



## EL DESLIZAMIENTO DE PONT DE BAR (LERIDA)

• Por JOSE. A. HINOJOSA CABRERA

**D**ebido a una serie muy concreta de circunstancias que concurren en la ladera izquierda del pueblo de Pont de Bar (Lérida), como es la existencia de una estructura del terreno potencialmente inestable, la existencia de acuíferos y de numerosas discontinuidades por las que circula el agua, las grandes lluvias del año 1952 y 84 y las avenidas ocurridas en la cuenca del Segre, originaron deslizamientos en las laderas. Estos deslizamientos produjeron importantes deslizamientos en la carretera C-1313 y destruyeron una pequeña presa, algunas viviendas del pueblo y un puente antiguo. Todo esto ha motivado la realización de obras destinadas a estabilizar la ladera, con el fin de poder finalizar la construcción del tramo de carretera afectado, que forma parte del nuevo Eje Pirenaico.

## 1. ANTECEDENTES

En octubre de 1982, una etapa de abundantes lluvias dio lugar a una avenida excepcional que afectó la cuenca del río Segre con un caudal de 950 m<sup>3</sup>/seg. correspondiente a un periodo de retorno de 500 años, que produjo casi simultáneamente un gran deslizamiento en la ladera de la margen izquierda a la altura del pueblo de Pont de Bar. Se arruinó parte de la carretera C-1313 y se destruyeron una pequeña presa, viviendas del pueblo y un puente antiguo (Figura 1).

En esta zona el cauce del río presenta pendientes y anchos que obligaron al gua a alcanzar velocidades importantes (del orden de 10 m/seg.) con una elevada capacidad de erosión.

Inmediatamente se realizó un desvío provisional a la vez que se construyó un muro de mampostería recibida con hormigón de unos 1100 m. de longitud, planta en bóveda de gran radio e intercalados 8 macizos contrafuertes de aproximadamente 10 m. de altura (1983-1984).

En noviembre de 1984 tuvo lugar otra avenida excepcional con un caudal de 500 m<sup>3</sup>/seg. correspondiente a un periodo de retorno de 200 años, que originó importantes desperfectos en las obras de estabilización realizadas, destruyendo un contrafuerte y descalzando el muro. A la vista de la situación creada se decidió llevar a cabo una reparación urgente, suspendiéndose temporalmente el comienzo de las obras de acondicionamiento de la citada carretera C-1313 en el tramo afectado, que forma parte del Eje Pirenaico, actualmente en construcción.

Estas obras complementarias de estabilización de la ladera se realizaron entre agosto de 1985 y julio de 1986.

## 2. LITOLOGIA, ESTRUCTURA, GEOMORFOLOGIA

El perfil transversal del terreno, aproximadamente por el eje teórico del deslizamiento, se puede suponer constituido por las zonas que se definen en el esquema de la figura 2.

Las unidades litológicas fundamentales existentes en la ladera afectada son las siguientes: granito, pizarras ampelíticas negras silúricas, calizas devónicas, coluvial, aluvial.

La morfología general del área, independientemente de las zonas movidas, corresponde claramente a un perfil de deslizamiento con un importante escarpe en cabecera, una pendiente central relativamente suave y una base de perfil abrupto modelada por la acción fluvial.

La forma en planta de gran concha deprimida respecto al contorno, abunda en la idea de encontrarnos ante un gran deslizamiento fósil periódicamente removilizado.

El esquema de la figura 3 representa los diversos sectores deslizados, que se muestran también en la planta de la figura 4, en unión de las discontinuidades estructurales existentes.

Como resumen de todo lo anterior, pueden agruparse las zonas inestables de la siguiente forma:

— Deslizamientos producidos por socavación directa del río, en las zonas de

mayor ataque por la curvatura del cauce. Comprenden los sectores marcados con las letras A, B, C y D, aunque probablemente los dos últimos constituyan un solo deslizamiento. Estos sectores están separados por espigones rocosos muy competentes que condicionan la morfología del cauce y hacen de estribos fijos ante el empuje de posibles masas deslizando.

— Deslizamientos inducidos en la ladera por los descalses anteriores y por la distensión subsiguiente, concentrada en las discontinuidades estructurales preexistentes. Comprenden los sectores marcados con las letras E y F y las líneas marcadas con las letras M, N y P.

De todo lo indicado anteriormente, se deduce que se trata en realidad de un conjunto de deslizamientos imbricados que se confunden ladera arriba hasta constituir uno solo de gran magnitud, que a su vez genera deslizamientos superpuestos y progresivos, condicionados por la red estructural de fracturas.

La figura 5 presenta un corte estratigráfico general de la ladera, que incluye datos de las medidas de prospección realizadas.

## 3. GENESIS DEL DESLIZAMIENTO

En la ladera de Pont de Bar se presentan las siguientes circunstancias concretas:

— Existencia de una estructura del terreno, potencialmente inestable, por tratarse de un deslizamiento fósil en el que grandes masas de calizas rotas con ele-



Figura 1.—ASPECTO GENERAL DEL DESLIZAMIENTO.

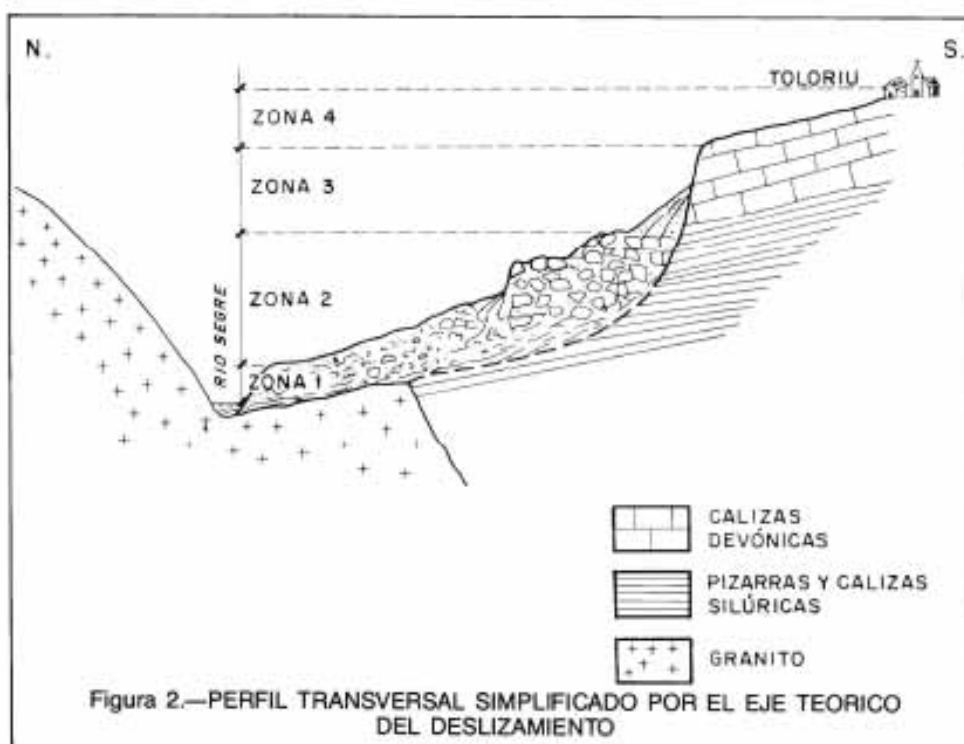


Figura 2.—PERFIL TRANSVERSAL SIMPLIFICADO POR EL EJE TEORICO DEL DESLIZAMIENTO

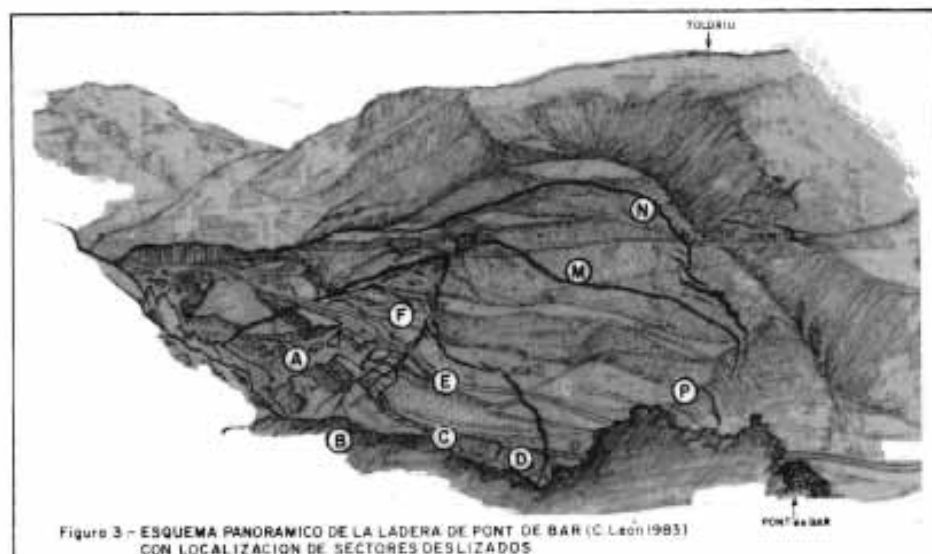


Figura 3.—ESQUEMA PANORAMICO DE LA LADERA DE PONT DE BAR (C. León 1983) CON LOCALIZACIÓN DE SECTORES DESLIZADOS

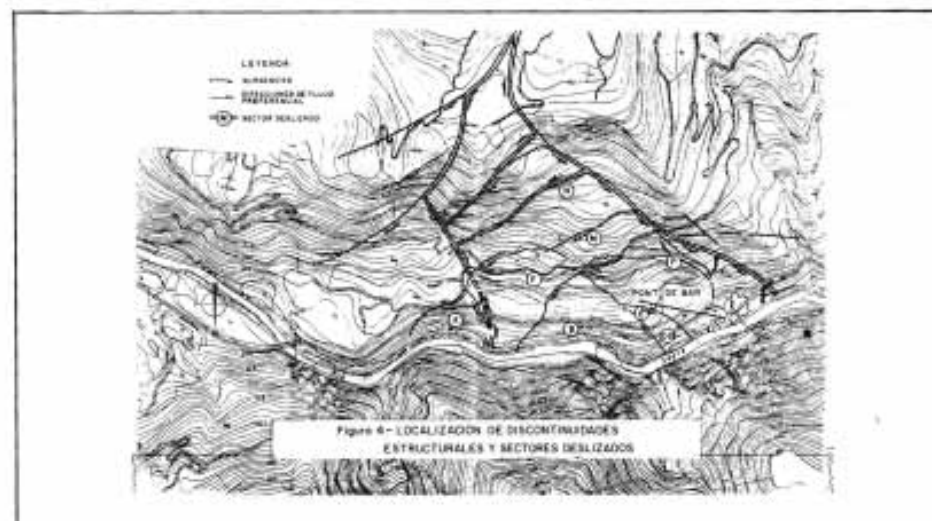


Figura 4.—LOCALIZACIÓN DE DISCONTINUIDADES ESTRUCTURALES Y SECTORES DESLIZADOS

vada permeabilidad, deslizan sobre pizarras alteradas de potencia reducida, con evolución constante hasta su estado actual.

— Existencia de acuíferos colgados en los contactos calizas-pizarras ampe-líticas, con abundantes puntos de descarga a horizontes piezométricos inferiores, localizados en el sustrato granítico y aluviales soterrados.

— Existencia de numerosas discontinuidades por las que circula el agua y que afectan a la formación calcárea devónica, creando un flujo que sigue con preferencia determinadas superficies relacionadas con la estructura de fractura y morfología del sustrato primitivo del valle aluvial fosilizado.

Como se ha indicado en el apartado 1, las grandes lluvias de octubre de 1982 y la consiguiente avenida originaron un proceso aparente de movimiento generalizado en la ladera, con aspecto caótico de las zonas deslizadas (su localización responde a una estructura previa de fracturas y fallas en el macizo) y cuya secuencia pudo haber sido la siguiente:

a) Saturación del pie, sobre todo en la parte central, más estrecha y ocupada por el embalse de una pequeña presa construida en los años 20.

b) Rotura de esta pequeña presa por socavación de pie bajo las fuertes velocidades (10 m/seg) a que tuvo que pasar la crecida en un cauce muy estrecho y tortuoso.

c) Condiciones de desembalse rápido al pie de la ladera y descenso del nivel de base del cauce, al ser arrastrados los

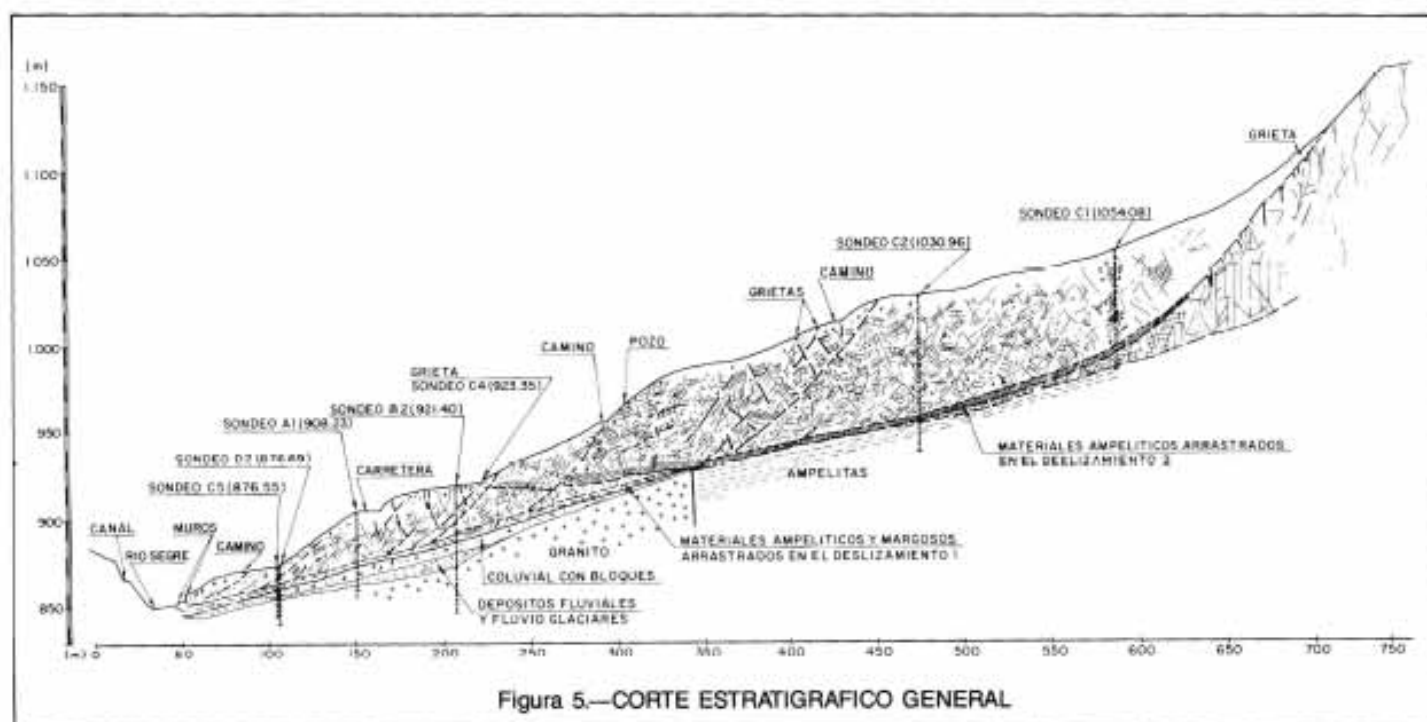


Figura 5.—CORTE ESTRATIGRAFICO GENERAL

sedimentos acumulados en el embalse y gran parte de acarreo de tamaño pequeño y medio.

d) Deslizamiento del pie de la ladera y erosión rápida de los materiales terrosos que la constituyen. Esta erosión fue más concentrada en sectores de ataque de las aguas bajo las desviaciones inducidas por curvas, grandes rocas de la ladera opuesta, etc. Se han definido tres sectores independientes en los que claramente se ha producido el fenómeno descrito.

e) Desplazamientos importantes en la base de la ladera, arrastrando a la carretera en su movimiento.

f) Movimientos en zonas cada vez más altas de la ladera al perder apoyo inferior las sucesivas áreas movidas preexistentes.

#### 4. TRABAJOS DE CAMPO Y GABINETE REALIZADOS

Durante el tiempo que duraron las obras se llevaron a cabo numerosos trabajos de campo y gabinete, entre los que merecen citarse los siguientes:

- Fotointerpretación con apoyo de campo.
- \* Fotos aéreas estereoscópicas verticales a escalas 1/33.000 y 1/18.000.
- \* Fotos oblicuas.
- Medidas de prospección (Figura 6).
- Merece destacar en este punto la ejecución de un pozo de reconocimiento de 50 m. de profundidad, diámetro libre de 3,25 m. (4,00 m. en los nueve primeros metros), con refuerzo cada metro de cerchas y duplicado éste en los últimos dieciséis metros.
- Medición y control (Figura 6).
- \* Inclímetro.
- \* Giros.
- \* Presiones.
- \* Caudal de drenes.
- \* Nivel freático.
- \* Amplitud grietas.
- \* Control de aguas.
- \* Topográfico.
- Laboratorio.
- \* Ensayos de corte.

#### 5. ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DE LA LADERA

##### 5.1. Parámetros geomecánicos de los materiales

En el estudio de la estabilidad de la ladera se consideraron los siguientes valores de los parámetros geomecánicos:

- Pizarras ampelíticas.
- \* Poco compactas  $c'_{res}$  (Kp/cm<sup>2</sup>) = 0,  $\phi$  (°) = 13
- \* Compactas  $c'_{res}$  (Kp/cm<sup>2</sup>) = 0-0,1,  $\phi$  (°) = 24-28.

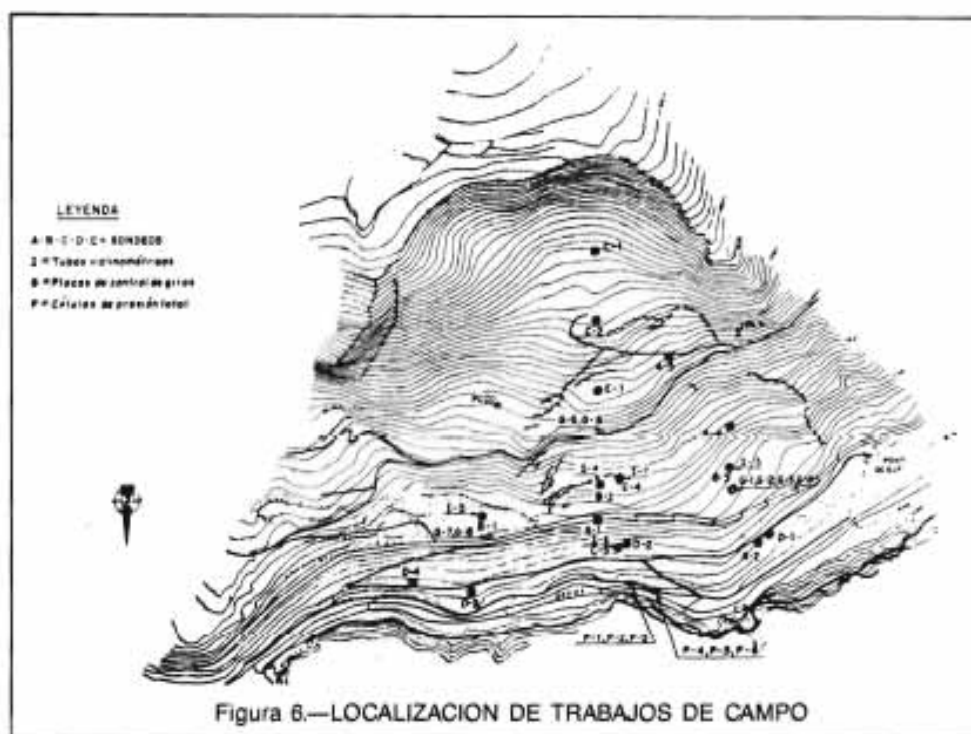


Figura 6.—LOCALIZACION DE TRABAJOS DE CAMPO

Los valores correspondientes a materiales poco compactos son poco probables por la existencia a esas profundidades de tensiones geostáticas superiores a 40 t/m<sup>2</sup>.

El efecto de escala hace que los valores obtenidos para materiales compactos puedan resultar excesivos, por lo que deben ser considerados como un límite superior.

- Calizas brechificadas.
- \*  $\phi \leq 30^\circ$  (25° si la proporción de arcilla es alta).
- Coluvial.
- \*  $c' = 0$   $\phi = 23 - 26^\circ$ .
- Aluvial.
- \*  $\phi' = 22^\circ$ .

##### 5.2. Análisis geomecánico

Dada la dificultad de estudiar el problema tridimensionalmente se realizó un análisis geomecánico una vez elegido un perfil característico (eje principal del conjunto de deslizamientos), deduciendo los parámetros que justifican el deslizamiento observado a través de un «back-analysis».

La hipótesis de un ascenso excepcional del nivel freático procede de realizar un análisis teórico, considerando un valor  $\phi = 30^\circ$  obtenido en algún ensayo triaxial realizado sobre ampelitas. No obstante, existen razones suficientes para no considerarla, entre las que se pueden indicar la no existencia de datos de campo que lo avalen (no se han detectado niveles freáticos en sondeos profundos y si pérdidas sistemáticas de agua), tratándose de una formación abierta y fractu-

rada y con gran capacidad de almacenamiento.

Una vez desechada esta hipótesis y que ésta fuera la causa desencadenante del deslizamiento, un simple cálculo permite obtener alturas máximas del agua al pie del talud del orden de 8 m., es decir, próximo a los niveles de agua en el río y suponerlos sensiblemente horizontales hasta las proximidades de la superficie del deslizamiento.

Por otra parte se pudo comprobar que, debido a la estructura del macizo, el flujo subterráneo tiende a concentrarse en las zonas falladas o más intensamente fracturadas.

Las hipótesis referentes a las condiciones hidrogeológicas (indicadas anteriormente) y las referentes a superficies de rotura se definen gráficamente en las figuras correspondientes.

Se tomó una resistencia media ponderada del conjunto de los materiales por los que discurre la línea de rotura supuesta (fundamentalmente en ampelitas, parte en calizas brechificadas y parte en coluvial y depósitos de cauce), siendo los valores supuestos los siguientes:

- General  $c' = 0$ ,  $\phi = 2,1$  t/m<sup>2</sup>,  $\phi = 21-25^\circ$
- Pie de ladera  $c' = 0$ ,  $\phi = 2,1$  t/m<sup>2</sup>,  $\phi = 23-28^\circ$

A partir de estos valores se analizaron en primer lugar los deslizamientos de la parte inferior de la ladera y después la estabilidad general de la misma, justificando las inestabilidades por criterios geomecánicos junto a factores de tipo erosivo o hidrogeológico, dado que evidentemente existe una interrelación en-

tre los deslizamientos con una progresión ladera arriba a partir de la movilización inicial a nivel de cauce.

### 5.3. Deslizamiento de pie

Se eligió como representativo el deslizamiento central B (longitud = 240 m., fondo = 170 m.), formado por un eluvio-columbial de cantos y bolos calizos con matriz arcillosa (alteración y caída de calizas devónicas que constituyen la parte alta de la ladera y se han movido ladera abajo por deslizamientos antiguos).

a) *Sensibilidad de las condiciones de estabilidad respecto a la forma de la superficie de rotura.*

Se estudió la superficie de rotura más desfavorable para distintas hipótesis de nivel freático, con valores de  $c' = 0$  y  $\phi = 22^\circ$ .

En la figura 7 se representan las posiciones de los niveles freáticos y superficies de rotura considerados.

Utilizando el método de Janbú se obtienen los valores del coeficiente de seguridad indicados en el cuadro siguiente:

Con base en los resultados obtenidos, es lógico suponer que la causa principal de este deslizamiento fuera la erosión del pie por la crecida del río, obteniéndose en este caso (erosión de pie) en el cál-

culo una clara inestabilización para deslizamiento plano y curvo.

Por otra parte, prácticamente en todos los casos, con erosión de pie y sin erosión, y para cualquier altura de nivel freático, el caso más desfavorable corresponde al de deslizamientos según superficies curvas.

Por tanto, y como conclusión de este análisis, puede indicarse que para que se produjeran los deslizamientos de pie, era necesaria una socavación suficientemente importante, que facilitara el movimiento de la zona rota, generándose superficies de rotura de tipo circular.

b) *Sensibilidad de las condiciones de estabilidad respecto a los parámetros resistentes del terreno.*

Se estudió una superficie curva intermedia entre las consideradas en el análisis anterior, con valores de  $c' = 0$  y  $\phi = 21, 23, 25^\circ$ .

En la figura 8 se representan las posiciones de los niveles freáticos y superficies de rotura considerados.

Utilizando el método de Janbú se obtienen los valores del coeficiente de seguridad que se resumen en los gráficos de la figura 9.

Admitiendo que para la máxima ave-

| Situación del N.F.                       | Superficie de deslizamiento |                     |                     |                     |
|------------------------------------------|-----------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|                                          | Sin erosión                 |                     | Con erosión         |                     |
|                                          | Deslizamiento curvo         | Deslizamiento plano | Deslizamiento curvo | Deslizamiento plano |
| Sin N.F.                                 | 1,16                        | 1,19                | —                   | —                   |
| N.F. Aguas bajas                         | 1,16                        | 1,19                | —                   | —                   |
| N.F. Aguas altas ascendente $10,5^\circ$ | 1,08                        | 1,11                | 1,08                | 1,01                |
| N.F. Aguas altas ascendente $13,5^\circ$ | 1,04                        | 1,07                | 0,88                | 0,97                |
| N.F. Aguas altas ascendente $15,5^\circ$ | 0,99                        | 1,02                | 0,85                | 0,93                |
| N.F. Aguas altas ascendente $18,5^\circ$ | 0,93                        | 0,96                | 0,82                | 0,87                |

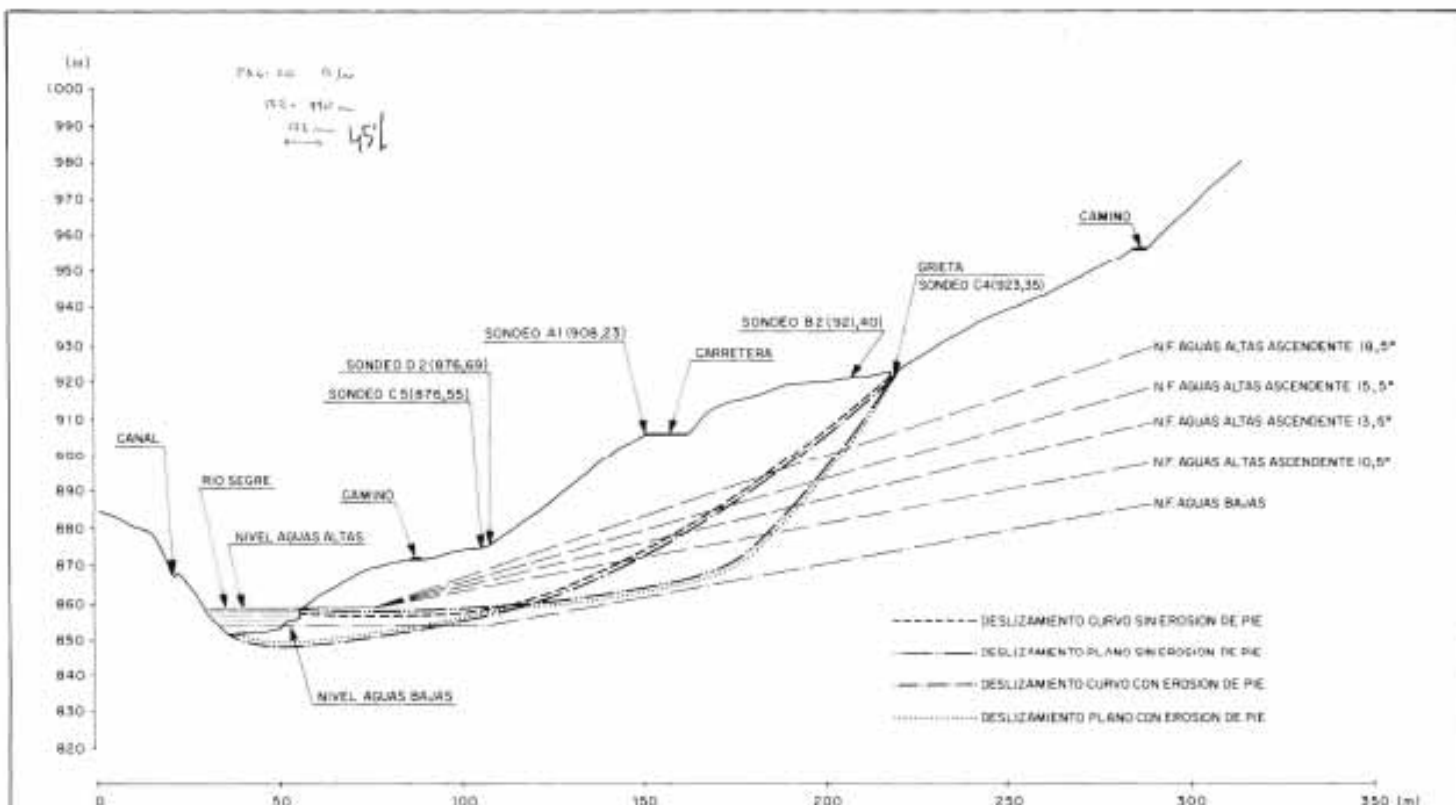


Figura 7.- SITUACION DE SUPERFICIES DE ROTURA Y POSICIONES DEL NIVEL FREÁTICO. DESLIZAMIENTO DE PIE. FORMA

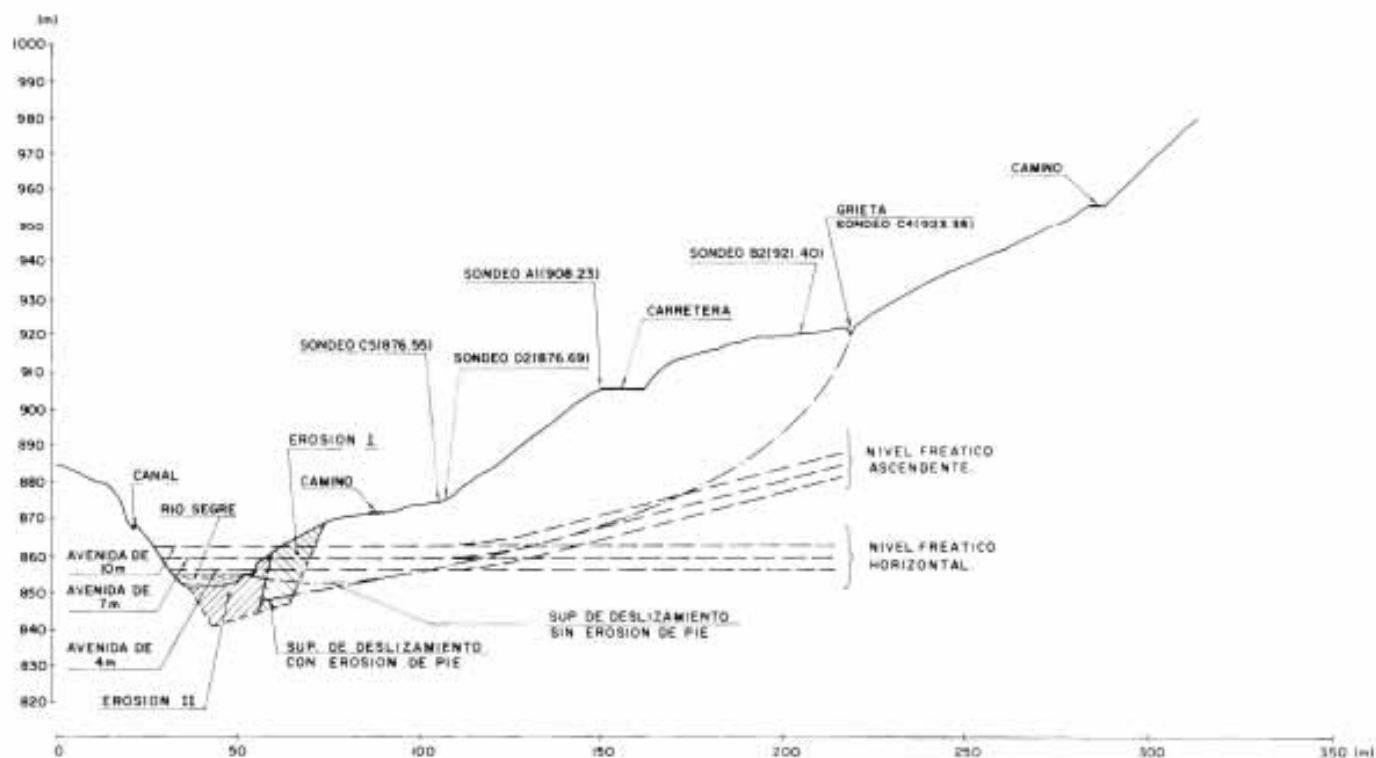


Figura 8. - SITUACIÓN DE SUPERFICIES DE ROTURA Y POSICIONES DEL NIVEL FREATICO. DESLIZAMIENTO DE PIE. PARAMETROS

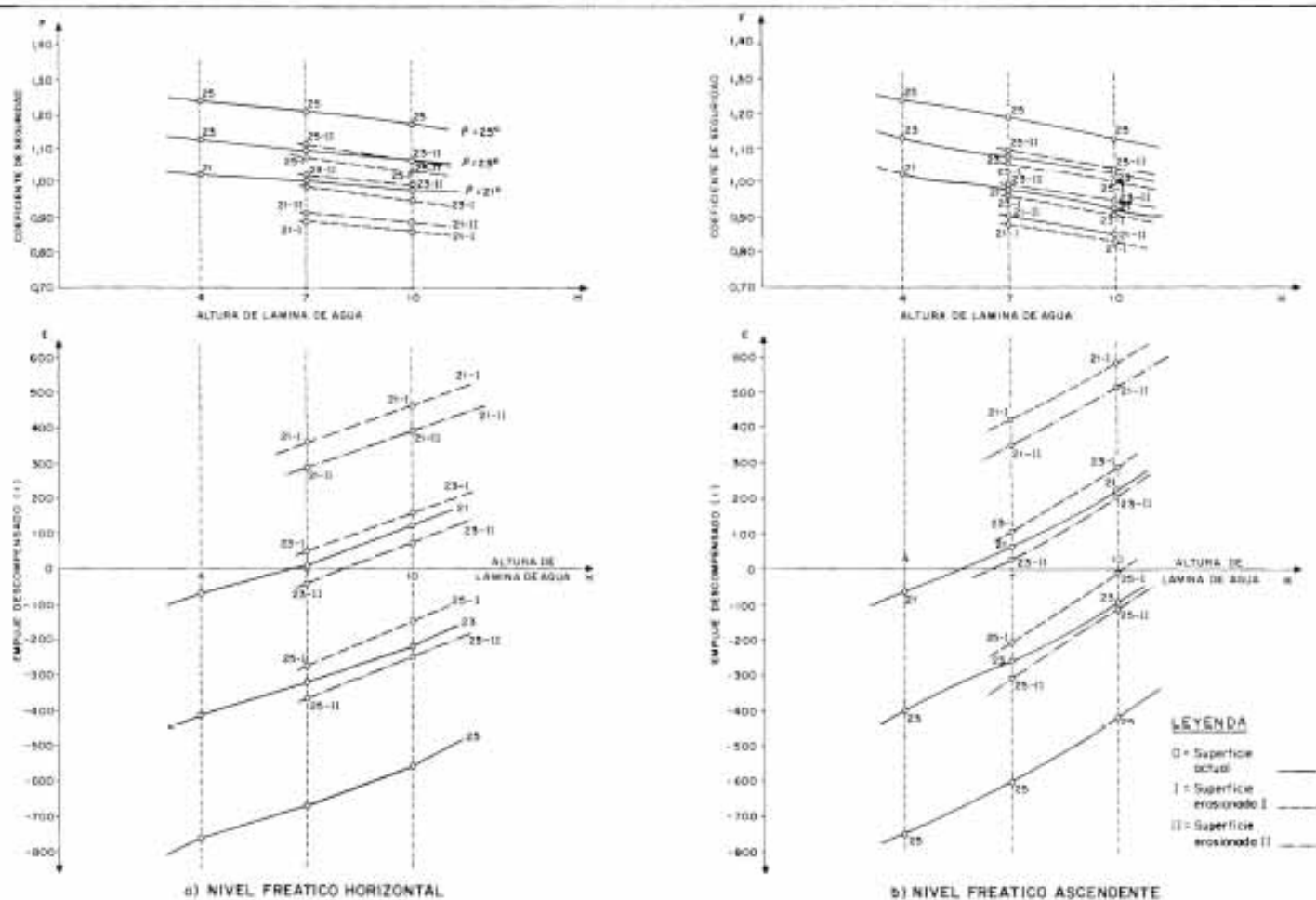


Figura 9.- ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD. DESLIZAMIENTO DE PIE

nida de cálculo el nivel de agua del cauce no sobrepasara los 10 m., este caso sería el correspondiente a la situación más desfavorable frente a la estabilidad del talud.

Del análisis de los gráficos se observa en primer lugar que, como es lógico, es más desfavorable el caso de nivel freático ascendente por la ladera, que horizontal. La primera hipótesis nos deja por tanto del lado de la seguridad en el análisis de sensibilidad.

Del estudio de la hipótesis de nivel freático ascendente se pueden obtener las siguientes conclusiones:

— Para una resistencia del terreno correspondiente a un valor de  $\phi = 25^\circ$ , el talud se mantendría estable incluso para la máxima avenida y con erosión en el pie. El valor medio, por tanto, de la resistencia del terreno, debe corresponder a valores inferiores del ángulo  $\phi$ .

— Para un ángulo  $\phi = 21^\circ$  el talud se inestabilizaría para avenidas con alturas de agua superiores a 5 m., y sin que hubiera erosión en el pie. Como es conocido el paso de avenidas anteriores a la de 1982 con calados superiores a 5 m., sin que se inestabilizara la ladera, puede deducirse que la resistencia media del terreno es mayor que la correspondiente al citado valor de  $\phi = 21^\circ$ .

Adoptando por tanto, un valor intermedio,  $\phi = 23^\circ$ , se tendría que la inestabilización del talud se produciría para cala-

dos de agua superiores a 5 m., pero únicamente en el caso de que se produjera erosión en el pie.

En la hipótesis de nivel freático horizontal desde la cota de avenida, se tiene igualmente que, para un ángulo de  $\phi = 23^\circ$ , el talud se inestabilizaría en el caso de avenidas con calados superiores a 7 m. y erosión en el pie.

De la consideración conjunta de ambas hipótesis se deduce por tanto que con un ángulo de resistencia de  $\phi = 21^\circ$  la inestabilidad del talud se hubiera pro-

ducido con avenidas mucho menores, y que para un valor  $\phi = 23^\circ$  puede justificarse que la rotura solo se produjera con una gran avenida como la acaecida en 1982.

#### 5.4. Deslizamiento de media ladera

Se consideraron las superficies de rotura y posiciones de nivel freático indicadas en el esquema de la figura 10, con valores  $c' = 0$ ,  $\phi' = 21, 23, 25^\circ$ .

Utilizando el método de Janbú se ob-

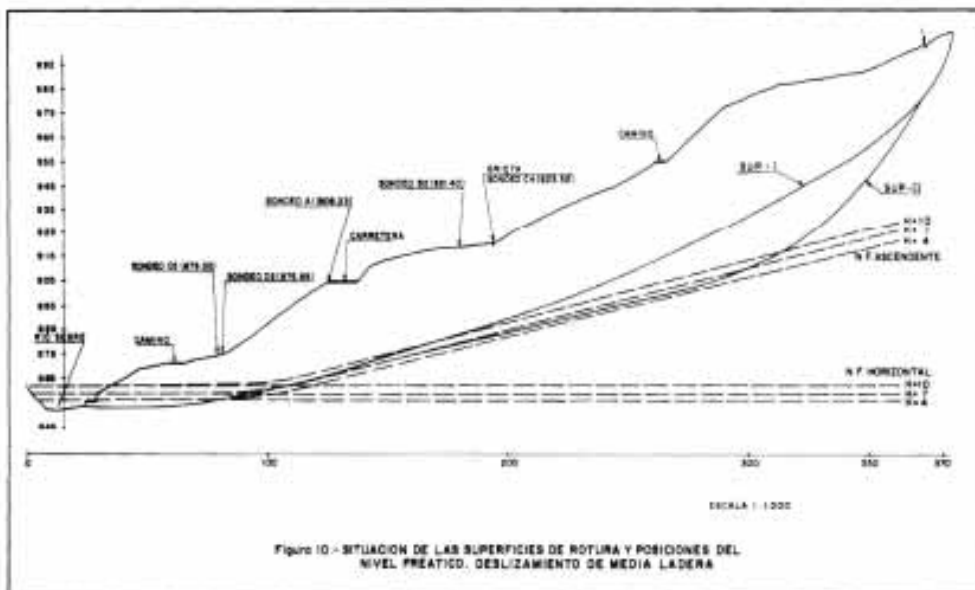


Figura 10.- SITUACIÓN DE LAS SUPERFICIES DE ROTURA Y POSICIONES DEL NIVEL FREÁTICO, DESLIZAMIENTO DE MEDIA LADERA

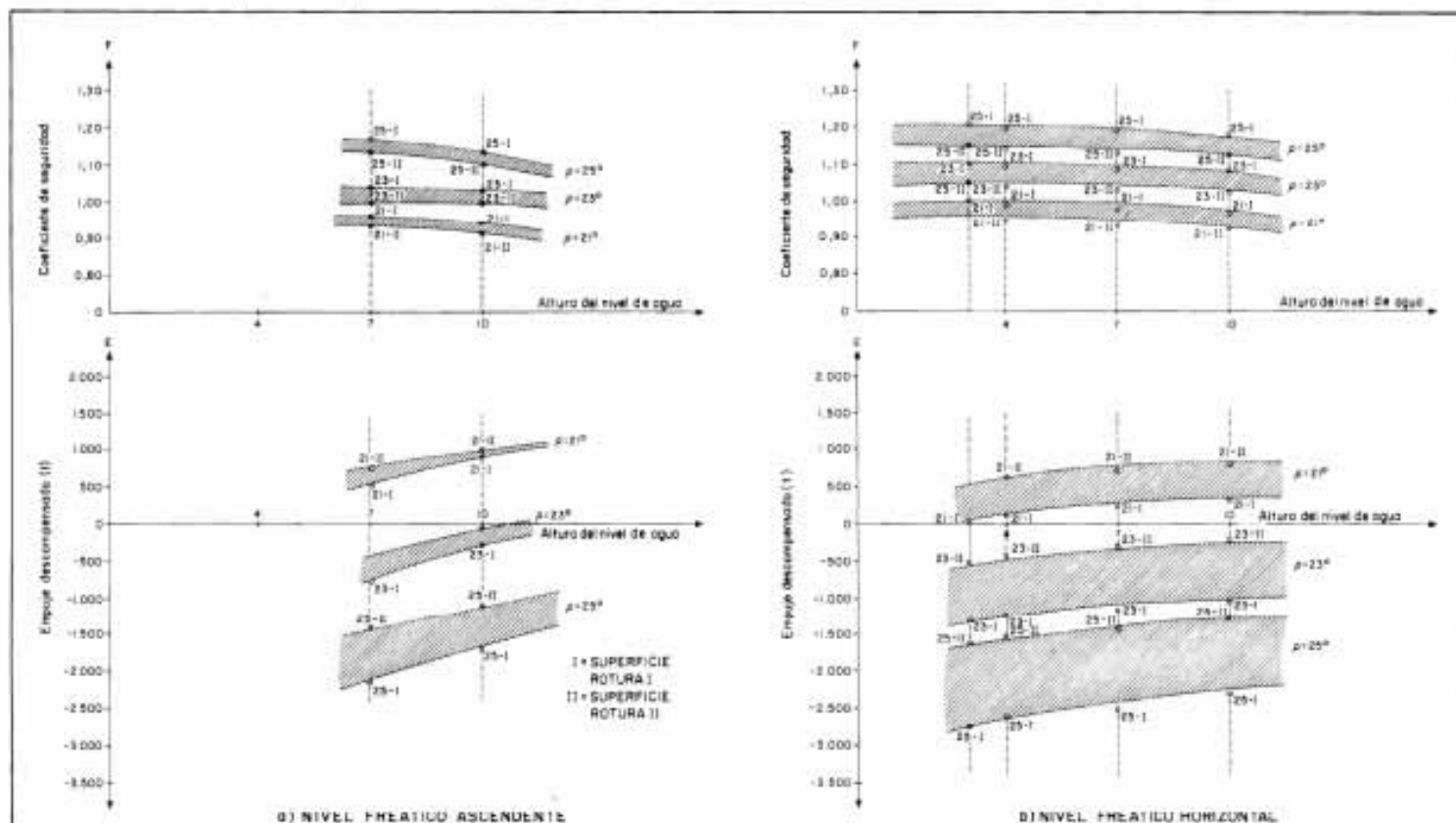


Figura 11.- ESTUDIO DE SENSIBILIDAD DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD, DESLIZAMIENTO DE MEDIA LADERA



lizando un análisis teórico del muro, considerando diversas posiciones de nivel freático y diferentes superficies de deslizamiento para valores  $c' = 0$ ,  $\phi = 23^\circ$  mediante el método de Janbú, se obtuvieron resultados de los que se dedujo que era preciso, para la avenida de 10 m., equilibrar un empuje de 141 t. ( $F = 1$ ), por lo que dado lo extraordinario de esta situación, sería suficiente con dimensionar el muro para resistir 150 t.

La resistencia del muro existente puede suponerse que es del orden de 100 t/m., mayor que las 50 t/m. de empuje activo horizontal, pero menor que las 150 t/m. indicadas anteriormente, por lo que resultaría necesario compensar un empuje de aproximadamente 50 t/m. en los puntos próximos a zonas deslizadas.

Se estima que en esta situación, el muro ofrece una seguridad aceptable frente a riadas con periodos de retorno del orden de 100 años, correspondientes a calados de 5 m.

Se pueden utilizar para mejorar la resistencia o bien micropilotes de cosido de la zapata a la roca (que no garantiza la resistencia a cortante del muro en arranque de alzados) o anclajes que lleguen hasta el sustrato granítico.

En la actualidad, aún no se ha llevado a cabo el citado anclaje, por razones económicas, considerándose que para avenidas normales el muro presenta suficiente estabilidad, habiéndose construido sin embargo, alguna gran viga de hormigón que atraviesa el cauce en la zona más estrecha y acodala el muro contra la ladera granítica.

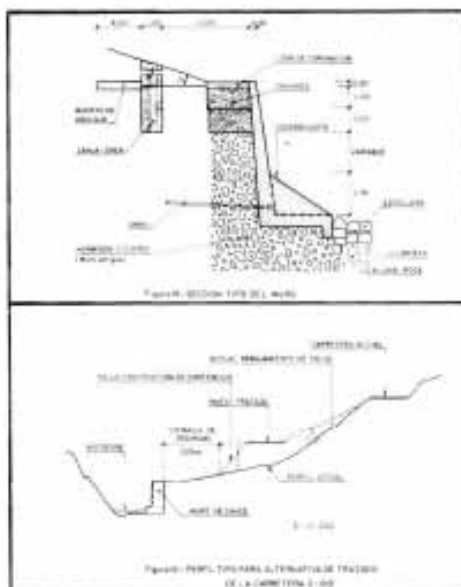
## 6.2. Mejora de las condiciones de drenaje

Es importante, a la vista del estudio realizado, evitar el ascenso de niveles de agua en la ladera, para no tener que absorber empujes muy importantes.

El muro de cauce debe impedir al máximo la alimentación de agua hacia la ladera con niveles altos de agua, y permitir a la vez un drenaje rápido del agua del trasdós del muro al descender el nivel de agua en el río. Como ambas funciones son incompatibles, se optó por garantizar el drenaje del trasdós mediante drenes y mechinales.

Respecto al drenaje general de la ladera y descartada en parte la extracción de agua mediante pozos de drenaje o drenes horizontales (en ambos casos por su excesiva longitud) sólo queda como solución viable la realización de galerías de drenaje que alcanzarán las principales zonas de concentración de flujo subterráneo.

Para ventilación o drenaje complementario, se podrían ejecutar pozos verticales al final de las galerías.



**7. ALTERNATIVAS DE TRAZADO DE LA CARRETERA C-1313 A SU PASO POR PONT DE BAR**

El estudio de las condiciones geomorfológicas del terreno en el área de Pont de Bar, descarta a priori como solución la alternativa de un nuevo trazado de la carretera C-1313 por la ladera de la margen derecha del río Segre en la pronunciada vertiente granítica de Aristot, que presentaría, además de aspectos topográficos negativos, importantes dificultades de ejecución de las obras (desmontes, túneles, etc.) a realizar, debido a la difícil estructura de los materiales que la constituyen.

Por otra parte, una vez realizadas gran parte de las obras de estabilización de la ladera, parecía lógico llevar por ella el trazado de la carretera, siempre que se garantizara un mínimo de seguridad durante una parte importante de su vida útil.

Una solución era dejar el trazado que existe actualmente con el inconveniente de la existencia de fuertes pendientes (11%) nada más pasar el antiguo pueblo de Pont de Bar, en el sentido hacia Puigcerdà.

Con el fin de evitar estas dificultades, se estudió la posibilidad de variar el trazado de manera que discurriera a una cota inferior, tal y como estaba antes de producirse el deslizamiento. Una posible ubicación de la carretera se representa en el perfil de la figura 15.

Con este perfil se analizaron las condiciones de estabilidad según cuantros superficies de rotura que representan posibles movimientos de poco volumen, y en el que dos de ellas pasarían por el cimiento del muro y las otras dos por la base del mismo.

Los resultados de este análisis indicaron que las posibles inestabilidades se producen solo, en el caso de avenidas ex-

traordinarias de más de 7 m. de calado en el cauce.

Para la avenida de 10 m. de calado en el cauce, el máximo empuje descompensado era 153 t/m., que debería ser absorbido por el muro y los elementos de contención adicionales. Como se ve, este valor es muy semejante al deducido anteriormente para la contención general de la ladera, por lo que puede concluirse que garantizando la estabilidad de la misma podría hacerse la corrección de trazado prevista.

En el nuevo trazado deberá respetarse una distancia mínima al muro para no afectar la estabilidad local de éste, lo que podría obligar en algún caso a disponer estructuras de contención del terraplén de la carretera o a utilizar tierra armada, suelo reforzado, etc.

Como recomendación especial debería procurarse que los movimientos de tierra fueran mínimos, prestando gran atención a las obras de drenaje.

## 8. COMENTARIO FINAL

En octubre de 1987 se produjo otra avenida importante, aunque inferior a las dos anteriormente citadas ( $Q = 300 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ).

El comportamiento del muro ha sido bueno en general, habiéndose producido únicamente en las zonas más conflictivas (estrechamientos del cauce) algunos descalces, con movilización incluso de grandes bloques que han dejado en algunos puntos la zapata al descubierto.

Se ha podido comprobar la importante misión que en estas circunstancias tiene la protección de escollera trabada con mallazo y plantaciones existentes en la base del muro.

Las medidas realizadas en los elementos de control existentes en la ladera (inclinómetros, placas de giros, etc.) no acusaron movimientos de la misma.

No obstante, en el momento actual sería deseable disponer de más elementos de control (inclinometría, niveles freáticos, etc.) con el fin de realizar un seguimiento más completo, en las mediciones que con carácter periódico se llevan a cabo en la ladera.

Asimismo es preciso indicar que casi en la misma fecha se ha abierto al tráfico este tramo de carretera, con un trazado semejante al existente antes de producirse el deslizamiento de 1982, con valores máximos de la pendiente en torno al 5% y en condiciones suficientes de seguridad.

**José A. Hinojosa Cabrera es Ing. Jefe del Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras**