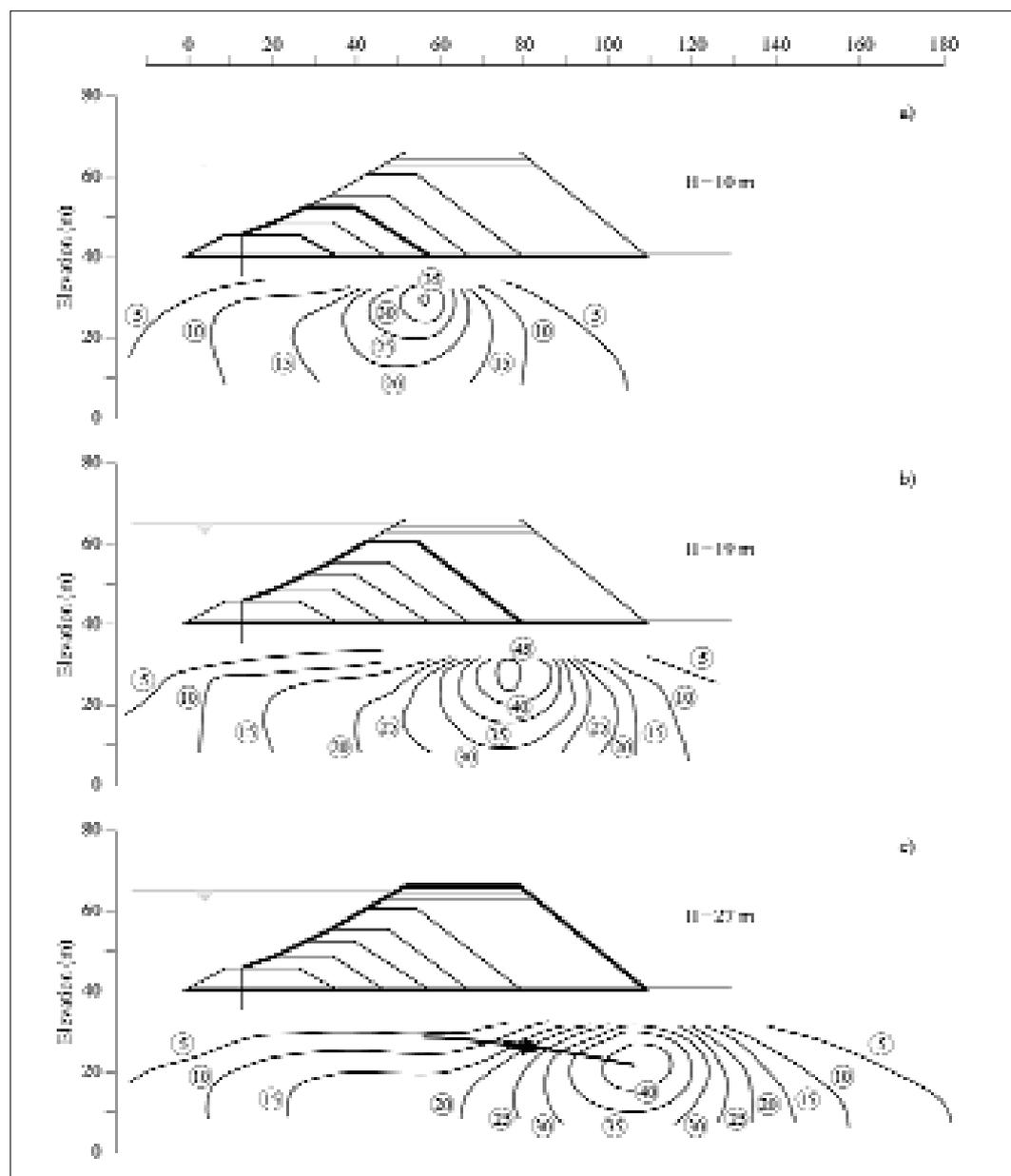


Figura 6.13. Evolución de los ángulos de fricción movilizados sobre planos horizontales en la cimentación de la presa de Aznalcóllar.

sistemáticamente bajo el pie de aguas abajo del dique y a una profundidad similar a la que se localizó posteriormente la superficie de rotura. La figura sugiere que el avance del dique fue “rompiendo” localmente la arcilla en torno a los puntos de máximo τ/σ'_n dibujados. La unión de estos máximos define una posición aproximada de la superficie inicial de rotura. El segundo factor en juego es la fragilidad del material. Si se alcanza el pico de resistencia en un punto, se inicia inmediatamente un proceso de descarga local hacia valores más pequeños, pues la fragilidad del material así lo impone. Otros puntos de las inmediaciones se verán sobrecargados para restablecer el equilibrio. El proceso tiende a generalizar la rotura a áreas progresivamente mayores. Es el fenómeno de “rotura progresiva”. Seguramente estuvo presente en la cimentación del dique durante buena parte de su construcción.

Un factor adicional a considerar es la existencia de planos de sedimentación previamente “dañados” por esfuerzos tectónicos. En afloramientos de la arcilla azul próximos a la balsa se pudo observar la existencia de estrías de corte en algunos planos de estratificación, como se muestra en la Figura 6.14. El análisis de la estabilidad realizado sugiere que en los planos de sedimentación situados bajo el dique roto se había perdido parte de la resistencia máxima de “pico” que se ha encontrado para la matriz inalterada de la arcilla azul. En efecto, los cálculos por elemen-



Figura 6.14. Planos de sedimentación, con estrías, descubiertos en las proximidades del cauce del río Agrío.

tos finitos indicaron que si se adoptaban los valores de pico de la resistencia ningún punto de la superficie de rotura alcanzaba condiciones de fluencia.

La rotura se alcanza en los cálculos con una fricción en plano basal de 17-18°, en ausencia de cohesión. Este valor es intermedio entre el ángulo de fricción de pico (24.1°) y el residual (11°). En otros casos estudiados de roturas en arcillas frágiles (presa de San Luís, en EE.UU. y presa de Carsington, en el Reino Unido) se llega a una conclusión semejante.

En el proyecto original del dique se habían hecho hipótesis muy conservadoras en los cálculos de estabilidad. Se había supuesto que los residuos entraban en licuefacción por efecto de un sismo y se había introducido la aceleración horizontal (0,048 g) y vertical (0,776g) de un terremoto. La reducción de resistencia en la arcilla, debido a la rotura progresiva, está lejos de explicar la pérdida de factor de seguridad que condujo a la rotura. La explicación hay que buscarla en un aspecto adicional: las presiones de agua consideradas en el análisis. Se han reproducido en la Figura 6.15 a partir de documentos del proyecto. El perfil "alto" corresponde a una red de flujo estacionaria, como es norma tradicional en el cálculo de presas. El "nivel" bajo supone la ausencia de sobrepresiones en la cimentación, pues así se interpretaron las medidas en unos piezómetros de tubo abierto. Sin embargo, la distribución real de presiones en el plano de rotura era muy diferente, como se indica en la Figura 6.15. Las presiones eran altas porque así se midieron y se expli-

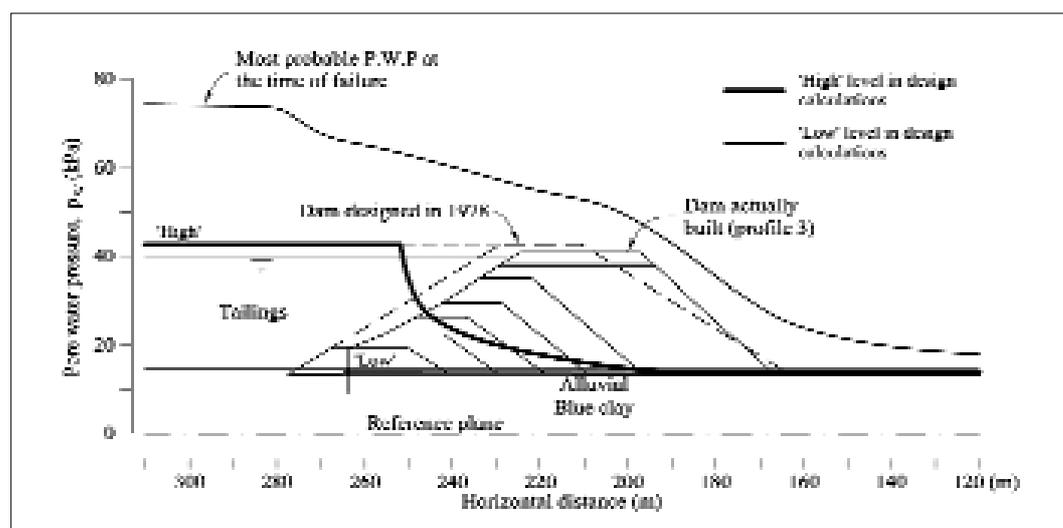


Figura 6.15. Presiones de agua sobre el plano de rotura. Se indica el valor más probable y los considerados en el proyecto.

ca su valor por la baja permeabilidad de la arcilla de cimentación que sólo permite la disipación muy lenta de las presiones de agua inducidas por el peso de las balsas de estériles y del propio dique.

Lo que hoy sabemos hubiera llevado a un diseño del dique con pendiente mucho más reducida del paramento de aguas abajo. Permanece, sin embargo, la necesidad de encontrar métodos fiables y robustos de análisis de la estabilidad de suelos y rocas frágiles.

7. Epílogo

Los casos descritos son una pequeña muestra dentro de un panorama mucho más amplio que incluye otras roturas en presas (Lower San Fernando, Baldwin Hills, Carsington, Aberfan y otras balsas de residuos mineros), innumerables deslizamientos en todo el mundo, roturas en túneles (hundimientos en los primeros intentos de atravesar el Támesis en Londres, que dieron origen al método del escudo, innumerables colapsos de frentes, formación de “chimeneas” y hundimientos en superficie, roturas de emboquilles), hundimientos de muelles y diques, prefabricados o en talud, efectos de terremotos (licuefacción de suelos, deslizamientos inducidos, destrucción de estructuras), colapso o deformación excesiva de excavaciones y sus pantallas de protección, caída de muros de gravedad. La lista es interminable.

Las grandes catástrofes perduran en la memoria colectiva de la comunidad técnica. Las de menos calibre son con frecuencia patrimonio del que las ha sufrido o estudiado. Pero todas ellas guardan y enseñan lecciones inestimables. En la medida en que estén bien documentadas y se realice un esfuerzo para entender las causas últimas del fallo, serán más útiles para contribuir al conocimiento general. En este trabajo se han descrito las enseñanzas que se derivaron de cada una de las roturas analizadas. Parecen, al final, conclusiones sencillas y a veces casi obvias. Pero no es así, porque una característica de la Geotecnia, es la complejidad de los asuntos que trata y la necesidad de aislar, a partir de ella, los rasgos fundamentales de cada problema. En esa labor de identificación de los mecanismos o condiciones críticas, el conocimiento de los detalles de casos previos poco satisfactorios ayuda tanto como las teorías o el conocimiento abstracto y simplificado de las “reglas del arte”.

9. Referencias

- Alonso, E.E., A. Gens and A. Lloret (1992). "The landslide of Cortes de Pallás Spain". A case Study. *Géotechnique*, 42,4, 601-624.
- Avci, M. (1978). *Airphoto interpretation of mass movements with special reference to the Spanish Pyrenees, Tresp, Northern Spain*. Memorias del Congreso Internacional de la IAEG, IV/2: 72-82.
- Broili (1967). "New knowledge of the geomorphology of the Vaiont slide slip surface". *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 5, 38-88.
- Burland, J.B. (2002). *A tale of two towers: Big Ben and Pisa*. The Royal Academy of Engineering: Londres.
- Burland, J., M. Jamiolkowski y C. Viggiani (2002). "Preserving Pisa's Tower". *Civil Engineering*, 72(3).
- Casagrande, A. (1960). "Translation of Introduction to Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage" (1925). En: *From theory to practice in soil mechanics*, Wiley, N.Y.
- Calladine, C.R. (1969). *Engineering Plasticity*. Pergamon Press. Oxford.
- Coulomb, C.A. (1773). *Essai sur une application des règles des maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mémoires de Mathématiques et de Physique présentées à l'Académie Royale des Sciences par divers savants, et lus dans ses Assemblées. Vol. 7, pp. 343-382 (1776).
- De Boer, R. (1999). *Theory of Porous Media*. Highlights in the Historical Development and Current State. Springer: Berlín.
- Fredlund, D.G. y H. Rahardjo (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Wiley, N.Y.
- Gregersen (1981). *The Quick Clay Landslide in Rissa, Norway*. Proc. of the 10th ICSMFE. Estocolmo. Vol. 3, 421-426.
- Habib, P. (1987). "The Malpasset dam failure". *Engineering Geology*, 24, 331-338.
- Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure (1976). *Report to US Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam*. US Government Printing Office.
- Jäger, C. (1968). "New considerations of the Vaiont slide. The dynamics of the slide". *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 6/4, 243-247.
- Kennedy, T.C. (1967). "Stability of the Vaiont valley slope". *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 5, 10-16
- Kensel, J. (1987). *Down to earth. Foundations past and present: The invisible art of the builder*. Balkema.
- Lambe, T.W. y R.V. Whitman (1968). *Soil Mechanics*. Wiley, N.Y.
- Lo, K.Y., C.F. Lee y P. Gelinis (1972). *Alternative interpretation of the Vaiont slide. Stability of Rock Slopes*. Proc. Of the 13th US Symp. On Rock Mechanics. ASCE.
- Londe, P. (1987). "The Malpasset dam failure". *Engineering Geology*, 24, 295-329.
- Müller, L. (1964). "The rock slide in the Vaiont valley". *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 2, 148-212.
- Müller, L. (1968). "New considerations on the Vaiont slide". *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol. 6, 1-91.
- Nonveiller, E. (1987). "The Vajont reservoir slope failure". *Engineering Geology*, 24, 493-512.
- Nova, R. (2002). *Fondamenti di meccanica delle terre*. McGraw Hill. Milán.
- Penman, A.D.M. (1987). "Teton Investigation- A Review of Existing Findings". *Engineering Geology*, 24, 221-237.

- Post, G. y D. Bonazzi (1987). "Malpasset dam. Prepared discussion". *Engineering Geology*, 24, 395-398.
- Schofield, A. y P. Wroth (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw Hill. Londres.
- Semenza, E. (2001). *La storia del Vaiont raccontata dal geólogo che ha scoperto la frana*. Tecomproject. Ferrara.
- Shelton, J.S. (1966). *Geology illustrated*. WH Freeman. San Francisco.
- Sherard, J.L. (1987). "Lessons from the Teton Dam Failure". *Engineering Geology*, 24, 239-256.
- Skempton, A.W. (1960). *Significance of Terzaghi's concept of effective stress*. En: *From theory to practice in soil mechanics*, Wiley, N.Y.
- Tamez, E., E. Santoyo y A. Cuevas (1992). *La catedral y el sagrario de la ciudad de México. Corrección del comportamiento de sus cimentaciones*. Volumen Raúl J. Marsal: 61-132. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México D.F.
- Terracina, F. (1962). "Foundations of the tower of Pisa". *Géotechnique*, 12, 3.
- Terzaghi, K. (1950). "Mechanisms of landslides". Geological Society of America. *Engineering Geology*. Berkeley Volume. November; pp. 83-123.
- Terzaghi, K. (1936). *The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear*. Proc. of the 1st International Conference on Soil Mechanics, Cambridge, Mass. 1: 54-56.
- Terzaghi, K. y R.B. Peck (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 1st Ed. Wiley. N.Y.
- Tika, Th. E. y J.N. Hutchinson (1999). "Ring shear tests on soil from the Vaiont slide slip surface". *Géotechnique*, 49, No. 1, 59-74.
- Uriel Romero, S. y R. Molina (1977). *Kinematic aspects of Vajont slide*. Proc. 3rd Int. Conf. ISRM, Dénver; Vol. II-B, 865-870.
- Valdés y Díaz Caneja, J.M. (1964). "Meditaciones sobre la catástrofe del Vaiont". *Boletín nº 20 del Servicio Geológico del Ministerio de Obras Públicas*. Madrid.
- Vardoulakis, I. (2002). "Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides". *Géotechnique* 52, No. 3, 157-171.
- Vidal, L.M. (1881). "Acerca de los hundimientos ocurridos en la cuenca de Tremp (Lérida) en enero de 1881". *Boletín de la Comisión del Mapa Geológico de España*, Tomo 8.
- Voight, B. y C. Faust (1982). "Frictional heat and strength loss in some rapid landslides". *Géotechnique*, 32, No. 1, 43-54.
- Wittke, W. y G. Leonards (1987). "Modified hypothesis for failure of Malpasset dam". *Engineering Geology*, 24, 367-394.