

MEMORIA.

1. Justificación del Proyecto Realizado:

El aspecto ofrecido por el esquisto en perforaciones no es tranquilizador. Con frecuencia se observan superficies sedosas y/o brillantes que recuerdan espejos de falla (silksides).

El hecho de que el rumbo de los planos de esquistosidad sea con frecuencia aproximadamente perpendicular al eje de la presa y el buzamiento hacia la margen izquierda, hacen que la margen derecha presente en algunos puntos unas condiciones favorables para un deslizamiento.

Este peligro no es evidente, dada la tortuosidad de las superficies de esquistosidad, pero con una estructura de la importancia de esta presa es conveniente no incurrir en riesgos.

Los ensayos realizados con los esquistos (ver ensayos de laboratorio del material de fundación) han sido hasta cierto punto, tranquilizadores. Sin embargo, han quedado patentes varios puntos:

- a) Tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento interno de los esquistos disminuyen extraordinariamente al ser sumergidos en agua; y
- b) El ángulo de rozamiento interno disminuye enormemente cuando los esquistos han sido cizallados previamente.

El gran deslizamiento ocurrido durante la construcción en el área de las presas del Proyecto de Mangla (Institution of Civil Engineers 1967) que obligó a cambiar el proyecto de dichas presas, es una muestra del peligro de ciertos tipos de rocas blandas, que han sido previamente cizalladas en la naturaleza. Aunque hasta ahora este efecto ha aparecido principalmente en margas, lutitas y arcillas duras, es posible que pueda aparecer en otras rocas no muy diferentes de ellas.

Es cierto que existen en Venezuela numerosas presas construidas en esquistos y que hasta ahora no ha habido problemas, pero estas presas son en general de un volumen grande y transmiten esfuerzos de corte pequeños a la fundación.

Por otro lado el rumbo de los planos de esquistosidad, en el caso presente, es favorable al deslizamiento en algunos.

El proyecto de la presa ha estado presidido por el deseo de transmitir esfuerzos de corte pequeño a la fundación.

Por este motivo el talud de aguas arriba del núcleo es algo inclinado, con el objeto de aumentar la componente vertical del empuje del agua al tiempo que la componente horizontal permanece cons-

tante.

Se ha tratado tambien de emplear al máximo el volúmen de permeables disponibles. Su costo es aproximadamente la mitad que el del enrocamiento y a los efectos de un deslizamiento a través de la fundación, su eficacia no es muy inferior a la del enrocamiento.

El quiebre que forma el núcleo a la cota 353, tiene por objeto entre otras cosas, separar algo el núcleo de la zona de aguas arriba.

Se ha aumentado la proporción de enrocamiento en la zona de aguas arriba, con el objeto de disponer allí de un material que drene satisfactoriamente en el caso de desembalse rápido.

Es conveniente disponer de una zona de enrocamiento en la zona exterior del espaldón aguas abajo, pues en el caso de que se agrietase el núcleo y los permeables de aguas abajo tomasen presión, esto mejoraría mucho las condiciones de estabilidad.

No sería conveniente colocar el enrocamiento de esquisto en la zona de aguas arriba en contacto con el agua, pero se considera que aguas abajo, donde su misión principal es pesar, es un buen sitio para él. De todos modos la capa de enrocamiento de cantera que le cubre, le protege algo de la meteorización, especialmente de la erosión producida por la lluvia.

El filtro de aguas arriba tiene por misión evitar que el permeable pueda ser arrastrado a través de los huecos del enrocamiento, durante el desembalse o a causa de la lluvia.

El filtro que vá adherido al terreno en el espaldón de aguas abajo, tiene como misión principal, recoger las posibles filtraciones que provengan del terreno y evitar que éstas a su vez, arrastren a los permeables. Una misión secundaria de este filtro es evitar que una lluvia intensa ocasione presiones de poros de importancia en los permeables en invierno, según se verá mas adelante.

Es corriente en ocasiones, disminuir la pendiente de los taludes en las zonas bajas de la presa. Por otra parte, las máximas aceleraciones debidas un sismo, se producen en las zonas altas de la presa. Por ello, en este caso hemos preferido mantener constante el talud.

2. Propiedades Geotécnicas del Terreno de Fundación:

En el terreno de fundación se han distinguido las siguientes capas con propiedades geotécnicas claramente definidas:

1. Suelo y esquistos descompuestos con un número de golpes de la cuchara Standard no superior a 20.
2. Esquisto sercítico descompuesto, con mas de 20 golpes de la cuchara standard.

3. Esquisto sericítico meteorizado duro.
4. Esquisto cuarzo-grafitoso fresco, duro, con zonas grafíticas quebradas o esquisto grafitoso fresco.
5. Esquisto grafitoso descompuesto o meteorizado blando, con mas de 20 golpes de la cuchara standard; y
6. Esquisto grafitoso meteorizado duro.

Estas capas de terreno se han mostrado en las secciones de la presa. Para encontrarlas se han trazado perfiles longitudinales por las líneas de sondeos y se han intersectado con las secciones transversales.

La capa uno (1) está formada principalmente por tierra vegetal, suelo residual y esquisto descompuesto, con una proporción importante de arcilla. En ella destacan en general los tonos rojizos. En el estribo derecho, gran parte de este material parece ser material in situ, pero en el estribo izquierdo por el contrario, gran parte de este material parece ser material de ladera, debido a su aspecto y a la orientación de las lajas de esquisto, paralelas a la ladera en oposición a la geología general del sitio de presa. La razón de este cambio, puede ser la mayor pendiente media del estribo izquierdo. Según puede observarse en los ensayos de laboratorio del material de la fundación, el suelo residual es con frecuencia bastante plástico. Su humedad es elevada para una estructura tan importante como una presa y su densidad no es alta.

3. Fundación de la Presa:

Se decidió en general, eliminar la capa uno (1), es decir el terreno con menos de 20 golpes de la cuchara standard, basándose en las siguientes consideraciones:

- a) La baja resistencia al corte sin drenaje de este material. En los ensayos de laboratorio del material de la fundación, puede verse que la resistencia al corte sin drenaje de la muestra de suelo de la Fosa No. 138 recompactada a la humedad y densidad naturales, anda alrededor de 1,3 kg/cm². Esta resistencia no es alta para una presa de esta altura. Además, cabe esperar que la resistencia sin drenaje de la muestra en estado natural, fuera inferior debido a sus irregularidades.

En la fosa No. 135 de exploración de la fundación se produjo un derrumbe cuando la profundidad de la excavación era de 1,50 m. Un sencillo cálculo nos permite deducir que la resistencia al corte sin drenaje de este material era del orden de 0,06 kg/cm²., valor extremadamente bajo.

De no eliminar este material, se producirían deslizamientos durante la construcción o quizás al llenar el embalse por primera vez.

b) Los asientos y especialmente los diferenciales. La capa uno (1) consiste a veces de materiales bastante plásticos, prácticamente saturados y con humedades altas. Este es el caso de los suelos citados, al hacer las consideraciones sobre la resistencia al corte.

En otros casos se trata de suelos parcialmente saturados que al llenarse la presa, pueden asentarse por colapso. Sherard et. al. (1963) (1) consideran "que no es buena práctica permitir la existencia de estos suelos parcialmente saturados, en la fundación". Por último, se trata de materiales heterogéneos en propiedades y en posición que podrían dar lugar a asientos diferenciales.

c) Sabido es que una mala fundación puede amplificar extraordinariamente un sismo en una presa. Sherard (1967) considera que una mala fundación es inadmisibles para una presa, si se esperan acciones sísmicas de importancia.

d) Un examen de los golpes de las perforaciones nos muestra que existe un cambio brusco alrededor de los 20 golpes. Al llegar a valores próximos a éste, la resistencia a la penetración aumenta repentinamente a valores superiores.

e) La excavación a cielo abierto que resulta adoptando este criterio, no es excesiva.

f) En la ladera derecha del embalse, a la altura de la ataguía, existe una depresión que pudiera ser un antiguo deslizamiento. La construcción de un embalse empeora con frecuencia las condiciones de estabilidad de un cauce. Mizukoshi et. al. (1967) citan los esquistos en los cuales el plano de esquistosidad sigue la pendiente de la ladera como uno de los terrenos donde han ocurrido con frecuencia deslizamientos en las laderas de embalses construídos en el Japón. Este es el caso en bastantes zonas de nuestra ladera derecha y entre estos esquistos peligrosos citan los cuarzo-graftosos, es decir de los mismos que existen en nuestro embalse.

En el caso de un deslizamiento superficial de las laderas, es conveniente que la presa se encuentre un poco metida dentro del terreno, para evitar que quede descalzada.

Como se ha indicado anteriormente, se ha decidido en general quitar la capa de menos de 20 golpes.

Esto se ha llevado a rajatabla en toda la zona de la presa comprendida entre los perfiles transversales 5 y 15. En la zona exterior de estos perfiles se ha considerado a veces, una excavación menor debido a que la altura de la presa es pequeña o a

(1) Ver bibliografía al final de la Memoria.

que esta se encuentra en tal posición que un deslizamiento no es posible.

Este punto se muestra en las secciones transversales.

4. Fundación del Dentellón:

Tal como se recomienda en el Informe Geológico (Aparte 8) el fondo del dentellón quedará asentado sobre el esquisto duro, de forma tal que intercepte los esquistos descompuestos blandos, con el fin de evitar el peligro de erosión interna y garantizar la efectividad de las inyecciones de cemento propuestas.

5. Actividad Sísmica del Sitio de la Presa:

En la "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas" del Ministerio de Obras Públicas de Noviembre de 1967, se sitúa el sitio de presa en la zona sísmica uno (1)

Como resultado de conversaciones con el Dr. Günther Fiedler, del Observatorio Cajigal, se llegó a la conclusión de que existe una falla activa paralela a la Cordillera de Los Andes, que pasa por el punto de encuentro del paralelo correspondiente a 10° , con el meridiano de 69° . Esta falla está situada a algo más de 100 km. del sitio de la presa.

Sin embargo, existe una línea que en unos puntos donde se han registrado sismos de cierta intensidad, que pasa por El Tocuyo, Macapo y la parte sur del Lago de Valencia. Esta línea podría ser una falla profunda que por este motivo no ha sido detectada. En cualquier caso, esta línea queda bastante próxima al sitio de la presa.

De todo lo anterior se deduce, que se debe hacer un diseño sísmico de la presa.

Ello nos ha llevado, además de otras razones, a no considerar como posible solución presas con pantalla de hormigón hidráulico, asfáltico o materiales análogos. En estas presas el elemento impermeable podría ser destruido con facilidad por un movimiento sísmico.

Según el Dr. Fiedler, el período natural del esquisto en la zona de Caracas, es del orden de 0,25 seg., considerándose el período más frecuente.

Según el propio Dr. Fiedler, en la zona de la presa cabe esperar una aceleración del terreno del orden del 5% de la aceleración de la gravedad, si la presa está cimentada en roca firme.

6. Posición del Eje de la Presa:

La posición del eje de la presa ha sido considerada como la más adecuada si tenemos en cuenta los siguientes puntos:

a) La ubicación del aliviadero ha obligado a situar la presa aproxi-

madamente en su posición actual.

- b) Dentro de esta posición, tanto en la línea que une las perforaciones P-10 y P-13, como en la que pasa por las perforaciones P-3 y P-5, las excavaciones necesarias para bajar el dentellón hasta el esquisto meteorizado duro, son excesivas. Así pues, el eje de la presa debe estar situado entre ambas líneas.
- c) Considerando la posición actual del eje, la forma de disminuir la excavación a cielo abierto hubiera sido desplazarlo hacia aguas abajo en el estribo derecho y hacia aguas arriba en el izquierdo. Esto hubiese aumentado la oblicuidad del eje respecto al cauce y por tanto el volúmen de la presa. Además, no habría quedado sitio para ubicar la ataguía entre la entrada del túnel y la presa.
- d) Con el objeto de disminuir el volúmen y la altura de los cortes del dentellón, se ha tratado de adaptar el eje en lo posible, a la quebrada del estribo derecho.
- e) Si se desplazara todo el eje paralelamente hacia aguas abajo, se aumentaría excesivamente el volúmen de presa y el estribo izquierdo quedaría descalzado en su zona de aguas abajo.
- f) La situación del estribo derecho en una quebrada contribuye a dar estabilidad a esta parte de la presa.

Se han considerado también ejes curvos, pero se ha llegado a la conclusión de que era preferible un eje recto.

7. Dentellón de la Presa:

Como se ha indicado anteriormente, se ha decidido bajar la fundación del dentellón hasta el esquisto meteorizado duro. Este criterio se ha mantenido entre los perfiles transversales 3 y 21. En la zona exterior a estos perfiles, el dentellón está algo más alto, pues en ellos la presión de agua es muy pequeña.

El eje del dentellón coincide con el eje de la presa en el estribo derecho, con el objeto de reducir al máximo la excavación y la altura de los cortes del dentellón. En el estribo izquierdo, por el contrario, el eje del dentellón está movido 3,50 m. hacia aguas arriba, con respecto al eje de la presa.

Este desplazamiento del eje se hizo con el fin de lograr una menor excavación y una mejor coincidencia del núcleo inclinado con el dentellón.

8. Recubrimiento del Núcleo:

Dado que los veranos en esta zona son cálidos y secos, conviene

que el nucleo esté recubierto por material permeable, para evitar su agrietamiento.

Un recubrimiento de dos metros de espesor se considera conveniente.

9. Resguardo, Anchura de Coronación y Protección contra el Oleaje:

El máximo nivel de embalse en crecientes es, utilizando un período de recurrencia de 500 años, la cota 355,71 y considerando la creciente máxima posible, la cota 357,50. El máximo total (fetch) del embalse, es en creciente, 5.975 m. (con el nivel normal de embalse sería casi exactamente igual)

En Cachinche la máxima velocidad media mensual del viento registrada en los años 1965, 1966 y 1967, corresponde al mes de marzo de 1967 y es de 0,68 m/seg. En meses de creciente esta velocidad es de 0,22 m/seg.

Las máximas instantáneas se han medido solo a partir de mediados de 1967. A partir de entonces, la máxima instantánea registrada corresponde al mes de marzo de 1968 y es de 1,11 m/seg. (la media en el mismo mes fué de 0,60 m/seg.)

Estas velocidades son extremadamente bajas. Sin embargo, como no conocemos la velocidad del viento en el sitio de presa, parece prudente considerar una velocidad algo mas alta, siguiendo las indicaciones de Sherard et. al. (1963). Una velocidad de 20 millas/hora parece adecuada.

Entrando con este valor y el largo (fetch) de 5.975 m. en los ábacos de Sherard et. al. (1963) obtenemos una altura de ola de 0,60 m.

La altura de la sísmica es, según la instrucción de grandes presas del MOP de España:

$$h_0 = \frac{K \times T \sqrt{gh}}{2.77}$$

siendo: K=la aceleración sísmica horizontal máxima previsible en la zona, multiplicada por el coeficiente del terreno; suponemos 7%;

T=período natural del terremoto; suponemos 0,25 seg.

h = altura máxima del embalse; suponemos 50 m.

Obtenemos:

$$h_0 = 0,06 \text{ m. , despreciable}$$

El resguardo mínimo según la instrucción anterior será:

$$1,5 \times 0,60 + 0,06 = 0,96 \text{ m.}$$

Se considera que el asiento postconstructivo máximo puede ser 35 cm. Como el resguardo que definen las normas españolas es resguardo interno, es decir, diferencia de cotas entre la cota de la corriente de los 500 años y la coronación del núcleo, resulta que la cota de cresta de la presa debe ser, según estas normas, superior a:

$$355,71 + 0,35 + 0,96 + 2 = 359,02$$

Según Sherard et. al. (1963) el resguardo debe ser:

$$1,50 \times 0,60 + 0,80 = 1,80$$

Si a este valor se añade 0,60 m., para tener en cuenta el efecto sísmico, queda:

$$1,80 + 0,60 = 2,40.$$

Si se considera la creciente máxima posible, la cota de coronación según Sherard debe ser:

$$357,50 + 2,40 = 359,90$$

De acuerdo con todo esto, se elige como cota de coronación de la presa la 360.

La anchura mínima de coronación es, según normas españolas:

$$C = 3 + 1,5 \sqrt{A-15}.$$

siendo A la altura de la presa

Como A = 54,80 m. resulta:

$$C = 8,11 \text{ m.}$$

Por haber sido asimilada el área de la presa a una zona de sísmicidad media, hay que aumentar la cifra anterior en un 25%:

$$8,11 \times 1,25 = 10,12 \text{ m.}$$

Se acepta pues una anchura de coronación de 11 m.

Respecto a la protección contra el oleaje, según el criterio del U.S. Army Corps of Engineers (Sherard et. al. 1963) el tamaño correspondiente al 50% de la curva granulométrica de la escollera de protección, debe ser 25 cm. y su espesor 30 cm.

10. Préstamos Impermeables:

Los préstamos impermeables F, G y H., son en general, adecuados para material de núcleo.

Un punto importante a considerar es la susceptibilidad del núcleo al agrietamiento y a la erosión interna.

Según los criterios de Sherard (Leonards y Narain 1963) son materiales muy susceptibles a la erosión interna y sobre todo al agrietamiento los que cumplen la doble condición:

$$D_{50} < 0,1 \text{ mm.}$$

$$I_p < 15$$

Siendo D_{50} el tamaño correspondiente al 50% de la curva granulométrica e I_p el índice de plasticidad.

De 51 muestras de los préstamos F y G ensayadas, solo hay una susceptible al agrietamiento y a la erosión interna según los criterios de Sherard.

Por el contrario en el préstamo H, de 39 muestras ensayadas hay seis susceptibles. Sin embargo, estas muestras se encuentran en dos áreas bien localizadas y pueden ser fácilmente aisladas por el Contratista. Bajo ningún concepto deben emplearse en la presa.

El préstamo H, tiene la ventaja de que es más homogéneo que el F. Además en el préstamo F. aparecen algunos (pocos) trozos de esquisto descompuesto, lo cual no es muy conveniente.

Dado que los materiales son algo heterogéneos, no es conveniente un núcleo muy delgado.

11. Condiciones del Filtro:

El material permeable debe cumplir condiciones de filtro respecto al impermeable y el material de filtro debe cumplir estas condiciones respecto al permeable.

El 94% de las curvas de material permeable ensayadas, cumplen la condición:

$$D_{85} > 0,2 \text{ mm.}$$

siendo D_{85} al tamaño correspondiente al 85% de la curva granulométrica. El 94% de estas curvas cumplen la condición:

$$D_{15} \leq 0,024$$

En cuanto al material permeable se ha especificado lo siguiente:

$$0,12 \text{ mm.} \leq D_{15} \leq 1 \text{ mm.}$$

$$0,75 \text{ mm.} \leq D_{85}$$

El 88% de las curvas ensayadas de los 4 m. superiores de material, cumplen estas condiciones.

De acuerdo con los criterios de filtro del U.S. Army Corps of Engineers debe ser:

$$5D_{15} \text{ (impermeable)} \leq D_{15} \text{ (permeable)} \leq 5 D_{85} \text{ (impermeable)}$$

Vemos pues, que la gran mayoría del material cumple perfecta-

mente las condiciones de filtro.

Pero además, estas condiciones de filtro han sido obtenidas en arenas limpias. Sabido es que cuando uno de los materiales es arcilla, el factor 5 se eleva (Kassiff et. al. 1965).

Téngase en cuenta además el gran espesor del material permeable.

Por este motivo en las especificaciones, la única limitación granulométrica impuesta al material impermeable, es que su curva granulométrica no esté demasiado del lado grueso, pues en tal caso su permeabilidad no sería muy inferior a la del permeable como se pretende.

Con el material permeable se ha sido algo estricto en las especificaciones. Se trata de evitar la presencia de material con muchos finos, pues se ha comprobado que sus finos son algo plásticos. Estos finos, aparte de hacer el material muy impermeable, cosa inconveniente tanto en desembalse como en el espaldón aguas abajo, aumentan la probabilidad de que este material pueda agrietarse durante un sismo.

Las condiciones exigidas al material de filtro son:

$$4,6 \text{ mm.} \leq D_{15} \leq 20 \text{ mm.}$$

$$70 \text{ mm.} \leq D_{85}$$

Teniendo en cuenta que el 88% del material permeable de los cuatro metros superiores del préstamo considerado como admisible cumple la condición:

$$D_{85} \geq 5 \text{ mm.}$$

es fácil ver que en general se cumple:

$$5D_{15} \text{ (permeable)} \leq D_{15} \text{ (filtro)} \leq 5D_{85} \text{ (permeable)}$$

Téngase presente a este respecto que el filtro es relativamente grueso y solo actúa para la lluvia en desembalse o para las posibles filtraciones del terreno, por lo cual no es preciso ser muy estrictos.

La condición:

$D_{85} \text{ (filtro)} \geq 70 \text{ mm.}$, tiene por objeto evitar que el material de filtro pueda ser arrastrado por las aguas que tiene que drenar.

De este modo no es preciso preocuparse de las condiciones de filtro entre el material de filtro y el enrocamiento.

12. Instrumentos:

En los piezómetros colocados en el relleno se han requerido piedras porosas de grano fino, con alto valor de entrada de aire, para poder medir la presión del agua en el caso de que ésta sea

inferior a la atmosférica.

En suelos parcialmente saturados, la presión efectiva viene dada por la ecuación:

$$\sigma' = \sigma - u_a + X(u_a - u_w) \quad (1)$$

σ' = presión efectiva

σ = presión total

u_a = presión del aire intersticial

u_w = presión del agua intersticial

X = un coeficiente que depende del grado de saturación siendo 1 para suelos saturados y 0 para suelos con grado de saturación nulo.

Durante las fases de embalse lleno y desembalse, las más críticas, el relleno impermeable suele estar próximo a la saturación y X es próximo a 1.

En tal caso la ecuación (1) viene dada con mucha mayor exactitud por:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2)$$

que por:

$$\sigma' = \sigma - u_a$$

Este es un motivo para tratar de medir la presión del agua y no la del aire, aunque nos quedemos algo del lado de la inseguridad.

Además, la medida de la presión del aire es complicada (Bishop et. al. 1964)

Si se colocasen piedras porosas de bajo valor de entrada de aire, se hubiese tendido a medir la presión de aire sin conseguirlo con exactitud, pero además, se obtendrán lecturas erráticas si la presión del agua es negativa (Bishop et. al. 1964) y habría necesidad de estar desaireando continuamente debido a la entrada de aire en los tubos, con la consiguiente dificultad y alteración del suelo próximo a la punta del piezómetro.

Se han elegido piezómetros hidráulicos en lugar de eléctricos, principalmente porque se piensa que los primeros son mas duraderos.

Los piezómetros colocados en el relleno permeable o en el filtro tiene por objeto comprobar que las presiones aquí son realmente bajas. Una elevación de las presiones en ellos sería consecuencia quizás de una erosión interna del núcleo, del agrietamiento de éste o de filtraciones importantes procedentes de la fundación.

El nylon es mucho mas resistente que otros plásticos, por ejemplo el polietileno y es impermeable al aire (el aire falsea totalmente las presiones leídas). Este plástico tiene el inconveniente de ser lige-

geramente permeable al agua, pero este hecho parece ser poco importante, sobre todo con el nylon 11 (Bishop et. al. 1964. Penman 1960). Por ser más rígido permite una trinchera más sencilla y tiene una respuesta mucho más rápida que el polietileno.

Movimientos laterales importantes de los inclinómetros indicarían el comienzo de un deslizamiento.

En la zona exterior de la fundación se ha preferido colocar piezómetros de Casagrande que presentan menos problemas, más seguros y económicos que los de tipo cerrado. Presiones importantes en ellos serían un indicio de la necesidad de construir pozos de alivio en esa zona.

BIBLIOGRAFIA.

1. AMBRASEYS, N.N. y SARMA, S.K. 1967 "Response of Earth Dams to Strong Earthquakes" *Geotechnique*. 17:184-213.
2. BISHOP, A.W. 1954. "The Use of Pore Pressure Coefficients in Practice". *Geotechnique* 14.
3. BISHOP, A.W., KENNARD, M.F., PENMAN, A.D.M. 1960. "Pore Pressure Observations at Selsset Dam", "Pore Pressure and Suction in Soils Conf." Butterworths, Londres, 91-102.
4. BISHOP, A.W., KENNARD, M.F. y VAUGHAN, P.R. 1964. "Developments in the Measurement and Interpretation of Pore Pressure in Earth Dams". VIII Congreso Grandes Presas. Edinburgo, 2: 47-72.
5. BUREAU OF RECLAMATION, 1960. "Earth Manual", Denver, Col.
6. CASAGRANDE, A. 1958 "Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay" No. publicado.
7. HORN, H.M. y HENDRON, D.M. 1968 (Discusión del No.12) *J. Soil Mec. A.S.C.E.* 94-SM3-777-779.
8. INSTITUCION OF CIVIL ENGINEERS. 1967, "Mangla" *Proc. I.C.E.* 337-576.
9. JUSTO, J.L. 1968 "Deformación de las Presas de Escollera" Trabajo de investigación realizado con una beca Juan March. Una copia de este trabajo se encuentra en la Oficina de Ingeniería Guruceaga.
10. KASSIFF, G., ZASLAVSKY, D. y ZEITLEN, J.G. 1965. "Analysis of Filters Requirimnets por Compacted Clays". 6a. *Conf. Int. Mec. Suelos, Montreal*, 495-499.
11. LEONARDS, G.A. y NARAIN, J. 1963. "Flexibility of Clay and Cracking of Earth Dams" *J. Soil Mechanics, A.S.C.E.* 89-SM2-47-98.
12. MARCHAND, R., LEFEBRE, J. y GAUTHERON, J. 1967 "Le Barrage du Mont Cenis". *Travaux* 390-21-40.
13. MIZUKOSHI, T., TANAKA, H. y INOUYE, Y. 1967. "A Geologic Investigation of the Stability of Reservoir Banks". IX *Cong. Grandes Presas. Estambul*.

14. MOP (ESPAÑA) 1967. "Instrucción para el Proyecto, Construcción y Explotación de Grandes Presas". Boletín Oficial del Estado. 14716-14738.
15. PENMAN, A. D. M. 1956. "A Field Piezometer Apparatus". *Geotechnique*, 6: 57-65.
16. PENMAN, A. D. M. 1960. "A Study of the Response of Various Types of Piezometer". *Pore Pressure and Suctions in Soils Con.*, Butterworths, Londres.
17. REINIUS, E. 1955. "The Stability of the Slopes of Earth Dams" *Geotechnique* 15: 181-189.
18. REINIUS, E. 1961. "The Stability of the Downstreams Part of the Dams". No. 12. Bulletin No. 59 Div. of Hydraulics Royal Institute of Tech., Estocolmo
19. SEED, H. B. y SULTAN, H. A. 1967. "Stability Analysis for a Sloping Core Embankment" *J. Soil Mech. A. S. C. E.* 93: SM4: 69-83
20. SHERARD, J. L. 1967. "Earthquake Considerations in Earths Dams Design". *J. Soil Mech. A. S. C. E.* 93: SM4: 377-401.
21. SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F. y CLEVENGER, W. A. 1963. "Earth and Earthrock Dams" Wiley, N. Y.
22. SHERMAN, C. C. y CLOUGH, G. W. 1968. "Embankment" *Pore Pressure Constructions* *J. Soil Mech. A. S. C. E.* 94: SM2: 527-553.
23. SULTAN, H. A. y SEED, H. B. 1967. "Stability of Sloping Core Dams" *J. Soil Mech. A. D. C. E.* 94: SM4: 45-67.
24. TERZAGHI, K. 1943. "Theoretical Soil Mechanics" Wiley, N. Y.
25. TERZAGHI, K. y PECK, R. B. 1955. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". El Ateneo, Buenos Aires.
26. WILSON, S. D. y MARANO, D. 1968. "Performance of Muddy Run Embankment". *J. Soil Mech. A. S. C. E.* 94: SM4: 859-881

Anexo de Cálculo.

Red de Filtración a Embalse Lleno.

Para la construcción de la red de filtración a través del núcleo, se ha supuesto que la permeabilidad horizontal es el cuádruple de la vertical.

En el préstamo de impermeable H, que es el que pensamos que se va a utilizar, el cociente entre las permeabilidades máxima y mínima medidas, es de 76. Sin embargo, con el método de excavación recomendado, se espera que el material se mezcle bastante y la razón $\frac{K_h}{K_v} = 4$ nos parece adecuada.

Como es bien sabido, para dibujar una red de filtración en el caso de relleno anisótropo, lo que se hace es multiplicar la escala vertical por la razón $\sqrt{\frac{K_h}{K_v}}$, dibujar la red de filtración y, a continuación, volver a la escala primitiva.

El gráfico No.1 representa las redes de filtración en escala deformada y en escala real.

El nivel de agua se ha supuesto a la cota 353,00, pues se supone que no hay tiempo para que se forme la red de filtración que corresponde a la creciente.

Red de Filtración Producida por una Lluvia Intensa en los Permeables de Aguas Abajo.

Terzaghi (1943) ⁽¹⁾ cita la posibilidad de este fenómeno en arena muy fina y limpia.

De los ensayos de permeabilidad realizados en los permeables, deducimos que el coeficiente de permeabilidad del espaldón de permeables, oscilará entre 5×10^{-4} y 8×10^{-3} cm/seg.

En el gráfico No.2 se ha dibujado la red de filtración que pro-

(1) Las referencias están al final de la Memoria.

duciría la lluvia en el caso de que eso fuera factible. A continuación se va a examinar si lo es.

Los datos de lluvia de que se dispone datan de unos diez años. La máxima lluvia registrada en la cuenca es de 94 mm. en 12 horas

El caudal a través del canal de la red de filtración sería:

$$q = K \times \Delta h \times \frac{1}{n_e}$$

Siendo:

K = Coeficiente de permeabilidad del permeable se supone 6×10^{-4} cm/seg.

Δh = Incremento de altura piezométrica entre la entrada y la salida del agua (21 m.);

n_e = Número de líneas equipotenciales cortadas por el canal (8)

Sustituyendo estos valores se tiene:

$$q = 6 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^2 \times \frac{1}{8} = 0,16 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

El caudal de lluvia que cae por ese canal es, teniendo en cuenta que la anchura del canal es de 8 m. :

$$\frac{9,4}{12} \times \frac{800}{3600} = 0,17 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Se ve pues que esta lluvia es suficiente para sostener la red de flujo en el canal 1.

En los otros canales sucede algo análogo.

Es interesante saber ahora si la lluvia tiene tiempo de llegar abajo.

Según la Ley de Darcy:

$$\frac{s}{t} = v = Ki$$

Siendo:

s = El espacio recorrido en vertical;

t = tiempo (12 horas);

i = gradiente (1 para un flujo vertical sin presión)

Así pues:

$$s = Kt = 26 \text{ cm.}$$

Esto es poco, pero durante un invierno cabe que el relleno permeable esté casi saturado y en tal caso haría falta poco movimiento para interconectar las aguas capilares y establecer la red de filtración, al menos en la parte de la presa próxima al terreno.

En el gráfico No.2 se muestra el efecto sobre esta red de filtración de un dren adherido al terreno. Puede verse que las presiones de poros disminuyen extraordinariamente.

Efecto Sísmico:

El período natural de una presa viene dando por la fórmula

$$T_0 = 2,61 \frac{H}{S}$$

Siendo:

H = altura de la presa;

S = la velocidad de las ondas de corte en el material de la presa.

En la Sección P. T. 10, H vale 53,3 m.

Se supone que S es, en el relleno de la presa, 300 m/seg.

Así pues: $T_0 = 0,456$ seg.

Como no se tienen registros de sismos en la zona, hay que acudir a un espectro de aceleraciones normalizado.

Entrando en los gráficos de Ambraseys y Sarma (1967) se obtiene:

Para la cresta de la presa una magnificación de la aceleración de la fundación de 2.

Para la cuña que nos ha dado un factor de seguridad menor

en el cálculo a embalse lleno una magnificación simultánea de 0,9 aproximadamente.

Si se supone una aceleración máxima horizontal de la fundación de 7%g, esto equivale a introducir en la cresta 14%g, o en el cálculo a embalse lleno 6,3%g.

Se puede considerar una aceleración vertical simultánea de la mitad de ese valor.

Estabilidad de la Presa:

Se consideran cuatro casos para la estabilidad:

- a) Estabilidad durante la construcción;
- b) Estabilidad en desembalse;
- c) Estabilidad a embalse lleno; y
- d) Estabilidad en caso de sismo.

En todos los casos se define el coeficiente de seguridad como el cociente entre la resistencia a esfuerzo cortante del suelo y el esfuerzo cortante a que está sometido. Se trabaja en tensiones efectivas.

a) Estabilidad durante la construcción: Del examen de los ensayos sin drenajes realizados, y tras comparar con medidas in situ tomadas por el Bureau of Reclamation (Sherman y Clough 1968) parece prudente suponer:

$$\frac{u}{\gamma h} = 0,30$$

siendo:

u = presión de poros en un punto del núcleo; y

γ = densidad del material situado sobre dicho punto; y

h = altura de dicho material.

No se han supuesto presiones de poros en el esquivo de la fundación debidas a la superimposición de material.

Se ha supuesto que tanto el enrocamiento como el filtro de aguas

arriba situado por encima del nivel del agua tendrán su densidad seca, debido a sus buenas condiciones de drenaje. En el permeable de aguas arriba situado por encima del agua se ha utilizado una densidad húmeda de 2,07, debido a la humedad de compactación y a la existencia de finos en dicho relleno.

En los ensayos realizados por Sultan y Seed (1967) se vió que la rotura hacia aguas arriba en una presa de talud semejante al nuestro, se produce según dos cuñas divididas por una línea inclinada, en la cual se produce la rotura.

Los cálculos realizados por estos autores (Sultan y Seed 1967), y por Horn y Hendron (1968), demuestran que el coeficiente de seguridad obtenido, suponiendo la línea de separación entre las cuñas vertical y que la fuerza que actúa a un lado y otro es paralela al talud, es casi idéntico al del caso real. Este es el método que se ha seguido en el cálculo.

Se ha considerado que la sección más crítica es la P.T.12. Ello se debe a que en los valores de diseño que hemos admitido, los más bajos corresponden a la fundación. Estos valores se refieren, sin embargo, a un deslizamiento según los planos de esquistosidad, y esta posibilidad solo se vislumbra en el estribo derecho, debido a que el buzamiento general de los estratos es contra el estribo izquierdo. Por otro lado, en las secciones mayores que la P.T.12 no es posible este deslizamiento por existir material de bote delante de ellas. Téngase presente a este respecto, que la altura de presa no influye grandemente en el factor de seguridad; este punto se ha comprobado en tanteos preliminares.

Esto es consecuencia de tratarse de materiales fundamentalmente friccionales si trabajamos en presiones efectivas, de haberse introducido en el cálculo

la cohesión que conservará el material una vez saturado, y de haberse despreciado las tensiones capilares.

Se ha supuesto el nivel de agua en las cotas 320 y 330.

El coeficiente de seguridad mínimo obtenido es 1,67 que se considera conservador.

b) Estabilidad en Desembalse: Las compuertas del túnel de desviación se han calculado para que la presa se pueda vaciar en tres meses. En tal caso se puede llegar a la cota 320 en los mismos tres meses, aproximadamente.

Se supone que al producirse el desembalse el agua está a la cota 353 m.

La velocidad media de descenso es:

$$V_W = \frac{33 \text{ m.}}{3 \text{ meses}} = \frac{33 \times 102}{3 \times 30 \times 86.400 \text{ seg.}} = 4,2 \times 10^{-4} \text{ cm/seg.}$$

Se supone una permeabilidad del relleno permeable K, de 10^{-3} cm/seg.

Según los estudios de Reinius, el desembalse en un relleno permeable depende del factor $\frac{K}{n \times V_W}$ siendo n la porosidad del relleno permeable.

$$\frac{K}{n \times V_W} \geq \frac{10^{-3}}{0,3 \times 4,2 \times 10^{-4}} = 8$$

Considerando los estudios de desembalse llevados a cabo por Reinius, es fácil ver que se producirá una disipación casi total de presiones de poros en el relleno permeable.

Las presiones de poros en el núcleo o en el esquisto, se han hallado de acuerdo con el método de Bishop (1954).

Se ha supuesto que tanto el enrocamiento como el filtro de aguas arriba, debido a sus buenas condiciones de drenaje, quedarán atrás el desembal-

con su densidad seca. Téngase presente a este respecto que el tiempo previsto para el desembalse es relativamente largo.

Se ha supuesto que el relleno permeable queda con un grado de saturación del 73%, a pesar del desembalse debido al agua capilar, lluvias, etc.

Por último se ha considerado que el núcleo permanece saturado debido a su gran impermeabilidad.

El método de cálculo empleado es el de la cuña, cuya legitimidad se razona en el párrafo anterior.

Se ha considerado que la sección más desfavorable es, como en el caso de la construcción, la P.T.12. El fundamento de esta suposición se razona allí. Se ha supuesto el nivel de desembalse en las cotas 320 y 330.

Para el caso de desembalse hasta la cota 330, no se ha llegado hasta un mínimo bien definido, porque se ha visto que los valores del factor de seguridad son algo superiores que los correspondientes a desembalse hasta la cota 320.

En el caso de desembalse hasta la cota 320, no se han considerado superficies de deslizamiento a través del relleno permeable, pues en los cálculos realizados para la cota 330 se vé claramente que el deslizamiento a través de la fundación es mucho más desfavorable que a través del relleno permeable.

El factor de seguridad mínimo obtenido es de 1,40 que se considera adecuado, teniendo en cuenta que esta presa solo debe sufrir desembalses en casos excepcionales.

Se hizo también un tanteo en la sección P.T.11 y se comprobó que, aún sin material de bote, el coeficiente de seguridad no era muy diferente del anterior.

c) Estabilidad a Embalse Lleno: Se ha supuesto la creciente máxima posible. Sin embargo, las presiones de poros se han calculado a partir de la red de filtración, suponiendo el nivel normal de embalse.

Se ha seguido el método recomendado por Reinius (1955 y 1961)

Se han considerado dos casos: relleno de aguas abajo seco o con una red de filtración producida por una lluvia en el permeable.

Como ya se ha indicado al hablar de las redes de filtración, es sumamente improbable que esta red de filtración se forme. Sin embargo, es posible que se forme parcialmente y considerándola, se queda uno del lado de la seguridad.

En el caso de relleno permeable de aguas abajo seco se ha considerado, sin embargo, una zona adyacente al núcleo con un grado de saturación del 60%, cosa lógica debido a que el núcleo se encuentra saturado.

Al suponer una lluvia intensa sobre el espaldón de aguas abajo se ha considerado que el relleno permeable de dicho espaldón tiene un grado de saturación del 60%. El resto del espaldón, debido a sus buenas condiciones de drenaje se supone que tiene la densidad seca.

En todos los casos se supone que tanto el espaldón de aguas arriba como el núcleo están saturados; igualmente lo están el enrocamiento de aguas abajo, filtro y finos de cantera en contacto con la cola del agua.

Se han considerado también superficies de deslizamiento a través del contacto entre la fundación y el relleno. Estas son las más críticas, como puede observarse en las láminas de cálculo, debido a que el ángulo de rozamiento interno entre relleno y fundación supuesto es inferior al ángulo de rozamiento interno del relleno.

Examinando las secciones transversales, no se ve la posibilidad de un deslizamiento a través del esquistos. Sin embargo, conviene tener un

factor de seguridad algo elevado, con el objeto de tener presente la posibilidad de que tal superficie exista.

Para calcular el empuje activo del espaldón de aguas arriba, sobre el núcleo, hace falta conocer el ángulo que forma el empuje con la normal al núcleo. Se ha supuesto para hallarlo, que en esta zona existe un estado de empuje al reposo. El coeficiente de empuje al reposo utilizado es 0,8, siguiendo las indicaciones de Terzaghi y Peck (1955). La dirección del empuje sobre el núcleo, se ha hallado utilizando el círculo de Mohr.

Esta suposición de que existe un estado de empuje al reposo, está basada en las medidas efectuadas por el Bureau of Reclamation, donde se ha visto que los movimientos del relleno con esencialmente verticales (Sherard 1963).

La sección ensayada es la P.T.10, que es la máxima hacia aguas abajo.

El factor de seguridad mínimo obtenido es 1,64 que se considera aceptable.

d) Estabilidad en caso de Sismo: Hay dos posibilidades que merecen comprobarse: un deslizamiento superficial en las proximidades de la coronación y un deslizamiento a través de la fundación.

En el primer caso, considerando los coeficientes sísmicos hallados en la sección correspondiente, se obtiene un factor de seguridad de 1,11. Este factor de seguridad se considerado adecuado.

Téngase presente que un sismo, por su corta duración, puede ocasionar deformaciones pequeñas, aún en el caso de que en algunos instantes se llegue a la rotura. Por otro lado, un deslizamiento superficial no tendría importancia.

En el segundo caso se obtiene un factor de seguridad de 1,42 que se considera apropiado.

No se han considerado presiones de poros producidas por las

tensiones de corte inducidas por el sismo, pues por tratarse de un relleno bien compactado no es de esperar que estas presiones sean positivas. La aceleración sísmica vertical introducida, tendería también a producir presiones negativas.

ENSAYOS DE LABORATORIO DEL MATERIAL DE LA FUNDACION.

Se incluyen a continuación los ensayos de laboratorio realizados en el material de la fundación.

La muestra de la fosa 138 tomada a 0,70 m., un monolito inalterado de suelo residual. No fué posible tallar esta muestra para ensayos triaxiales y por ello, fué necesario compactar el terreno a la densidad y humedad naturales y ensayar la muestra compactada (ver gráficos 1, 2, 3 y 4)

Se han realizado tambien varios ensayos de corte directo en esquistos y uno en arena del préstamo permeable. Las muestras de bloques se partieron según su plano de esquistosidad en una máquina de corte directo. La sección de las muestras era de 6 x 6 cm.; todos los puntos de cada ensayo de corte directo se obtuvieron con el mismo plano de rotura. Una vez terminado en ensayo con una carga normal dada, se volvía a colocar la mitad superior de la muestra en su sitio y se procedía a una nueva rotura (Ver gráficos No. 5, 6, 7, 8, 9 y 10.)

El objeto de esta manera de proceder era, por una parte, eliminar la gran dispersión que hubiera resultado si se hubiesen empleado muestras distintas, debido principalmente a la diferente cohesión entre unas y otras y por otro lado, obtener un valor de la resistencia al corte intermedio, entre la resistencia de pico y la residual, que es el que probablemente actuará en el terreno.

En el esquisto cuarzo-sercítico, muy meteorizado, duro, saturado (Ver gráfico No. 8), en el que existía una cohesión apreciable, se procedió en primer lugar a partir la muestra sin carga normal en la máquina de corte. El valor obtenido se indica en el gráfico No. 8, pero el punto correspondiente no se ha incluido en este gráfico; solo se han incluido en él, los puntos obtenidos una vez roto el plano.

En el esquisto cuarzo-sercítico, muy meteorizado, duro, seco (ver gráfico No. 9) se procedió a cortar la muestra con cuchillo por el plano de corte, antes de realizar el ensayo.

Sin embargo, es de sospechar que luego la muestra no partió por dicho plano.

Se ha llevado a cabo un ensayo de fricción entre un plano de esquistosidad de una de las variedades de esquisto y la arena de préstamo permeable. Se trató con gran cuidado, que el contacto entre ambos materiales quedara en la separación entre armaduras.

Para comprobar este punto se realizó un ensayo de corte en la arena compactada a la misma densidad. Dado que tanto el ángulo de fricción de la arena ($37,5^\circ$) como el del esquisto (33°) son superiores al obtenido en el supuesto contacto; es de presumir que realmente la rotura se produjo por el plano de separación (ver gráfico No.11).

Hubiera sido deseable realizar estos ensayos en esquisto en una máquina de corte directo de mayor tamaño, pero desafortunadamente no se pudo conseguir.

También hubiera interesado realizar un programa de ensayo más amplio, obteniendo por separado la resistencia de pico y la residual, pero el tiempo disponible no lo permitió.

También, se han realizado ensayos de compresión simple en testigos sanos del esquisto cuarzo grafitoso fresco duro, se ensayaron una muestra de la perforación P-31 a 46,60 m. y otra de la P-24 de 22,60 a 22,70 m., en ambos casos se llegó a una resistencia de 286,60 kg/cm². (capacidad máxima de la prensa empleada) sin que se produjera la rotura.

En el Laboratorio del Ministerio de Obras Públicas se han realizado ensayos de compresión simple con dos muestras de esquisto cuarzo grafitoso procedente de la cantera, correspondientes a la perforación P-26 y a 44,50 m. de profundidad. Los resultados han sido 166,2 y 108,8 kg/cm²., respectivamente.

Igualmente se han realizado ensayos de resistencia a la acción del sulfato de sodio, en dos muestras de roca correspondientes a la zona que será excavada en el aliviadero y utilizada en parte en el enrocamiento de la zona de aguas abajo de la presa.

La concentración $\text{Na}_2 \text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ fué de 36 g. por litro. Al cabo de ocho ciclos de mojado secado no se ha registrado agrietamiento de la muestra y las pérdidas han sido las siguientes:

P-56= 6,5% P-57= 2,4%

Estas pérdidas se pueden considerar bajas si se tiene en cuenta, que la mayoría de las especificaciones para áridos permiten hasta el 10 o 12% de pérdida.

Las muestras se ensayaron tal como estaban en las cajas de las perforaciones, es decir sin triturar.

Septiembre 1968

ENSAYO:

COMPRESION TRIAXIAL

PRESA DEL RIO PAO

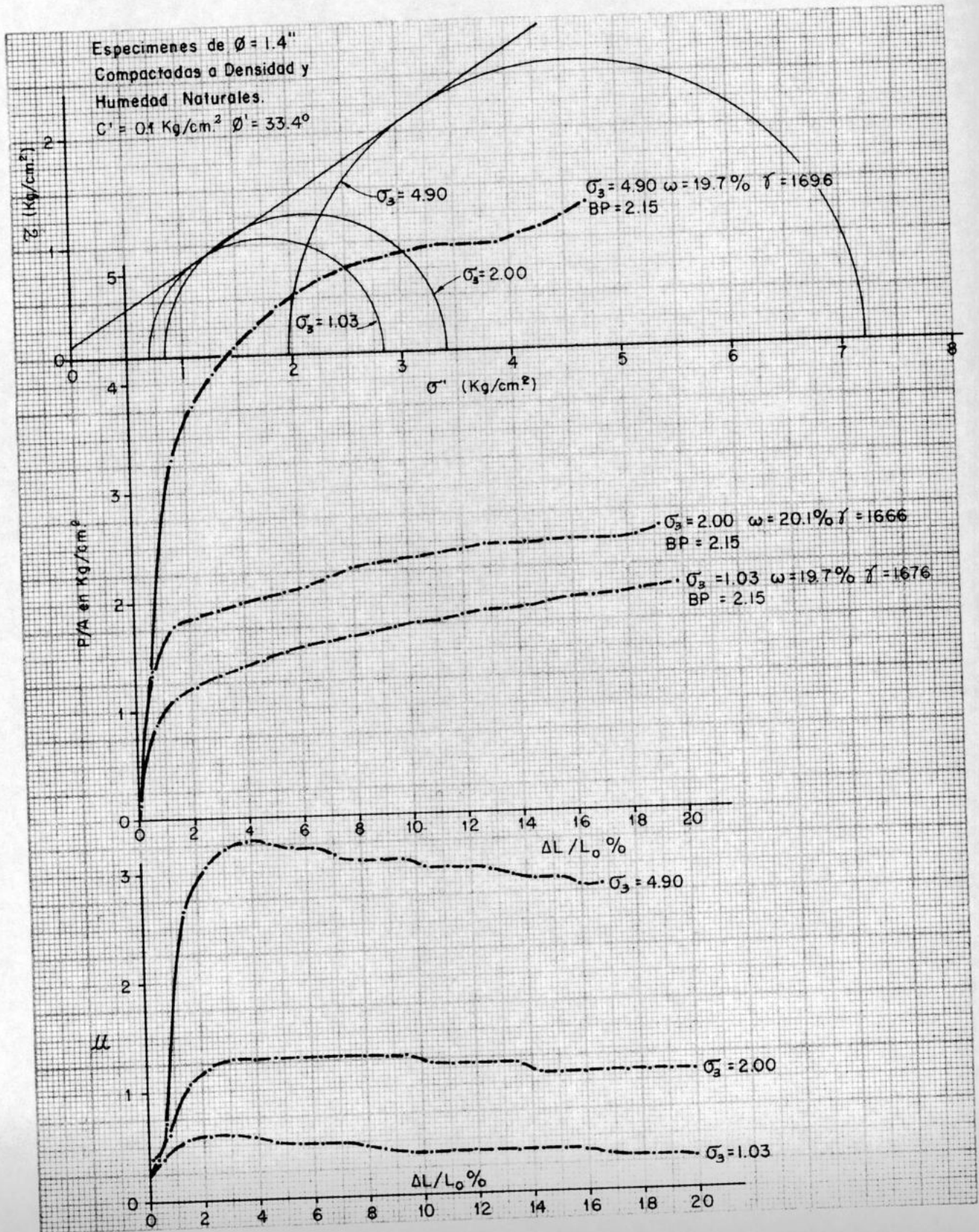
CU con contrapresión (BP)

EN CACHINCHE

Nº

Fosa 138. Prof. 0.70 m.

GRAFICO Nº 1



Septiembre 1968

ENSAYO: COMPRESION TRIAXIAL

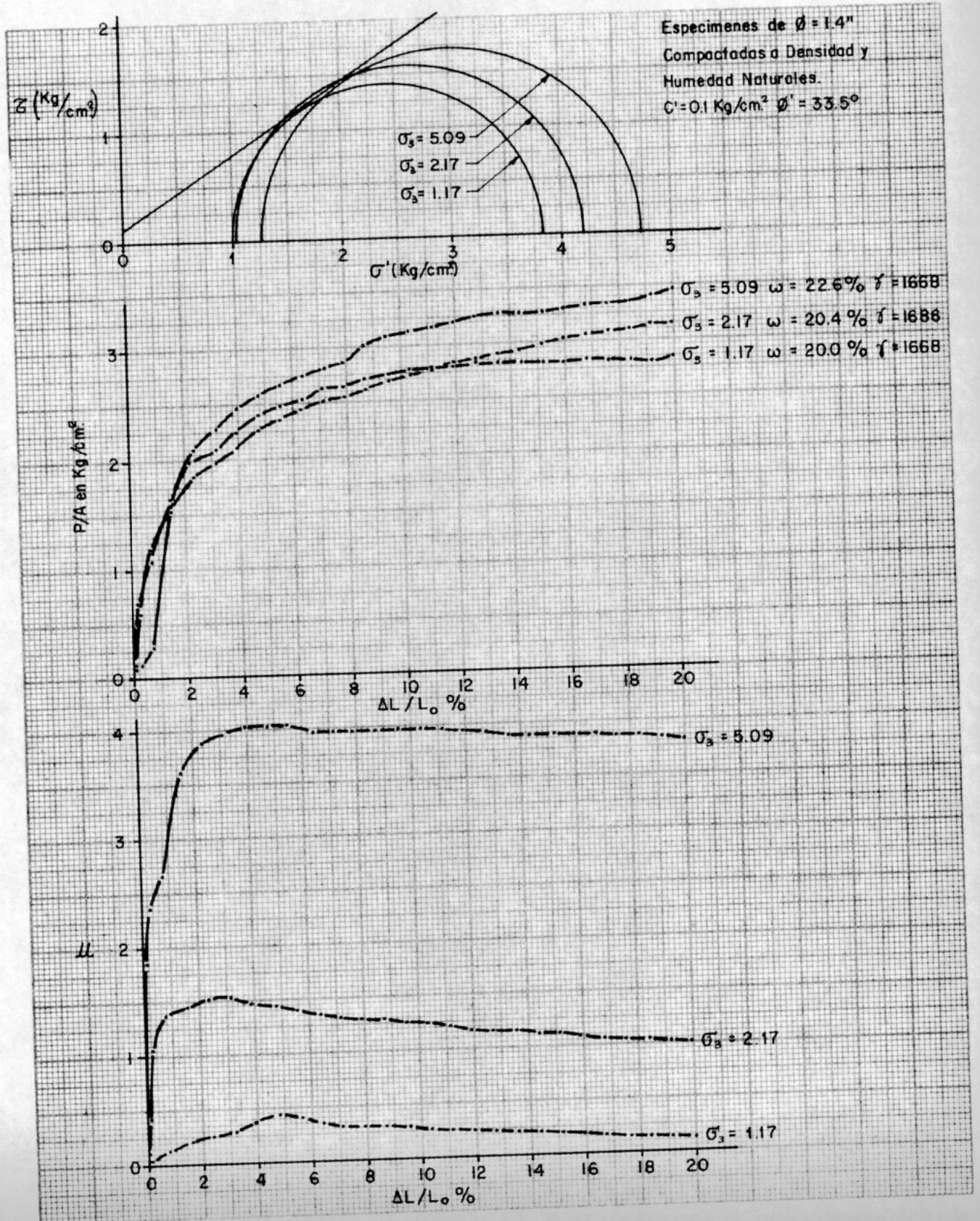
PRESA DEL RIO PAO

UU con medición de Presión de Poros.

EN CACHINCHE

Nº Fosa 138 Prof. 0.70 m.

GRAFICO Nº 2



PRESA EN CACHINCHE

RIO PAO

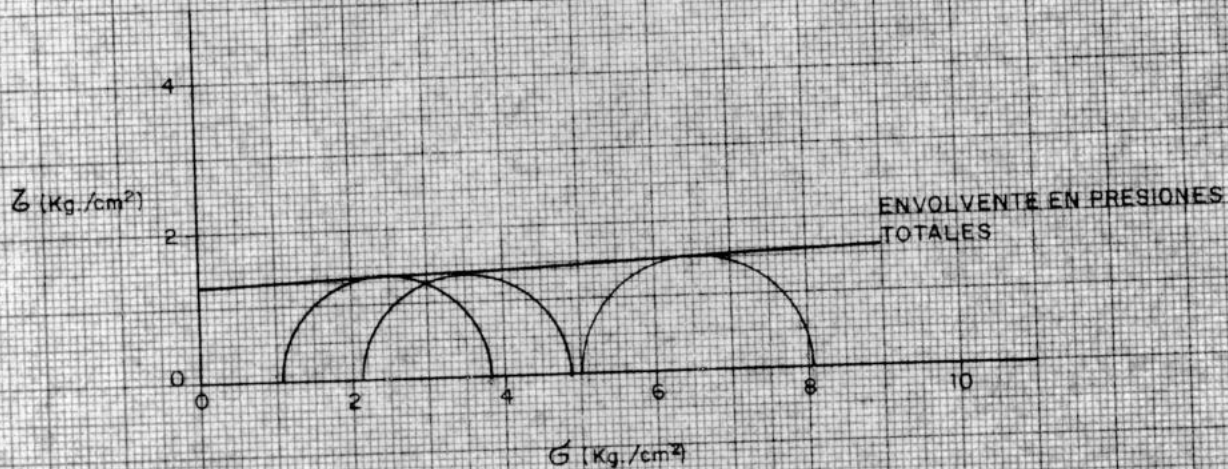
FOSA 138 - PROF. 0.70 m.

GRAFICO N° 3

ENSAYOS UU CON MEDICION
DE PRESION DE POROS

ESPECIMENES DE $\phi = 1.4''$
COMPACTADAS A DENSIDAD
Y HUMEDAD NATURALES.

$$\frac{\Delta L}{L_0} = 10\%$$

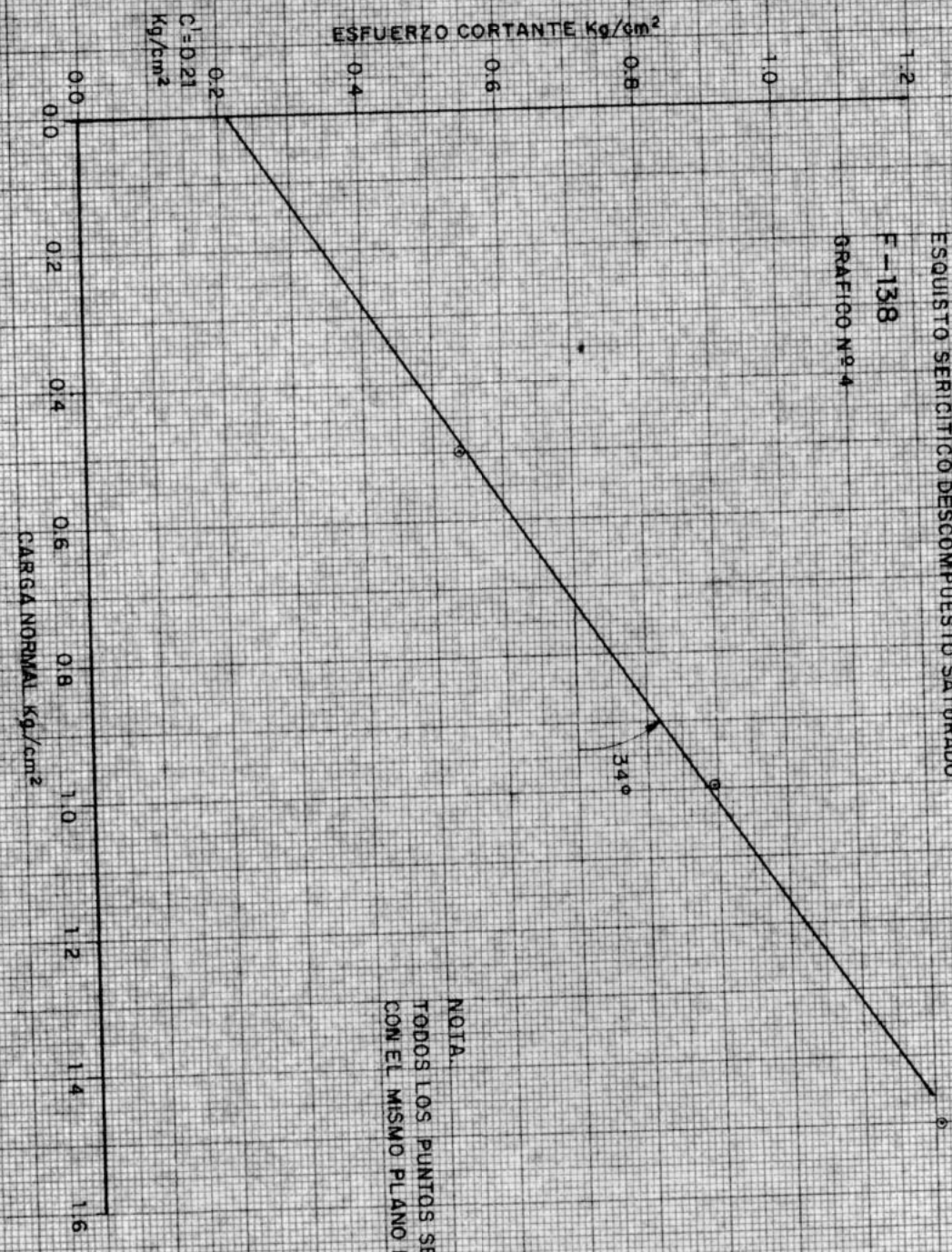


ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESQUISTO SERICITICO DESCOMPUESTO SATURADO

F-138

GRAFICO Nº 4



NOTA
TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON
CON EL MISMO PLANO DE CORTE.

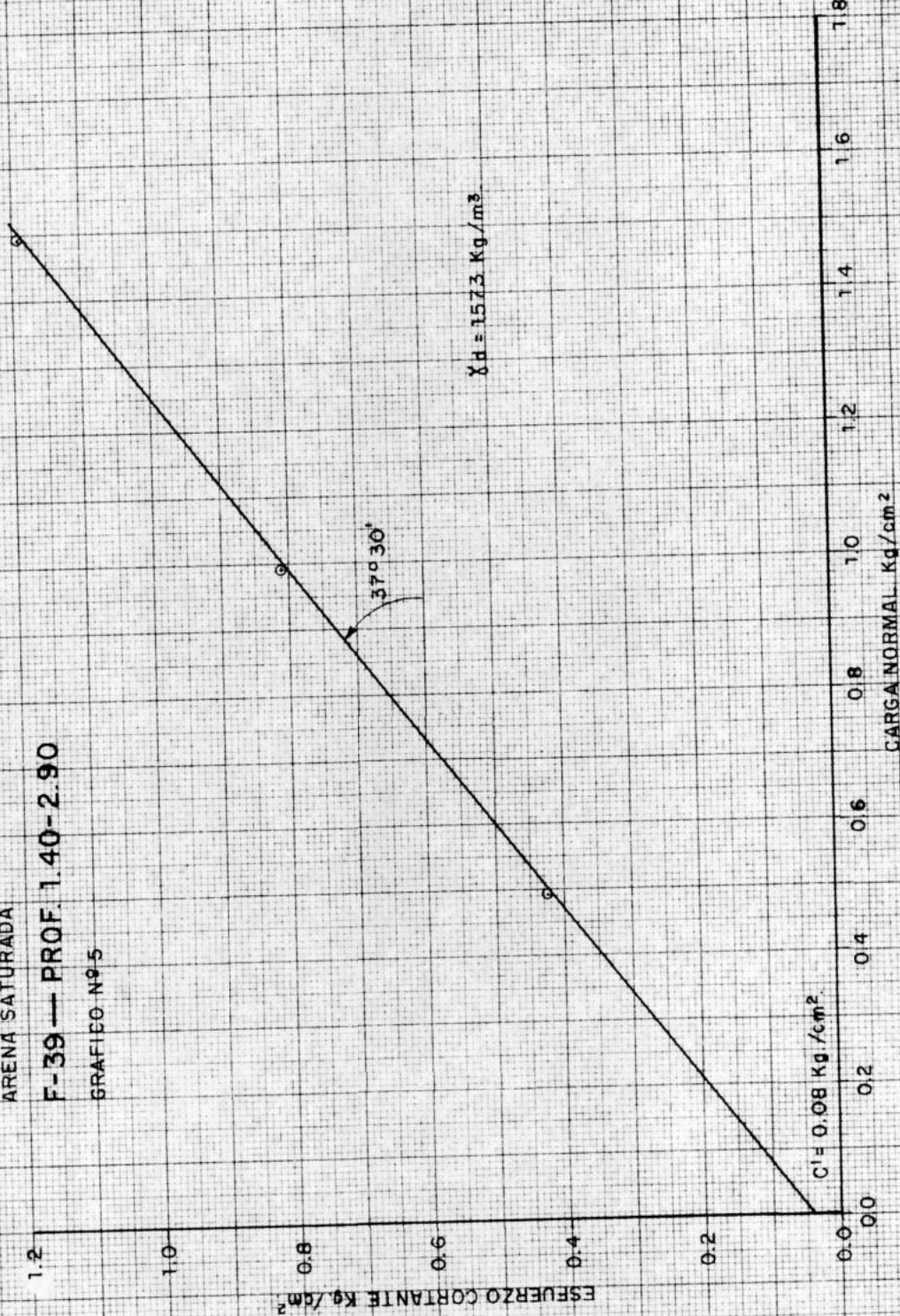
LABORATORIO M.O.P.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ARENA SATURADA

F-39 — PROF. 1.40-2.90

GRAFICO N°5

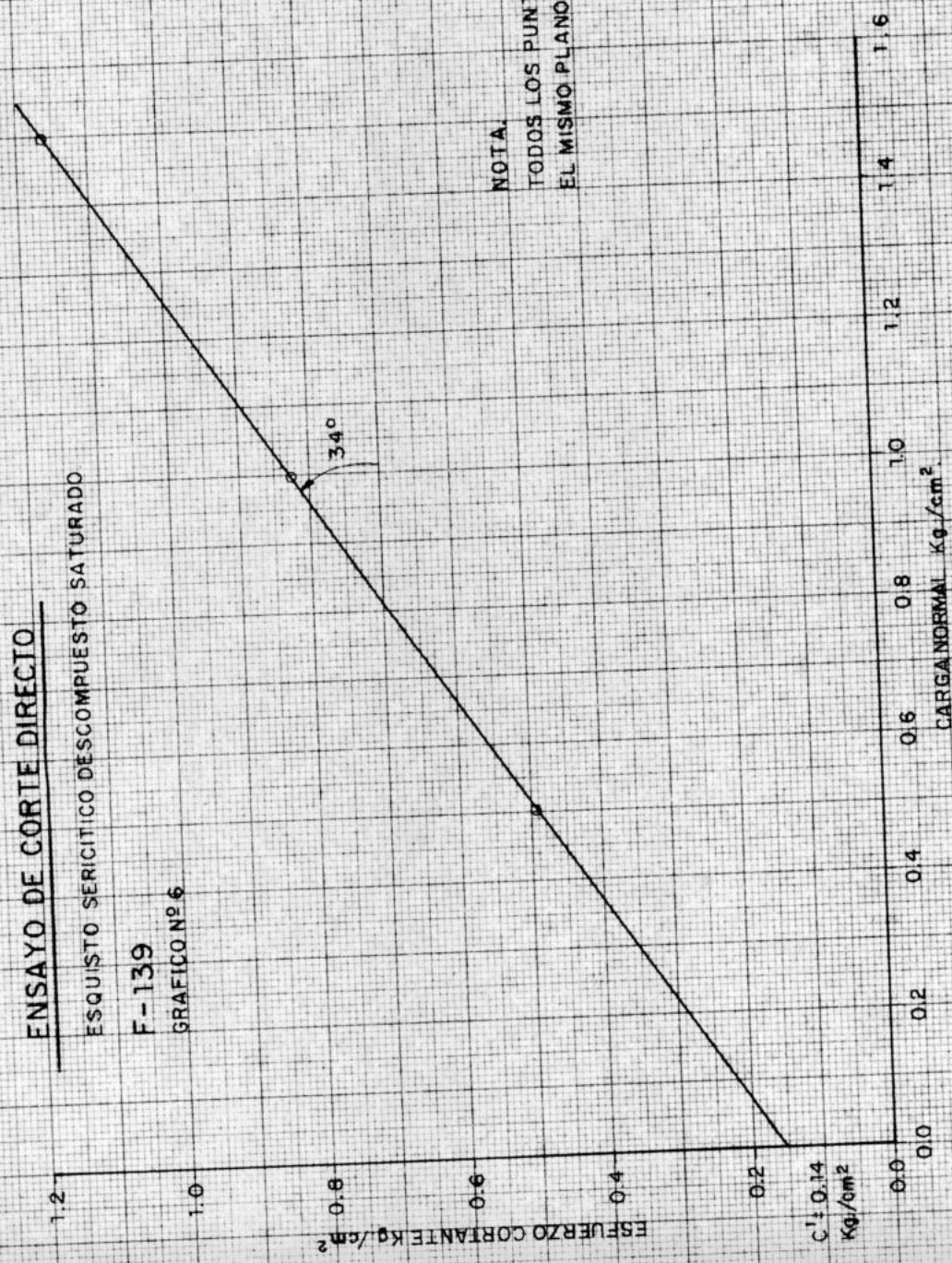


ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESQUISTO SERICITICO DESCOMPUESTO SATURADO

F-139

GRAFICO N° 6



NOTA.
TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON CON
EL MISMO PLANO DE CORTE.

LABORATORIO M.O.P.

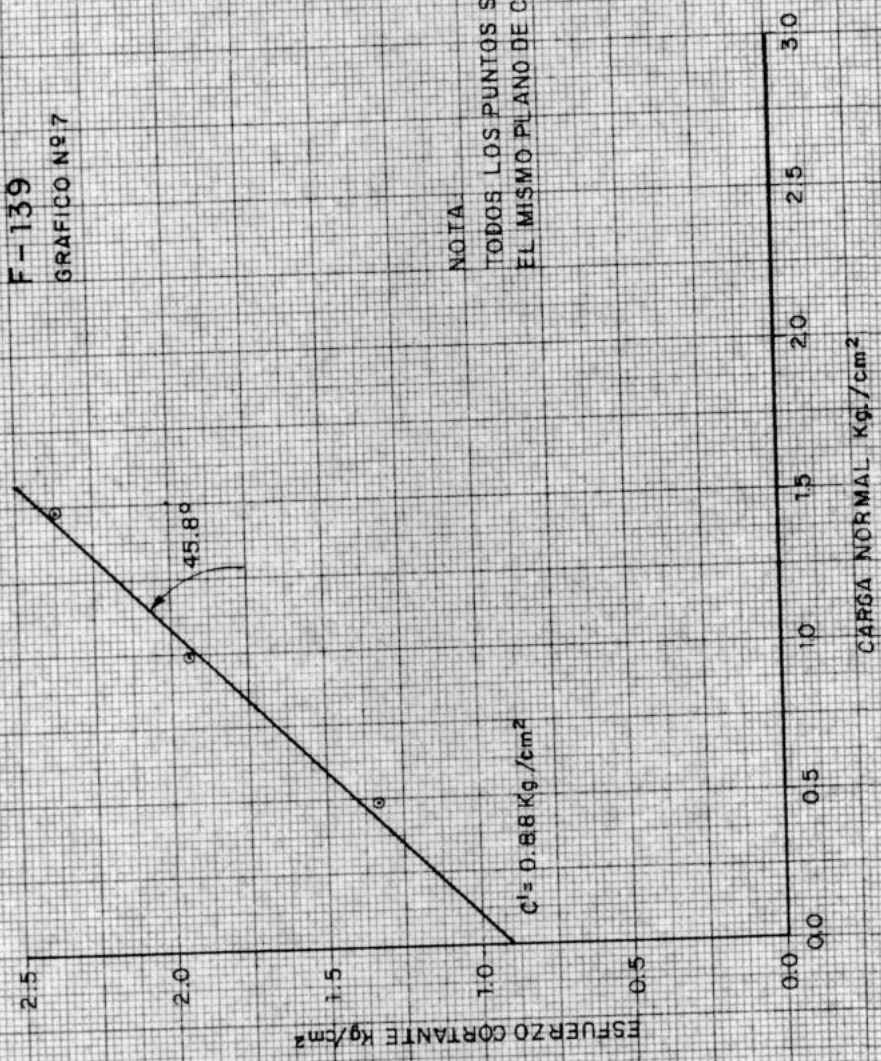
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESQUISTO SERIGITICO DESCOMPUESTO SECO

F-139

GRAFICO Nº 7

NOTA
TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON CON
EL MISMO PLANO DE CORTE



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

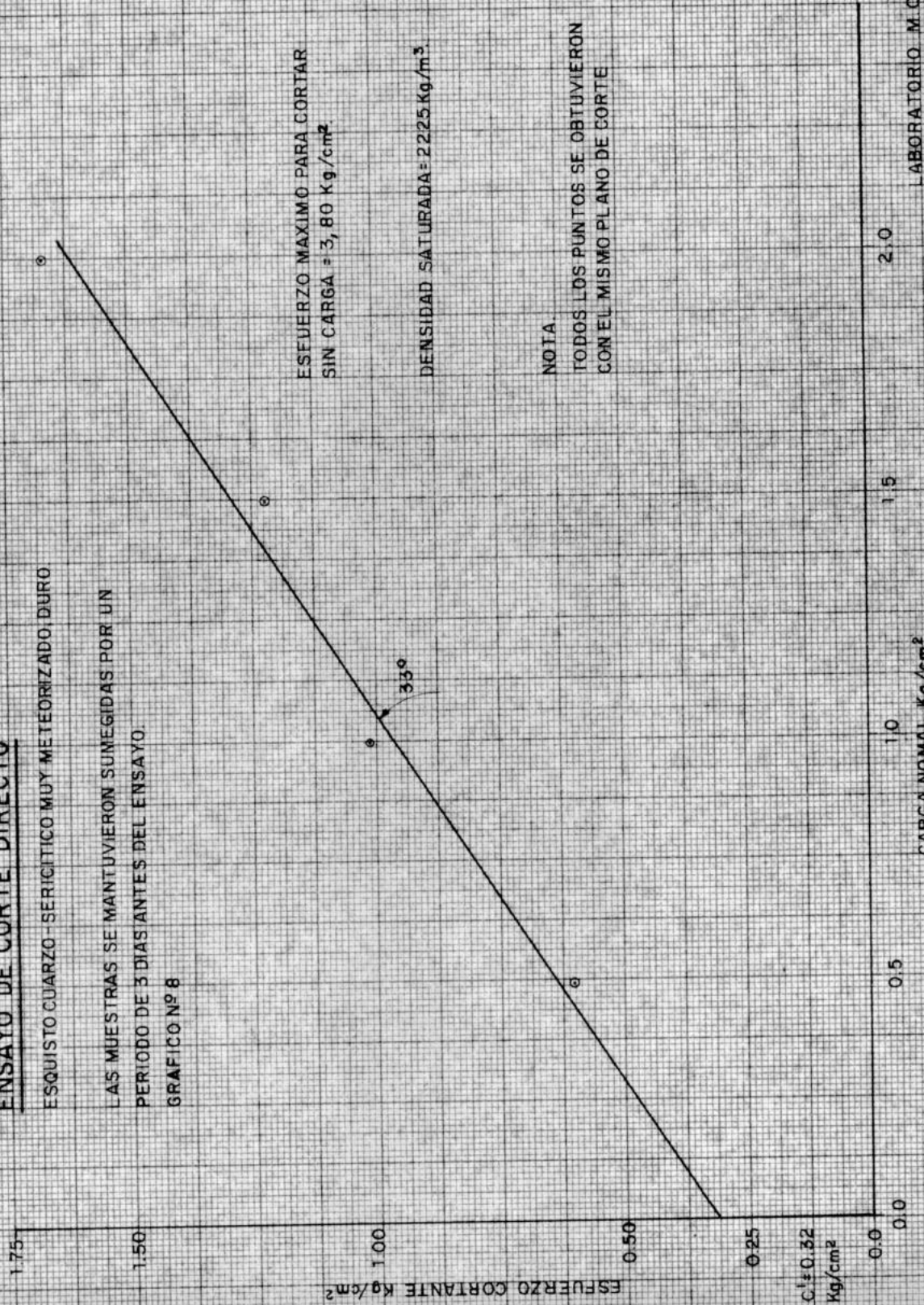
ESQUISTO CUARZO - SERICITICO MUY METEORIZADO, DURO.

LAS MUESTRAS SE MANTUVIERON SUMEGIDAS POR UN PERIODO DE 3 DIAS ANTES DEL ENSAYO.
GRAFICO Nº 8

ESFUERZO MAXIMO PARA CORTAR
SIN CARGA = 3,80 Kg/cm²

DENSIDAD SATURADA = 2225 Kg./m³

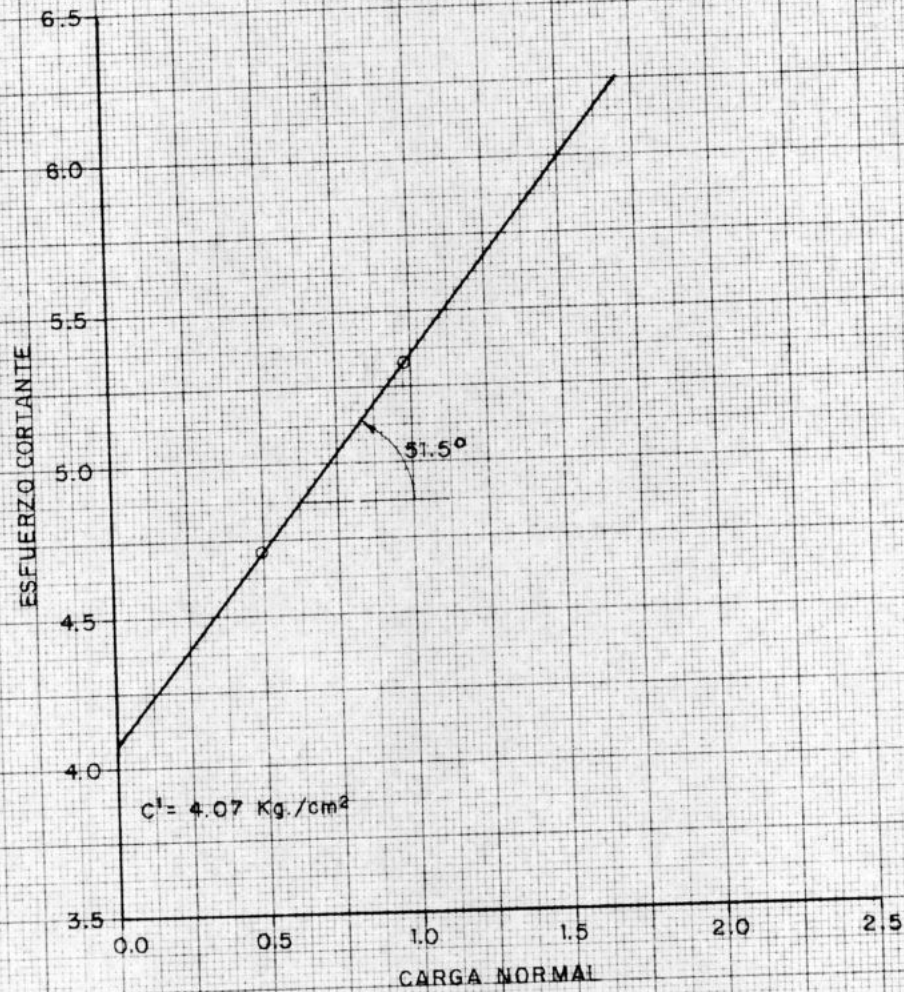
NOTA.
TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON
CON EL MISMO PLANO DE CORTE



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESQUISTO CUARZO-SERICITICO MUY METEORIZADO, DURO, SECO

MUESTRA PREVIAMENTE PARTIDA POR UN PLANO DE ESQUISTOSIDAD
GRAFICA Nº 9



NOTA.

LOS DOS PUNTOS SE OBTUVIERON CON EL MISMO PLANO.

LABORATORIO M.O.P.

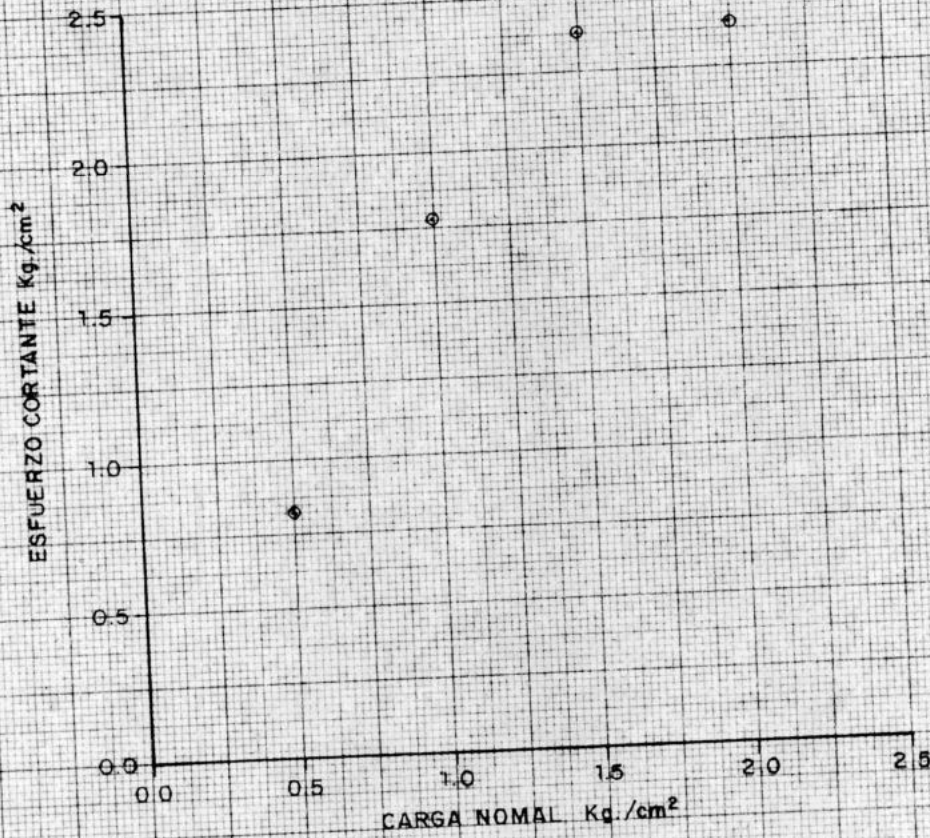
10 X 10 TO THE CENTIMETER 46 1513
KEUFFEL & ESSER CO.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESQUISTO GRAFITOSO DESCOMPUESTO SATURADO

F-137

GRAFICO Nº 10



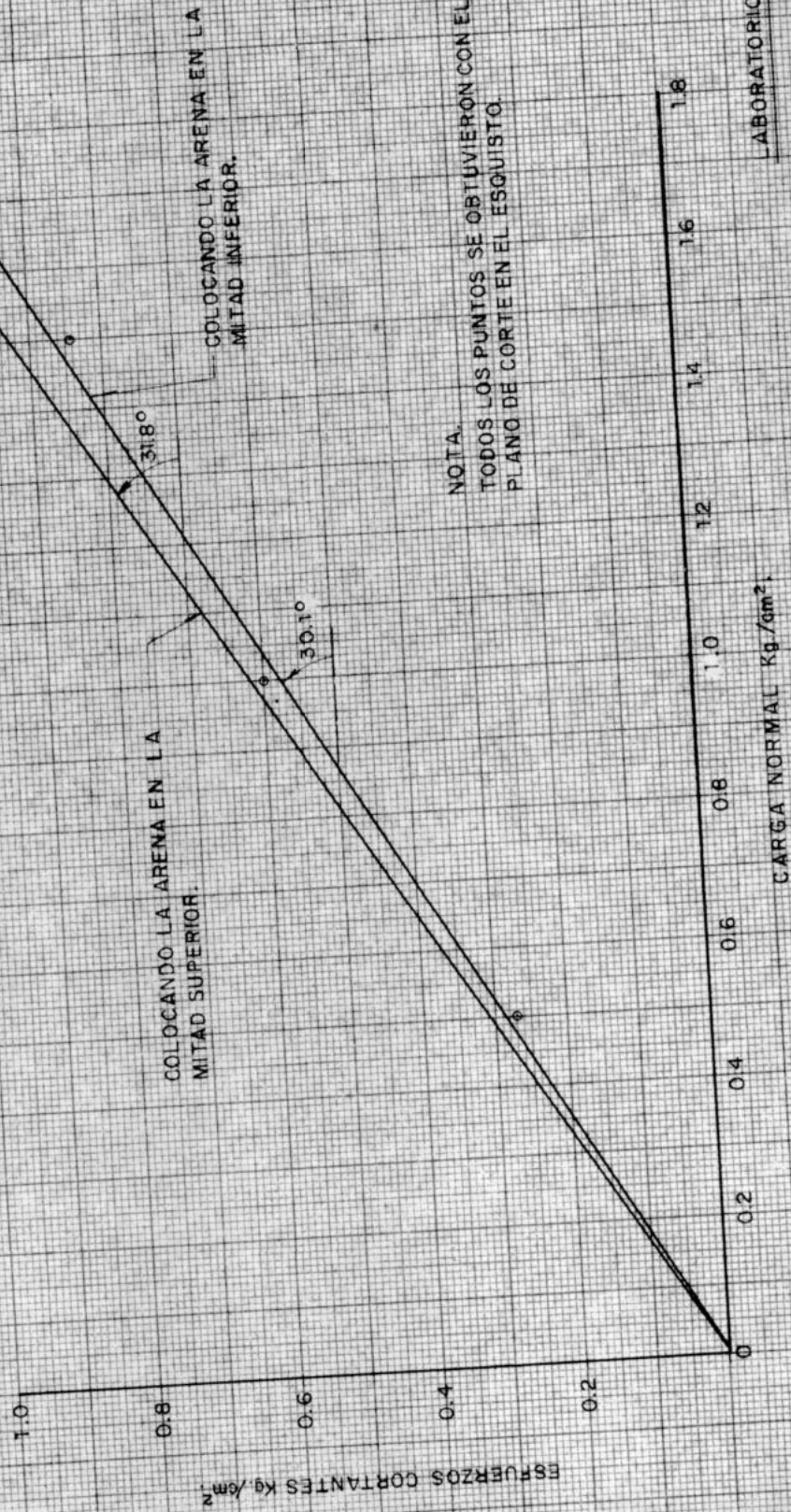
NOTA.

TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON
CON EL MISMO PLANO DE CORTE.

LABORATORIO M.O.P.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ENSAYOS DE FRICCIÓN ENTRE LA ARENA Y EL ESQUISTO CUARZO- SERICITICO
MUY METEORIZADO, DURO.
GRAFICO Nº 11



NOTA.
TODOS LOS PUNTOS SE OBTUVIERON CON EL MISMO
PLANO DE CORTE EN EL ESQUISTO.

Valores de Diseño

Se han supuesto los valores de diseño que se indican a continuación:

	<u>Cohesión</u> <u>T/m2.</u>	<u>Angulo de:</u> <u>rozamiento</u> <u>interno ϕ'</u>	<u>Densidad</u> <u>seca</u> <u>T/m3.</u>	<u>Porosidad</u> <u>%:</u>	<u>Densidad</u> <u>saturada</u> <u>T/m3.</u>
Enrocamiento de caliza:					
Aguas arriba	-	40°	2	23	2,23
Aguas abajo	-	38°	1,8	31	2,11
Enrocamiento de esquisto					
Filtros	-	28°	1,85	17	
Relleno permeable	-	37°	1,95	25	2,20
Finos de cantera	-	35°	1,85	30	2,15
Núcleo impermeable	1	30°	1,80	28	2,08
id.		34°	1,80	33	2,13
Densidad durante la construcción 2,02 T/m3.					
Contacto entre permeables y esquisto					
	-	30°			
Esquisto sericítico descompuesto saturado	1,4	25°			2,26
Esquisto sericítico descompuesto seco	8,5	35°			
Esquisto sericítico meteorizado duro saturado	20	30°			
Idem. Seco	40	40°			

La resistencia de los esquistos se refiere a un deslizamiento según los planos de esquistosidad.

En el enrocamiento, los filtros y finos de cantera, los valores se han asumido tras estudiar detenidamente las características de los materiales y comparando con valores encontrados en otras obras (Marchand et. al. 1967; Justo 1968).

La densidad del relleno impermeable es la media obtenida de los ensayos de compactación para el 95% Proctor en el préstamo H. Todos los demás valores se han obtenido tras un exámen detenido de los ensayos realizados. Téngase presente a este respecto, que los ángulos de rozamiento que figuran en las hojas de laboratorio corresponden a una deformación del 20% que es excesiva.

Los ángulos correspondientes al 10% de la deformación, serán algo inferiores.

Los valores tomados para el esquisto son algo bajos. Se ha tratado de tener en cuenta la posibilidad de que existen capas en el terreno próximas a su valor residual y además el posible deterioro del esquisto con el tiempo, en contacto con el agua.

En el esquisto grafitoso se considera que no es preciso comprobar la estabilidad.

ESTABILIDAD EN DESEMBALSE

Cálculo del coeficiente de seguridad mínimo en el caso de desembalse hasta la cota 320. (el cálculo mostrado a continuación corresponde a la trayectoria circular de menor radio, que se muestra en la lámina #2)

A.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuña #1, suponiendo un factor de seguridad de 1.40

1.- Peso :	enrocado	=	886.77 · 2.00 =	1773.54
	filtro	=	34.25 · 1.95 =	66.79
	permeable (sum.)	=	4.50 · 1.03 =	4.63
	permeable (no sum.)	=	74.42 · 2.07 =	154.05
	esquistos (sum.)	=	37.10 · 1.20 =	44.52
				<u>2044 Tn.</u>

2.- Empuje pasivo :

$$E_p = K_p \gamma H^2 / 2 = 2.0 \frac{(6.8)^2}{2} K_p = 46.24 K_p$$

$$\tan \beta = - \frac{1}{2.35} = -0.425532 \Rightarrow \beta = -23^\circ 3'$$

$$\frac{\phi'}{F.S.} = \frac{40^\circ}{1.40} = 28.6^\circ ; \frac{\beta}{28.6} = -0.81$$

$$\therefore K_p = 1.75 \text{ y factor de reduccion} = 0.497$$

$$E_p = 40.2 \text{ Tn.}$$

3.- Cohesión :

$$C = \frac{C'}{F.S.} \times L = \frac{1.40}{1.40} 54.0 = 54 \text{ Tn}$$

4.- Presión intersticial :

$$U = 775 \text{ Tn.}$$

5.- Angulo ϕ' reducido (ϕ'_R)

$$\phi' = 25^\circ ; \tan 25^\circ = 0.466307$$

$$\frac{\tan 25^\circ}{1.40} = 0.333077$$

$$\therefore \phi'_R = 18^\circ 25' 18''$$

B.- Fuerzas actuantes sobre la cuña # 2.-

1.- Peso:

enrocado	=	196.50 × 2.00	=	393.00
filtro	=	64.37 × 1.95	=	125.52
permeable	=	253.40 × 2.07	=	524.54
finos cantera	=	10.62 × 1.80	=	19.12
impermeable	=	372.10 × 2.13	=	<u>792.57</u>

$$W \cong 1895 \text{ Tn.}$$

2.- Cohesión:

$$C = \frac{c'}{F.S} L_a = \frac{1.00}{1.40} \cdot 50.64 = 36.1 \text{ Tn}$$

$$R \frac{L_a}{L_c} = 50 \cdot \frac{50.64}{48.50} = 52.2 \text{ m.}$$

3.- Presión intersticial: se calculó mediante la fórmula siguiente:

$$u_i = \gamma_w [h_i + h_p(1-n_p) + h_f(1-n_f) + h_e(1-n_e) - h']$$

siendo

 h_i = altura de material impermeable h_p = " " " permeable h_f = " " filtro h_e = " " enrocado h' = pérdida de carga (diferencia entre el nivel de agua antes del desembalse y el correspondiente a la equipotencial que pasa por el punto considerado).La resultante del diagrama fue: $U = 703 \text{ Tn.}$

4.- Radio del círculo de fricción:

$$\phi' = 34^\circ ; \tan 34^\circ = 0.674508$$

$$\frac{\tan 34^\circ}{1.40} = 0.481792 \Rightarrow \phi'_R = 25^\circ 43' 28''$$

$$r = R \sin \phi'_R = 50 \cdot 0.43404 = 21.7 \text{ m.}$$

Los polígonos de fuerzas de ambas cuñas dieron los siguientes valores para los empujes:

$$E_1 = 765 \text{ Tn.}$$

$$E_2 = 765 \text{ "}$$

$$\therefore E_1/E_2 = 1.00 \Rightarrow \boxed{F.S. = 1.40}$$

ESTABILIDAD EN DESEMBALSE

Cálculo del coeficiente de seguridad mínimo en el caso de desembalse hasta la cota 330. Para esto se calcularon los factores de seguridad correspondientes a las tres superficies de deslizamiento estudiadas, que se muestran en la lámina n° 3, resultando ser la más desfavorable la del círculo de mayor radio (ver lámina n° 4)

A.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuña #1, suponiendo un factor de seguridad de 1.40

1.- Peso: (se consideró el peso del material por debajo del nivel del agua como saturado en vez de sumergido, lo que se tuvo en cuenta posteriormente para el cálculo de las presiones intersticiales).

$$W_1 = 2203 \text{ Tn.}$$

2.- Empuje pasivo:

$$E_p = \gamma' \frac{H^2}{2} K_p = 1.23 \times \frac{6.8^2}{2} K_p = 28.4 \text{ Kp}$$

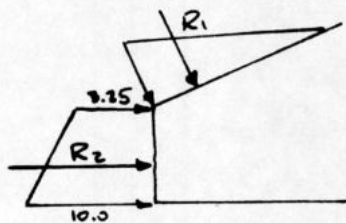
$$\frac{\phi'}{\text{F.S.}} = \frac{40^\circ}{1.40} = 28.6^\circ$$

$$\beta = -23.05^\circ \quad ; \quad \frac{\rho}{28.6} = -0.81$$

$$\therefore K_p = 1.75 \quad \text{y} \quad \text{factor de reducción} = 0.497$$

$$E_p = 24.7 \text{ Tn.}$$

3.- Empuje del agua:



$$R_1 = 13.8 \text{ Tn}$$

$$R_2 = 45.0 \text{ ''}$$

4.- Cohesión:

$$C = \frac{c'}{\text{F.S.}} \times L = \frac{1.40}{1.40} \times 54 = 54 \text{ Tn.}$$

5.- Presión intersticial:

$$U = 904 \text{ Tn}$$

6.- Ángulo ϕ' reducido (ϕ'_2):

$$\phi' = 25^\circ \Rightarrow \phi'_2 = 18^\circ 25' 18''$$

B.- Fuerzas actuantes sobre la cuña #2.-

1.- Peso:

$$W = 1864 \text{ Tn}$$

2.- Cohesion:

$$C = \frac{c'}{F.S.} \cdot L_a = \frac{1.00}{1.40} \times 50.64 = 36.1 \text{ Tn}$$

$$R \frac{L_a}{L_c} = 50 \times \frac{50.64}{48.5} = 52.2 \text{ m.}$$

3.- Presion intersticial

$$U = 707 \text{ Tn.}$$

4.- Radio del círculo de fricción:

$$\phi' = 34^\circ$$

$$\frac{\tan 34^\circ}{1.40} = 0.481792 \Rightarrow \phi'_2 = 25^\circ 45' 28''$$

$$r = R \sin \phi'_2 = 21.7 \text{ m.}$$

Los poligonos de fuerzas de ambas cuñas dieron los siguientes valores para los empujes:

$$E_1 = 815 \text{ Tn}$$

$$E_2 = 760 \text{ ''}$$

$$\therefore E_1/E_2 = 1.07$$

Luego se tanteó con un factor de seguridad de 1.50, para el cual resultó

$$E_1/E_2 = 0.97$$

Haciendo una curva estimada de (E_1/E_2) vs. F.S. en base a los dos puntos obtenidos, y entrando luego con un valor de $E_1/E_2 = 1.0$ resultó que

$$\boxed{F.S. = 1.46}$$

ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION

Cálculo del factor de seguridad suponiendo el nivel del agua a la cota 320 (ver lámina # 5)

A.- Fuerzas actuantes sobre la cuña #1, suponiendo un factor de seguridad de 1.60.-

1.- Peso: $W = 2044 \text{ Tn.}$

2.- Empuje pasivo:

$$E_p = \gamma \frac{H^2}{2} K_p = 46.24 \text{ kp}$$

$$\beta = -23^\circ 3'$$

$$\frac{\phi'}{\text{F.S.}} = \frac{40^\circ}{1.60} = 25.0^\circ \quad ; \quad \frac{\beta}{2\phi'} = -0.92$$

$$\therefore K_p = 1.30 \quad \text{y} \quad \text{factor de reducción} = 0.574$$

$$E_p = 34.5 \text{ Tn.}$$

3.- Cohesion:

$$C = \frac{c'}{\text{F.S.}} \times L = \frac{1.40}{1.60} \times 54 = 47.2 \text{ Tn.}$$

4.- Angulo ϕ' reducido (ϕ'_R)

$$\phi' = 25^\circ$$

$$\frac{\tan 25^\circ}{\text{F.S.}} = 0.291442 \Rightarrow \phi'_R = 16^\circ 14' 54''$$

B.- Fuerzas actuantes sobre la cuña #2.-

1.- Peso: $W = 1814 \text{ Tn}$ (en este caso $\gamma_{imp} = 2.02$)

2.- Cohesion:

$$C = \frac{c'}{\text{F.S.}} \times L_a = \frac{1.00}{1.60} \times 50.64 = 31.65 \text{ Tn.}$$

$$R \frac{L_a}{L_c} = 50 \times \frac{50.64}{48.50} = 52.2 \text{ Tn.}$$

3.- Presion intersticial: se calculó mediante la fórmula siguiente

$$u_i = 0.30 [h_i \gamma_i + h_p \gamma_p + h_f \gamma_f + h_e \gamma_e]$$

h_i = altura de material impermeable
 h_p = " " " permeable
 h_f = " " filtro
 h_e = " " enrocado

$$U = 852 \text{ Tn.}$$

4.- Radio del círculo de fricción:

$$\phi' = 34^\circ$$

$$\frac{\tan \phi'}{1.60} = 0.421868 \Rightarrow \phi'_R = 22^\circ 51' 32''$$

$$r = R \sin \phi'_R = 19.4 \text{ m.}$$

Los polígonos de fuerzas de ambas cuñas dieron los siguientes valores para los empujes:

$$E_1 = 935$$

$$E_2 = 865$$

$$\therefore E_1/E_2 = 1.08$$

Considerando un factor de seguridad de 1.70, estos valores resultaron ser.

$$E_1 = 860$$

$$E_2 = 890$$

$$E_1/E_2 = 0.97$$

A partir de una curva estimada de (E_1/E_2) vs. F.S se encontró que

$$\boxed{F.S. = 1.67}$$

Estabilidad a Embalse Llano

Deslizamiento a través del espaldón de aguas abajo

Cálculo del Coeficiente de Seguridad mínimo:

El cálculo mostrado a continuación corresponde a la situación planteada en la lámina # 7. La superficie de deslizamiento en el espaldón de aguas abajo, corresponde a una superficie convexa hacia arriba, tal como fue expuesto por Reinius en "The Stability of the Downstream Part of Earth Dams."

A.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la curva # 1, suponiendo un factor de seguridad de 1.80.

- 1.- Peso (W): núcleo = 607 × 2.13
- permeable (hum) = 139 × 2.03
- permeable (sum) = 2 × 1.03
- fijos y cercamiento de Cartera: 28 × 1.80

1628 T/m

2.- Empuje Activo: $E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{\cos \alpha \beta \sin(\beta - \alpha)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha - \delta)}{\sin(\beta - \delta)}}} \right]^2$

a) E_{a1}

$\gamma'_m = \frac{7.25 \times 1.23 + 1.10 \times 1.20 + 3.85 \times 1.15}{12.20} = 1.203$

$\beta = 126.4^\circ \quad \delta = -23.05^\circ \quad \delta = 6.4^\circ$ (del Diagrama de Mohr)

$\phi'_m = \frac{7.25 \times 40 + 1.10 \times 37 + 3.85 \times 35}{12.20} = 38.15^\circ$

$T_g \alpha = \frac{T_g \phi'_m}{F_1} = \frac{T_g 38.15}{1.80} = 0.436389 \quad \alpha = 23.58^\circ$

- $\cos \alpha \beta = \cos 126.4^\circ = 1.2424$
- $\sin(\beta - \alpha) = \sin 102.82 = 0.97504$
- $\sin(\beta + \delta) = \sin 132.8 = 0.7337$
- $\sin(\alpha + \delta) = \sin 29.98 = 0.4997$
- $\sin(\alpha - \delta) = \sin 46.63 = 0.72696$
- $\sin(\beta - \delta) = \sin 149.45 = 0.50825$

$\left[\frac{1.2114}{0.8566 + 0.8454} \right]^2 = 0.5066$

$E_{a1} = \frac{0.5066 \times 1.203 \times 656.31}{2} = 200$

b) E_{a2}

$\gamma'_m = \frac{3.55 \times 1.23 + 1.30 \times 1.20 + 2.35 \times 1.15}{7.20} = 1.199$

$\beta = 101.31^\circ \quad \delta = -23.05^\circ \quad \delta = 2.83^\circ$ (del Diagrama de Mohr)

PRESA DEL RIO PAO EN CACHINCHE

Según Contrato No.9395 de fecha 24-11-67,celebrado con el Ministerio de Obras Públicas,esta Oficina ha elaborado el Proyecto de la Presa del Río Pao en Cachinche,Estado Cojedes.

El presente folleto comprende: MEMORIA,ANEXOS DE CALCULOS Y PLANOS DE LA PRESA.

El Informe Geológico y el Estudio de Materiales de Construcción se presentan en folleto separado.

$$\phi_m = \frac{3.55 \times 40 + 1.30 \times 37 + 2.35 \times 35}{7.20} = 37.83^\circ$$

$$\tan \alpha = \frac{T_g 37.83}{F_1} = \frac{T_g 37.83}{1.80} = 0.431411 \quad \alpha = 23.34^\circ$$

$$\text{Cosec } \beta = \text{Cosec } 101.31^\circ = 1.0198$$

$$\text{Sen } (\beta - \alpha) = \text{Sen } 77.97^\circ = 0.9780$$

$$\text{Sen } (\beta + \delta) = \text{Sen } 104.14^\circ = 0.9697$$

$$\text{Sen } (\alpha + \gamma) = \text{Sen } 26.17^\circ = 0.4410$$

$$\text{Sen } (\alpha - \epsilon) = \text{Sen } 46.39^\circ = 0.7241$$

$$\text{Sen } (\beta - \zeta) = \text{Sen } 124.36^\circ = 0.8255$$

$$\left[\frac{0.9974}{0.9847 + 0.6219} \right]^2 = 0.3854$$

$$E_{ae} = \frac{0.3854 \times 1.199}{2} \times 68.60 = 15.85$$

3.- Empuje del agua

$$U_1 = \frac{4.5 + 21.4}{2} \times 21 = 272 \text{ T/m}$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \times 4.5 \times 4.5 = 10 \text{ T/m}$$

4.- Presión intersticial

$$U_3 = 358 \text{ T/m.}$$

5.- Cohesión

$$C = c' \times L = 1 \text{ T/m}^2 \times 39.5 = 39.5 \text{ T/m}$$

6.- Angulo reducido

$$\tan \mu = \frac{T_g 34^\circ}{1.80} = 0.374722$$

$$\mu = 20.54^\circ$$

7.- Empuje sobre la cuña # 2: Del gráfico resulta

$$E = 1635 \text{ T/m.}$$

B.- Analisis de la cuña # 2 (siguiendo el método expuesto por Reinisch)

$$\delta_m = \frac{32.4 \times 1.85 + 1.3 \times 1.80 + 4.9 \times 1.85 + 5.2 \times 1.80}{43.8} = 1.843$$

$$\phi_m = \frac{35 \times 2225.2 + 30 \times 32.9 + 38 \times 122.1}{2360.2} = 35.07^\circ$$

$$\frac{1}{2} \gamma_w H^2 = E = 1635$$

$$\gamma_w = \frac{2 \times 1635}{52.6^2} = 1.181$$

$$\frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{1.181}{1.843} = 0.641$$

del gráfico N° 22

$$T_g \psi = 0.407$$

$$F = \frac{T_g \phi_m}{T_g \psi} = \frac{0.70202}{0.407} = 1.72$$

C.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuneta # 1, suponiendo un factor de seguridad de 1.74.

1.- Peso (W) : 1628 T/m.

2.- Empuje Activo

a) E_{a1}

$$T_g \alpha = \frac{T_g 38.15}{F_s} = \frac{T_g 38.15}{1.74} = 0.451437 \quad \alpha = 24.3$$

$$\text{Sen}(\beta - \alpha) = \text{Sen} 102.1 = 0.9778$$

$$\text{Sen}(\alpha + \delta) = \text{Sen} 30.7 = 0.5105$$

$$\text{Sen}(\delta - \zeta) = \text{Sen} 47.35^\circ = 0.7355$$

$$\left[\frac{1.2148}{0.8566 + 0.8595} \right]^2 = 0.5011$$

$$E_{a1} = \frac{0.5011 \times 1.203 \times 656.31}{2} = 198$$

b) E_{a2}

$$T_g \alpha = \frac{T_g 37.83}{F_s} = \frac{T_g 37.83}{1.74} = 0.446287 \quad \alpha = 24.05$$

$$\text{Sen}(\beta - \alpha) = \text{Sen} 77.26^\circ = 0.9753$$

$$\text{Sen}(\alpha + \delta) = \text{Sen} 26.88^\circ = 0.4521$$

$$\text{Sen}(\delta - \zeta) = \text{Sen} 47.10 = 0.7325$$

$$E_{a2} = \frac{0.3779 \times 1.199 \times 68.60}{2} = 15.54$$

$$\left[\frac{0.9946}{0.9847 + 0.6333} \right]^2 = 0.3779$$

3.- Empuje del agua

$$U_1 = 272 \text{ T/m}$$

$$U_2 = 10 \text{ "}$$

4.- Presión intersticial

$$U_3 = 358 \text{ T/m.}$$

5.- Cohesión

$$C = 39.5 \text{ T/m.}$$

6.- Ángulo reducido

$$T_g \mu_2 = \frac{T_g 34}{1.74} = 0.387644$$

$$\mu_2 = 21.19^\circ$$

7.- Empuje sobre la cuneta # 2 : Del gráfico resulta :

$$E = 1600 \text{ T/m}$$

D.- Análisis de la Cuna # 2.

$$\frac{1}{2} \gamma_w H^2 = E = 1600$$

$$\gamma_w = \frac{2 \times 1600}{52.6^2} = 1.157$$

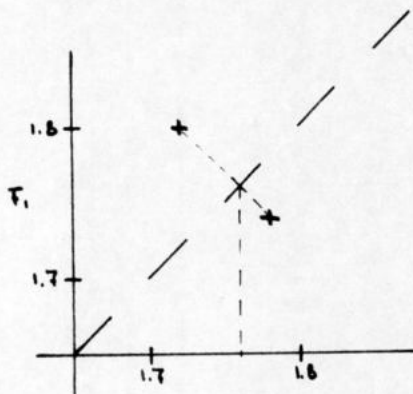
$$\frac{\gamma_w}{\gamma_a} = \frac{1.157}{1.843} = 0.628$$

del gráfico N° 22

$$T_{94} = 0.395$$

$$F = \frac{T_{94} \rho_m}{T_{94}} = \frac{0.70202}{0.395} = 1.78$$

E.- Factor adoptado



$$F = 1.76$$

Estabilidad a Embalse Lleno

Deslizamiento a través del apoyo del espaldón de aguas abajo

Cálculo del coeficiente de seguridad mínimo

El cálculo que se muestra a continuación corresponde a la situación expuesta en la lámina # 9

Para el cálculo se consideró una lluvia intensa sobre el espaldón de aguas abajo.

A. - Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cña # 1, suponiendo un factor de seguridad $F_s = 1.74$.

Estas fuerzas fueron calculadas en el aparte C de "Deslizamiento a través del espaldón de aguas abajo" y pueden ser resumidas como sigue:

1. - Peso (W) = 1628 T/m
2. - Empuje activo
 $E_{a1} = 198 \text{ T/m}$
 $E_{a2} = 16 \text{ T/m}$
3. - Empuje del agua
 $U_1 = 272 \text{ T/m}$
 $U_2 = 10 \text{ "}$
4. - Presión intersticial $U_3 = 358 \text{ T/m}$.
5. - Cohesión (C) = 40 T/m
6. - Angulo reducido (ϕ) = 21.19°
7. - Empuje sobre la cña # 2 (E) = 1600 T/m

B. - Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cña # 2.

1. - Empuje de la cña # 1 $E = 1600 \text{ T/m}$.
2. - Peso (W): permeable (hum.) = 1868×2.03
 finos de cantera (sus) = 109×1.80
 finos de cantera (sat) = 15×2.08
 enrocamiento de esquisto = 228×1.85
 enrocamiento de cantera (sus) = 322×1.80
 enrocamiento de cantera (sat) = 142×2.11

 5320 T/m

3. - Empuje del agua
 $U_2 = \frac{5.9 \times 12.5}{2} = 37 \text{ T/m}$.

4. - Presión intersticial: Compuesta de dos partes una bajo el filtro y la otra bajo el material permeable.
 $U_1 = 1089 \text{ T/m}$.

C.- Factor de Seguridad resultante del gráfico $T_g M_1 = 0.3638$ $M_1 = 19.99^\circ$

$$F = \frac{T_g 30^\circ}{0.3638} = 1.59 \quad (\text{El valor supuesto fue } 1.74)$$

D.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cña #1, suponiendo un factor de seguridad de 1.647.

1.- Peso (W): 1628 T/m.

2.- Empuje activo

a) E_{a1}

$$\gamma'_m = \frac{7.25 \times 1.23 + 1.1 \times 1.2 + 3.85 \times 1.15}{12.20} = 1.203$$

$$\beta = 126.4^\circ \quad \bar{L} = -23.05^\circ \quad \delta = 6.4^\circ \quad (\text{del Diagrama de Mohr})$$

$$\phi'_m = \frac{7.25 \times 40 + 1.10 \times 37 + 3.85 \times 35}{12.20} = 38.15^\circ$$

$$T_g \alpha = \frac{T_g 38.15^\circ}{1.647} = 0.476928 \quad \alpha = 25.5^\circ$$

$$\text{Cosec } \beta = \text{Cosec } 126.4^\circ = 1.2424$$

$$\text{Sen } (\beta - \alpha) = \text{Sen } 100.9^\circ = 0.9820$$

$$\text{Sen } (\beta + \delta) = \text{Sen } 132.8^\circ = 0.7337$$

$$\text{Sen } (\alpha + \delta) = \text{Sen } 31.9^\circ = 0.5284$$

$$\text{Sen } (\alpha - \bar{L}) = \text{Sen } 48.55^\circ = 0.74955$$

$$\text{Sen } (\beta - \bar{L}) = \text{Sen } 149.45^\circ = 0.50825$$

$$\left[\frac{1.2200}{0.8566 + 0.8828} \right]^2 = 0.4919$$

$$E_{a1} = \frac{0.4919 \times 1.203 \times 656.31}{2} = 194$$

b) E_{a2}

$\gamma'_m = 1.199$ (aparte c de Deslizamiento a través del espaldón de aguas abajo)

$$\beta = 101.31^\circ \quad \bar{L} = -23.05^\circ \quad \delta = 2.83^\circ$$

$$\phi'_m = 37.83^\circ \quad T_g \alpha = \frac{T_g 37.83^\circ}{1.647} = 0.471488 \quad \alpha = 25.24^\circ$$

$$\text{Cosec } \beta = \text{Cosec } 101.31^\circ = 1.0198$$

$$\text{Sen } (\beta - \alpha) = \text{Sen } 76.07^\circ = 0.97058$$

$$\text{Sen } (\beta + \delta) = \text{Sen } 104.14^\circ = 0.9697$$

$$\text{Sen } (\alpha + \delta) = \text{Sen } 28.07^\circ = 0.47055$$

$$\text{Sen } (\alpha - \bar{L}) = \text{Sen } 48.29^\circ = 0.74649$$

$$\text{Sen } (\beta - \bar{L}) = \text{Sen } 124.36^\circ = 0.8255$$

$$\left[\frac{0.9898}{0.9847 + 0.6523} \right]^2 = 0.3656$$

$$E_{a2} = \frac{0.3656 \times 1.199 \times 68.60}{2} = 15$$

3.- Empuje del agua

$$U_1 = 272 \text{ T/m}$$

$$U_2 = 10 \text{ ''}$$

4.- Presión intersticial

$$U_3 = 358 \text{ T/m.}$$

5. - Cohesión $(c) = 40 \text{ T/m}$

6. - Angulo reducido

$$\text{Tg } \mu_2 = \frac{\text{Tg } 34^\circ}{1.647} = 0.409532$$

$$\mu_2 = 22.27^\circ$$

7. - Empuje de la cuña #2 : del gráfico resulta :
 $E = 1550 \text{ T/m}$.

E. - Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuña #2.

1. - Empuje de la cuña #1 $(E) = 1550 \text{ T/m}$.

2. - Peso $(W) : 5320 \text{ T/m}$ (Ver A.-)

3. - Empuje del agua : 37 T/m .

4. - Presión intersticial $U_1 = 1089 \text{ T/m}$.

F. - Factor de Seguridad resultante :

del gráfico $\text{Tg } \mu_2 = 0.3525$ $\mu_2 = 19.42$

$$F = \frac{\text{Tg } 30^\circ}{0.3525} = 1.64 \text{ (El valor supuesto fue } 1.647)$$

$$E_{a1} = \frac{0.5421 \times 1.169}{2} \times 1165.6 = 369 \text{ T/m}$$

b) E_{a2}

$$\delta'_{si} = 0.97 \delta'_m = 0.97 \times 1.199 = 1.163$$

$$\beta = 101.31 + 3.72 + 105.03^\circ \quad l = -19.33^\circ \quad \delta = 2.83^\circ$$

$$\delta'_m = 37.83^\circ$$

$$T_g \alpha = \frac{T_g 37.83}{1.47} = 0.528259$$

$$\alpha = 27.85^\circ$$

$$\text{Cosec } \beta = \text{Cosec } 105.03^\circ = 1.0354$$

$$\text{Sen}(\beta - \alpha) = \text{Sen } 77.18^\circ = 0.97504$$

$$\text{Sen}(\beta + \delta) = \text{Sen } 107.86^\circ = 0.9518$$

$$\text{Sen}(\alpha + \delta) = \text{Sen } 30.68^\circ = 0.5102$$

$$\text{Sen}(\alpha - l) = \text{Sen } 47.18^\circ = 0.73346$$

$$\text{Sen}(\beta - l) = \text{Sen } 124.36^\circ = 0.8265$$

$$\left[\frac{1.0096}{0.97504 + 0.6729} \right]^2 = 0.3751$$

$$E_{a2} = \frac{0.3751 \times 1.163}{2} \times 68.60 = 15$$

4.- Empuje del agua

a) Presión hidrodinámica debida al sismo

$$P = C \times \frac{a}{g} \times H \times \rho_w$$

P: presión hidrodinámica debida al sismo

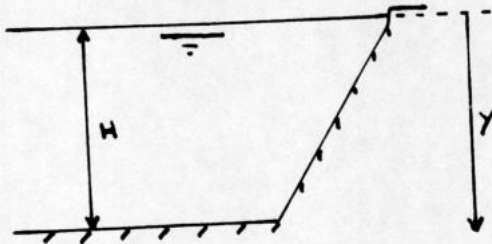
C: coeficiente

a: aceleración del movimiento sísmico = 0.07g

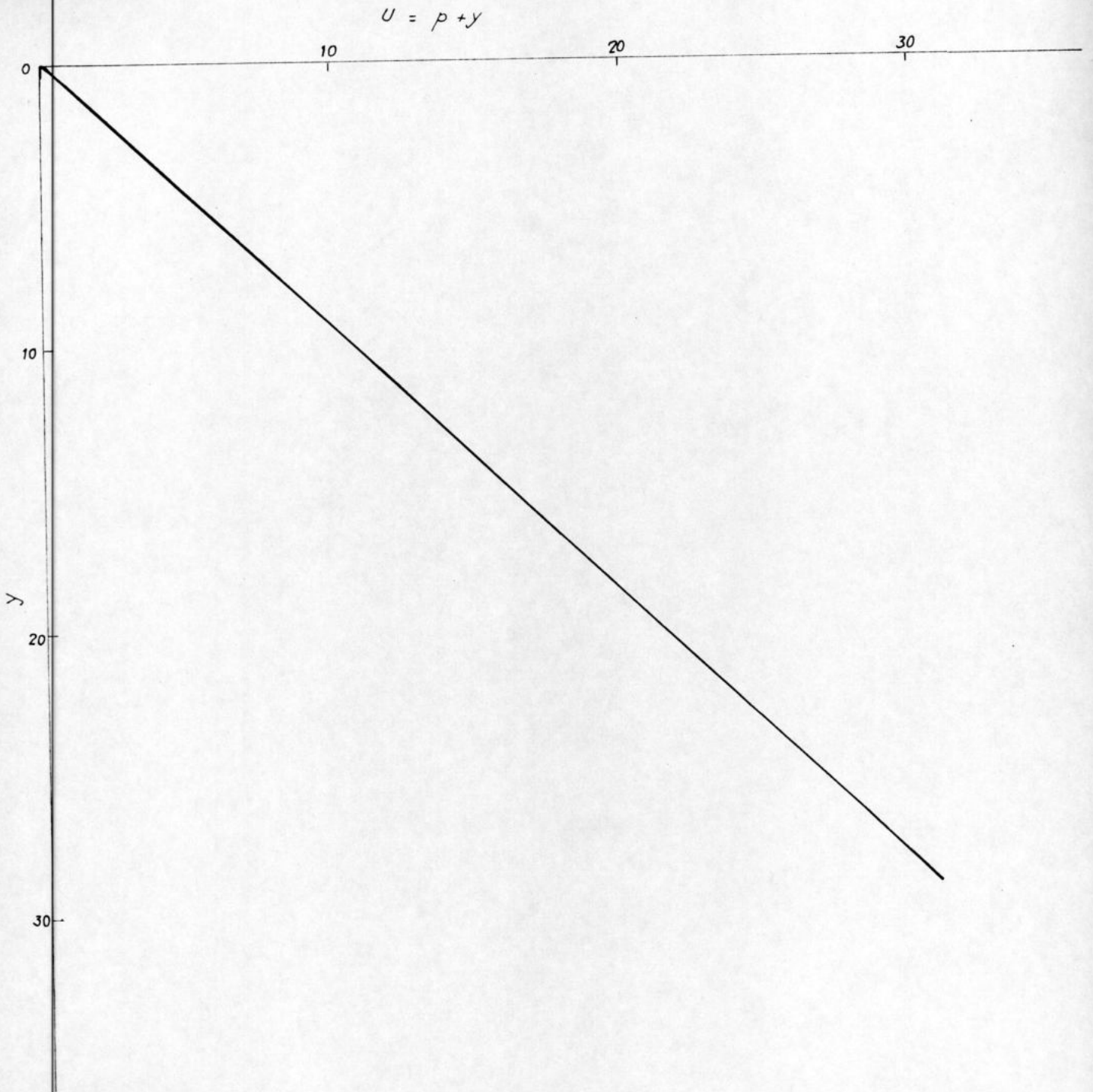
g: aceleración debida a la gravedad

H: profundidad del embalse

ρ_w : densidad del agua



$\frac{Y}{H}$	Y	C	P	Y+P
0	0	0	0	0
0.1	4.74	0.17	0.56	5.30
0.2	9.48	0.25	0.83	10.31
0.3	14.22	0.325	1.08	15.30
0.4	18.96	0.405	1.34	20.30
0.5	23.70	0.47	1.56	25.26
0.6	28.44	0.515	1.71	30.15
0.7	33.18	0.542	1.80	34.98



b) Empujes resultantes:

Usando el gráfico anterior se determinó la presión correspondiente a diferentes profundidades y se construyeron las envolventes que aparecen en la lámina #

Los resultados pueden resumirse:

$$U_1 = 552 \text{ T/m}$$

$$U_2 = 11 \text{ "}$$

5.- Presión intersticial

$$U_3 = 500$$

6.- Cohesión

$$C = c' \times L = 38 \text{ T/m}$$

7.- Ángulo reducido

$$\tan \mu_1 = \frac{\tan 34^\circ}{1.47} = 0.458844$$

$$\mu_1 = 24.65^\circ$$

8.- Empuje de la cuña #2: del gráfico resulta

$$E = 1563 \text{ T/m}$$

B.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuña #2

1.- Empuje de la cuña #1 $E = 1563 \text{ T/m}$

2.- Peso (W)	permeable (s)	$= 1868 \times 1.85$
	finos de cantera (s)	$= 124 \times 1.80$
	entrocamiento de esquisto (s)	$= 228 \times 1.85$
	entrocamiento de cantera (s)	$= 464 \times 1.80$
		4936 T/m

3.- Variación de W debido al sismo

$$W - 0.032W = 4778 \text{ T/m}$$

$$0.063W = 311 \text{ "}$$

4.- Empuje del agua $U_2 = 37 \text{ T/m}$.

5.- Presión intersticial: de acuerdo a lo expuesto en la lámina #

$$U_1 = 436 \text{ T/m}$$

C.- Factor de seguridad resultante: del gráfico

$$\tan \mu_1 = 0.4125$$

$$F = \frac{\tan 30^\circ}{0.4125} = 1.40 \text{ (El valor supuesto fue 1.47)}$$

D.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuña #1, suponiendo un factor de seguridad de 1.41

1.- Peso (W): 2026 T/m

2.- Variación de W debido al sismo:

$$W - 0.032W = 1961 \text{ T/m}$$

$$0.063W = 128 \text{ "}$$

$$\delta = 3.72^\circ$$

$$\frac{W'}{W} = 0.97$$

3.- Empuje activo

a) E_{a1}

$$\tan \alpha = \frac{\tan 38.29}{1.41} = 0.559936$$

$$\alpha = 29.25^\circ$$

$$\sin(\beta - \alpha) = \sin 100.87^\circ = 0.98209$$

$$\sin(\alpha + \delta) = \sin 35.65^\circ = 0.5828$$

$$\sin(\alpha - \zeta) = \sin 48.58^\circ = 0.74988$$

$$\left[\frac{1.2843}{0.8295 + 0.9273} \right]^2 = 0.5344$$

$$E_{a1} = \frac{0.5344 \times 1.169}{2} \times 1165.6 = 364 \text{ T/m}$$

b) E_{a2}

$$\tan \alpha = \frac{\tan 37.83}{1.41} = 0.550738$$

$$\alpha = 28.84^\circ$$

$$\sin(\beta - \alpha) = \sin 76.19^\circ = 0.97106$$

$$\sin(\alpha + \delta) = \sin 31.67^\circ = 0.52505$$

$$\sin(\alpha - \zeta) = \sin 48.17^\circ = 0.74814$$

$$\left[\frac{1.0054}{0.9756 + 0.6880} \right]^2 = 0.3652$$

$$E_{a2} = \frac{0.3652 \times 1.163}{2} \times 68.60 = 15 \text{ T/m}$$

4.- Empuje del agua

$$U_1 = 552 \text{ T/m}$$

$$U_2 = 11 \text{ "}$$

5.- Presión intersticial

$$U_3 = 500$$

6.- Cohesión $C = 38 \text{ T/m}$.

7.- Angulo reducido

$$\tan \mu_2 = \frac{\tan 34^\circ}{1.41} = 0.478369$$

$$\mu_2 = 25.57^\circ$$

8.- Empuje de la cuneta #2 : del gráfico resulta

$$E = 1540$$

E.- Cálculo de las fuerzas actuantes sobre la cuneta # 2

1.- Empuje de la cuneta # 1 : $E = 1540 \text{ T/m}$

2.- Peso (W) : 4936 T/m

3.- Variación de W debida al sismo

$$W - 0.032W = 4778 \text{ T/m} \quad 0.063W = 311 \text{ T/m}$$

4.- Empuje del agua $U_2 = 37 \text{ T/m}$

5.- Presión intersticial $U_1 = 436 \text{ "}$

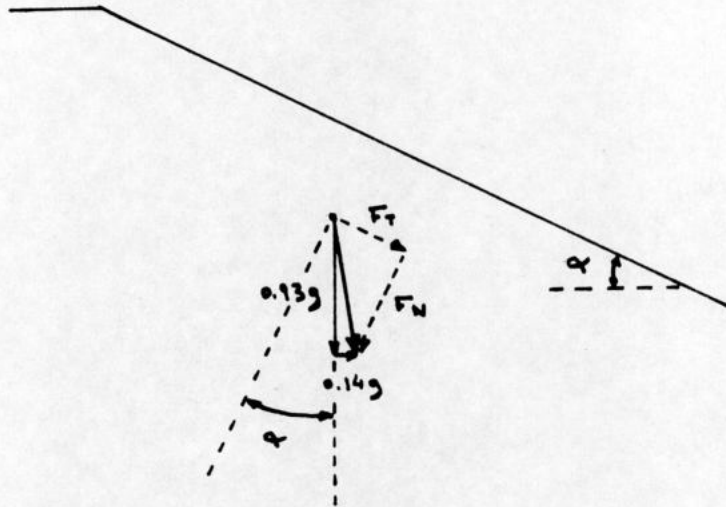
F.- Factor de seguridad resultante : del gráfico

$$\tan \mu_2 = 0.40625$$

$$\mu_2 = 22.11^\circ$$

$$F = \frac{\tan 30}{0.40625} = 1.42 \text{ (El valor supuesto fue 1.41)}$$

Estabilidad Superficial del Entrocamiento Aguas Abajo en la Zona de la Cresta para Caso de Sismo



$$F_N = 0.93g \cos \alpha - 0.14g \sin \alpha$$

$$F_T = 0.93g \sin \alpha + 0.14g \cos \alpha$$

$$\frac{F_T}{F_N} = \frac{0.93g \sin \alpha + 0.14g \cos \alpha}{0.93g \cos \alpha - 0.14g \sin \alpha}$$

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{1}{2} \quad \alpha = 26^\circ 33' 54'' \quad \sin \alpha = 0.447$$

$$\cos \alpha = 0.894$$

$$\frac{F_T}{F_N} = \frac{0.93 \times 0.447 + 0.14 \times 0.894}{0.93 \times 0.894 - 0.14 \times 0.447} = 0.702$$

$$F_s = \frac{\operatorname{Tg} \phi'}{F_T/F_N} = \frac{\operatorname{Tg} 38^\circ}{0.702} = 1.11$$

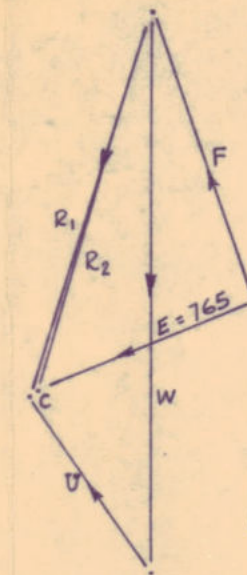
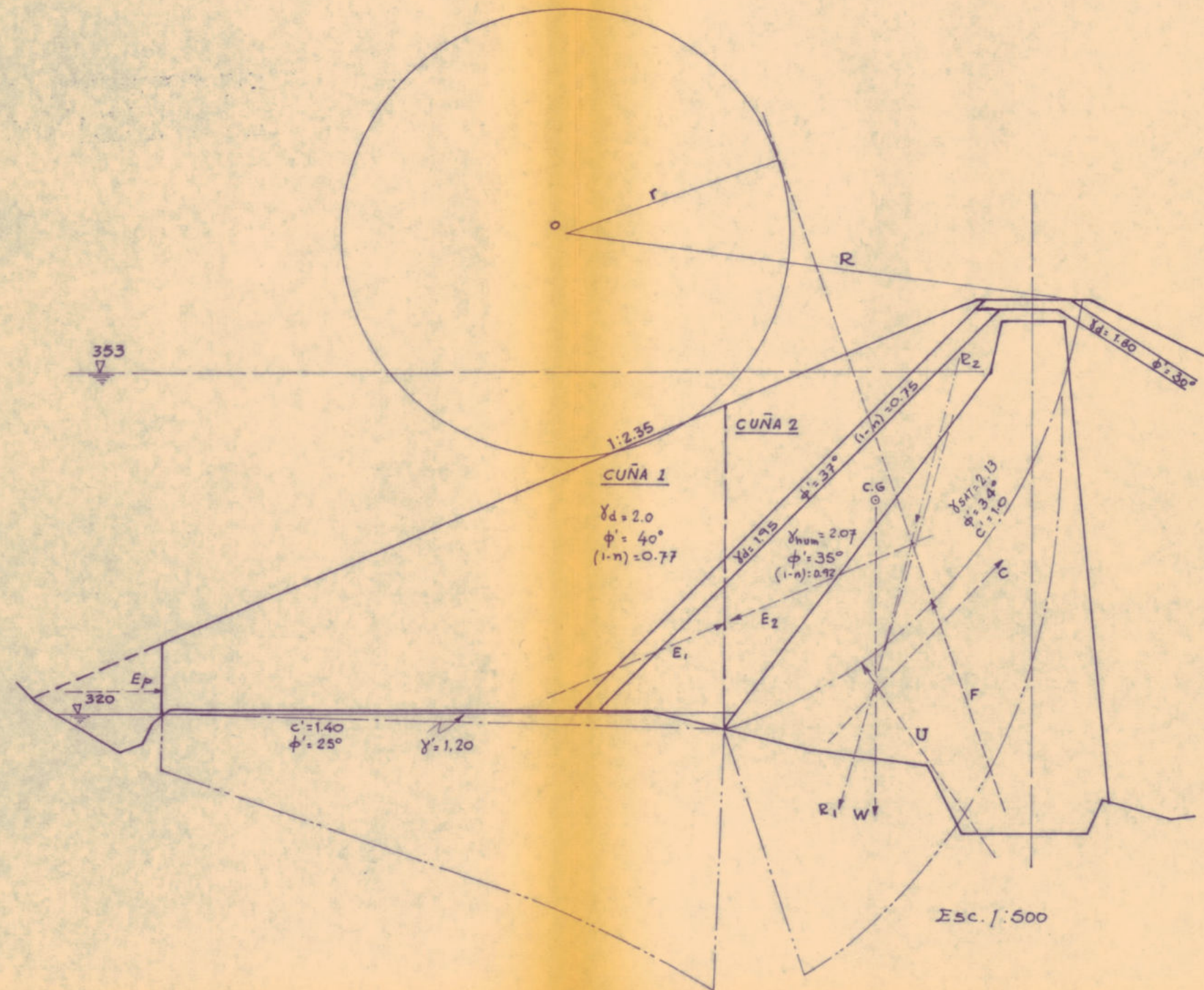


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 2

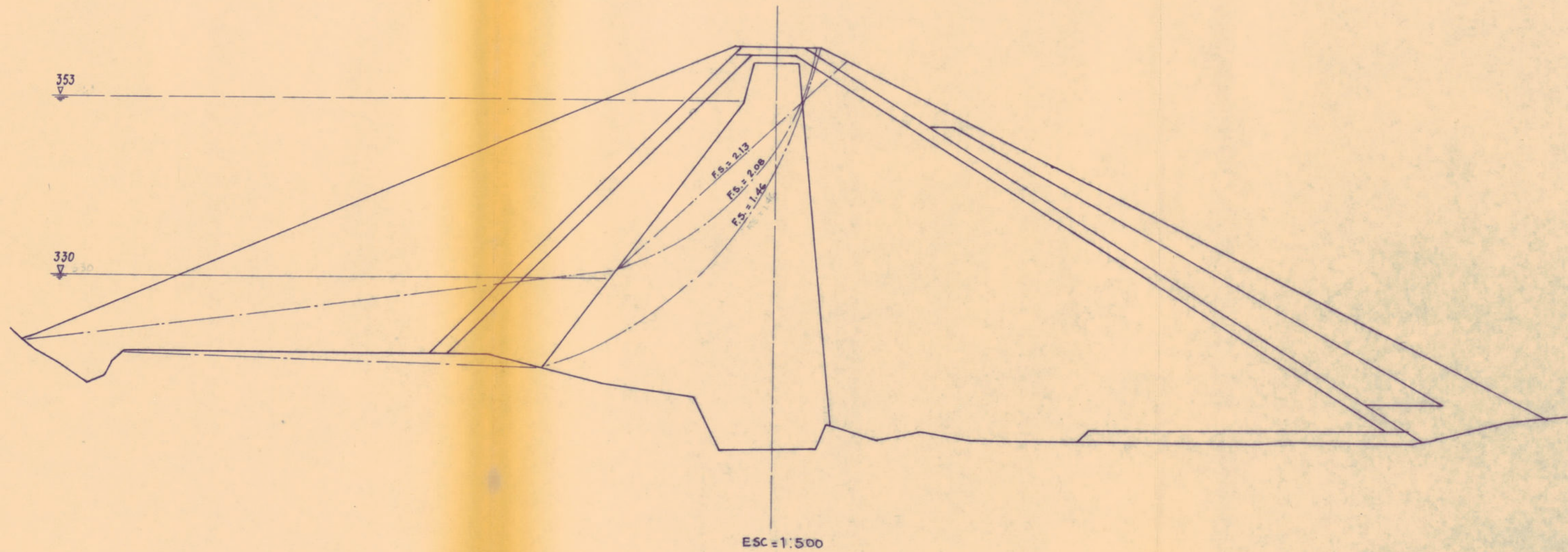


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 1

ESTABILIDAD EN DESEMBALSE

CASO CORRESPONDIENTE A F.S. MINIMO
 COTA MINIMA CONSIDERADA = 320,00

LAMINA # 2



ESTABILIDAD EN DESEMBALSE
 SUPERFICIES ESTUDIADAS
 COTA MINIMA CONSIDERADA = 330,00
 LAMINA # 3

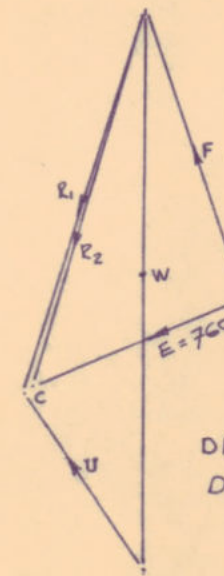
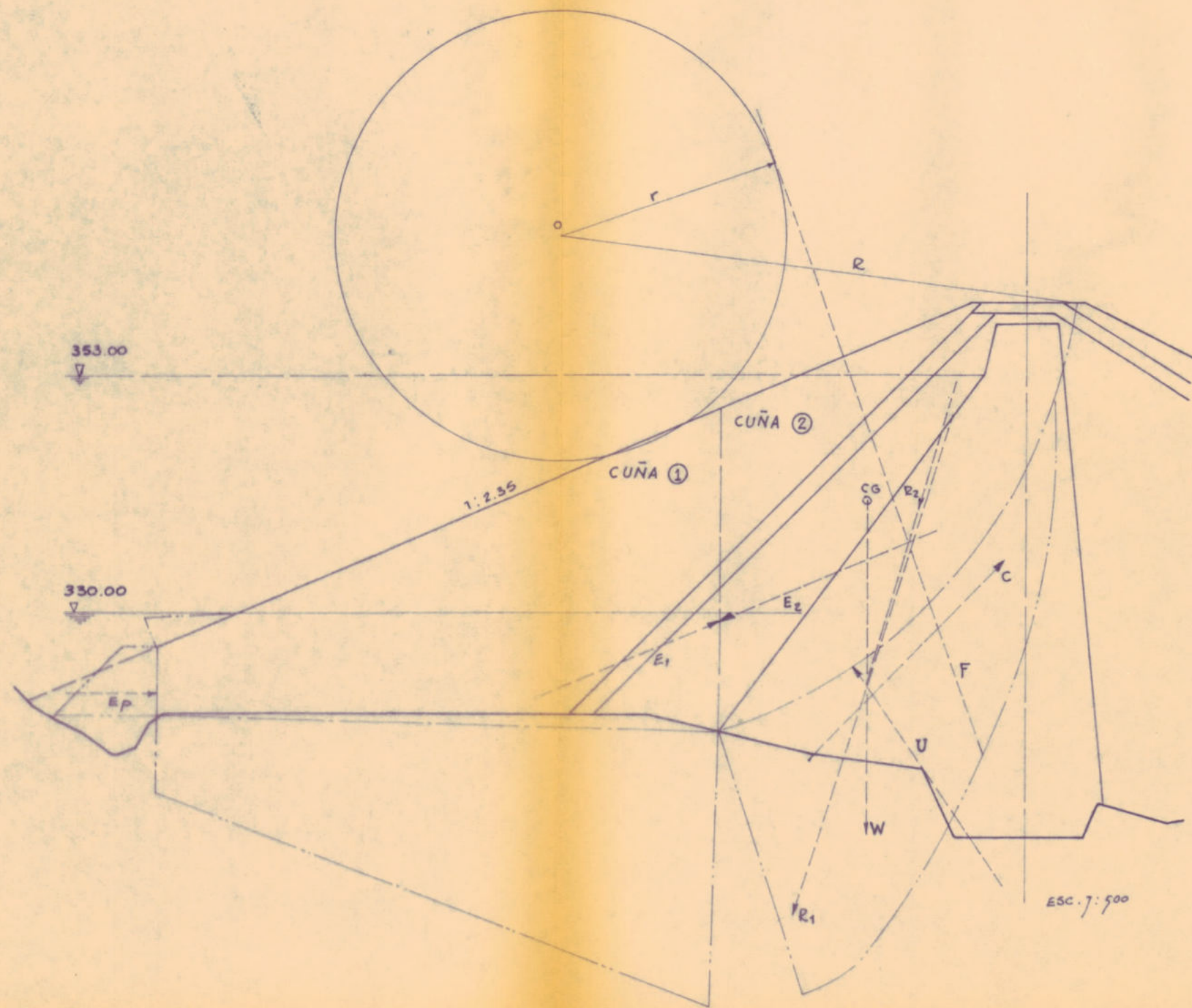


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 2

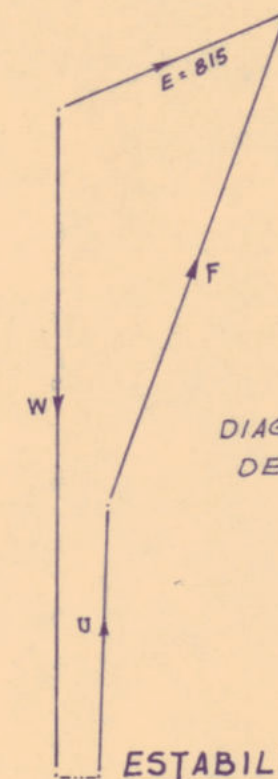


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 1

ESTABILIDAD EN DESEMBALSE
 CASO CORRESPONDIENTE A F.S. MINIMO
 COTA MINIMA CONSIDERADA = 330,00
 LAMINA # 4

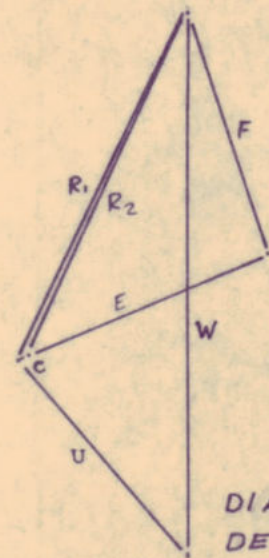
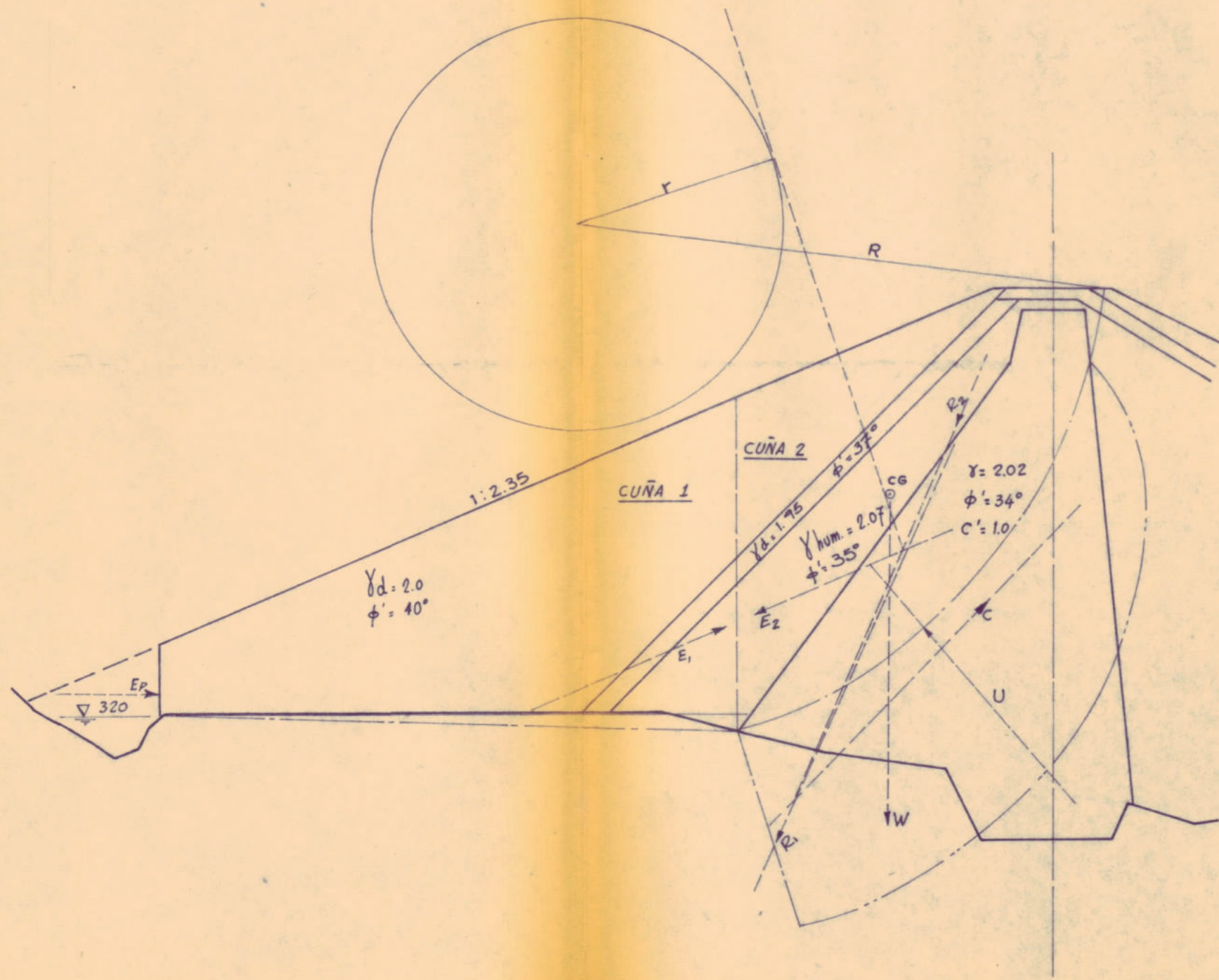


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 2

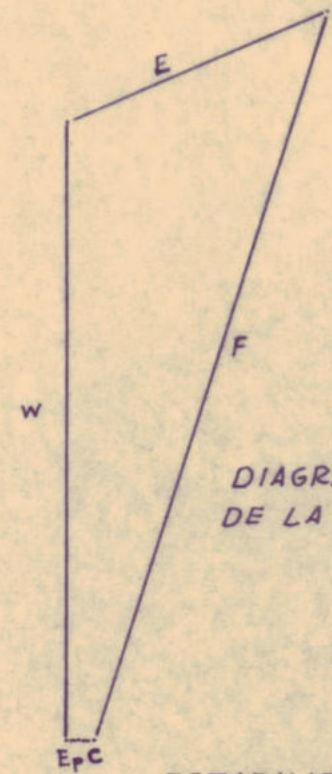
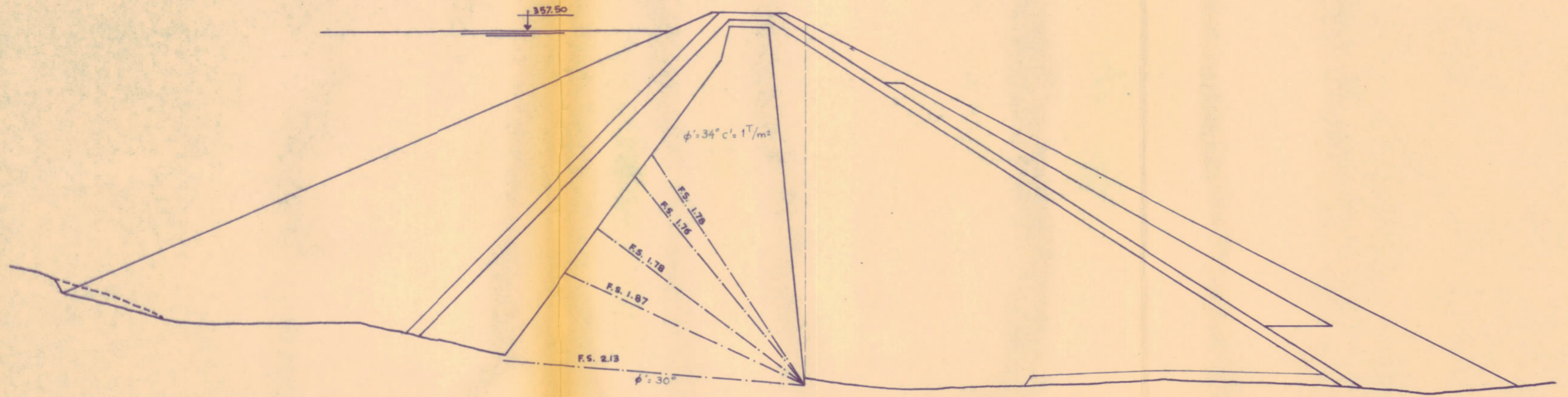


DIAGRAMA DE FUERZAS DE LA CUÑA 1

ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION
 Nivel de agua considerado en la cota
 320,00
 LAMINA # 5

Nota.
La superficie de deslizamiento en el espaldón de aguas abajo es una superficie convexa hacia arriba (REINIUS 1961)
Se consideró que el espaldón de aguas abajo está completamente seco, excepto una pequeña zona adyacente al núcleo.
Para detalles del cálculo ver el caso correspondiente a F mínimo.



ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO

DESlizamiento A TRAVES DEL ESPALDON AGUAS ABAJO.
SUPERFICIES ESTUDIADAS

LAMINA #6

OFICINA DE INGENIERIA A.V. DE GURUCEAGA.

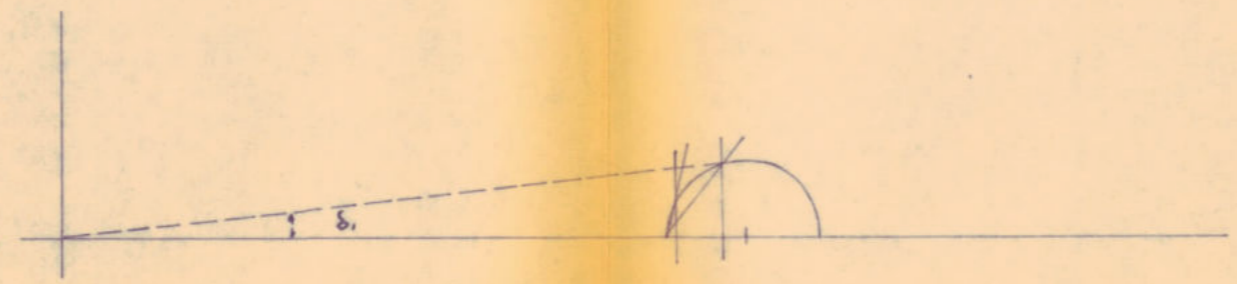
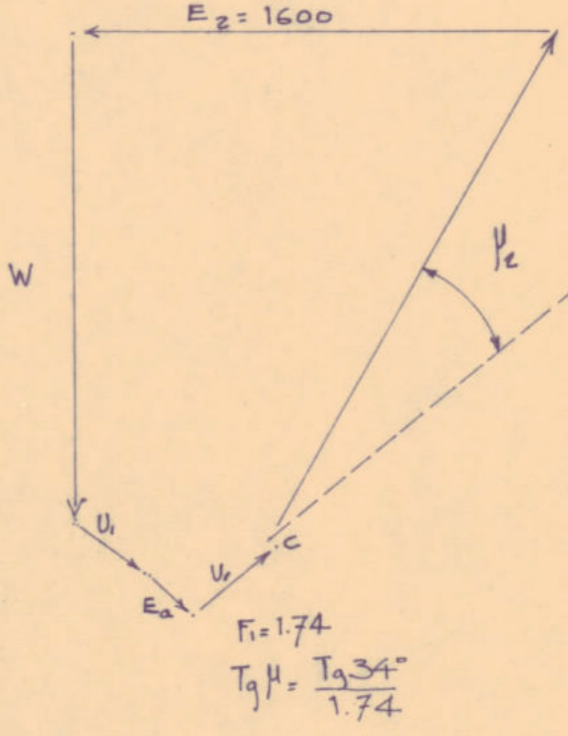
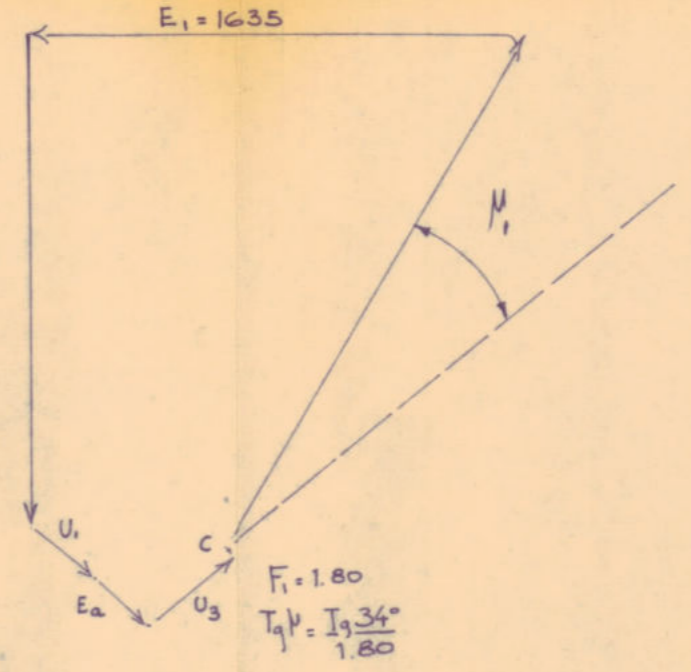
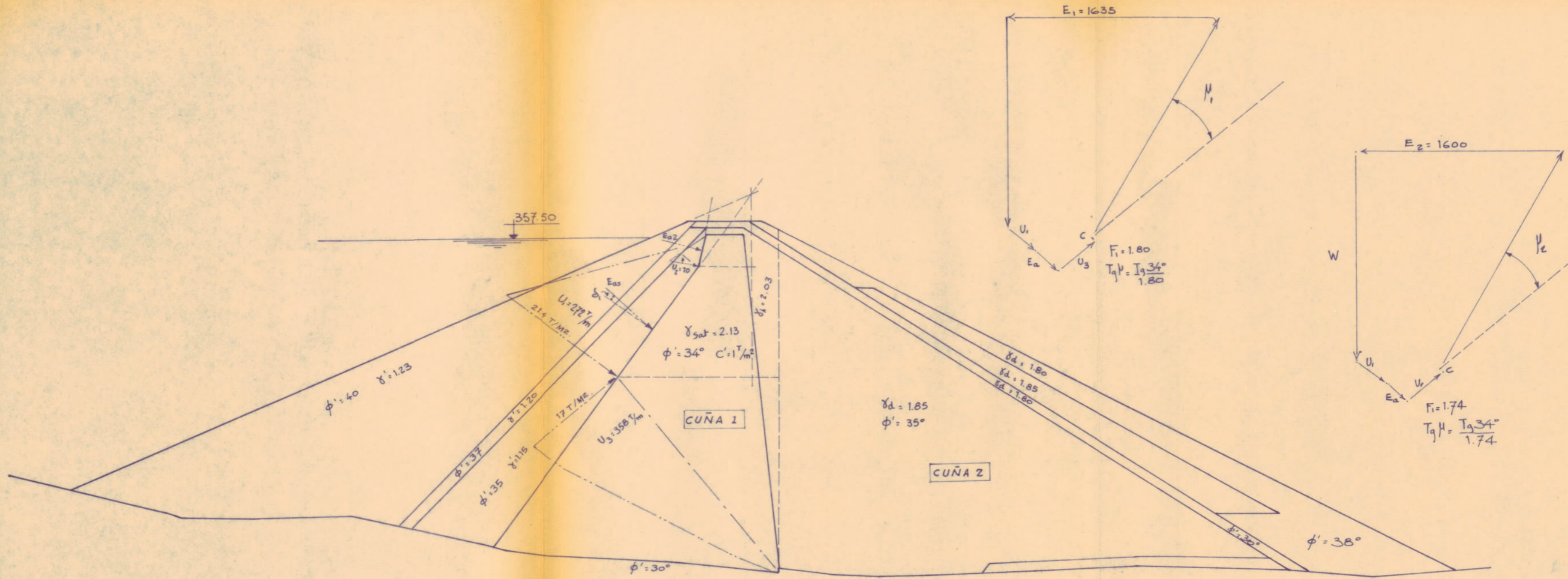


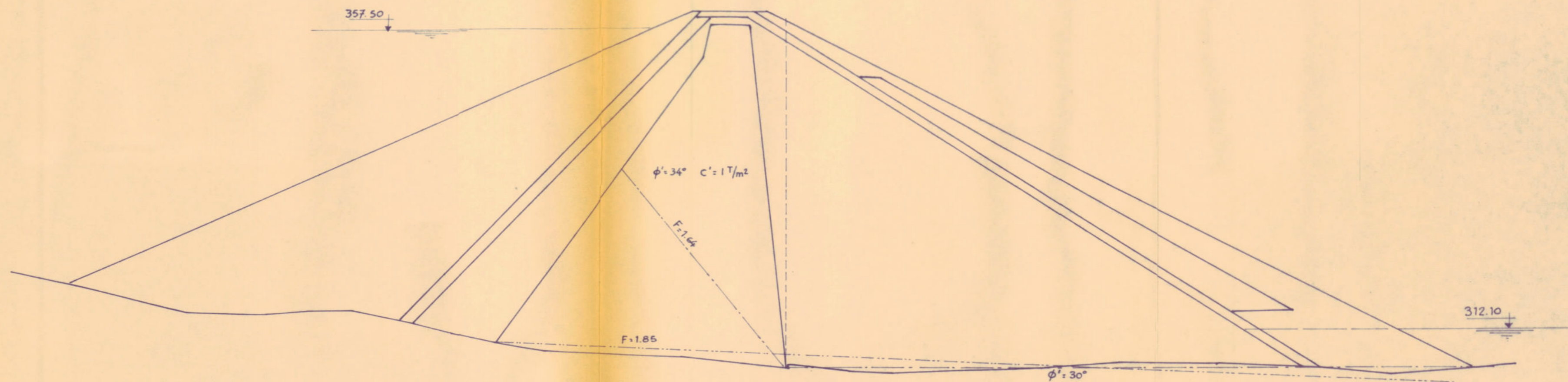
DIAGRAMA DE MOHR DEL EMPUJE DE TIERRA

ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO
 DESLIZAMIENTO A TRAVES DEL ESPALDON AGUAS ABAJO
 CASO CORRESPONDIENTE A "F" MINIMO

LAMINA # 7

NOTA

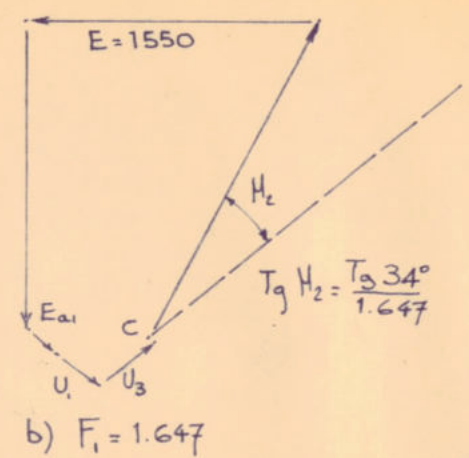
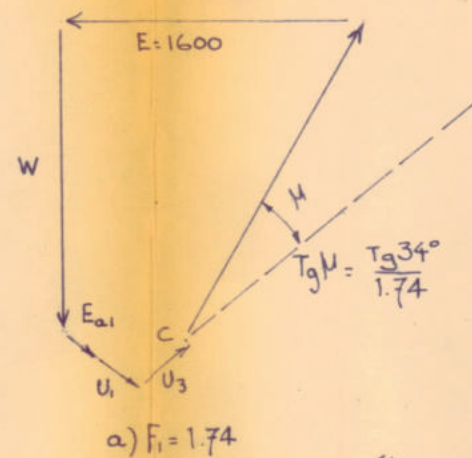
Se consideró una lluvia intensa sobre el espaldon de aguas abajo
Para detalles del cálculo ver el caso correspondiente a F mínimo.



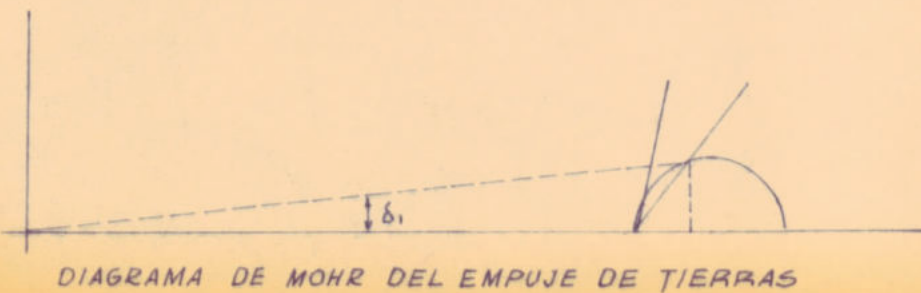
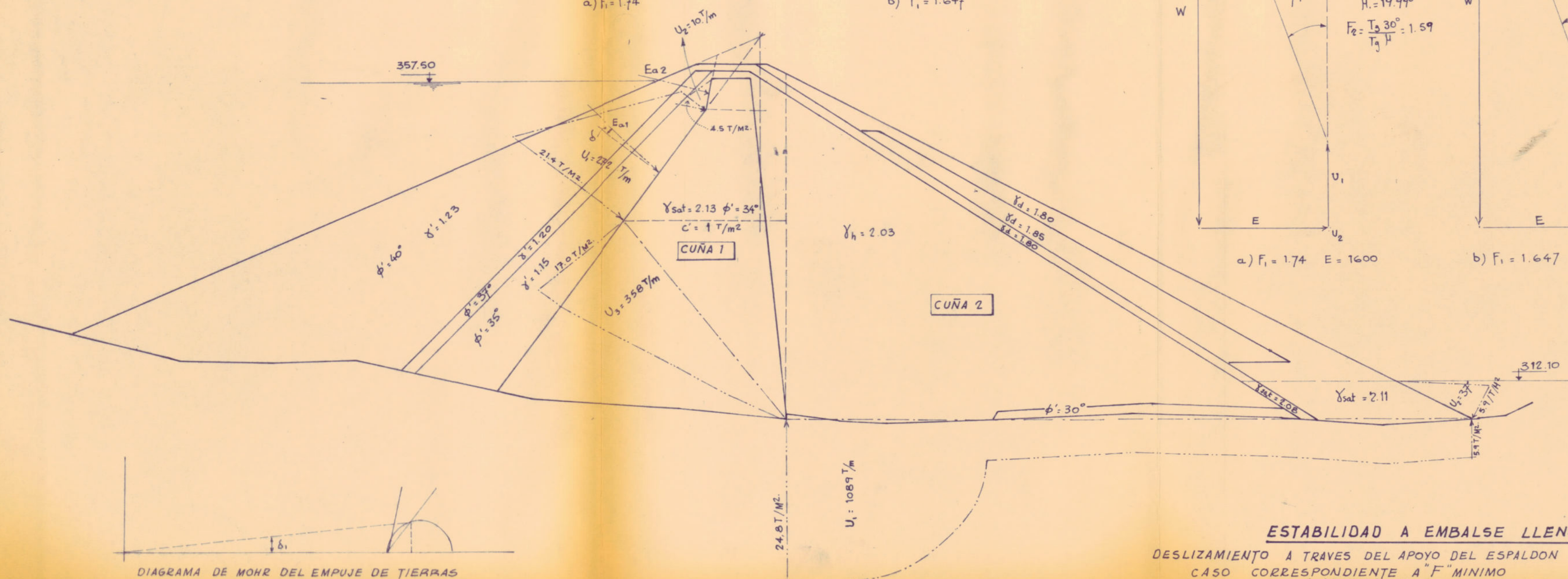
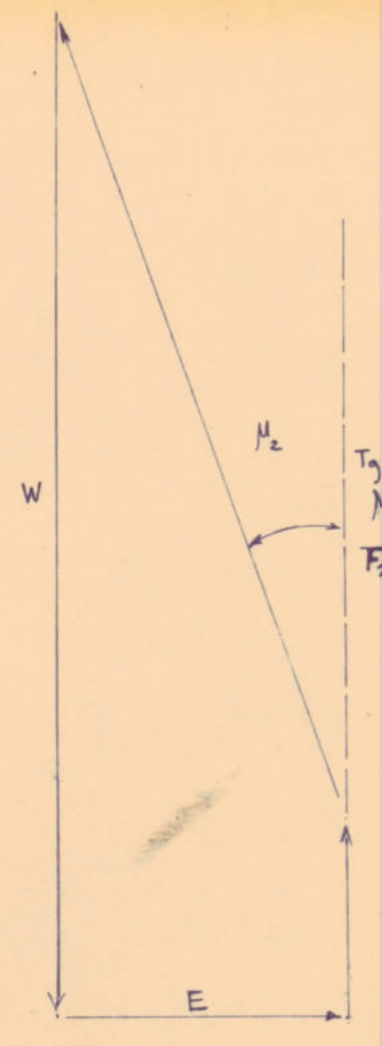
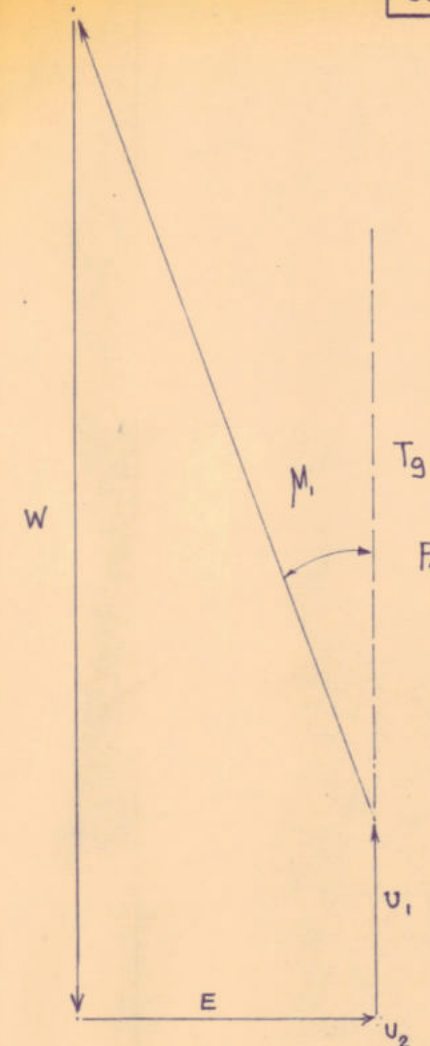
ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO
DESlizAMIENTO A TRAVES DEL APOYO DEL ESPALDON AGUAS ABAJO
SUPERFICIES ESTUDIADAS

LAMINA # 8

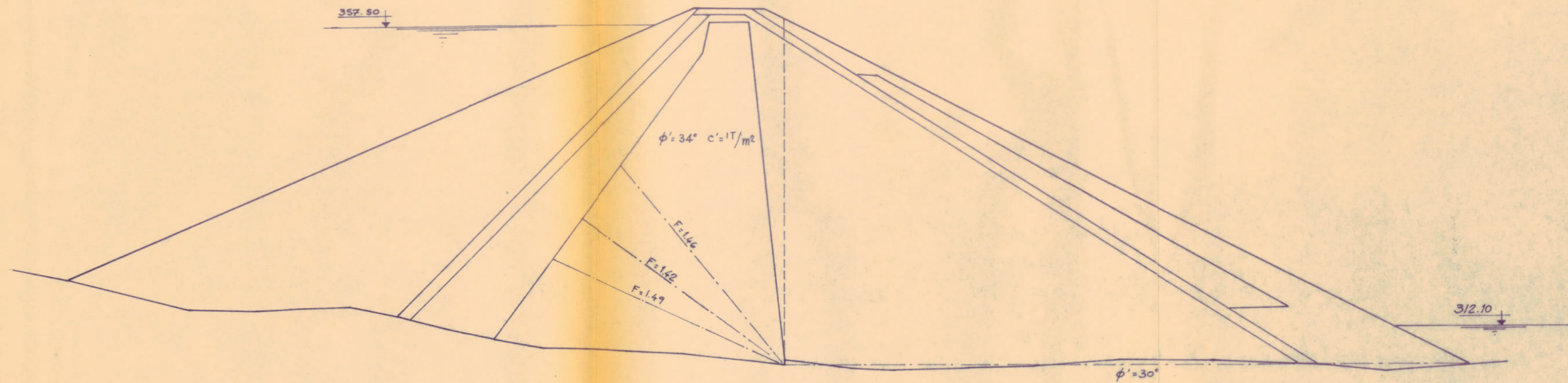
CUÑA 1



CUÑA 2



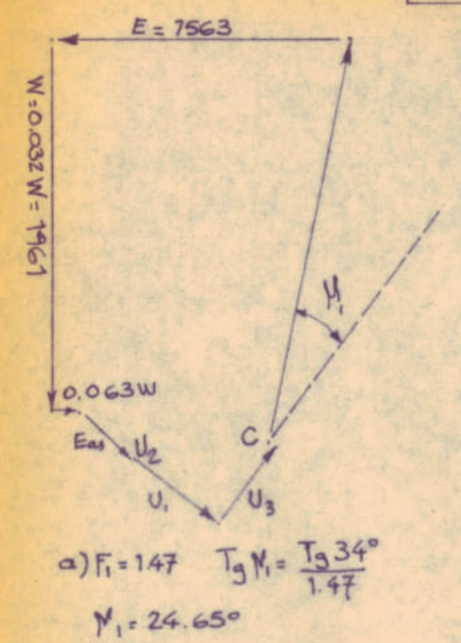
ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO
 DESLIZAMIENTO A TRAVES DEL APOYO DEL ESPALDON AGUAS
 CASO CORRESPONDIENTE A "F" MINIMO
 LAMINA # 9
 OFICINA DE INGENIERIA A.J. DE GURUCEAGA



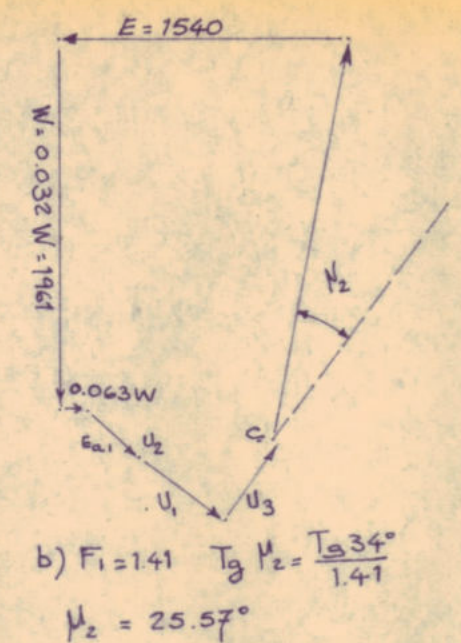
NOTA. PARA DETALLES DEL CALCULO
VER EL CASO CORRESPONDIENTE
A "F" MINIMO.

ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO
DESPLAZAMIENTO A TRAVES DEL APOYO DEL ESPALDON DE AGUAS ABA
CONSIDERANDO SISMO - SUPERFICIES ESTUDIADAS -
LAMINA # 10
OFICINA DE INGENIERIA A. J. DE GURUCEAGA

CUÑA - 1

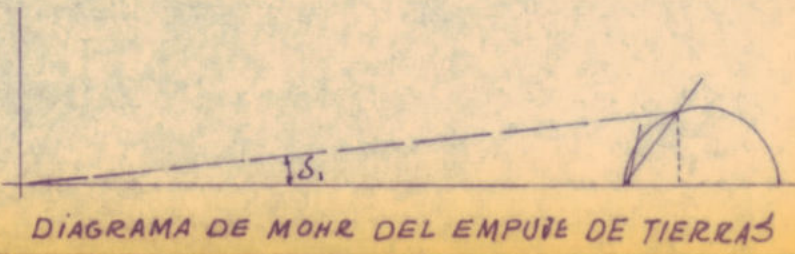
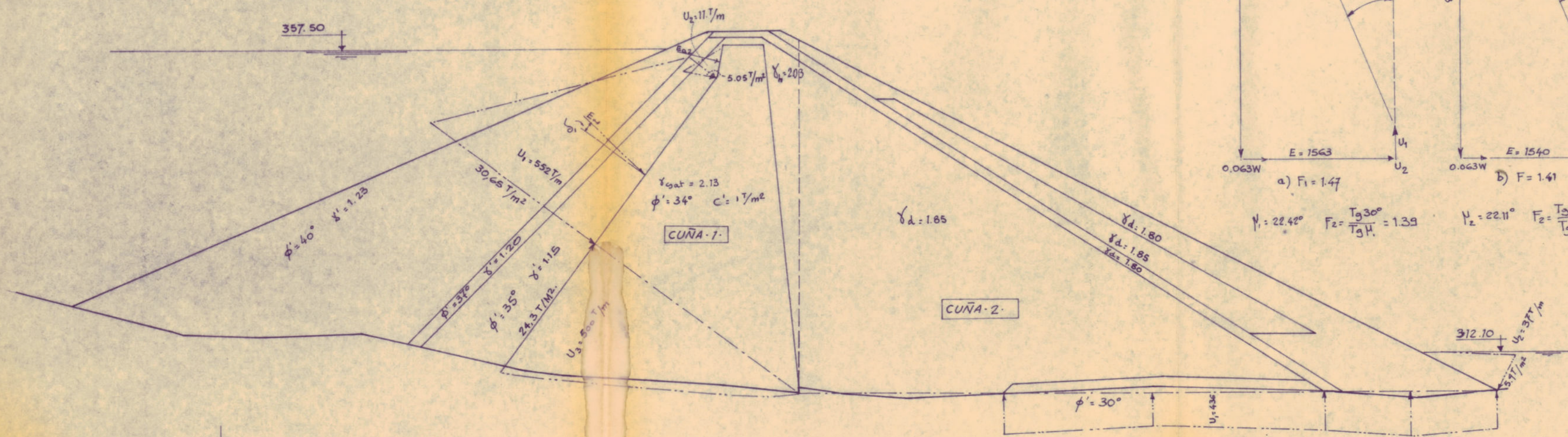
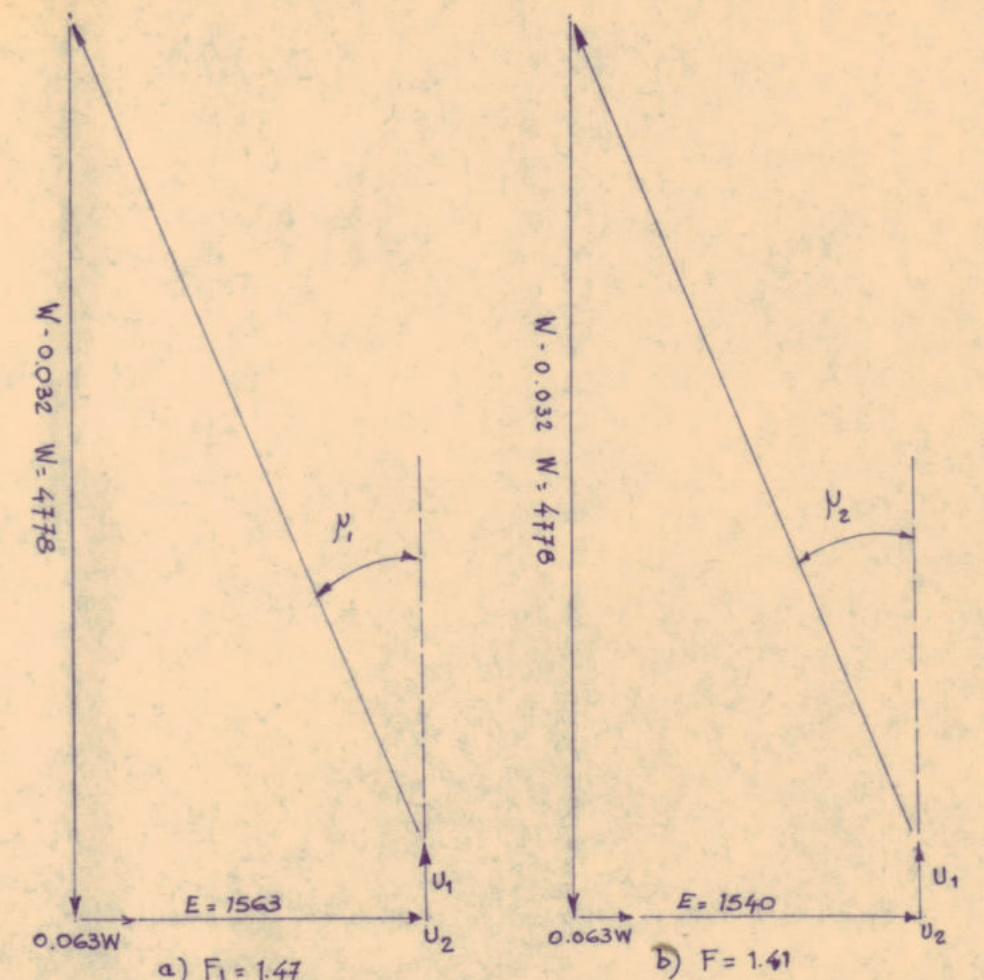


$a) F_1 = 1.47 \quad T_g \mu_1 = \frac{T_g 34^\circ}{1.47}$
 $\mu_1 = 24.65^\circ$

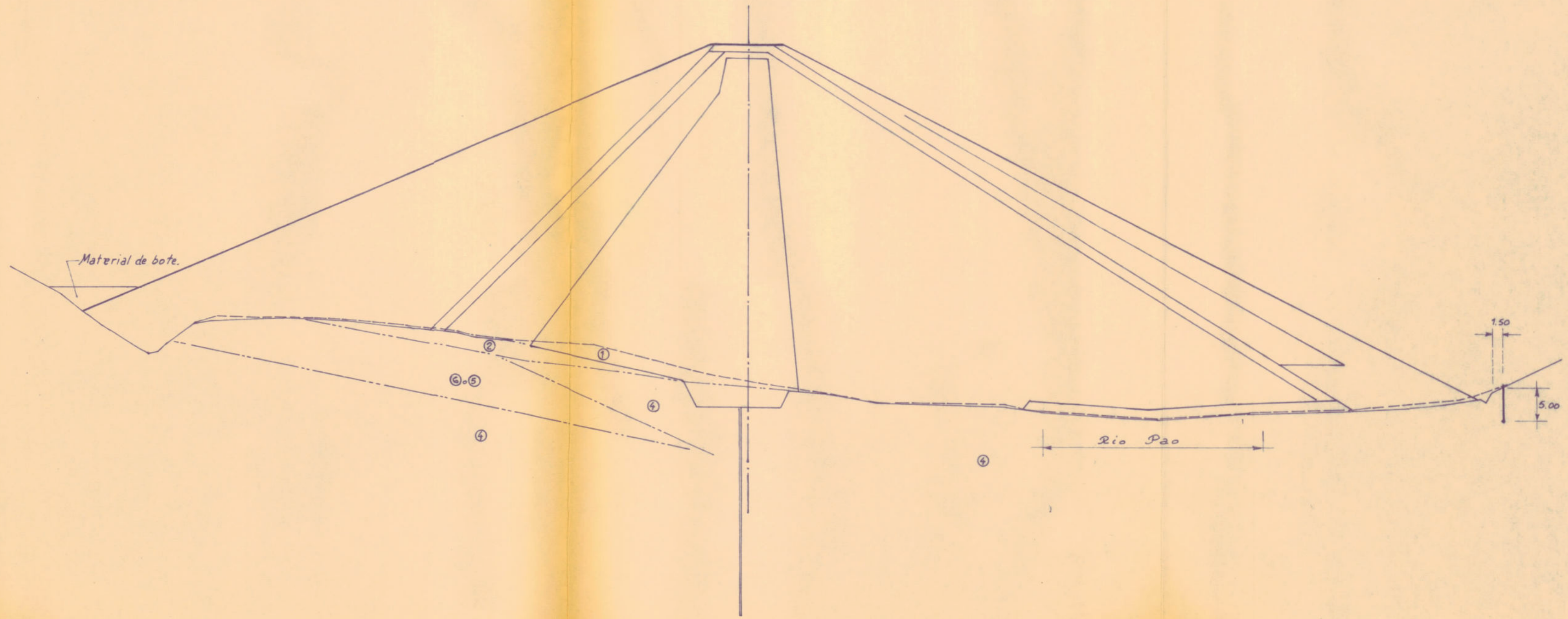


$b) F_1 = 1.41 \quad T_g \mu_2 = \frac{T_g 34^\circ}{1.41}$
 $\mu_2 = 25.57^\circ$

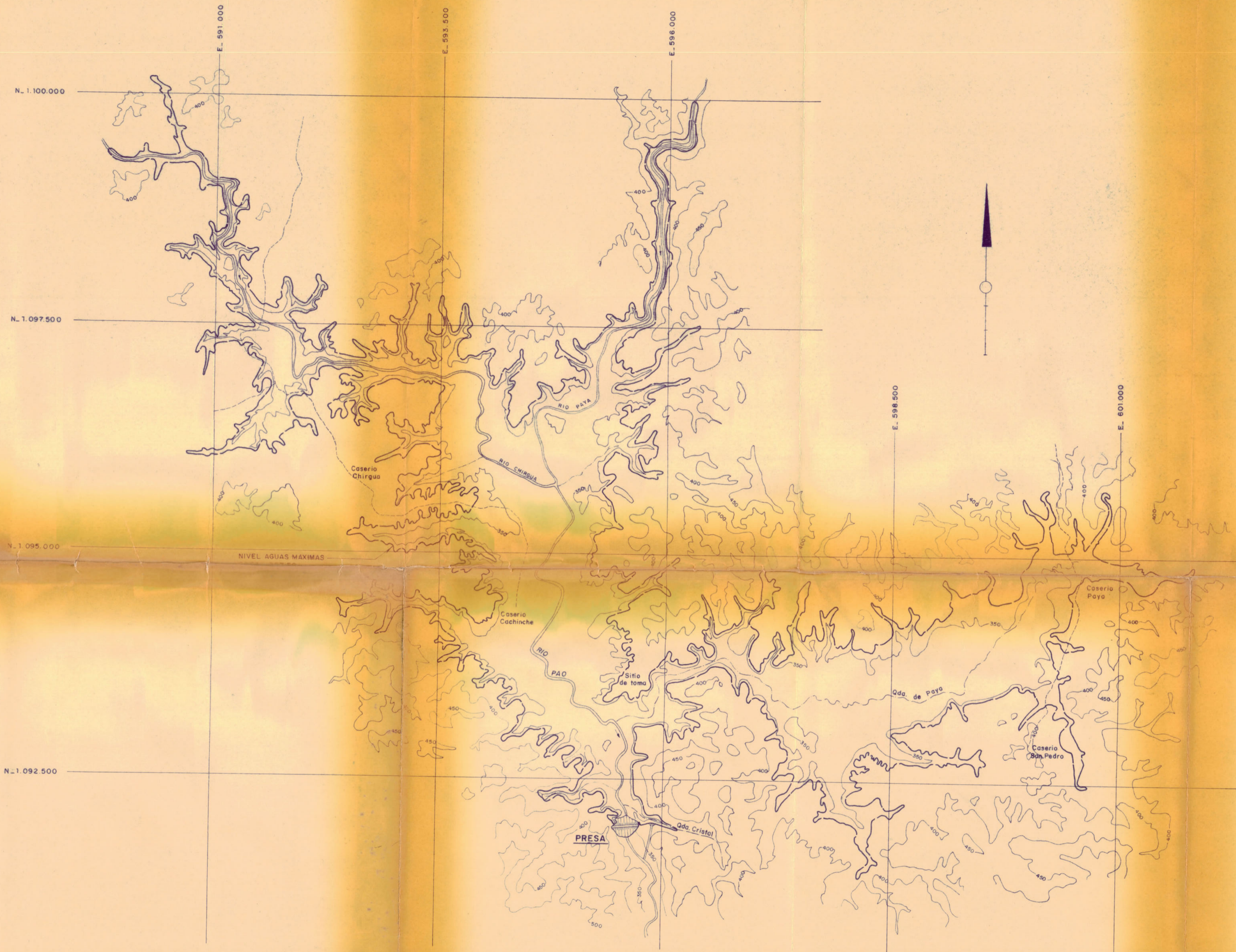
CUÑA 2



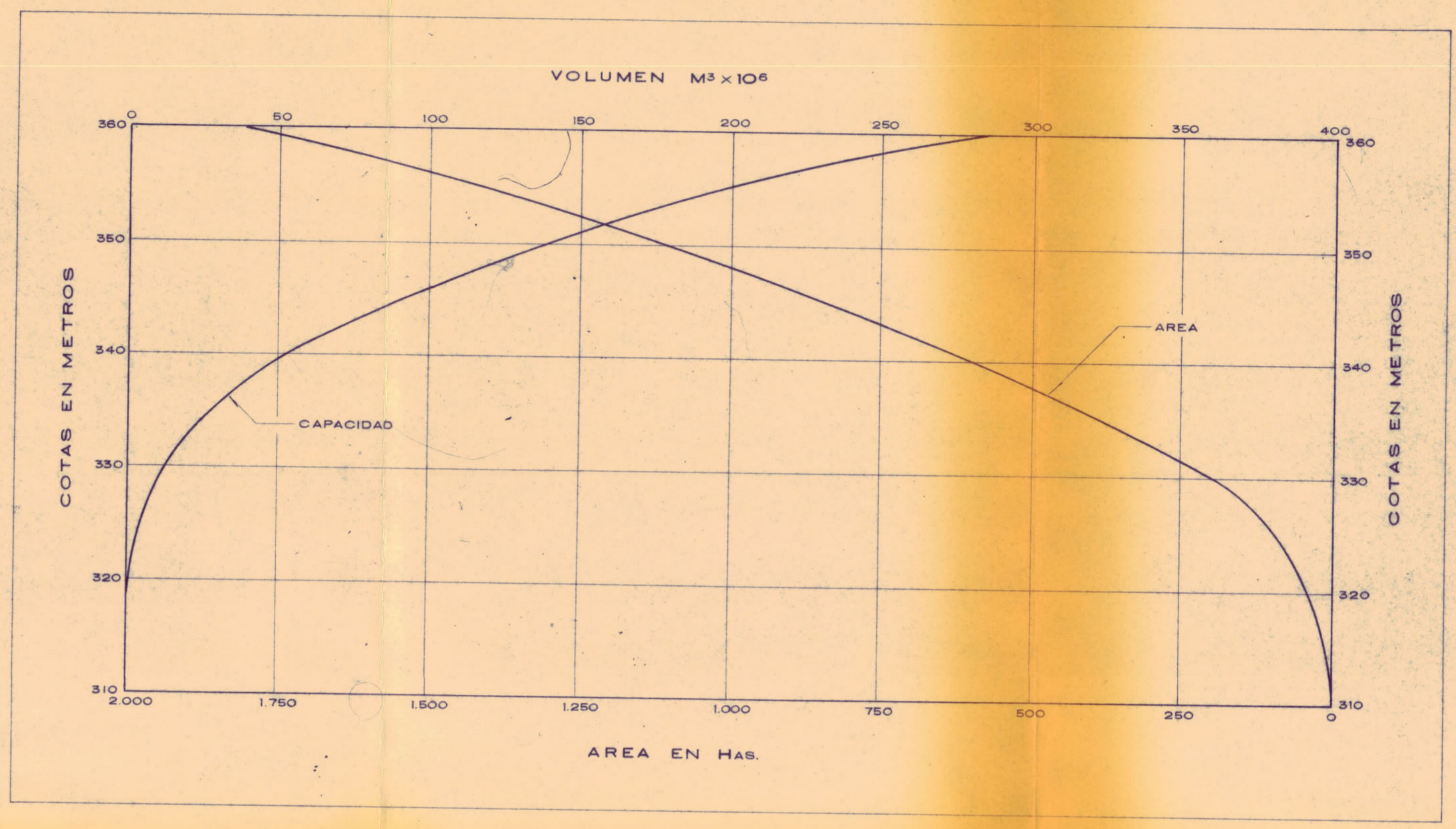
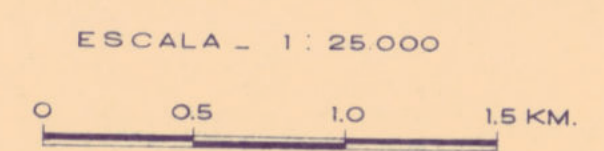
ESTABILIDAD A EMBALSE LLENO
 DESLIZAMIENTO A TRAVES DEL APOYO DEL ESPALDON DE AGUAS ABAJO, CONSIDERANDO SISMO. CASO CORRESPONDIENTE A "F" MINIMO.
LAMINA # 11
 OFICINA DE INGENIERIA A. J. DE GURUCEAGA



LAMINA # 12



PLANO GENERAL DEL EMBALSE



CURVA DE AREA - CAPACIDAD

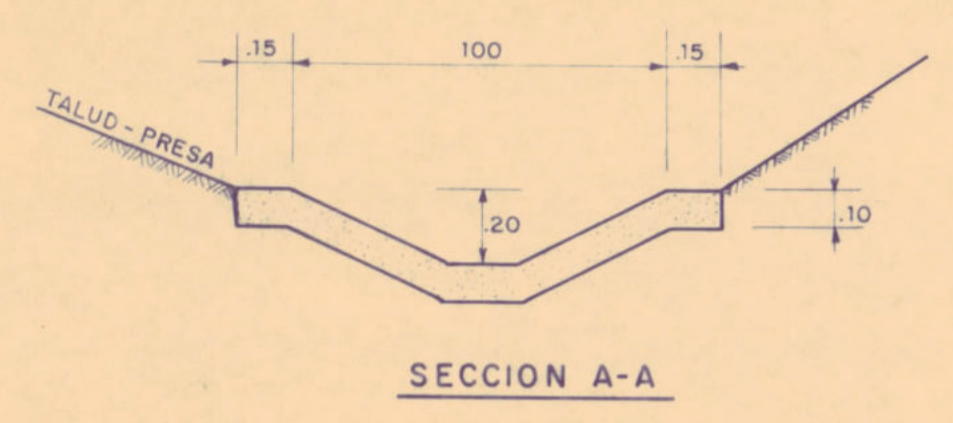
Características del Proyecto

Area de la Hoya (Excluyendo la hoya de Guataparo) _____	940 Km ²	Volumen de la Presa _____	676.715 m ³
Capacidad neta del Embalse _____	165.000.000 m ³	Diametro del Tunel de desviación _____	4.00 m
Cota aguas normales _____	353.00 m	Longitud del Tunel de desviación _____	372.50 m
Cota aguas maximas _____	357.50 m	Creciente de alivio _____	3898 m ³ /seg.
Area inundada a cota 357.50 _____	1610 ha.	Creciente de desviación _____	285 m ³ /seg.
Cota cresta de la Presa _____	360.00 m	Producción promedio estimada _____	7115 l.p.s.
Altura de la Presa _____	52.00 m	Capacidad aliviadero _____	760 m ³ /seg.

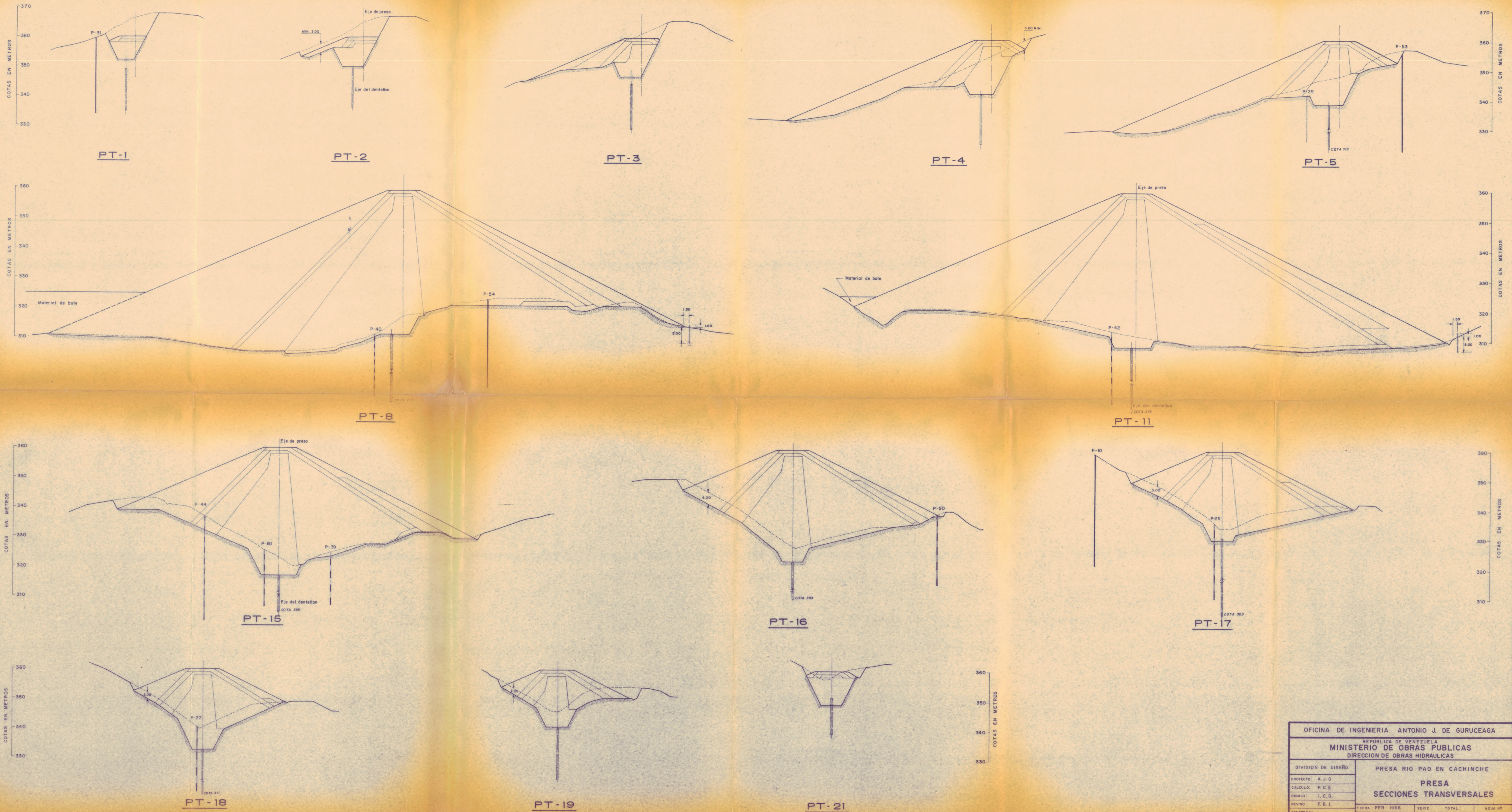
OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA
 REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

DIVISION DE DISEÑO
 PROYECTO: A. J. G.
 CALCULO:
 DIBUJO:

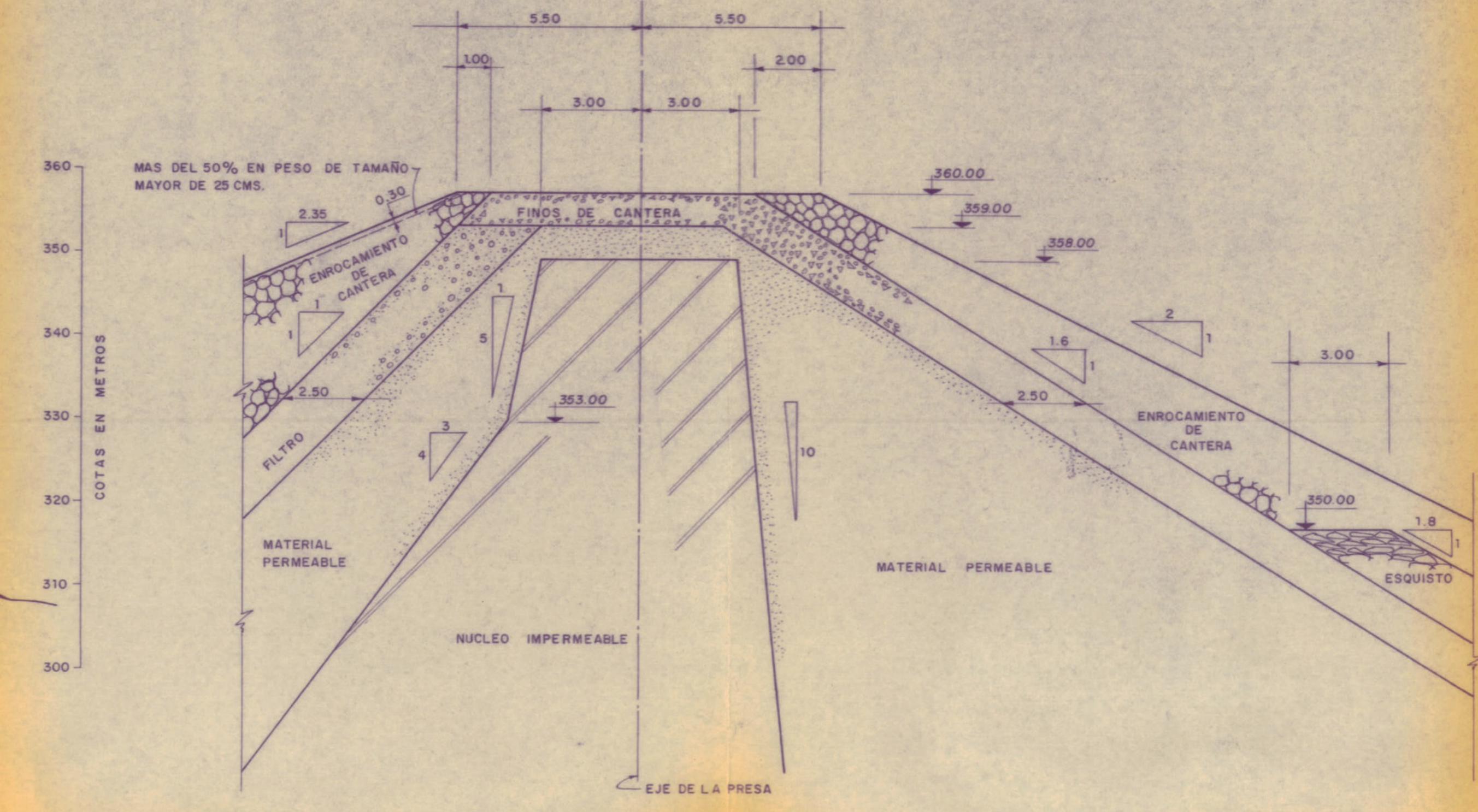
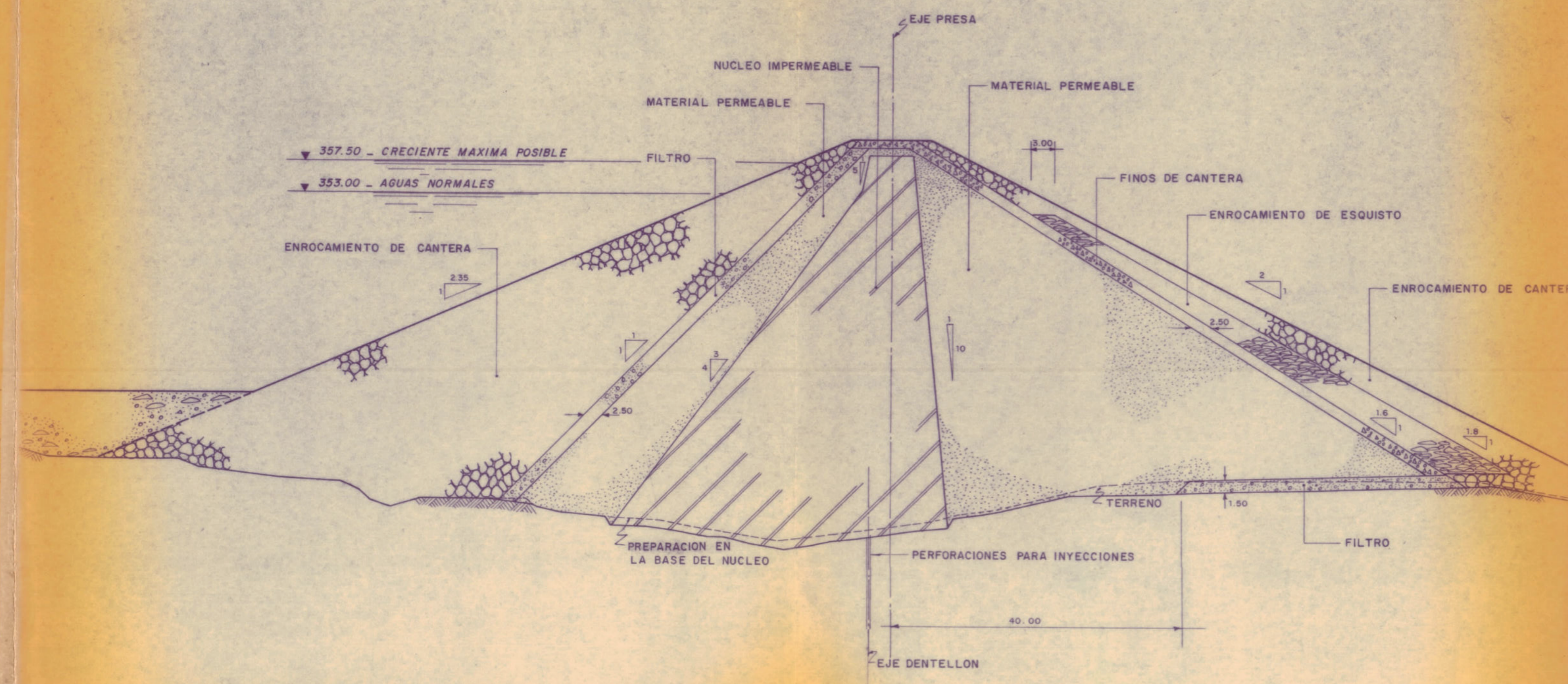
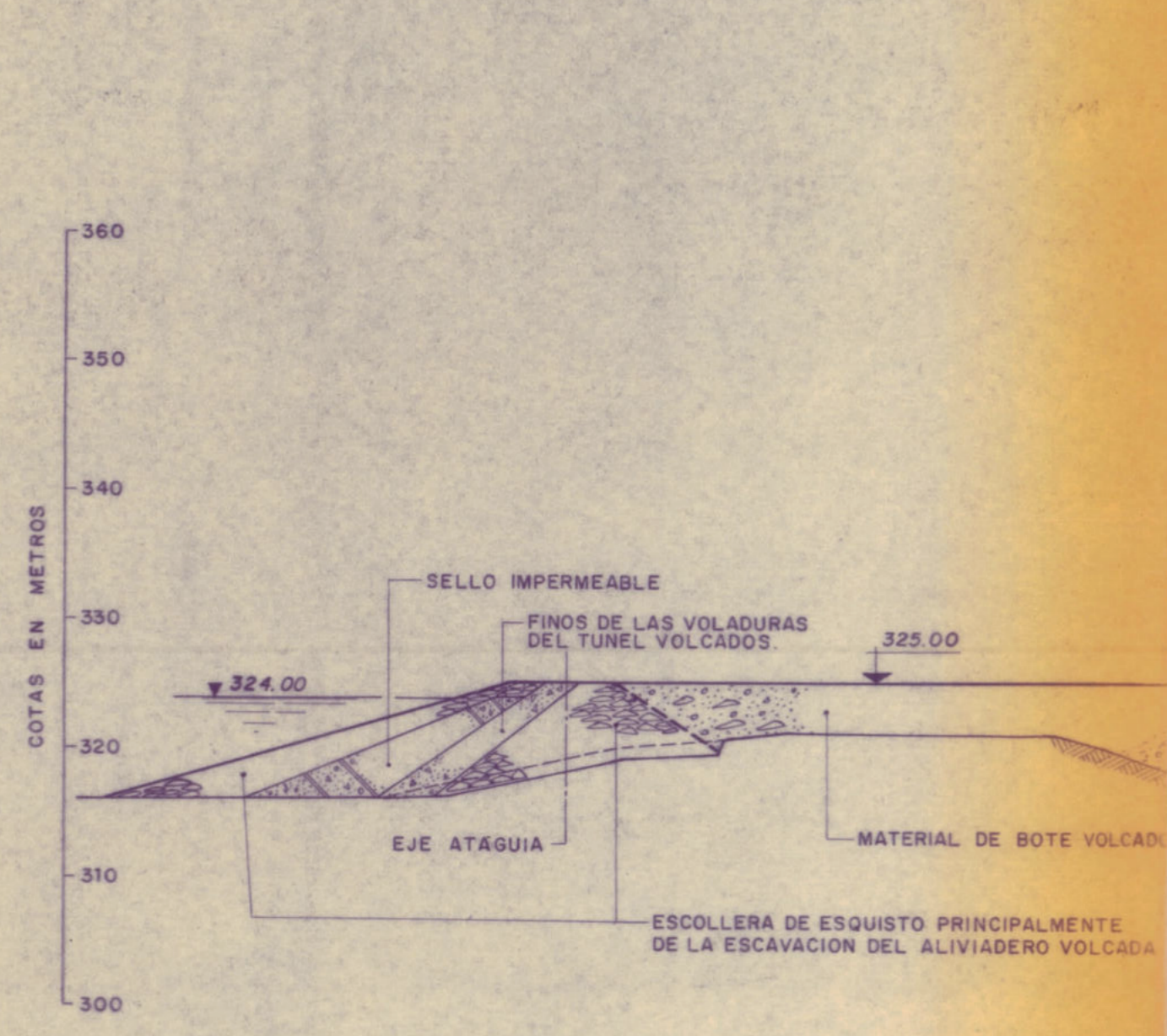
PRESA RIO PAO EN CACHINCHE
PLANO DEL EMBALSE



OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA			
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
DIVISION DE DISEÑO		PRESA RIO PAO EN CACHINCHE	
PROYECTO: A. J. G.		PRESA Y ATAGUIA	
CALCULO:		PLANTA	
DIBUJO:			
REVISOR:			
CONFORME:		FECHA:	SERIE TOTAL:
CONFORME:		ESCALA (S):	TOTAL HOJAS:
APROBADO:		REF:	HOJA Nº:

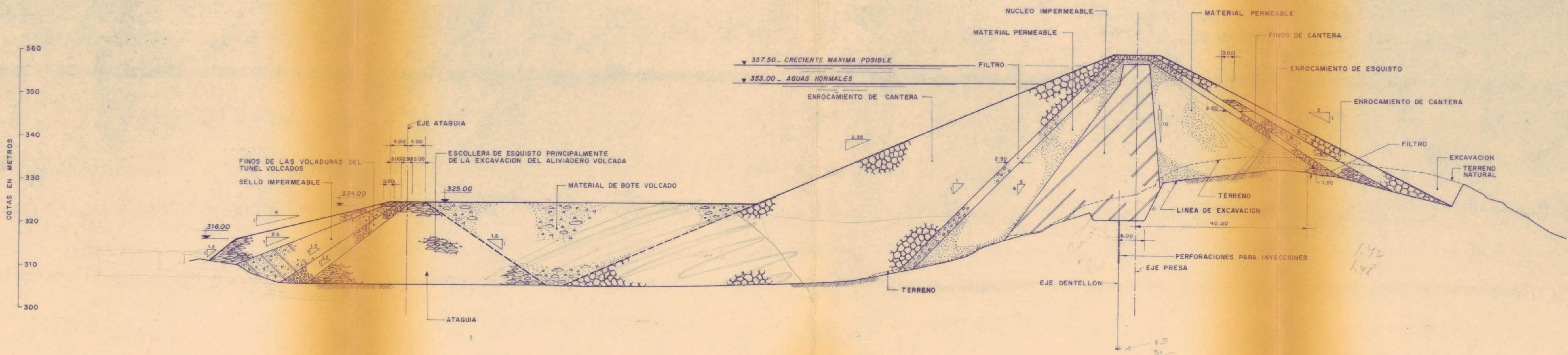


OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA			
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
DIVISION DE DISEÑO	PRESA RIO PAO EN CACHINCHE		
PROYECTO: A. J. G.	PRESA		
CALCULO: P. C. E.	SECCIONES TRANSVERSALES		
DIBUJO: I. C. G.			
REVISOR: F. B. I.	FECHA: FEB 1968	SERIE: TOTAL	HOJA Nº
CONFORMO:	ESCALA (S)	TOTAL HORAS	
CONFORMO:	1:500	HEF.	
APROBADO:			



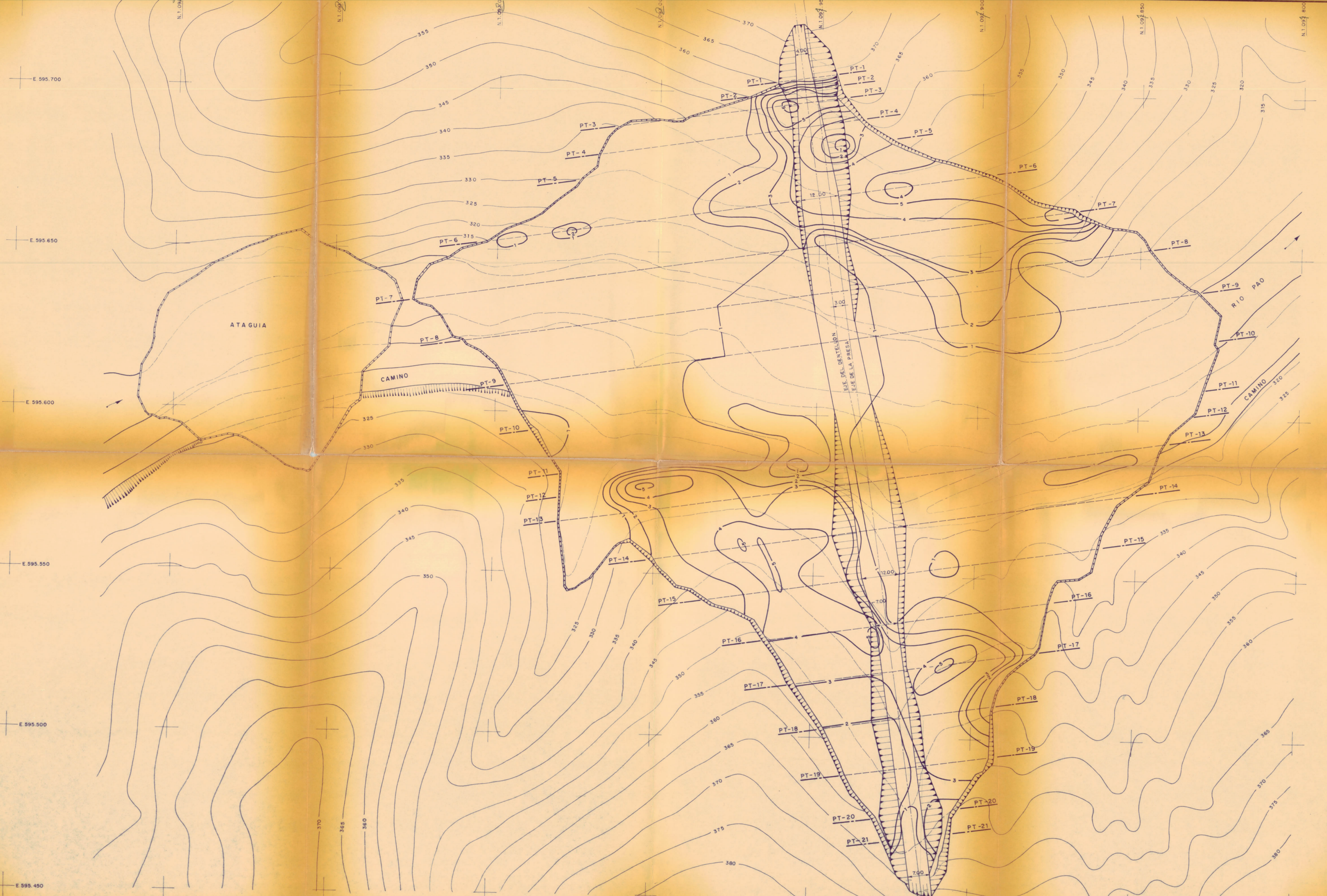
SECCION TIPICA PT-9
ESCALA - 1:500

DETALLE DE LA CRESTA
ESCALA - 1:125



SECCION TIPICA PT-7
ESCALA - 1:500

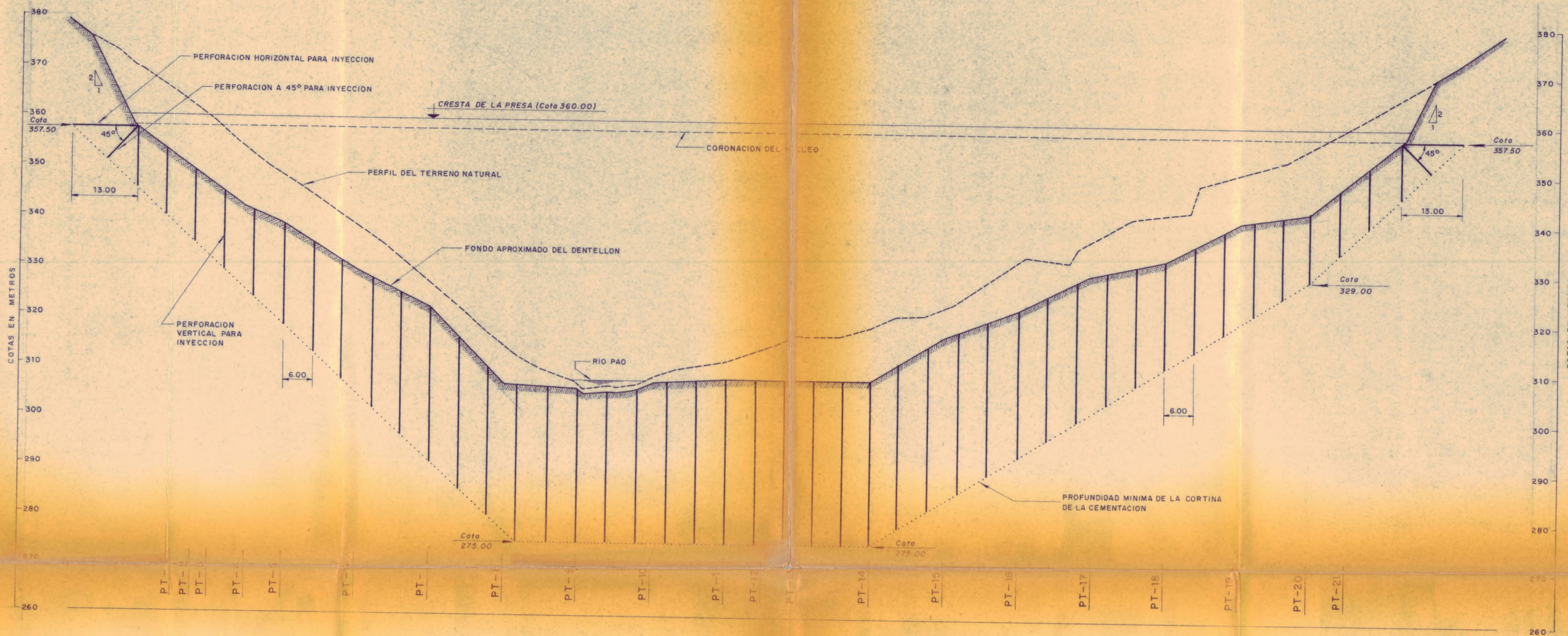
OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA	
REPUBLICA DE VENEZUELA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
DIVISION DE DISEÑO	PRESA RIO PAO EN CACHINCHE
PROYECTO: A. J. G.	PRESA
CALCULO:	SECCIONES TIPICAS
DIBUJO:	
REVISO:	



NOTAS.

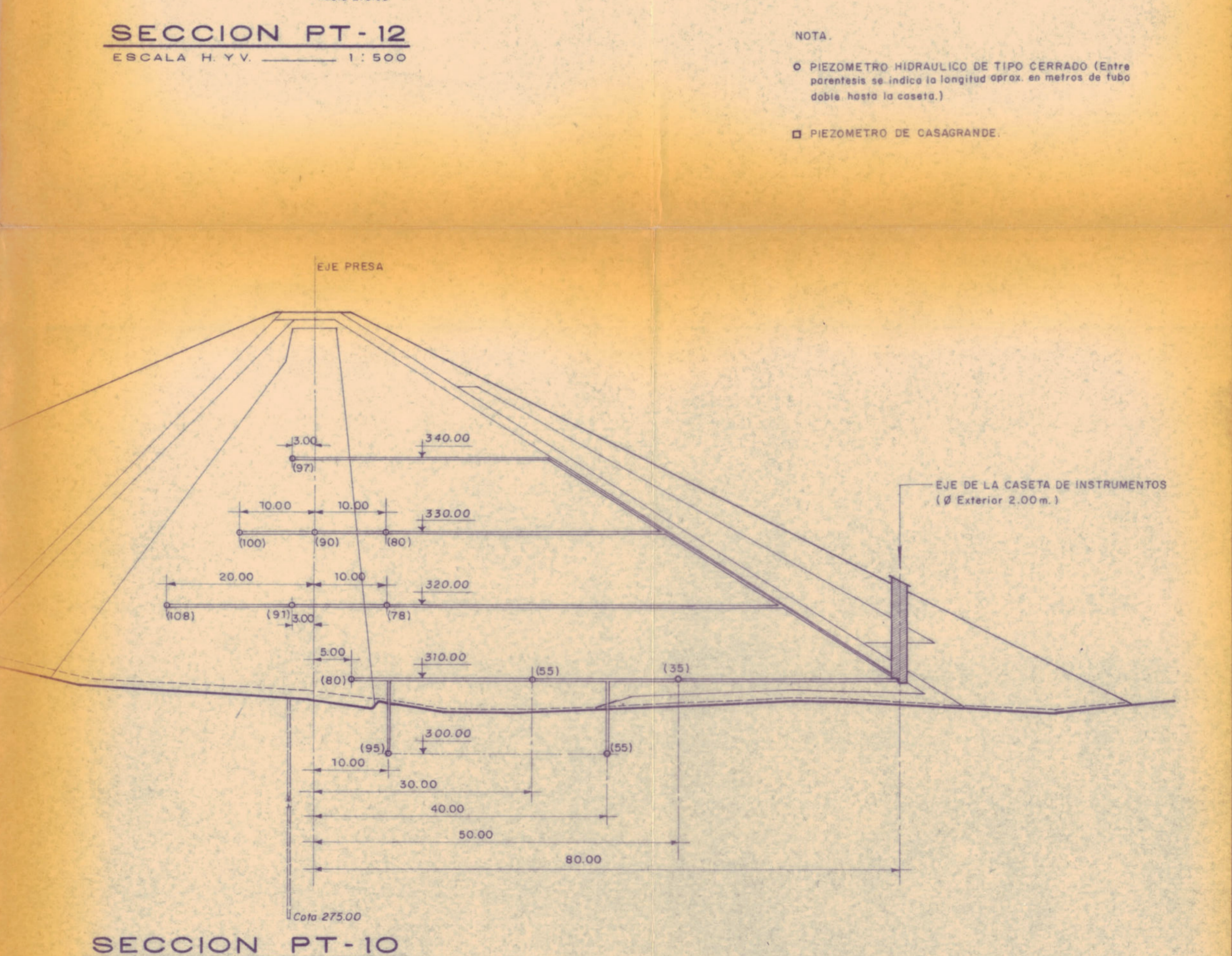
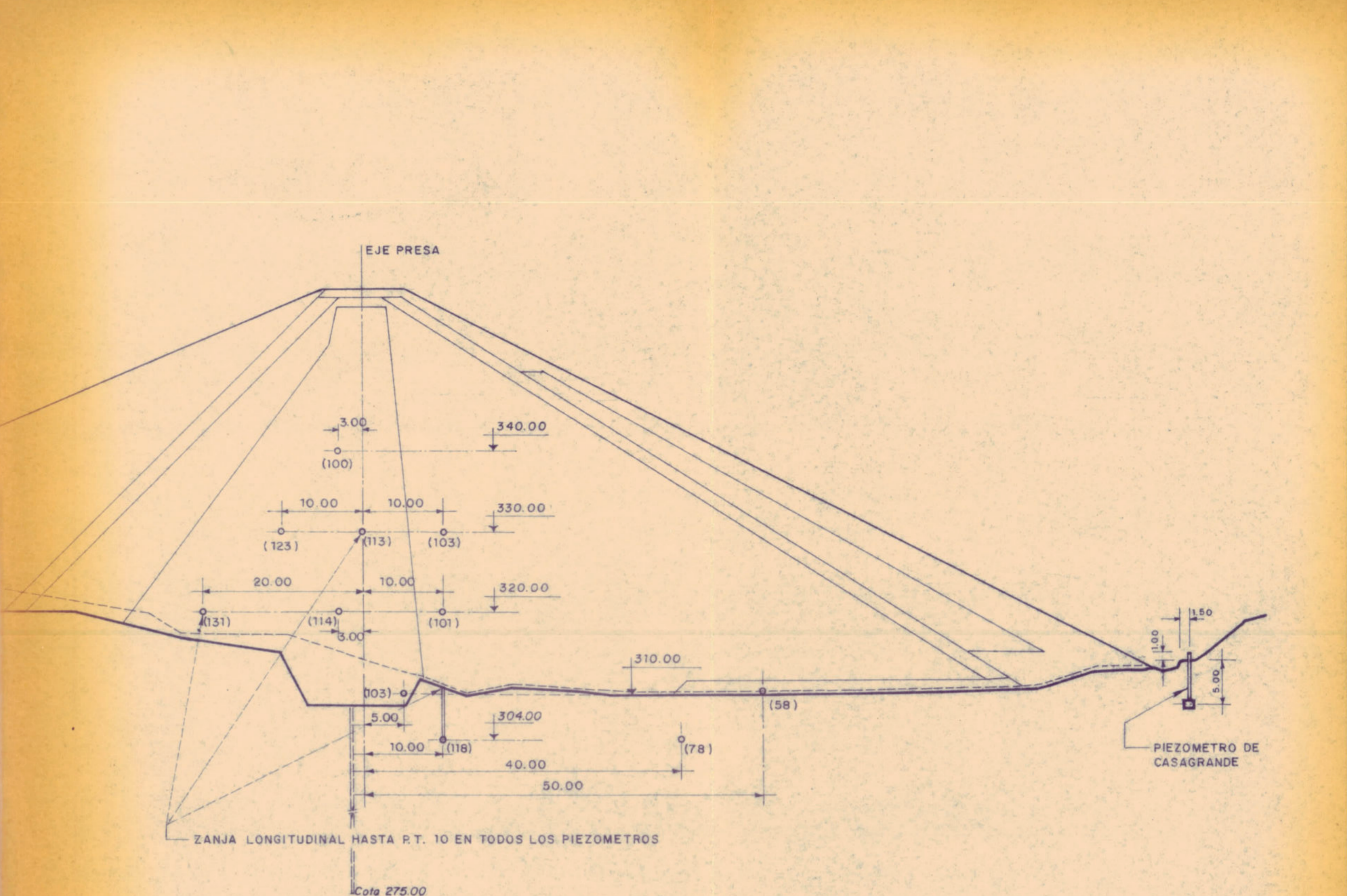
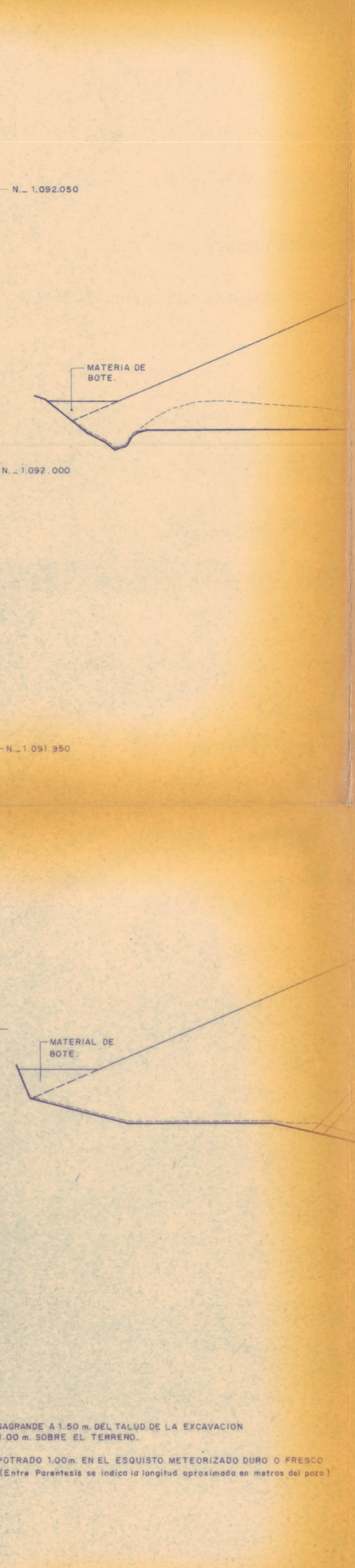
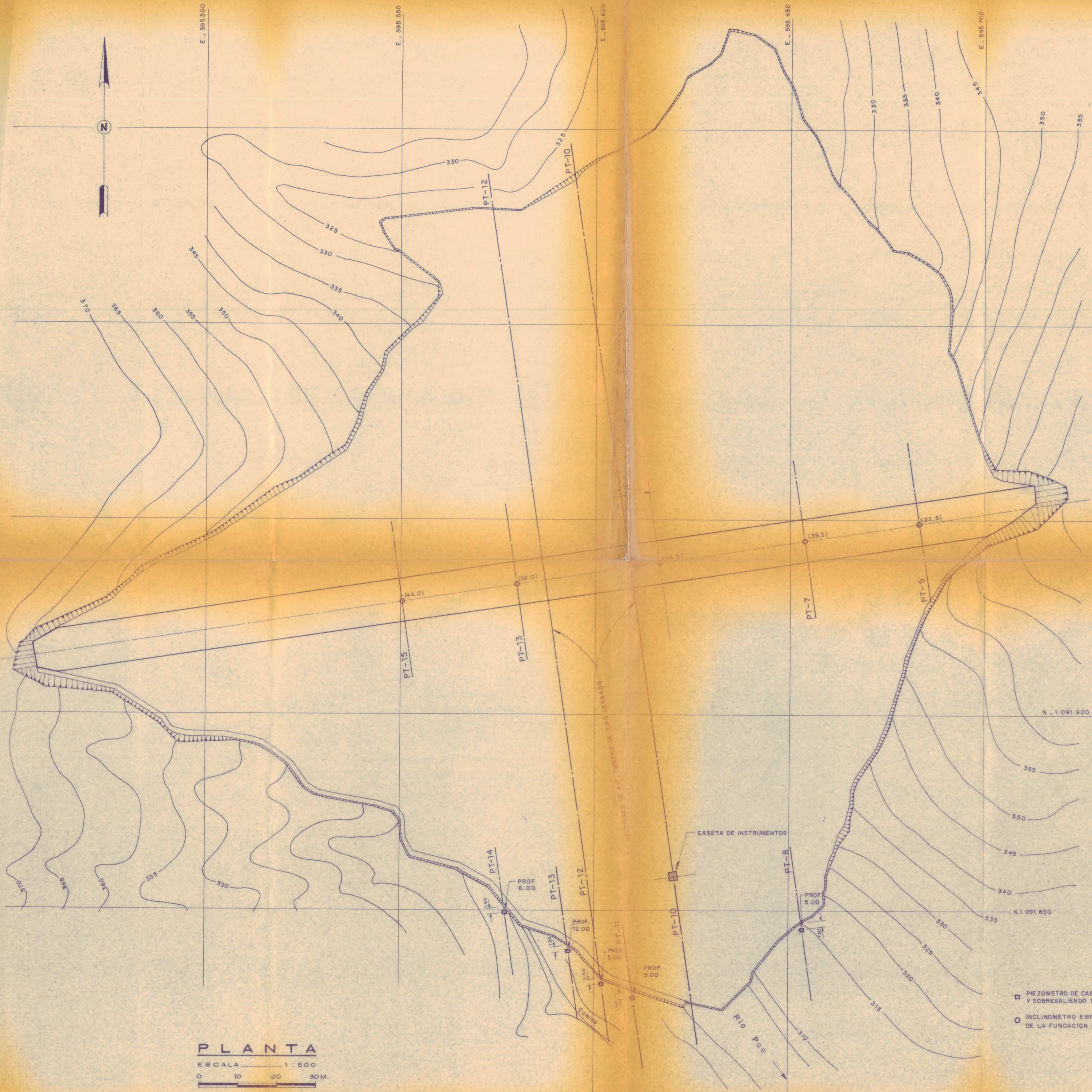
LAS CURVAS DE NIVEL DE TRAZO LLENO SITUADAS EN EL AREA DE LA PRESA INDICAN PROFUNDIDAD APROXIMADA DE EXCAVACION A CIELO ABIERTO. EN EL PLANO SE INDICA LA INTERSECCION DEL DENTELON CON LA LINEA DE EXCAVACION A CIELO ABIERTO.

OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA	
REPUBLICA DE VENEZUELA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
DIVISION DE DISEÑO	PRESA RIO PAO EN CACHINCHE
PROYECTO: A.J.G.	PRESA - EXCAVACION
CALCULO:	
DIBUJO:	
REVISO:	
FECHA:	SERIE: TOTAL: HOJA: 4



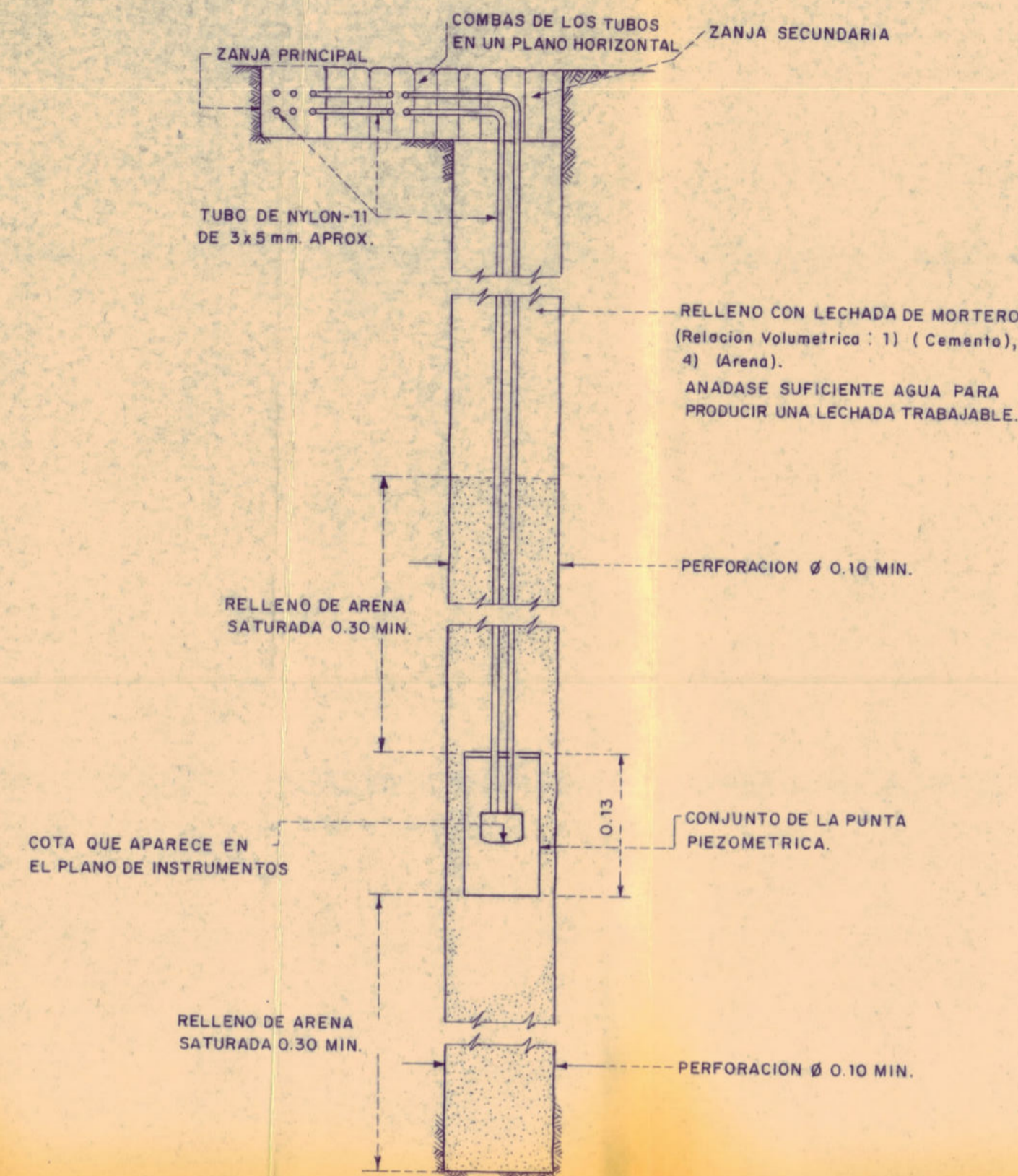
PERFIL POR EL EJE DEL DENTELLON
 ESCALAS HORIZONTAL Y VERTICAL 1 : 500

OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA			
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
PROYECTO:	A. J. G.		
CALCULO:			
DIBUJO:			
REVISO:			
CONFORMO:	FECHA:	SERIE:	TOTAL:
CONFORMO:	ESCALA (S):	TOTAL HOJAS:	HOJA NR:
		REP.	

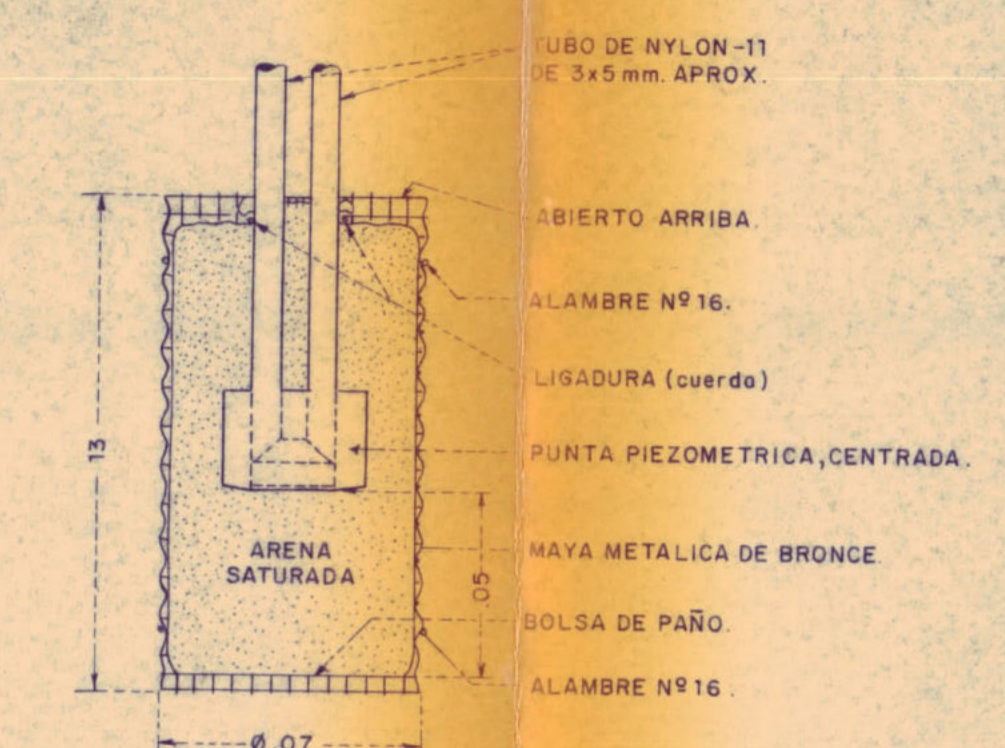


- PIEZOMETRO DE CASAGRANDE A 1.50 m. DEL TALUD DE LA EXCAVACION Y SOBRESALIENDO 1.00 m. SOBRE EL TERRENO.
- INCLINOMETRO EMPOTRADO 1.00m EN EL ESQUISTO METEORIZADO DURO O FRESCO DE LA FUNDACION (Entre Parentesis se indica la longitud aproximada en metros del pozo)

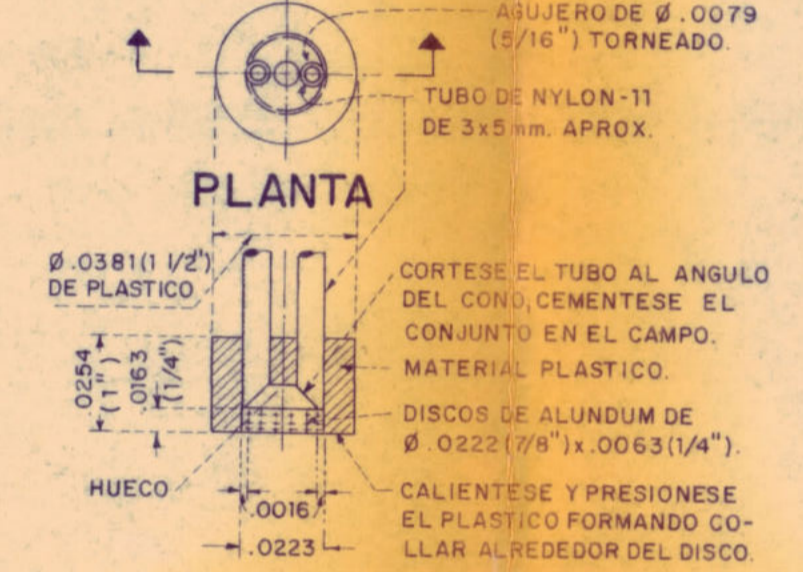
OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA	
REPUBLICA DE VENEZUELA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
PRESA RIO PAO EN CACHINCHE	
PRESA INSTRUMENTOS DE MEDICION	
DIVISION DE DISEÑO	PROYECTO: A. J. G.
CÁLCULO:	
DIBUJO:	
REVISÓ:	
CONFORMÓ:	
CONFORMÓ:	
FECHA:	SERIE: TOTAL:
ESCALA (S):	TOTAL HOJAS:
1:500	REF:
	HOJA Nº



DETALLE DE INSTALACION

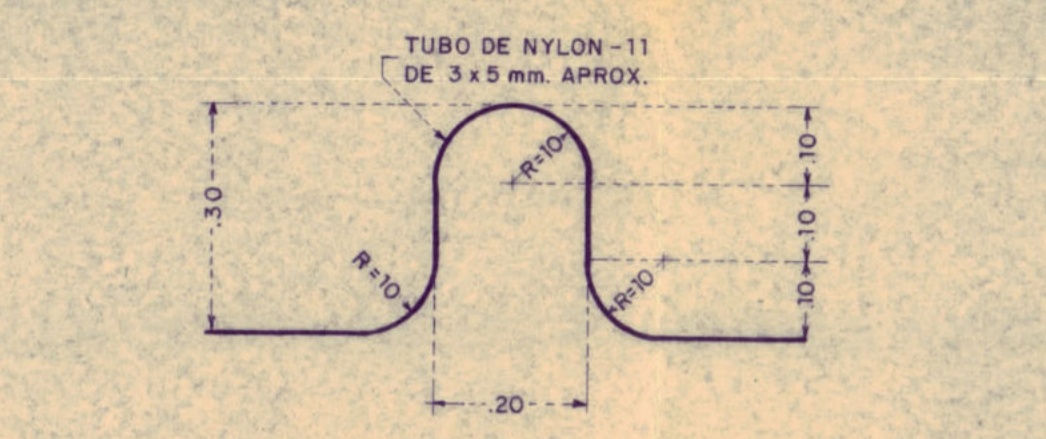


DETALLE DE CONJUNTO DE LA PUNTA PIEZOMETRICA

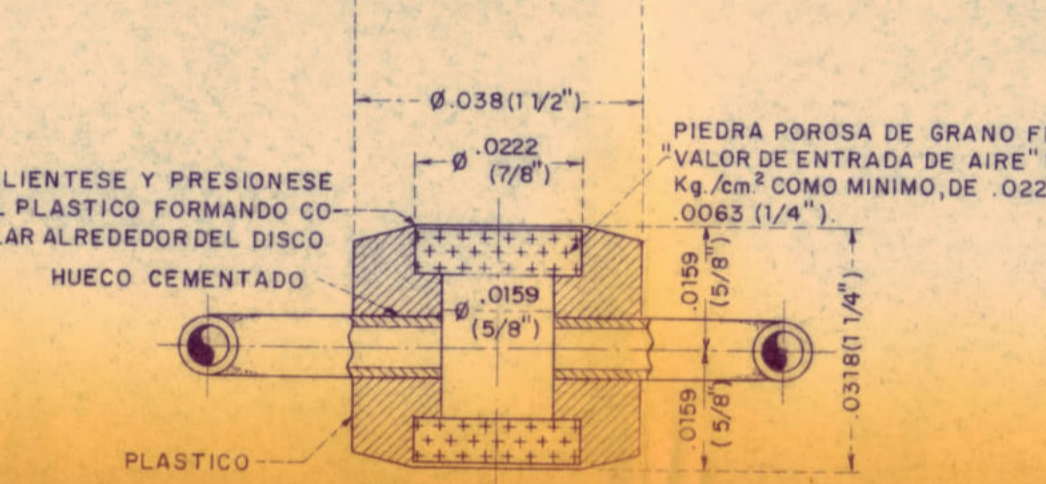
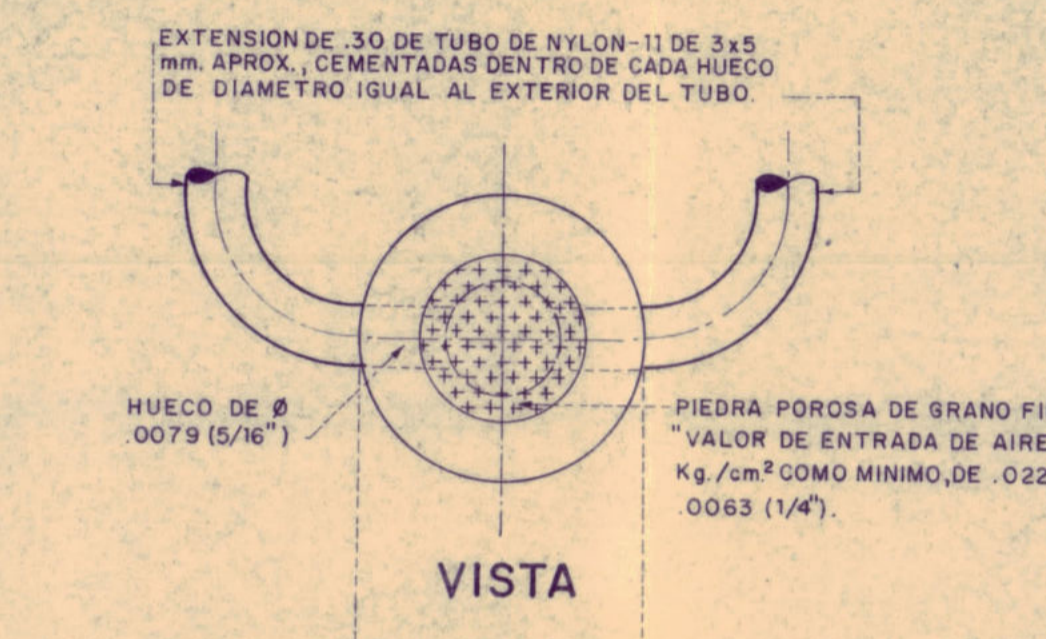


SECCION A-A PUNTA PIEZOMETRICA

ENSAYENSE TODAS LAS JUNTAS CEMENTADAS EN LAS PUNTAS PIEZOMETRICAS BAJO 3.50 Kg./cm² (50 lbs./Pulg²) DE PRESION ANTES DE SU INSTALACION.
LAS MEDIDAS SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA.

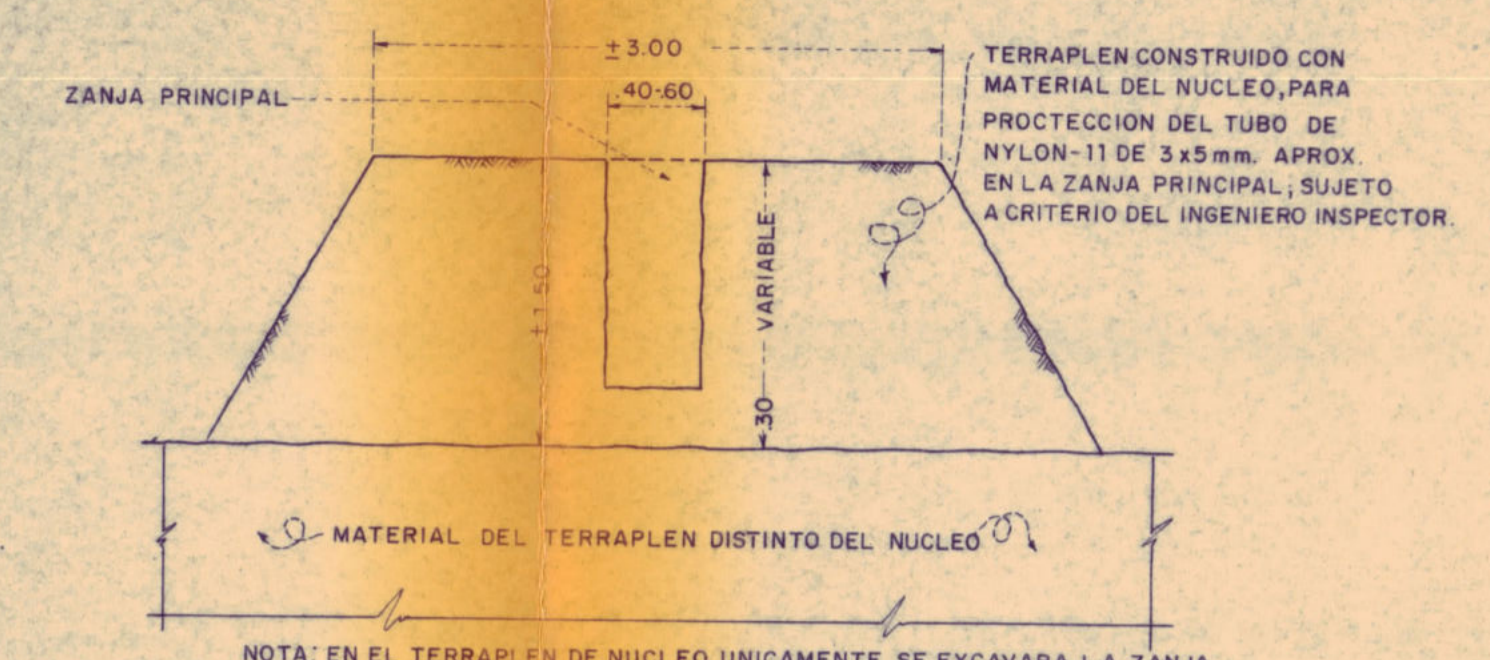


DETALLE DE LA COMBA HORIZONTAL

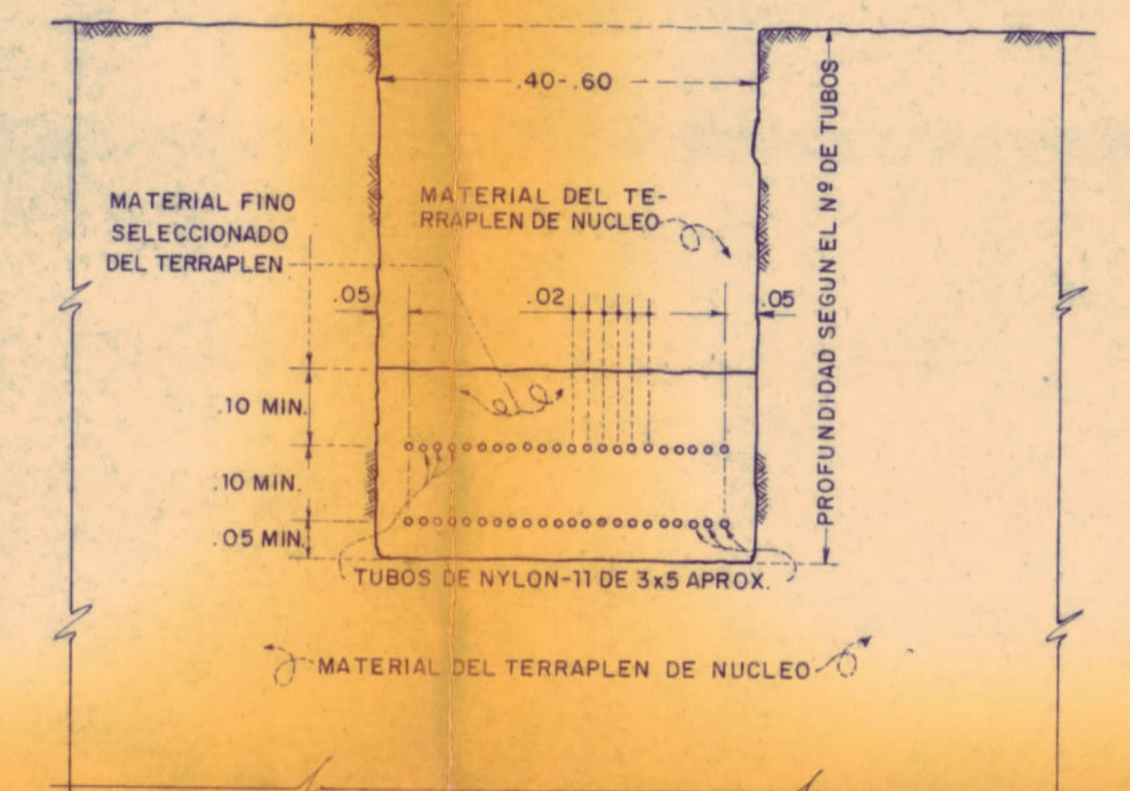


SECCION PUNTA PIEZOMETRICA-TIPO TERRAPLEN

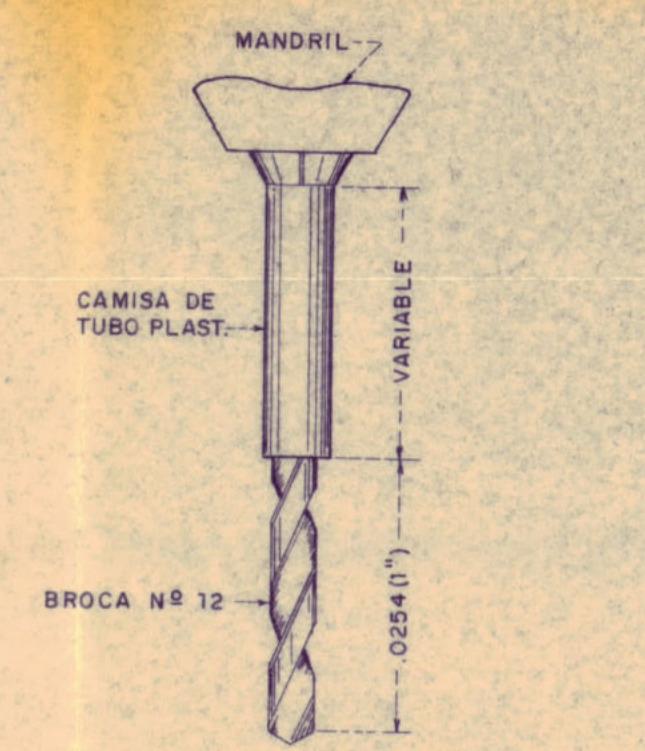
NOTA: PUEDEN USARSE LAS PUNTAS PIEZOMETRICAS DE OTRO DISEÑO, PREVIA APROBACION DEL INGENIERO INSPECTOR.



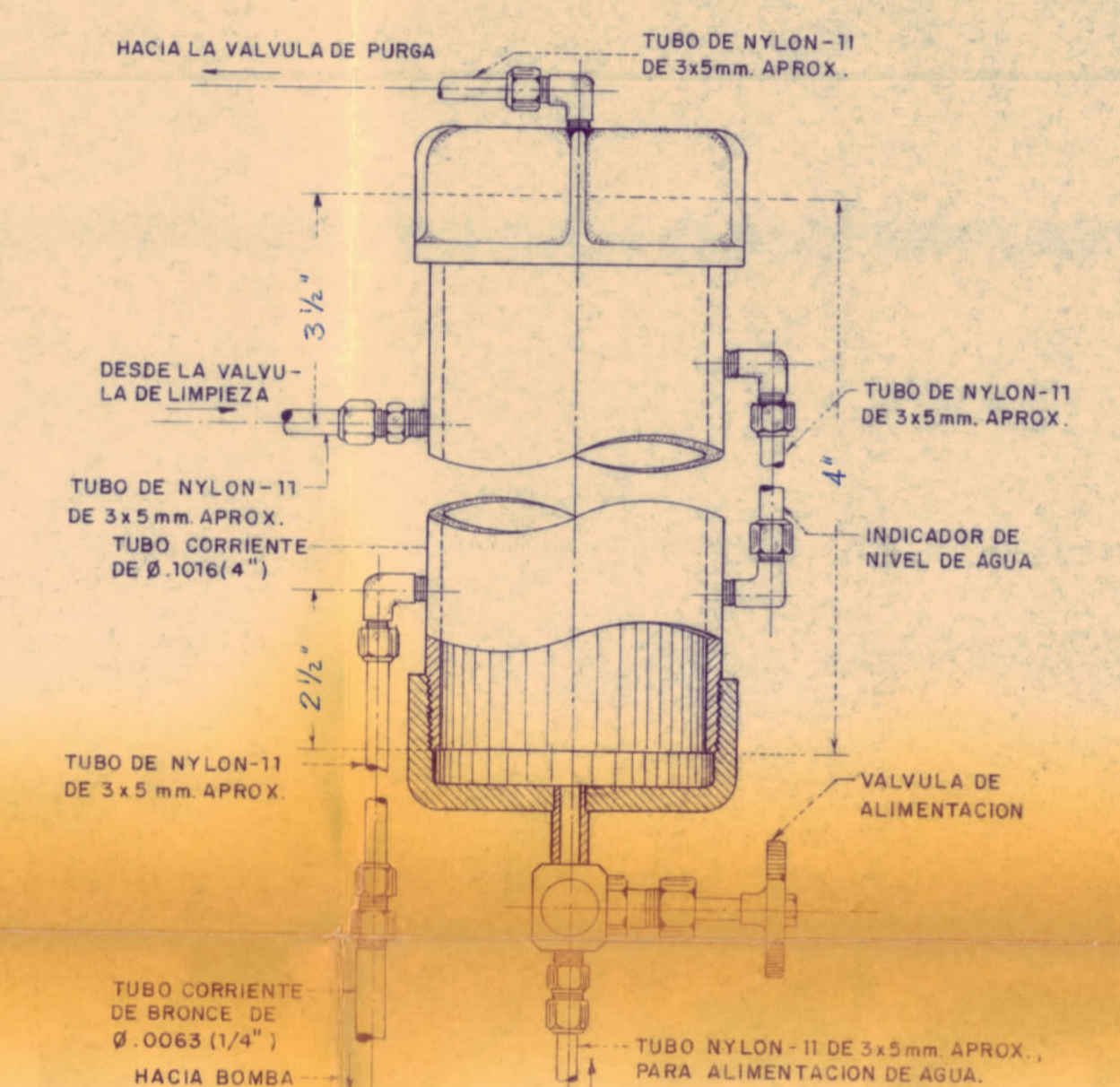
SECCION TIPICA TRANSVERSAL DE LA ZANJA



DETALLE TIPICO DE LA COLOCACION DE TUBOS EN LA ZANJA PRINCIPAL



MONTAJE DE LA BROCA

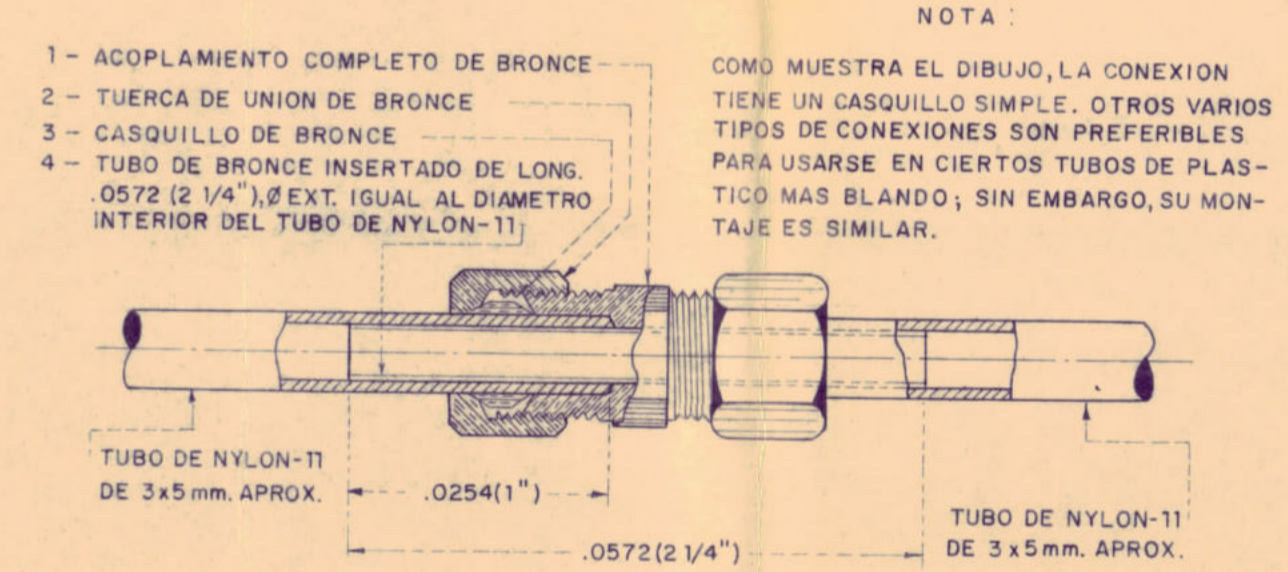


NOTA: PUEDE USARSE OTRO DISEÑO DE TRAMPA DE AIRE PREVIA APROBACION DEL ING. INSP.

MONTAJE DE LA TRAMPA DE AIRE

PUNTA PIEZOMETRICA PARA FUNDACIONES

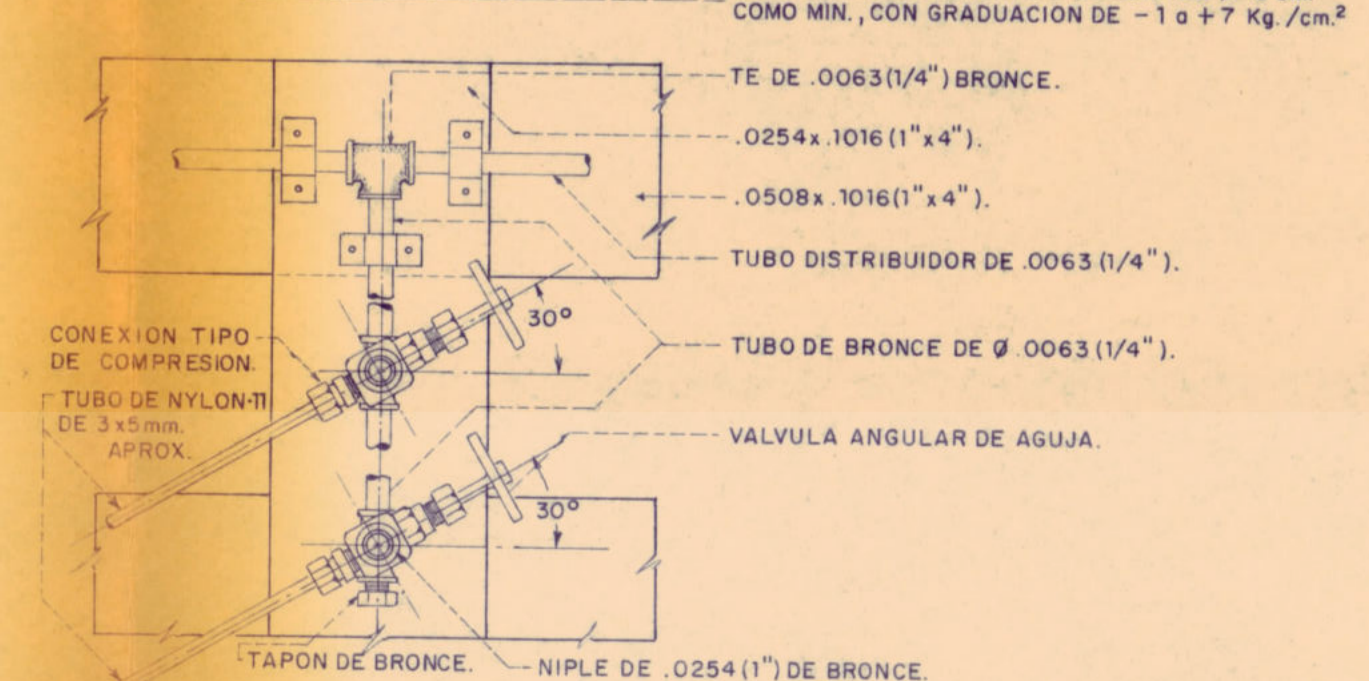
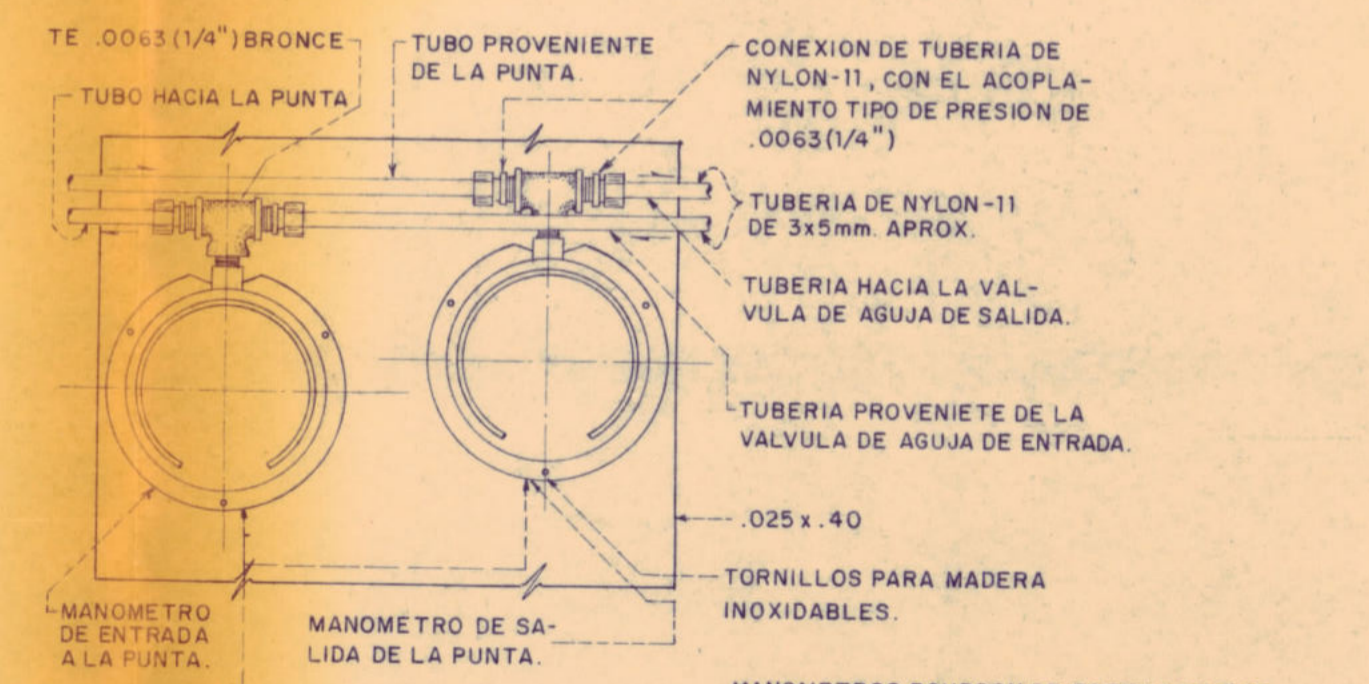
NOTA: PUEDEN USARSE LAS PUNTAS PIEZOMETRICAS DE OTRO DISEÑO, PREVIA APROBACION DEL INGENIERO INSPECTOR.



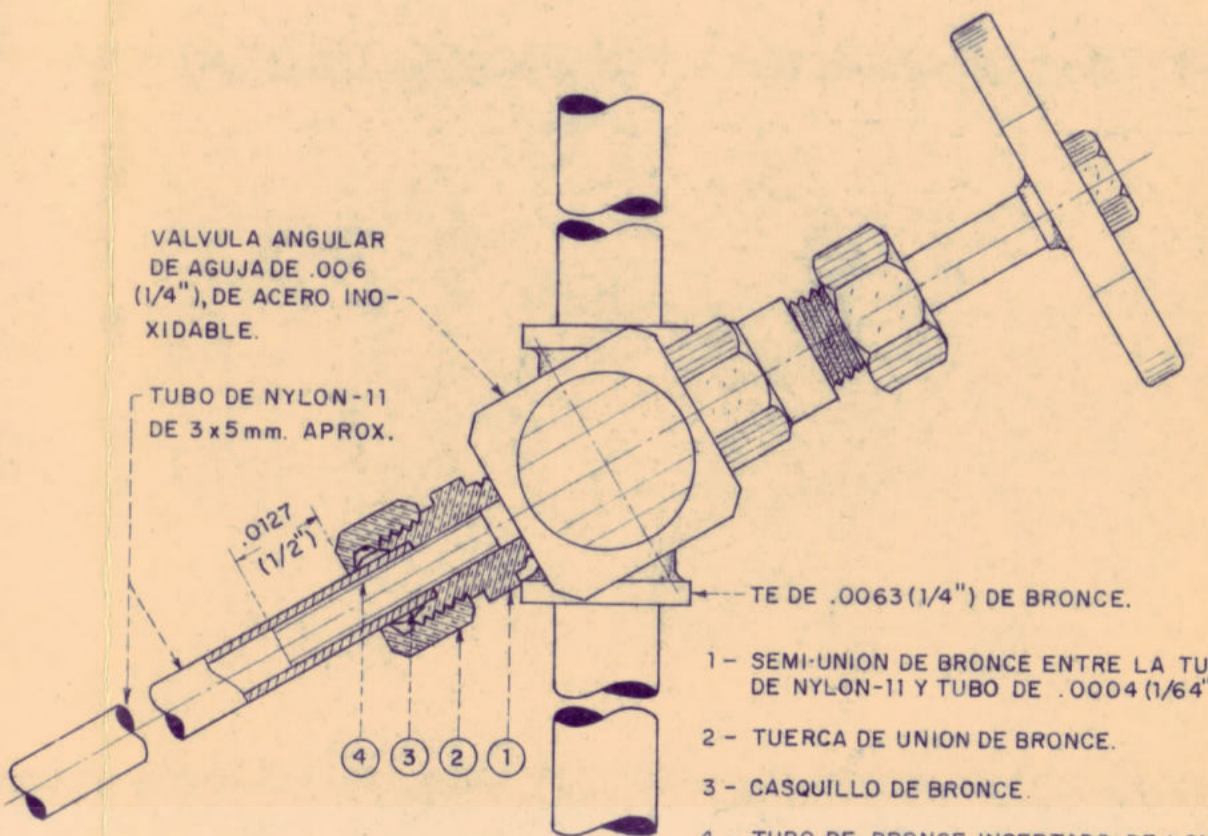
OPERACIONES

- 1- CORTAR TRANSVERSALMENTE EL EXTREMO DEL TUBO DE NYLON-11.
- 2- ENSANCHAR EL EXTREMO DEL TUBO DE NYLON-11 HASTA LA PROFUNDIDAD DE .0254 (1") USANDO TALADRO CON BROCA Nº 12 Ø .1890.
- 3- REMOVER TODOS LOS FRAGMENTOS DEL INTERIOR DEL TUBO DE NYLON-11 USANDO LIMPIADOR DE TUBO O PEQUEÑO CEPILLO.
- 4- INTRODUCIR TUBITO DE BRONCE Ø EXT. .00476 (3/16") EN EL EXTREMO ENSANCHADO DEL TUBO DE NYLON-11.
- 5- INSPECCIONAR LOS CASQUILLOS DE BRONCE Y ELIMINE CON UNA LIMA LOS BORDES ABUDOS.
- 6- DESLIZE LA TUERCA DE UNION Y CASQUILLO(S) SOBRE EL EXTREMO DEL TUBO DE NYLON-11.
- 7- REPITA LAS OPERACIONES A MEDIDA QUE SEA NECESARIO Y COMPLETE EL MONTAJE

ACOPLAMIENTO TIPO DE COMPRESION

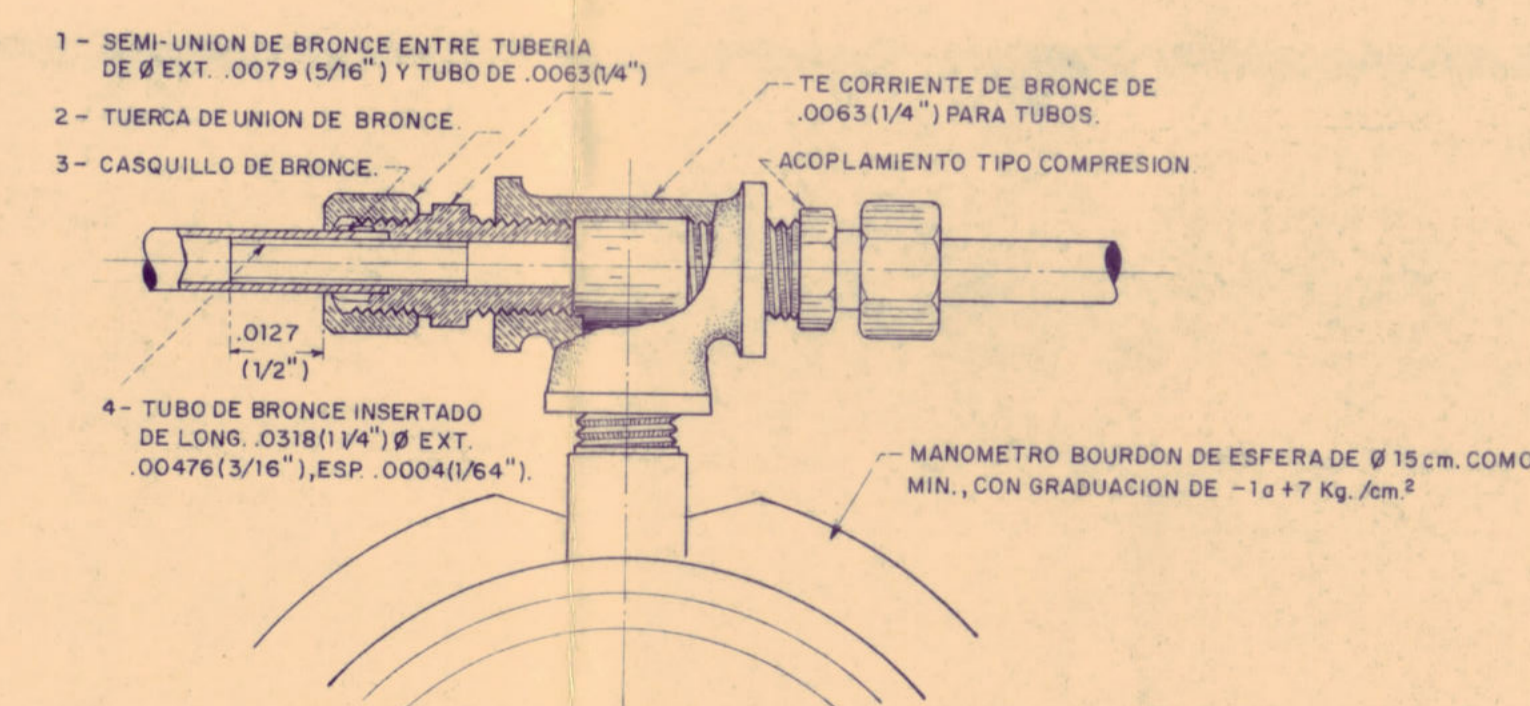


INSTALACION TIPICA DE VALVULAS Y MANOMETROS



CONEXION DE LA VALVULA

NOTA: PARA LA OPERACION DE MONTAJE, SIGANSE LAS MISMAS INSTRUCCIONES QUE EN EL ACOPLAMIENTO TIPO COMPRESION.



NOTA: PARA LA OPERACION DE MONTAJE, SIGANSE LAS MISMAS INSTRUCCIONES QUE EN EL ACOPLAMIENTO TIPO COMPRESION.

CONEXION DEL MANOMETRO

OFICINA DE INGENIERIA ANTONIO J. DE GURUCEAGA	
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
DIVISION DE DISEÑO	PRESA RIO PAO EN CACHINCHE
PROYECTO: A. J. G.	PRESA
CALCULO:	SISTEMA PIEZOMETRICO
DIBUJO:	INSTALACION Y DETALLES
REVISO:	FECHA:
CONFORMO:	ESCALA (S)
CONFORMO:	SIN ESCALA
SERIE:	TOTAL:
TOTAL HOJAS:	HOJA Nº
REF.	

