

Experiencias chilenas en el análisis estático y sísmico de presas de materiales sueltos ⁽¹⁾

(SEGUNDA PARTE)

FERNANDO RODRIGUEZ ROA (*)

RESUMEN. En este artículo se recogen los resultados del análisis teórico experimental de la Presa Melado, recientemente construida en nuestro país (Chile), la cual forma parte de la Central Hidroeléctrica de Pehuenche. Esta investigación, que contó con el apoyo financiero del Consejo Nacional de Investigación Científica y Tecnológica, tuvo como objetivo primordial mejorar el estado actual del conocimiento sobre el comportamiento de presas de materiales sueltos, y de sus estructuras anexas, y perfeccionar las actuales técnicas de cálculo numérico que permiten predecir su respuesta tensodeformacional.

CHILEAN EXPERIENCES IN STATIC AND SEISMIC ANALYSES OF EARTH DAMS (2nd Part)

ABSTRACT. This paper presents the results of an experimental and theoretical analysis of the Melado Dam, recently constructed in Chile as part of the Pehuenche Hydroelectrical Development. The main purpose of this research, supported by the National Council for Scientific and Technological Research, was to obtain greater insight into the behaviour of earth dams and of their ancillary structures, as well as to improve the current techniques of numerical analysis to predict their performance.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA PRESA MELADO

4.1. ETAPAS DE CONSTRUCCION

El período de excavación de la pared moldeada se prolongó bastante más allá de lo programado inicialmente, producto de la presencia en el fluvial no sólo de abundantes bolores de gran tamaño, sino, además, debido a la existencia de algunos bloques rocosos de hasta 1,5 m de extensión, procedentes probablemente de avalanchas de nieve en la zona. Ello obligó a adaptar la secuencia constructiva del muro de presa a las condiciones encontradas, iniciándose primero la construcción de la ataguía de aguas arriba, luego la ejecución de una parte del espaldón de aguas abajo, y finalmente la materialización de la parte central del muro, según se observa en la figura 13, en donde se indica, además, la fecha de construcción de cada zona del muro.

Consecuentemente, la modelación numérica consultó como primera etapa la construcción de la ataguía, sub-

dividida en seis capas de elementos finitos, seguida de la construcción de una parte del espaldón de aguas abajo, descompuesta también en seis capas o tongadas. La malla utilizada para la modelación de estas dos etapas se ilustra en la figura 14. Para efectos del modelo se supuso aquí que el fluvial y la pared moldeada eran estructuras preexistentes.

La tercera y última etapa constructiva consistió en la colocación de 16 tongadas que se consideraron en el sector central del muro de presa, como se aprecia en la malla integral de elementos finitos usada que muestra la figura 15.

4.2. MEDICIONES EXPERIMENTALES VERSUS RESULTADOS TEORICOS

La sección transversal de la presa que se analizó dispone de dos inclinómetros (I-2 e I-5), de tres monolitos superficiales y de tres acelerógrafos (figura 16).

Durante la construcción del muro se dañaron accidentalmente dos de los monolitos instalados. Por otra parte, el tercero sólo registra un par de lecturas aisladas durante el período estudiado. De manera que para la evaluación de los movimientos de la presa se debió considerar aquí las mediciones efectuadas en los inclinómetros. De estas mediciones se han seleccionado cuatro de ellas: dos representan una fase constructiva interme-

(1) Conferencia pronunciada en el CEDEX el 24 de septiembre de 1992.

(*) Profesor de Ingeniería Civil, P. Universidad Católica de Chile.

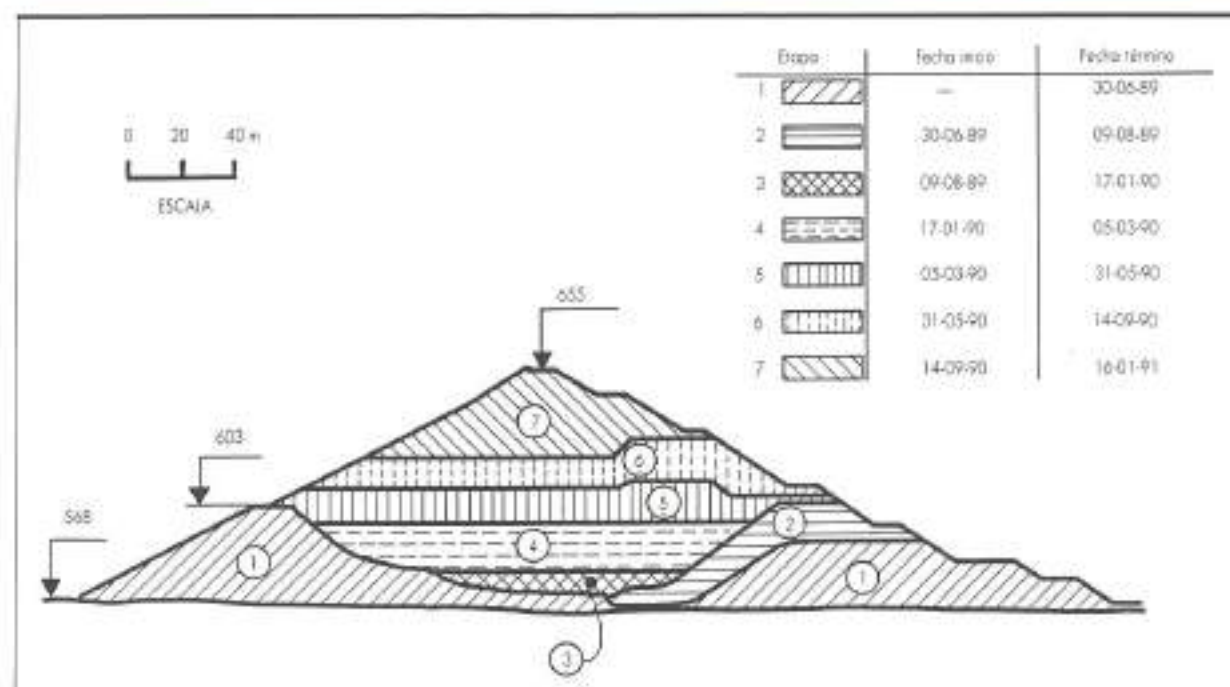


FIGURA 13. Etapas constructivas vs. tiempo, presa Melado.

día del muro, en donde la cota máxima alcanzada es la 603, y las otras dos corresponden al término de la construcción (cota 655). Según se observa en las figuras 17 a 20, se consiguió ajustar sorprendentemente bien las mediciones experimentales a los resultados entregados por el modelo de Elementos Finitos, lo que no sólo permite confirmar plenamente las hipótesis del modelo empleado, sino, además, garantizar la validez de los pará-

metros hiperbólicos considerados en definitiva para los distintos materiales, y la confiabilidad de los resultados teóricos alcanzados durante el proceso constructivo de la presa.

4.3 OTROS RESULTADOS NUMERICOS OBTENIDOS

En la figura 21 se muestra la variación que experimentan los asentamientos de la presa al término de la cons-

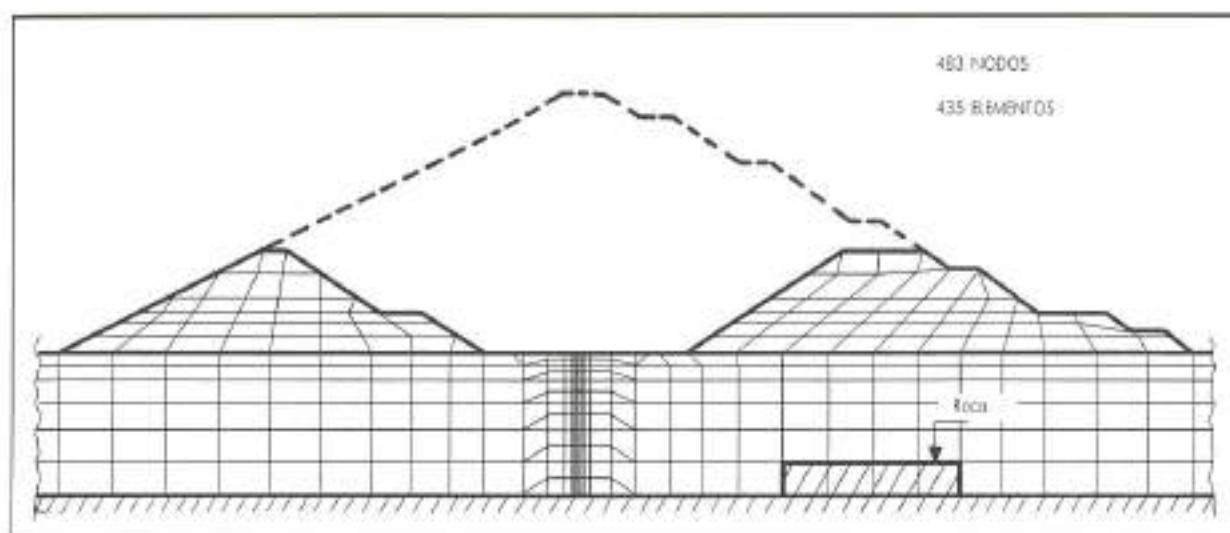


FIGURA 14. Segunda etapa constructiva: malla de elementos finitos.

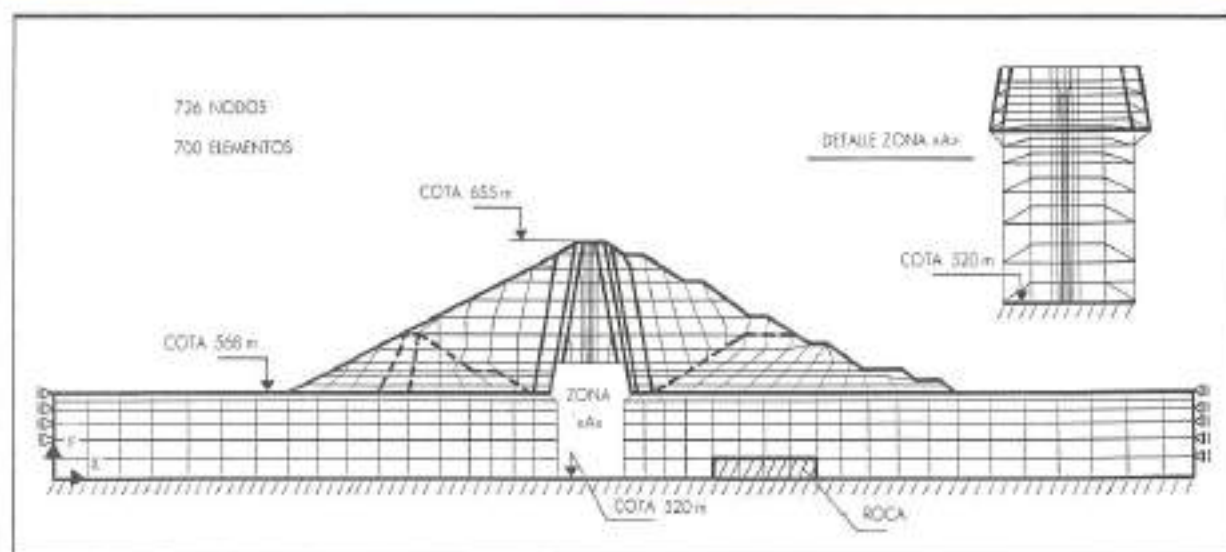


FIGURA 15. Malla de elementos finitos presa Melado.

trucción, en su eje central, en la zona de filtros y material de transición, y en el espaldón de aguas abajo. Un resumen con los valores máximos, y las cotas en que ellos se producen, se incluye en la tabla 4. De esta tabla se desprende que el mayor asentamiento es de 58,1 cm, y que éste se produce en el eje central, en la zona de contacto entre el núcleo y el colchón de suelo compresible. Por otro lado, el asiento máximo registrado por la pared moldeada es de 7,1 cm, y tiene lugar en la cota 570.

La magnitud y distribución de los asentamientos cal-

culados a lo largo de dos planos horizontales representativos de la presa, se muestra en la figura 22. Los resultados alcanzados evidencian aún más que los mayores asentamientos se producen, como era de esperar, en la zona del núcleo, y en particular en el colchón de suelo compresible.

Desde el punto de vista del comportamiento intrínseco de los materiales es importante conocer, además, el nivel alcanzado por las deformaciones unitarias. En la figura 23 se han llevado los valores obtenidos para las deformaciones verticales ϵ_v en las mismas tres vertica-

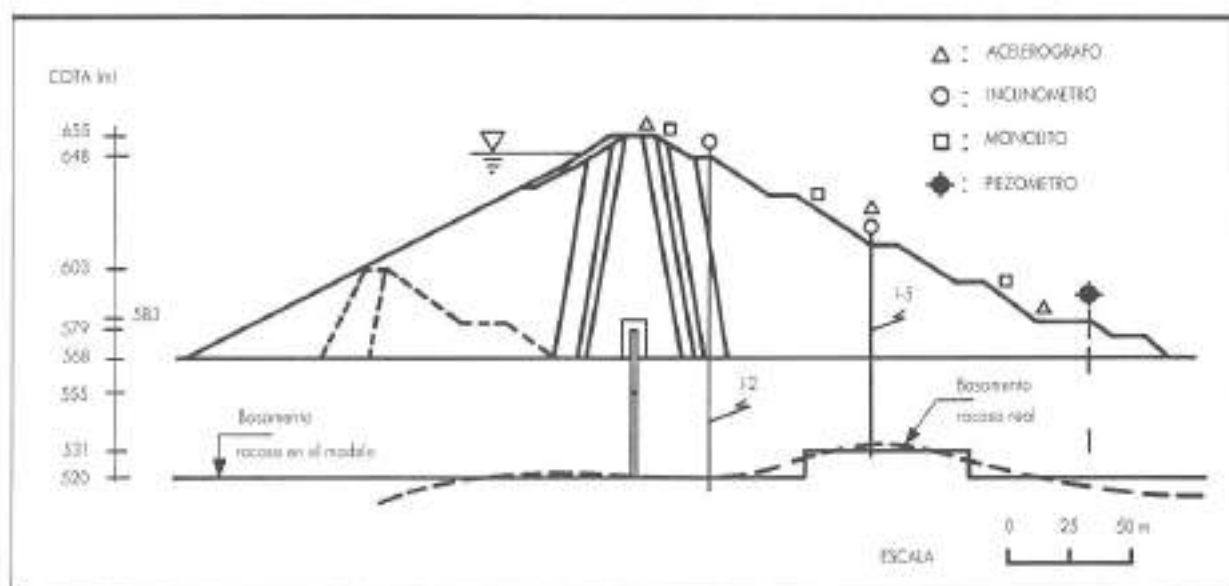


FIGURA 16. Instrumentación presa Melado (sección km 0+130).

ZONA	MATERIAL	ASIENTO (máx.)	COTA
EJE CENTRAL	Núcleo	56,7	587
	Colchón	58,1	583
	Pared	7,1	570
FILTROS Y TRANSICIONES	Filtros	46,6	603
	Fluvial	27,9	568
ESPAIDÓN (EN VERTICAL DE INCLINOMETRO 1-51)	Espaldón	23,0	582
	Fluvial	21,6	568

TABLA 4. Asentamientos máximos calculados (cm).

les en que antes se calcularon los asentamientos de la presa. En la tabla 5 se han agrupado los valores máximos inducidos en los diferentes materiales involucrados. Al respecto debe mencionarse que las deformaciones indicadas concernientes al fluvial, corresponden sólo a las producidas por el muro de la presa, por cuanto para el programa FEADAM el fluvial de fundación es una estructura preexistente. De los valores indicados en la tabla 5, llama notoriamente la atención la alta deforma-

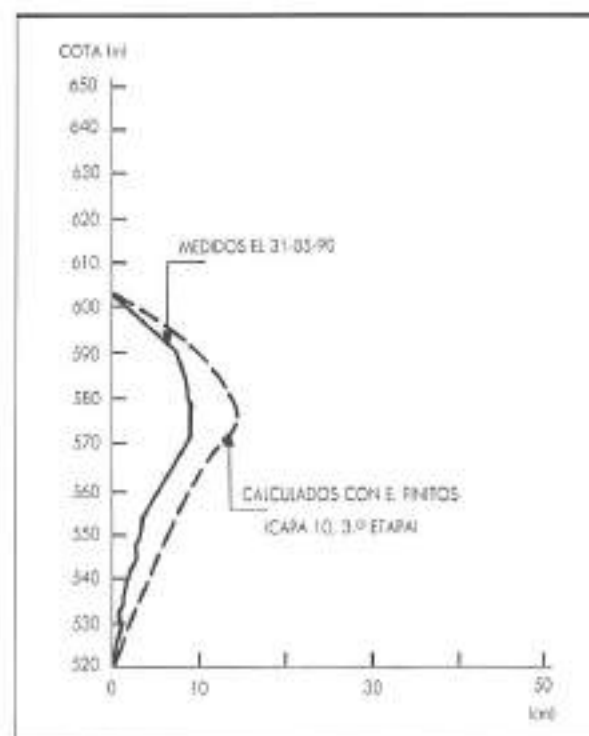


FIGURA 17. Asentamientos en inclinómetro # 2.

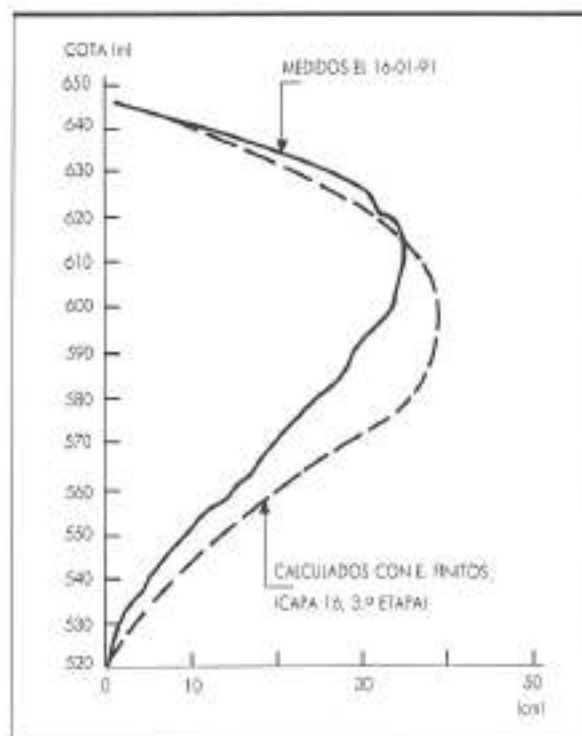


FIGURA 18. Asentamientos en inclinómetro # 2.

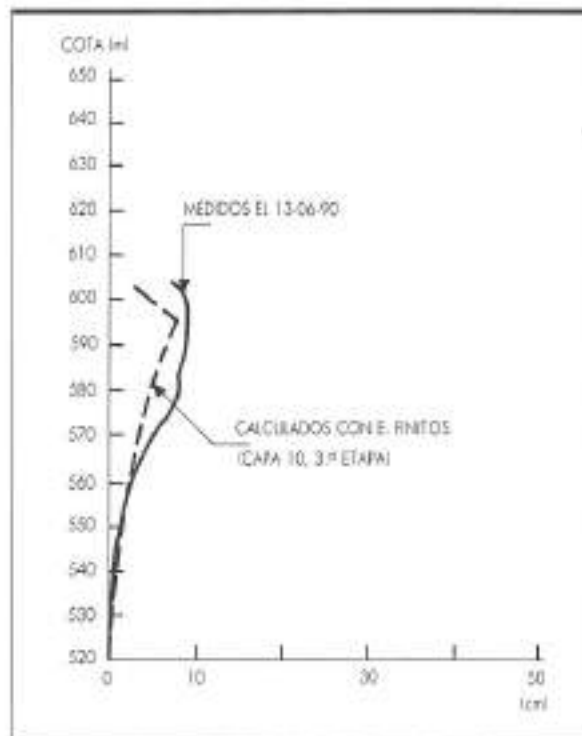


FIGURA 19. Asentamientos en inclinómetro # 5.

ZONA	MATERIAL	ϵ_v (máx.)	COTA
EJE CENTRAL	Núcleo	0,60	599
	Colchón	15,49	580
	Pared	0,28	528
FILTROS Y TRANSICIONES	Filtros	1,27	583
	Fluvial	1,0	567
ESPALETON (EN VERTICAL DE INCLINÓMETRO 1-5)	Espaldón	0,81	571
	Fluvial	0,76	566

TABLA 5. Deformaciones unitarias verticales máximas (%).

ción vertical unitaria de 15,49 % registrada en el interior del colchón de suelo compresible. Este hecho origina una descompresión del núcleo en su extremo inferior, lo que se manifiesta en las bajas deformaciones unitarias experimentadas por éste, las cuales incluso son inferiores a las generadas en la zona de filtros y espaldones, producto de que el núcleo, debido a la alta deformabilidad del colchón, tiende a «colgarse» ligeramente del material grueso adyacente.

Otro aspecto interesante de analizar en el núcleo y en sus inmediaciones son las deformaciones angulares. En la figura 24 se observa que las deformaciones angulares máximas generadas en el material del núcleo son del orden de 4 %, y ellas se producen en el sector basal, en las proximidades del colchón. Dentro de éste las de-

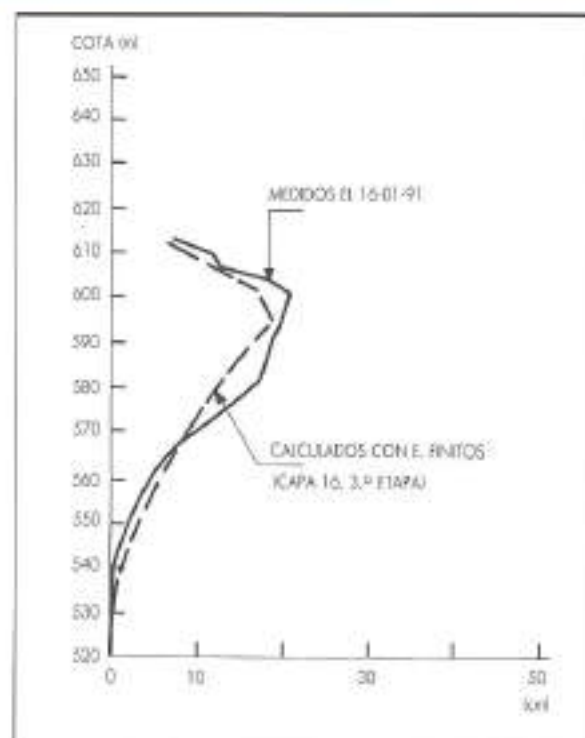


FIGURA 20. Asentamientos en inclinómetro # 5.

formaciones angulares máximas llegan hasta un 20 % en el entorno de la cabeza de la pared moldeada. Este altísimo valor se debe al efecto de punzonamiento que produce la pared en el colchón, efecto que se ilustra por

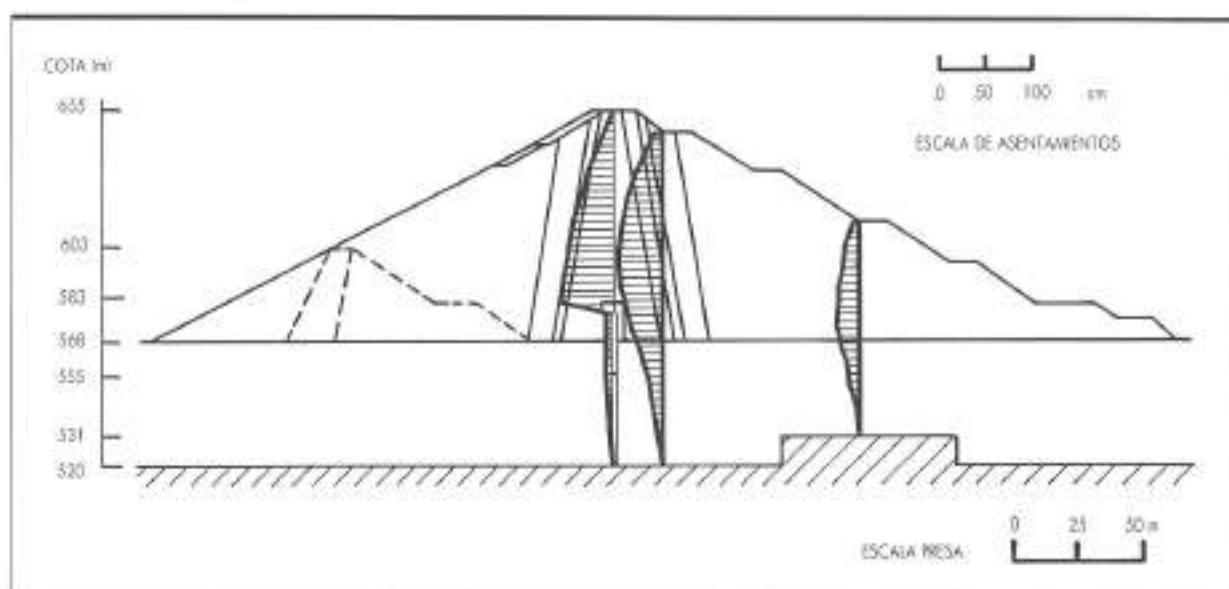


FIGURA 21. Presa Molado: asentamientos al término de la construcción.

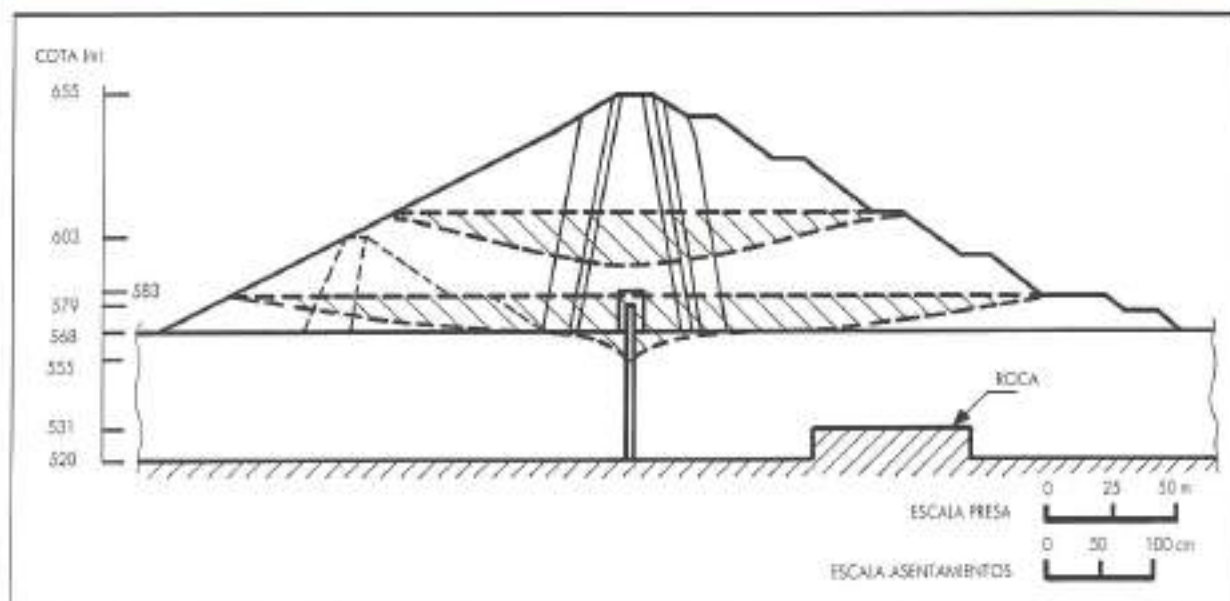


FIGURA 22. Presa Meladoi: asentamientos después de construida la presa.

si solo en la figura 25, en donde se compara la geometría inicial de la malla con la forma que ella adquiere después de la deformación que tiene lugar al término de la construcción de la presa. Además del fenómeno de punzonamiento señalado, se aprecia claramente una constricción lateral del colchón de suelo compresible, producto del empuje horizontal inducido por el material del núcleo, lo que ocasiona a su vez un desplazamiento

de este último hacia el eje central. Ello explica que las mayores deformaciones angulares del núcleo se sitúen en ambos costados del colchón de suelo compresible, como se señalara anteriormente.

En la figura 26 se muestran las curvas de igual cociente $(\sigma_1 - \sigma_2)$ actuante / $(\sigma_1 - \sigma_2)$ en falla, las cuales resultan siempre con valores significativamente inferiores a 1.0, excepto en una pequeñísima zona del fluvial

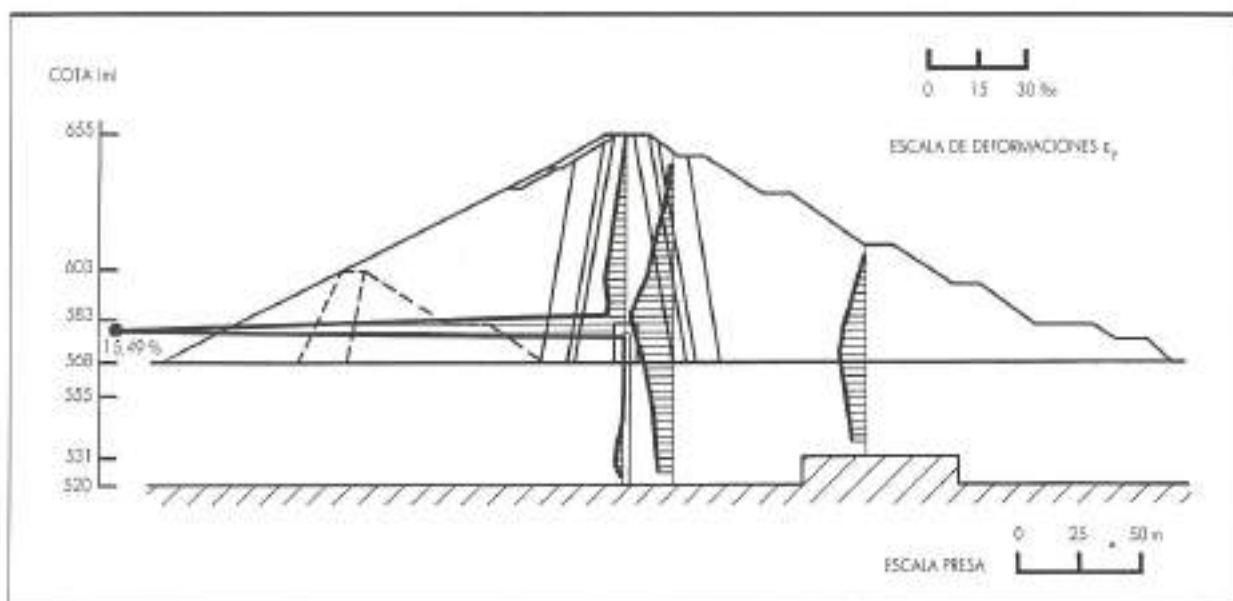


FIGURA 23. Presa Meladoi: deformaciones unitarias verticales al término de la construcción.

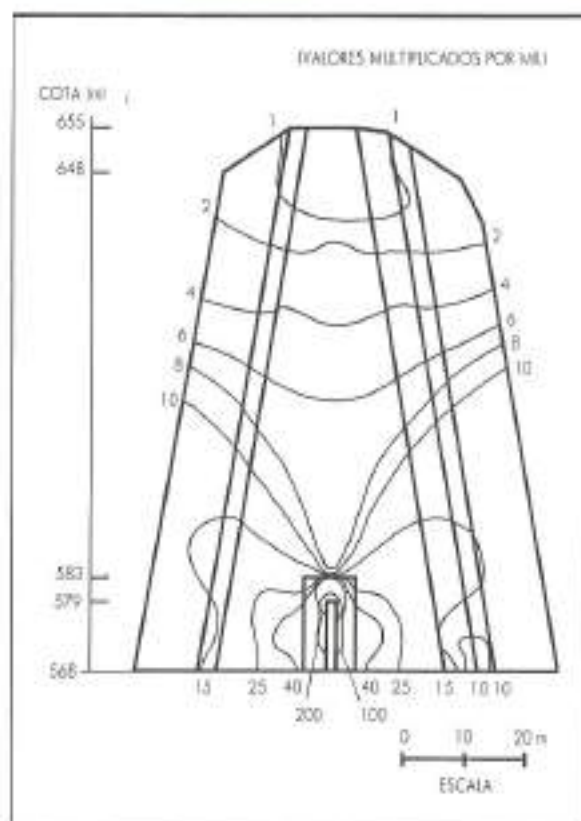


FIGURA 24. Curvas de igual γ_{max} al término de la construcción.

de fundación del colchón de suelo compresible. Esto pone de manifiesto que la seguridad del muro de presa y de su cimentación, frente a una posible falla por corte,

al término del proceso constructivo, está plenamente garantizada.

Sin embargo, el buen comportamiento futuro de la presa dependerá, además, de la respuesta estructural de la pared moldeada en toda su extensión, la cual se analiza a continuación.

La figura 27 exhibe los corrimientos horizontales experimentados por la pared durante las distintas etapas habidas durante la construcción. Los mayores desplazamientos se producen al término de la ataguía (2,4 cm hacia aguas abajo, en la cota 568), y al término de la construcción del muro de presa (2,8 cm hacia aguas arriba, en la cota 579).

Así también, durante el proceso de construcción de la presa las tensiones que actúan sobre la pared moldeada varían en sentido y magnitud. De manera que la única forma que tenemos de verificar su adecuado comportamiento estructural es analizando las solicitaciones que actúan sobre ella en cada fase constructiva.

Al término de la construcción de la ataguía se generan tensiones verticales σ_v de tracción que sobrepasan los 10 kg/cm² en la cara de aguas arriba de la pared, en las proximidades de su empotramiento en el basamento rocoso (figura 28). Esto induciría grietas y fisuras en la pared, no obstante lo cual ello no afectaría su estanqueidad por este concepto, ya que en su sección crítica más del 50 % de su espesor permanece en compresión.

Finalizada la segunda etapa constructiva se producen tracciones en ambas caras de un tramo de pared sin armar, comprendido entre las cotas 540 y 555, con valores máximos de 3,9 y 2,7 kg/cm², en los paramentos de aguas abajo y aguas arriba, respectivamente. Empero, dichas tracciones, si bien son también de magnitud considerable, no alcanzan a producir la falla del material utilizado.

El estado tensional de la pared, después de construi-

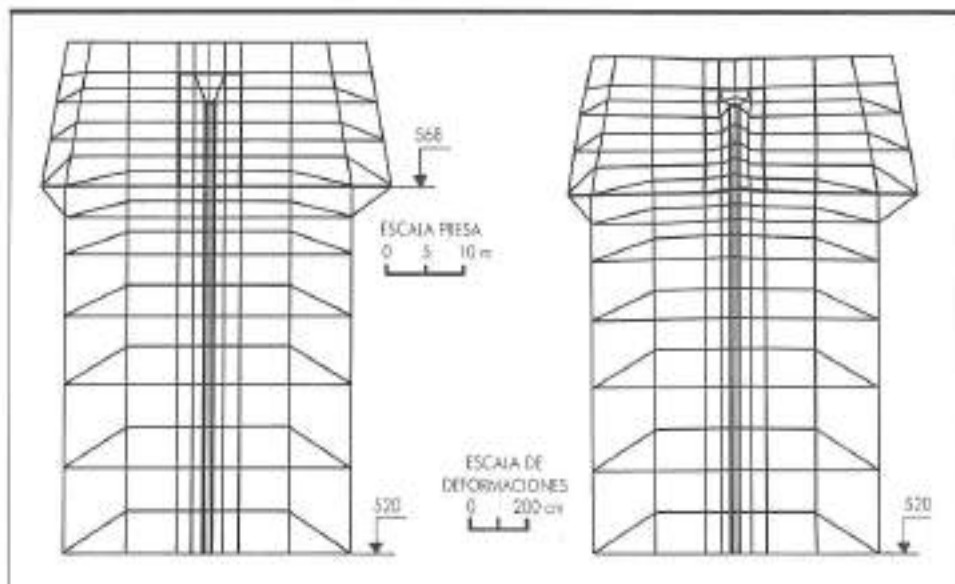


FIGURA 25. Geometría inicial de la malla y deformada de ésta al término de la construcción.

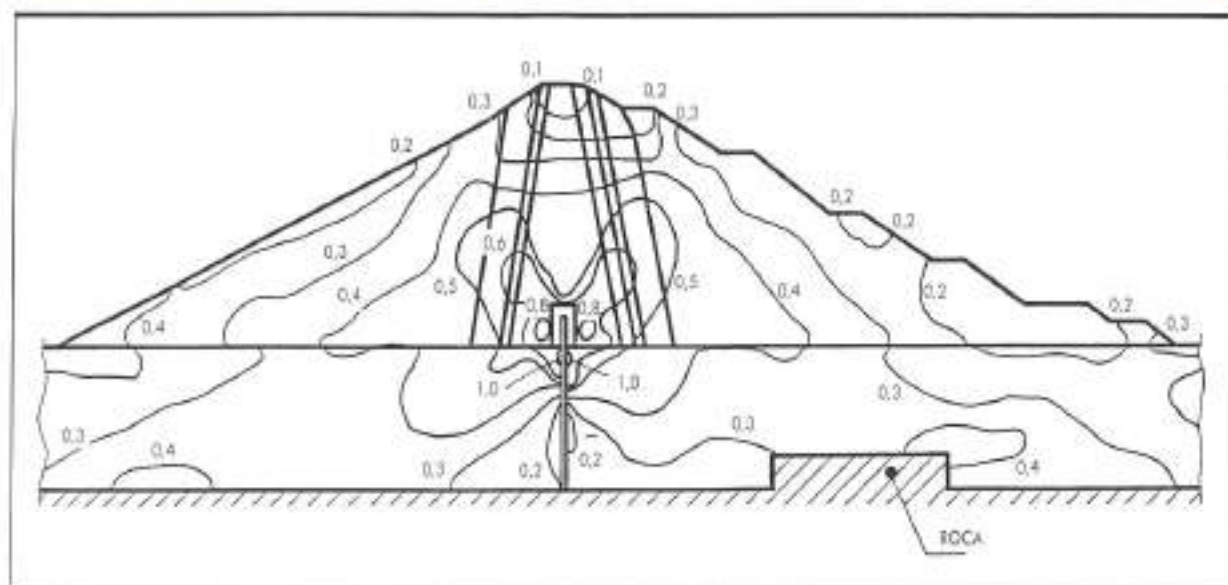


FIGURA 26. Valores del cociente $(\sigma_1 + \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ en falla después de construir la presa.

da la totalidad del muro de presa, acusa tensiones verticales de compresión en toda su extensión, las cuales crecen notoriamente con la profundidad hasta alcanzar valores del orden de 250 kg/cm^2 (Fig. 29). Esto denota que tales tensiones son transmitidas, principalmente, a través de tensiones de corte que se desarrollan en las caras de aguas arriba y aguas abajo de la pared. La tasa de aumento con la profundidad, como es obvio, es

más alta en la zona del fluvial que en la parte del colchón compresible. El considerar un ángulo de fricción máximo en la interfaz suelo-estructura, δ , variable entre $2/3 \phi$, e infinito, no introduce cambios tensionales significativos en la pared moldeada, durante ninguna de las tres etapas constructivas aquí consideradas. La figura 29 evidencia esta conclusión para el estado tensional correspondiente al fin de la construcción.

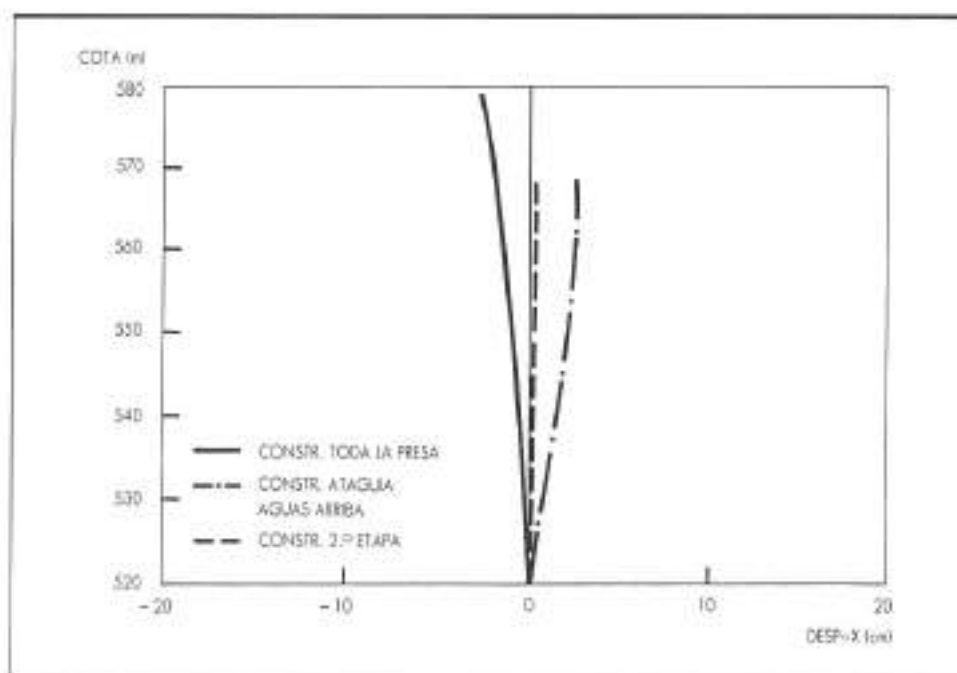


FIGURA 27. Corriente lateral de la pared.

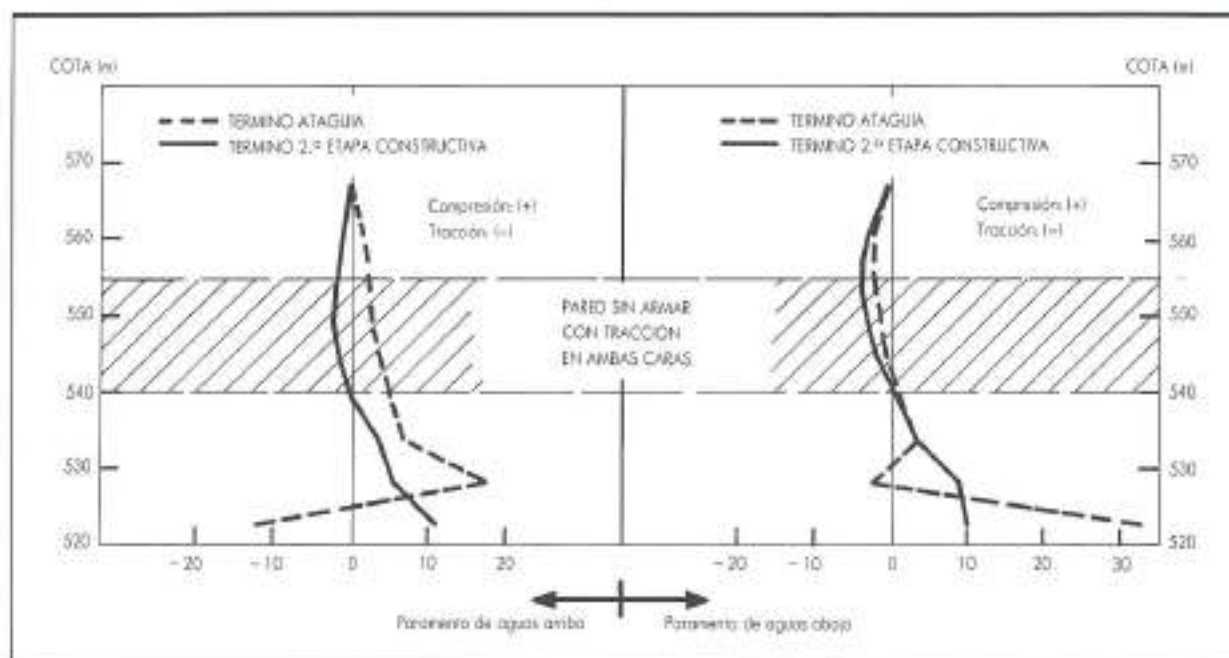


FIGURA 28. Tensiones verticales σ_y (kg/cm^2) en pared moldeada durante la construcción de la presa.

El perfil de tensiones verticales que registra la pared moldeada se traduce en un estado de deformaciones unitarias de acortamiento que aumenta con la profundidad, siendo precisamente la zona de hormigón plástico, sin armar, la más solicitada (v. figura 28). El valor máximo experimentado es de 0,28 % en la cota 528. La alta sollicitación del tramo de pared sin armar se ve confirmado en la figura 31, en donde es dable observar

que la mayor parte de la estructura ha ingresado al rango no lineal hiperbólico, dentro de la ley constitutiva mixta empleada.

En caso de no haberse usado el colchón de suelo compresible como elemento protector de la parte superior de la pared moldeada, se habría producido un aumento sustancial de las tensiones desde su coronación hasta la cota 545, aproximadamente (Fig. 32). Por otra

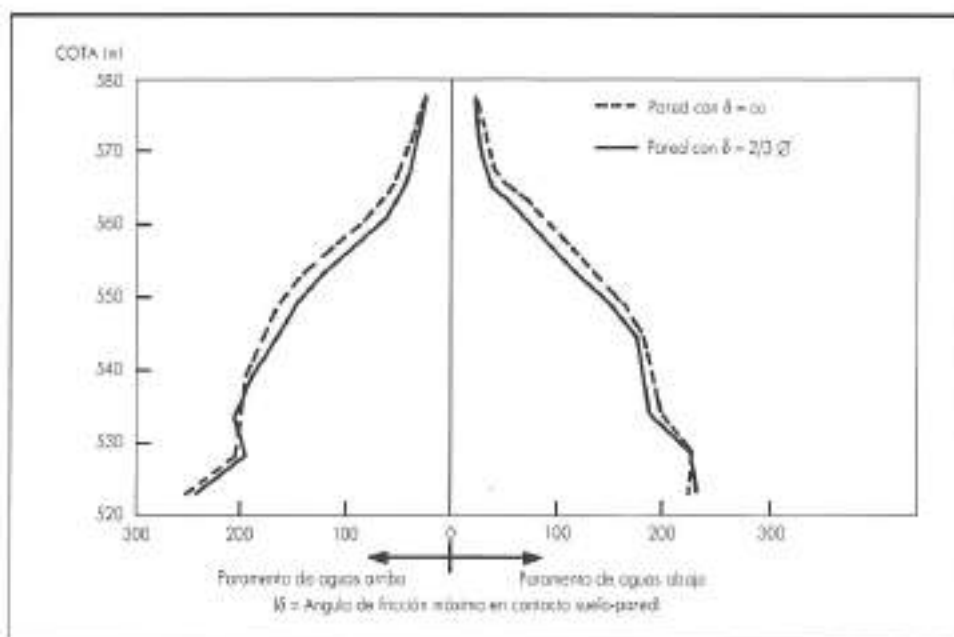


FIGURA 29. Tensiones σ_y (kg/cm^2) en pared moldeada al término de construcción de la presa.

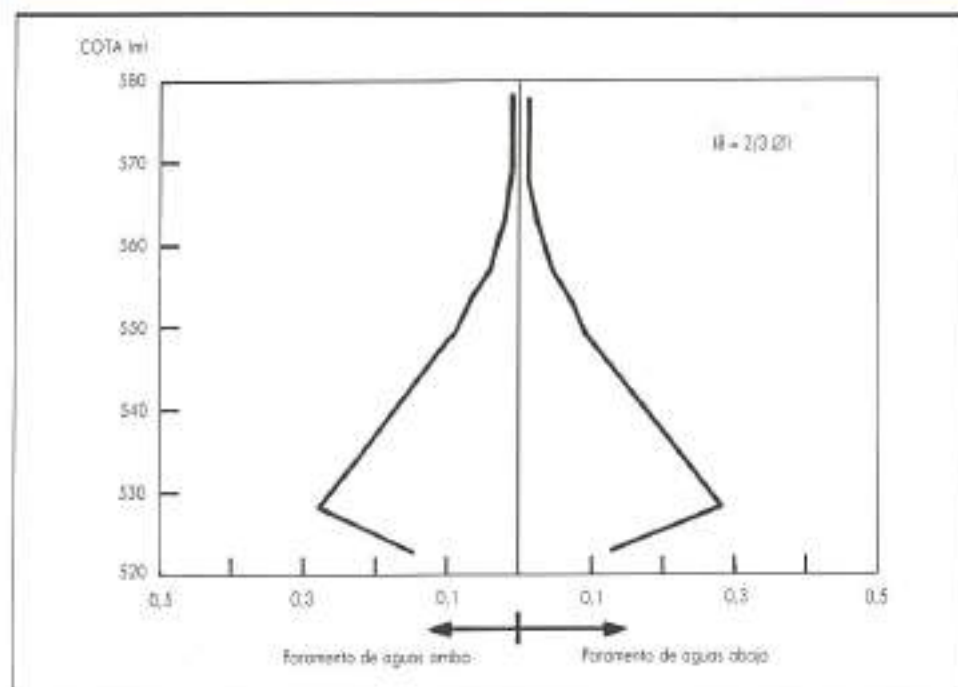


FIGURA 30. Deformaciones ϵ_x (%) en pared moldeada al término de la construcción de la presa.

parte, entre las cotas 531,0 y 536,5, si bien el incremento de tensiones no es tan significativo, se alcanza a producir la plastificación de la pared, pero sólo en su mitad de aguas arriba.

5. SIMULACION DEL PRIMER LLENADO DEL EMBALSE

5.1. HIPOTESIS Y FASES DE LLENADO

El análisis del primer llenado del embalse implica consi-

derar tres efectos de diferente naturaleza: empuje hidrostático sobre el paramento de aguas arriba del núcleo y sobre la pared moldeada; fuerzas verticales ascendentes por concepto de la boyancia en las zonas sumergidas; y asentamiento del espaldón de aguas arriba por saturación de éste. En la figura 33 se presentan tres esquemas que ilustran tales efectos.

Dadas las características geotécnicas del material que conforma el espaldón de aguas arriba de la presa, Melado se supuso, simplificadoramente, que su asenta-

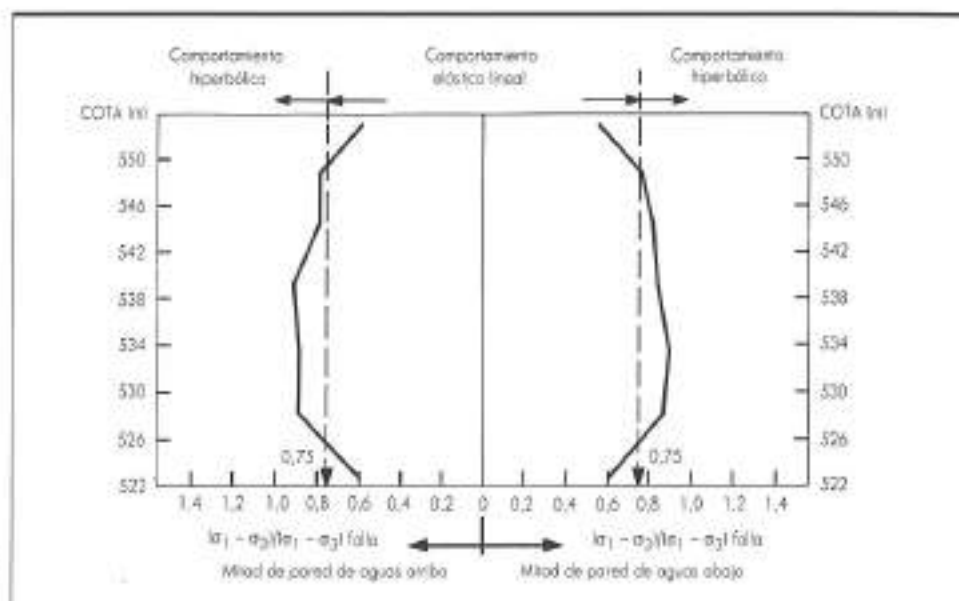


FIGURA 31. Nivel de tensiones en tramo sin amar de pared moldeada al término de la construcción.

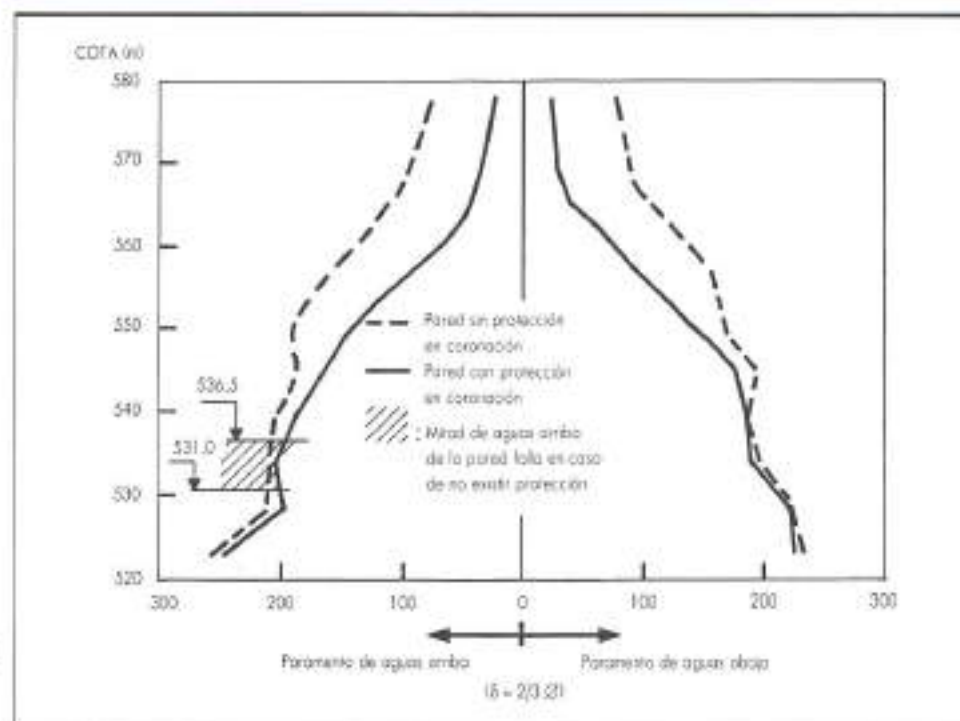


FIGURA 32. Tensiones σ_v (kg/cm^2) en pared moldeada al límite de construcción de la presa: efecto del colchón compresible.

N.º FASE	COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)
1	565,0	579,0
2	579,0	595,0
3	595,0	612,5
4	612,5	632,0
5	632,0	648,0

TABLA 6. Fases de llenado consideradas.

miento por saturación no sería significativo, como habría ocurrido anteriormente en la presa Colbún, situada a 15 km aguas abajo de la presa Melado (Garcés, 1989). Por tanto, en la modelación se consideró, solamente, los dos primeros efectos antes señalados.

El primer llenado del embalse Melado se materializó durante un período de sólo algunos meses, como es dable apreciar en la figura 34. Para efectos del modelo el proceso de llenado del embalse se subdividió en cinco fases o etapas, según se indica en la tabla 6, hasta alcanzar la cota de aguas máximas.

En cada una de las fases de llenado analizadas fue preciso transformar los respectivos empujes hidrostáti-

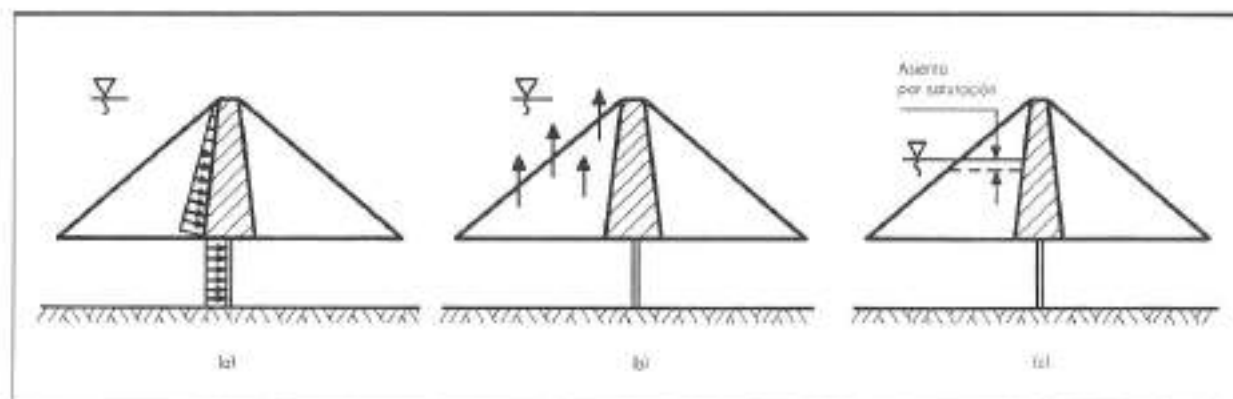


FIGURA 33. Efectos del 1.º llenado: a) Empujes hidrostáticos sobre núcleo y pared. b) Fuerzas de boyancia en espaldón de aguas arriba. c) Asentamiento por saturación.

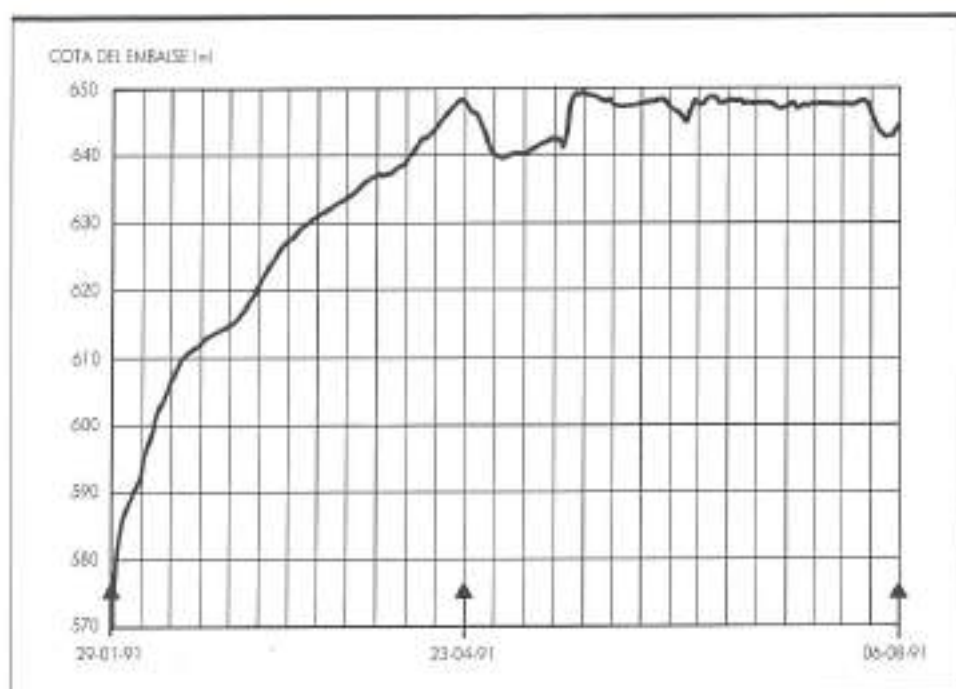


FIGURA 34. Curva de llenado del embalse Melado.

cos y fuerzas de boyancia, en fuerzas nodales estáticamente equivalentes asociadas a los nodos de la malla de elementos finitos empleada. La estructuración del programa FEADAM-UC permite la aplicación secuencial de fuerzas exteriores a la presa, después de terminada su construcción, conservando el carácter no lineal de las leyes constitutivas de los diferentes materiales; por esta razón dicho programa también se usó en el análisis del primer llenado de la presa.

5.2. RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA FEADAM-UC

Las deformaciones angulares máximas resultantes en el núcleo no presentan cambios substanciales respecto a la situación habida después de la construcción del muro de presa, conforme a lo mostrado por la figura 35, y los mayores valores se mantienen alrededor del 4 % en ambos costados del colchón compresible.

El análisis de estabilidad de la presa, finalizado el proceso de llenado, refleja la presencia de una zona fallada por esfuerzo de corte en el interior del espaldón de aguas arriba (Fig. 36). Ello es producto de la descompresión horizontal generada en dicha zona por la acción del empuje hidrostático sobre el talud de aguas arriba del núcleo. Sin embargo, dado el buen comportamiento general observado en el resto de la presa y en su cimentación, lo anterior no significaría riesgo de inestabilidad alguno. En todo caso, la existencia de tal zona podría implicar ciertos movimientos locales que se traducirían en un acomodamiento del material del espaldón de aguas arriba situado en su entorno. De cualquier manera cabe tener presente que para un mismo valor de σ_3 ,

el desviador de tensiones en rotura es superior en un estado tensional de deformación plana, que en la condición axil-simétrica de una probeta de suelo en el tria-

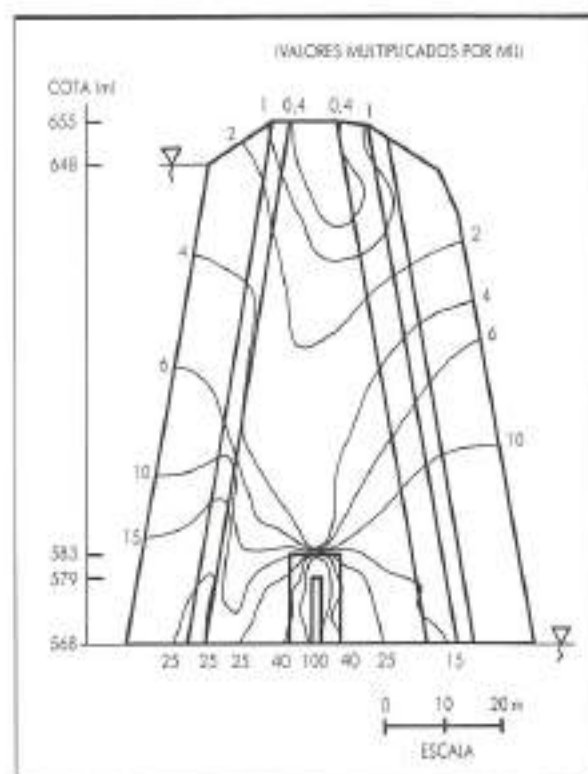


FIGURA 35. Curvas de igual γ_{max} al término del llenado.

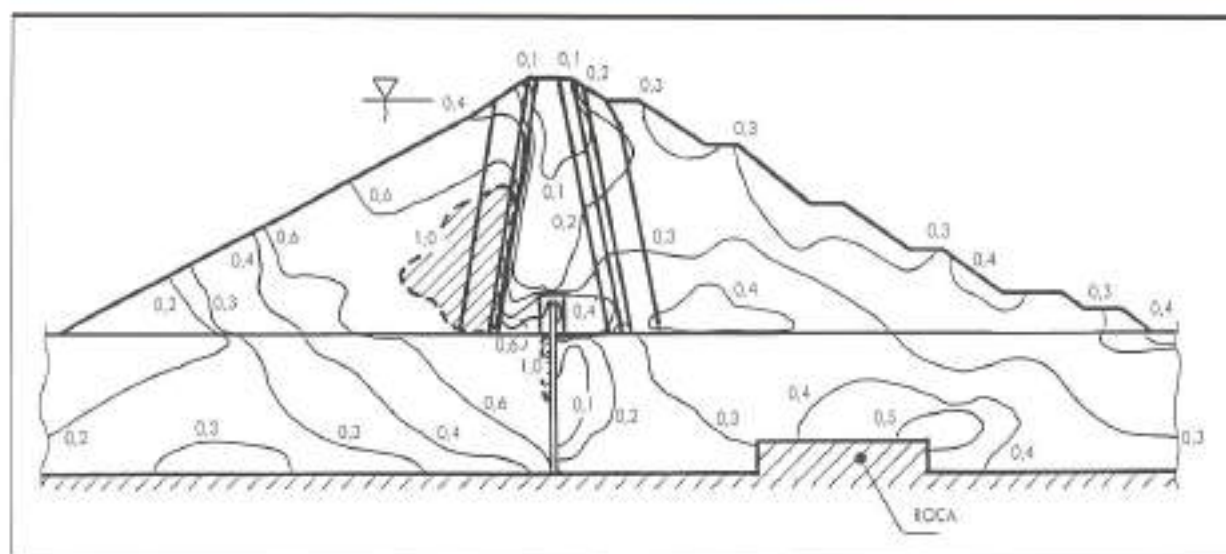


FIGURA 36. Valores del cociente $(\sigma_1 - \sigma_3)_{actual} / (\sigma_1 - \sigma_3)$ en falla después del llenado del embalse.

xial, y por consiguiente, la extensión de la zona fallada, en rigor, resulta aquí algo sobreestimada.

Las tensiones verticales inducidas en la pared moldeada experimentan con el llenado una reducción significativa, principalmente en el paramento de aguas arriba (Fig. 37). Ello debido al fenómeno de boyancia que tiene lugar en las zonas sumergidas. Por esta misma razón, el llenado disminuye notoriamente el confinamiento lateral de la cara de aguas arriba de la pared, lo que explica la gran influencia que presenta aquí la mag-

nitud adoptada para el ángulo de fricción máximo movilizado para el contacto suelo-estructura, en los valores de σ_y que solicitan la pared (Fig. 37).

La reducción de las tensiones verticales que experimenta la pared moldeada es la causante de que la mitad de aguas arriba de ella haya vuelto al régimen elástico lineal, después del primer llenado, según se advierte en la figura 38.

En el caso de no haberse construido el cojón de suelo compresible, las tensiones verticales de compresión

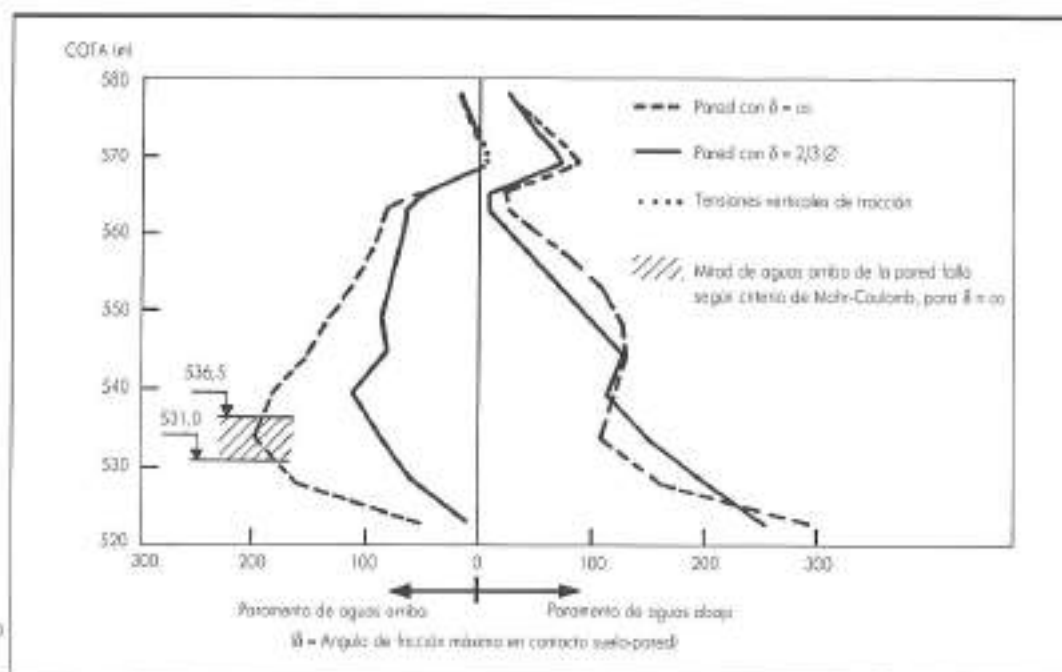


FIGURA 37. Tensiones σ_y (kg/cm^2) en pared moldeada al término del llenado del embalse.

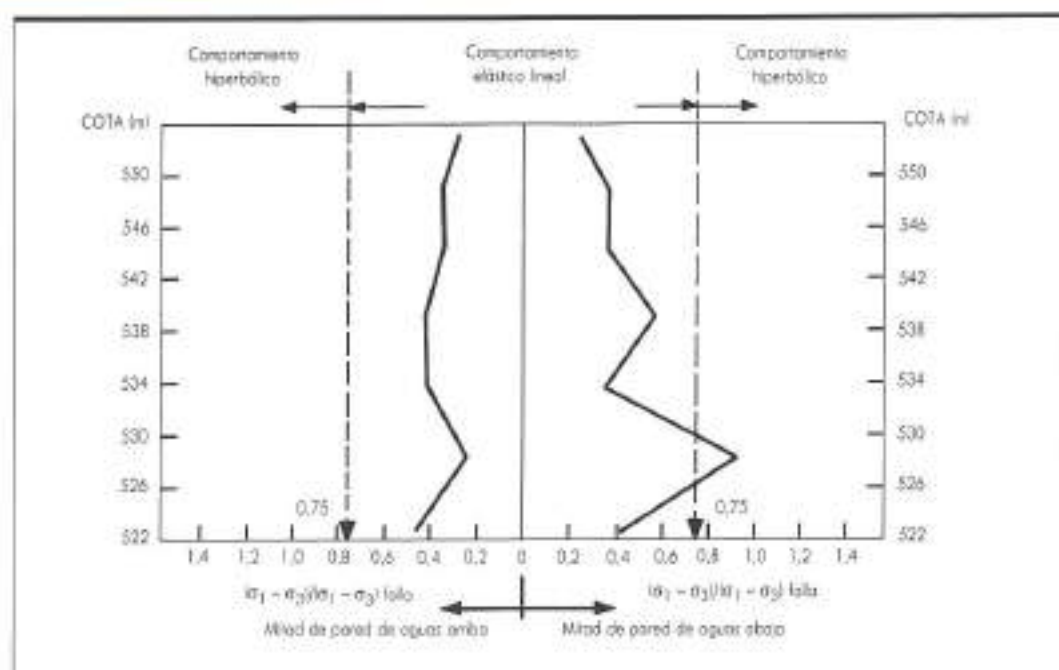


FIGURA 38. Nivel de tensiones en tramo sin armar de pared moldeada al término del llenado.

sión que solicitan la pared habrían aumentado considerablemente (Fig. 39). Según los cálculos efectuados este aumento implicaría que la pared moldeada fallaría por corte, de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb, entre las cotas 531,0 y 536,5, sin embargo, su estanqueidad no se vería mayormente afectada, por cuanto ello ocurriría solamente en la mitad de aguas arriba de la pared.

5.3 MEDICIONES EXPERIMENTALES VERSUS VALORES TEORICOS

En base a las lecturas efectuadas en los inclinómetros I-2 e I-5, se dispone de los desplazamientos horizontales transversales medidos en esas dos verticales, por causa del primer llenado del embalse (Figs. 40 y 41). Comparando los valores experimentales registrados al término del llenado, con los resultados obtenidos con elementos

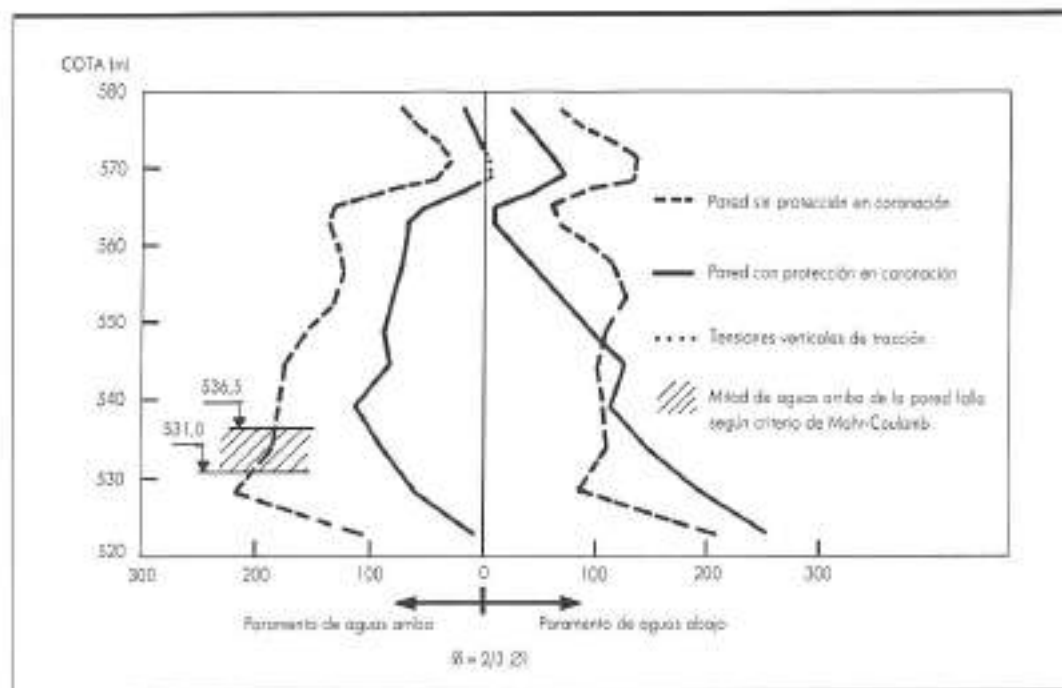


FIGURA 39. Tensiones σ_x (kg/cm^2) en pared moldeada al término del llenado del embalse: efecto del colchón compresible.

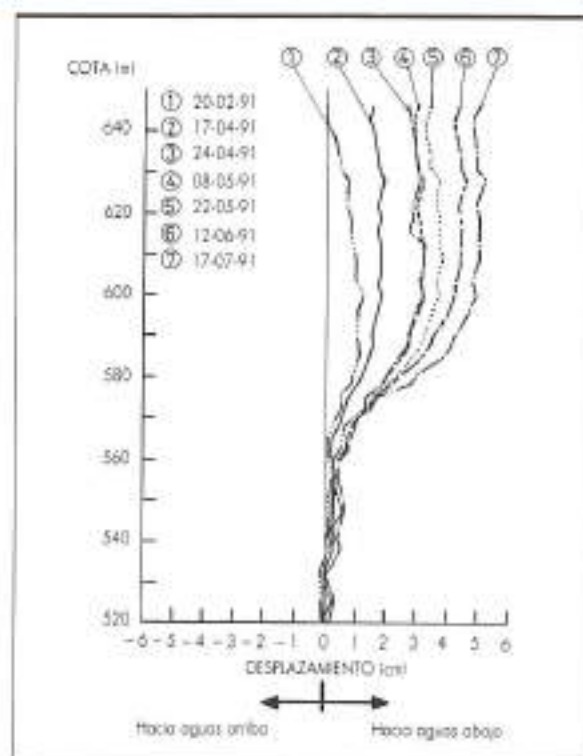


FIGURA 40. Desplazamientos horizontales transversales medidos en inclinómetro I-2.

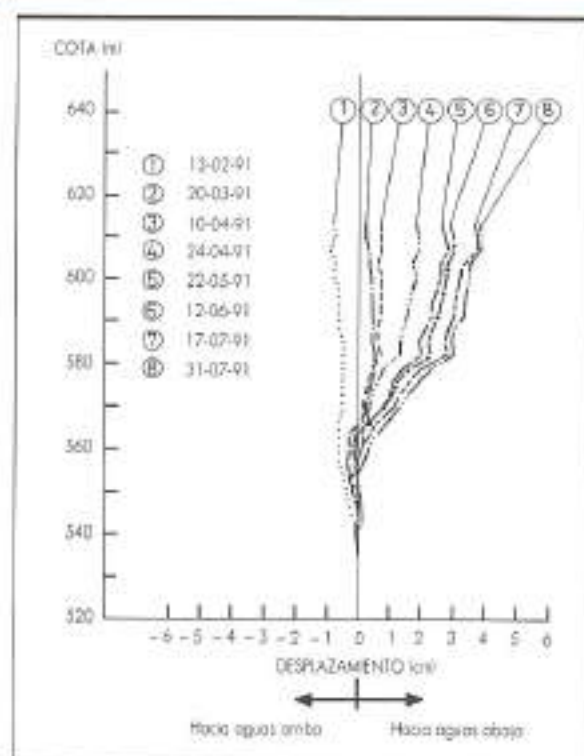


FIGURA 41. Desplazamientos horizontales transversales medidos en inclinómetro I-5.

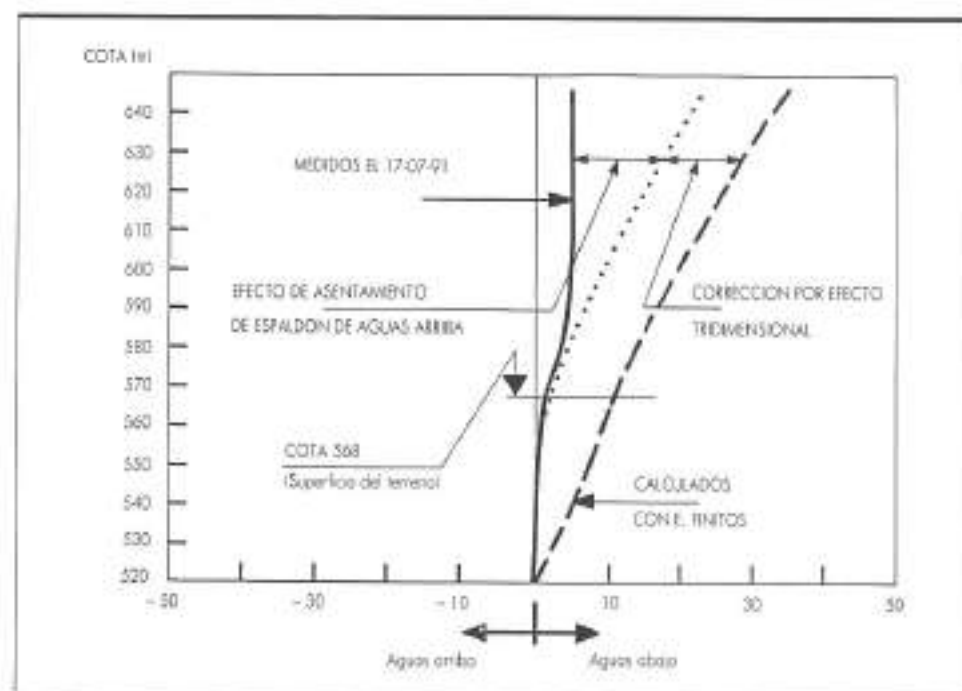


FIGURA 42. Corrientes transversales (cm) en inclinómetro 2 después del primer llenado del embalse.

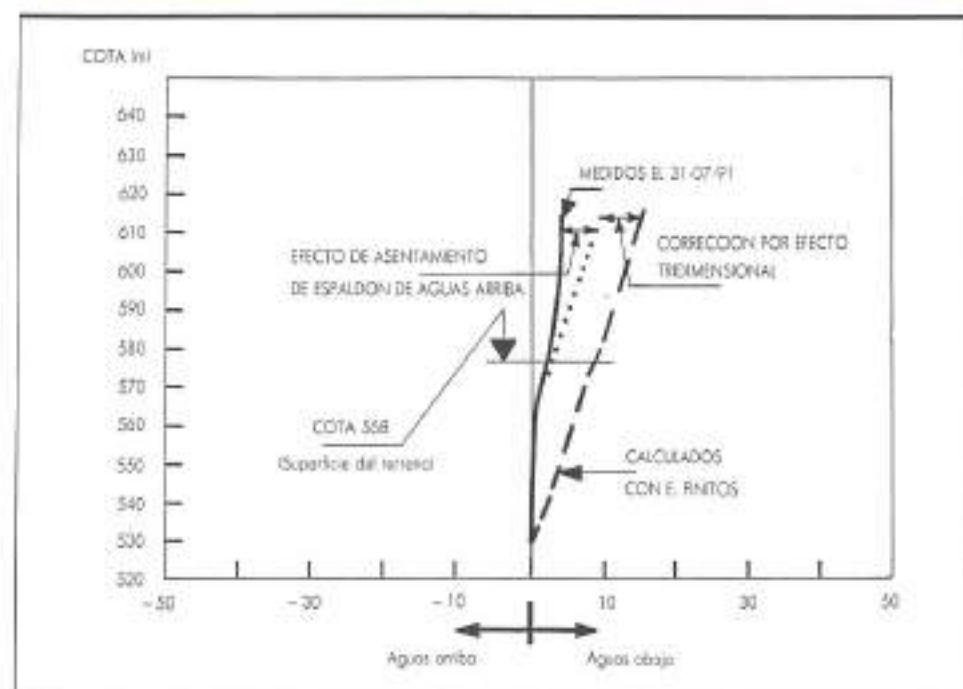


FIGURA 43. Corrientes transversales (cm) en inclinómetro # 5 después del primer llenado del embalse.

finitos, se aprecia, aparentemente, una enorme discrepancia (Figs. 42 y 43), la cual, sin embargo, es más ficticia que real, puesto que falta incluir aún en los cálculos numéricos dos aspectos no considerados que han resultado ser relevantes.

En efecto, del análisis detenido de las curvas experimentales se pueden inferir dos hechos o aspectos de singular importancia. El primero pone en evidencia un comportamiento claramente tridimensional del fluvial de fundación, producto de una gran rigidez transversal, la cual derivaría de un marcado angostamiento que posee el valle bajo la superficie actual del terreno, y de una serie de irregularidades topográficas que presenta el basamento rocoso en el lugar de emplazamiento del muro de presa. Este comportamiento tridimensional del fluvial de fundación se manifiesta en los reducidísimos desplazamientos transversales medidos en ambos inclinómetros, entre la roca basal y la cota que corresponde al nivel de apoyo o sello de cimentación del muro de

presa (cota 568). El segundo aspecto de interés es la curvatura hacia aguas arriba que acusan todos los registros de desplazamientos transversales; a diferencia de la geometría que exhiben las curvas calculadas por elementos finitos, lo que demuestra que el asentamiento por saturación del espaldón de aguas arriba no fue despreciable, como había sido una de las hipótesis inicialmente adoptadas en este estudio.

Corrigiendo las curvas obtenidas por elementos finitos por el efecto tridimensional antes señalado, se han podido estimar, indirectamente, los desplazamientos transversales inducidos por concepto del asentamiento por saturación del espaldón de aguas arriba (Figs. 42 y 43). En la tabla 7 se han resumido los resultados obtenidos.

Una definición más precisa de la información calculada por elementos finitos durante el primer llenado, en particular en lo relativo al estado tensional inducido en la pared moldeada, requeriría de una reformulación del

	VERTICAL I-2		VERTICAL I-5	
	DESPLAZAMIENTO	COTA	DESPLAZAMIENTO	COTA
VALOR MEDIDO	5,0	646	3,8	613
E. FINITOS	35,4	646	16,1	613
CORRECCION POR EFECTO 3D	- 9,6	646	- 5,8	613
CORRECCION POR ASIENTO DE ESPALDON SATURADO	-20,8	646	- 6,5	613

TABLA 7. Desplazamientos horizontales transversales (cm).

problema considerando una mayor rigidez transversal para el flujal de fundación, y el asentamiento por saturación del espaldón de aguas arriba.

6. ANALISIS SISMICO

6.1. ASPECTOS GENERALES

Chile se encuentra situado sobre la zona de contacto entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. El movimiento relativo entre estas placas genera fricción entre ambas, lo que se traduce en deformaciones y en una acumulación gradual de tensiones de corte. Al producirse una fractura repentina a lo largo de un tramo de dicha zona de contacto se origina un terremoto.

En la figura 44 se ilustra esquemáticamente el mecanismo de subducción existente a la altura del Paralelo $35,5^\circ$, Latitud Sur, que corresponde aproximadamente al sitio de emplazamiento de la presa Melado. La placa de Nazca se introduce por debajo de la placa continental a una velocidad media del orden de 10 cm por año.

El terremoto de Talca ocurrido en 1928, producto de una zona de falla de amplia extensión (zona AB en la figura 44), habría sido de magnitud 8,3 en la Escala de Richter. Su menor distancia hipocentral con respecto al punto de ubicación de la presa sería del orden de 120 km.

A falta de registros sísmicos en el sector de la presa, se consideró en el presente estudio el acelerograma obtenido durante el terremoto del 3 de marzo de 1985, en Valparaíso, en la U. F. S. M., componente N70E, como sismo de diseño representativo del basamento rocoso en el sector de la presa.

Dicho acelerograma fue registrado en roca, y corresponde a un sismo de magnitud 7,8 en la Escala de Richter, con distancia hipocentral del orden de 40 km y una

aceleración máxima de 0,18 g. La duración del movimiento fuerte (aceleraciones superiores a 0,05 g) es de 44 seg y su período predominante de 0,16 seg (véase, figura 45).

Las ordenadas de este registro fueron escaladas convenientemente de manera tal que la aceleración máxima resultara igual a 0,25 g, conforme al valor estimado para el área de la Central Pehuenche (MN-Harza, 1982).

Como condición crítica de la estabilidad sísmica, en el caso de la presa Melado, se consideró la ocurrencia del terremoto mencionado durante la situación de embalse lleno, en la hipótesis de flujo de agua estabilizado en el interior del muro.

Las tensiones efectivas iniciales existentes en los espaldones, y en el suelo de fundación, antes de ocurrir el sismo, se han supuesto aproximadamente iguales a las calculadas inmediatamente después del primer llenado de la presa, mediante el programa FEADAM-UC. Sin embargo, en el núcleo, la infiltración del agua a través de él con el tiempo, modifica las presiones de poros en su interior, lo que hace que varíen posteriormente sus presiones efectivas. Por ello que, aprovechando que el núcleo de Melado se encuentra aproximadamente centrado, se estimó la tensión vertical total en cada punto, simplificadoramente, considerando el peso de la columna de tierras y de agua que actúa sobre él, y, para el cálculo de la tensión vertical efectiva, se descontó a aquella tensión el valor de la presión de poros respectiva, extraída de la red de flujo y de sus isóbaras correspondientes (véanse figuras 46 y 47). Las curvas de isotensión obtenidas se ilustran en la figura 48.

6.2. PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales estudiados, representativos del espaldón

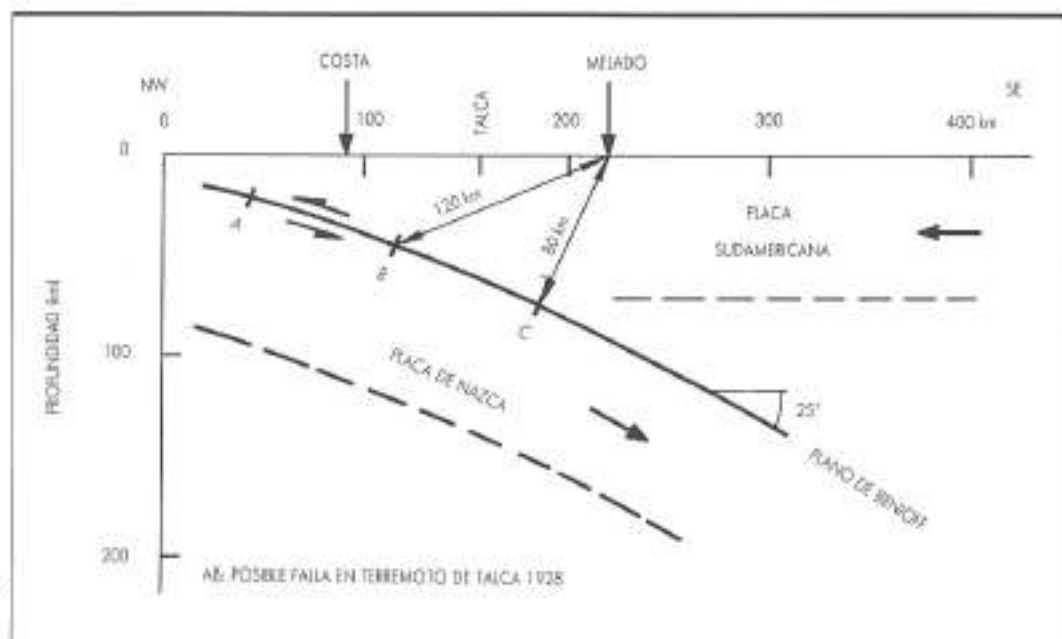


FIGURA 44. Zona de subducción en presa Melado.

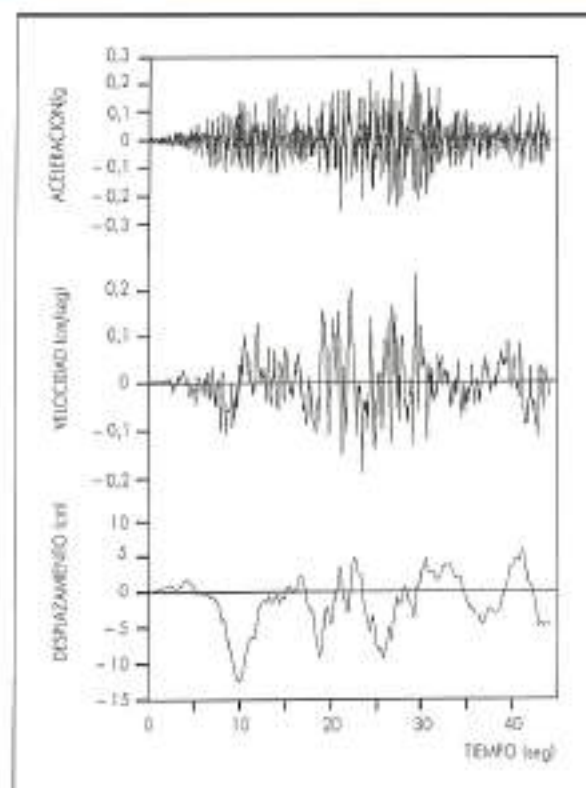


FIGURA 45. Sismo de diseño usado.

y del núcleo, que tienen un tamaño máximo igual a 3/4", fueron ensayados en el equipo triaxial dinámico del Laboratorio Nacional de Viabilidad (MTS), usando probetas de 4" de diámetro. Las propiedades dinámicas del colchón compresible fueron determinadas en ensayos triaxiales cíclicos, en probetas de 2" de diámetro, en el Laboratorio de Ingeniería Geotécnica de DICTUC.

Cada probeta fue confeccionada con la densidad y humedad de compactación en el terreno, y luego saturada, y consolidada isotrópicamente, bajo una presión de confinamiento determinada. La carga cíclica se aplicó en condición no drenada de acuerdo a la metodología propuesta por Seed et al. (1986).

La figura 49 muestra la variación del Módulo de Corte (G) y del Amortiguamiento (D), con la deformación angular (γ), para el material del espaldón ensayado. La relación entre el Módulo de Corte, y la tensión media efectiva de confinamiento inicial, σ'_m , viene dada en suelos granulares por:

$$G = 70 K_2 \sqrt{\sigma'_m} \text{ con } G \text{ y } \sigma'_m \text{ en t/m}^2 \quad [3]$$

El mayor valor de K_2 , $K_{2\max}$, resultó igual a 89, lo cual concuerda satisfactoriamente con los valores dados por Seed et al. (1986) para un material de las características del suelo ensayado. Empero, para el espaldón real, que sólo tiene 18 % de arena, cabe esperar un $K_{2\max}$ próximo a los valores más altos registrados en suelos gruesos muy compactados. Por tal motivo se ha escogido aquí un valor de $K_{2\max}$ igual a 180. Como

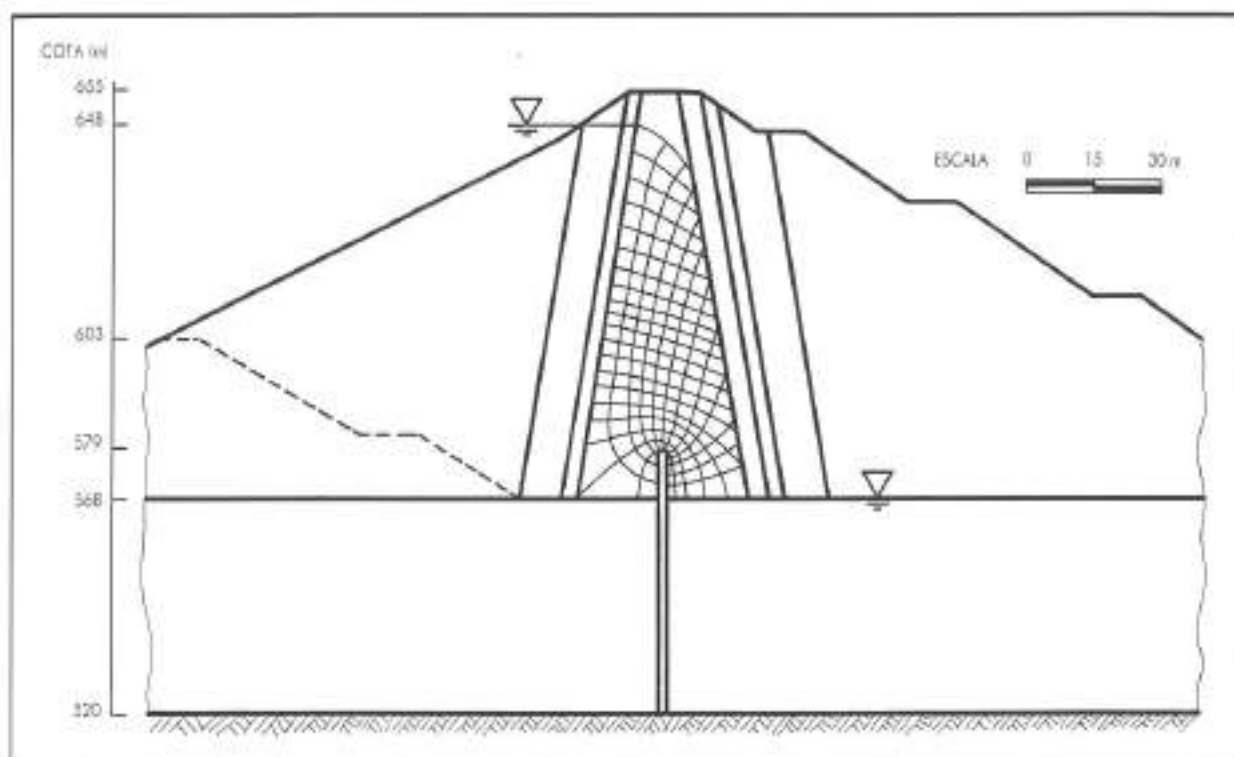


FIGURA 46. Red de flujo simplificada en suputo núcleo homogéneo e hidráulicamente isotrópico.

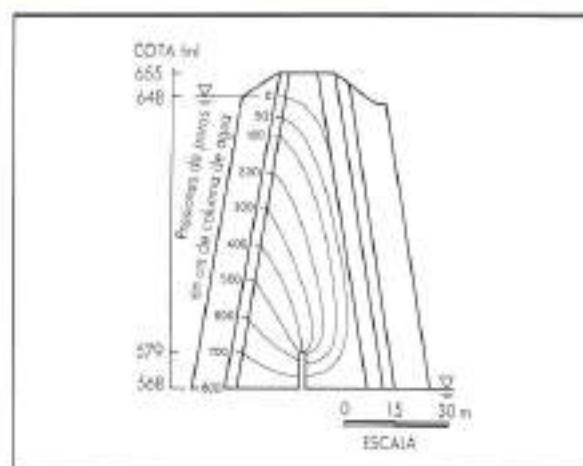


FIGURA 47. Líneas isobaras.

función $K/K_{\text{máx}}$ vs. γ , se adoptó la obtenida a partir de los triaxiales realizados sobre el espaldón ensayado (véase figura 50).

Las propiedades sísmicas del núcleo se obtuvieron para dos presiones de cámara efectivas de confinamiento, σ'_3 , diferentes (véase figura 51). Se observa que, como ocurre en suelos granulares, el amortiguamiento no resulta influido mayormente por la presión de confinamiento inicial, pero sí el Módulo de Corte. En este último caso, al calcular el cociente $G_{\text{máx}}/70 \sqrt{\sigma'_3}$, resulta que éste adopta valores de 49.2 y 49.0, para σ'_3 igual a 15 t/m² y 34.5 t/m², respectivamente. El hecho de que tales valores sean casi idénticos implica que la Ec. (3) resulta, también, aplicable al núcleo de la presa Melado (véase figura 50).

Los resultados conseguidos para el colchón comprensible, se indican en la figura 52.

Respecto al fluvial de fundación se ha considerado para éste un rango de valores de $K_{\text{máx}}$ variable entre

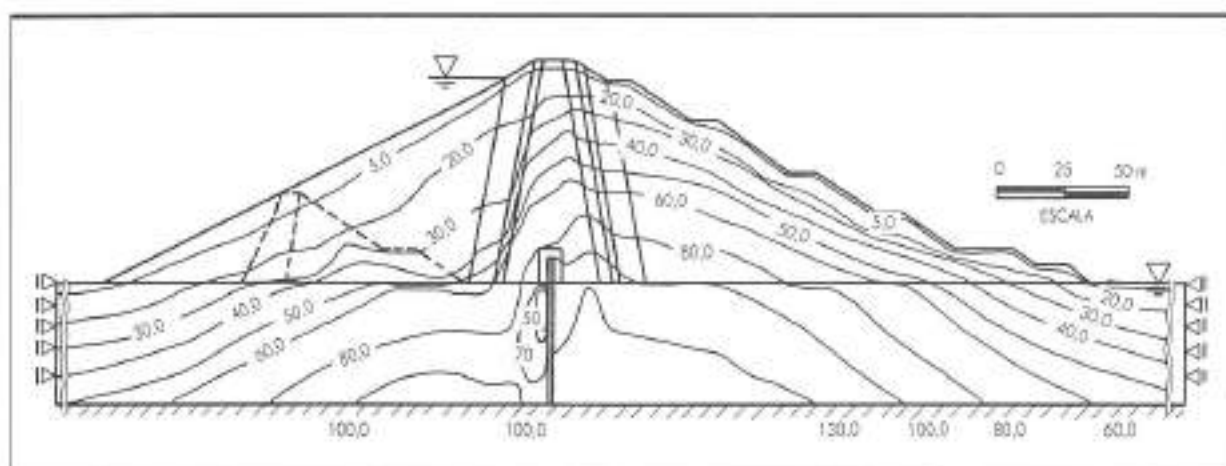
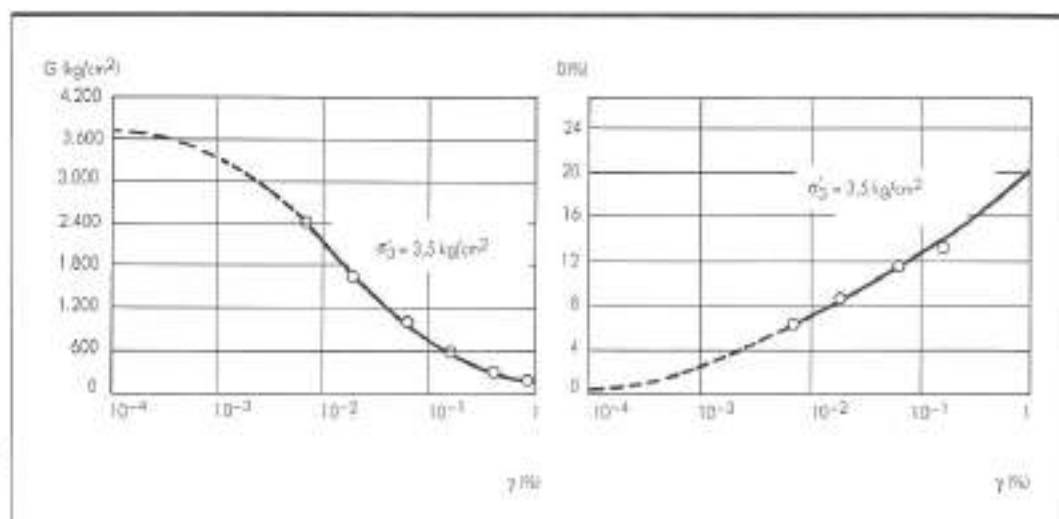
FIGURA 48. Curvas de igual tensión media efectiva de confinamiento inicial (ton/m²).

FIGURA 49.
Material modelado
del espaldón.
Propiedades
dinámicas.



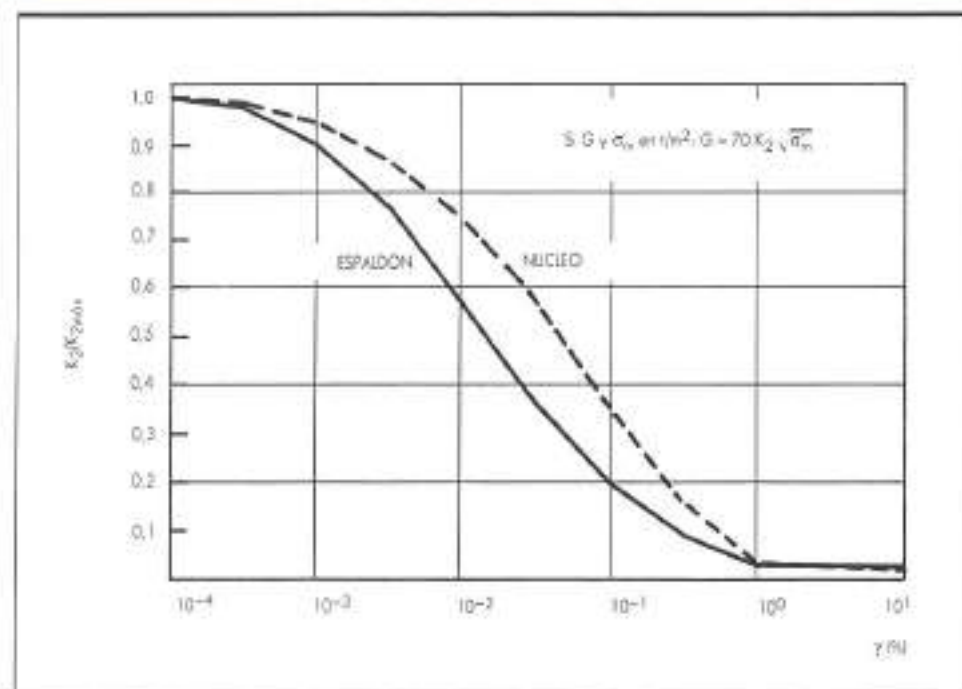


FIGURA 50. Curvas $K_2/K_{2\max}$ para espaldón y núcleo.

100 y 150. Como curvas $K/K_{2\max}$ vs. γ , y, D vs. γ , se adoptaron las medidas para el material del espaldón.

En relación con la pantalla de hormigón, cabe señalar que, al tramo armado, situado sobre la cota 555, se le asignó un Módulo de Corte constante de 109.705 kg/cm^2 , medido en el laboratorio mediante ensayos de ultrasonido. Asimismo, se consideró que su amortiguamiento era invariable e igual al 2 %, valor que, en todo caso, no tiene mayor significación en la respuesta sísmica de la presa y de su fundación, dada la baja cuantía que representa el volumen de la pared frente al volumen constituido por el resto de los materiales comprometidos.

Bajo la cota 555, la pared no dispone de armaduras de acero y por tanto podría experimentar un cierto deterioro estructural durante el sismo, según fuera la magnitud de las deformaciones angulares que ella alcanzara, y, en consecuencia, es preciso considerar aquí una cierta curva $G/G_{\max}$ vs. γ , la cual se muestra en la figura 53. El procedimiento seguido para su determinación fue descrito por Rodríguez-Roa et al. (1990). La curva D vs. γ adoptada es sólo de carácter estimativa, y el grado de precisión de ella no tiene mayor trascendencia en los resultados entregados por el modelo numérico (véase figura 53).

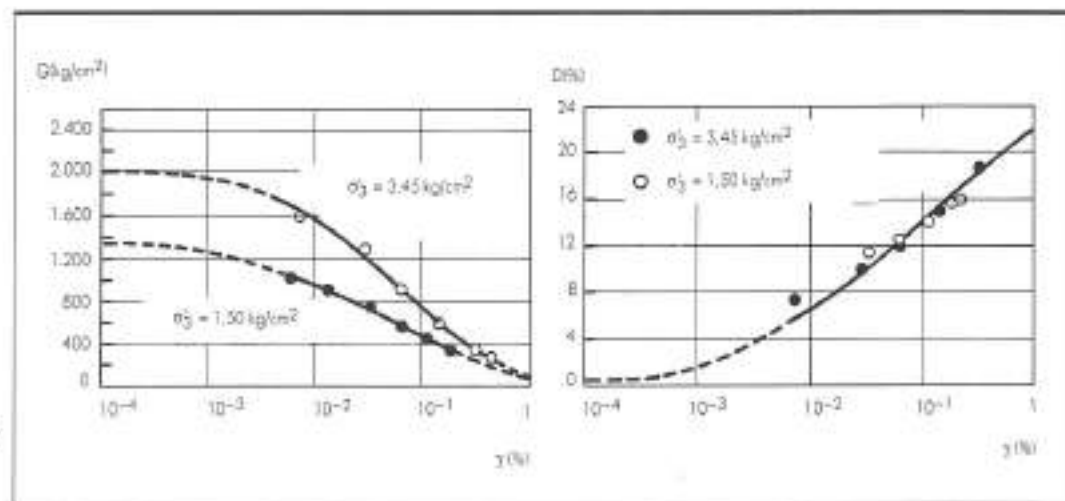


FIGURA 51. Material del núcleo (bajo 3/4"). Propiedades dinámicas.

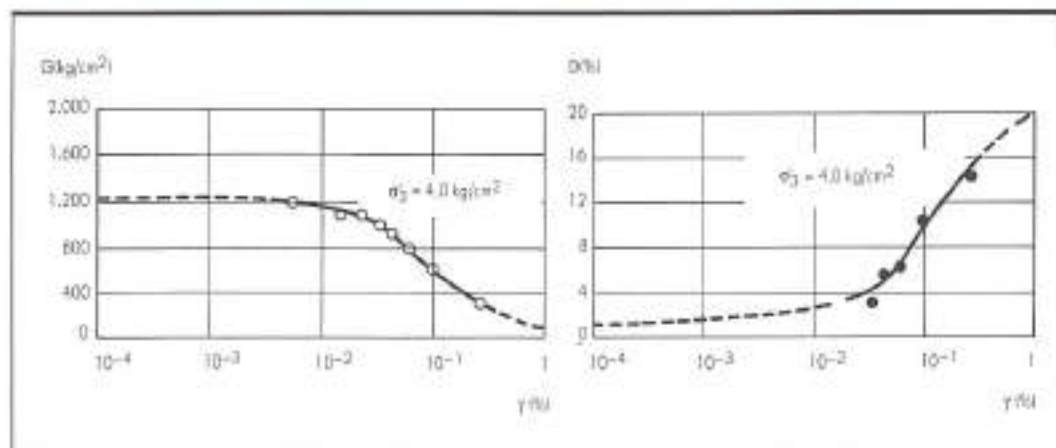


FIGURA 52. Colchón de suelo compresible. Propiedades dinámicas.

6.3. RESULTADOS OBTENIDOS

Las aceleraciones máximas inducidas en la superficie del fluvial (cota 568) varían considerablemente, produciéndose los valores más bajos en los puntos subyacentes al muro de la presa, y los más altos en las zonas de «campo libre», alejadas de los bordes laterales exteriores de la malla de elementos finitos, y de la influencia del peso del muro (Figs. 54 y 55). En caso de usar una vinculación lateral de la malla, con restricción del movimiento horizontal, la aceleración máxima inducida en la superficie se reduce en los bordes a 0,25 g, la cual obviamente coincide con la aceleración máxima del sismo aplicado, por causa de que todo el contorno de la malla pasa a actuar como un cuerpo rígido. De esta figura se concluye, además, que el ancho basal de 650 m adoptado para la malla, en base a una estimación de la longitud de las ondas sísmicas propagadas en la roca (Dibaj y Penzien, 1969), resulta aquí adecuado, cualquiera sea el tipo de vinculación lateral considerado, por cuanto las aceleraciones inducidas bajo el cuerpo de la presa no cambian significativamente para el caso de un fluvial con un rango de variación de $K_{2\text{máx}}$ de 100 a 150.

La figura 56 muestra los valores obtenidos para las aceleraciones máximas inducidas en el eje central de la presa, según sea la altura o cota del punto considerado. Se observa que, cuanto más rígido es el terreno subyacente, menor es el período fundamental T_0 del conjunto presa-fundación, y en consecuencia más nos acercamos al período predominante del terremoto usado, y por ende mayor es la amplificación sísmica. De ahí que el coeficiente (aceleración máx. en coronación)/(aceleración máx. del sismo) oscila de 1,08 a 1,35, al variar $K_{2\text{máx}}$ (fluvial) de 100 a 150. Ello significa, expresado en otros términos, que un aumento de 50 % de la rigidez del terreno de fundación origina un incremento, en este caso, del orden de 25 % en la aceleración máxima producida en la coronación de la presa. Por otra parte, el estudio de la situación previa a la construcción de la presa, vale decir el análisis de la condición de «campo libre», fue efectuado también con el QUAD-4, habiéndose determinado períodos del terreno de 1,2 seg y 0,9 seg, para valores de $K_{2\text{máx}}$ (fluvial) de 100 y 150, respectivamente. En esta condición de «campo libre», las aceleraciones máximas producidas en la superficie del

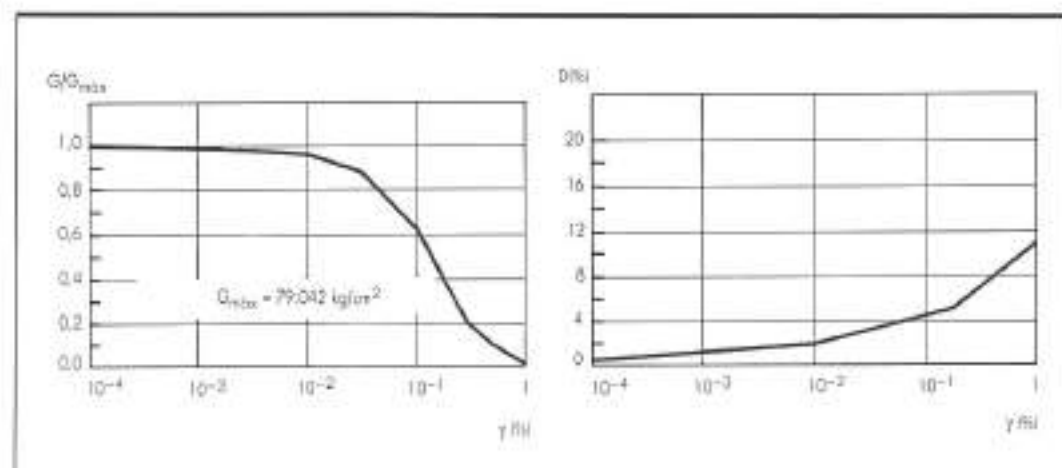


FIGURA 53. Pared maldeada lisa cota 555. Propiedades dinámicas.

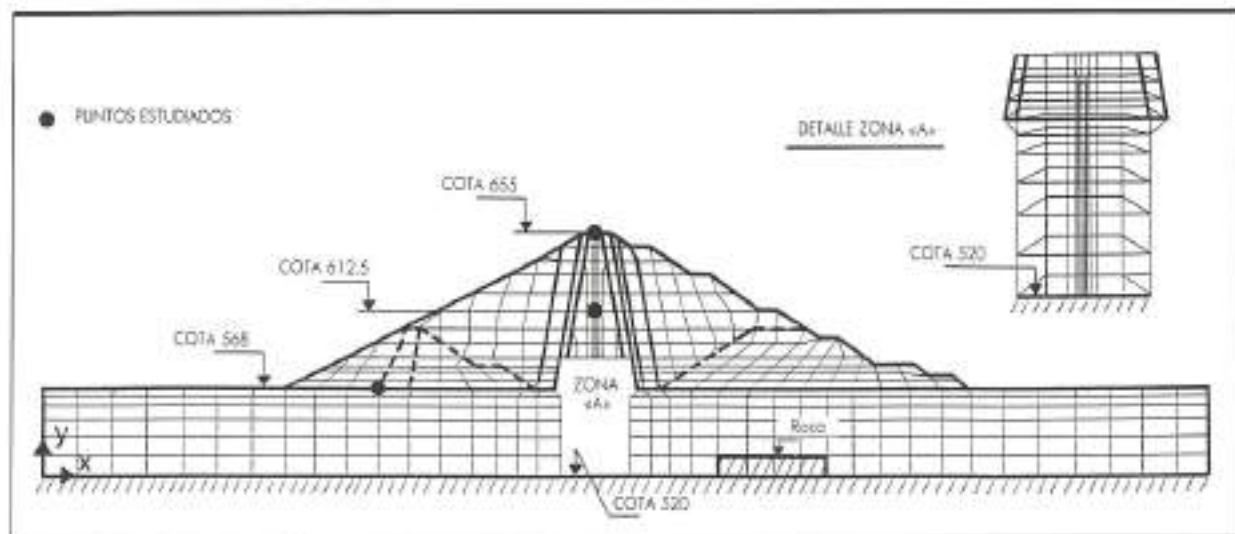


FIGURA 54. Malla de elementos finitos empleada en análisis sísmico.

terreno, según la rigidez considerada del suelo, varían de 0,30 g a 0,37 g, lo que equivale a una amplificación sísmica comprendida entre 20 y 28 %, en relación al sismo aplicado en la roca basal.

En las figuras 57 y 58 se ilustran las historias de aceleraciones absolutas obtenidas en distintas cotas de la presa, para $K_{2máx}$ (fluvial) igual a 100, y sus respectivos espectros de respuesta para valores de amortiguamiento: 0; 5; y 15 % del crítico. Se advierte una clara filtración de las frecuencias más altas del sismo aplicado, en las historias de aceleraciones generadas en el

interior de la presa, apreciándose que las aceleraciones calculadas a media altura, y en el coronamiento, presentan un período predominante casi idéntico, el cual se aproxima al período fundamental del conjunto presa-fundación, que en este caso es de 1,68 seg (Fig. 59).

Se observó, además, que los desplazamientos horizontales absolutos determinados en diferentes puntos de la presa crecen con la altura, alcanzando su valor máximo a 19 cm, en el coronamiento. Dicha magnitud prácticamente no varió al aumentar la rigidez del terreno en un 50 %.

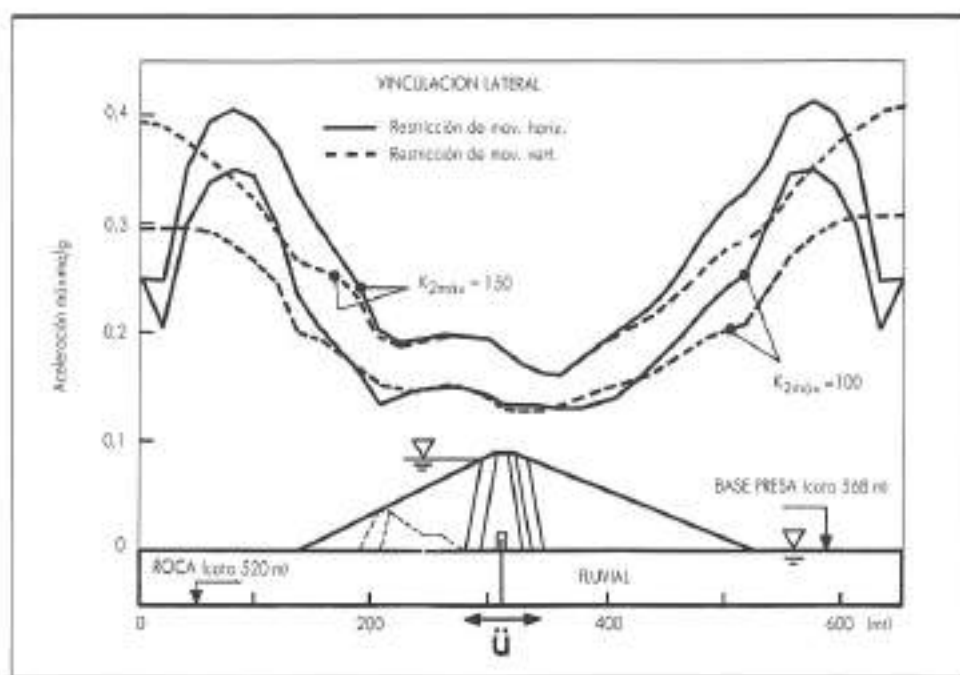


FIGURA 55. Aceleraciones máximas en la base de la presa.

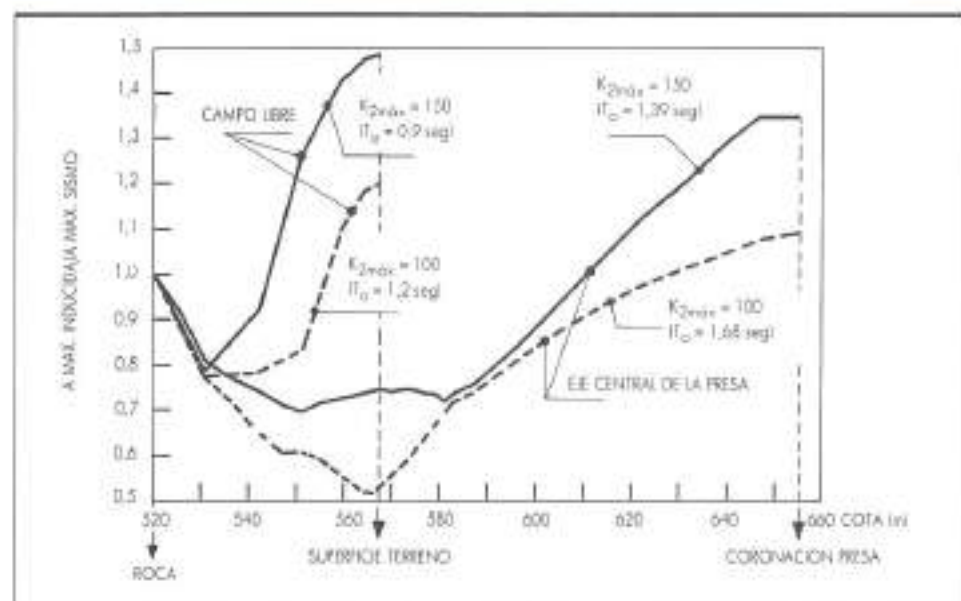


FIGURA 56. Aceleraciones máximas inducidas.

La pantalla de hormigón registró en su cabeza un desplazamiento relativo horizontal máximo de 5,48 cm respecto al basamento rocoso. Las deformaciones angu-

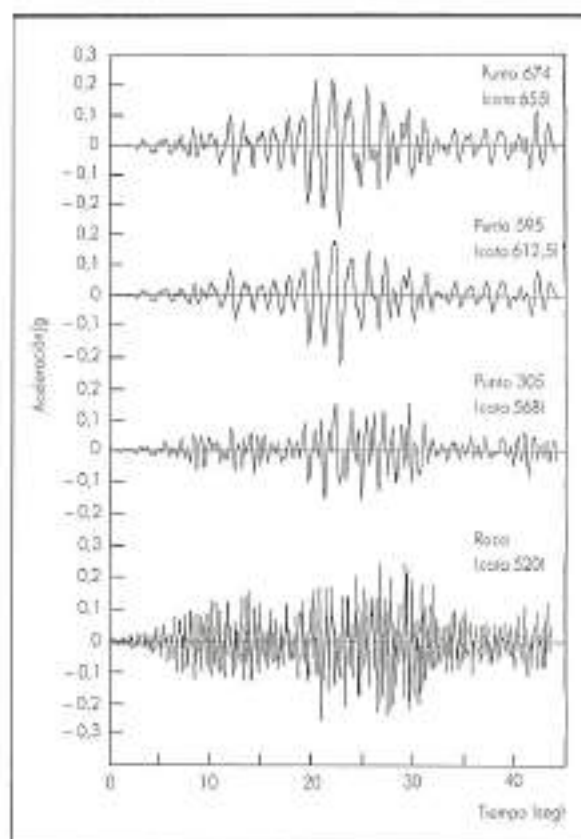


FIGURA 57. Historias de aceleraciones.

lares generadas en la pantalla se incrementan con la profundidad, alcanzando un valor máximo de 3×10^{-2} (%), el cual representa aproximadamente el 25 % de la deformación angular máxima producida en una probeta cilíndrica, conformada por un material de las características del hormigón bajo la cota 555, y sometida en el laboratorio a una carga igual a la resistencia no confinada, q_u .

En la figura 60 se observa la variación de las deformaciones angulares máximas en la presa completa, a lo largo de su eje central, para un valor K_{2max} del fluvial de fundación igual a 100. Es dable advertir que los mayores valores se producen en el cojín compresible, pero estas cifras son pequeñas y alcanzan hasta sólo $3,2 \times 10^{-1}$ (%). El no usar un cojín compresible como elemento protector de la pared moldeada, y/o considerar un K_{2max} (fluvial) igual a 150, no varía significativamente los resultados obtenidos.

Asimismo, la aplicación del método propuesto por Makdisi y Seed (1978) conduce a desplazamientos plásticos de magnitud insignificante en el cuerpo de la presa.

7. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se desprende que, en particular, el comportamiento del muro de la presa Melado, de su pared moldeada y de su cimentación fue adecuado, tanto durante su construcción, como durante el primer llenado del embalse. Asimismo, su respuesta ante un sismo de gran magnitud, también sería satisfactoria. Indudablemente, la inclusión del «cojín de suelo compresible» aumenta la seguridad de la presa, pero podría haberse prescindido de él.

Como conclusión general puede señalarse que, el modelo hiperbólico, no obstante sus limitaciones teóricas, es una poderosa herramienta de cálculo para prede-

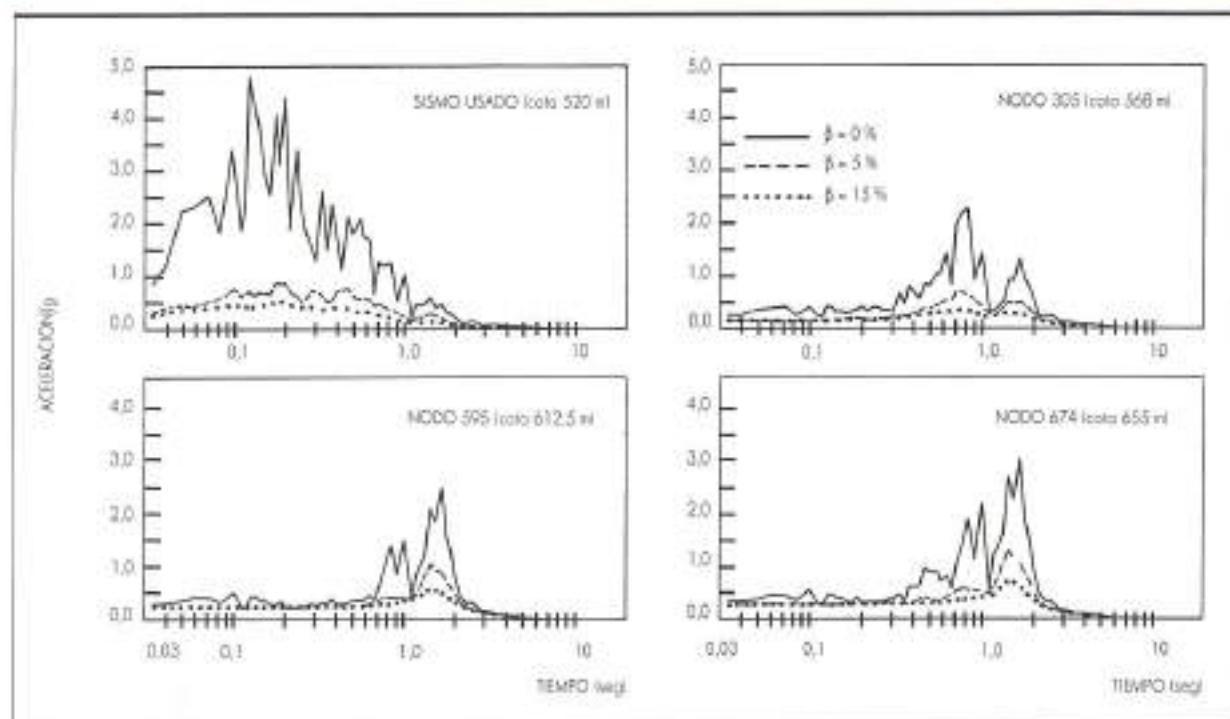


FIGURA 58. Espectros de respuesta.

cir el comportamiento de presas de materiales sueltos, siempre y cuando el resto de las hipótesis de la modelación se ajusten a la realidad física.

Las tensiones normales producidas en una pared moldeada una vez finalizado el proceso constructivo,

son tensiones de compresión cuando la geometría de la presa es relativamente simétrica con respecto a un plano vertical que pase por el eje de la pared. Estas tensiones son transmitidas principalmente por fuerzas de fricción desarrolladas en el contacto pared-fluvial. De ahí

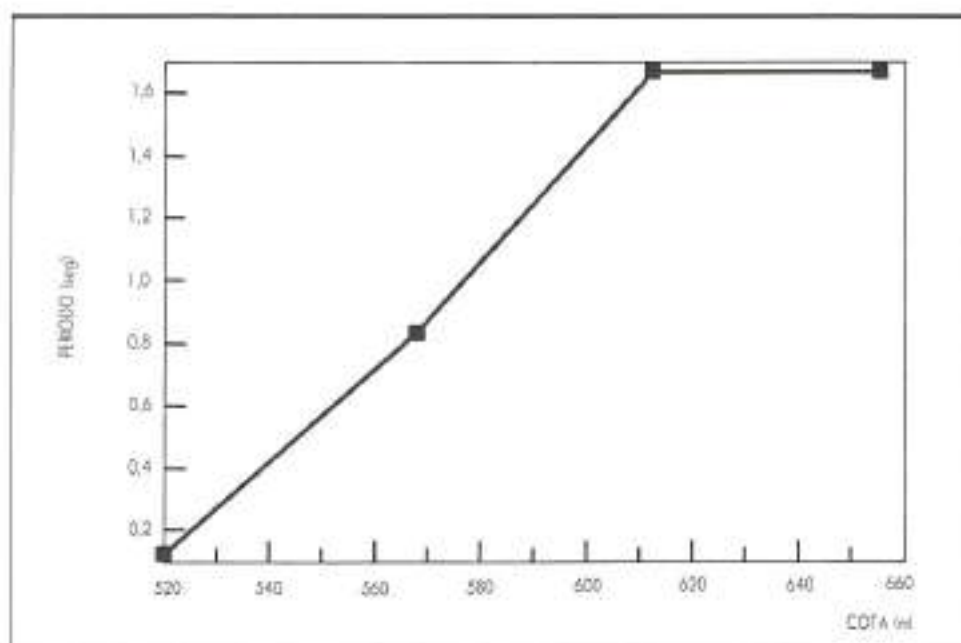


FIGURA 59. Variación del período predominante con la altura.

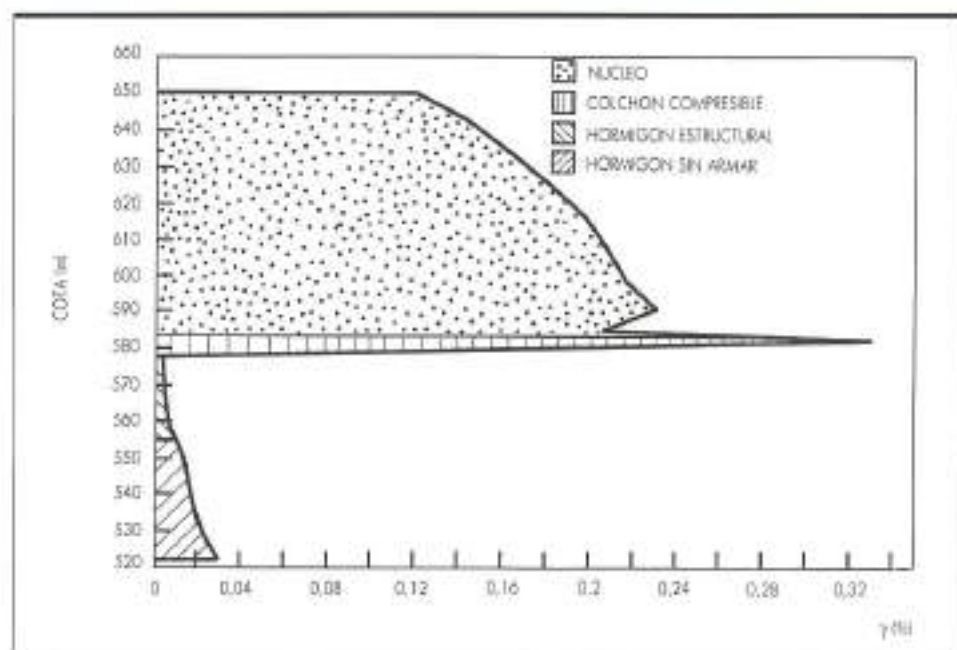


FIGURA 60. Deformaciones angulares máximas en eje central de la presa, generados por el sismo considerado.

que, si la presa es de gran altura y el basamento rocoso se encuentra a gran profundidad, como sucede en los paneles centrales de la presa Melado, tales tensiones normales de compresión en los tramos inferiores de la pared pueden alcanzar valores muy elevados. Este fenómeno, evidentemente, se hace más acusado cuando la rigidez de la pared es muy superior a la rigidez del fluvial adyacente.

Por tanto, es preferible en general, en tales situaciones, recurrir al empleo de paredes constituidas por hormigones plásticos cuya rigidez aumente con la profundidad, aproximándose en la medida de lo posible a la del fluvial adyacente.

Por otro lado, es recomendable que en el análisis estructural de una pared moldeada se incluya el ángulo de fricción real en la interfaz suelo-estructura, y que en dicho análisis se consideren las diferentes etapas habidas durante la construcción de la presa, por cuanto podrían producirse estados tensionales críticos en la pared, en fases constructivas intermedias, o durante el primer llenado, que pueden dañar su estructura y afectar por consiguiente su estanqueidad.

El análisis sísmico permitió confirmar, una vez más, la enorme influencia que presenta la relación existente entre la magnitud del período predominante del sismo considerado y el período fundamental del conjunto estructura-cimentación, en el fenómeno de amplificación sísmica. Asimismo, ha quedado en evidencia la inaplicabilidad de registros sísmicos medidos en la superficie del terreno, en la condición de «campo libre», para análisis de respuesta sísmica de grandes presas. Es necesario incorporar en este tipo de estudios el terreno de fundación, y trabajar con sismos de diseño aplicados en el basamento rocoso.

Respecto al tipo de vinculación lateral más conveniente para la malla de elementos finitos, cabe señalar que éste no incide significativamente en los resultados sísmicos obtenidos, si la extensión horizontal del terreno de fundación considerado es suficiente. En todo caso, frente a componentes sísmicas horizontales, hoy en día se aconseja el uso de vínculos laterales sin restricción del movimiento horizontal, lo cual, como hemos comprobado, se acerca más a la realidad física, y evita eventuales situaciones de incompatibilidad con las recomendaciones de Dübaj y Penzien (1969) en relación a la extensión basal de la malla, a fin de no tener que modificar la hipótesis simplificada de considerar el basamento rocoso como un cuerpo rígido.

Los desplazamientos dinámicos experimentados por la presa Melado resultaron relativamente pequeños, y poco sensibles a las propiedades dinámicas asignadas al suelo de fundación.

Por otra parte, el nivel máximo de deformaciones angulares registrado por la pantalla de hormigón, de origen sísmico, estaría dentro de los límites admisibles, incluso en el supuesto caso en que no se hubiera incorporado la zona o colchón de suelo compresible dentro del núcleo de la presa.

Finalmente cabe señalar que a la fecha aún no se han producido sismos reales de gran intensidad en la zona, de manera que todavía no ha sido factible aprovechar los acelerógrafos instalados en el muro, para cotejar los resultados numéricos derivados del estudio de predicción sísmica.

AGRADECIMIENTOS

Los resultados aquí expuestos derivan de una investigación desarrollada por el Departamento de Ingeniería Estructural y

Geotécnica de la P. Universidad Católica de Chile, que ha sido financiada por FONDECYT, a través de los Proyectos N.º 88/287 y 91-0785. En ella han participado, además, los ingenieros Sres. Guillermo Noguera, Arturo Goldsack, Juan Luis Osorio y Ernesto Yanes.

Se desea agradecer, asimismo, la colaboración prestada por INGENDESA y la empresa Eléctrica Pehuenche, S. A., que pusieron a disposición de este estudio todos los antecedentes relativos a la presa Melado.

REFERENCIAS

1. AMBRASEYS, N. N. «On the Shear Response of a Two Dimensional Wedge Subjected on Arbitrary Disturbances», *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 50, pp. 45-46, enero, 1960.
2. DIRAJ, M.; y PENZIEN, J. «Response of earth dams to traveling seismic waves», *Journal of the Soil Mechanics and F. Division*, ASCE SM2, pp. 541-560, 1969.
3. DUNCAN, J. M., et al. *FEADAM: A computer program for finite element analysis of dams*, Report N.º UCB/80-82, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
4. GARCES, E. Comunicación personal, 1989.
5. HATANAKA, M. «Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam», *Bulletin N.º 11*, Disaster prevention Research Institute, Kyoto University, Japan, 1955.
6. IDRIS, J. M., et al., *QUAD-4: A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures*, EERC 73-16, University of California, Berkeley, 1973.
7. MN-Harza Engineering Co., Consulting Engineers. *Estudio de Riesgo Sísmico, Central Pehuenche, ENDESA*, Santiago de Chile, 1982.
8. MAKDISI, F. I., y SEED, H. B. «Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations», *Journal of the Geotechnical Engineering Div.*, GT7, pp. 849-867, 1978.
9. NOBARI, E. S.; y DUNCAN, J. M. «Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams», *Report N.º TE-72-1*, University of California, Berkeley, 1972.
10. OZAWA Y., y DUNCAN, J. M. «ISBILD: A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments», *Report N.º TE-73-4*, University of California, Berkeley, 1973.
11. RODRIGUEZ-ROA, F., et al. *Análisis Numérico de Presas de Tierra*, Publicación DIE N.º 90/7. Departamento de Ing. Estructural y Geotécnica, P. Universidad Católica de Chile, 1990.
12. RODRIGUEZ-ROA, F., et al. *Comportamiento de la Presa Melado durante su Construcción y Primer Llenado del Embalse*, Informe Final (en preparación), Proyecto FONDECYT 91/0785, 1992.