# PROYECTO Y CONSTRUCCION DE LA PRESA DE BARBATE (1)

J. L. RAMIREZ VACAS (*)
ANTONIO SORIANO PEÑA (**)
C. H. SERRANO PETTERSON (***)

**RESUMEN.** El diseño de la presa de Barbate en Cádiz (sur de España) requirió de una detallada investigación de las condiciones del cimiento (suelos muy blandos y de una amplia exploración de los materiales de préstamo.

El diseño final consistió en una presa heterogénea a construirse en dos fases sucesivas mediante el uso de suelos aluviales disponibles en el lugar de emplazamiento. Con el fin de permitir una cierta consolidación del cimiento, se requirió un tiempo de espera entre dichas fases.

Se estableció un método constructivo especial con su procedimiento de control asociado para tratar con la heterogeneidad del suelo. Dicho procedimiento, basado en el ensayo MCV (Moisture Condition Value), se fijó después de la experiencia ganada en los numerosos terraplenes de prueba.

Las características de hinchamiento de los suelos junto con el comportamiento de la presa durante la primera fase de construcción también se mencionan en el presente artículo.

**ABSTRACT.** *The design of the Barbate dam at Cádiz (southern Spain), required both a detailed investigation of the foundation conditions (very soft soils) and an extensive exploration of borrow materials.*

*The final design consisted on a zoned dam to be built in two different stages by using the heterogeneous alluvial soils available at the dam site. A waiting period, between the two construction phases, was required to allow some consolidation of the foundation.*

*In order to deal with the soil heterogeneity, a special construction method with its associated control procedure based on the Moisture Condition Value (MCV) test, has been stablished after the experience gained with various trial embankments.*

*The soil swelling characteristics are also mentioned along with the behaviour of the dam during its first construction stage.*

## 1. INTRODUCCION

La necesidad de agua de riego para el sur de España ha motivado que la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir proyecte la construcción de la presa de Barbate, en la provincia de Cádiz, a pesar de las dificultades en su cimentación y la baja calidad de materiales disponibles.

Este artículo describe las condiciones del cimiento y la calidad de los materiales usados para la construcción, en su mayoría depósitos heterogéneos aluviales de arcillas de baja a alta plasticidad con un comportamiento colapsable y expansivo.

Uno de los mayores problemas encontrado en la construcción de esta presa ha sido la compactación del aluvión heterogéneo utilizado como el principal material de relleno. Se ha empleado un procedimiento no convencional para clasificar los suelos y determinar su humedad óptima. Dicho procedimiento tenía que ser preciso y simple para permitir hacer una gran cantidad de ensayos. Esto lo requería el rápido ritmo de terraplenado a fin de construir la presa en un tiempo razonable.

Otros problemas, encontrados en la etapa de diseño,

(1) Traducción del artículo «Design and Construction of Barbate Dam», presentado para el XVII Congreso Internacional de Grandes Presas celebrado del 17 al 21 de junio de 1991 en Viena, Austria.

(*) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.
(**) Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor de la Universidad Politécnica de Madrid.
(***) Ingeniero Civil, M. Sc. A. S. Ingeniería del Suelo, S. A. Madrid.

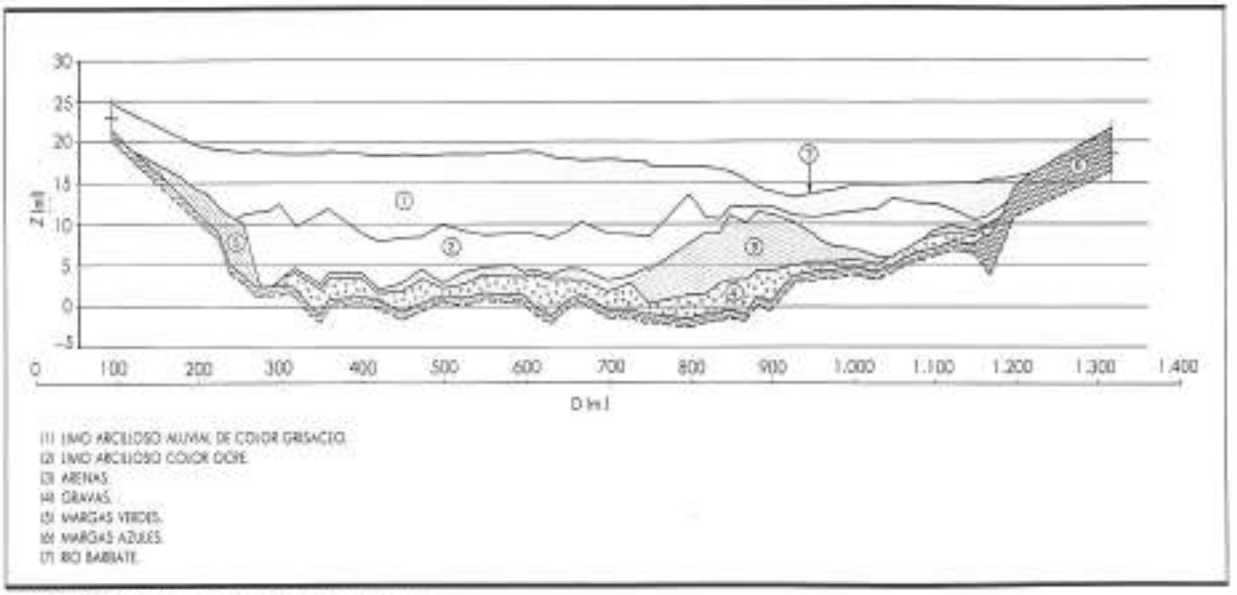



**FIGURA 1.** Sección transversal del Valle del Barbate.

tales como la consolidación de los suelos blandos del cimiento, la estabilidad a corto y largo plazo, la impermeabilización de la cimentación, el riesgo de fisuración de las arcillas del relleno debido a la pérdida de agua y su colapso o expansión cuando fuesen humectadas, están también enunciados en este artículo incluyéndose además las soluciones adoptadas para construir la presa.

**FIGURA 2.** Carta de plasticidad.

## 2. CONDICIONES DE EMPLAZAMIENTO

La presa está situada en el valle del río Barbate, a sólo unos pocos kilómetros de la costa del océano Atlántico. La elevación media del terreno natural respecto al nivel del mar es de 18 m estando el cauce del río a la cota + 12,00.

Los afloramientos de roca próximos al emplazamiento consisten en margas, areniscas y estratos de caliza de poca potencia correspondientes a la formación del Algibe (Eoceno). La estructura de la roca, en la zona de la presa, corresponde a un suave anticlinal con su eje orientado en una dirección casi paralela al del río aunque ambos estribos están claramente fracturados por fallas menores y cubiertos por depósitos coluviales.

La coronación se proyectó a la cota + 42,00 para alcanzar la máxima capacidad económica para el embalse (230 $hm^3$). El cierre del mismo a esa cota necesita de la construcción de una presa de 1.400 m de longitud en coronación, así como de dos cierres en collados laterales.

La parte principal del ancho valle está cubierta con suelo aluvial por encima de la cota ± 0,00. La parte más profunda de este aluvión consiste en un depósito continuo y de poco espesor de arenas y gravas. La mayor parte de la roca en el fondo del valle es marga muy alterada con un comportamiento similar al de una arcilla de elevada plasticidad. La figura 1 muestra una sección longitudinal del terreno de cimentación a través del valle que fue cartografiado durante la excavación de la zanja donde se construía la pantalla impermeable de bentonita-cemento a todo lo largo del eje de la presa.

Durante la etapa de proyecto se concluyó que no había posibilidad de construir una presa de fábrica dada la

precaria calidad del cimiento. La búsqueda de materiales para construir una presa de tierras o de escollera reveló la existencia de algunas pocas áreas de préstamo. Primero, los suelos aluviales aparecieron en gran cantidad. Había tambien pequeñas cantidades de suelos coluviales erráticamente distribuidos. La explotación de areniscas como material de construcción se presentaba como problemática dada su baja resistencia y la presencia de intercalaciones margosas en la mayoría de los lugares. Las margas tenían un bajo contenido de carbonatos y se comportaban como arcillas muy plásticas. Finalmente, las posibles canteras con roca de mejor calidad (caliza) distaban más de 20 km del emplazamiento.

## 3. CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS ALUVIALES COMO MATERIALES DE CONSTRUCCION

La primera fase de la investigación de la llanura aluvial, como zona de préstamo más importante, consistió en más de mil ensayos de identificación sobre muestras tomadas dentro de un área de alrededor de 1 km² aguas arriba de la zona de emplazamiento de la presa. Como el nivel freático se encuentra sólo a unos 3 ó 4 m de profundidad, la explotación de los suelos aluviales implicaba un área de gran extensión en planta.

Aunque los suelos aluviales de distintas calidades estaban irregularmente distribuidos dentro del área de explotación, fue posible distinguir zonas de mayor y menor plasticidad. La figura 2 ilustra los resultados de los límites de Atterberg sobre algunas muestras pertenecientes a cuatro zonas llamadas A, B, C y D identificadas para estudiar en detalle el comportamiento de los suelos aluviales como materiales de construcción mediante ensayos de laboratorio y de campo más específicos. Las zonas A y D representaban a suelos de menor plasticidad, mientras que las zonas B y C contenían suelos aluviales con mayores proporciones de arcillas más plásticas. Aunque los suelos de las zonas A y D diferían claramente de los de las zonas B y C, existía una continua transición entre estos tipos de suelos dentro del área de explotación.

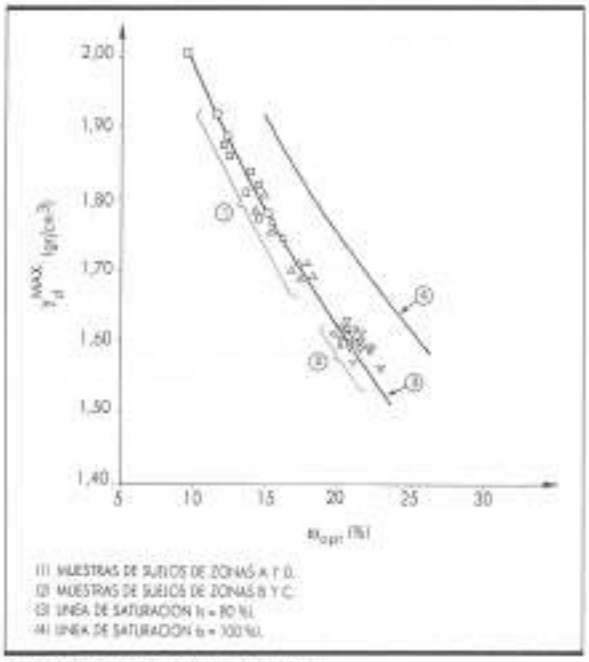



**FIGURA 3.** Ensayos de compactación.

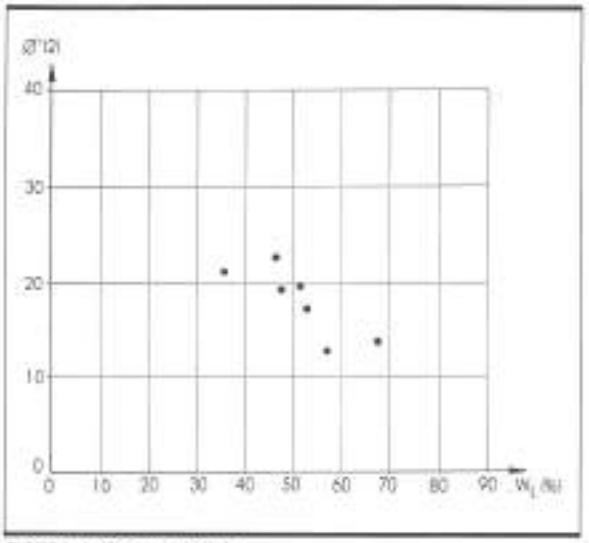



**FIGURA 4.** Ensayos triaxiales.

Las características de compactación de estos suelos fueron investigadas primero mediante ensayos Proctor estándar. La figura 3 muestra algunos de los resultados de humedad óptima y densidad seca máxima obtenidos sobre las muestras de las zonas arriba enunciadas. En esta etapa de la investigación se planteó un claro problema. La densidad seca máxima era diferente de un sitio a otro, aún dentro de una pequeña zona como las cuatro seleccionadas para un plan intensivo de ensayos. El tamaño de cada zona era de 20 × 100 m en planta por 2,5 m de profundidad. Dentro de cada una de éstas zonas la dispersión de la densidad seca máxima era mayor que ± 10 % alrededor de la media y la humedad óptima cambiaba más de ± 3 %. Con el fin de alcanzar un control de compactación fiable, un volumen unitario muy pequeño tendría que definirse para cada ensayo Proctor de referencia; de otro modo no se podría controlar adecuadamente la compactación.

Se hicieron ensayos triaxiales sobre muestras compactadas con distintas energías y desviaciones de humedad respecto de su valor óptimo (ver figura 4). Aunque las distintas condiciones de compactación afectaban a las características de deformabilidad del suelo, sus parámetros de resistencia no eran muy sensibles a las mismas. Los parámetros de resistencia al corte, en términos de presiones efectivas, resultaron en un pequeña cohesión, alrededor de 10 KN/m², y en un ángulo de fric-

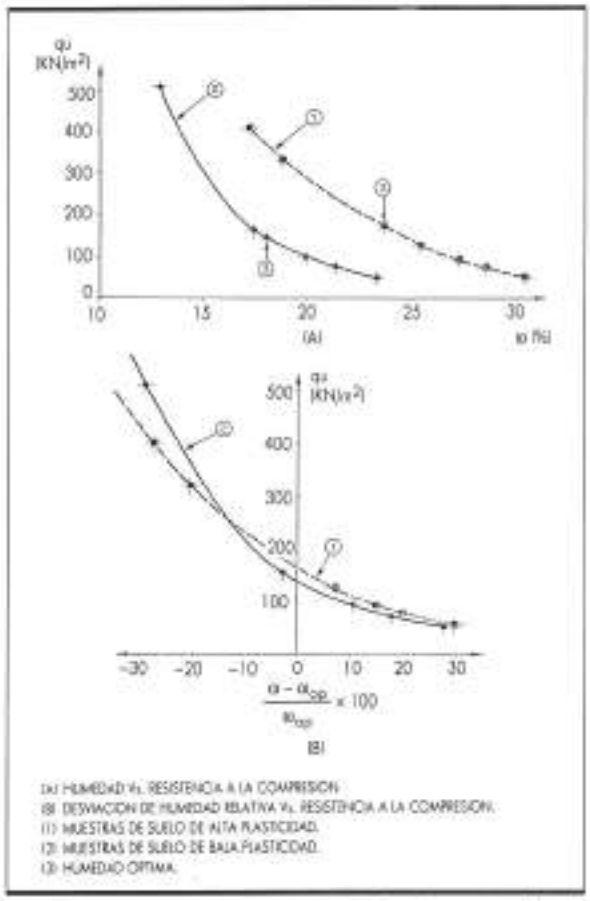



**FIGURA 5.** Resistencia a la compresión no confinada como una función de la humedad de compactación, energía de compactación estándar AASHO.

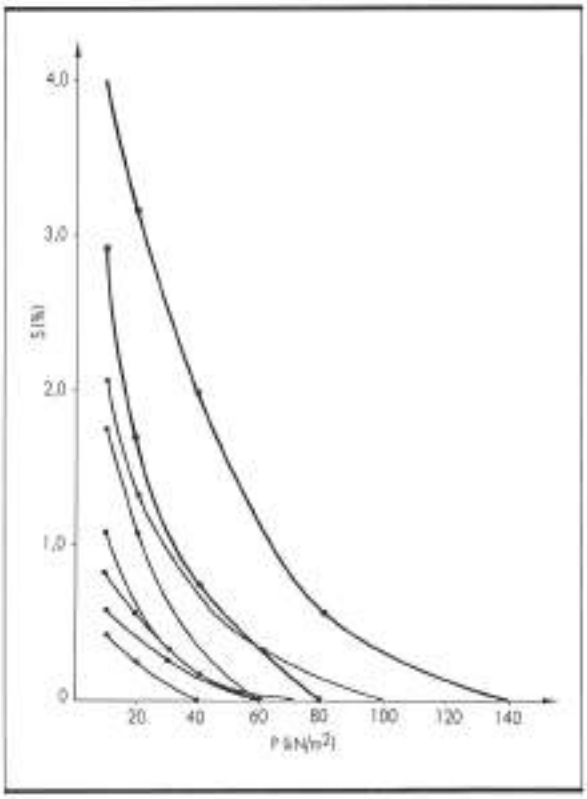



**FIGURA 6.** Ensayos de presión de hinchamiento sobre muestras de suelo compactado.

ción interna entre 17 y 25 ° de alguna manera dependiente de la plasticidad del suelo aluvial.

La resistencia a la compresión no confinada de los suelos aluviales, compactados con la energía del ensayo Proctor estándar, depende de la humedad de compactación. La figura 5 ilustra esta variación para dos muestras de baja y alta plasticidad. Cuando la humedad de compactación se expresa como desviación del valor óptimo, se obtiene una relación casi única entre la resistencia y la desviación de humedad que podría asignarse a este depósito aluvial independientemente de cual sea su contenido en arcilla. Sobre esta base se espera obtener en la presa una cierta homogeneidad en la resistencia al corte sin drenaje, mayor que 120 KN/m², si se alcanza durante la construcción del relleno una humedad próxima a la óptima.

Los ensayos mineralógicos llevados a cabo para investigar este aluvial mostraron que una buena parte del mismo consiste en granos de cuarzo y que la mayor parte de la arcilla es montmorillonita y kaolinita. Por lo tanto, debido a la presencia de montmorillonita, era de esperar un cambio de volumen considerable al secar o humedecer este material.

Se hizo un gran número de ensayos de presión de hinchamiento libre a fin de investigar la magnitud de este problema. La figura 6 muestra algunos resultados típicos. Tanto la presión vertical necesaria para evitar el hinchamiento, después de inundar la muestra compactada dentro del anillo edométrico, como la máxima expansión de volumen eran diferentes cuando cambian las condiciones de compactación y el contenido de arcilla.

Se investigaron algunas muestras con diferente contenido de arcilla (es decir, diferentes límites de Atterberg) analizando el efecto de distintas condiciones de compactación en la presión de hinchamiento y en el aumento de volumen con hinchamiento libre. Las figuras 7 y 8 muestran resultados obtenidos correspondientes a uno de los suelos aluviales más plásticos. Según lo dicho anteriormente, un gran número de suelos pertenecientes al depósito aluvial tiene una baja plasticidad y no muestra hinchamiento.

Dado el clima de la zona de Barbate, la colocación de tierras en el cuerpo de presa es difícil, prácticamente imposible, en algunos meses de invierno. Buena parte de la construcción habría que realizarla en verano. Por otro lado, durante el verano son frecuentes los días ca-

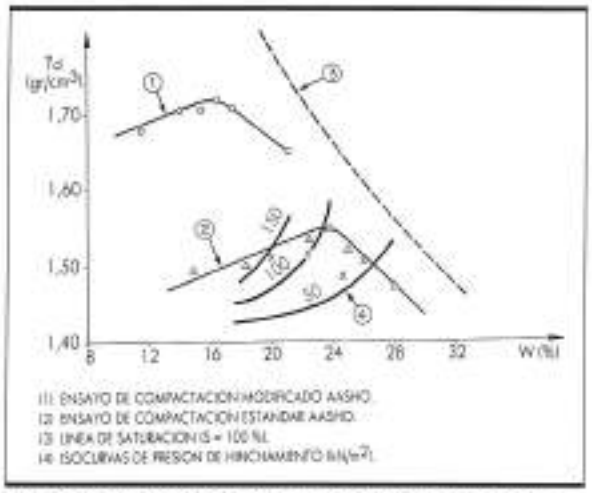



**FIGURA 7.** Presiones de hinchamiento bajo distintas condiciones de compactación.

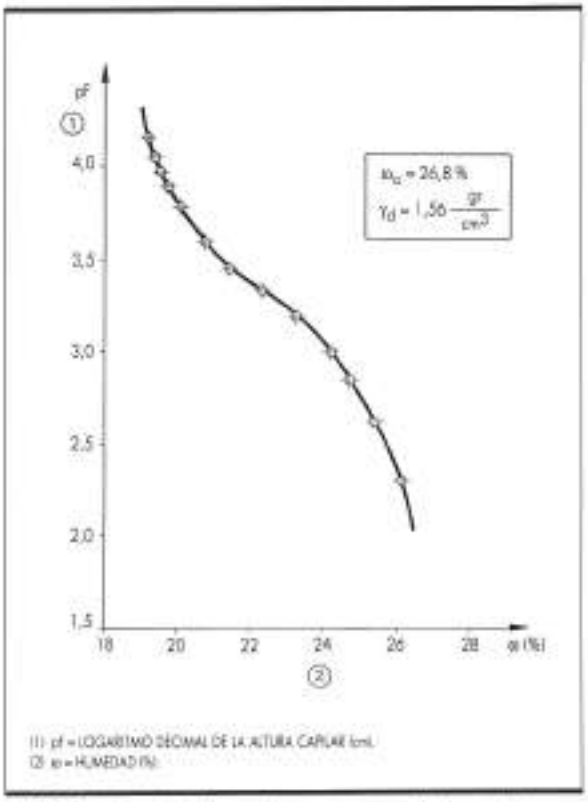



**FIGURA 9.** Variación de la succión en un proceso de desecación.

lurosos y con viento seco de Levante por lo que se produce una desecación rápida del terreno; buena parte de las tierras habrían de colocarse bajo condiciones de desecación. Por esta razón resultaba interesante conocer la velocidad de transferencia del agua entre el terreno y la atmósfera. La investigación de la velocidad de los procesos de «desecación-humectación» fue realizada mediante ensayos de laboratorio y de campo.

En la figura 9 se muestra una relación típica entre humedad y la succión para un proceso de desecación mientras que en la figura 10 se ilustra también, para muestras similares, un ejemplo de la velocidad de transferencia de agua debido a la humectación de la parte inferior de una muestra de suelo seco.

Varias muestras compactadas fueron también expuestas a condiciones naturales de secado en el primer relleno de prueba. Las fotografías incluidas en la figura 11 muestran la evolución de la fisuración que ocurre cuando el relleno es expuesto al viento y al sol durante algunos días de verano. Por todo esto se concluyó que, durante la construcción, sería necesario añadir continuamente agua o proteger la superficie libre del relleno con una cubierta de suelo sin compactar para evitar el proceso de fisuración.

Finalmente, para concluir con la descripción de los suelos aluviales a emplear como materiales de construcción conviene hablar acerca del comportamiento de muestras de suelo compactado durante el proceso de saturación bajo una cierta carga. Cuando estas muestras, con un alto contenido de arcilla, se cargan, a humedad constante y posteriormente se saturan, ocurren dos fenómenos simultáneamente. Por un lado, se produce una expansión debido al hinchamiento de la estructura de la montmorillonita, y por otro lado, con cierto retardo, se produce una reducción de volumen al colapsar la estruc-

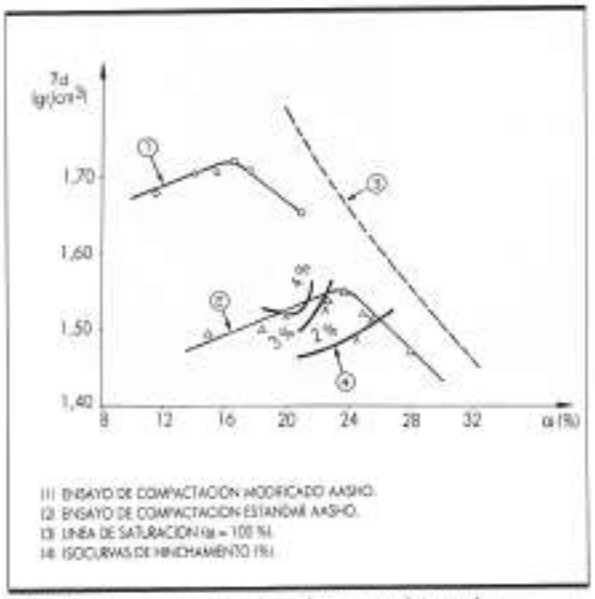



**FIGURA 8.** Hinchamiento libre bajo distintas condiciones de compactación.

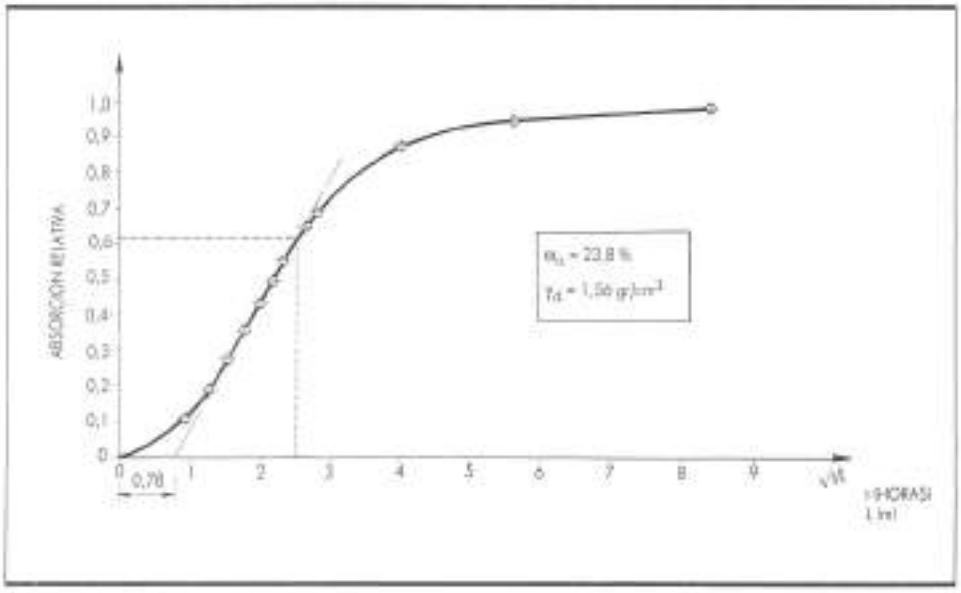



**FIGURA 10.** Curva típica de absorción relativa en un proceso de humectación.

tura del esqueleto sólido. Las figuras 12 y 13 ilustran este tipo de comportamiento. La amplitud de los cambios de volumen depende fundamentalmente de las condiciones de compactación, de la carga aplicada y de los límites de Atterberg del suelo.

Finalmente se quiere señalar que los ensayos realizados para investigar la naturaleza dispersiva de estos suelos (por ejemplo, cationes en el agua intersticial y ensayos «pinhole») indicaron que no eran suelos sensibles a la dispersión.

A. B. C.

(A) ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD. AL DÍA SIGUIENTE DE LA COMPACTACIÓN.
(B) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD. POCAS HORAS DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN.
(C) IDEM a B, AL DÍA SIGUIENTE DE LA COMPACTACIÓN.

**FIGURA 11.** Fotografías de las fisuras debidas a la desecación próximo a un hoyo para el ensayo de densidad seca.

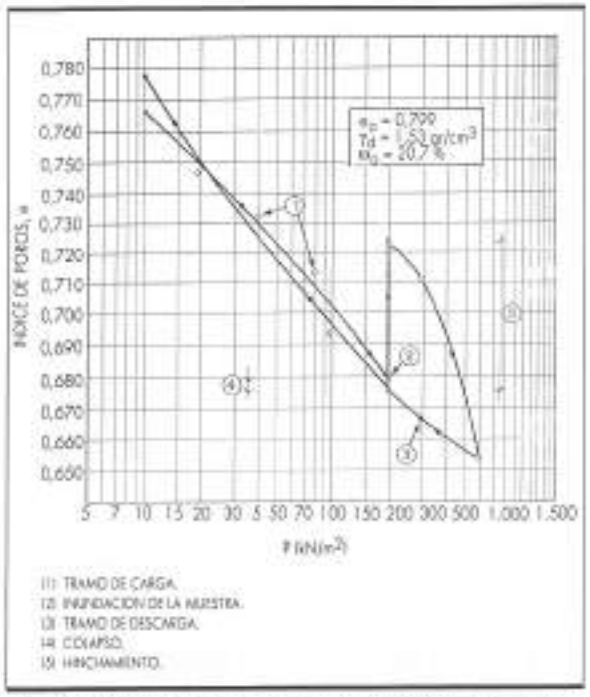



**FIGURA 12.** Resultado de un ensayo edométrico típico (e Vs. log P).

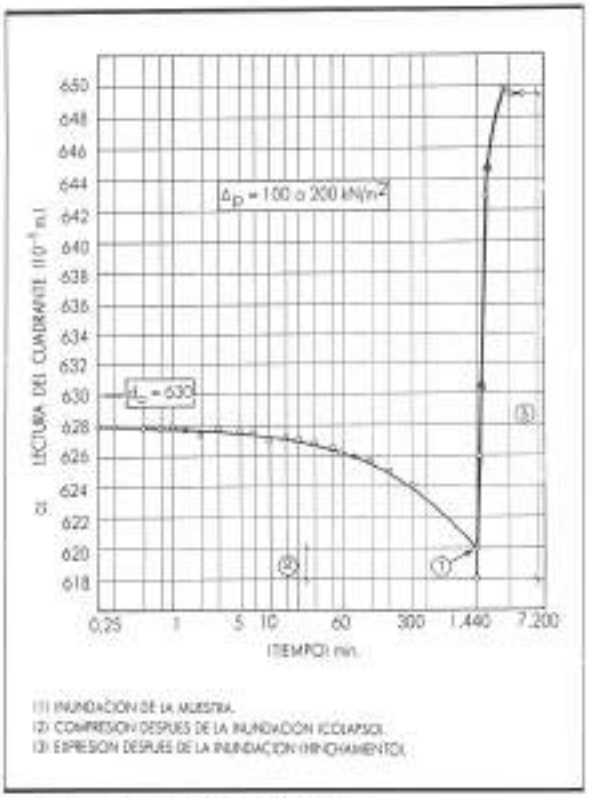



**FIGURA 13.** Curva de consolidación típica.

## 4. DESCRIPCION DEL CIMIENTO DE LA PRESA

En la figura 1 se ha representado la distribución de los suelos que cubren las margas en el emplazamiento.

Los principales problemas encontrados para cimentar en esta cerrada una presa de tierras son:

— Baja resistencia al corte, particularmente para la condición a corto plazo antes de que ocurra el proceso de consolidación natural debido al peso propio de la presa.
— Alta deformabilidad que implicaría importantes asientos y desplazamientos laterales durante construcción y llenado del embalse.
— Parte baja del depósito aluvial muy permeable debido a la existencia de un estrato continuo de gravas y arena por encima de las margas impermeables.
— Baja resistencia en la parte superior de las margas. Estas tienen baja densidad por su contenido considerable de montmorillonita y bajo porcentaje en carbonatos.

A continuación se quiere resumir la investigación llevada a cabo antes de identificar los problemas arriba indicados.

En lo referente a la resistencia al corte de los suelos aluviales y de las margas del cimiento, se hicieron unos cincuenta sondeos, con el doble objeto de tomar muestras inalteradas y de realizar ensayos de penetración (estática y dinámica). Por razones de brevedad, aquí sólo se indica la resistencia al corte no drenada de los depósitos aluviales. En la figura 14 se muestran valores típicos de este parámetro a lo largo de una vertical a través de los suelos aluviales, obtenidos a partir de distintos procedimientos (esto es, ensayos triaxiales no drenados, ensayos de penetración y ensayos del molinete).

La resistencia al corte no drenada de las margas fue investigada principalmente mediante ensayos de compresión simple y triaxial no drenado ya que los ensayos de campo no se pudieron realizar. La resistencia al corte no drenada de las margas es muy dispersa y varía desde menos de 50 KN/m², a más de 500 KN/m². A cierta profundidad por debajo de la cota −15,00 las margas son más densas y su resistencia al corte supera los 500 MN/m².

La resistencia drenada de los suelos, aluviales del cimiento, es similar a la ya descrita de los suelos de préstamo utilizados en la construcción de la presa. La resistencia a largo plazo de las margas, para presiones de confinamiento elevadas, parece aumentar con el ángulo de fricción interna de 15°.

Con respecto a la deformabilidad, la investigación principal llevada a cabo consistió en ensayos triaxiales y edométricos. Para la parte superior del depósito aluvial, por encima del nivel freático, pudo definirse una cierta presión de preconsolidación. En la rama de carga noval se encontraron índices de compresión comprendidos entre 0,15 y 0,20.

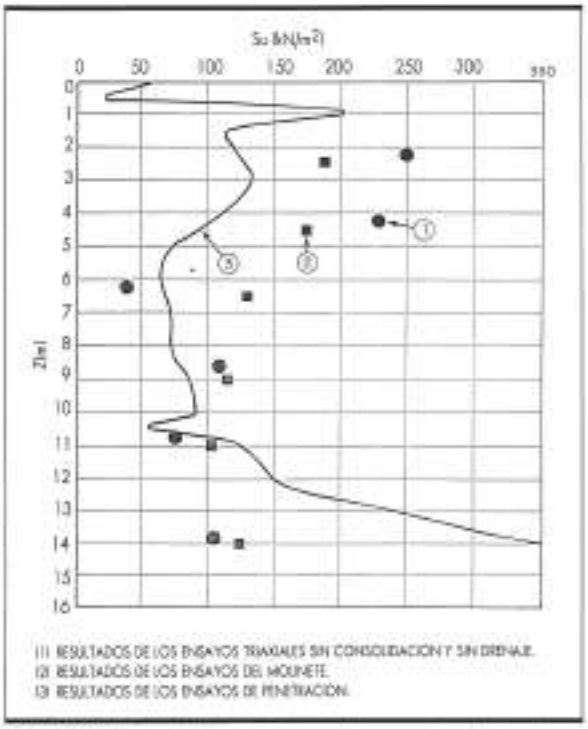



**FIGURA 14.** Variación de la resistencia al corte no drenada con la profundidad según un sondeo del cimiento (C-1).

El módulo de deformación del estrato de gravas y arenas, en el fondo del depósito aluvial, no se pudo medir directamente. Pero como este estrato presentó una resistencia elevada durante los ensayos SPT, se supuso que su contribución al asiento global sería poco importante.

También fue difícil obtener el módulo de deformación de las margas dado su comportamiento expansivo. Las muestras inalteradas fueron casi imposibles de obtener. De los ensayos de laboratorio parece deducirse que el módulo de deformación de la parte más superficial de las margas está comprendido entre 10 y 100 $MN/m^2$ mientras que por debajo de la cota –15,00 los 100 $MN/m^2$ se superaron muy frecuentemente.

Finalmente, se investigó la permeabilidad de los suelos aluviales por medio de ensayos de laboratorio y de bombeo in situ. Según se dijo anteriormente, la permeabilidad del depósito está controlada por la presencia del estrato de gravas y arenas del fondo mientras que la velocidad del proceso de consolidación estará regida por la permeabilidad de los suelos aluviales arcillosos. El coeficiente de consolidación obtenido en los ensayos de laboratorio sobre los suelos más finos oscila entre $10^{-3}$ y $10^{-4}$ $cm^2/seg$. Por otro lado, la permeabilidad de los suelos arenosos de la parte inferior del depósito aluvial varía de $10^{-3}$ a $10^{-4}$ cm/seg.

## 5. PROYECTO DE LA PRESA DE BARBATE

Los estudios hidrológicos y económicos previos indicaron la conveniencia de construir una presa hasta la cota + 42 siendo esta altura próxima a la máxima permitida por razones topográficas.

La solución de presa de tierras resultó ser apropiada dadas las difíciles condiciones del cimiento. La baja resistencia de los suelos del mismo indicaron que la presa debería tener taludes muy tendidos para ser estable durante y después de la construcción. Este hecho, unido a la falta de una cantera de roca competente a ser explotada

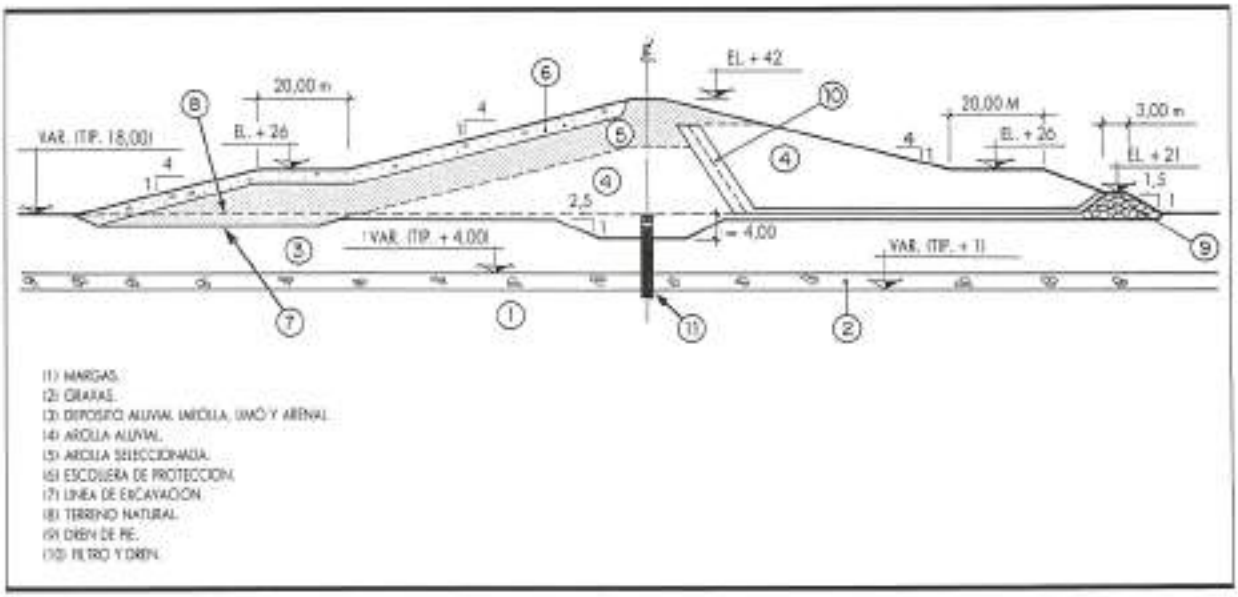



**FIGURA 15.** Sección transversal tipo.

como material de construcción, contribuyeron a la elección de una presa de tierras, básicamente homogénea, construida con los suelos más abundantes del lugar (de la llanura aluvial por encima del nivel freático).

En la figura 15 se indica la sección tipo adoptada. Los taludes externos se definieron en base al análisis de estabilidad que, para esta presa en particular, ha mostrado ser crítico.

Primero, la baja resistencia de los suelos aluviales a emplear en la construcción indicó la conveniencia de adoptar un talud de aguas abajo tan tendido como 4H:1V. Esto es 14°, en cierta medida inferior al ángulo de fricción interna de los suelos más plásticos. Un talud con tal inclinación y protegido con vegetación propia de la zona es muy probable que se comporte satisfactoriamente bien en el futuro.

También el talud de aguas arriba de la presa se diseño con la misma inclinación, pero incluyendo algunas precauciones adicionales. Se lo cubrirá con una gruesa capa de materiales granulares y los suelos aluviales, a emplear en la zona del espaldón próxima al paramento húmedo, serán seleccionados capaces de asegurar un ángulo de fricción interna mayor que 21° y con un moderado potencial de hinchamiento y agrietamiento. Los estudios de la estabilidad durante desembalse rápido permitieron diseñar el espesor del manto de material granular que garantizará una seguridad aceptable bajo tales circunstancias. Sin embargo, la estabilidad de la presa estaba condicionada por la resistencia del cimiento. A pesar de fijar taludes tan tendidos como 4H:1V, la presa no sería lo suficientemente segura debido a la baja resistencia al corte no drenada del cimiento. Taludes más tendidos aún no habrían solucionado este problema porque es bien sabido que para las condiciones a corto plazo y para círculos de deslizamiento profundos, el principal parámetro que influye sobre la estabilidad no es su pendiente, sino su altura.

El análisis de estabilidad al deslizamiento profundo mostró que la máxima altura de relleno que podía construirse sobre esta llanura aluvial rondaba los 10 m. Rellenos más altos, construidos sin permitir alguna consolidación del cimiento, habrían dado lugar a grandes movimientos debidos a la deformación por corte de éste o, lo que es peor, a problemas de inestabilidad. Se optó por construir la presa en dos fases. La primera, hasta la cota + 26,00 y después de haber alcanzado alguna consolidación del cimiento, construir en una segunda fase hasta coronación (cota + 42,00).

Por esta razón, el estudio y control de la consolidación del cimiento adquirieron gran importancia en esta presa. Como resumen de aquel estudio se puede decir que el grado de consolidación del 50 % sería el mínimo requerido para comenzar con la construcción de la segunda fase. Además, la parte superior de la primera fase sería cargada sólo en su parte central, por lo que se necesitarían bermas de gran anchura a dicho nivel para garantizar la estabilidad a corto plazo de la siguiente fase por construir.

Las figuras 16 y 17 ilustran el análisis de la estabilidad a corto plazo al final de la construcción de la primera y segunda fase, respectivamente. La estabilidad a largo plazo será claramente mejor dado que el proceso de consolidación aumentará la resistencia al corte de la cimentación.

Los otros elementos de la presa, como filtros y drenes, son en cierta forma convencionales y no se incluye aquí su descripción detallada. Pero conviene apuntar que estos materiales granulares se obtienen explotando canteras distantes de areniscas para los filtros finos y de calizas para drenes y escollera de protección del talud de aguas arriba. Cierta cantidad de arena de depósitos naturales se ha utilizado también para transiciones finas en la protección del talud de aguas arriba.

El río se desvió a través de un falso túnel construido próximo al cauce del río, cerca del estribo izquierdo y cimentado sobre margas. Este túnel servirá, en el futuro, para los desagües de fondo y las tomas de agua.

El aliviadero está situado lejos de la presa, sobre uno de los dos collados laterales. Actualmente se está trabajando en su definición definitiva.

La impermeabilización del cimiento, particularmente en la parte inferior de los suelos aluviales, se ha realizado por medio de una pantalla impermeable de bentonita-cemento que cruza el valle según el eje de la presa.

Finalmente, conviene apuntar algunas medidas com-

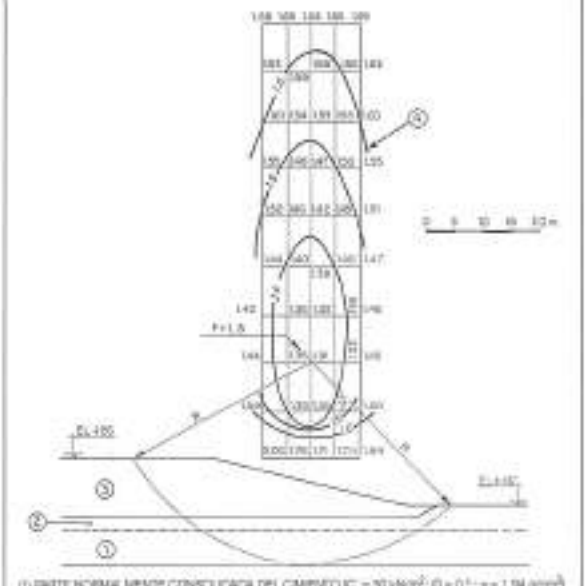
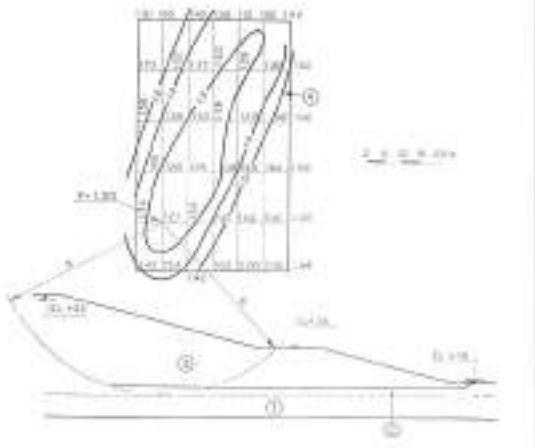



**FIGURA 16.** Análisis de la estabilidad a corto plazo al final de la construcción de la primera fase.



(1) PARTE NORMALMENTE CONSOLIDADA DEL CIMIENTO 50 % DE LA CONSOLIDACION DE LA PRIMERA FASE $c' = 0$; $\varnothing = 17°$; $\gamma = 1,94\ g/cm^3$.
(2) PARTE SOBRECONSOLIDADA DEL CIMIENTO $c' = 60\ kN/m^2$; $\varnothing' = 0°$; $\gamma = 2,03\ g/cm^3$.
(3) RELLENO $c' = 50\ kN/m^2$; $\varnothing = 0°$; $\gamma = 1,95\ g/cm^3$.
(4) ISOCURVAS DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD.

**FIGURA 17.** Análisis de estabilidad a corto plazo al final de construcción de la segunda fase.

plementarias llevadas a cabo tales como las inyecciones de impermeabilización en ambos estribos, el sistema de drenaje del cimiento mediante pozos de alivio en el pie del talud de aguas abajo, así como el sistema de auscultación para controlar el comportamiento de la presa durante y después de su construcción.

Resulta de particular interés en este proyecto no sólo el método constructivo utilizado, sino también su sistema de control. Este aspecto importante se tratará en el siguiente apartado.

## 6. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION Y CONTROL

La construcción del relleno principal de arcillas presenta numerosos problemas. La sensibilidad al contenido de agua (hinchamiento y fisuración), la heterogeneidad de los suelos aluviales en cuanto a su calidad (esto es, su contenido de arcilla o plasticidad) y la humedad natural son aspectos importantes a considerar en el proceso constructivo y en el sistema de control. Después de algunos intentos de construir la presa siguiendo el procedimiento estándar basado en el ensayo Proctor de compactación se advirtió la necesidad de definir un nuevo método especialmente pensado para esta situación particular.

La idea básica de este método fue propuesta originalmente por el Road Research Laboratory (ver referencia 1). Cuando se compacta un suelo húmedo con una energía de compactación creciente, se alcanza un punto a partir del cual no se puede incrementar más su densidad. Sin embargo, cuando el suelo está seco, el aumento de energía de compactación sigue haciendo crecer la densidad hasta límites más altos. En la figura 18 se intenta reflejar esta idea básica del ensayo MCV (Moisture Condition Value).

Este ensayo consiste en compactar una muestra de suelo, con su humedad natural, dentro de un molde cilíndrico, midiendo su variación de volumen a medida que aumenta el número de golpes. Cuando la muestra deja de reducir su volumen (esto es, cuando la cabeza de la muestra no asienta más de 5 mm al multiplicar por cuatro el número de golpes) el ensayo se da por terminado. El índice MCV se define como diez veces el logaritmo decimal de dicho número de golpes (para mayores detalles de este ensayo, véanse las referencias 1, 2, 3, 4, 5).

Está claro que mientras mayor sea el índice MCV, más seco estará el suelo y viceversa. La experiencia con los suelos aluviales de la presa de Barbate ha demostrado que cuando la humedad del suelo está próxima a la humedad óptima, su índice MCV está próximo a 15. Si el suelo está más húmedo o más seco que el óptimo el índice MCV disminuye o aumenta, respectivamente.

Los ensayos previos realizados para calibrar el método mostraron la posibilidad de postular una correlación lineal entre el índice MCV y la desviación de la humedad

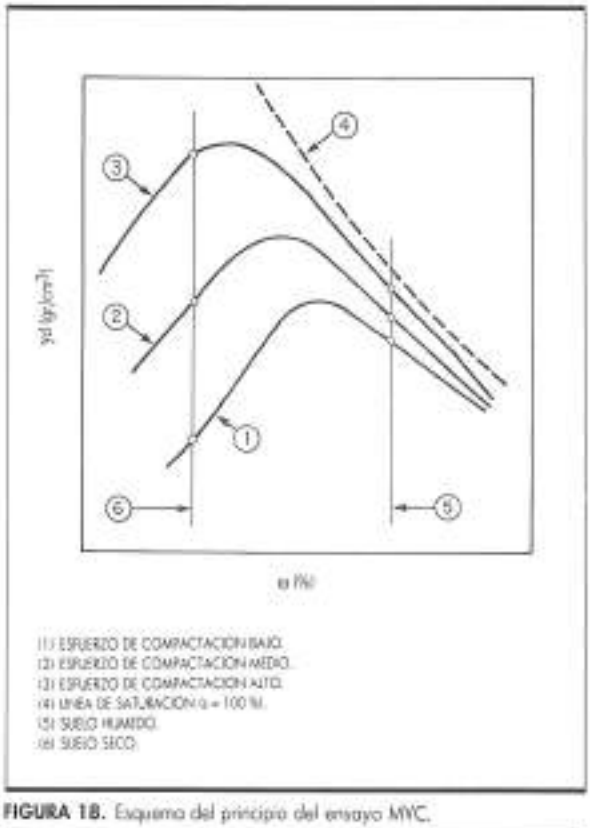



**FIGURA 18.** Esquema del principio del ensayo MVC.

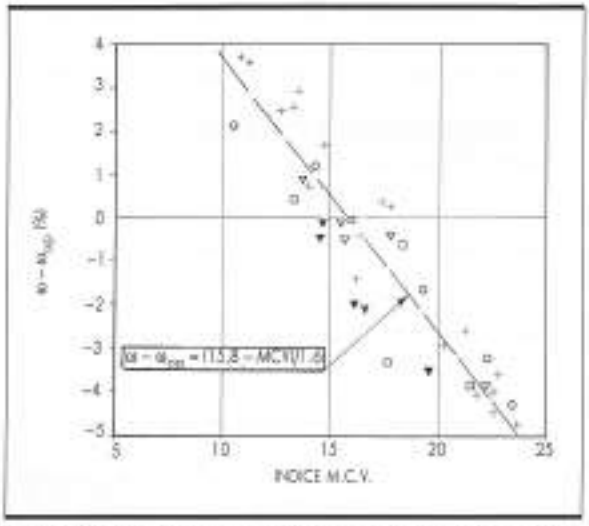



**FIGURA 19.** Correlación entre el MCV y la desviación de la humedad respecto de la óptima.

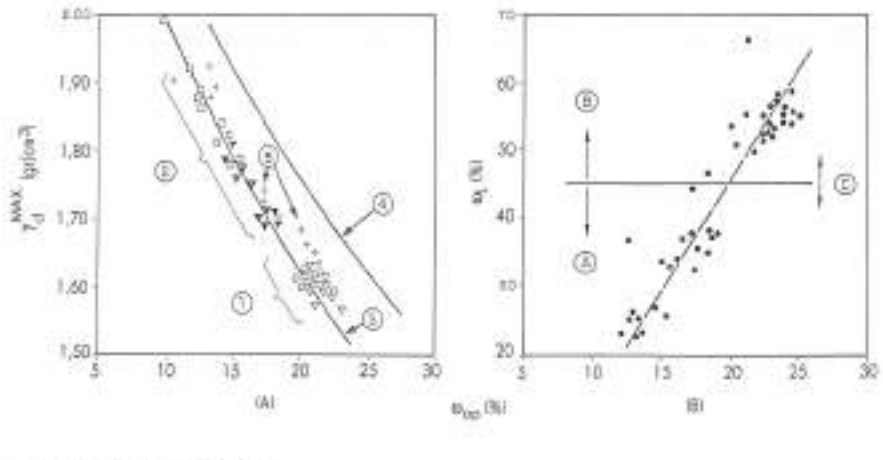
natural respecto de la óptima que se hubiera obtenido en un ensayo de compactación Proctor normal. La figura 19 ilustra esta correlación.

Resulta fácil medir, en la misma muestra con la que se hace el ensayo MCV, la humedad del suelo y corrigiéndola con la desviación deducida en base al ensayo MCV se puede definir un valor bastante preciso de la humedad óptima que resultaría en el ensayo de compactación Proctor. Esta información es muy importante porque existe una clara correlación entre la humedad óptima y otras propiedades índice del suelo que puede establecerse basándose en los ensayos de laboratorio realizados al efecto. En la figura 20 se muestra, a modo de ejemplo, la relación de la humedad óptima con la densidad seca máxima o con el límite líquido de la muestra.

Conociendo el índice MCV y la humedad de la muestra es posible clasificar al suelo definiendo una densidad seca y una humedad bastante próximos a los valores que podrían ser obtenidos con el ensayo Proctor. Por lo tanto, el ensayo MCV, que puede ejecutarse rápidamente en el campo, daría una información similar a la obtenida por medio de ensayos de compactación e identificación que requieren mucho más tiempo y esfuerzo.

Sobre la base de estas ideas se estableció un procedimiento constructivo para la colocación de las tierras que consistió en identificar el suelo en la zona de préstamo, en pequeñas unidades homogéneas, con el fin de definir si la humedad natural está lo suficientemente próxima al valor óptimo o si, por el contrario, necesita corregirse. Las unidades de control se definen como franjas de material de alrededor de 20 × 100 m en planta por 0,50 m de espesor a ser explotadas por medio de trailas.

El suelo aluvial se transporta al tajo cuando su humedad está próxima a su valor óptimo, siendo ya conocidos los principales parámetros necesarios para este control (esto es, su humedad óptima, densidad seca máxima y límite líquido). Este procedimiento permite decidir su utilización en las zonas 4 ó 5 de la presa y controlar su compactación por medio del método estándar de




(1) PUNTOS DE ZONAS DE PRESTAMO A y C.
(2) PUNTOS DE ZONAS DE PRESTAMO B y D.
(3) LINEA DE SATURACION Sr = 80 %.
(4) LINEA DE SATURACION Sr = 100 %.
(5) PUNTOS DE OTROS ENSAYOS.

**FIGURA 20.** Ejemplos de correlaciones entre humedad óptima y: (A) Densidad seca máxima, y (B) Límite líquido.

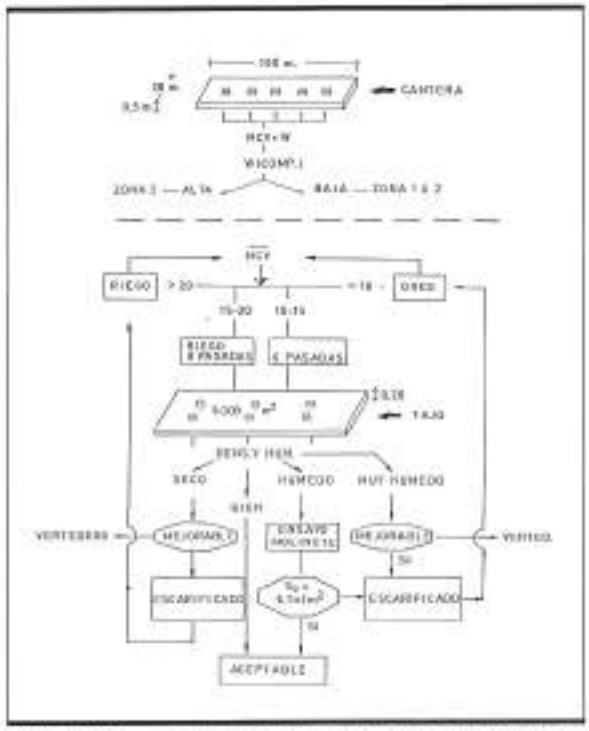



**FIGURA 21.** Esquema de procedimiento de control de la construcción.

determinación in situ de la humedad y de la densidad seca después de compactar. La figura 21 ilustra el procedimiento completo.

Simultáneamente con este sistema de control se sigue un procedimiento estándar menos intenso de identificación y compactación de suelos junto a otros ensayos de laboratorio con la finalidad de confirmar la validez de las correlaciones en las cuales se basa el método MCV.

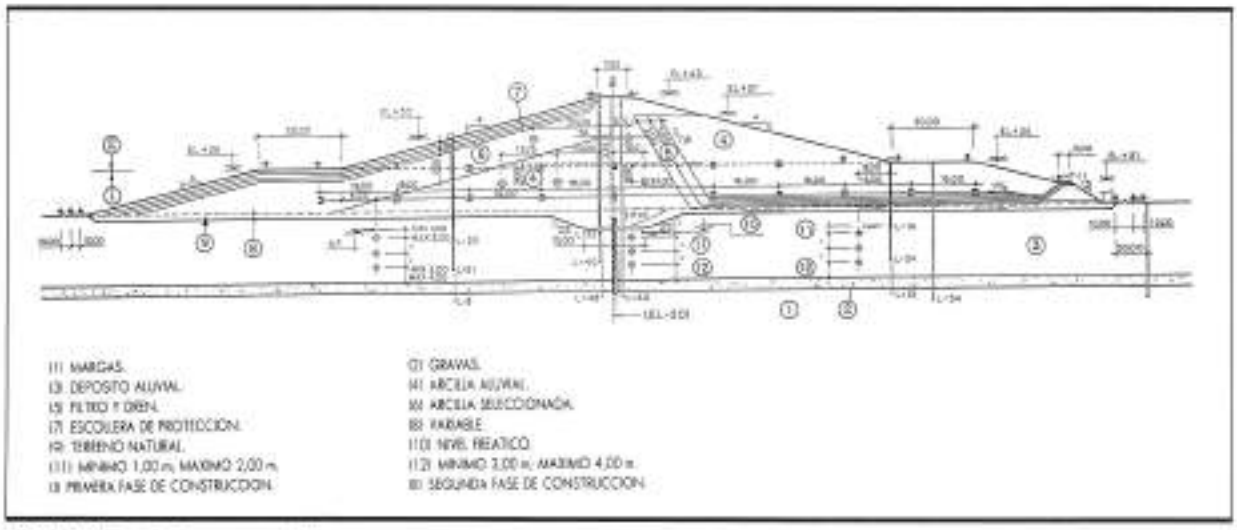
## 7. COMPORTAMIENTO DURANTE CONSTRUCCION

Resultan de interés muchos aspectos del comportamiento de la presa durante su construcción tales como los movimientos y el aumento y disipación de las presiones intersticiales en la cimentación. Se han instrumentado varias secciones de presa a fin de controlar su comportamiento. En la figura 22 se indican las principales características del sistema de observación que se está colocando.

Los modelos de elementos finitos usados para predecir movimientos durante la construcción ofrecen un marco de referencia para el comportamiento observado. En la figura 23 se indica un ejemplo de uno de dichos modelos. Otros cálculos de este tipo se han hecho para otras secciones de la presa, así como para otros elementos tales como la galería de desvío del río.

La construcción de la presa comenzó durante el verano de 1987 cuando se construyeron los rellenos de prueba utilizados para calibrar el procedimiento constructivo. Durante 1988 y 1989 se construyó una buena parte de la primera fase hasta la cota + 26, registrándose algunos datos de su comportamiento.

El asiento del terreno natural, debido al peso de la presa, ha sido parcialmente registrado por extensómetros y células hidráulicas de asiento. Las primeras lecturas de este equipo se tomaron cuando ya se habían colocado las primeras tongadas del relleno. En la figura 24 se muestra un gráfico típico de movimientos registrados por algunas células hidráulicas, situadas en la parte inferior de la presa, muy próximo al terreno natural.

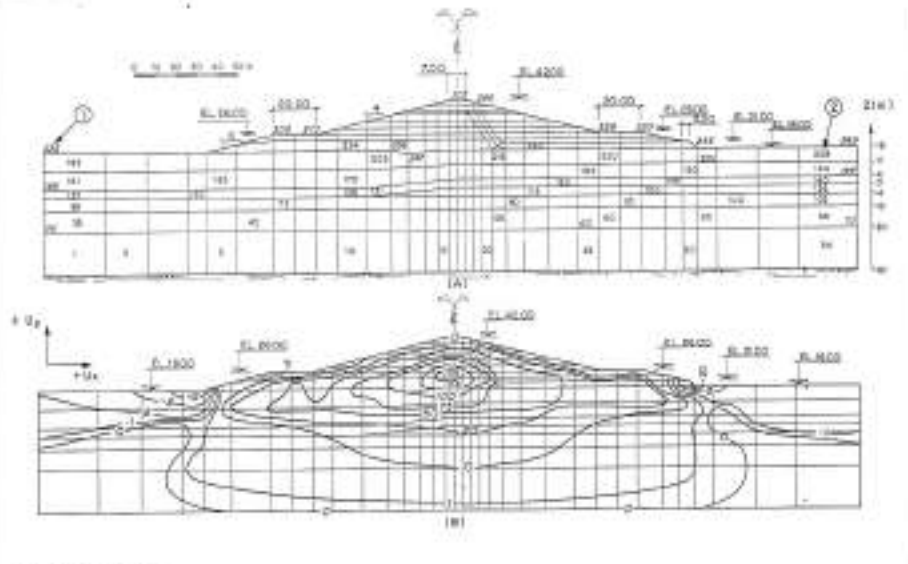


(1) MARGAS.
(3) DEPOSITO ALUVIAL.
(5) FILTRO Y DREN.
(7) ESCOLLERA DE PROTECCION.
(9) TERRENO NATURAL.
(11) MINIMO 1,00 m, MAXIMO 2,00 m.
(13) PRIMERA FASE DE CONSTRUCCION.
(2) GRAVAS.
(4) ARCILLA ALUVIAL.
(6) ARCILLA SELECCIONADA.
(8) PARABLE.
(10) NIVEL FREATICO.
(12) MINIMO 3,00 m, MAXIMO 4,00 m.
(14) SEGUNDA FASE DE CONSTRUCCION.

**FIGURA 22.** Sección instrumentada tipo.

| DESIGNACION | SIMBOLO | NUMERO DE INSTRUMENTOS EN TRES SECCIONES |
|---|---|---|
| PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE | | 42 |
| CELULA HIDRAULICA DE ASIENTO | | 45 |
| EXTENSOMETRO DE VARILLA (3 varillas) | | 9 |
| INCLINOMETRO (cerca del eje de presa y sobre la berma) | | 6 |
| TUBO DE ASIENTO (en el eje de presa) | | 1 |
| PUNTO DE REFERENCIA PARA NIVELACION TOPOGRAFICA | | 33 |
| PUNTO DE REFERENCIA PARA NIVELACION Y COLIMACION | | 6 |

**FIGURA 22.** Tabla de instrumentos.



(A) MALLA DE CALCULO.
(1) NUMERO DEL NUDO.

(B) ISOCURVAS DE ASIENTOS CALCULADOS.
(2) NUMERO DEL ELEMENTO.

**FIGURA 23.** Cálculos por el método de elementos finitos bidimensional.

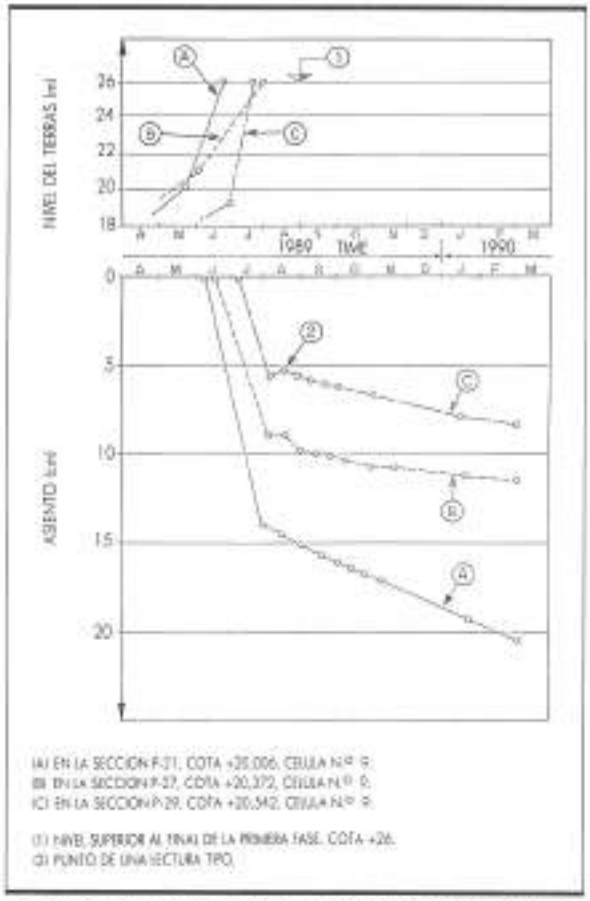



**FIGURA 24.** Asientos registrados por las células hidráulicas a lo largo del tiempo en tres secciones transversales diferentes bajo la berma de aguas abajo.

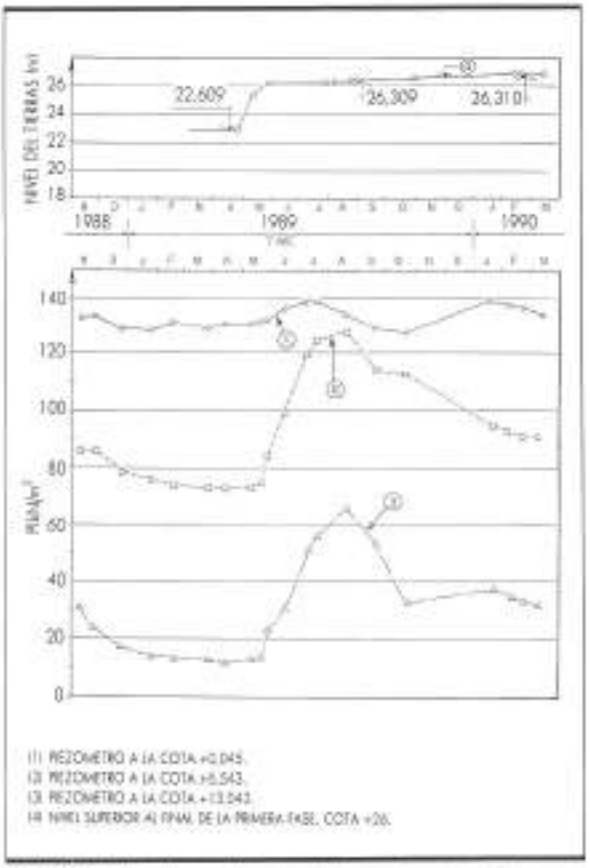



**FIGURA 25.** Variación con el tiempo de las presiones intersticiales para los piezómetros del cimiento cerca del eje de presa en una de las secciones instrumentadas.

Las presiones intersticiales, dentro del cimiento, han sido registradas en varios puntos (hasta el momento se llevan instalados 27 piezómetros en los sitios más significativos del cimiento). El aumento de la presión intersticial debido a la construcción y la posterior consolidación del cimiento pueden observarse claramente. En la figura 25 se muestra un ejemplo de la evolución de la presión intersticial en tres puntos distintos de una de las secciones instrumentadas.

Algunas conclusiones preliminares acerca del comportamiento observado indican que el proceso de consolidación se está produciendo más rápido de lo previsto y que los asientos están siendo menores a los esperados conforme a los cálculos previos hechos con parámetros medidos en ensayos de laboratorio.

## BIBLIOGRAFIA

1. PARSONS, A. W. (1976). «The Rapid Measurement of the Moisture Condition of Earthwork Material», Transport and Road Research Laboratory, Lab Report 750, Crowthorne.
2. PARSONS, A. W. (1978). «Moisture Condition Test for Assessing the Engineering Behaviour of Earthwork Material», Int. Symposium on Clay Fills, Institution of Civil Engineering, London, pp. 169-175.
3. PARSONS, A. W. (1979). «General Report: Construction and Placement of Clay Fills», Int. Symposium on Clay Fills, Institution of Civil Engineering, London, pp. 307-314.
4. PARSONS, A. W. (1981). «The Assesment of Soils and Soft Rocks for Embankment Construction», Q. J. eng. Geol., London, Vol. 14, pp. 219-230.
5. RAMIREZ VACAS, J. L., y SORIANO, A. (1989). «Application of the MCV to the Construction of Barbate Dam», ICSMFE, Brasil.