

ESPALDONES DE GRAVAS DENSAS EN ZONAS MUY SÍSMICAS

Dense Gravelly Shells in Highly Seismic Areas

A.J.L. Bolognesi

Bolognesi-Moretto. Ingenieros Consultores. Buenos Aires, Argentina.

SINOPSIS

Se analiza la estabilidad del espaldón sumergido, antes, durante y al cesar el terremoto considerando que en zonas de gran sismicidad los espaldones de gravas densas pueden desarrollar altas presiones de poros residuales. Se comentan soluciones propuestas para mejorar las características sismorresistentes utilizando los análisis de una presa en la vertiente oriental de la cordillera de Los Andes para la cual se han estimado las presiones de poros y las deformaciones residuales al finalizar la duración significativa del terremoto.

INTRODUCCION

En su conferencia Rankine, Seed (1979) señaló la necesidad de investigar el desarrollo de presiones de poros residuales creadas por terremotos, entre otros casos, en presas construidas con gravas con rodados. El procedimiento de Seed-Lee-Idriss ha sido desde entonces aplicado con frecuencia y se ha verificado que a pesar del alto coeficiente de consolidación en recarga de estos materiales y de su colocación con densidades relativas elevadas, en las condiciones naturales de drenaje del espaldón sumergido, por acción de terremotos importantes al finalizar la duración significativa de los mismos pueden existir presiones residuales con relaciones de presión de poros del orden del 80 al 90% en áreas considerables de dicho espaldón, durante un lapso suficientemente largo de tiempo como para justificar un análisis de la situación y la eventual adopción de medidas sismorresistentes para reducir los efectos potenciales causados por aquellas. Para decidir sobre la necesidad de introducirlas y en caso de incorporarlas seleccionar las mismas es necesario interpretar correctamente las relaciones tensión-deformación específica en condiciones no drenadas, por lo cual se incorpora una sección con ese título destacando las propiedades que influyen sobre dichas decisiones y otra sección sobre el comportamiento del espaldón sumergido. Bolognesi (1984) señaló que en las gravas, debido a su alto coeficiente de consolidación en recarga, es posible controlar las presiones de poros creadas por terremotos mediante chimeneas drenantes y propuso un método para el cálculo de este sistema de drenaje interno. Cuando se analizan las soluciones propuestas se consideran ésta y otras variantes. Se trabaja con datos concretos correspondientes a un caso real del cual se incorporan los valores necesarios para el desarrollo de este artículo, incluso dichas soluciones propuestas para mejorar las características sismorresistentes.

ANALISIS DINAMICO DE LA PRESA

El proyecto de la presa Potrerillos, Mendoza aún no construida, ha sido objeto de 3 análisis dinámicos, finalizados en 1974, Bolognesi (1979), 1981 y 1986. El autor participó activamente en el primero y el tercero. Si bien no tuvo participación alguna en el segundo, pudo, sin embargo conocerlo con suficiente detalle. No es el propósito de este artículo comentar los problemas y soluciones adoptadas en este proyecto, excepto para el espaldón aguas arriba y aún en este caso sólo en cuanto sean útiles para el tema que se desarrolla, por lo cual se limi-

tará a los esquemas de las secciones idealizadas que se introducen más adelante cuando se analizan las soluciones propuestas para mejorar las condiciones sismorresistentes. En estas secciones idealizadas no aparecen ni los filtros entre núcleo impermeable y espaldones ni el enrocado y sus capas de transición para la protección del talud que para este análisis pueden quedar sustituidos por el material del espaldón.

Los espaldones están constituidos por las gravas con rodados del lecho y las terrazas del río Mendoza. Para el espaldón aguas arriba se exige que dichas gravas provengan del lecho del río y se obtengan por excavación bajo agua con un balde perforado, con el propósito de lograr el material más permeable posible. En la Fig. 1 se muestran las características granulométricas de las gravas con rodados del lecho del río Mendoza, las que deben colocarse en los espaldones con altas densidades.

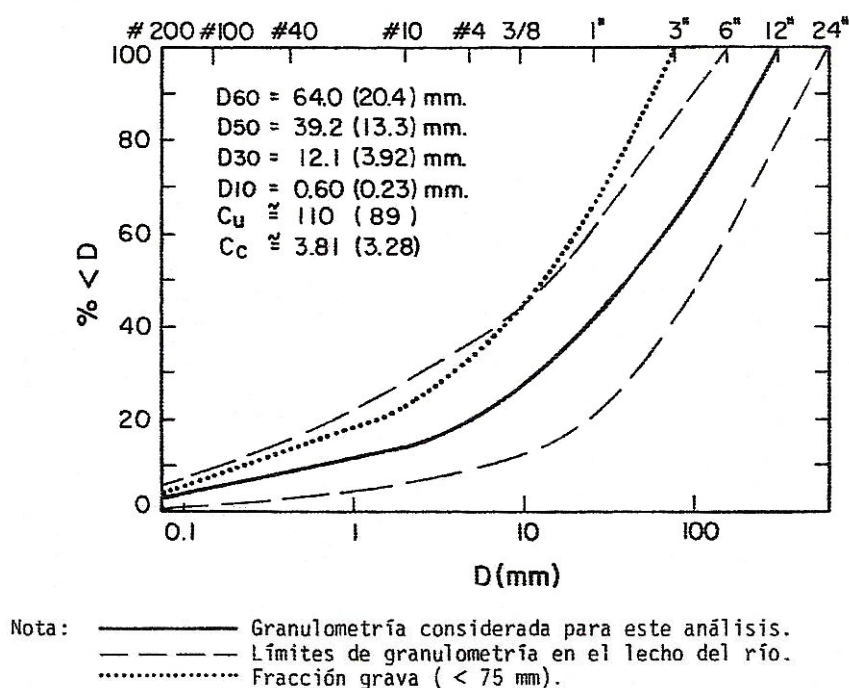


FIG. 1--CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS DE LA GRAVA PARA EL ESPALDON AGUAS ARRIBA

En el primer análisis, finalizado en 1974, Bolognesi (1979), se empleó el método de la viga de cortante, (diagramas de Ambraseys y Sarma, 1967) y un sismo de magnitud 7.5 que origina en la roca de fundación una aceleración del orden de 0,3 g. Las dimensiones exteriores de la presa fueron establecidas con un criterio conservativo y han permanecido esencialmente inalteradas en los análisis posteriores, en los cuales los sismos fueron definidos por acelerogramas cuyas características se resumen a continuación. En el análisis de 1981 se introdujo el criterio del terremoto para evaluar la seguridad ("Safety design earthquake"), con una alta aceleración máxima, 0,7 g, un desplazamiento importante, 52 cm y una duración significativa de 18 s. En el análisis de 1986 se consideraron los efectos de 3 terremotos. Además del terremoto para evaluar la seguridad, los terremotos destructivos P4 y P5, respectivamente con aceleraciones máximas de 0,3 y 0,36 g, desplazamientos de 12,5 y 37,3 cm y duraciones significativas de 54 y 19 s. Estos 2 últimos fueron propuestas en un informe sobre el riesgo sísmico, producido por la Universidad de San Juan.

Las propiedades asignadas a los materiales para determinar el estado de tensiones previos al terremoto fueron establecidas esencialmente en base a los resultados de ensayos consolidados drenados sobre muestras con partículas cuyo tamaño máximo era 50 mm y extrapolados para 305 mm. Tanto en el análisis de 1981 como en el de 1986, las propiedades dinámicas se supusieron iguales a las de las gravas de Oroville, contenidas en los apéndices G, H, I, J, K y L del Boletín 203/78 del California Department of Water Resources (1979). No se introdujeron aumentos en la resistencia cíclica por el transcurso del tiempo ("aging effect") ni se consideraron transferencias de esfuerzos del espaldón sumergido al espaldón seco. Existe similitud no sólo en la resistencia estática sino en la compresibilidad volumétrica específica entre las gravas de Oroville y Potrerillos.

En el análisis de 1981 se utilizaron los programas ISBILD y QUAD-4. En el de 1986 los programas FEADAM y QUAD-4 obtenidos en la Universidad de California, Berkeley.

Comparación de resultados

Los análisis de 1981 y 1986 se ejecutaron en 2 secciones distintas de la zona de altura máxima de la presa, esencialmente con diferencias en la ubicación de la parte de la fundación constituida por gravas. En el primer caso en el 45% del espaldón la relación de presión de poros, r_u , es del orden del 85%; en el 5% es del orden del 80% y en el 50% restante del 75%. En el segundo y para el mismo terremoto, en el 40% r_u está entre 85 y 95%, en el 25% entre 75 y 85% y en el 35% restante entre 55 y 75%. En ambos casos éstos son valores residuales al finalizar el terremoto, asumiendo que no hay ninguna disipación durante el mismo.

En el análisis de 1986 se encontró que los terremotos para evaluar la seguridad y destructivo P4 tienen valores similares de N_{eq} para el mismo valor τ_{eq} , aunque naturalmente distintos valores de R , coeficiente a aplicar al τ_{max} para obtener τ_{eq} . Esto significa que si no hay disipación durante los sismos ambos terremotos producen al finalizar valores similares de presión de poros y deformaciones residuales.

RELACIONES TENSION-DEFORMACION ESPECÍFICA EN CONDICIONES NO DRENADAS.

Con este título se destacan propiedades de las gravas densas pertinentes para el desarrollo de este artículo.

Cargas constantes

En una presa el peso propio es la carga constante y el comportamiento de los materiales que la constituyen por efecto de la misma se estudia mediante ensayos monotónicos consolidados no drenados. La introducción del concepto del estado constante de deformación, Poulos (1981) es particularmente aplicable en estos materiales densos, en los cuales el uso del término licuefacción no es apropiado para expresar lo que físicamente sucede en la presa. Bolognesi y Micucci (1987) han presentado resultados que determinan la resistencia al corte en el estado constante no drenado, S_{su} , de una grava en función de la densidad relativa, D_r , o de la relación de vacíos, e , de la misma. Para este artículo interesa conocer, además, la resistencia al corte no drenado cuando se parte de una presión neutra distinta de cero. La Fig. 2, se ha confeccionado con los datos de las Figs. 5.1, 5.2 y 5.3 de los ensayos isotrópicamente consolidados no drenados partiendo de $\sigma'_{3i} = \sigma'_{3c}$ y de $\sigma'_{3i} = 0$ presentados por Banerjee y coautores (1979).

El valor de $\sigma'_{3i} = 0$ fue obtenido sometiendo a cargas cíclicas la muestra consolidada a σ'_{3c} hasta obtener una relación de presión de poros del 100%.

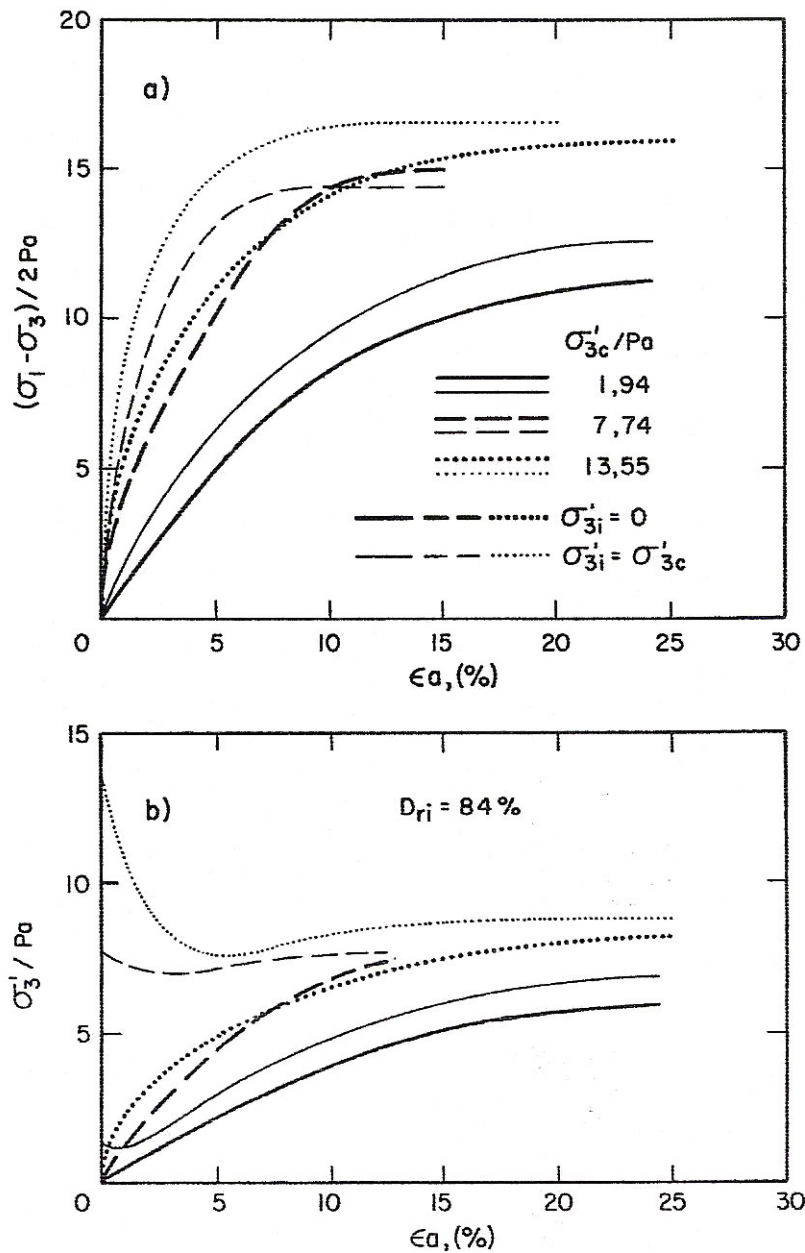


FIG. 2 - RESISTENCIA NO DRENADA SIN Y CON HISTORIA CICLICA.

De la Fig. 2 se concluye que: a) los ensayos definen con bastante aproximación el estado constante en el que la muestra deforma continuamente a volumen, tensión normal efectiva, tensión de corte y velocidad constantes. b) Sin mayor error puede estimarse que la resistencia al corte en el estado constante no es afectada por la historia previa de tensiones cíclicas. En cambio para valores menores de ϵ_a hay diferencias a considerar de acuerdo con el valor de σ'_{3i} . c) Para una misma deformación específica, por ejemplo $\epsilon_a \approx 5\%$, la resistencia al corte movilizad se incrementa a medida que se incrementa la presión de consolidación. Nótese que cuando σ'_{3c} / P_a varía entre aproximadamente 2 y 8 la diferencia de $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 P_a$ es aprecia-

blemente mayor que entre 8 y 14. d) Es obvia la necesidad de un programa de ensayos repetidos para obtener precisión en los resultados.

Cargas pulsantes

Las cargas pulsantes irregulares se transforman para el análisis dinámico en un número equivalente, N_{eq} , de ciclos de tensiones de corte uniforme, τ_{eq} , mediante procedimientos basados en la determinación de promedios ponderados, propuestos por Seed (1976) y Annaki y Lee (1977) entre otros, lo que permite correlacionar sus efectos con ensayos de laboratorio.

El ensayo más extensamente usado para simular el efecto de un terremoto es el ensayo triaxial cíclico consolidado no drenado, en el cual una muestra consolidada isotrópica o anisotrópicamente se somete a un número, N , de ciclos de una tensión desviante pulsante, σ_{dp} . Se denomina generalmente K_c a la relación entre la tensión principal mayor y menor durante la consolidación, $K_c = \sigma'_{1c} / \sigma'_{3c}$ y relación de tensiones cíclicas a la relación entre la tensión de corte cíclica, τ_c , y la tensión normal al final de la consolidación, σ_{fc} , en el plano de falla de Mohr. La presión de poros se expresa en general por la relación, r_u , entre la presión de poros excedente, Δu y la presión principal efectiva menor, σ'_{3c} de consolidación, $r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$. En los ensayos triaxiales sobre muestras granulares densas la resistencia cíclica, expresada por el valor de la relación de tensiones cíclicas, τ_c / σ_{fc} , requerida para obtener un valor prefijado de la deformación específica, ϵ_a , en un número también prefijado de ciclos, N , aumenta con el valor de K_c . En los ensayos isotrópicos donde no existe tensión de corte previa a la cíclica en el plano de falla, teóricamente las deformaciones específicas debieran oscilar entre máximas y mínimas crecientes con el número de ciclos, simétricas con respecto al origen pero en la práctica lo más común es que no exista tal simetría por lo cual se usa la expresión doble amplitud, $2 \epsilon_a$, para designar la diferencia medida entre el máximo y el mínimo de cada ciclo. En los ensayos consolidados anisotrópicamente en las cuales existe una tensión de corte previo en el plano de falla, las deformaciones específicas, ϵ_a , tanto en la fase de compresión como en la de expansión se encuentran ubicadas del mismo lado del eje de referencia.

En los materiales granulares, gravas y arenas densas, si se continúa aplicando la carga cíclica una vez alcanzada la máxima presión de poros transitoria, dicha presión de poros continuará oscilando entre la máxima y la mínima transitoria y las deformaciones específicas continuarán oscilando entre un máximo y un mínimo que aumentarán hasta cierto N . Este proceso se denomina movilidad cíclica, Casagrande (1971). Al terminar la aplicación de las cargas cíclicas, lo que equivale a la terminación de la duración significativa del terremoto, quedarán en la muestra, o correlativamente en el cuerpo de la presa, presiones de poros y deformaciones específicas residuales.

De acuerdo con Banerjee y coautores (1979) el valor de ϵ_a requerido para obtener $r_u = 100\%$ transitorio en las muestras modeladas de la grava de Oroville varía entre 1,6 y 3,2; para σ'_{3c} entre 2 y 15 kg/cm² para muestras isotrópicas y es de 4% para el mismo rango de σ'_{3c} para K_c entre aproximadamente 1,5 a 2. Las muestras consolidadas isotrópicamente son las únicas que alcanzan una presión residual, r_u , del 100%. Cuando $K_c > 1,5$, r_u residual no excede de 80% para $N \approx 25$, independientemente de σ'_{3c} . Además para $K_c \approx 2$ varía entre 0,75 para valores bajos de σ'_{3c} y 0,65 para valores más altos.

COMPORTAMIENTO DEL ESPALDON SUMERGIDO

Antes del terremoto

Antes del terremoto la estabilidad del espaldón sumergido está asegurada por la resistencia drenada de la grava. Cuando mayor sea el factor de seguridad, tanto menor será la fracción movilizada de la misma.

Durante el terremoto

En las gravas densas en relativamente pocos ciclos se llega a valores elevados transitorios de la presión de poros. Como consecuencia de la movilidad cíclica la presa sufrirá deformaciones crecientes con descenso de la cresta y cambios en la forma de los taludes exteriores, en la superficie de los cuales pueden, además, producirse deslizamientos dependientes de la magnitud de las fuerzas de inercia, Bolognesi (1981). En principio la estabilidad general de un espaldón con un adecuado factor de seguridad antes del terremoto no está comprometida, dado que la presión de poros oscilará entre la máxima y la mínima transitorias.

Al terminar el terremoto

El efecto del terremoto en la presa es el de dejar presiones de poros y deformaciones residuales. Las primeras se disipan prontamente en espaldones construidos con gravas limpias y las segundas quedan incorporadas como deformaciones permanentes. Por ello, una situación crítica que debe contemplar el análisis de estabilidad es la que corresponde a la finalización del terremoto, que debe verificarse bajo la acción del peso propio (carga constante). Esto requiere la utilización de la resistencia al corte no drenado. Tales verificaciones se hacen en la Fig. 3 para la superficie potencial de deslizamiento 8 de la Fig. 4c) en la hipótesis que el espaldón estuviera constituido por el material de la Fig. 1 sin ningún sistema de drenaje interno y que su resistencia no drenada estuviera representada por la Fig. 2.

En la Fig. 3a) se reproduce la parte pertinente de la Fig. 4. Las Figs. 3b), 3c) y 3d) utilizan la proyección horizontal de la superficie de deslizamiento. En b) se presenta la componente normal en el plano de falla, σ'_f/P_a y la presión principal menor, σ'_{3c}/P_a . Salvo una pequeña longitud en la parte superior de la superficie potencial de deslizamiento todos los valores corresponden a la presa sumergida. En c) se presenta la resistencia al corte drenado disponible, τ_f/P_a y la resistencia al corte necesaria para obtener $FS = 1$. Como corresponde a una zona muy sísmica $(\tau_f/P_a) / (\tau/P_a)_{FS=1}$, debe ser elevado. En d) se presentan las resistencias no drenadas disponibles para distintas hipótesis. Cuando, como consecuencia de la presión de poros residual en la superficie potencial de falla en estudio, la resistencia al corte disponible es menor que la necesaria para mantener la estabilidad, el espaldón tenderá a deslizarse a lo largo de la misma movilizando la resistencia al corte no drenado. La máxima disponible para las gravas densas es la correspondiente al estado constante de deformación, S_{su}/P_a , calculable por medio de la Fig. 2, que como se ve es sustancialmente mayor que la drenada en ambos extremos de la superficie de deslizamiento. Pero para movilizar la requiere según la Fig. 2 un desplazamiento correspondiente a ϵ_a entre 15 y 25%, o sea una distorsión, γ , del orden del 20 al 35%. En realidad la distorsión para obtener la resistencia necesaria para mantener FS por encima de uno y por consiguiente detener el deslizamiento es considerablemente menor y también calculable con los datos de la Fig. 2. Se presentan los valores para $\gamma \approx 2\%$ ($\epsilon_a \approx 1,5\%$) y $\gamma \approx 4\%$ ($\epsilon_a \approx 3\%$). Se repite $(\tau/P_a)_{FS=1}$, referencia necesaria para las 2 curvas anteriores. Como se ve en la Fig. 3d) para todos los valores bajos de σ'_{3c}/P_a y valores bajos de γ corresponden

resistencias bajas independientemente que se parta de $\sigma'_{3i} = 0$ o de $\sigma'_{3i} = \sigma'_{3c}$ y consecuentemente la mayor parte de la resistencia no drenada es suministrada por las partes de la superficie de deslizamiento donde σ'_3/P_a en la Fig. 3b) es mayor.

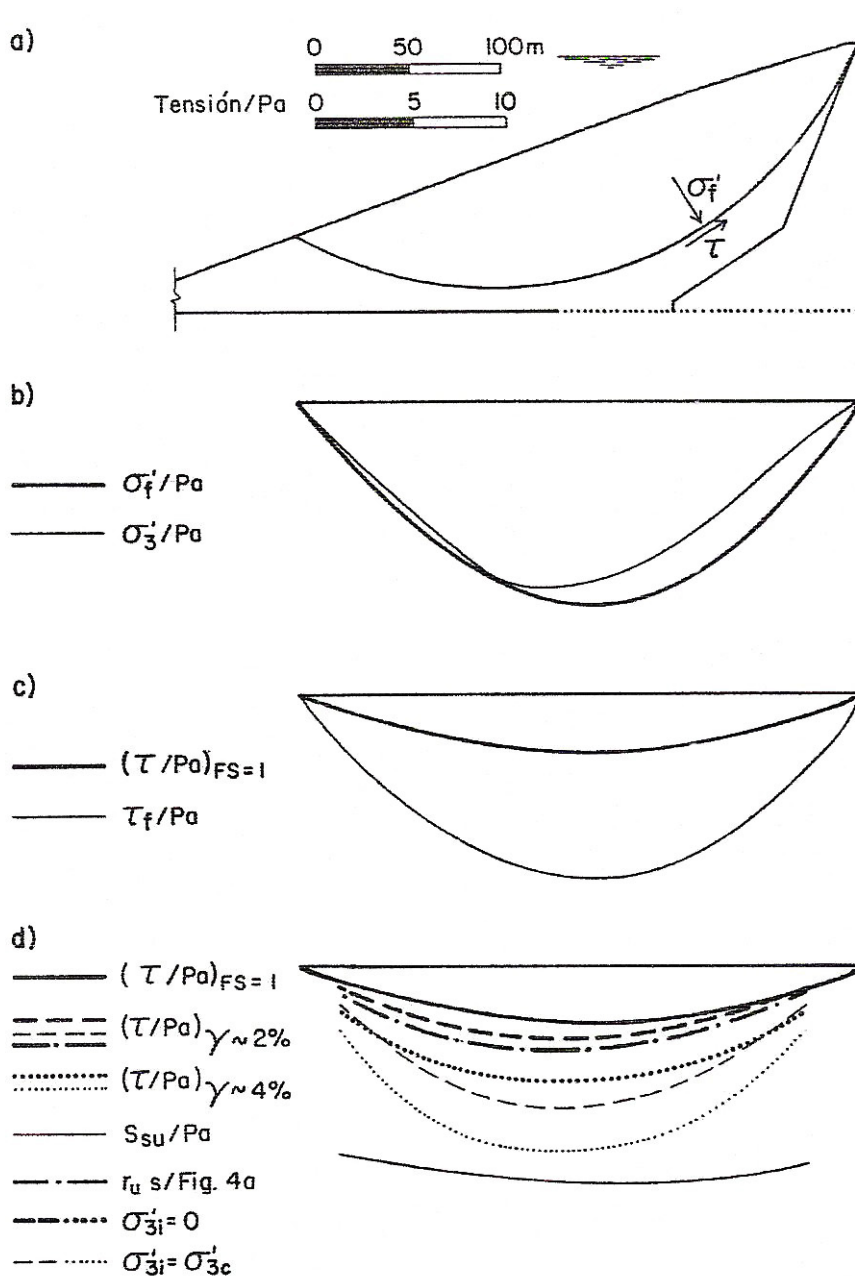


FIG. 3 - RESISTENCIAS AL CORTE DISPONIBLES Y MOVILIZADAS

De la Fig. 3 se concluye que el talud detendrá su deslizamiento con un γ menor del 2% y como el coeficiente de seguridad continuará creciendo por la disipación de la presión de poros no se requieren nuevos desplazamientos. En la Fig. 3 se muestran las proyecciones. Si los valores de las mismas se aplican a los puntos correspondientes de las líneas de deslizamiento, las áreas respectivas, usando las longitudes reales (no sus proyecciones horizontales), divididas por la que corresponde a $FS = 1$ suministran los FS siguientes:

FS para resistencia no drenada, $\gamma \approx 2\%$ y r_u s/ Fig. 4a)	1.5
FS para S_{su}	5.5
FS para resistencia drenada totalmente movilizada	3.2

Como es práctica corriente no introducir en los cálculos de estabilidad valores de la resistencia no drenada mayores que las de la resistencia drenada, comparando τ_f / P_a en Fig. 3c) con (τ / P_a) $\gamma \approx 4\%$ y $\sigma'_{3i} = \sigma'_{3c}$ en Fig. 3d) se encuentran pequeñas diferencias que indican que esta última limita el valor máximo de la resistencia no drenada incorporable.

SOLUCIONES PROPUESTAS PARA MEJORAR CARACTERISTICAS SISMO-RESISTENTES.

Como se ha indicado anteriormente en los 3 análisis, 1974, 1981 y 1986 los taludes exteriores son prácticamente iguales así como el talud del núcleo impermeable en contacto con el espaldón sumergido. En la solución de 1974, cuando aún no existía preocupación por la formación de elevadas presiones de poros inducidos por terremotos en espaldones constituidos por gravas limpias, se adoptaron las soluciones vigentes, alta compactación para asegurar un comportamiento dilatante, diferencia importante entre cresta y nivel máximo de embalse para tener en cuenta los eventuales desplazamientos consecuencia del terremoto y taludes tendidos que originen mínimos desplazamientos. Todas estas características se retienen en las soluciones propuestas en 1981 y 1986, cuyas secciones idealizadas se muestran en los esquemas de la Fig. 4. Las Figs. 4a) y 4b) corresponden al análisis de 1981. Todas las gravas con iguales propiedades, en el espaldón y en el lecho del río se apoyan sobre roca, excepto en la zona punteada, donde lo hacen sobre gravas. La Fig. 4c) corresponde al análisis de 1986 y en esta sección la zona punteada tiene una ubicación diferente.

En la Fig. 4a) se muestran los valores de las relaciones de presión de poros, r_u , residuales al finalizar el terremoto, según el análisis de 1981, de acuerdo con el cual los factores de seguridad del espaldón aguas arriba serían de 0,54, 0,65 y 0,72 respectivamente en las superficies potenciales de deslizamiento 1, 2 y 3. Como consecuencia de esta conclusión, se recomienda sustituir en la zona rayada verticalmente, aproximadamente 1/3 del espaldón, las gravas con rodados de la Fig. 1 por un material altamente drenante que disipe instantáneamente toda tendencia a la formación de presión de poros. Con lo cual, se obtendrían valores de FS de 1,0, 1,3 y 1,2 para las superficies 4, 5 y 6 de la Fig. 4b). Los materiales a los que se atribuyen estas propiedades son los enrocados de grano grueso o similares provenientes de gravas con rodados, con tamaños máximos del orden de esta última, en ambos casos obtenibles mediante la eliminación de la fracción con partículas menores de 25 mm. De las excavaciones en roca no se espera obtener material adecuado de manera que la solución a adoptar es el procesamiento de la grava con rodados natural. En la Fig. 1 puede verse que la fracción mayor de 25 mm. es del orden del 55%. El volumen del espaldón aguas arriba es del orden de $7 \times 10^6 \text{ m}^3$. Para obtener aproximadamente 1/3 con partículas mayores de 25 mm. deben procesarse por consiguiente aproximadamente $5 \times 10^6 \text{ m}^3$, teniendo en cuenta que éste es el volumen del material no compactado. En una grava densa el significado de factores de seguridad menores de 1, cuando FS para la resistencia drenada totalmente movilizada es adecuado como en este caso, es que eventualmente se producirá un deslizamiento que se detendrá tan pronto se movilice suficiente resistencia no drenada. En la Fig. 3d) se muestra que para las superficies potenciales de deslizamiento 5 de la Fig. 4b) y 8 de la Fig. 4c), que son iguales, una distorsión γ del orden del 2 conduce a un FS del orden de 1,5 como se indicó anteriormente cuando se parte de los valores de r_u s/ Fig. 4a).

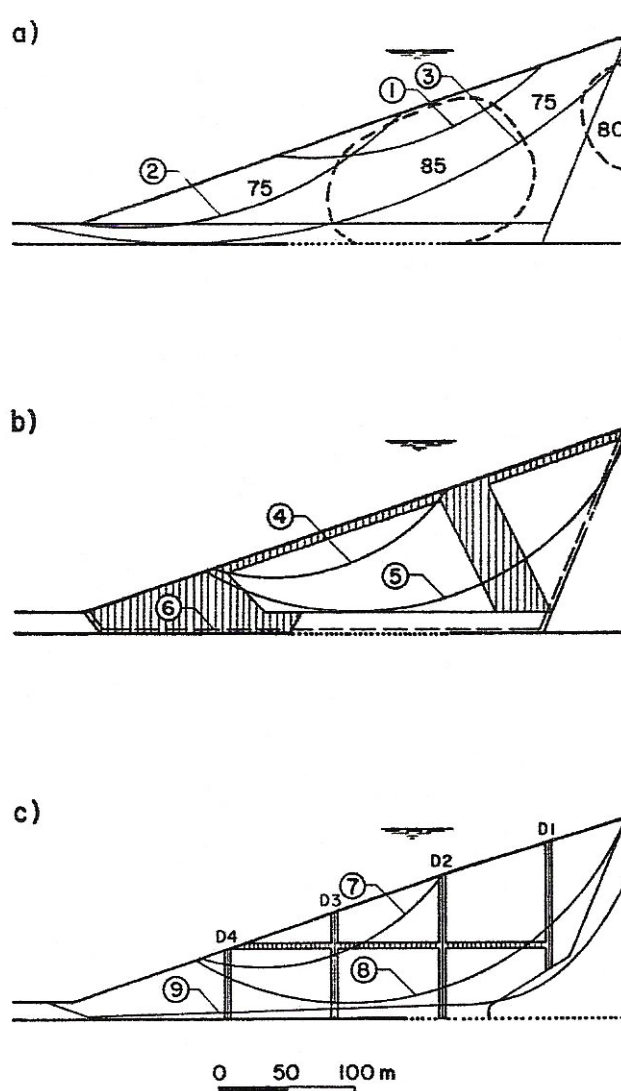


FIG. 4-SOLUCIONES PROPUESTAS PARA MEJORAR CARACTERISTICAS SISMORRESISTENTES.

En la Fig. 5 la superficie potencial de deslizamiento 5 de la Fig. 4b) está desarrollada usando las longitudes reales (no las proyecciones). En la parte superior se muestran los valores de r_u según la Fig. 4a). Como referencia se reproduce la resistencia al corte necesaria para mantener $FS = 1$ (línea llena). Con línea de rayas se representa la resistencia al corte calculada como se hace en el Análisis 2 para $\tau = \sigma_f \times (1 - r_u) \text{tg } \phi'$, r_u s/ Fig. 4a), que muestra que donde r_u excede 75% no es suficiente. Pero donde $r_u = 0$ no se puede movilizar la resistencia al corte drenado sin provocar desplazamientos que este diagrama de rayas no tiene en cuenta. Con línea de punto y raya se representa la resistencia al corte movilizada cuando, como en la Fig. 3d), γ es del orden del 2% y r_u s/ Fig. 4a).

Cuando $r_u = 0$ se representa la resistencia al corte disponible sumando $\gamma \approx 2\%$ al γ requerido para $FS = 1$ obtenido de ensayos triaxiales consolidados drenados, transformando ϵ_a en γ . Usando el procedimiento explicado anteriormente, FS pasa de 1,5 obtenido para el espaldón normal a 1,6. En ambos casos en cuanto FS exceda 1 el deslizamiento se detendrá, es decir γ será menor que 2%. Pero se concluye que la ubicación del material drenante como se indica en la Fig. 4b), no introduce en este aspecto mayores diferencias en el comportamiento del

espaldón que cuando se prescinde del mismo. Existe una hipótesis sobre migraciones de las mayores a las menores presiones neutras que, cualquiera sea su acercamiento a la realidad, no puede afectar significativamente los resultados cuando, según Fig. 4a) r_u mayor es 85% y r_u menor es 75%.

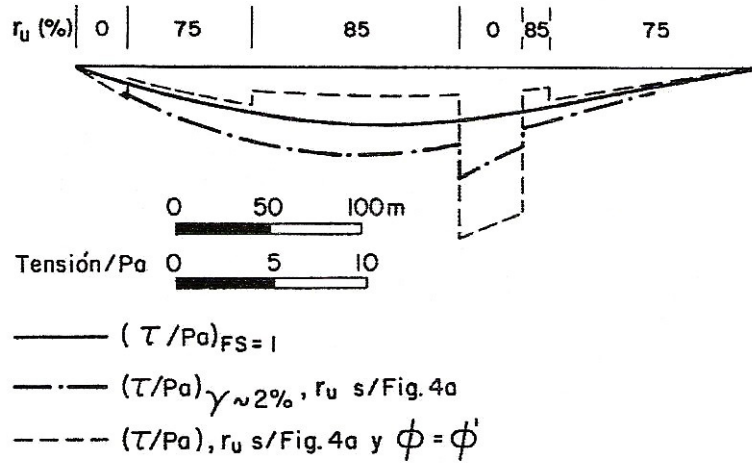


FIG. 5 - RESISTENCIAS AL CORTE MOVILIZADAS. SOLUCION FIG. 4b).

Las deformaciones arriba analizadas se adicionan a las residuales originadas por la movilidad cíclica, de manera que en cada caso se deberá decidir si la suma de ambas es tolerable. Si se resuelve que las deformaciones deben limitarse es necesario controlar las presiones de poros de origen sísmico, lo que permite reducir las motivadas por la movilidad cíclica y eliminar las creadas por las presiones de poros residuales. Una solución de tal tipo se muestra en la Fig. 4c) y consiste en un sistema de drenes internos constituidos por el mismo material altamente drenante obtenido mediante la eliminación de la fracción con partículas menores de 25 mm de las grava., con rodados mencionado anteriormente. El volumen del mismo requerido por la solución de la Fig. 4c) es un tercio del requerido por la solución de la Fig. 4b). Bolognesi (1984) presentó un método para calcular este sistema de drenes internos que tiene en cuenta todas las variables que controlan un proceso simultáneo de generación y disipación de presiones de poros.

En la Fig. 6 se muestra la aplicación de dicho método a la zona protegida por el dren 2 (D2) que aparece sombreada en la Fig. 6a). N^* es el número de ciclos para alcanzar la condición establecida para definir la resistencia cíclica al aplicar el procedimiento Seed-Lee-Idriss. Para gravas densas, normalmente, como en este caso, tal condición es que, como consecuencia de la movilidad cíclica, la deformación axial, ϵ_a , en el ensayo cíclico sea del 5%. Para materiales licuefables, que no es este caso, N^* es N_1 . La escala de abscisas queda definida por la condición que para $r_N = 1$, ($r_N = N/N^*$), $t = T \times N^*/N_{eq}$ (t = tiempo en segundos, T , duración significativa del terremoto en s, N_{eq} , número de ciclos uniformes equivalentes a los irregulares del terremoto). La curva 1 muestra el aumento de r_u a medida que aumenta r_N , obtenido de ensayos triaxiales. $N^*/N_{eq} = 3$ se ha obtenido del análisis dinámico y significa físicamente que en el área sombreada el número de ciclos, N^* , para obtener $\epsilon_a = 5\%$ es 45, igual a 3 veces $N_{eq} = 15$, valores todos que se determinan mediante procedimientos para obtener promedios ponderados. En la Fig. 6a) se ve sobre la curva 1 que al final del tiempo T existe en la zona sombreada una presión de poros promedio representada por el valor $r_u = 0,79$. Si se establece un sistema de drenaje tal que cada incremento de la presión de poros se reduce en el tiempo T al 20% de su valor, r_u al final de la duración significativa del terremoto queda reducido a 0,34.

En la Fig. 6b) se muestran los r_u que se obtienen para otros porcentajes de reducción de cada incremento de la presión de poros generada por el terremoto. El caso de la Fig. 6a) está representado por la curva 5 de la Fig. 6b).

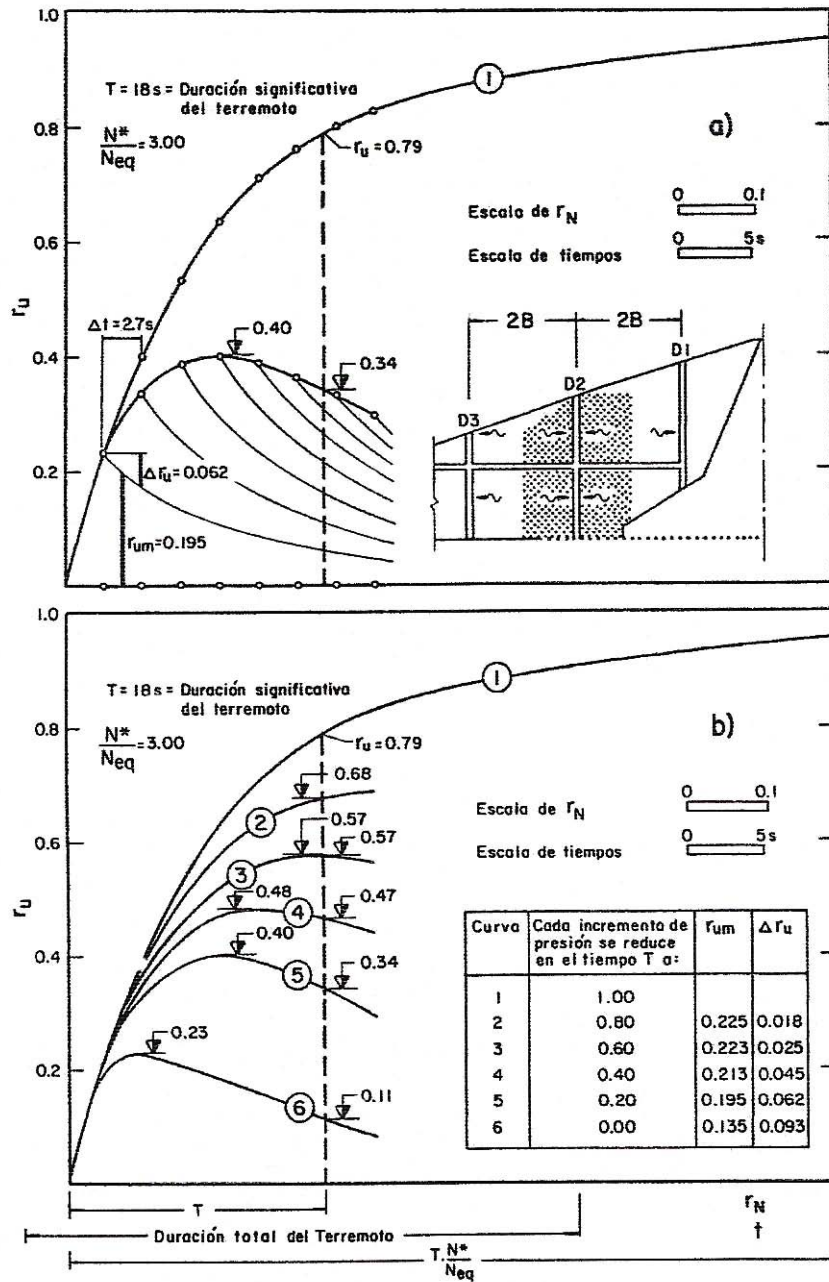


FIG.6 – REDUCCION DE PRESIONES RESIDUALES MEDIANTE DRENES INTERNOS

Como con el sistema de drenes de la Fig. 4c) el flujo de agua será predominantemente horizontal, está justificada la aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. Llamando B a la distancia entre una superficie impermeable y la superficie del dren o la mitad de la distancia entre dos superficies drenantes, Fig. 6a),

$$B = (c_v \times T/T_v)^{1/2} \quad (1)$$

donde c_v , coeficiente de consolidación, T , duración significativa del terremoto y T_v , factor tiempo en la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. Además, $c_v = k/(\gamma_w \times m_v)$, donde k , coeficiente de permeabilidad, γ_w , peso unitario del agua y m_v , coeficiente de cambio de volumen, que para el caso de la disipación de las presiones neutras originadas por el terremoto, debe ser en recarga.

En la solución de la Fig. 4c) se instalan 4 drenes verticales, 2 de 5 y 2 de 4 metros de ancho con una distancia entre caras internas de 70 m, es decir con $B = 35$ m. Esta distancia queda verificada si se introduce un valor probable ponderado para c_v . Adoptando para la grava con rodados de la Fig. 1, $k = 5 \times 10^{-4}$ m/s y $m_v = 1,5 \times 10^{-5}$ m²/t (en recarga), como $\gamma_w = 1$ t/m³, resulta $c_v = 33,33$ m²/s. Si se utilizan las conocidas relaciones entre T_v y el grado de consolidación, $U\%$, para el proceso en consideración, Bolognesi (1984), se obtiene que para $T_v = 0,5$, valor adoptado, $U\% \approx 80$ y, consecuentemente cada incremento unitario se reduce en el tiempo T a $\approx 0,20$. En la Fig. 6b) la curva 5 corresponde a este caso por lo cual de la lectura de r_u al final de la duración significativa del terremoto resulta que el mismo es del orden de 0,34, obtenido por el procedimiento indicado en la Fig. 6a). Introduciendo en la fórmula 1, los valores $c_v = 33,33$ m²/s, $T = 18$ s (duración significativa del terremoto) y $T_v = 0,5$ resulta $B = 34,64$ m ≈ 35 m. Si todos los drenes del sistema se proyectan con el mismo criterio, la estabilidad del espaldón al final de la duración significativa del terremoto debe calcularse con $r_u \approx 0,34$. Para estas condiciones FS para la superficie potencial de deslizamiento 8 de la Fig. 4c) es del orden de 2,15, es decir que: a) no habrá deformación causada por la tendencia de FS a bajar de 1 y b) la deformación causada por la movilidad cíclica será relativamente baja, pues estas deformaciones adquieren significación a partir de $r_u = 0,5$.

El procedimiento de cálculo adoptado permite analizar las consecuencias de variaciones con respecto a las estimaciones de los valores empleados al aplicar la fórmula 1 y en las hipótesis con que se hicieron los gráficos de la Fig. 6. Por ejemplo, si el coeficiente de permeabilidad, k , se reduce a $2,5 \times 10^{-4}$ m/s, r_u al final de la duración significativa del terremoto pasa de $\approx 0,34$ a $\approx 0,50$. Para este último valor, FS es del orden de 1,65. Por otra parte, los gráficos de la Fig. 6 son válidos para $N^*/N_{eq} = 3$. Si por ejemplo, la relación real fuera 1,5 en lugar de 3, los mismos r_u se incrementan en aproximadamente 25%.

Para el caso del terremoto destructivo P4, el único cambio es el de utilizar $T = 54$ s en lugar de 18 s. Si en la fórmula 1 se introduce este nuevo valor de T se obtiene $B \approx 60$ m en lugar de 35 m y, por consiguiente, si dicho terremoto se utilizara como de proyecto sería posible aumentar la separación entre drenes y el número de los mismos podría reducirse de 4 a 3.

Las dimensiones de los drenes están determinadas esencialmente por la condición de que mantengan una sección efectiva aún en el caso de distorsiones. El área requerida se determina calculando el caudal correspondiente a Δr_u que debe drenarse en el tiempo Δt con la altura piezométrica correspondiente a r_{um} . El significado de los símbolos se muestra en la Fig. 6a). El dren horizontal de las Figs. 4c) y 6a) se incorpora para tener en cuenta las situaciones correspondientes al embalse parcialmente lleno.

Los cálculos anteriores indican que la solución de la Fig. 4b) se beneficiaría también por el drenaje de presiones neutras en zonas adyacentes a las de material altamente drenante obtenido por procesamiento, pero si tal es el propósito, como se muestra más arriba, la ubicación del mismo adoptando la solución de la Fig. 4c) requiere sólo 1/3 del volumen establecido en la Fig. 4b) y asegura una mejor distribución de menores presiones neutras y deformaciones al final de la duración significativa del terremoto.

CONCLUSIONES

En los espaldones de gravas densas se producen deformaciones durante el terremoto, causadas por la movilidad cíclica, quedando al final del mismo una deformación residual no recuperable. Por otra parte se generan presiones de poros que oscilan entre un máximo y un mínimo. Al terminar el terremoto queda una presión de poros residual que en zonas muy sísmicas puede alcanzar valores elevados, capaces de reducir la resistencia al corte a valores menores que la necesaria para asegurar la estabilidad. Mediante deformaciones adicionales requeridas para movilizar la resistencia no drenada se restablece el equilibrio. La suma de estas dos deformaciones permanentes definirá la forma que tomará el espaldón como consecuencia del terremoto y la que requiere particular atención es la pérdida de altura de la presa. En este artículo se parte de la base que mediante el procedimiento de Seed-Lee-Idriss se ha determinado el potencial de deformación específica ("strain potential") y la presión de poros residual al finalizar la duración significativa del terremoto. Con el primero pueden calcularse las deformaciones motivadas por la movilidad cíclica, tema que no se trata. Con la segunda pueden calcularse las deformaciones posteriores a la finalización significativa del terremoto, lo que se analiza. Esto requiere un conocimiento de la influencia sobre la resistencia no drenada de la presión de poros al comenzar la deformación para restablecer el equilibrio, pues se trata de deformaciones específicas relativamente pequeñas.

En las gravas limpias es posible eliminar las deformaciones que originarían las potenciales presiones de poros residuales y reducir sustancialmente las que motivaría la movilidad cíclica mediante un sistema de drenes internos que reduzcan las presiones de poros de origen sísmico a valores preestablecidos. Esta solución sólo es posible con una separación entre drenes económicamente aceptable en los materiales con un elevado valor del coeficiente de consolidación en recarga, caso de las gravas limpias, GW y GP, y puede, por consiguiente, considerarse peculiar de estas últimas. Existen métodos para cálculo de la separación y dimensiones de estos drenes internos.

Se entienden que las fundaciones han sido resueltas con toda la atención que requieren, así como otros detalles importantes del proyecto de una presa en zonas muy sísmicas que aquí no se consideran pues se pretende concentrarse solamente en el tema específicamente tratado.

APENDICE.-REFERENCIAS

1. Ambraseys, N.N., and Sarma, S.K., "The response of earth dams to strong earthquakes", *Geotechnique*, Volume XVII, pp. 181-213, 1967.
2. Annaki, M., and Lee, K.L., "Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No.GT6, June 1977, pp. 549-564.
3. Banerjee, N.G., Seed, H.B., and Chan, C.K., "Cyclic Behaviour of Dense Coarse-Grained Materials in Relation to the Seismic Stability of Dams", *Report No. UCB/EERC-79/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif., June, 1979.*

4. Bolognesi, A.J.L., "Proyecto sismorresistente de estructuras de materiales sueltos". *Anales de la Academia Nacional de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*. Buenos Aires, Argentina. Tomo 31, pág. 161-185, 1979.
5. Bolognesi, A.J.L., "Peculiarities of the Seismic-Resistant Analysis of Earth Dams with Pervious Gravelly Shells", *Proceedings, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Limited*, London, England, 1981, pp. 89-95, and pp. 146-147.
6. Bolognesi, A.J.L., "Chimney Drains to Control Seismic Pore Pressures", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.110, No.19, September, pp. 1342-1364, 1984.
7. Bolognesi, A.J.L. y Micucci, C.A., "Estado constante de deformación en gravas", *VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Sesión N°4. Comportamiento de gravas*, Cartagena, Colombia, agosto, 1987.
8. California Department of Water Resources, "The August 1, 1975 Oroville Earthquake Investigations", Bulletin 203-78, 1979.
9. Casagrande, A., "On Liquefaction Phenomena", *Geotechnique*, Vol. XXI, pp. 197-202, September, 1971.
10. Poulos, S.J., "The Steady State of Deformation", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No.GT5, 1981, pp. 553-562.
11. Seed, H.B., "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes", *Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE*, Sept.-Oct., 1976, pp. 1-104.
12. Seed, H.B., "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and; Rockfill Dams", *Geotechnique*, 29, 1979, No.3, pp. 215-263.