

CATALOGADO

21985



U.N.L.P. - C.F.I.

ESTUDIO COMPLEMENTARIO DE LA CUENCA DEL ARROYO
SALADILLO Y EXTENSION A CUENCAS MARGINALES DEL
AREA DE ROSARIO.

PROVINCIA DE SANTA FE

INFORME FINAL

0
H. 1112
L 11 P 22
FINAL

La Plata
Julio de 1977

Facultad de Ingeniería
Laboratorio de Hidráulica
"Guillermo C. Céspedes"

I N D I C E

I.	INTRODUCCION.....	1
II.	ESTUDIOS ESPECIALES.....	4
II.1	Régimen de lluvias en la ciudad de Rosario	4
II.2	Verificación de la predicción de los derrames que opera el modelo matemático desarrollado anteriormente.....	5
II.3	Determinación de hidrogramas de derrames en funciones de tiempos de retorno en lugares de embalses para distintas variantes.....	7
III.	EVALUACION TECNICO-ECONOMICA.....	9
III.1	Metodología general.....	10
III.2	Hidrogramas analíticos de aplicación.....	12
III.3	Características de funcionamiento de embalses.....	13
III.4	Sistemas completos y parciales considerados.....	14
III.5	Metodología de optimización aplicable a los sistemas.....	16
III.6	Consideraciones sobre costos.....	19
III.7	Análisis preliminar del conjunto de sistemas.....	22
III.8	Optimizaciones de los sistemas ajustables	24
III.9	Selección de alternativas para distintas recurrencias.....	25
III.10	Análisis de funcionamientos excepcionales	26
III.11	Consideraciones adicionales.....	27

I N D I C E (continuación)

IV	ANTEPROYECTOS.....	29
IV.1	Crecidas Críticas.....	31
IV.2	Descripción de los anteproyectos.....	41
IV.3	Cómputos métricos.....	43
IV.4	Presupuestos.....	43
V.	AREAS INUNDADAS POR LAS RETENCIONES.....	44
V.1	Caracterización eventual.....	44
V.2	Aspectos legales.....	44

I. INTRODUCCION

El presente estudio comprende la postulación de un sistema de obras hidráulicas en procura de adecuada corrección de las cuencas de los Arroyos Saladillo y Ludueña que confluyen a través de la ciudad de Rosario, Provincia de Santa Fe, y sobre la base del estudio hidrológico anteriormente elaborado (1) con similar propósito, teniendo en cuenta en el presente la incorporación de condiciones actuales y realistas en apoyo de criterios más conservativos de importantes obras de conducción ultimamente realizadas.

A tales efectos se ha comenzado por delimitar la cuenca del Arroyo Ludueña, lindera con el sector Este de la cuenca del arroyo Saladillo y hacia el N. de ésta, y que se ha representado en la planimetría que se adjunta separadamente en el Plano nº2.

La cuenca total del arroyo Saladillo está comprendida en el plano nº 1 que reproduce el utilizado para el estudio hidrológico y alternativas esquemáticas elaborado con anterioridad.

De este último estudio se han extraído los parámetros de aplicación en la metodología de Snyder, o sea, las constantes C_t de tiempo y C_p de pico, las cuales se han aplicado a la determinación sintética de los hidrogramas unitarios de derrames superficiales de las distintas subcuencas involucradas dentro de ambas cuencas principales.

Como criterio general, tendiente a procurar la mayor atenuación posible de las ondas de derrame superficial, y de limitar en consecuencia la producción de caudales instantáneos de orden superior a los admitidos en el diseño del colector final del Arroyo Saladillo o por las posibilidades del tramo urbanizado del Arroyo Ludueña, se han señalado en los planos la totalidad de localizaciones efectivas de embalses reguladores aprovechando al máximo las condiciones ofrecidas por la topografía, pero evitando interferir con los hechos existentes que reproducen las planchetas del I.G.M. Estas localizaciones se encuentran identificadas en los planos mediante números arábigos las que corresponden a la cuenca del arroyo Saladillo, y con números romanos las que se ubicaron en la cuenca del arroyo Ludueña.

En la primera se prevé un total de seis embalses como máximo, habiéndose utilizado sub-índices en el caso de la localización nº 6 para indicar dos posibles alternativas de ubicación, pero que se excluirían mutuamente, de modo que en un principio no se alteraría el máximo apuntado. En la segunda sólo se presentan dos localizaciones de interés, y que parcializan convenientemente la cuenca.

Constituye prioridad esencial de lo tratado en esta primera parte la confrontación del esquema de afectaciones derivado de las localizaciones previstas para los atenuadores, con otras circunstancias e intereses que pudieran enervar parcialmente las posibilidades supuestas. En virtud de que el detalle del conocimiento actualizado prospectivo de tales circunstancias es del ámbito jurisdiccional de la Provincia de Santa Fe, se han volcado en los planos mencionados los ejes tentativos de las localizaciones de las obras de retención,

(1) "Estudio hidrológico de la cuenca del Arroyo Saladillo" U.N.L.P. 1972

así como una delimitación aproximada del área de influencia abarcada por el vaso de acumulación reguladora eventual correspondiente a cada una, para posibilitar la evaluación crítica de la eventual afectación de tales áreas al nuevo uso asignado, o compatible con su futura función, por parte de la Provincia.

A continuación se expresan las áreas de incidencia, abarcadas con distintos grado de afectación, a evaluar posteriormente, según la magnitud, frecuencia y permanencia de su anegamiento, para cada localización.

a) Cuenca del Arroyo Saladillo.

Embalse	E 1 :	6.100 Ha
"	E 2 :	4.000 Ha
"	E 3 :	1.000 Ha
"	E 4 :	6.400 Ha
"	E 5 :	2.200 Ha
"	E 6(a):	3.000 Ha
"	E 6(b):	3.200 Ha

b) Cuenca del Arroyo Ludueña.

Embalse	EI :	2.520 Ha
"	EII :	1.200 Ha

Por otra parte, en consideración de todo tipo de posibilidades que puedan contribuir a la atenuación de los efectos acumulados en ambas cuencas, se ha intentado alguna parcialización del sector Norte de la del Ludueña en procura de alguna vía de desagüe directa hacia el río Paraná, pero sin mayores perspectivas de materialización, por lo cual en principio ha sido desestimada tal posibilidad.

Por último, se detalla a continuación el procedimiento según el método de F.Snyder, apoyado en planchetas del I.G.M. a escala 1:50.000, para cada subcuenca parcial involucrada entre sucesivas localizaciones de obras de atenuación.

Según esta metodología, para el trazado de un Hidrograma Unitario se requiere conocer:

- A = Área de la subcuenca;
- L = Longitud del cauce principal, desde el punto de cierre hasta el punto más alejado de la subcuenca;
- L_c = Longitud del cauce principal desde el punto de cierre hasta frente el centro de gravedad de la cuenca;
- t_d = Tiempo de desfase desde el centro de gravedad de la lluvia unitaria y el pico de Hidrograma Unitario.

Se calcula según:

$$t_d = 0,752 \times C_t (L \times L_c)^{0,3} \quad (1)$$

en la que:

L y L_C están expresadas en kilómetros,

C_t^* (coeficiente) = 1,75 determinado en base al estudio hidrológico anterior de la cuenca del Arroyo Saladillo.

0,752 = Coeficiente que tiene en cuenta el cambio de unidades de medida en la ecuación (1) aplicadas por F.Snyder y las del sistema métrico decimal. (millas por kilómetros)

t_D = Tiempo de desfasaje utilizado cuando no se puede emplear t_d .

Se calcula según:

$$t_D = t_d + t_R - \left[(t_d/5,5) / 4 \right], \quad (2)$$

en la que:

t_R = Unidad de tiempo de la lluvia unitaria que es posible adoptar;

5,5 = Coeficiente deducido por F.Snyder.

q_p = Gasto de pico específico,

Se calcula según:

$$q_p = 7 \times C_p / t_D \quad (3)$$

C_p (coeficiente) = 0,37, determinado en base al estudio hidrológico anterior de la cuenca del Arroyo Saladillo.

7 = Coeficiente que tiene en cuenta el cambio de unidades de medida.

Q_p = Gasto de pico del Hidrograma Unitario,

Se calcula según:

$$Q_p = q_p \times A,$$

en donde:

A = Area de la cuenca en kilómetros cuadrados;

W_{50} y W_{75} = anchos de los hidrogramas unitarios al 50% y 75% del pico.

D = Derrame producido por el exceso unitario.

Se calcula según:

$$D = A \times e$$

Por aplicación de estas fórmulas y teniendo en cuenta, cada vez, que los hidrogramas unitarios que se calculan se refieren exclusivamente a los aportes pluviales provenientes de las sub-cuenca naturales, en cuanto ello fue posible, y a "sub cuencas" comprendidas entre embalses o modificadas por desagües artificiales, en cuanto ello fue necesario, sehan determinado las ordenadas correspondientes de los hidrogramas para cada uno de los embalses.

II - ESTUDIOS ESPECIALES

Este capítulo comprende tres aspectos diferenciados, que son previos a la elaboración de los esquemas alternativos de atenuación de crecidas, Ellos son:

- 1 - Régimen de las lluvias en la ciudad de Rosario,
- 2 - Verificación de la predicción de los derrames que opera el modelo desarrollado en el estudio anterior de acuerdo a reciente información hidrometeorológica obtenida y
- 3 - Determinación de hidrogramas de derrames en función de tiempos de retornos en subcuencas de los arroyos Saladillo y Ludueña, adecuadas al dimensionamiento de elementos del sistema.

Una relación de los aspectos fundamentales involucrados en ellos se describe seguidamente.

1 - Régimen de lluvias en la ciudad de Rosario

Se entiende por régimen de las lluvias en un determinado lugar, el conjunto de leyes que relacionan las intensidades de las mismas con sus duraciones y períodos de retorno, dentro de los rangos que requieren las disciplinas aplicadas. Es corriente expresar las intensidades en milímetros por hora, las duraciones en minutos y los períodos de retorno en años.

Para la zona que interesa a Rosario se ha escogido el pluviógrafo que está ubicado en el aeropuerto Fisherton, que tiene un record de registros aceptable a los fines de este estudio.

Los datos correspondientes fueron extraídos luego de analizar las bandas pluviográficas del Servicio Meteorológico Nacional. El citado record comprende los años: 1942, 1943, 1944, 1945-incompleto-1947, 1948 y 1952 a 1970 incluidos. Un análisis crítico de esta información ha permitido adoptar como período base del estudio el que abarca los 19 últimos años del registro, es decir, de 1952 a 1970. Para este período, se dedujeron las mayores precipitaciones ocurridas en intervalos consecutivos de duraciones 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos respectivamente, de todas las tormentas significativas registradas.

Adoptando como metodología la de eventos máximos anuales, se han encontrado para cada duración y cada año del período los valores de la planilla nº 1.-

La representación gráfica de la intensidad en función de la recurrencia para duraciones constantes se observa en el diagrama número 1, el cual muestra la distribución de los puntos observados y los ajustes obtenidos.

La incongruencia que se nota en la distribución de duración 5 minutos es probable que se deba a la escasa definición que logra el lector de las bandas pluviográficas- en especial para los bajos retornos -. En este caso se ha obviado la situación, teniendo en cuenta los puntos de altos retornos y la congruencia con el espectro del resto de la familia de rectas obtenidas.

Elegidas las recurrencias de 2,33; 5,10,25 y 50 años respectivamente, se han extraído de estas rectas las series de puntos que se observan en el diagrama número 2 que representan a la intensidad en función de la duración para recurrencias constantes. Las rectas de ajuste correspondientes responden a las siguientes expresiones:

$$I_{2,33} = 2109,2 (d + 20)^{-0,863}$$

$$I_5 = 2575,4 (d + 20)^{-0,867}$$

$$I_{10} = 3286,3 (d + 20)^{-0,898}$$

$$I_{25} = 4201,1 (d + 20)^{-0,925}$$

$$I_{50} = 5121,4 (d + 20)^{-0,955}$$

con

I en milímetros por hora,

d en minutos,

R en años.

Mediante estas expresiones es posible obtener para cada duración de interés y recurrencias elegidas, las distintas intensidades que son de aplicación en la práctica, especialmente las que se refieren a los proyectos de desagües urbanos de la zona de Rosario.

2. - Verificación de la predicción de los derrames que opera el modelo matemático desarrollado anteriormente.

Un aspecto de marcado interés es el que comprende la verificación de los parámetros y leyes deducidas en el estudio anterior, realizado para la cuenca del arroyo Saladillo. Básicamente, dicho interés se centra en la aplicación del modelo matemático que fuera desarrollado para el cálculo de los excedentes superficiales, con la reciente información hidrometeorológica que se ha obtenido de la cuenca, a los efectos de comprobar el grado de aproximación que logran los resultados del modelo con las magnitudes observadas.

La información utilizada a este fin, comprende:

- 1) Doce hidrogramas $H = F(t)$ registrados en el limnigrafo de la ruta provincial número 16, durante los años 1972 y 1973.
- 2) Curva característica $Q = F(H)$ para ruta provincial número 16.
- 3) Seis bandas limnigráficas semanales en ruta provincial n° 13, que incluyen crecidas de los años 1973 y 1975.
- 4) Alturas diarias de escala en ruta provincial número 13 para los años 1972 a 1975 inclusives.
- 5) Precipitaciones diarias de los años 1971 a 1973 inclusives en las estaciones: La Chispa, Berabevú, Los Quirquinchos, Chovet, Firmat, Villada, Arequito, Bombal, Chabas, Bigand, Fuentes, Casilda, Zavalla, Bernard, Arminda, Maizales y Alvarez.

Los datos correspondientes a los puntos 1 a 4 fueron suministrados por la Pcia. de Santa Fe; los del punto 5 fueron extraídos por personal de este Laboratorio de los archivos del Servicio Meteorológico Nacional.

Debido a que dicho Servicio no ha podido a la fecha, depurar convenientemente los datos diarios de precipitaciones que son imprescindibles para su posterior utilización, se convino oportunamente realizar una adecuación expeditiva de los mismos, con el objeto de que pudieran ser aprovechados en las correspondientes corridas del modelo de excedentes.

En el volumen de los Anexos figura un listado con las precipitaciones adecuadas, de todas las estaciones.

En el mismo Anexo se encuentran los resultados obtenidos por la aplicación del modelo de excedentes desarrollado en un trabajo anterior, con la nueva información obtenida. Para mayor claridad se lo precede del listado del programa FORTRAN IV G y de los resultados correspondientes a los años 1969 y 1970. Seguido, se encuentran los valores obtenidos para los años 1971, 1972 y 1973 utilizados para la verificación del modelo.

A estos efectos sólo la estación de aforos de ruta número 16 tiene información cuantitativa que permite evaluar los derrames producidos durante las crecidas observadas. En la planilla número 2 se encuentra una síntesis comparativa entre valores observados y calculados.

Teniendo en cuenta que: los eventos observados son de magnitud reducida, que el modelo fue ajustado para pronosticar derrames significativos, que aún así el modelo es sensible a la producción de pequeños derrames como se observa en la planilla número 2 y en los listados de computadora, se considera que el modelo elaborado arroja resultados representativos y que, por lo tanto, la bondad de sus pronósticos puede considerarse satisfactoria, por cuanto los apartamientos registrados, se encuentran dentro del rango de incertidumbre de los datos básicos utilizados.

Como consecuencia, en los análisis y desarrollos posteriores, se tendrá como válida y de aplicación la metodología original.

3. Determinación de hidrogramas de derrames en función de tiempos de retorno en lugares de embalses para distintas variantes.

En este punto se dan los hidrogramas que en condiciones naturales medias son dables esperar en cada lugar de embalse para cada retorno elegido y diversas variantes de cantidad y situación de obras posibles.

Con estos fines, se hace uso de las leyes anteriormente deducidas que se encuentran en el informe correspondiente a la segunda etapa. Estas leyes, resumidamente, se transcriben a continuación:

$$\text{Log. } Q_{pm} = 0,75115 \cdot \text{Log } A - 0,07905 \quad (1)$$

con:

Q_{pm} = gasto de pico medio en (m^3/s)

A = área de la sub cuenca en (Km^2)

Para cada retorno elegido, se tiene:

R = 5 años	$Q_p/Q_{pm} = 1,286$	
R = 10 años	$Q_p/Q_{pm} = 2,192$	
R = 25 años	$Q_p/Q_{pm} = 3,955$	(2)
R = 50 años	$Q_p/Q_{pm} = 5,653$	
R = 100 años	$Q_p/Q_{pm} = 7,563$	

Los tiempos de desfasajes se expresan por:

$$\text{Log } t_D = 0,392 \quad \text{Log. } Q_p + 0,459 \quad (3)$$

con:

t_D = tiempos de desfasaje en (horas)

Q_p = gasto de pico en (m^3/s)

La ley de excesos E (milímetros) en función de Q_{pm} y A se encuentran en el diagrama n° II-3 del mencionado informe (1).

De manera que, escogida una variante cualquiera de esquemas de obras de regulación, quedará aguas arriba de cada cierre una subcuenca A_i de aportes que en condiciones naturales medias produce hidrogramas característicos cuyos parámetros fundamentales, Q_p , t_D y $D = F(E, A)$ son deducibles con las expresiones (1), (2), (3) y con el Diagrama n° II-8.

Para facilitar el cálculo de las ordenadas de los hidrogramas respectivos con el auxilio de computadoras, se ha recurrido a la utilización de una expresión analítica de ajuste, de la forma:

$$Q = k \cdot a^{\delta-1} \cdot e^{-at} \cdot t \quad (4)$$

en la que:

Q = gasto (m^3/s)
 t = tiempo (horas)
 γ = parámetro característico de la función gamma.
 e = base de los logaritmos nepperianos
 a y k = parámetros

Derivado la (4) y hallando la condición de máximo para $t = t_p$, se encuentra que:

$$a = (\gamma - 1) / t_p$$

con t_p = tiempo al pico desde el origen del hidrograma.
Además, para que a $t = t_p$ sea $Q = Q_p$

será:

$$k = Q_p / \left(\frac{\gamma - 1}{t_p} \right)^\gamma \cdot e^{-(\gamma - 1)} \cdot t_p^{(\gamma - 1)} \quad (5)$$

Reemplazando y simplificando se llega a que:

$$Q = Q_p \cdot e^{(\gamma - 1) (1 - t/t_p)} \cdot (t/t_p)^{\gamma - 1} \quad (6)$$

Integrando la (6) y adecuando unidades se obtiene el derrame:

$$D(Hm^3) = 3,6 \times 10^{-3} \int_0^{\infty} Q dt.$$

Llamando a

$$(\gamma - 1) \cdot t/t_p = \mu$$

y recordando que: $\Gamma(\gamma) = \int_0^{\infty} \mu^{\gamma - 1} \cdot e^{-\mu} d\mu$

es posible llegar finalmente a:

$$D/Q_p \cdot t_p = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{e}{\gamma - 1} \right)^{\gamma - 1} \cdot \Gamma(\gamma - 1) \quad (7)$$

Obtenidos los valores de γ a partir de la (7), de acuerdo con los datos específicos D , Q_p y t_p de cada caso y calculados los parámetros a y k , es posible mediante (6) calcular las ordenadas de los hidrogramas correspondientes a tiempos de interés.

La planilla número 3 muestra una síntesis de los valores que intervienen en el cálculo de la (7). En el Anexo se encuentran el listado del programa en FORTRAN II D y las salidas correspondientes que incluyen las ordenadas de todos los hidrogramas calculados.

III-EVALUACION TECNICO-ECONOMICA.

Este capítulo trata la evaluación del funcionamiento de diferentes variantes de localizaciones y magnitud de embalses atenuadores, a los efectos de contribuir a la estimación de la eficiencia con que cada una provee al objetivo principal de control de la impermanencia hidráulica, y a la ponderación de las respectivas inversiones que insuvenirían sus materializaciones.

El objetivo directo principal puede expresarse cuantitativamente atribuyendo como límite máximo al caudal final atenuado por cada variante, el valor de cuatrocientos metros cúbicos por segundo en la sección inicial del canal de desagüe existente en el tramo final del curso del Arroyo Saladillo, valor adoptado en concordancia con su capacidad de diseño, y en lo que respecta a la cuenca correspondiente. En cuanto al control de la cuenca del Arroyo Ludueña el objetivo se concreta en la obtención de efectos atenuadores en función de sus respectivos costos de obras posibilitando una posterior evaluación de las factibilidades de diferentes variantes.

En general, cada variante se refiere al rango del evento natural a controlar, identificado por su respectivo período medio de retorno, habiéndose llevado en principio cada caso considerando hasta una primera aproximación en la magnitud de sus elementos constituyentes de modo que configure un estado inicial que satisfaga con poco apartamiento al objetivo principal, y como base para el subsiguiente tratamiento de optimización de costo que conduce a la definición de cada alternativa.

Establecidas las posibles ubicaciones de los embalses atenuadores, cada combinación de tales elementos configura un sistema en que se encontrará presente un determinado número de éstos como constituyentes del mismo.

Cada sistema seleccionado en principio como posible configuración adecuada para alcanzar el objetivo principal, será solicitado por el evento singular motivo de su funcionamiento identificado por su período de retorno y materializado por los respectivos hidrogramas analíticos de aplicación sobre cada localización de elementos incluidos.

Una vez llevadas las variables de cada sistema a una primera aproximación de ajuste de optimización de costo, se identifica la respectiva variante lograda con la magnitud de sus elementos constitutivos y la inversión total que significa respecto del rango de eventos a que se refiere cada caso tratado.

De los análisis preliminares surgen como rangos de períodos de retorno de eventos, con posibilidades de satisfacerse el objetivo principal de atenuación, los correspondientes a 15, 20 y 25 años.

Por último, a cada variante seleccionada como representativa de funcionamiento aconsejable para cada rango de evento totalmente controlado, se verifica su comportamiento frente al evento crítico de 100 años de período medio de retorno, a los efectos de proporcionar aspectos comparativos de las consecuencias esperables en condiciones de sobrepasamiento de las variantes ante contingencias poco probables.

En lo que sigue se desarrolla puntualizadamente sobre ambas cuencas tratadas, el proceso expuesto para la identificación y cuantificación de los parámetros comparativos que contribuyan a la selección-técnico económica de la alternativa más conveniente.

III.1 - METODOLOGIA GENERAL:

Se refieren aquí los aspectos vinculados a los cálculos del funcionamiento hidráulico de los sistemas en base a las hipótesis primarias que se introducen para establecer el comportamiento singular de cada elemento individualizable como componente interrelacionado en cada uno de tales conjuntos tratados.

A ese efecto se establecen a continuación las sucesivas condiciones impuestas y los criterios generales que guían la adopción de los indispensables parámetros definitorios.

Cada sistema se configura por un cierto número de embalses establecidos en las localizaciones prefijadas y acordadas con anterioridad, a los que se les adjudica la función atenuadora y retardadora concentrada, actuando sobre las modalidades de variabilidad adjudicable a los eventos naturales que interceptan. Entre tales localizaciones, tramos de cauce natural se considerarán como elementos de mera conducción sin deformación, de modo que un determinado caudal salido en cierto instante de un embalse contribuirá como entrante al embalse inmediato de aguas abajo luego de transcurrido un adecuado intervalo de tiempo medio a fijar para cada tramo de cauce interpuesto en función de una velocidad media atribuible a la traslación de las ondas, y a las longitudes efectivas de los tramos debidamente restringidas atendiendo en cada caso a la invasión de los valles como consecuencia del funcionamiento de los embalses que los afectan. Simultáneamente, y al tiempo considerado, se adiciona al caudal transferido por los elementos de aguas arriba del sistema a cada embalse, el caudal directo proveniente de su sub-cuenca propia y cuya magnitud emana del respectivo hidrograma analítico cuya forma de obtención de sus parámetros definitorios para cada recurrencia consta en informe anterior.

Las hipótesis expuestas son suficientemente realistas para los sistemas a tratar, y las incidencias de segundo orden descartadas relativas a la progresión de ondas a lo largo de tramos intermedios de valles no afectan en este caso al rango de aproximación en el resultado, introduciendo en cambio notable simplificación en los tratamientos computacionales.

Atendiendo a lo expuesto, quedan definidas las circunstancias que operan los funcionamientos, que pueden concretarse algebraicamente mediante los algoritmos que siguen:

$$dV_{(i,t)} = K (Q_e - Q_s)_{(i,t)} dt$$

$$(Q_e)_{(i,t)} = \sum_{j=1}^{n \leq i} (Q_s)_{(j, t - \delta_{ij}t)} + (Q'_e)_{(i,t)}$$

$$(Q_s)(i,t) = \Psi_i z(i,t)$$

$$(Q'_e)(i,t) = \left(\int_x \right)_{i,R,t}$$

en las cuales los términos significan:

- V: volúmenes embalsados, en Hm^3
- Q_e : Caudal total de entrada a un embalse, en m^3/s
- Q_s : Caudal salido de un embalse, en m^3/s
- i: Número identificador de embalse, entero progresivo de aguas arriba hacia aguas abajo.
- j: Número identificador de embalses inmediatos de aguas arriba del (i)
- t: Tiempo en horas, identifica el instante a partir del comienzo del proceso.
- $\delta_{j,t}$: Decalaje de tiempo por traslación de onda de j a i
- Q'_e : Caudal de aporte de la subcuenca propia.
- K : Constante de adecuación de unidades.

El tratamiento por cálculo numérico mediante computadora exige expresar los sucesivos pasos en diferencias finitas, las cuales, aceptando linealidad funcional dentro de cada intervalo, permite arribar a la siguiente transformación:

$$V_t = V_{t-\Delta t} + \frac{K \Delta t}{2} \left[(Q_e)_{t-\Delta t} + (Q_e)_t - (Q_s)_{t-\Delta t} - (Q_s)_t \right]$$

El intervalo Δt constante proporciona el paso de tiempo del cálculo progresivo, para el cual se ha adoptado una hora como magnitud suficientemente pequeña como para aceptar la validez de las linealizaciones. A cada paso de cálculo las únicas incógnitas al tiempo (t) son V_t y $(Q_s)_t$ para las que es necesario establecer una vinculación analítica para que exista una solución algebraica.

A ese efecto, se hará:

$$(Q_s)_t = \Psi(z_t)$$

$$z_t = F(V_t)$$

de donde es posible establecer

$$(Q_s)_t = \Psi(V_t)$$

y el problema se concreta en satisfacer en definitiva una vinculación del tipo:

$$V_t = V(Q_e, V_t)$$

* Z: altura de embalse sobre techº orificio, en m.

R: Período medio de retorno en años

cuya formalización implícita obliga a recurrir a aproximaciones sucesivas (iteraciones convergentes) en cada embalse incluido en cada paso de tiempo.

Evidentemente, en cada uno de tales pasos se encadenan desde aguas arriba hacia aguas abajo las expresiones vertidas para cada localización de embalse componiéndose la respuesta en forma de cronología de niveles líquidos y caudales en cada lugar de emplazamiento atenuador. En particular, el resultado obtenido en el extremo de aguas abajo configura la respuesta total del sistema.

Si bien el sistema completo planteado para la cuenca del Arroyo Saladillo ofrece en total seis localizaciones de embalse simultáneas (Las 5.1 y 5.2 son* alternativas incompatibles) la circunstancia especial del arranque del canal de desagüe del tramo final, al cual se encauzan los derrames a través de importantes terraplenes de vías de comunicación, obliga a considerar la existencia virtual, desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico, de un último embalse (nº 7) ubicado en correspondencia con el primer puente importante, otorgándosele características adecuadas de comportamiento.

Con lo expresado se programó la solución adaptada a computadora, la cual debido a las formas analíticas de algunas vinculaciones funcionales presentó problemas clásicos de estabilidad y convergencia sobre todo en los rangos de baja altura de la evolución de los embalses, que fueron resueltos con la inclusión de técnicas adecuadas pero que forzosamente derivan en mayor duración de las corridas de cálculo, factor que cobra mayor importancia en los casos que como en el presente los objetivos deben lograrse en paulatinos ajustes por tanteos.

Los relacionamientos y determinaciones previas necesarios para alimentar los funcionamientos de los sistemas investigados se desarrollan a continuación.

III.2 - HIDROGRAMAS ANALITICOS DE APLICACION.

Como se ha expresado en el capítulo anterior, se aplicarán los resultados de las elaboraciones hidropiuviométricas que permiten la evaluación de los derrames específicos en función de recurrencia en la región. Así, dada una magnitud de área y el período de retorno del evento pluviométrico quedan definidos los parámetros Q_p , t_p y γ de la expresión:

$$Q_t = Q_p \left[e^{(1 - t/t_p)} \cdot \frac{t}{t_p} \right]^{\gamma - 1}$$

que describe el hidrograma en función del tiempo mediante una forma analítica de tipo gamma.

La planilla nº 3 contiene los valores de aplicación de los parámetros consignados producto del cuadro de datos correspondientes a los sistemas investigados.

Ello permite introducir automáticamente el gasto propio de entrada (Q'_e) a cada instante en que el encadenamiento del cálculo del balance de cada embalse lo requiera.

* 5.1 y 5.2 corresponden a 5 a y 5 b y se las usa indistintamente.

III.3- CARACTERÍSTICAS DE FUNCIONAMIENTO DE EMBALSES.

En cada localización de posible embalse se establece en primer lugar la vinculación entre nivel de pelo libre del agua retenida y el volumen almacenado, así como su ajuste a esquemas analíticos simples que la interpreten adecuadamente con el objeto de introducirlo en los procesamientos. Los vasos de acumulación correspondientes a cada embalse fueron cubrados hasta cotas de curvas de nivel disponibles en las planchetas del I.G.M. y verifican en general la expresión:

$$(Z_r - Z_o) = A V^B$$

Los diagramas números 3 al 12 representan en papel logarítmico la vinculación obtenida en cada localización, evidenciándose la representatividad del esquema analítico para interpretarla. El valor obtenido para Z_o , que en el ajuste proporciona la cota para la cual el volumen es nulo, coincide suficientemente con el que registran las planchetas en correspondencia con las barrancas de los cauces naturales interesados por los emplazamientos. El mismo valor se ha adoptado como cota de presión libre aguas abajo para el funcionamiento de los orificios de regulación previstos como desagüe normal de atenuación. Identificado cada Z_o , y haciendo $Z = Z_p - Z_o$ la expresión valora directamente las cargas hidráulicas de funcionamiento por:

$$Z = A V^B$$

cuyos parámetros se encuentran transcritos en los diagramas mencionados.

Por otra parte, el funcionamiento prevé un rango de variación del nivel de embalse con regulación total, es decir haciendo intervenir solamente la crogación por orificios.

En cada caso, transpuestos los niveles supuestos como límites para una magnitud dada de evento regular, actúa el vertedero de alivio a partir de dicho límite, al que denominaremos Z_v .

De este modo, se puede expresar genéricamente para una localización (i) de embalse la vinculación φ entre la carga (Z) hidráulica del mismo y su caudal instantáneo de salida, por:

$$(Q_s)_{t,i} = \varphi_i(Z)_{t,i} = K O_i Z_{i,t}^{1/2} + [K V_i (Z_{i,t} - Z_{v,i})^{3/2}]_{Z_{i,t} > Z_{v,i}}$$

en la cual KO y KV son constantes características del funcionamiento del embalse en cada localización (i) para orificios y vertederos respectivamente.

Como los funcionamientos ajustados a regulación total no exigen, en primera aproximación, la intervención de vertederos de alivio, los ajustes para evaluación de sistemas que controlen totalmente cierto rango de magnitud de eventos

se operan con la sólo inclusión del primer término del segundo miembro.

Del resultado de estos ajustes surge el predimensionamiento de los elementos del sistema quedando fijadas en cada caso las cota Z_{vi} como coincidentes con las máximas alturas alcanzadas en cada embalse como consecuencia de tal correspondiente funcionamiento normal.

Para cada sistema seleccionado se verifica en último término el comportamiento hidráulico en condiciones de eventos centenarios, en que interviene la expresión mencionada completa, en la que se incluyen valores estimados en primera aproximación de las constantes KV_i para cada sistema.

Los respectivos valores operados en los procesamientos computacionales de funcionamientos se registran en las salidas impresas correspondientes en el Anexo del presente informe.

III.4. SISTEMAS COMPLETOS Y PARCIALES CONSIDERADOS.

Los sistemas objeto de los tratamientos de evaluación se han configurado en primera aproximación mediante una selección previa cualitativa, atendiendo en primer lugar a la incidencia previsible de cada localización sobre el objetivo principal de regulación a procurar en la zona de influencia de la ciudad de Rosario, y en segundo término la evaluación de posibilidades ó inconvenientes apuntados por la Provincia de Santa Fé referente a cada una de ellas.

En base a tales conceptos, y de resultados de corridas previas del modelo matemático de funcionamiento, surgen los siguientes sistemas que se identificarán por el número de años de recurrencia a que se refiere el rango de evento totalmente atenuado, seguido de los números correlativos que identifican a los embalses constituyentes en arábigos ó en romanos según se refieran a las cuencas de los Arroyos Saladillo ó Ludueña respectivamente, como se expresan a continuación.

SISTEMAS COMPLETOS:

- Para recurrencia de 15 años

15A - 1 - 2- 3 - 4 - 5 - 6 (1)

15A - 1 - 2- 3 - 4 - 5 - 6 (2)

15A - I - II

- Para recurrencia de 20 años

20A - 1 -2- 3 - 4 - 5 - 6 (1)

20A - 1 -2- 3 - 4 - 5 - 6 (2)

20A - I - II

- Para recurrencia de 25 años

25A - 1 -2- 3 - 4 - 5 - 6 (2)

25A - I - II

SISTEMAS PARCIALES

- Para recurrencia de 15 años

15A - 2 - 4 - 5 - 6 (1)
15A - 2 - 4 - 5 - 6 (2)
15A - 4 - 5 - 6 (1)
15A - 4 - 5 - 6 (2)
15A - 4 - 6 (2)
15A - I
15A - II

- Para recurrencia de 20 años

20A - 2 - 4 - 5 - 6 (1)
20A - 2 - 4 - 5 - 6 (2)
20A - 4 - 5 - 6 (2)
20A - 4 - 6 (2)
20A - I
20A - II

- Para recurrencia de 25 años

25A - 2 - 4 - 5 - 6 (2)
25A - 4 - 5 - 6 (2)
25A - I
25A - II

La disminución del número de sistemas incluidos para las mayores recurrencias deriva de resultados preliminares que muestran fuertes sobrepasamientos para las alternativas excluidas.

Mediante una serie de tanteos por corridas del funcionamiento para cada sistema enunciado preseleccionado, se identificaron valores de las características KO_i que con suficiente aproximación (entornos de 2%) produjeran la atenuación del régimen natural involucrado en cada caso hasta el entorno de los $400\text{m}^3/\text{s}$ a que se procura limitar la sollicitación del canal existente aguas abajo, paralelamente con una distribución lo más equilibrada posible en la magnitud de la intervención resultante de cada elemento constituyente.

Este último aspecto, de difícil estimación a priori, se refirió en la presente etapa a las cotas límites que en principio condicionarían la posibilidad de embalse máximo admisible en cada localización procesada, procurando a través de intentos sucesivos una adecuada distribución de las revanchas a que dan lugar los distintos elementos cuando el sistema responde con suficiencia de capacidad reguladora.

Los resultados así obtenidos como iniciales para cada sistema tratado se incluyen en primer término, a razón de una corrida preseleccionada por cada sig

tema en el Anexo correspondiente.

Para los sistemas que han colmado su capacidad reguladora aceptada en principio como naturalmente disponible dicho resultado configura la base de referencia para las evaluaciones de alternativas.

En cambio, aquellos que presentan disponibilidad excedente de capacidad plantean la posibilidad de su optimización, dentro del mismo sistema, en procura de un mejor ajuste en la distribución de la participación de sus elementos, que provea una evaluación mejor orientada a los fines comparativos de la selección final de alternativas.

Para ello debió recurrirse a tratamientos propios de las técnicas de optimización de sistemas, contenidas en el siguiente punto.

III.5- METODOLOGIA DE OPTIMIZACION APLICABLE A LOS SISTEMAS

Hasta aquí se ha obrado sobre el esquema de partida previamente acordado, total ó parcializado, obteniéndose configuraciones que responden a condiciones físicas y pautas de orientación hacia un cierto equilibrio en la participación de los elementos componentes.

Evidentemente, dentro de un mismo sistema, la alteración de la participación de sus elementos variará la conveniencia del conjunto.

La necesidad de apreciar la conveniencia adjudicable a un sistema obliga a aproximarlos a su distribución óptima, única con la cual el mismo está identificado sin ambigüedad y en forma realmente representativa.

Ello impone la evaluación de dicha conveniencia, la cual exclusivamente orientada a la apreciación de las circunstancias comparativas se basará en una primera estimación de inversión directa global, aceptándose en esta instancia que los beneficios atribuibles a cada sistema son similares e interpretados por el objetivo principal.

El apartado siguiente se dedica a la identificación de formulaciones alternativas de costos ó inversiones.

En presencia ahora de un sistema en su estado inicial, se ha visto que el funcionamiento aproxima el resultado impuesto por el objetivo, pero el mismo funcionamiento podría lograrse alterando adecuadamente la participación de cada elemento con lo cual se altera la magnitud del sistema total y por ende su costo.

En general existirá una distribución de participaciones a partir de la cual toda alteración derive en aumento del costo, y a la cual le corresponde el calificativo de óptima para el dado sistema. Su identificación sería posible mediante el conocimiento de una multitud de situaciones que entornen la óptima, pero este camino que se torna exponencialmente denso con el número de variables se hace intransitable debido a la cantidad de elementos sujetos a ajuste en los casos a considerar, por lo cual se recurrirá a un método propio de las técnicas de optimización de sistemas hasta un primer grado de aproximación.

A ese efecto, y a partir de una situación inicial conocida, se adoptó el método de pasos sucesivos mejor orientados hacia la situación óptima, ó sea

que recorren el gradiente del costo en el espacio de participaciones variables de los elementos ajustables.

El número de variables independientes en estos casos es, el de elementos intervinientes, deducido el número de vinculaciones restrictivas, configurando así el rango de grados de libertad del sistema en cada caso.

Los coeficientes de orificios KO_i constituyen las variables de participación de los elementos, y como vinculación restrictiva en todos los casos aparece la condición de que el objetivo principal sea estrictamente logrado. Con ello el método define la orientación del paso de cálculo pero existen otras limitaciones para fijar el intervalo de validez del mismo.

En efecto, obtenida la mejor orientación para adoptar incrementos ΔKO_i en el sentido de bajar el costo total, dichos incrementos no deben producir el sobrepasamiento del nivel de embalse máximo normal previamente establecido, por una parte, y además, los rangos de tales incrementos deben guardar cierta relación con los incrementos tentativos parciales que se introducirán en los sistemas alterados de a un elemento por vez, para estimar numéricamente las incidencias elementales parciales sobre el costo, y sobre el caudal atenuado objetivo, de cada sistema.

Lo expuesto, expresado algebraicamente se concreta en:

$$C = C_0 + \sum_{i=1}^6 \left[\frac{\partial C}{\partial KO} \right]_i \Delta KO_i \quad (1)$$

$$Q = Q_0 + \sum_{i=1}^6 \left[\frac{\partial Q}{\partial KO} \right]_i \Delta KO_i \quad (2)$$

Haciendo:

$$\left[\frac{\partial C}{\partial KO} \right]_i = C'_i$$

$$\left[\frac{\partial Q}{\partial KO} \right]_i = Q'_i$$

y explicitando de (2)

$$[\Delta KO]_6 = \frac{Q - Q_0}{Q'_6} - \sum_{i=1}^5 \frac{Q'_i}{Q'_6} [\Delta KO]_i \quad (3)$$

Se obtiene de (1) la vinculación restringida a cinco grado de libertad:

$$C = \left[C_0 + \frac{Q - Q_0}{Q'_6} \cdot C'_6 \right] + \sum_{i=1}^5 \left[C'_i - \frac{C'_6}{Q'_6} Q'_i \right] (\Delta KO)_i$$

en todas las cuales los términos significan:

C_0 : Costo de inversión del sistema para el estado inicial.

C : Costo del sistema alterado.

Q_0 : Caudal final obtenido del estado inicial.

Q : Caudal fijado como objetivo principal de atenuación.

$(\Delta KO)_i$: Incremento del coeficiente de orificio del embalse (i)

El corchete del segundo término de la última expresión constituye componentes de influencia I_i que quedan definidos para elementos del $i = 1$ al $i = 5$.

Denominando I_0 al primer corchete resulta:

$$C = I_0 + \sum_{i=1}^5 I_i (\Delta KO)_i$$

La efectivización de relaciones incrementales que sigan el gradiente del espacio de cinco dimensiones exige:

$$\frac{(\Delta KO)_i}{I_i} = \Delta = \text{Constante}$$

de donde:

$$(\Delta KO)_i = [\Delta \times I_i]_{1 \leq i \leq 5} \quad (4)$$

y de (3)

$$(\Delta KO)_6 = \frac{Q - Q_0}{Q'_6} - \sum_{i=1}^5 \frac{Q'_i}{Q'_6} [\Delta \times I_i] = \alpha - \beta \Delta \quad (5)$$

establece la cuantía correspondiente de la alteración del coeficiente de orificio KO_6 .

Resta tener en cuenta que la determinación de los valores numéricos de derivadas parciales se obtiene por incrementos finitos de los $(KO)_i$ respecto del los que configuran cada estado inicial. Para ello se adoptaron incrementos de 20% en cada uno, aceptando que dicho rango sea representativo del campo de variación sobre el que se espera operar en el paso de optimización. Sobre esta base puede también aceptarse que la máxima variación resultante sobre el elemento más afectado por el ajuste sea del orden del 30%, o sea una vez y media el determinante de las incidencias.

De ello, utilizando (4) y (5) surge:

$$\Delta_i \leq \left| \left(0.3 \frac{KO_i}{I_i} \right) \right|, 1 \leq i \leq 5$$

$$\Delta_6 \leq \left| \left(\frac{\alpha - 0.3 KO_6}{\beta} \right) \right|$$

El menor de la serie de éstos valores en cada sistema tratado establece uno de los límites actuantes, con cuya magnitud aplicada con signo negativo, en razón de que la orientación buscada en (1) es de disminución, se calculan ahora por medio de (4) y (5) los incrementos que conducen a los nuevos valores $(KO)_i$ que responden al paso de optimización.

Como se deriva de la observación del proceso, este involucra además de las corridas previas las que proporcionan cada incidencia parcial, y la que refleja el estado optimizado con la limitación expresada, para la totalidad de los sistemas tratados. Del análisis de los resultados del paso de optimización surge la posibilidad de que se haya franqueado apreciablemente en algún embalse su límite máximo de retención normal prefijado, en cuyo caso este último factor se adoptará como limitante disminuyendo proporcional el valor Δ asignado en principio, imponiendo los $(KO)_i$ corregidos en cambio de los primariamente supuestos.

Al nivel de aproximación con que se estiman los costos de lineamientos esquemáticos de obras se considerará este proceso de optimización como suficiente para contribuir a los análisis comparativos de los sistemas que así lo requieran.

En cambio, los que deriven en estados iniciales sin posibilidades de variación por requerir la totalidad de las capacidades otorgadas a sus elementos, se los adoptará como representativos de su configuración sin cambios. Igual tratamiento recibirán los que partiendo de elementos exigidos hasta su límite, debieran incrementar esa exigencia a raíz de la orientación resultante de la optimización.

III.6 - CONSIDERACIONES SOBRE COSTOS.

La evaluación comparativa de orientación para estimar cuantitativamente la conveniencia relativa entre diferentes sistemas, ó entre diversas participaciones de los elementos de un mismo sistema, necesitan de la determinación de costos, además de otros indicadores de poca intervención en determinaciones diferenciadas sólo por la magnitud de las obras.

Para ello es necesario prever la conformación típica de los diques de atenuación, a cuyo efecto se recurrirá a diseños tipo de más probable aplicación al presente caso.

La obra tipo constaría de un cuerpo central de hormigón en masa, con perfil vertedor y puente sobre el coronamiento, y que aloja a través de su sección a los orificios de funcionamiento normal. Incluyendo cimientos directos y disipadores de energía, su volumen se ha establecido en cada caso mediante una

de retorno, en virtud de que a la par de la elección de las ubicaciones de los embalses posibles de disponer, se fijó el rango de máxima afectación de cada uno estimando una razonable área de expansión, y su oota de funcionamiento normal correspondiente.

Ello condujo al descarte de combinaciones de elementos cuya capacidad de atenuación no alcanza a cubrir el objetivo.

Por otra parte, como sucede con algunas alternativas que incluirían a E(6,1), los hidrogramas propios de aguas abajo del sistema por sí solos sobrepasan, para los más altos retornos tratados, el límite aceptado como objetivo.

Como se infiere de la precedente, una conformación preliminar racional de diferentes sistemas comenzará por eliminación de los embalses E₁ y E₃ siguiendo con el E₂ y en último término el E₅, ya que de las corridas previas surgen como ineludibles los E₄ y E_{6.1} ó E_{6.2}.

Cabe recalcar aquí que estos dos últimos se aceptan como alternativas incompatibles, pero que en razón de que su eliminación conduce a derrames sin control de amplios sectores de aguas abajo, que aún para cortos períodos de retorno sobrepasan el caudal fijado como límite, alguno de ellos se torna indispensable, y figura en todas las configuraciones de sistemas tratados.

El detalle de tales configuraciones está contenido en la planilla n° 4, y los funcionamientos seleccionados como representativos de su estado inicial de tratamiento constan en las primeras dieciseis hojas de corridas computaciones que resumen las condiciones paramétricas actuantes y los caudales máximos de entrada y de salida de cada embalse, hora en que se producen, y el caudal final logrado.

Algunos funcionamientos ofrecen saldos de capacidad disponibles en todos ó en la mayoría de sus embalses involucrados. A los sistemas correspondientes se los someterá a la primera aproximación de ajuste tendiente a su optimización, a los efectos de alcanzar una adecuada representatividad de la distribución más eficiente y centrada de los mismos, actuando sobre los grados de libertad disponibles.

En cambio, los sistemas que sólo logran el objetivo con la participación total de sus elementos no ofrecen posibilidades de mayor ajuste en las distintas participaciones, y se adoptan como referencia comparativa sin aplicarles la optimización.-

A esta misma conclusión se llega cuando sólo algunos elementos han sido colmados en su capacidad y la tendencia del ajuste del respectivo sistema conduce a que debieran participar en mayor grado, lo cual sobrepasaría los límites aceptados.

De la observación de los resultados ofrecidos por las corridas mencionadas del Anexo, surgen como pendientes de ajuste los sistemas siguientes:

Para 15 años de retorno:

4-6.2

4-5-6.1

4-5-6.2

2-4-5-6.1

en millones de pesos ley 18.188.

E (1)	: ZV = 4 m LV = 100m C = 960	ZV = 3,50 m LV = 100 m C = 850
E (2)	: ZV = 10 m LV = 120 m C = 1530	ZV = 8 m LV = 120 m C = 1.120
E (3)	: ZV = 10 m LV = 100 m C = 1.070	ZV = 7,50 m LV = 100m C = 760
E (4)	: ZV = 9,75 m LV = 130 m C = 1780	ZV = 7,25 m LV = 130 m C = 1280
E (5)	: ZV = 8,50 m LV = 100 m C = 1100	ZV = 6m LV = 100 m C = 710
E (6.1)	: ZV = 8,50m LV = 280m C = 1190	ZV = 6 m LV = 280 m C = 840
E (6.2)	: ZV = 9.50 m LV = 325 m C = 2.050	ZV = 7 m LV = 325m C = 1.510
E (I)	: ZV = 5,50 m LV = 350m C = 2.140	ZV = 4,25m LV = 350m C = 1.729
E (II)	: ZV = 5,50 LV = 250 m C = 1.481	ZV = 4 m LV = 250m C = 1.219

Para su aplicación a optimizaciones los valores consignados se han interpretado mediante las siguientes expresiones analíticas que los aproximan suficientemente como funciones de ZV en millones de pesos

Para:

$$E (1) - C_1 = 90 + 269 (ZV)^{0,92}$$

$$E (2) - C_2 = 45 + 61 (ZV)^{1,4}$$

$$E (3) - C_3 = 45 + 66 (ZV)^{1,21}$$

$$E (4) - C_4 = 200 + 136 (ZV)^{1,13}$$

$$E (5) - C_5 = 90 + 74 (ZV)^{1,26}$$

$$E (6.1) - C_{6.1} = 45 + 139 (ZV)$$

$$E (6.2) - C_{6.2} = 90 + 216 (ZV) \quad (\text{Excluido } E (5))$$

$$E (6.2) - C''_{6.2} = 30 + 216 (ZV) \quad (\text{Participa } E (5))$$

En base a estas expresiones se deducen los costos básicos de comparación entre sistemas y sus alteraciones a los efectos de preselección ó ajuste, aplicables a la metodología de optimización adoptada para la cuenca del Arroyo Saladillo.

Las siguientes expresan del mismo modo los costos comparativos aplicables a la cuenca del A° Ludueña.

$$E_{(I)} - C_I = 520 (ZV)^{0,83}$$

$$E_{(II)} - C_{II} = 522 (ZV)^{0,61}$$

III.7 - ANALISIS PRELIMINAR DEL CONJUNTO DE SISTEMAS.

Las tentativas de funcionamiento de los sistemas completos, en razón de que proporcionaron series de resultados consecuentes de diversas hipótesis de participaciones elementales en la atenuación final arrojaron como orientación sistemática la escasa y a veces insignificante incidencia sobre la magnitud del caudal, en el tramo a regular como objetivo principal, por parte de las localizaciones de embalses E₁ y E₃. Asimismo, poca significación general cabe atribuir a la E₂.

Por otra parte, las posibilidades de eliminar embalses disminuyen a medida que se pretende controlar totalmente eventos de mayor rango de período

apreciación primaria de la longitud de vertedero de alivio y por aplicación de la expresión

$$A_{(H)} = \left[\frac{1}{2} (ZV + 10)^2 \right] (m^2)$$

para apreciar área de sección transversal en hormigón, en la que Zv es la diferencia de cotas entre vertedero y salida de orificios.

A ambos lados del cuerpo central siguen los tramos en tierra, presumiblemente en suelos limoarcillosos homogéneos con sección trapezoidal de taludes 1:3 y ancho de coronamiento de 12.- m.

Su volumen se estimó a partir de los respectivos perfiles transversales. Diagramas n° 13 a 21 inclusivos.

$$A_T = (ZV + 6) [3 (ZV + 6) + 12] (m^2)$$

para las áreas de secciones en tierra, computándose la totalidad del desarrollo del cierre.

No se ha operado el descuento que correspondería a los tramos sustituidos por hormigón entendiendo balancear así obras accesorias y defensas en general.

A esta evaluación primaria de volúmenes de los dos Item representativos de obra se ha adicionado el área de vaso de regulación abarcada con funcionamiento normal en cada caso, y un monto global fijo de trabajos adicionales estimado para cada localización involucrada proveniente de forzosas afectaciones de hechos existentes, y adecuaciones de los mismos.

Considerados los items intervinientes la tabla siguiente contiene los precios unitarios aplicados. (octubre de 1976).

EMBALSE N°	EXPROP. \$/Ha	HORNIGON \$/m ³	OBRA DE TIERRA \$/ m ³	ADECUAC. global	OBSERVACIONES
1	20.000	30.000	600	90.000.000	Cam. Puentes
2	100.000	30.000	600	45.000.000	" "
3	120.000	30.000	600	45.000.000	" "
4	60.000	30.000	600	200.000.000	Tramo P.13
5	120.000	30.000	600	90.000.000	Adaptaciones
5(1)	50.000	30.000	600	45.000.000	"
6(2)	50.000	30.000	600	90.000.000	Caso sin 2(5)
5(2)	50.000	30.000	600	30.000.000	Caso con 2(5)
I	80.000	30.000	600		
II	120.000	30.000	600		

En base a tales consideraciones surgen en las localizaciones previstas de obras y para las diferencias ZV consignadas los valores totales de inversión correspondientes a cada elemento, que se resumen seguidamente, expresados por (C)

2-4-5-6.2
1-2-3-4-5-6.1
1-2-3-4-5-6.2

Para 20 años de retorno:

4-6.2
4-5-6.2
2-4-5-6.1
2-4-5-6.2
1-2-3-4-5-6.2

Para 25 años de retorno:

2-4-5-6.2
1-2-3-4-5-6.2

Hasta aquí el tratamiento preliminar actuado sobre los sistemas correspondientes a la cuenca del Arroyo Saladillo. En cuanto a la del Ludueña, se ha operado como se describe a continuación.

El procesamiento inicial estableció valores de los coeficientes de orificio KO_I y KO_{II} relativos a cada localización de embalses I y II prevista, de modo que colmen los límites de nivel de embalse fijados como rango posible en cada uno, respondiendo a regulación total sobre eventos de 25 años de período de retorno, y que como se desprende de la Planilla n° 3 en que constan los parámetros significativos de las alternativas tratadas, responden a:

$$KO_I = 7$$
$$KO_{II} = 12$$

Con tales valores adoptados se investigaron los sistemas total y parcializados con uno de ambos embalses, conservando los valores apuntados e investigando el resultado del funcionamiento frente a eventos de 15, 20 y 25 años de retorno.

En este caso se ha optado por ofrecer la totalidad del espectro reproducido en la Planilla n° 3 como variantes posibles de elección, en virtud de que se carece de una estimación de condiciones limitativas ó de referencias para elaborar una preselección de orientación.

III.8 - OPTIMIZACION DE LOS SISTEMAS AJUSTABLES.

Sobre los sistemas seleccionados ajustables más arriba expresados, se ha aplicado el paso de optimización oportunamente expuesto, a partir del estado inicial que figura para cada uno en la Planilla n° 5. Ello involucra corridas de funcionamiento alterando 20% los $KO_{(i)}$ de a uno por vez, en procura de los estima-

dores numéricos de incidencias parciales sobre costo y objetivo que intervienen en el proceso de ajuste.

Los resultados que respetaron con suficiente aproximación los límites condicionantes integran directamente el funcionamiento y evaluación final que consta como optimizado en la misma Planilla.

Los que en cambio sobrepasaron tales condicionantes se adecuaron proporcionalmente de modo que el paso de optimización quede limitado por el elemento determinante de primer término, figurando en la misma planilla el resultado de la corrida final de esta última serie de tanteos.

Con ello, y sobre la base de los resultados finales de las Planillas números 4 y 5, se configura la serie de datos elaborados para proceder a la selección de las alternativas más convenientes.

III.9 - SELECCION DE ALTERNATIVAS PARA DISTINTAS RECURRENCIAS

Aunque todas las alternativas de funcionamientos de los sistemas desarrollados en la Planilla n° 4 cumplen el objetivo principal, aparte de factores indirectos de evaluación se presentan dos indicadores principales de conveniencia relativa, a saber, inversión que significa cada uno, y su respectiva área de afectación a la regulación. Si bien esta última se incluyó en la evaluación del costo que significa cada elemento, la calidad de una alternativa comparada con otra que presente distinta área afectada, supuestos todos los restantes indicadores iguales, resulta indudablemente diferente.

Empero, en el presente caso las tendencias tanto de magnitud de áreas afectadas como de costos indicativos se configuran con orientación semejante, en virtud de lo cual la selección puede regirse exclusivamente por la comparación de estos últimos.

No obstante, y atendiendo a una mejor provisión de elementos de juicio como asimismo a la inevitable dispersión de los valores reales en juego de los cuales los costos evaluados actúan de meros indicadores, se ha optado por seleccionar las alternativas que dentro de cada intervalo de retorno considerado abarquen el rango inferior de las inversiones que significan.

Con el criterio apuntado, por otra parte no excluyente, se configura el listado de alternativas siguiente, que dentro de cada intervalo de recurrencia se presentan como más económicos.

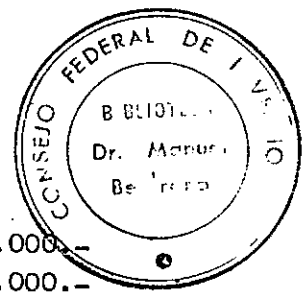
Alternativas seleccionadas-Cuenca Arroyo Saladillo.

R = 15 años

4 - 5.2	Costo:	\$ 3.572.000.000.-
4 - 5 - 6.1	Costo:	\$ 3.865.000.000.-

R = 20 años

4 - 5.2	Costo:	\$ 4.080.000.000.-
4 - 5 - 6.2	Costo:	\$ 4.704.000.000.-



R = 25 años

4 - 5-6.2	Costo: \$ 5.312.000.000.-
2 - 4 - 5 - 6.2	Costo: \$ 6.438.000.000.-

Sobre tales configuraciones de sistemas se aplicaron condiciones extraordinarias a los efectos de aportar nuevos datos comparativos respecto de las consecuencias de su sobrepasamiento eventual, de modo de mejor proveer a las posibilidades de decisión final por parte de las Autoridades Competentes Jurisdiccionales.

Seguidamente se presentan los resultados comparativos producidos para los sistemas posibles de la cuenca del Arroyo Ludueña.

Alternativas representativas-Cuenca del Arroyo Ludueña

R = 15 años

I - II	Costo: \$ 3.145.000.000.-
I	Costo: \$ 1.769.000.000.-
II	Costo: \$ 1.376.000.000.-

R = 20 años

I - II	Costo: \$ 3.357.000.000.-
I	Costo: \$ 1.915.000.000.-
II	Costo: \$ 1.442.000.000.-

R = 25 años

I - II	Costo: \$ 3.490.000.000.-
I	Costo: \$ 2.007.000.000.-
II	Costo: \$ 1.483.000.000.-

Los elementos de los sistemas de estas alternativas difieren en las cotas de vertedero, condicionantes de su magnitud de obra respectiva para los diferentes retornos a que se refieren sus funcionamientos normales.

Para la configuración resultante como atenuadora de eventos de 20 años de retorno se la expuso a la exigencia extraordinaria centenaria.

III.10- ANALISIS DE FUNCIONAMIENTOS EXCEPCIONALES.

A los sistemas seleccionados y representativos antes apuntados se les aplicaron los valores paramétricos correspondientes del evento de 100 años de retorno, y las corridas computacionales que figuran identificadas por esta recurrencia contienen todos los valores de referencia utilizados y los caudales máximos resultantes.

No se trata aquí de verificar condiciones de alivio, las que oportunamente corresponderá establecer sobre la base de capacidad de evacuación frente a máximas exigencias previsibles de caudal pico crítico, sino de ponderar el efecto de cada sistema así tratado, respecto de las características del evento adoptado

como extraordinario sin la interposición de los elementos del mismo.

Una de las posibilidades de tal ponderación reside en la identificación de un indicador sensible a la influencia a evaluar.

A este efecto se proporcionan a continuación los valores obtenidos de las relaciones entre los caudales máximos finales aportados para los derrames en la zona de Rosario, producto del funcionamiento de los sistemas tratados, respecto de los caudales máximos que corresponderían sin regulación, sirviendo así tal relación como indicador, o sea

$$I_j = \frac{Q_j}{Q_{100}}$$

para cada sistema (j) en que Q_{100} es el caudal máximo propio de su cuenca total respectiva, de 100 años de retorno.

Como representativos de condiciones excepcionales sobre los sistemas de la cuenca del Arroyo Ludueña se trataron los estados de obras correspondientes acotadas para su funcionamiento normal relativo al evento de 20 años de recurrencia.

Las planillas números 6 y 7 contienen respectivamente para los Arroyos Saladillo y Ludueña los parámetros utilizados y los valores obtenidos en las corridas de funcionamientos excepcionales.

De las mismas surgen las ponderaciones siguientes:

Sistema	Q_j	Q_{100}	I_j
R 15 - 4-6.2	1498 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,68
R 20 - 4-6.2	1341 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,61
R 15 - 4- 5 - 6.1	1510 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,69
R 20 - 4- 5 - 6.2	1294 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,59
R 25 - 4- 5 - 6.2	1148 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,52
R 25 - 2- 4 - 5 - 6.2	1151 m ³ /s	2194 m ³ /s	0,52
R 20 - I	649 m ³ /s	943 m ³ /s	0,69
R 20 - II	929 m ³ /s	943 m ³ /s	0,99
R 20 - I - II	639 m ³ /s	943 m ³ /s	0,68

Al indicador de evaluación de atenuación le corresponden interpretaciones ponderativas de mayor eficiencia a los valores menores.

III.11 - CONSIDERACIONES ADICIONALES

Producidos los elementos básicos de alternativas posibles y ciertos indicadores fundamentales de orientación hacia una selección final, cabe ahora recordar ciertas premisas que han regido en general a las elaboraciones de los presentes estudios, y que corresponden ser tenidas en cuenta para adoptar un criterio suficientemente amplio en la participación de los resultados para las ponderaciones definitivas de factibilidades y conveniencias.

En primer lugar, la metodología regional de evaluación hidrológica de los aportes de derrame en subcuencas se basa en la generalización de parámetros

de forma que, aunque aceptada generalmente en procura de una necesaria agilidad para ciertos procesamientos como el que se trata, no proveen valoraciones ajustadas sino una estimación centrada respecto a un rango de amplitud de posible dispersión. Si bien ello tiene menor incidencia en análisis comparativos, indudablemente pierden significación las más pequeñas diferencias relativas, adquiriendo en cambio mayor peso en tales circunstancias los restantes factores de influencias indirectas ó cuantitativamente imponderables.

Otro aspecto de orientación frente a disyuntivas poco definidas radica en las diferentes posibilidades de incorporar otros beneficios que pueden ofrecer distintas localizaciones de obras. Entre ellas cabe mencionar la provisión de cuerpos de agua permanentes en los bajos niveles de embalse, con sus derivaciones turísticas e íctias, habilitación de parques provinciales en las zonas de expansión, forestación industrial u ornamental, otros usos recreativos y deportivos, etc.

Por último, cabe tener presente en las estimaciones de las conveniencias que, aunque la tendencia de costos se inclina en el sentido de aumento de las inversiones al aumentar el número de elementos incluidos en los funcionamientos, la disposición de un mayor número de tales localizaciones se compatibiliza mejor y vuelve más económicas futuras infraestructuras locales de saneamiento ó drenajes complementarias cuyo funcionamiento recurra a los embalses como adecuados receptores.

IV - ANTEPROYECTOS

Este capítulo concreta los lineamientos y contornos hidráulicos que se corresponden con los emplazamientos seleccionados en última instancia por la Provincia de Santa Fe, y que se han acotado y verificado de acuerdo con la efectividad y funcionalidad que la misma ha decidido acordarles como más conducentes a la satisfacción de sus necesidades y conveniencias, dentro de los rangos de factibilidad y eficiencia comparativos previamente elaborados a través de las etapas cumplidas de este Estudio.

Las condiciones de diseño establecidas pueden concretarse en la selección de los embalses E₄, E₅ y E₆₋₂ como sistema regulador de la cuenca del A° Saladillo de modo que produzca la regulación a 400m³/s en el tramo canalizado de descarga al río Paraná de los aportes hídricos que no superen las magnitudes correspondientes a eventualidades de veinte años de tiempo medio de retorno y del E₁ como regulador de gran parte de la cuenca del A° Ludueña pero adecuado a que su capacidad atenuadora cubra con máxima eficiencia el rango de magnitud de aportes hídricos correspondientes a eventualidades de hasta veinticinco años de tiempo medio de retorno.

Habiéndose producido en capítulos anteriores las acotaciones determinantes del funcionamiento de orificios de descarga normal y de vertederos de alivio de crecidas extraordinarias se han utilizado tales elaboraciones comparativas como partida para su adecuación final a condiciones de contorno estructurales procurando así el ajuste que en definitiva verifique plenamente los criterios de eficiencia perseguidos, conformando el funcionamiento hidráulico sobre los contornos estructurales delineados.

En contribución a ello, reduciendo al mínimo desarrollos y volúmenes de obra, se han tanteado cotas de coronamiento y vertederos de alivio algo menores que las primitivamente asignadas en correspondencia con los niveles máximos de funcionamiento a regulación total.

En efecto, la contribución de los vertederos sólo se manifiesta como apreciable una vez sobrepasado cierto nivel mínimo de carga sobre el mismo, lo cual del mismo modo retarda también la eficiencia de su participación como alivio de volúmenes eventualmente excesivos.

El ajuste de las cotas de coronamiento, en magnitudes que entornan los 0,40 m en menos respecto del nivel a que alcanza el líquido retenido en cada embalse, opera en el sentido apuntado sin que por ello se alteren significativamente las condiciones de descarga regulada y favoreciendo la iniciación de la aliviación, que así encuentra mejores estados de carga sin exigir desmesuradas revanchas en los diques de tierra de las respectivas obras de cierre.

Las corridas de computación que constituyen el Anexo contienen entre otras las verificaciones finales de los tanteos operados con 20 años de retorno en el sistema de A° Saladillo y con 25 años de retorno en el del Luduaña y cuyos funcionamientos se corresponden con los parámetros definitorios consignados en la Planilla n° 8.

Las restantes corridas utilizan los mismos parámetros para establecer las áreas inundadas por las retenciones con retornos de 5 y 10 años, el funcionamiento para 100 años y para el paso de la onda crítica de diseño.

En lo que sigue se refiere sucesivamente la determinación de las crecidas críticas y ondas de diseño de aliviaderos, la descripción de los anteproyectos, cómputos métricos y presupuestos, y por último se comentan antecedentes de procedimientos en casos similares, de interés práctico para dirimir aspectos legales que podrían aplicarse a la tenencia de la tierra yacente en las áreas de expansión de los lagos de embalses.

IV 1.- Crecidas críticas

Los embalses proyectados regularán, según características impuestas, crecientes del orden de recurrencia de 20 años- arroyo Saladillo- y 25 años- arroyo Ludueña.- Crecientes de orden mayor pondrán en carga a las estructuras de alivio. En particular, estas estructuras deberán estar diseñadas para absorber sin consecuencias perjudiciales en las obras de regulación, crecidas cuya probabilidad de aparición sea muy pequeña, dentro de un lapso de vida útil razonable asignado a las obras.

Debido al hecho que la información disponible es escasa para una ponderación acotada de la probabilidad de aparición de un evento extraordinario, se ha adoptado, para caracterizar en lo que sigue a estos eventos, la denominación de crecidas críticas de diseño o simplemente crecidas críticas.

Diversas metodologías son utilizadas para encarar este tipo de problemas. Aunque todas ellas tienden, en la extrapolación, a maximizar efectos, la aplicabilidad de una u otra dependerá básicamente de la cantidad y calidad de la información fehaciente que se disponga.

Para este caso, los datos primarios han sido elaborados a través del "Estudio Hidrológico de la Cuenca del Arroyo Saladillo" realizado por nuestro Laboratorio para el C.F.I. durante 1972 y de este propio estudio en curso.

Se dispone de leyes de precipitaciones máximas areales, para duraciones de interés, múltiplos de 24 horas, leyes de infiltración y pérdidas iniciales deducidas de observaciones realizadas en la cuenca del Arroyo Saladillo; coeficientes C_t y C_p de Snyder obtenidos a partir del mismo conjunto de observaciones.

Haciendo uso de todo ello, de otras consideraciones que se enunciarán en los lugares específicos y postulando como eventualidad extrema la aparición de la lluvia de diseño en el momento que la cuenca se encuentra saturada- mes de agosto- la estimación de las crecidas críticas responde esquemáticamente a la siguiente metodología:

a) Se ha procedido a extrapolar la familia de curvas de intensidad-área con recurrencias constantes para las duraciones 24 horas, 48 horas y 72 horas y $R = 2.000$ años que se encuentran en los gráficos n° 7, 8 y 9 del informe de avance del estudio realizado en 1972.

b) De las curvas trazadas según el punto a) se obtienen los valores:

Area Km2	Lluvia en (mm)		
	1er.día	2do. día	3er. día
330	218	94	58
500	217	94	58
750	214	97	58
1000	212	99	58
1250	210	100	58
1500	208	102	58
1750	207	102	58
2000	206	103	58

- c) Dentro de la precisión que se puede esperar, se observa en la planilla del punto b) que en tanto el área aumenta las lluvias del 1er.día decrecen en magnitud similar a como aumentan las del 2do. día, mientras permanecen constantes las del 3er. día. Atento a ello y con la idea de empuntar los efectos de las lluvias se ha adoptado la secuencia: 1er. día, 94 milímetros; 2do.día 218 milímetros y 3er.día ,58 milímetros, en forma estandar para todos los embalses.
- d) Del informe de la segunda etapa del estudio hidrológico del año 1972 se han extraído los valores correspondientes a la pérdida inicial mínima y los de la ley de infiltración para los tres primeros días. Esto es: 34 mm, 20 mm, 15 mm y 11 mm respectivamente.
- e) Con los datos obtenidos de los puntos c) y d) se han calculado los excesos críticos, como lo indica el siguiente cuadro:

	1er.día	2do.día	3er.día
P (mm)	94	218	58
P _{i min} (mm)	34	0	0
f (mm)	20	15	11
e _c (mm)	40	203	47

lo que acumula un derrame de 290 milímetros en los tres días de lluvia.

- f) Se han calculado los hidrogramas unitarios sintéticos para cada lugar de embalse adoptado, siguiendo la metodología de F. Snyder y de acuerdo a los coeficientes obtenidos en el estudio hidrológico de la cuenca del Arroyo Saladillo realizado en 1972.

Se recordará que dichos coeficientes, fueron deducidos a partir de crecidas observadas en R.P. n° 16 durante un período de actividad intermedia- a lo más- . De este modo, y a los fines de evaluar las crecidas críticas, es necesario modificar los coeficientes obtenidos de forma que puedan interpretar condiciones más severas en la cuenca. Para ello, se han "empuntado" los hidrogramas unitarios normales por medio del factor 1,25, el cual afecta los picos dejando invariable los derrames correspondientes.

- g) Con los excesos calculados según el punto e) y los hidrogramas unitarios obtenidos de acuerdo al punto f) es decir con ambos elementos de la funcionalidad adoptada maximizados, es ahora inmediata la obtención de los hidrogramas de escurrimiento superficial críticos para cada lugar de embalse, siguiendo los procesos corrientes de composición de hidrogramas.
- h) Finalmente, a fin de flexibilizar los programas computacionales y ajustar tiempos operacionales, los hidrogramas críticos calculados según el punto f) han sido sustituidos por hidrogramas de cálculo analíticos por aplicación de una función gamma en forma totalmente análoga a la descripta y aplicada en el Segundo Informe Parcial de este estudio.

A continuación se sintetizan los pasos de cálculos básicos para cada "sistema" de embalses:

A) Cuenca arroyo Saladillo

Variante $E_4 - E_5 - E_{62}$

i) Hidrograma crítico para el embalse E_4 .

i₁) Hidrogramas unitarios para 25 mm en 24 horas

$$A = 1861,6 \text{ Km}^2$$

$$L = 96 \text{ Km}$$

$$L_c = 40 \text{ Km}$$

$$t_d = 15,65 \text{ hs}$$

$$t_D = 20,94 \text{ hs}$$

$$q_{PN} = 0,124 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2$$

$$Q_{PN} = 230,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 46,54 \text{ Hm}^3$$

$$W_{50} = 57 \text{ hs}; \quad W_{75} = 32 \text{ hs}$$

$$q_{P 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 0,155 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2$$

$$Q_{P 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 287,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W_{50. 1,25} = 45 \text{ hs}; \quad W_{75, 7,25} = 25 \text{ hs}.$$

$$t_{D 1,25} = t_D / 1,25 = 16,8 \text{ hs}$$

Los símbolos han sido definidos previamente en el capítulo I, salvo en los que se introducen segundos subíndices. Estos indican:

- N = que corresponde al hidrograma unitario normal o sea al deducido según los coeficientes obtenidos en el estudio hidrológico de 1972.
- 1,25 = que corresponde al hidrograma unitario crítico, cuyos pasos de cálculos se indican.
- i₂) Hidrograma superficial crítico.

Por el principio de superposición del H.U se obtienen las siguientes ordenadas:

Hora	H.R.E.S (m ³ /s)
0	0
24	403
48	2.374
72	2.271
96	1.059
120	156
144	0

A partir de estos valores y teniendo en cuenta el valor del derrame crítico correspondiente, se ha trazado el hidrograma crítico de escurrimiento superficial, a partir del cual se ha extractado la información necesaria para el cálculo del hidrograma analítico. Estos son:

$$Q_{ct} = 2620 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{pct} = 56 \text{ hs.}$$

$$D_{ct} = 290\text{mm} \times 1861,6 \text{ Km}^2 = 539,9 \text{ Hm}^3$$

$$\gamma_{ct} = 7,19$$

Aquí, el subíndice ct, refiere que se trata de valores críticos.

- i₃) Hidrograma crítico total para el embalse E₄.

Por no existir otro embalse regulador aguas arriba de éste y despreciar, para el caso, pequeños valores posibles de escurrimiento básico, el hidrograma de i₂) es el que se debe rutear a través del E₄ para verificar su funcionamiento extremo. Dicho funcionamiento se ha ejecutado en computadora y las salidas correspondientes se encuentran en el Anexo

- ii) Hidrograma crítico para el embalse E₅

ii₁) Hidrogramas unitarios para 25 mm en 24 hs.

$$A = 506,8 \text{ Km}^2$$

$$L = 49 \text{ Km}$$

$$L_c = 24 \text{ Km}$$

$$t_d = 0,752 \times 1,75 \times (49 \times 24)^{0,3} = 10,97 \text{ hs.}$$

$$t_{dD} = 10,97 + (24 - 10,97/5,5) \cdot 4 = 16,47 \text{ hs}$$

$$q_{PN} = 7 \times 0,37/16,47 = 0,157 \text{ m}^3/\text{s. Km}^2$$

$$Q_{PN} = 0,157 \times 506,8 = 79,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 12,67 \text{ Hm}^3$$

$$W_{50} = 42 \text{ hs} ; W_{75} = 24 \text{ hs}$$

$$q_{P 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 0,196 \text{ m}^3/\text{s Km}^2$$

$$Q_{P 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 99,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W_{50, 1,25} = 34 \text{ hs}; W_{75, 1,25} = 19 \text{ hs}$$

$$t_{D 1,25} = 13,18 \text{ hs}$$

Donde los indices y subindices han sido definidos previamente en el primer informe y en el punto i₁)

ii₂) Hidrograma superficial crítico.

Por el principio de superposición del H.U se obtienen las siguientes ordenadas:

Hora	H.R.E.S. (m ³ /s)
0	0
24	156,8
48	879,0
72	619,2
96	162,8
120	15,0
144	0

Análogamente al proceso descrito en i_2) se obtiene:

$$Q_{ct} = 900 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{Pct} = 51 \text{ hs}$$

$$D_{ct} = 290 \text{ mm} \times 506,8 \text{ Km}^2 = 147 \text{ Hm}^3$$

$$\gamma_{ct} = 9,11$$

Todos correspondientes a condiciones críticas.

ii₃) Hidrograma crítico total para el embalse E_5 .

Análogamente a lo que sucede con el E_4 , el hidrograma que se debe rutar es el del punto ii₂) para verificar su funcionamiento extremo. Cosa que se ha ejecutado en computadora y las salidas correspondientes se encuentran en el Anexo.

iii) Hidrograma crítico para el embalse E_{62} .

iii₁) Hidrogramas unitarios para 25 milímetros en 24 horas.

$$A = 481,5 \text{ Km}^2$$

$$L = 29 \text{ Km}$$

$$L_c = 15,5 \text{ Km}$$

$$t_d = 8,22 \text{ hs}$$

$$t_D = 13,85 \text{ hs}$$

$$q_{PN} = 0,187 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2$$

$$Q_{PN} = 89,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 12 \text{ Hm}^3$$

$$W_{50} = 36 \text{ hs} ; W_{75} = 20 \text{ hs}$$

$$q_{P 1,25} = q_{PN} \times 1,25 = 0,234 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2$$

$$Q_{P, 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 112,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W_{50, 1,25} = 28 \text{ hs} \quad W_{75, 1,25} = 17 \text{ hs.}$$

$$t_{D, 1,25} = 11,08 \text{ hs}$$

iii₂) Hidrograma superficial propio, crítico.

Por el principio de superposición del H. U se obtienen las siguientes ordenadas:

Hora	H.R .E.S (m ³ /s)
0	0
24	178,4
48	951,8
72	445,1
96	54,5
120	0

Análogamente al proceso descrito en el punto i₂) se obtiene:

$$Q_{ct} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_{pct} = 46 \text{ hs.}$$

$$D_{ct} = 290 \text{ mm} \times 481,5 \text{ Km}^2 = 139,6 \text{ Hm}^3$$

$$\gamma_{ct} = 9,32$$

Donde todos, como antes, denotan condiciones críticas.

iii₃) Hidrograma total crítico para el embalse E₆₂

Siendo el escurrimiento básico de orden menor se ha despreciado en la cuantificación del escurrimiento real de su cuenca propia.

Para verificar el funcionamiento del embalse se debe sumar convenientemente los desembalses producidos por el E₄ y E₅ y rutear el re-

resultado a través de él. El trabajo se ha ejecutado en computadora y las salidas correspondientes se encuentran en el Anexo.

3) Cuenca Arroyo Ludueña

Variante E_I

i) Hidrograma crítico para el embalse E_I

i₁) Hidrogramas unitarios.

$$A = 389 \text{ Km}^2$$

$$L = 24 \text{ Km}$$

$$L_c = 12,5 \text{ Km}$$

$$t_d = 7,28 \text{ hs}$$

$$t_D = 12,95 \text{ hs}$$

$$q_{PN} = 0,200 \text{ m}^3/\text{s. Km}^2$$

$$Q_{PN} = 77,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 9,72 \text{ Hm}^3$$

$$W_{50} = 35 \text{ hs}; \quad W_{75} = 19 \text{ hs}$$

$$q_{P \ 1,25} = q_{PN} \times 1,25 = 0,250 \text{ m}^3/\text{s. Km}^2$$

$$Q_{P \ 1,25} = Q_{PN} \times 1,25 = 97,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W_{50, \ 1,25} = 27 \text{ hs} \quad W_{75, \ 1,25} = 15 \text{ hs}$$

$$t_{D \ 1,25} = 10,36 \text{ hs}$$

Donde los índices y subíndices son análogos a los definidos para la cuenca del arroyo Saladillo.

i₂) Hidrograma superficial crítico.

Por el principio de superposición del H.U. se obtienen las siguientes ordenadas:

Hora	H.R.E.S. (m3/s)
0	0
24	151,2
48	796,1
72	323,9
96	33,8
120	0

Siendo los datos para el hidrograma analítico:

$$\begin{aligned}
 Q_{ct} &= 840 \text{ m}^3/\text{s} \\
 t_{pct} &= 45 \text{ hs.} \\
 D_{ct} &= 290 \text{ mm} \times 389 \text{ Km}^2 = 112,8 \text{ Hm}^3 \\
 \gamma_{ct} &= 10,31
 \end{aligned}$$

Todos ellos correspondientes a condiciones críticas.

iii₃) Hidrograma crítico total para el embalse E_I

Debido a que no existen otros embalses reguladores aguas arriba de éste y que, para el caso, puede despreciarse el escurrimiento básico, el hidrograma que se debe rutear a través del E_I es el que se obtuvo en iii₂)

Esto ha sido ejecutado en computadora, encontrándose las salidas correspondientes en el Anexo

IV.2- DESCRIPCION DE LOS ANTEPROYECTOS

Para los diseños se han adoptado los tipos de obra que para condiciones similares se produjeron en la Provincia de Buenos Aires, tales como las realizadas en Tandil sobre el A° del Fuerte, y en Moreno-Merlo, sobre el río Reconquista.

Asimismo, el criterio de diseño de orificios fué oportunamente ensayado sobre modelo físico en este Laboratorio de Hidráulica Guillermo C. Céspedes, con óptimo resultado.

Por tratarse de obras de cierre relativamente bajas, los perfiles de orificios y vertederos se alojan en macizos de hormigón que incluyen también el dissipador al pie y sostienen un puente superior, todo compatible con las capacidades normales de carga de los suelos comúnmente yacentes a poca profundidad. El conjunto estructural se distribuye en el sector central más profundo del cierre, configurando un número de macizos de dimensión adecuada a la distribución de los elementos contenidos. Los planos de separación para asentamientos diferenciales y dilatación, se prevén con juntas de estanquidad. Un sistema de drenaje procura garantizar la ausencia de subpresiones nocivas y controlar los planos de apoyo evitando sifonajes. Los orificios rectangulares se han concebido sin trabas ni rejas interpuestas a fin de que los cuerpos que pueda acarrear el flujo en crecidas los traspongan sin obturarlos.

Para ello se han establecido dimensiones superiores a las mínimas requeridas por los tamaños de animales que, como los vacunos, podrían ser sorprendidos y arrastrados por repentinas inundaciones. El caso de árboles que puedan quedar atascados con sus ramificaciones, no tiene las mismas consecuencias funcionales ni estructurales, ya que no provocan un cierre instantáneo ni completo en un orificio.

En las ubicaciones planimétricamente establecidas en los Planos números 3, 4, 5 y 6 se han concretado los diseños de contornos en hormigón contenidos en los Planos Números 7, 8, 9, 10 y 11 que respetan los acotamientos y parámetros de la Planilla n° 9 confirmada por medio de las corridas de funcionamiento de crecidas normales, límites y críticas, que figuran en Anexo.

Los perfiles vertederos son de tipo Creager y responden a cargas de diseño de dos tercios de las críticas, temperamento recomendable para aplicar

a gastos específicos no muy elevados y con lo que se consigue mayor seguridad en los coeficientes de descarga en la vecindad de las máximas alturas de retención.

En todos los casos se ha previsto que alguna vía de comunicación aproveche la traza de los cierres, por lo cual se incluye una sección típica de puente y se prevé la forma y distribución de los pilares de apoyo.

El conjunto se combina con la disposición de los elementos constitutivos del disipador de energía al pié, del tipo Cotta-Gandolfo, seguido de filtro invertido y escollera graduado de protección del lecho subyacente.

Por último, respecto de las partes en hormigón, se han diseñado muros de ala estructurales alivianados, encargados de establecer la transición con los diques en tierra que siguen a cada lado. El diseño tipificado sólo es indicativo y sirve a la materialización de contornos mojados, a nivel de anteproyecto, para su intervención en los cálculos métricos y presupuestos.

Las presas de tierra que constituyen la mayor parte de los cierres se han previsto de sección trapezoidal con doce metros de ancho en el coronamiento y taludes 1 (vertical): 3 (Horizontal) y cuyas cotas de coronamiento figuran en la Planilla nº 9.

La fundación se ha supuesto aproximadamente a un metro por debajo de la superficie topográfica natural, aceptando como representativas las curvas de nivel de las planchetas del I.G.M. y sus interpolaciones lineales. En principio, y descontando la abundancia de suelos aptos en las proximidades, puede recomendarse la ejecución de los diques de tierra con sección transversal homogénea cuyo índice Plástico del orden de (10) ocupe la parte del rectángulo central y con tendencia de índice decreciente hacia los taludes en forma gradual y simétrica.

La protección del talud aguas arriba se asegura con el escollera-
do rip-rap prescripto como se observa en la sección tipo de presa de tierra del plano nº 12 y el talud aguas abajo, previamente preparado con tierra vegetal, deberá encesparse, o si se prefiere, también puede cubrirse de enrocado de menores tamaños que no requieren mantenimientos, ó carpeta asfáltica.

Los planos adjuntos de las obras especificadas a nivel de anteproyecto, son suficientemente ilustrativos para la estimación de un presupuesto.

to bastante aproximado del monto de inversión que significan.

IV.3- COMPUTOS METRICOS

Las planillas que se indican, contienen las dimensiones utilizadas y los resultados obtenidos, abarcando los items fundamentales como se enumeran a continuación:

- 1) Volúmenes de suelos seleccionados y compactados para diques de tierra.
Planillas números 10,11,12 y 13.
- 2) Hormigones.
 - A) Hormigón masivo semiarmado de macizos vertederos con dissipador.
 - B) Hormigón armado estructural de pilas, puentes y muros de ala.
Planillas números 14,15,16 y 17.

IV.4- PRESUPUESTOS

No se establecerá aquí discriminación alguna para la evaluación de cada ítem según el detalle de las especificaciones parciales que puedan constituirlos, en virtud de que en primer lugar, la evaluación a nivel de anteproyecto sólo comporta un centrado justiprecio de los conjuntos involucrados en cada ítem principal y en segundo lugar, las circunstancias actuales hacen ilusoria la exactitud basada en la discriminación de los constituyentes, camino por el cual pueden acumularse mayores errores que recurriendo a las apreciaciones globales.

En la apreciación global del valor unitario atribuible a cada ítem principal se incluirá el total que involucre todas las etapas e insumos parciales necesarios para lograr su terminación, con criterio de trabajo completo en regla de arte.

Los presupuestos respectivos a cada embalse constan en las planillas números 18,19,20 y 21 adjuntas, y en las mismas sólo figuran los montos de inversión en obra. No se han considerado expropiaciones en virtud de que las mismas dependen de los criterios que se discuten en el próximo capítulo. En la planilla nº 22 figura el presupuesto general.

V. - AREAS INUNDADAS POR LAS RETENCIONES

V.1 Caracterización eventual

Las áreas afectadas por funcionamientos de embalses resultan más o menos comprometidas en cuanto a altura y permanencia de las aguas, según su ubicación altimétrica y la frecuencia del evento circunstancial, que determina su magnitud.

Por consiguiente, se considerarán las áreas afectadas y la cota máxima alcanzada, para eventos de referencia correspondientes a tiempos de retorno medio de 5 y 10 años, cuyos periodos son indicativos del rango de afectación relativamente frecuente de las áreas por ellos involucradas.

Para esta investigación fué necesario hallar los parámetros definitivos de las crecidas correspondientes a ambas recurrencias, y producir las respectivas corridas de funcionamiento para cada embalse, como constan agregadas, y de cuyos resultados surgen en general valores de niveles máximos que entornan la cota un metro aproximadamente inferior a la del respectivo vertedero, para eventos comprendidos entre esas recurrencias de 5 a 10 años.

Las magnitudes de esas áreas, que corresponden a los mencionados retornos, las de cota de vertedero, y las de un metro inferior a la de vertedero, se tendrán en cuenta para adoptar el criterio acerca del destino, uso y tenencia de la tierra.

La planilla n° 23 resume el procesamiento y consigna los valores de referencia y los límites aconsejados.

V.2 Aspectos legales.

El problema de establecer qué grado de afectación al dominio, incluyendo la expropiación, resulta necesario imponer, presenta características, en general no especialmente contempladas en Códigos y Leyes de Aguas en lo referente a casos como el presente, o encuadrados con criterios demasiado parcializados en salvaguarda unilateral de riesgos o conveniencias. Resolver las situaciones creadas contemplando cada caso singular obviamente requeriría una versatilidad difícil de lograr en un cuerpo legal sin caer a su vez en la posibilidad de indebidas interpretaciones.

Como criterio rector para evaluar la afectación real de áreas de embalses, podría establecerse en estos casos la escala siguiente:

- 1°) Afectación total: área incluida por debajo de la curva de nivel un metro inferior a la cota de coronamiento del respectivo vertedero.
- 2°) Afectación parcial: área comprendida entre las curvas de niveles un metro superior y un metro inferior a la cota del respectivo vertedero, dentro del sector aguas arriba del cierre.
- 3°) Afectación mínima: área del contorno siguiente al anterior, hasta la cota dos metros superior a la del respectivo vertedero, dentro del vaso de expansión del embalse.
- 4°) Afectación condicional: área del contorno exterior solamente en circunstancias extremas de excepción, hasta 3 m. sobre la cota del respectivo vertedero.

Las modalidades frente a cada afectación a su vez podrían ser:

Afectación total: Expropiación con destino a parqueización, uso público recreativo, forestación, caza, etc. prohibición de instalaciones fijas que no garanticen acceso a niveles superiores en 4 m sobre cota de vertedero.

Afectación parcial: Expropiación a pedido del propietario, ó por común acuerdo, mantenimiento del uso agropecuario con servidumbre con una indemnización pactada por única vez y a riesgo de cada propietario. Prohibición de instalaciones de todo tipo y residenciales.

Afectación mínima: Servidumbre con indemnización por única vez, sin expropiación. Prohibición de variar uso de la tierra y de instalar residenciales.

Afectación condicional: Sólo produciría la exigencia de establecer las cotas de piso residenciales y accesos por encima de los 3,00 metros sobre la respectiva cota de coronamiento del vertedero.

c) Antecedentes.

c-1) Tandil

El funcionamiento crítico en este regulador de crecidas

ubicado frente a la ciudad, produce una elevación de nivel muy rápida en contados minutos, y esto ha decidido que las áreas bajo cota de vertedero superior fueron expropiadas.

Ello no obstante tuvo poca incidencia en los montos de expropiación en virtud de que la mayor parte de la superficie destinada a embalse eventual era fiscal.

c-2) Moreno-Merlo.

Desde dos metros por debajo de la cota del vertedero del Dique sobre el Rio Reconquista, y hacia lo profundo aguas arriba del cierre, se ha considerado la expropiación forzosa. Por encima de este límite y hasta la cota del vertedero, se ha aceptado, la retención del dominio, con renuncia a reclamos eventuales y con mantenimiento del uso agropecuario. Por sobre vertedero y hasta cota de coronamiento del dique de tierra rigen cotas mínimas de piso para instalaciones ó residencias.

La Plata, julio de 1977.

INTENSIDADES DE LAS LLUVIAS EN EL
AEROPUERTO FISHERTON

Año	Duración							
	(min)	5	10	15	30	60		120
42		142.8	108.0	103.6	59.0	34.2	21.6	
43		140.4	106.8	98.0	61.8	32.9	16.5	
44		150.0	107.4	96.8	59.4	42.1	26.3	
45								
46		171.6	123.6	123.6	103.0	57.5	28.8	Abril-Mayo y Junio no hay datos.
47		160.8	141.6	102.4	68.8	46.3	25.5	
48		112.8	92.4	75.2	47.8	31.0	17.1	
49								
49								
50								
51								
52		118.8	81.0	70.0	38.2	24.2	15.2	
53		120.0	116.4	101.6	75.4	42.1	22.7	
54		120.0	118.8	83.2	56.4	38.4	24.8	
55		120.0	78.0	63.6	63.0	41.5	25.0	
56		180.0	152.4	117.6	89.6	53.1	30.5	
57		120.0	119.4	103.6	83.6	47.1	25.6	
58		120.0	120.0	120.0	71.0	47.2	36.1	
59		120.0	104.4	100.8	58.6	52.0	35.7	
60		120.0	120.0	100.6	65.4	39.1	23.9	
61		120.0	114.0	112.0	86.0	57.0	30.9	
62		168.0	162.0	160.0	100.0	62.2	39.1	Falta diciembre
63		120.0	120.0	100.0	61.6	35.6	21.4	Falta enero
64		132.0	123.0	110.0	66.0	38.6	32.9	
65		120.0	98.4	80.0	68.0	40.6	27.8	
66		204.0	162.0	148.0	92.4	60.4	36.0	
67		120.0	96.0	74.0	57.0	30.4	27.0	
68		120.0	84.0	72.0	45.8	25.5	18.8	
69		128.4	120.0	112.0	96.2	58.9	40.2	
70		111.6	84.0	72.0	53.6	38.8	25.2	

CUENCA DEL ARROYO SALADILLO

ALTURAS DE AGUA EN LAS ESCALAS Y EXCESOS OBSERVADOS Y CALCULADOS EN EL PERIODO 1971 - 73.

Fecha	Hmáx (m) Ruta 13	Hmáx (m) Ruta 16	Exceso Obs (mm) Ruta 16	Exceso Cal. (mm) Ruta 16	Observaciones
24-X-72	2,42	3,45	3,0	0,9	—
24-II-73	3,62	2,97	5,0	0,1	—
2-III-73	2,19	2,94	2,6	0,7	—
16-III-73	3,40	3,00	4,0	0	(1)
1-IV-73	3,44	3,37	6,5	0	(1)
15-IV-73	1,72	2,12	0,9	0	—
9-VI-73	2,63	3,38	6,0	5,9	—
17-VII-73	3,23	2,76	2,6	0	(1)
6-X-73	2,79	2,13	1,2	3,9	—
10-X-73	2,57	2,44	1,7	0,1	—

(1) El modelo no acusa derrame pero se encuentra próximo al límite.

EMBALSE	VARIANTE	AREA	Q _{pm}	RECURRENCIA = 15 años					RECURRENCIA = 20 años					RECURRENCIA = 25 años					RECURRENCIA = 100 años				
				Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ
				m ³ /s	hs	mm	Hm ³		m ³ /s	hs	mm	Hm ³		m ³ /s	hs	mm	Hm ³		m ³ /s	hs	mm	Hm ³	
E ₁	1.2.3.4.5.6 ₁ /6 ₂	428.5	79.1	229.0	36.2	96	41.1	4.48	274.5	38.0	115	49.3	4.82	312.8	39.4	132	57.0	4.95	598.2	47.3	240	102.8	7.34
E ₂	1.2.3.4.5.6 ₁ /6 ₂	252.5	53.1	153.7	32.7	110	27.8	3.80	184.3	34.2	131	33.1	4.13	209.9	35.4	148	38.1	4.27	401.6	42.2	280	70.7	5.85
E ₃	1.2.3.4.5.6 ₁ /6 ₂	167.5	39.0	112.9	30.4	120	20.1	3.54	135.3	31.7	150	24.6	3.54	154.2	32.7	170	28.5	3.72	295.0	38.7	315	52.8	4.97
E ₄	1.2.3.4.5.6 ₁ /6 ₂	1013.4	150.9	436.8	43.2	86	87.2	4.98	523.6	45.5	103	104.4	5.41	596.8	47.2	115	116.5	5.93	1141.3	57.5	217	219.9	8.42
E ₅	TODAS LAS VARIANTES	506.8	89.7	259.7	37.4	91	46.1	4.79	311.3	39.3	110	55.7	5.10	354.8	40.7	125	63.4	5.40	678.4	49.1	237	120.1	7.43
E ₆₁	TODAS LAS VARIANTES	256.5	54.0	156.3	32.8	110	28.4	3.83	187.4	34.4	130	33.5	4.19	213.3	35.6	148	38.7	4.31	408.4	42.4	275	70.9	6.02
E ₆₂	TODAS LAS VAR. MENOS 4.62	481.5	86.1	249.3	37.0	95	45.6	4.49	298.8	38.9	113	54.3	4.90	337.7	40.2	128	61.7	5.11	651.2	48.5	238	114.3	7.39
S ₇₁	TODAS LAS VAR. CON 61	510.5	90.4	261.7	37.5	92	47.1	4.71	313.7	39.4	110	56.3	5.09	357.5	40.8	127	65.0	5.27	683.7	49.2	238	121.9	7.37
S ₇₂	TODAS LAS VAR. CON 62	285.5	58.0	167.9	33.4	105	29.8	4.05	201.3	35.0	125	35.5	4.38	229.4	36.2	146	41.5	4.43	438.6	43.2	275	78.1	5.96
E ₂	2.4.5.6 ₁ /6 ₂	681.0	112.0	324.2	39.8	88	59.9	4.95	388.6	41.8	105	71.5	5.37	443.0	43.4	120	81.7	5.68	847.1	52.4	229	156.0	7.76
E ₄	2.4.5.6 ₁ /6 ₂	1180.9	169.3	490.1	44.6	86	101.5	4.94	587.5	47.0	104	122.8	5.29	669.6	48.9	118	139.3	5.67	1280.4	59.5	218	257.4	8.30
E ₄	4.5.6 ₁ /6 ₂ Y 4.62	1861.9	238.3	689.9	49.3	88	163.8	4.69	826.9	52.0	106	197.4	5.03	942.5	54.2	122	227.2	5.29	1802.3	66.4	232	432.0	7.42
E ₆₂	4.62	986.9	147.9	428.2	42.9	86	84.9	4.98	513.2	45.2	103	101.6	5.41	584.9	47.0	117	115.5	5.79	1118.6	57.1	217	214.2	8.41
S ₇	SIN EMBALSES	3135.7	352.6	1020.8	55.5	90	282.2	4.45	1223.5	58.7	108	338.7	4.83	1394.5	61.2	123	385.7	5.16	2666.7	75.4	236	740.0	7.18
E _I	I. II Y I	389.0	73.5	212.8	35.5	97	37.7	4.44	255.0	37.3	118	45.9	4.53	290.7	38.6	136	52.9	4.84	555.9	46.3	257	100.0	6.56
E _{II}	I. II Y II	171.0	39.7	114.9	30.5	121	20.7	3.50	137.8	31.8	150	25.7	3.53	157.0	32.9	170	29.1	3.74	300.2	38.9	312	53.4	5.06
SC _{III}	I. II	226.0	48.9	141.6	32.1	115	26.0	3.67	169.7	33.5	140	31.6	3.81	193.4	34.7	159	35.9	4.01	369.8	41.2	295	66.7	5.42
SC _{III}	I	397.0	74.6	216.0	35.7	97	38.5	4.44	258.8	37.4	116	46.1	4.77	295.0	38.7	136	54.0	4.81	564.2	46.5	255	101.2	6.64
SC _{III}	II	615.0	103.7	300.2	38.9	88	54.1	4.96	359.8	40.9	106	65.2	5.32	410.1	42.4	121	74.4	5.62	784.3	51.2	233	143.3	7.56
C _T	SIN EMBALSES	786.0	124.7	361.0	40.9	87	68.4	4.96	432.6	43.1	104	81.7	5.41	493.2	44.7	119	93.5	5.70	943.1	54.1	221	173.7	8.20

A° SALADILLO

A° LUDUEÑA

CUENCAS DE LOS ARROYOS
SALADILLO Y LUDUEÑA

PARAMETROS FUNDAMENTALES PARA LA
EVALUACION DE CRÉCIDAS EN LUGARES
DE EMBALSE PARA DIVERSAS VARIANTES

CUENCA ARROYO LUDUEÑA

ESTADOS INICIALES

Z_m ALTURA MAXIMA DE FUNCIONAMIENTO NORMAL SOBRE TECHO DE ORIFICIO (m)
 KO COEFICIENTE DE ORIFICIO
 Z ALTURA MAXIMA ALCANZADA SOBRE TECHO DE ORIFICIO (m)

R	VARIANTE		E _I	E _{II}	Q	COSTO \$ x 10 ⁶	
15 AÑOS	I-II	Z _m	5.10	5.50	176.5	3145	
		KO	7	12			
	I	Z	4.37	4.90	227.8	1769	
		KO	7				
	II	Z	4.37		324.9	1376	
		KO		12			
20 AÑOS	I-II	Z	4.81	5.29	206.0	3357	
		KO	7	12			
	I	Z	4.81		271.1	1915	
		KO	7				
	II	Z		5.29	385.5	1442	
		KO		12			
25 AÑOS	I-II	Z	5.09	5.54	230.5	3490	
		KO	7	12			
	I	Z	5.09		307.7	2007	
		KO	7				
	II	Z		5.54	436.3	1483	
		KO		12			

CUENCA ARROYO SALADILLO

FUNCIONAMIENTO EXCEPCIONAL CENTENARIO

KO COEFICIENTE DE ORIFICIO
 KV COEFICIENTE DE VERTEDERO
 Zv ALTURA CRESTA VERTEDERO SOBRE TECHO ORIFICIO
 Z ALTURA MAXIMA ALCANZADA SOBRE TECHO DEL ORIFICIO

VARIANTE		E1	E2	E3	E4	E5	E6 ₁	E6 ₂	Q m ³ /s	OBSERVACIONES
4.6 ₂	KO				33			118	1497.9	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 15 ANOS
	KV				240			600		
	Zv(m)				10.25			6.65		
	Z(m)				12.90			8.24		
4.6 ₂	KO				65			90	1341.2	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 20 ANOS
	KV				220			600		
	Zv(m)				10.50			8.60		
	Z(m)				12.93			10.28		
4.5.6 ₁	KO				58	7	66.6		1510.0	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 15 ANOS
	KV				240	170	500			
	Zv(m)				9.75	7.20	6.10			
	Z(m)				12.39	8.85	7.77			
4.5.6 ₂	KO				59	19		95.20	1294.2	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 20 ANOS
	KV				200	150		500		
	Zv(m)				10.65	7.30		7.00		
	Z(m)				13.16	8.87		8.63		
4.5.6 ₂	KO				80	12		80	1147.6	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 25 ANOS
	KV				200	150		500		
	Zv(m)				10.85	7.95		9.15		
	Z(m)				13.12	9.33		10.65		
2.4.5.6 ₂	KO		41		55	11		81	1150.6	REGULACION CON ORIFICIOS PARA 25 ANOS
	KV		200		220	150		600		
	Zv(m)		10.00		10.50	8.00		7.40		
	Z(m)		11.44		12.60	9.37		8.73		

CUENCA ARROYO LUDUEÑA
 FUNCIONAMIENTO EXCEPCIONAL CENTENARIO

PLANILLA N° 7

KO - COEFICIENTE DE ORIFICIO
 KV - COEFICIENTE DE VERTEDERO
 Zv - ALTURA CRESTA VERTEDERO SOBRE TECHO ORIFICIO
 Z - ALTURA MAXIMA ALCANZADA SOBRE TECHO DE ORIFICIO

VARIANTE		E _I	E _{II}	Q _{final}	OBSERVACIONES
I - II	KO	7	12	638.8	
	KV	300	215		
	Zv (m)	4.80	5.30		
	Z (m)	5.74	6.07		
I	KO	7		649.0	
	KV	300			
	Zv (m)	4.80			
	Z (m)	5.74			
II	KO		12	929.7	
	KV		215		
	Zv (m)		5.30		
	Z (m)		6.07		

	EMBALSE	AREA	Q _{pm}	RECURRENCIA = 5 AÑOS					RECURRENCIA = 10 AÑOS					RECURRENCIA = 20 AÑOS					RECURRENCIA = 100 AÑOS					CRITICA				
				Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ	Q _p	t _p	E	D	γ
				Km ²	m ³ /s	m ³ /s	hs	mm	Hm	-	m ³ /s	hs	mm	Hm	-	m ³ /s	hs	mm	Hm	-	m ³ /s	hs	mm	Hm	-	m ³ /s	hs	mm
A. SALADILLO	E4	1861.9	238.3	306.3	39.1	39	72.6	3.39	522.3	45.5	67	124.7	4.13	826.9	52.0	106	197.4	5.03	1802.3	66.4	232	432.0	7.42	2620.0	56.0	290	539.7	7.19
	E5	506.8	89.7	115.3	30.5	40	20.3	3.62	196.6	34.8	70	35.5	4.20	311.3	39.3	110	55.7	5.10	678.4	49.1	237	120.1	7.43	900.0	51.0	290	147.0	9.11
	E6 ₂	481.5	86.1	110.7	30.2	40	19.3	3.62	188.7	34.4	71	34.2	4.11	298.8	38.9	113	54.3	4.90	651.2	48.5	238	114.3	7.39	960.0	46.0	290	139.6	9.32
	S7 ₂	285.5	58.0	74.6	27.6	47	13.4	3.09	127.1	31.2	80	22.8	3.64	201.3	35.0	125	35.5	4.38	438.6	43.2	275	78.1	5.96	-	-	-	-	-
A. LUDUEÑA	E _I	389.0	73.5	94.5	29.1	44	17.1	3.29	161.1	33.1	75	29.2	3.89	290.7	38.6	136	52.9	4.84	555.9	46.3	257	100.0	6.56	840.0	45.0	290	112.8	10.31
	S _{CIII}	397.0	74.6	95.9	29.2	41	16.3	3.57	163.5	33.2	73	29.0	4.02	295.0	38.7	136	54.0	4.81	564.2	46.5	255	101.2	6.64	-	-	-	-	-

CUENCAS DE LOS ARROYOS
SALADILLO Y LUDUEÑA

PARAMETROS FUNDAMENTALES PARA LA
EVALUACION DE CRECIDAS EN LOS EMBALSES

U. N. L. P

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA Nº 8

DENOMINACION	U	A° SALADILLO			A° LUDUENA		
		E ₄	E ₅	E ₆₂	E _I		
Cota de coronamiento presa de tierra	Zc	m	75.00	63.30	52.50	33.40	
Cota extremo superior de pilas (mínima)		m	74.20	62.50	51.70	32.60	
Coefficiente de orificio	Ko		71.77	19.94	95.69	19.14	
Altura de orificios	ho	m	1.00	1.25	1.20	1.00	
Ancho de orificios	bo	m	1.80	2.00	2.00	1.60	
Número de orificios		n°	10	2	10	3	
Cota techo de orificios	Zo	m	58.75	50.00	39.00	24.50	
Coefficiente de vertedero	Kv		252.42	28.35	252.42	75.81	
Longitud de vertedero libre	Lv	m	120.20	13.50	120.20	36.10	
Número de macizos de H°		n°	10	1	10	3	
Longitud de macizos de H°		m	12.40	14.00	12.40	11.00	
Longitud de macizo de H° solidario con el muro de ala		m	3.10	-	3.10	2.75	
Longitud total de vertedero	Lt	m	130.20	14.00	130.20	38.50	
Cota cresta de vertedero	Zv	m	68.75	56.90	45.60	28.80	
Cota máxima alcanzada para crecida crítica	Zcr	m	72.06	60.25	49.22	30.82	
Carga máxima sobre vertedero	hcr	m	3.31	3.35	3.62	2.02	
DISIPADOR DE ENERGIA	Longitud	Ld	m	14.40	14.40	14.40	8.40
	Profundidad máxima	Zm	m	4.80	4.80	4.80	2.80
	Ancho del diente	Bs	m	1.70	2.00	1.70	1.60
	Ancho de la cuchara	Bi	m	1.40	1.50	1.40	1.25
		CUENCAS DE LOS ARROYOS SALADILLO Y LUDUENA					
		OBRAS DE REGULACION CARACTERISTICAS PRINCIPALES					
		U. N. L. P.			FAC. DE INGENIERIA		
		LAB. G.C. CESPEDES			PLANILLA N° 9		

COTA CORONAM.	COTA T.N.	SECCION TRANSVERS.	SECCION TRANSVERS. MEDIA	DISTANCIA	VOLUMENES	
					PARCIALES	ACUMULADOS
m	m	m ²	m ²	m	m ³	m ³
75.00	58.75	1096.69				
"	60.00	957.00	1026.84	510	523688.40	523688.40
"	61.25	826.69	891.85	310	276473.50	800161.90
"	62.50	705.75	766.22	380	291163.60	1091325.50
"	63.75	594.19	649.97	240	155992.80	1247318.30
"	65.00	492.00	543.09	280	152065.20	1399383.50
"	66.25	399.19	445.60	340	151504.00	1550887.50
"	67.50	315.75	357.47	180	64344.60	1615232.10
"	68.75	241.69	278.72	240	66892.80	1682124.90
"	70.00	177.00	209.34	370	77455.80	1759580.70
"	71.25	121.69	149.35	400	59740.00	1819320.70
"	72.50	75.75	98.72	420	41462.40	1860783.10
"	73.75	39.19	57.47	380	21838.60	1882621.70
"	75.00	12.00	25.59	1020	26101.80	1908723.50
VOLUMEN TOTAL					1908723.50	

CUENCA A° SALADILLO

EMBALSE E 4

MOVIMIENTO DE TIERRA

U. N. L. P.

FAC. INGENIERIA

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 10

COTA CORONAM.	COTA T.N.	SECCION TRANSVERS.	SECCION TRANSVERS. MEDIA	DISTANCIA	VOLUMENES	
					PARCIALES	ACUMULADOS
m	m	m ²	m ²	m	m ³	m ³
63.30	50.00	782.07				
"	51.25	664.51	723.29	600	433974.00	433974.00
"	52.50	556.32	610.41	500	305205.00	739179.00
"	53.75	457.51	506.92	300	152076.00	891255.00
"	55.00	368.07	412.79	230	94941.70	986196.70
"	56.25	288.01	328.04	330	108253.20	1094449.90
"	57.50	217.32	252.66	300	75798.00	1170247.90
"	58.75	156.01	186.67	240	44800.80	1215048.70
"	60.00	104.07	130.04	410	53316.40	1268365.10
"	61.25	61.51	82.79	460	38083.40	1306448.50
"	62.50	28.32	44.91	650	29191.50	1335640.00
"	63.30	12.00	20.16	200	4032.00	1339672.00
VOLUMEN TOTAL					1339672.00	

CUENCA A° SALADILLO

EMBALSE E 5
MOVIMIENTO DE TIERRA

U.N.L.P.

FAC. INGENIERIA

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 11

COTA CORONAM.	COTA T.Nr	SECCIÓN TRANSVERS.	SECCION TRANSVERS. MEDIA	DISTANCIA	VOLUMENES	
					PARCIALES	ACUMULADOS
m	m	m ²	m ²	m	m ³	m ³
52.50	39.00	801.75				
"	40.00	705.75	753.75	860	648225.00	648225.00
"	41.25	594.19	649.97	270	175491.90	823716.90
"	42.50	492.00	543.09	150	81463.50	905180.40
"	43.75	399.19	445.60	200	89120.00	994300.40
"	45.00	315.75	357.47	100	35747.00	1030047.40
"	46.25	241.69	278.72	220	61318.40	1091365.80
"	47.50	177.00	209.34	190	39774.60	1131140.40
"	48.75	121.69	149.35	210	31363.50	1162503.90
"	50.00	75.75	98.72	190	18756.80	1181260.70
"	51.25	39.19	57.47	390	22413.30	1203674.00
"	52.50	12.00	25.59	150	3838.50	1207512.50
VOLUMEN TOTAL						1207512.50

CUENCA Aº. SALADILLO

EMBALSE E 6₂
MOVIMIENTO DE TIERRA

U.N.L.P.

FAC. INGENIERIA

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA Nº 12

COTA CORONAM.	COTA T.Nr	SECCION TRANSVERS.	SECCION TRANSVERS. MEDIA	DISTANCIA	VOLUMENES	
					PARCIALES	ACUMULADOS
m	m	m ²	m ²	m	m ³	m ³
33.40	24.50	409.83				
"	25.00	374.88	392.36	1900	745484.00	745484.00
"	26.25	294.07	334.48	600	200688.00	946172.00
"	27.50	222.63	258.35	620	160177.00	1106349.00
"	28.75	160.57	191.60	520	99632.00	1205981.00
"	30.00	107.88	134.22	370	49661.40	1255642.40
"	31.25	64.57	86.23	480	41390.40	1297032.80
"	32.50	30.63	47.60	470	22372.00	1319404.80
"	33.40	12.00	21.32	1170	24944.40	1344349.20
VOLUMEN TOTAL						1344349.20

CUENCA A° LUDUEÑA	
EMBALSE EI MOVIMIENTO DE TIERRA	
U.N.L.P.	FAC. INGENIERIA
LAB. G.C. CESPEDES	PLANILLA N° 13

	INDICACION DE LAS OBRAS	NUMERO DE PARTES	DIMENSIONES		UNIDADES	CANTIDADES	
			LONGITUD	SECCION TRANSVERSAL		PARCIALES	TOTALES
			m	m ²			
A	HORMIGON MASIVO						
A.1	Macizos vertederos, -	10.5	12.40	101.00	m ³	13150.20	
A.2	Orificios	10	1.80	27.75	m ³	- 499.50	12650.70
A.3	Disipador de energía						
	a) Dientes	42	1.70	81.00	m ³	5783.40	
	b) Cucharas	42	1.40	38.25	m ³	2249.10	8032.50
						Vol. total	20683.20
B	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO						
B.1	Muro de ala						
		2	12.00	12.59	m ³	302.16	
		2	18.05	10.99	m ³	396.74	
		2	43.30	7.73	m ³	669.42	
		2	64.09	8.63	m ³	1106.19	
	Contrafuertes	70			m ³	690.08	3164.59
B.2	Puente	1	131.00	4.69	m ³	614.39	
B.3	Pilas	20	0.50	61.25	m ³	612.50	1226.39
						Vol. total	4391.48

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E₄

COMPUTO METRICO DE ESTRUCTURAS

U. N. L. P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 14

	INDICACION DE LAS OBRAS	NUMERO DE PARTES	DIMENSIONES		UNIDADES	CANTIDADES	
			LONGITUD	SECCION TRANSVERSAL		PARCIALES	TOTALES
			m	m ²			
A	HORMIGON MASIVO						
A.1	Macizo vertedero	1	14.00	72.50	m ³	1015.00	
A.2	Orificios	2	2.00	22.50	m ³	- 90.00	925.00
A.3	Disipador de energía						
	a) Dientes	4	2.00	81.00	m ³	648.00	
	b) Cucharas	4	1.50	38.25	m ³	229.50	877.50
						Vol.total	1802.50
B	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO						
B.1	Muro de ala						
		2	12.00	11.15	m ³	267.60	
		2	16.00	9.73	m ³	311.36	
		2	36.26	6.22	m ³	451.07	
		2	54.73	7.82	m ³	855.98	
	Contrafuertes	60			m ³	474.06	2360.07
B.2	Puente	1	14.80	4.69	m ³	69.41	
B.3	Pilas	1	0.50	60.25	m ³	30.13	99.54
						Vol.total	2459.61

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E₅

COMPUTO METRICO DE ESTRUCTURAS

U. N. L. P.

LAB. G. C. CESPEDES

PLANILLA N° 15

	INDICACION DE LAS OBRAS	NUMERO DE PARTES	DIMENSIONES		UNIDADES	CANTIDADES	
			LONGITUD	SECCION TRANSVERSAL		PARCIALES	TOTALES
			m	m ²			
A	HORNIGON MASIVO						
A.1	Macizos vertederos	10.5	12.40	86.50	m ³	11262.30	
A.2	Orificios	10	2.00	20.75	m ³	- 415.00	10847.30
A.3	Disipador de energía						
	a) Dientes	42	1.70	81.00	m ³	5783.40	
	b) Cucharas	42	1.40	38.25	m ³	2249.10	8032.50
						Vol.total	18879.80
B	ESTRUCTURAS DE HORNIGON ARMADO						
B.1	Muro de ala						
		2	12.00	11.20	m ³	268.80	
		2	15.74	9.80	m ³	308.50	
		2	36.89	6.28	m ³	463.34	
		2	55.08	7.85	m ³	864.76	
	Contrafuertes	60			m ³	479.51	2384.91
B.2	Puente	1	131.00	4.69	m ³	614.39	
B.3	Pilas	20	0.50	60.75	m ³	607.50	1221.89
						Vol.total	3606.80

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E62

COMPUTO METRICO DE ESTRUCTURAS

U. N. L. P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 16

	INDICACION DE LAS OBRAS	NUMERO DE PARTES	DIMENSIONES		UNIDADES	CANTIDADES	
			LONGITUD	SECCION TRANSVERSAL		PARCIALES	TOTALES
			m	m ²			
A	HORMIGON MASIVO						
A.1	Macizos vertederos	3.5	11.00	37.75	m ³	1453.38	
A.2	Orificios	3	1.60	10.50	m ³	- 50.40	1402.98
A.3	Disipador de energía						
	a) Dientes	14	1.50	28.00	m ³	588.00	
	b) Cucharas	14	1.25	12.25	m ³	214.38	802.38
						Vol. total	2205.36
B	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO						
B.1	Muro de ala						
		2	12.00	7.39	m ³	177.28	
		2	6.75	6.79	m ³	91.67	
		2	29.97	4.43	m ³	265.49	
		2	37.76	5.11	m ³	385.91	
	Contrafuertes	44			m ³	132.90	1053.25
B.2	Puente	1	39.30	4.69	m ³	184.32	
B.3	Pilas	6	0.40	44.00	m ³	105.60	289.92
						Vol. total	1343.17

CUENCA A° LUDUENA
EMBALSE E_I

COMPUTO METRICO DE ESTRUCTURAS

U. N. L. P.

LAB. G. C. CESPEDES

PLANILLA N° 17

ITEM	INDICACION DE LAS OBRAS	UNIDADES	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO \$	COSTO \$ x 10 ⁶
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m ³	1908723.5	900.00	1717.85
2	HORMIGON MASIVO	m ³	20683.2	42000.00	868.69
3	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	4391.5	70000.00	307.41
					2893.95
	IMPREVISTOS 15%				434.09
				TOTAL	3328.04

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E₄

PRESUPUESTO

U.N.L.P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 18

ITEM	INDICACION DE LAS OBRAS	UNIDADES	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO \$	COSTO \$ x 10 ⁶
1	NOVIMIENTO DE TIERRA	m ³	1339672.0	900.00	1205.70
2	HORMIGON MASIVO	m ³	1802.5	42000.00	75.71
3	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	2459.6	70000.00	172.17
					1453.58
	IMPREVISTOS 15%				218.04
				TOTAL	1671.62

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E₅

PRESUPUESTO

U.N.L.P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 19

ITEM	INDICACION DE LAS OBRAS	UNIDADES	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO \$	COSTO \$ x 10 ⁶
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m ³	1207512.5	900.00	1086.76
2	HORMIGON MASIVO	m ³	18879.8	42000.00	792.95
3	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	3606.8	70000.00	252.48
					2132.19
	IMPREVISTOS 15%				319.83
				TOTAL	2452.02

CUENCA A° SALADILLO
EMBALSE E₆₂

PRESUPUESTO

U. N. L. P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 20

ITEM	INDICACION DE LAS OBRAS	UNIDADES	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO \$	COSTO \$ x 10 ⁶
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m ³	1344349.2	900.00	1209.91
2	HORMIGON MASIVO	m ³	2205.4	42000.00	92.63
3	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	1543.2	70000.00	94.02
					1396.56
	IMPREVISTOS 15%				209.48
				TOTAL	1606.04

CUENCA A° LUDUENA
EMBALSE E_I

PRESUPUESTO

U.N.L.P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 21

ITEM	INDICACION DE LAS OBRAS	UNIDADES	CANTIDADES	PRECIO UNITARIO \$	COSTO \$ x 10 ⁶
1	MOVIMIENTO DE TIERRA	m ³	5800257.2	900.00	5220.23
2	HORMIGON MASIVO	m ³	43570.9	42000.00	1829.98
3	ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO	m ³	11801.1	70000.00	826.08
					7876.29
	IMPREVISTOS 15%				1181.44
				TOTAL	9057.73

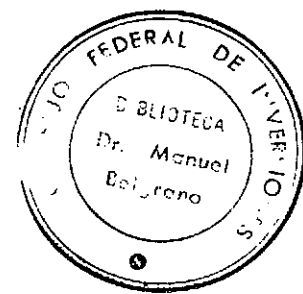
CUENCAS DE LOS ARROYOS
SALADILLO Y LUDUEÑA
EMBALSES E 4 ; E 5 ; E 6₂; E 1 -

PRESUPUESTO GENERAL

U. N. L. P.

LAB. G.C. CESPEDES

PLANILLA N° 22



PLANILLA N° 23

AREAS DE EXPROPIACION

	R = 5	R = 10	Para Z= Zv	Aconsejada
E 4				
Cota (m)	64,51	66,85	68,75	67,75
Ha	1068	2027	3092	2470
E 5				
Cota (m)	54,38	55,84	56,90	55,84
Ha	627	1051	1417	1051
E 62				
Cota (m)	43,94	45,36	45,60	44,60
Ha	981	1506	1604	1214
E I				
Cota (n)	27,06	27,99	28,80	27,80
Ha	848	1313	1820	1213

REGIMEN DE LAS LLUVIAS EN AEROPUERTO FISHERTON

PERIODO: 1952 - 1970

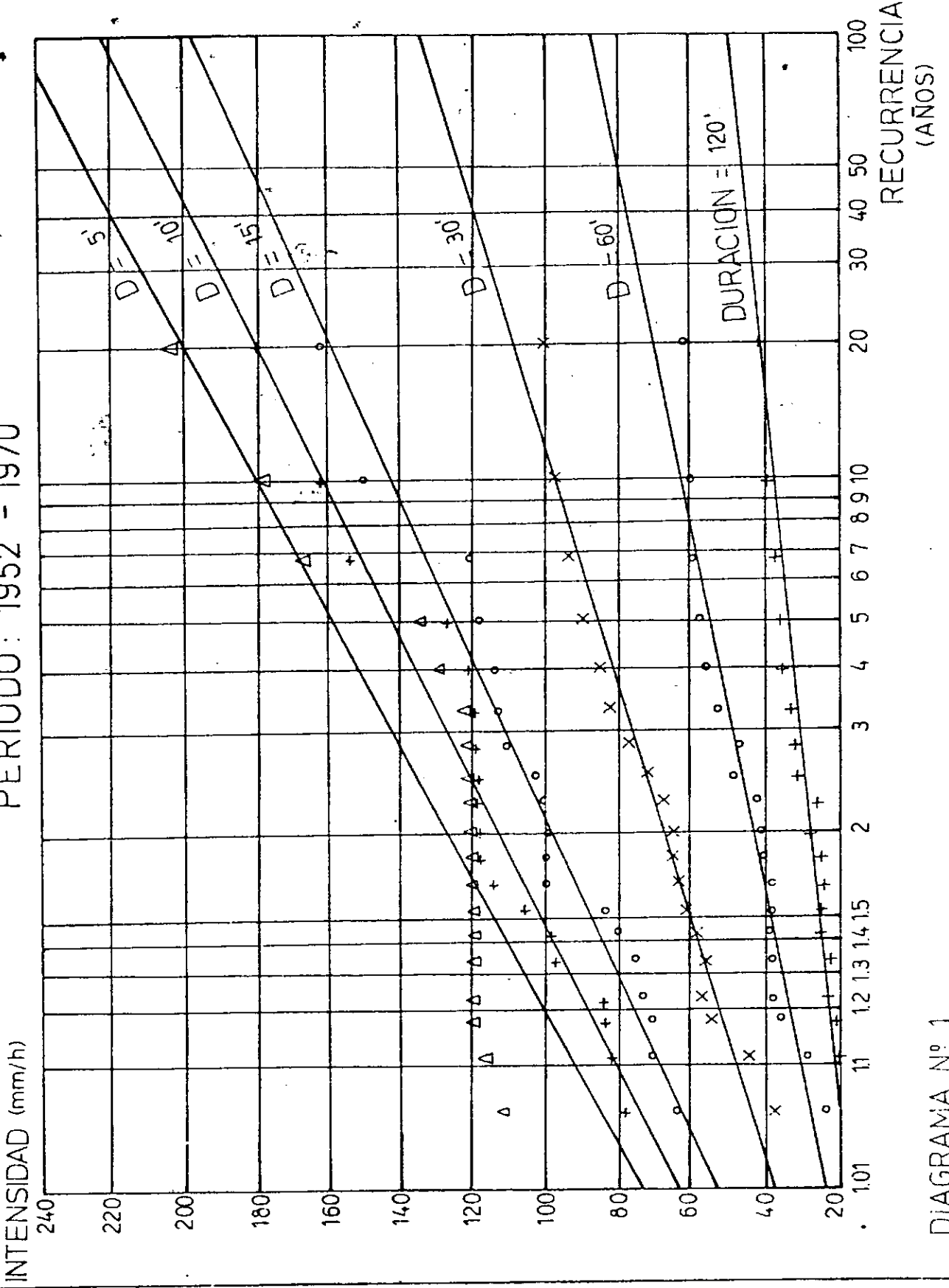
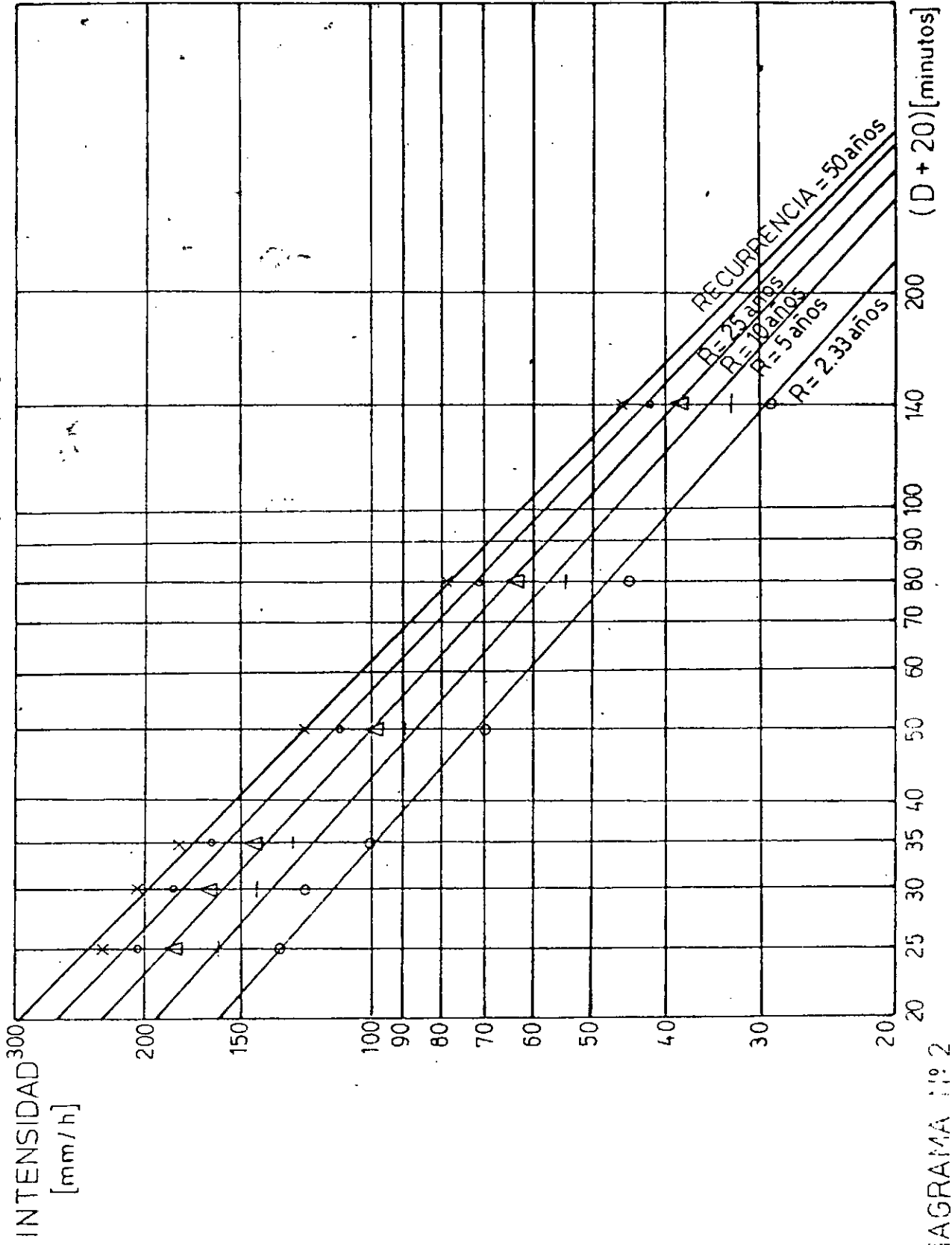


DIAGRAMA N° 1

REGIMEN DE LAS LLUVIAS EN AEROPUERTO FISHERTON

PERIODO: 1952 - 1970



CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

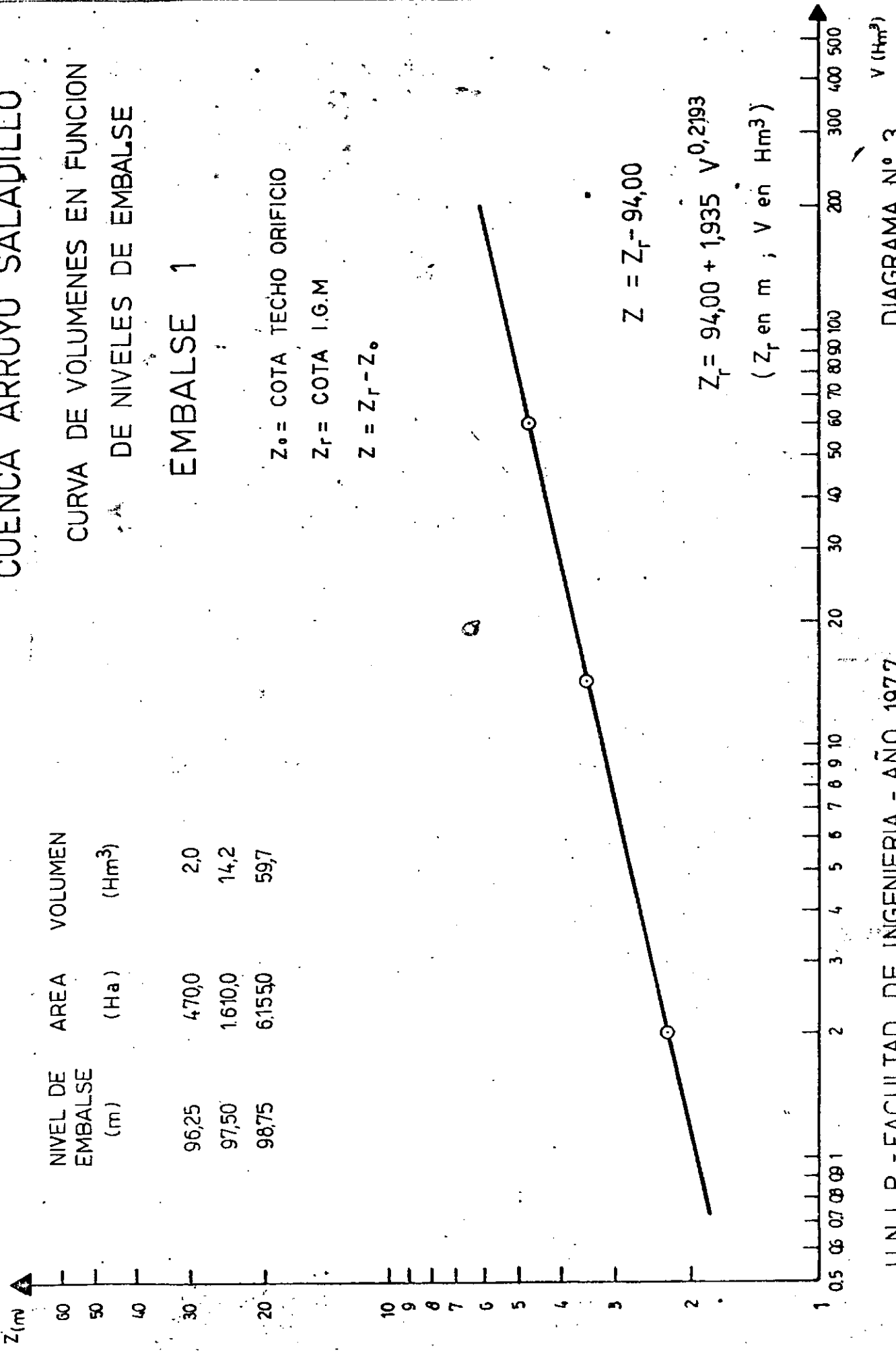
EMBALSE 1

$Z_0 =$ COTA TECHO ORIFICIO

$Z_r =$ COTA I.G.M

$Z = Z_r - Z_0$

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
96,25	470,0	2,0
97,50	1610,0	14,2
98,75	6155,0	59,7

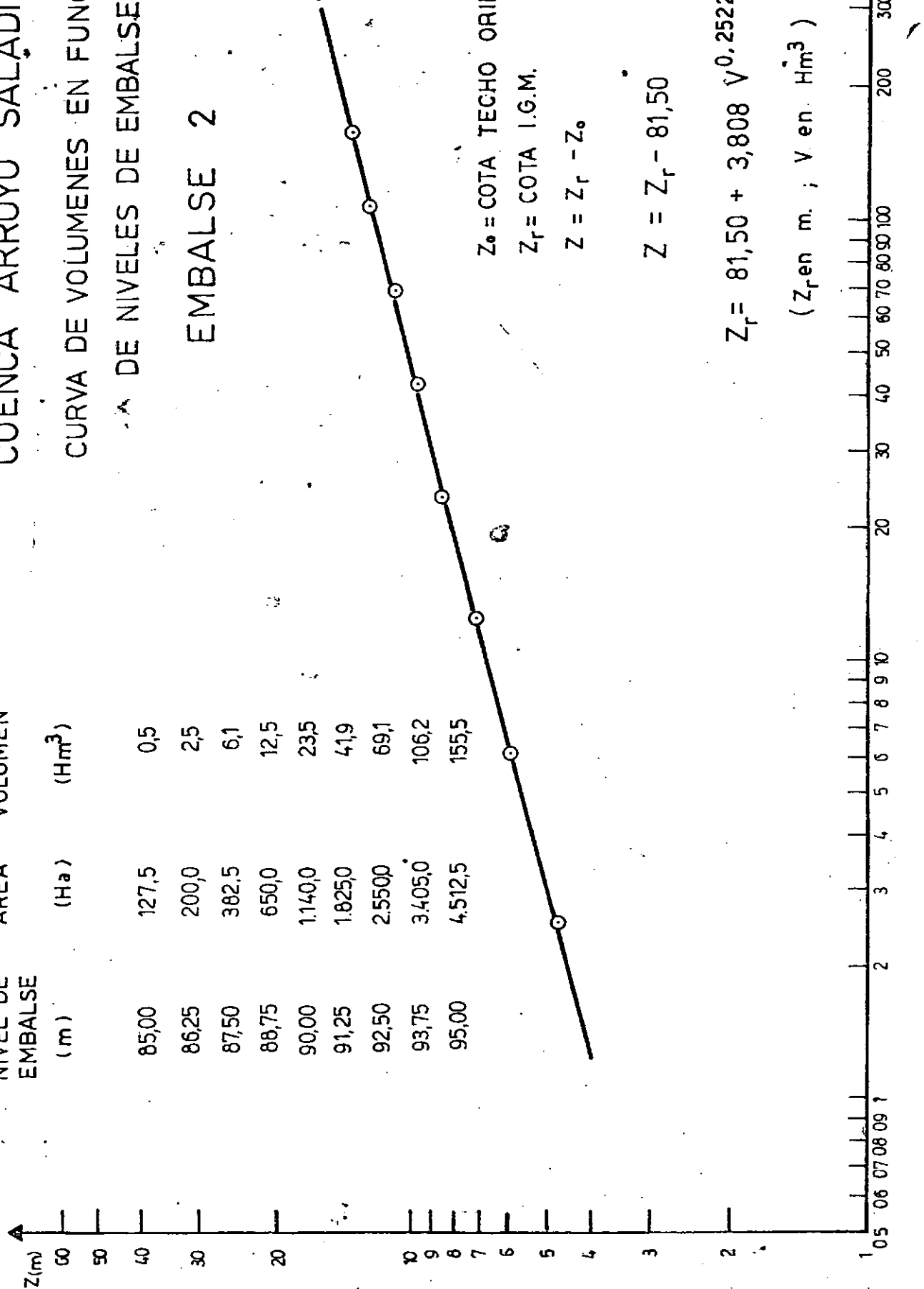


CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 2

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
85,00	127,5	0,5
86,25	200,0	2,5
87,50	382,5	6,1
88,75	650,0	12,5
90,00	1.140,0	23,5
91,25	1.825,0	41,9
92,50	2.550,0	69,1
93,75	3.405,0	106,2
95,00	4.512,5	155,5

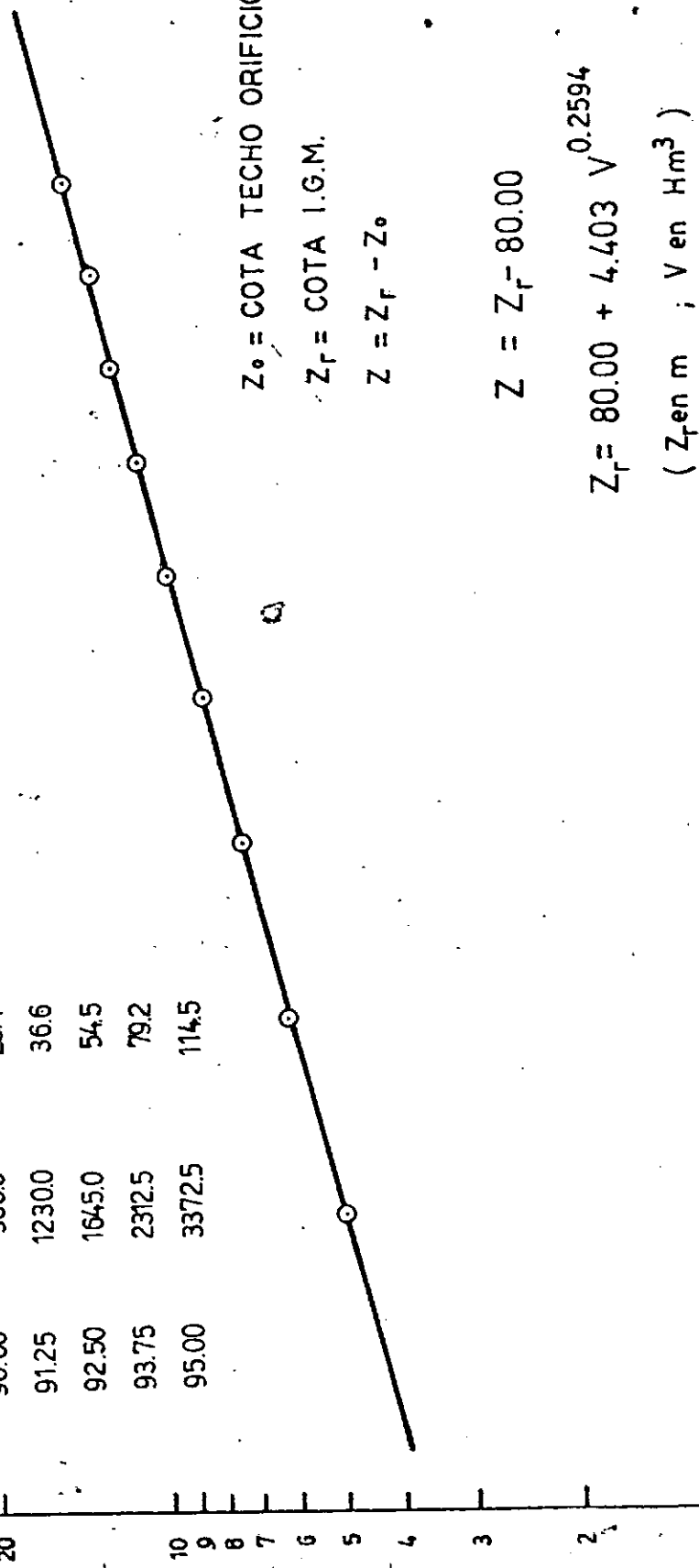


CUENCA ARROYO SALADIJLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 3

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
85.00	137.5	1.7
86.25	207.5	3.8
87.50	425.0	7.7
88.75	600.0	14.1
90.00	900.0	23.4
91.25	1230.0	36.6
92.50	1645.0	54.5
93.75	2312.5	79.2
95.00	3372.5	114.5



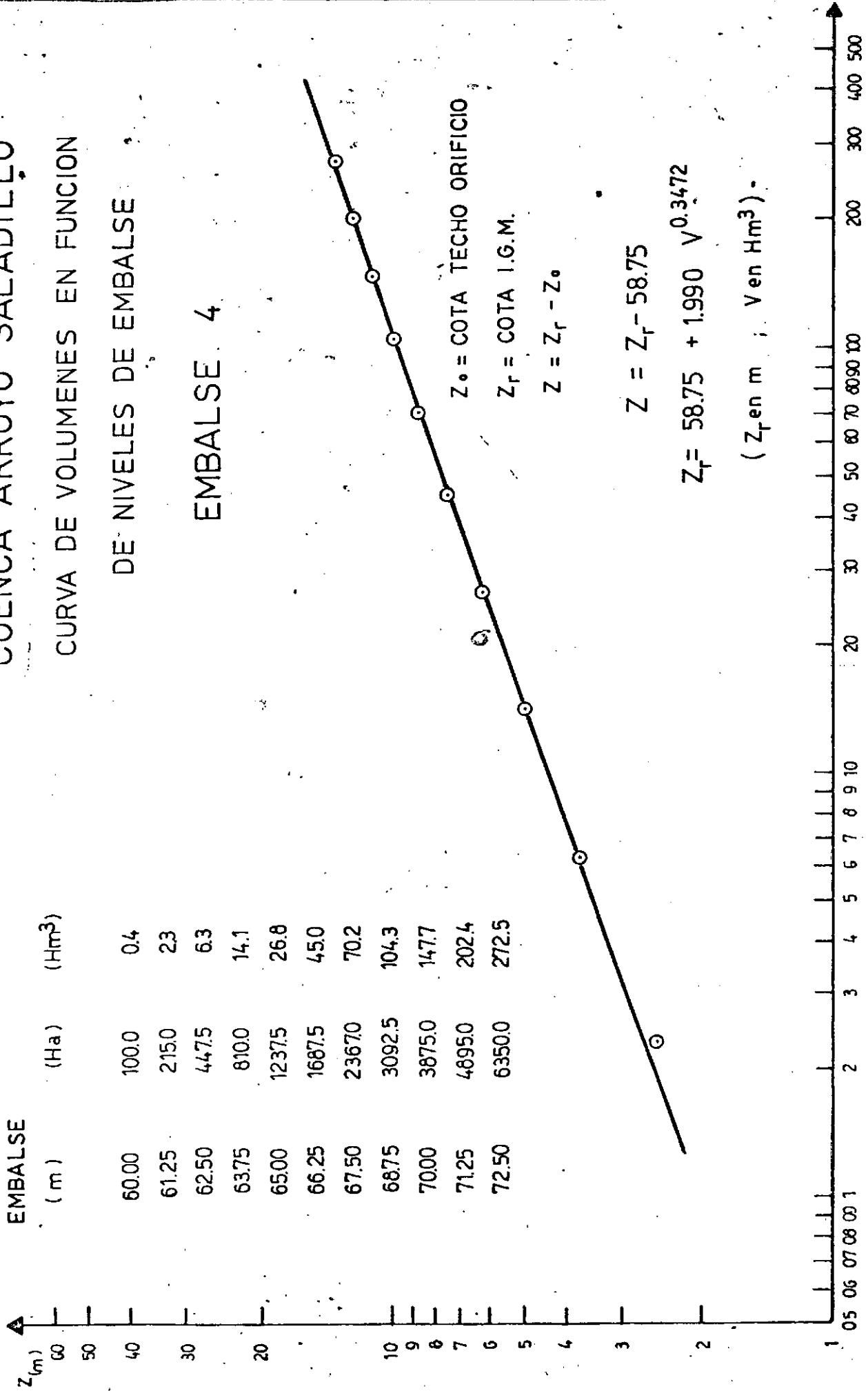
CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION

DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 4

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
60.00	100.0	0.4
61.25	215.0	2.3
62.50	447.5	6.3
63.75	810.0	14.1
65.00	1237.5	26.8
66.25	1687.5	45.0
67.50	2367.0	70.2
68.75	3092.5	104.3
70.00	3875.0	147.7
71.25	4895.0	202.4
72.50	6350.0	272.5



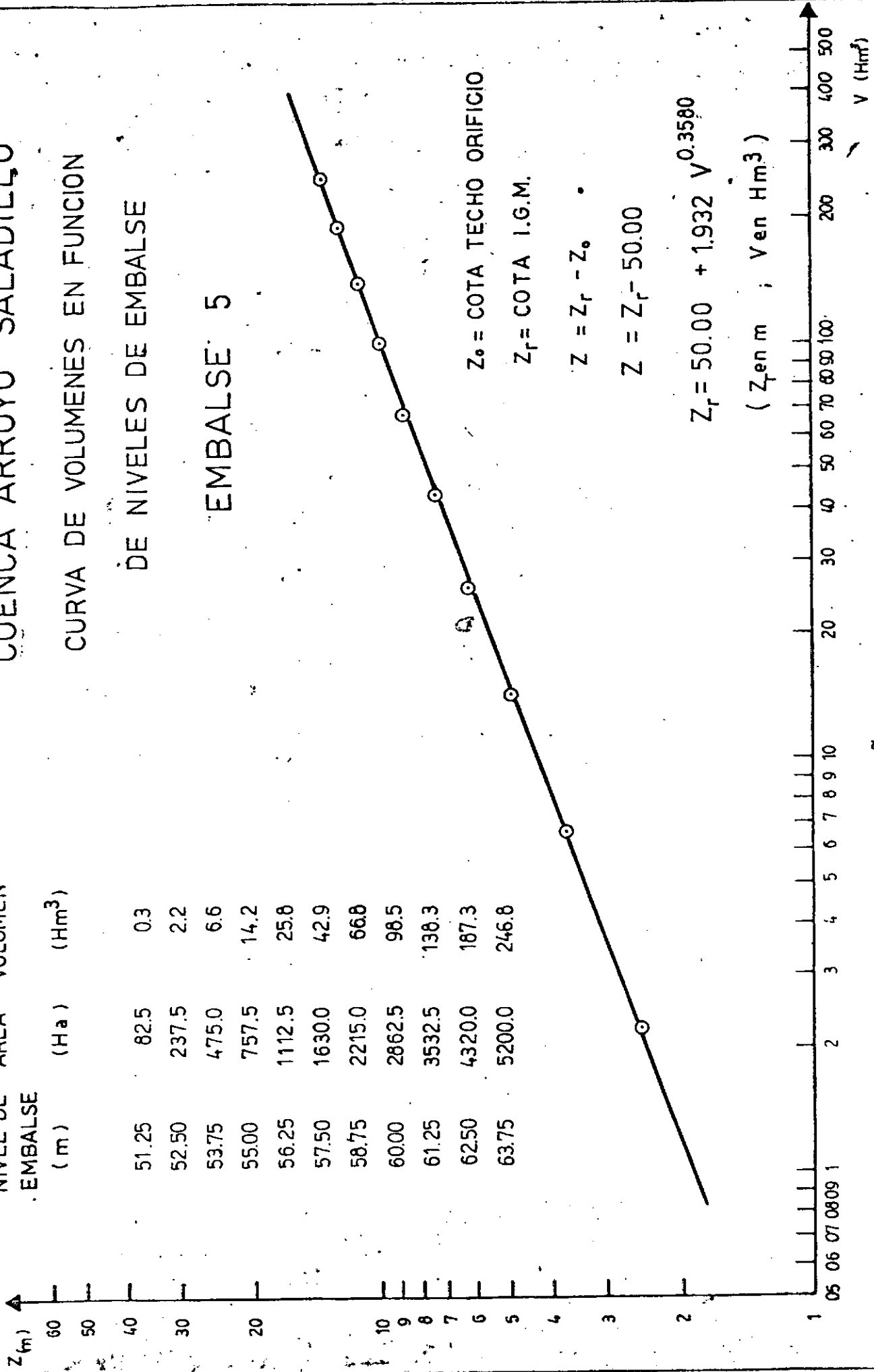
CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION

DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 5

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
51.25	82.5	0.3
52.50	237.5	2.2
53.75	475.0	6.6
55.00	757.5	14.2
56.25	1112.5	25.8
57.50	1630.0	42.9
58.75	2215.0	66.8
60.00	2862.5	98.5
61.25	3532.5	138.3
62.50	4320.0	187.3
63.75	5200.0	246.8

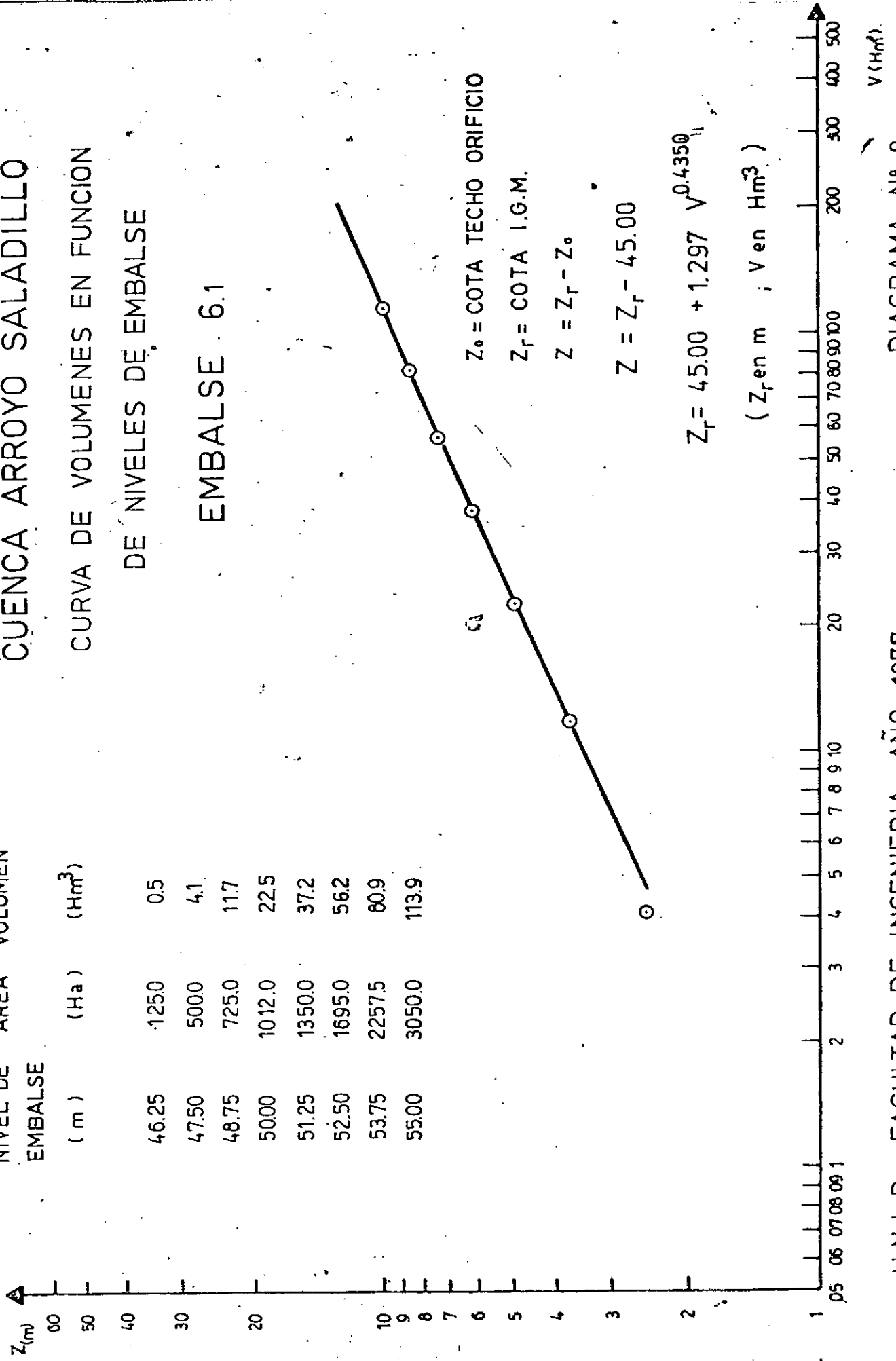


CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 6.1

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
46.25	1250	0.5
47.50	5000	4.1
48.75	7250	11.7
50.00	10120	22.5
51.25	13500	37.2
52.50	16950	56.2
53.75	22575	80.9
55.00	30500	113.9



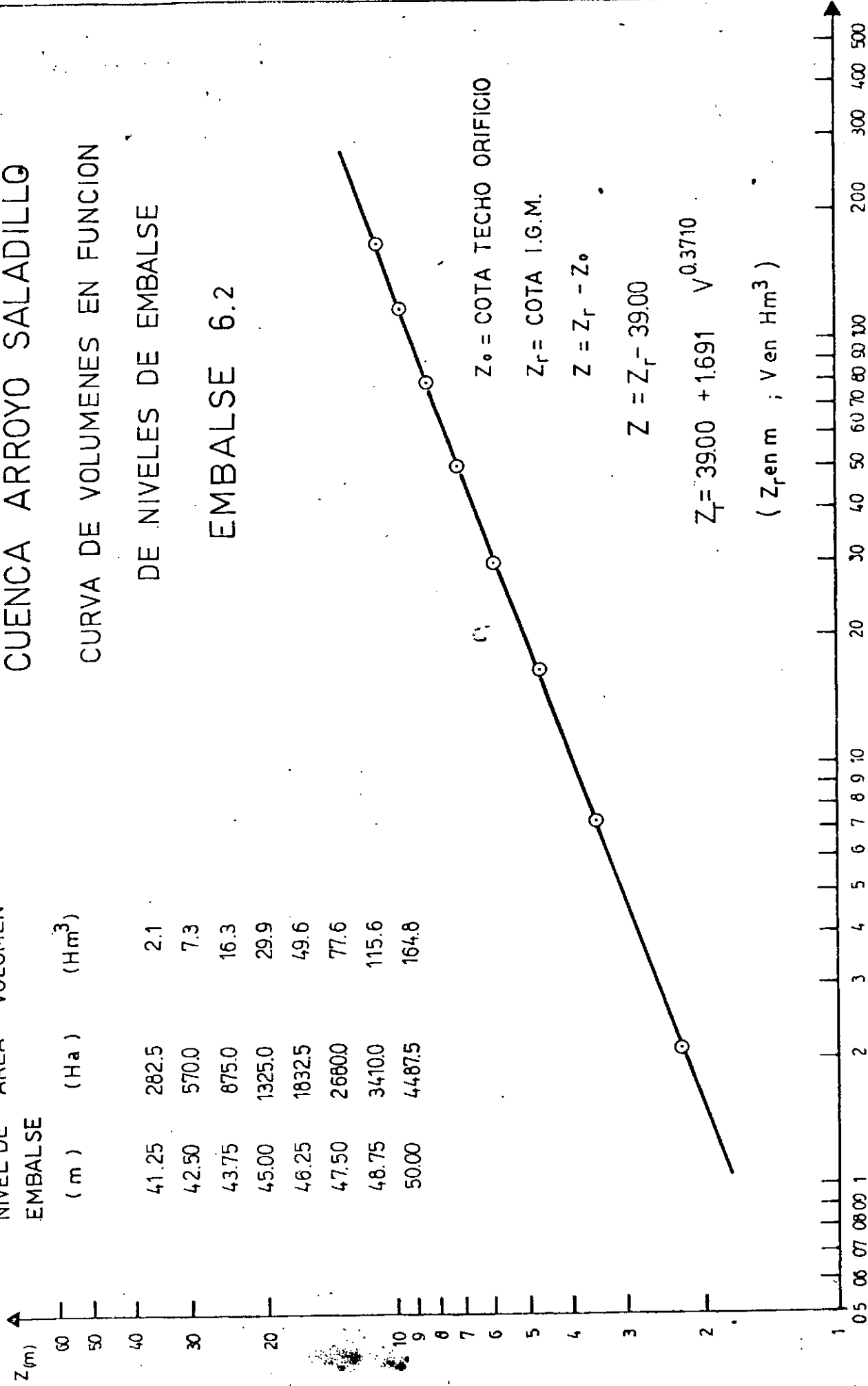
CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE 6.2

NIVEL DE AREA VOLUMEN
EMBALSE

(m)	(Ha)	(Hm ³)
41.25	282.5	2.1
42.50	570.0	7.3
43.75	675.0	16.3
45.00	1325.0	29.9
46.25	1832.5	49.6
47.50	2680.0	77.6
48.75	3410.0	115.6
50.00	4487.5	164.8

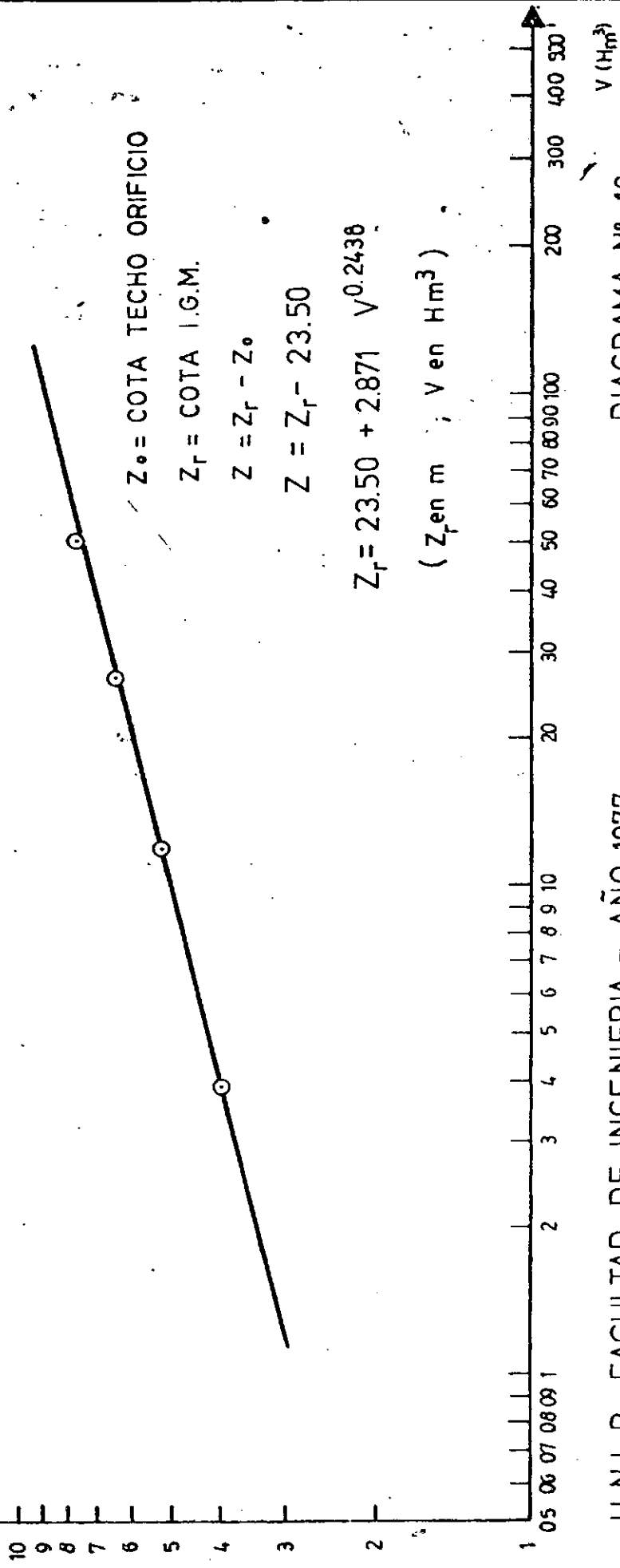


CUENCA ARROYO SALADILLO

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

SECCION 7

NIVEL DE EMBALSE (m.)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
27.50	4500	39
28.75	8500	11.9
30.00	15000	26.4
31.25	23750	50.4

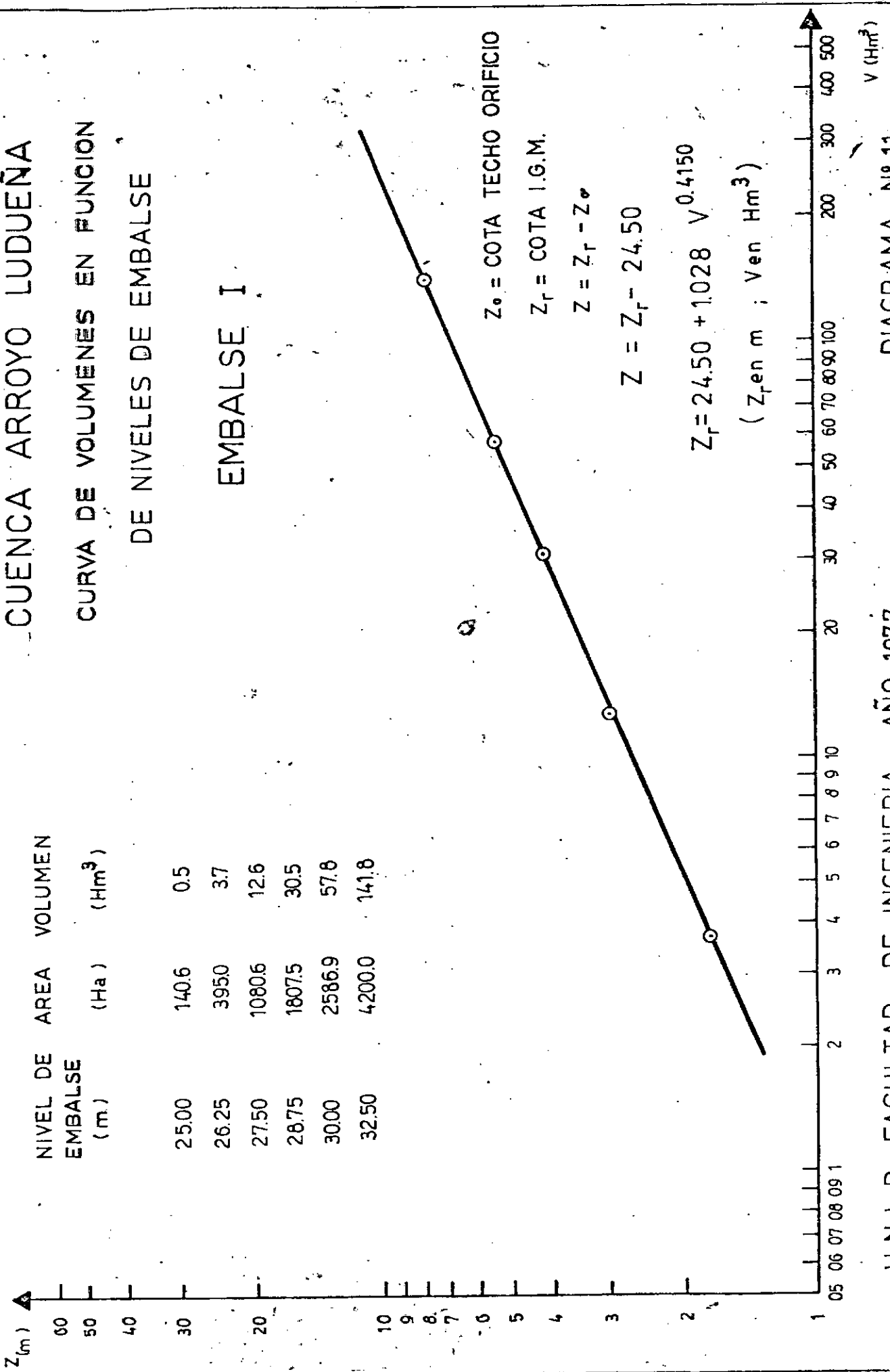


CUENCA ARROYO LUDUEÑA

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE I

NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
25.00	140.6	0.5
26.25	395.0	3.7
27.50	1080.6	12.6
28.75	1807.5	30.5
30.00	2586.9	57.8
32.50	4200.0	141.8



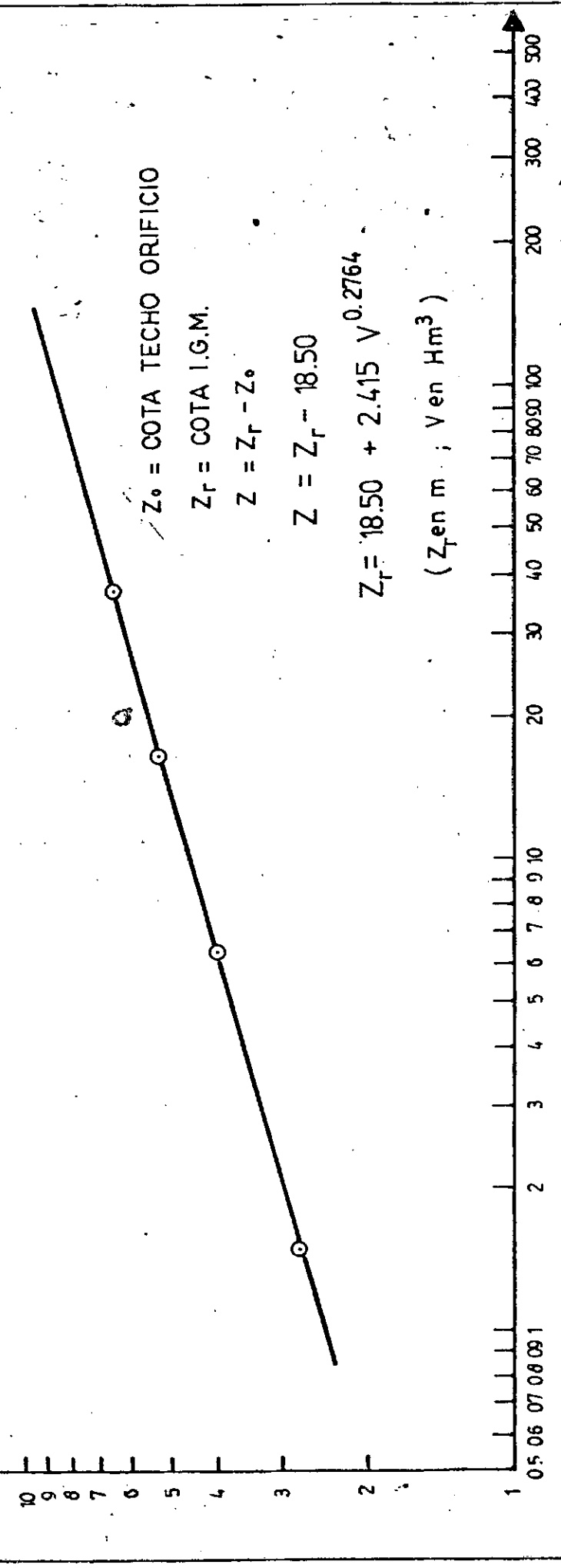
CUENCA ARROYO LUDUEÑA

CURVA DE VOLUMENES EN FUNCION DE NIVELES DE EMBALSE

DE NIVELES DE EMBALSE

EMBALSE II

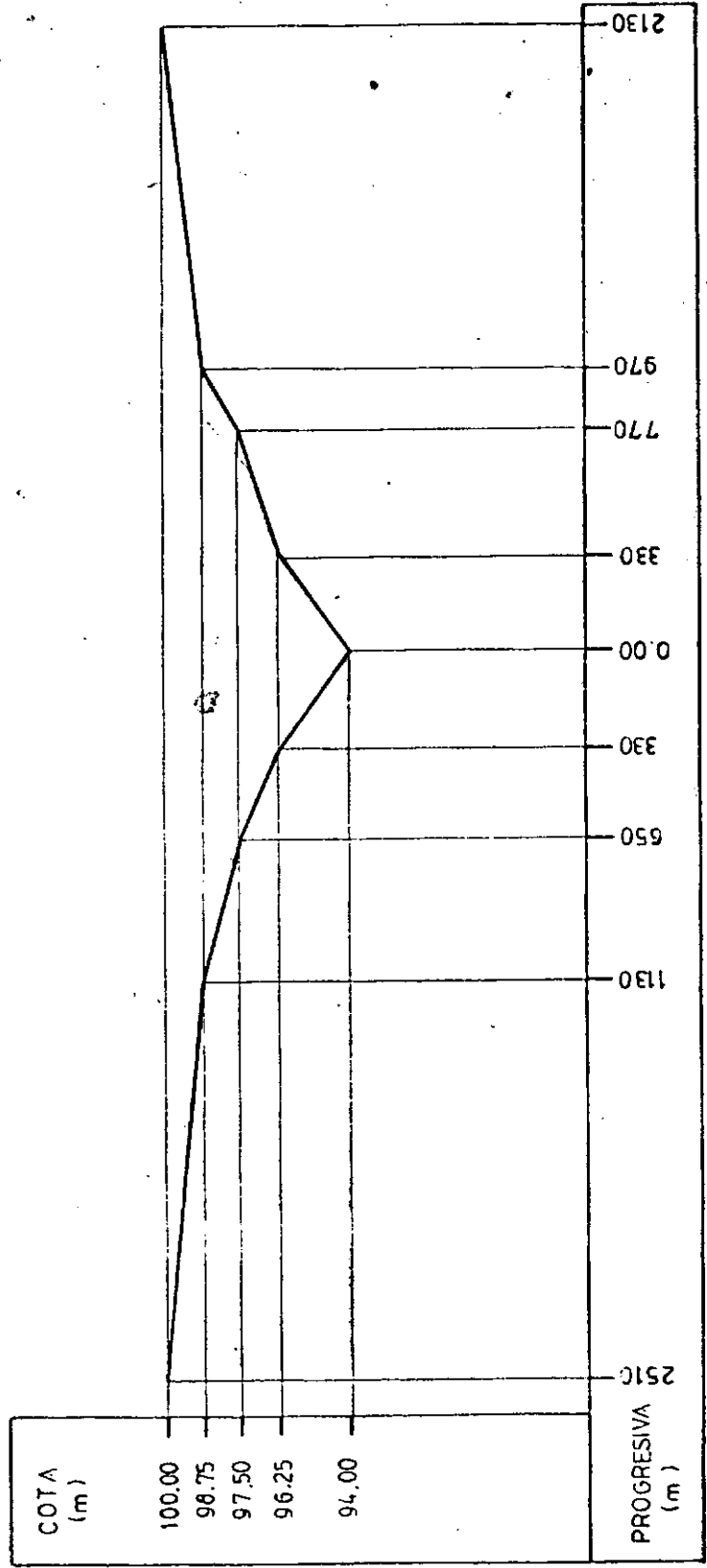
NIVEL DE EMBALSE (m)	AREA (Ha)	VOLUMEN (Hm ³)
21.25	216.3	1.5
22.50	573.6	6.3
23.75	1050.0	16.3
25.00	2264.4	36.5



ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE - E1
PERFIL TRANSVERSAL
DIAGRAMA Nº 13

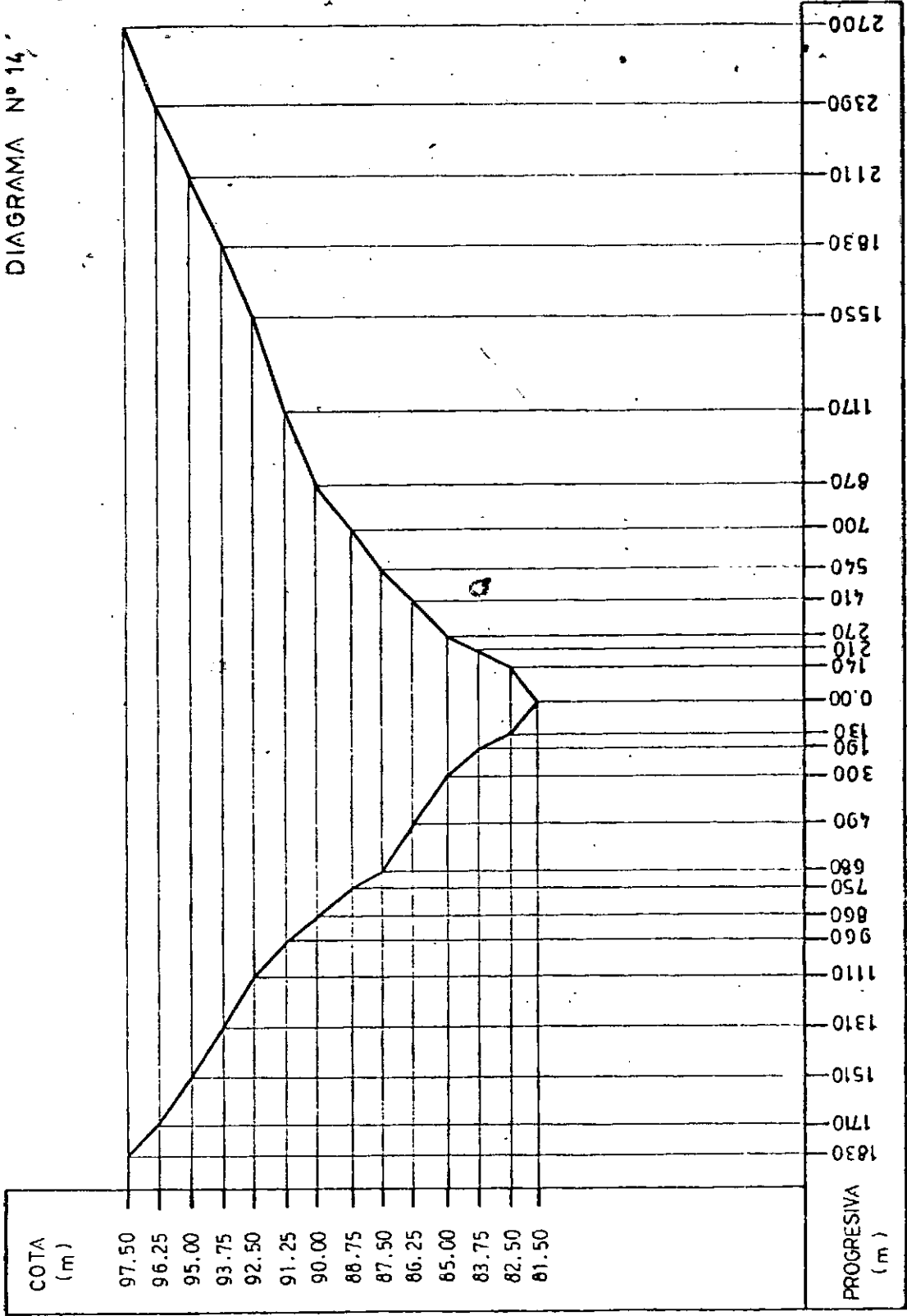
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
 ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE E2
 PERFIL TRANSVERSAL
 DIAGRAMA N° 14

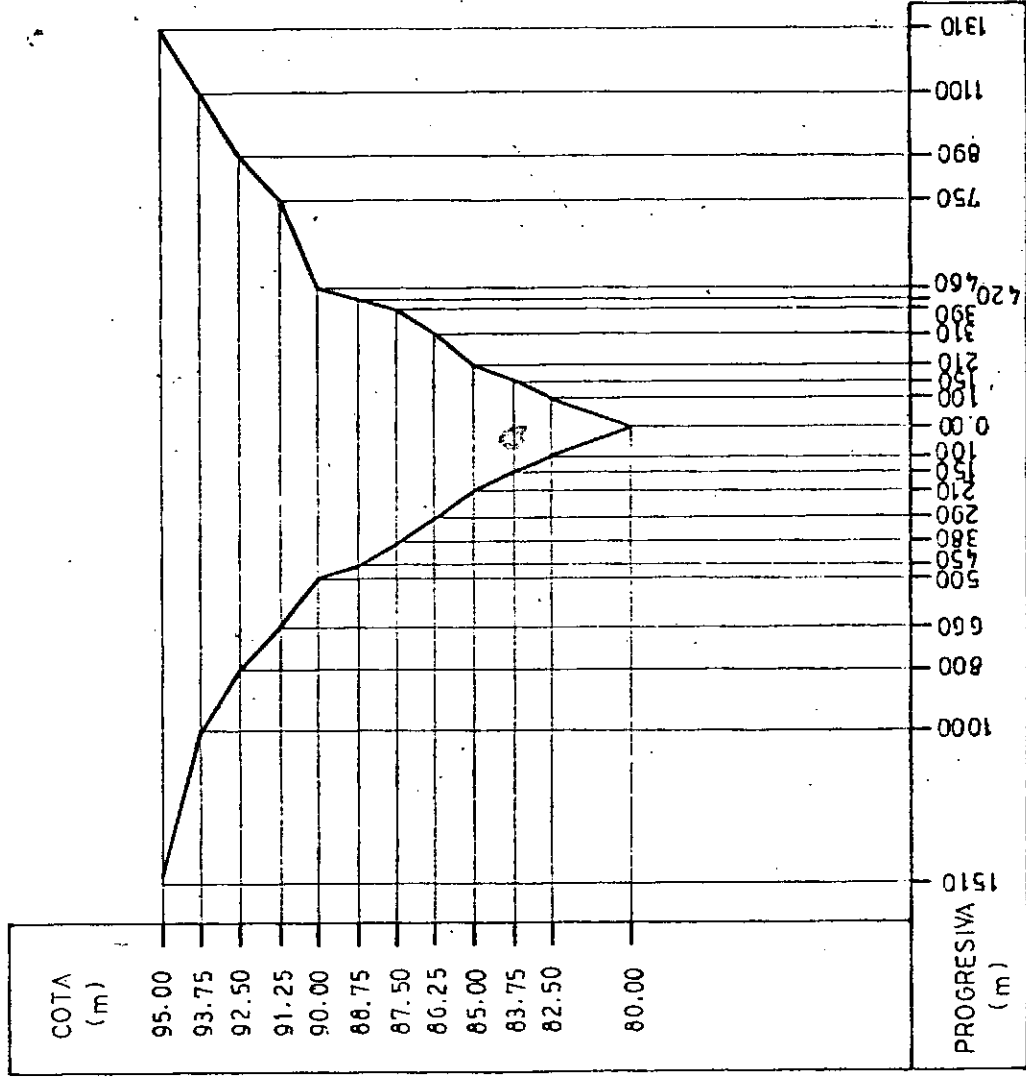
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE E3
PERFIL TRANSVERSAL
DIAGRAMA Nº 15

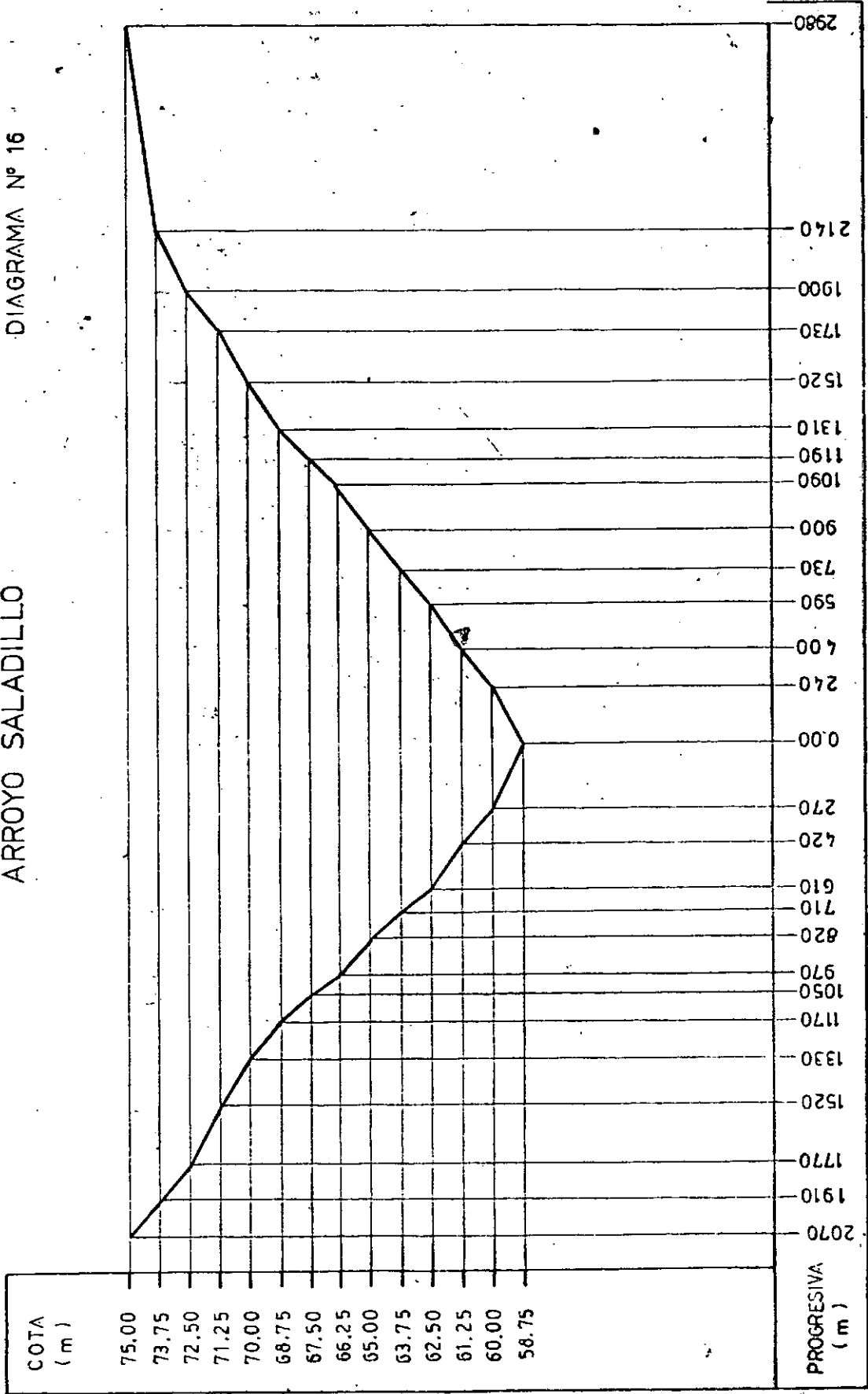
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1: 25000
 ESCALA VERTICAL 1: 250

EMBALSE -E 4
 PERFIL TRANSVERSAL
 DIAGRAMA Nº 16

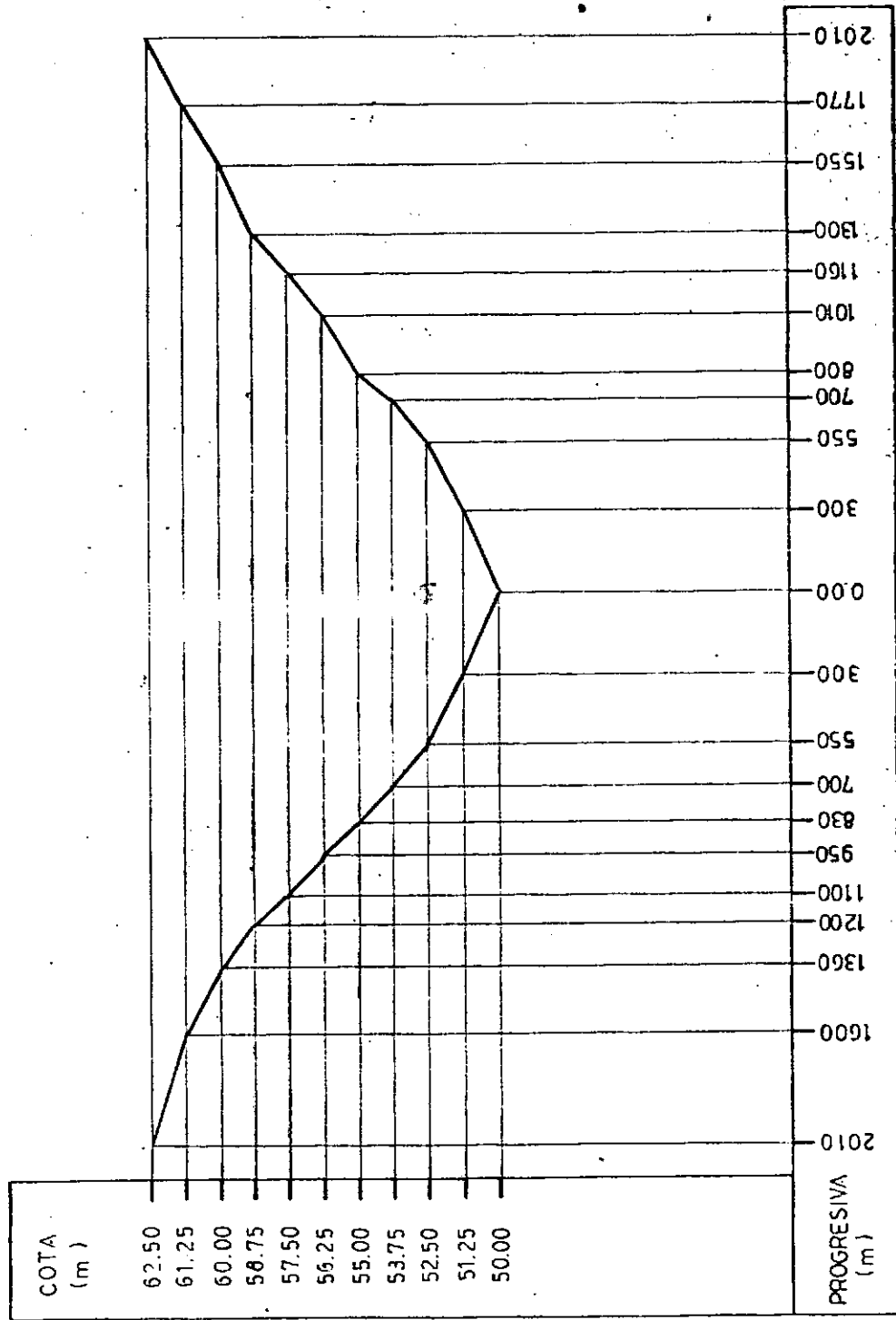
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1: 25000
 ESCALA VERTICAL 1: 250

EMBALSE E5
 PERFIL TRANSVERSAL
 DIAGRAMA N° 17

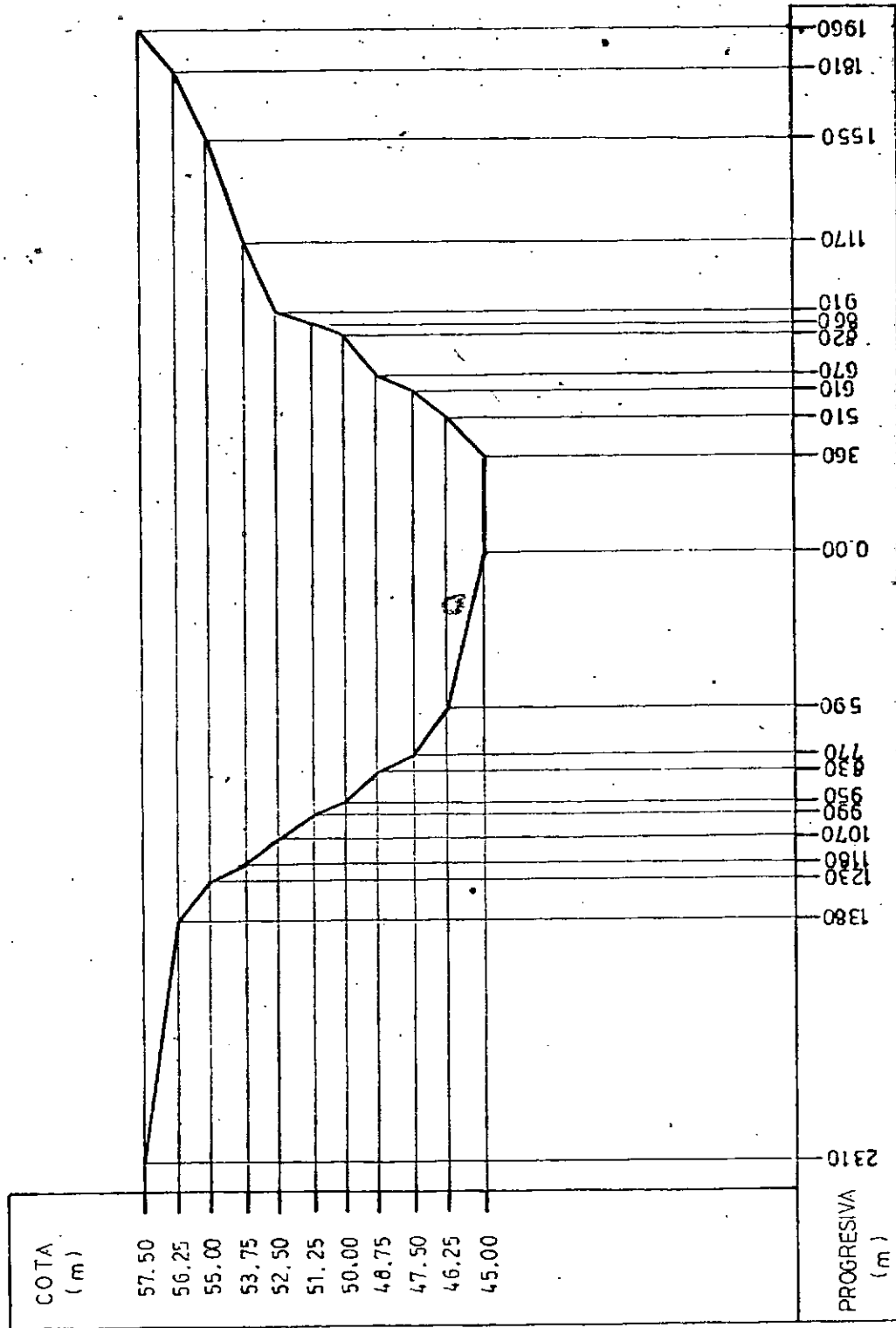
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1:25000
 ESCALA VERTICAL 1:250

EMBALSE E61
 PERFIL TRANSVERSAL
 DIAGRAMA Nº 18

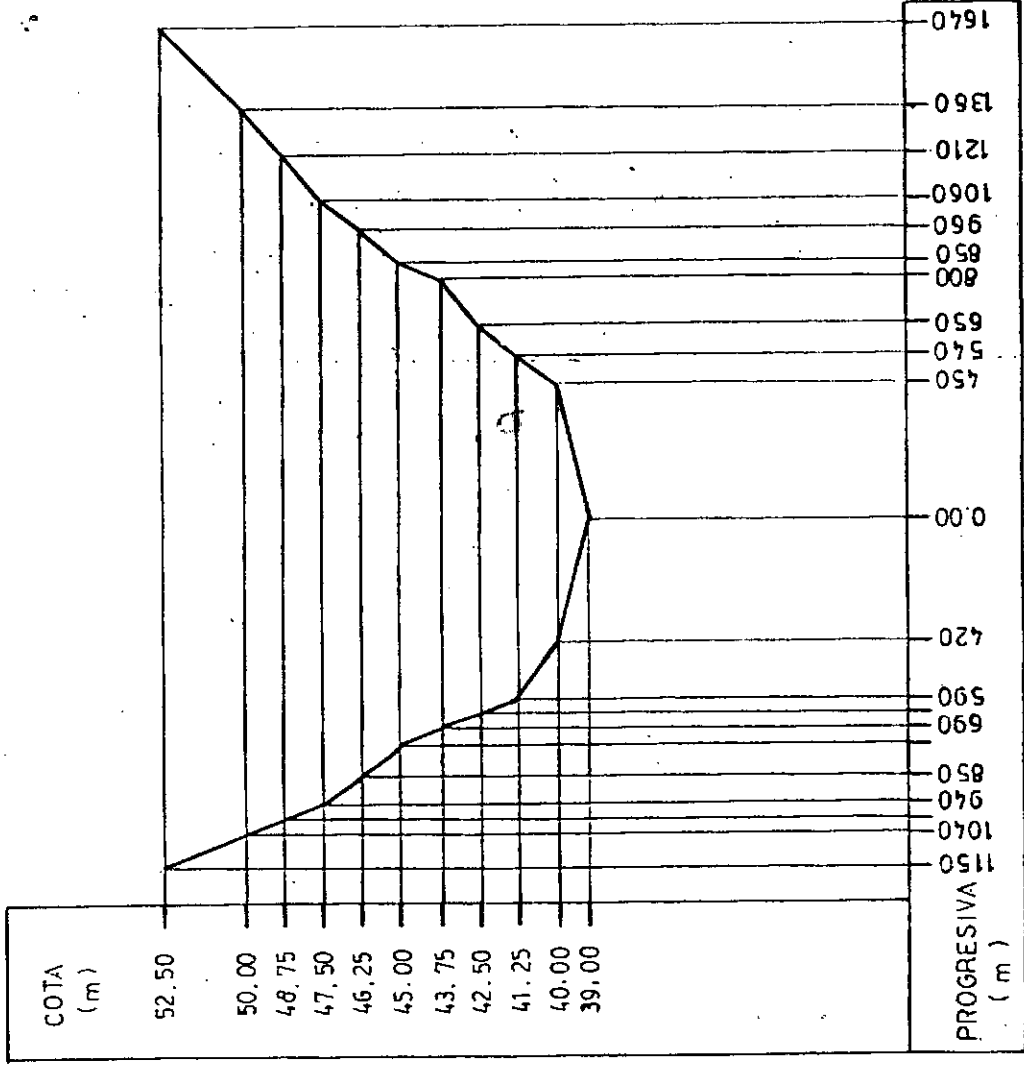
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
 ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE - E62
 PERFIL TRANSVERSAL
 DIAGRAMA Nº 19

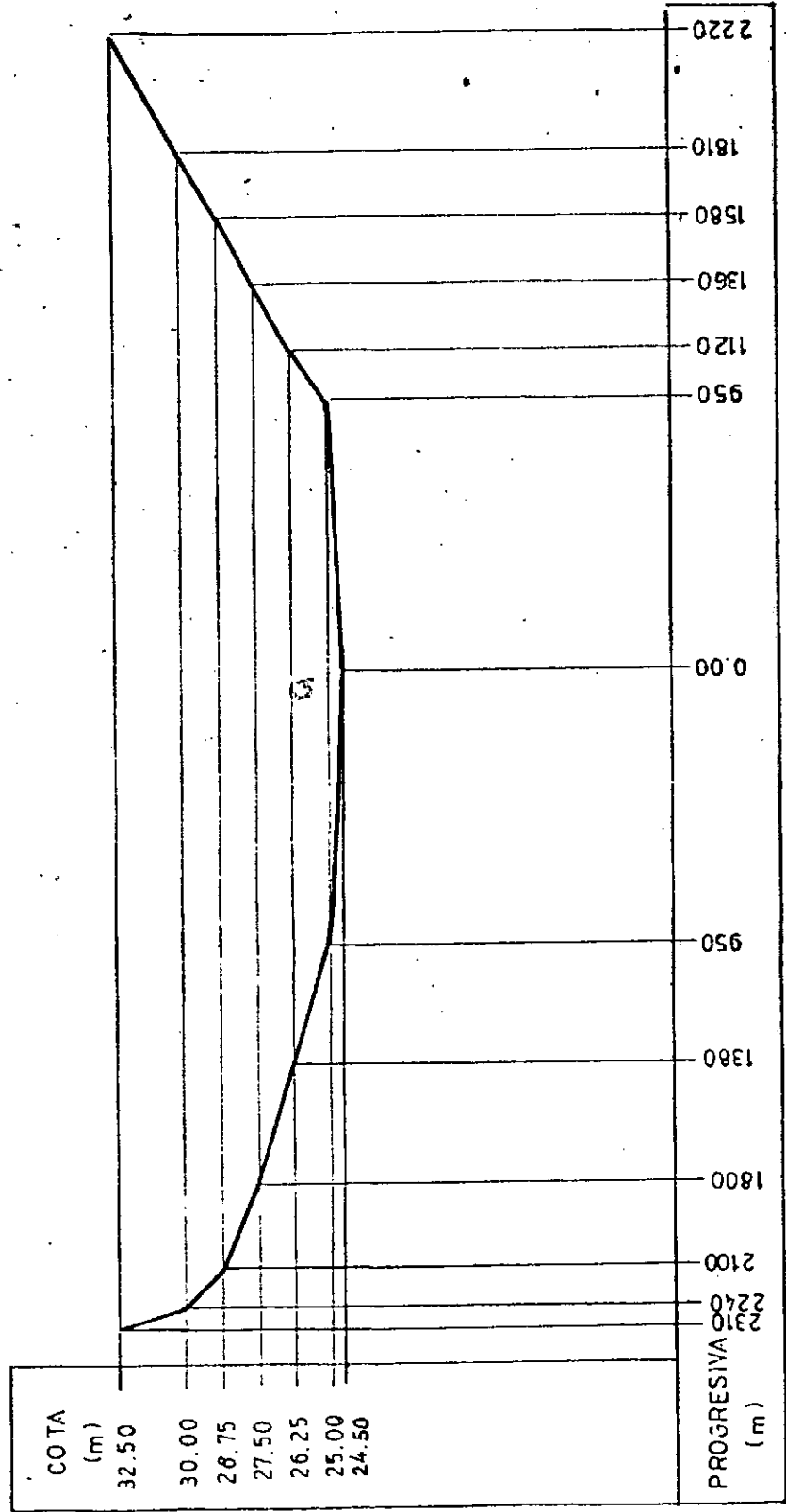
ARROYO SALADILLO



ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE I
PERFIL TRANSVERSAL
DIAGRAMA Nº 20

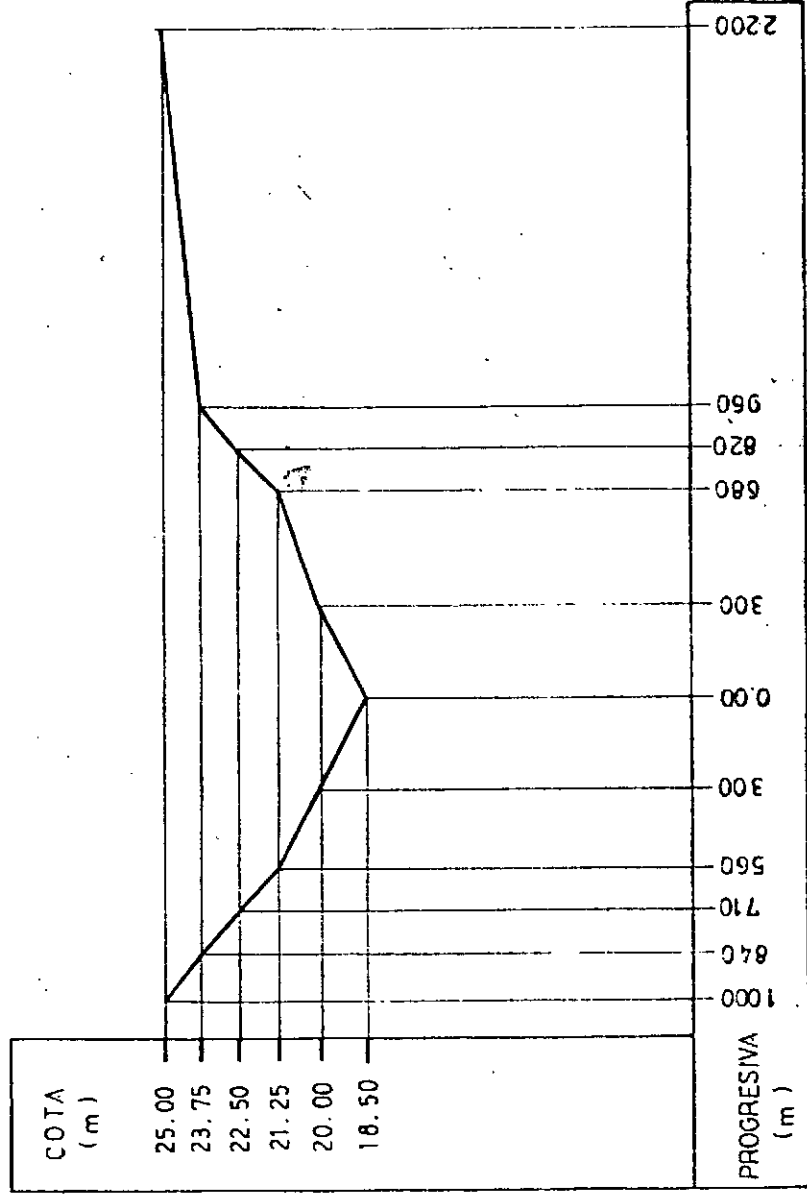
ARROYO LUDUEÑA



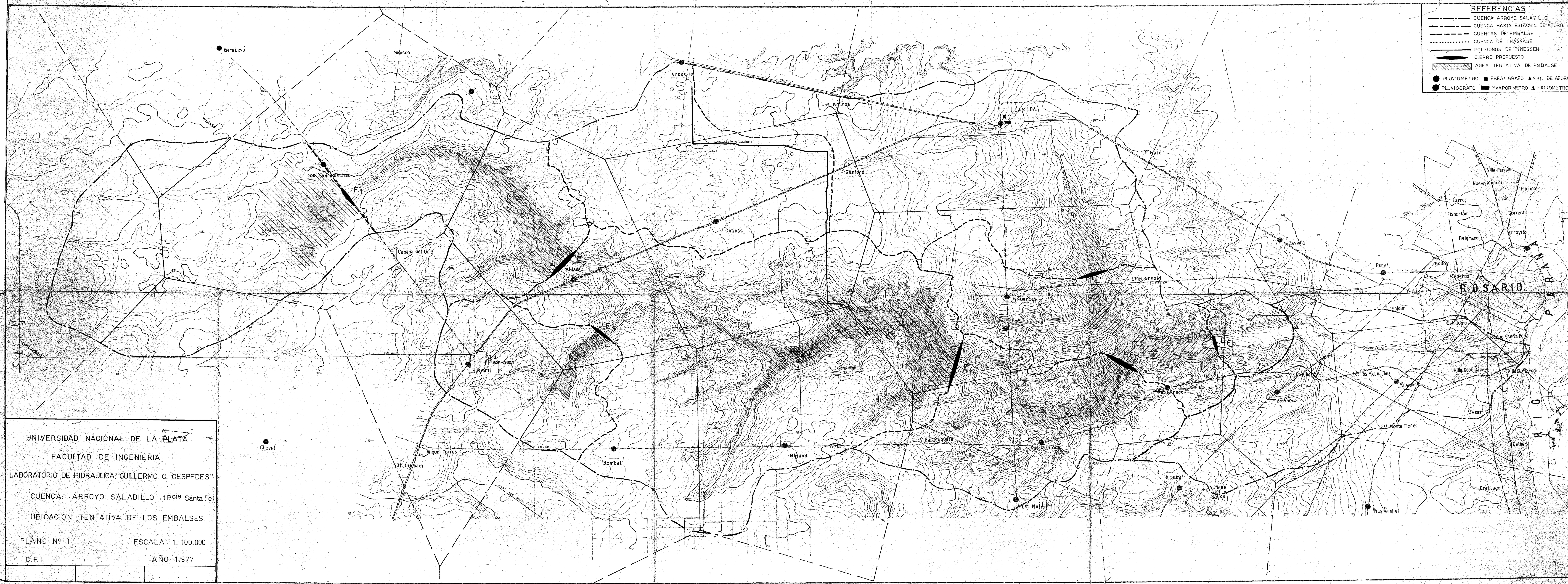
ESCALA HORIZONTAL 1 : 25000
ESCALA VERTICAL 1 : 250

EMBALSE II PERFIL TRANVERSAL DIAGRAMA Nº 21

ARROYO LUDUEÑA



U.N.L.P. FACULTAD DE INGENIERIA - AÑO 1977







- REFERENCIAS**
- CUENCA ARROYO SALADILLO
 - - - CUENCA HASTA ESTACION DE AFORO
 - CUENCAS DE EMBALSE
 - CUENCA DE TRÁNSVASE
 - ▭ POLIGONOS DE THIESSEN
 - ▭ CIERRE PROPUESTO
 - ▨ AREA TENTATIVA DE EMBALSE
 - PLUVIOMETRO ■ FREATIGRAFO ▲ EST. DE AFOROS
 - PLUVIOGRAFO ■ EVAPORIMETRO ▲ HIDROMETRO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE HIDRAULICA "GUILLERMO C. CESPEDES"
 CUENCA: ARROYO SALADILLO (Pcia Santa Fe)
 UBICACION TENTATIVA DE LOS EMBALSES
 PLANO Nº 1 ESCALA 1:100.000
 C.F.I. AÑO 1977

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LABORATORIO DE HIDRAULICA:
 "GUILLERMO C. CESPEDES"

CUENCA: ARROYO LUDUEÑA
 UBICACION TENTATIVA DE EMBALSES

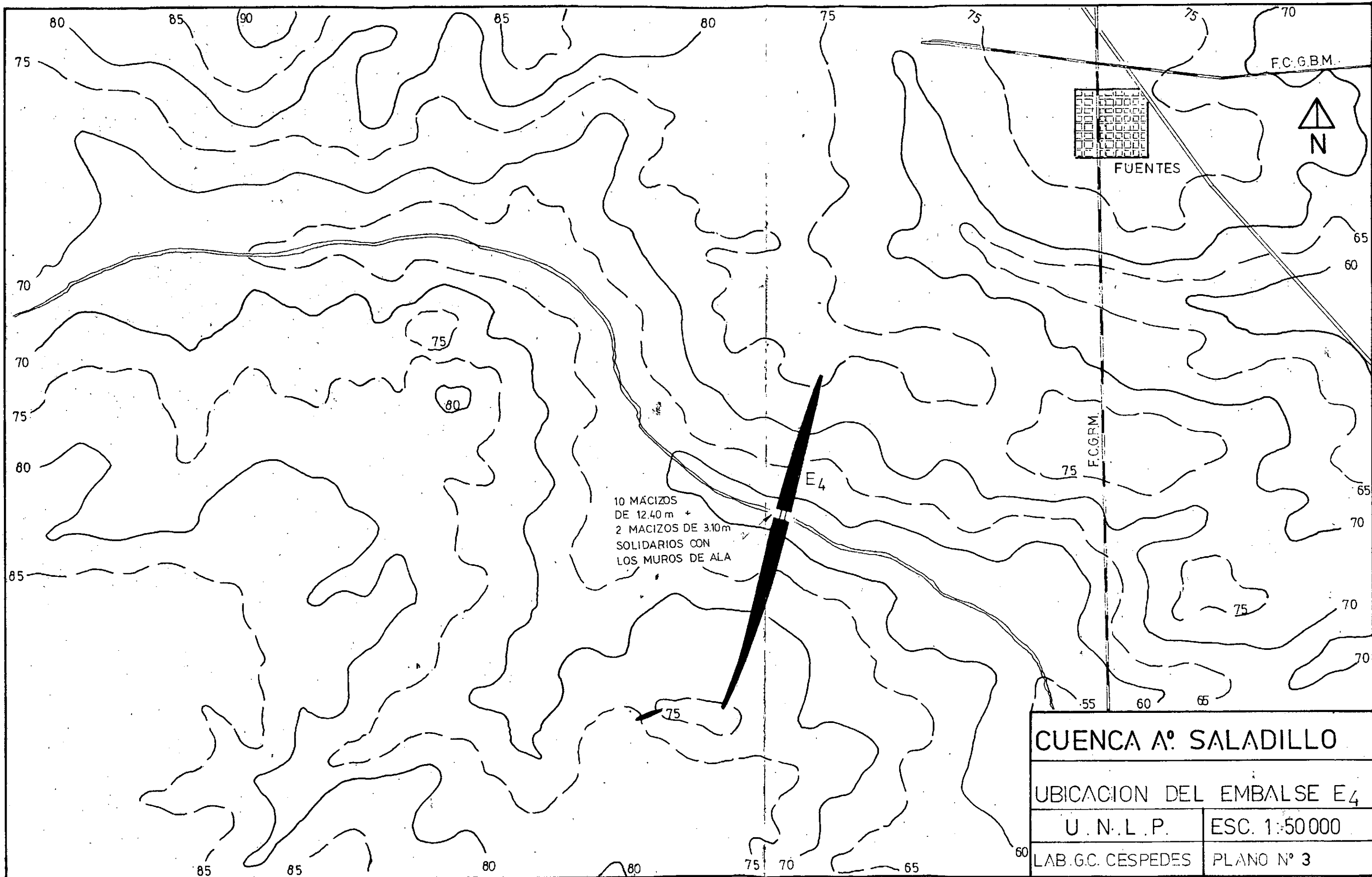
REFERENCIAS

-  CUENCA ARROYO LUDUEÑA
-  CUENCAS DE EMBALSE
-  CIERRE PROPUESTO
-  AREA TENTATIVA DE EMBALSE

C.F.I. AÑO 1977
 PLANO Nº 2

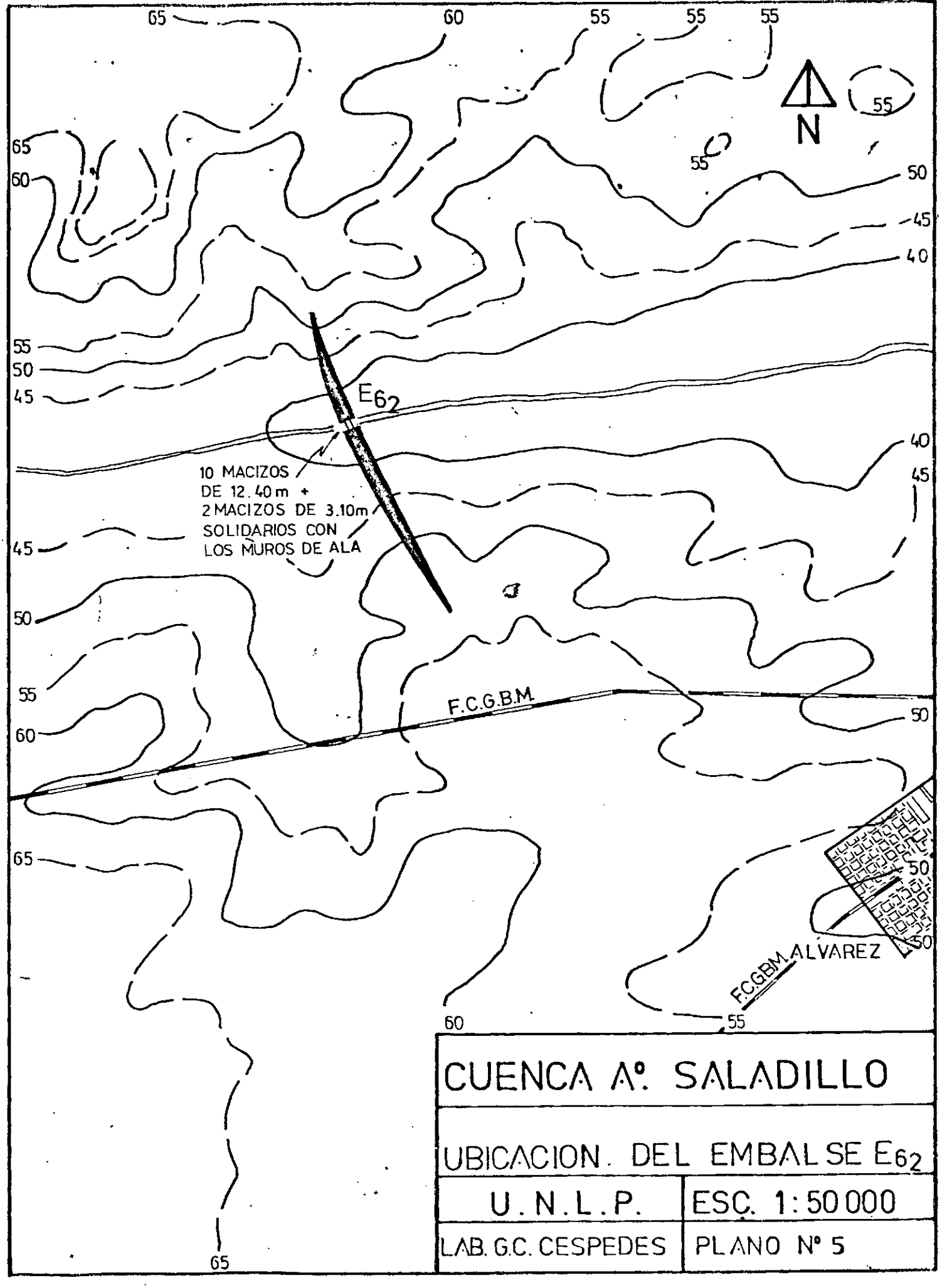


96 00 04
 ESCALA 1:100.000



10 MACIZOS DE 12.40 m +
 2 MACIZOS DE 3.10m
 SOLIDARIOS CON
 LOS MUROS DE ALA

CUENCA N° SALADILLO	
UBICACION DEL EMBALSE E4	
U. N. L. P.	ESC. 1:50000
LAB. G.C. CÉSPEDES	PLANO N° 3

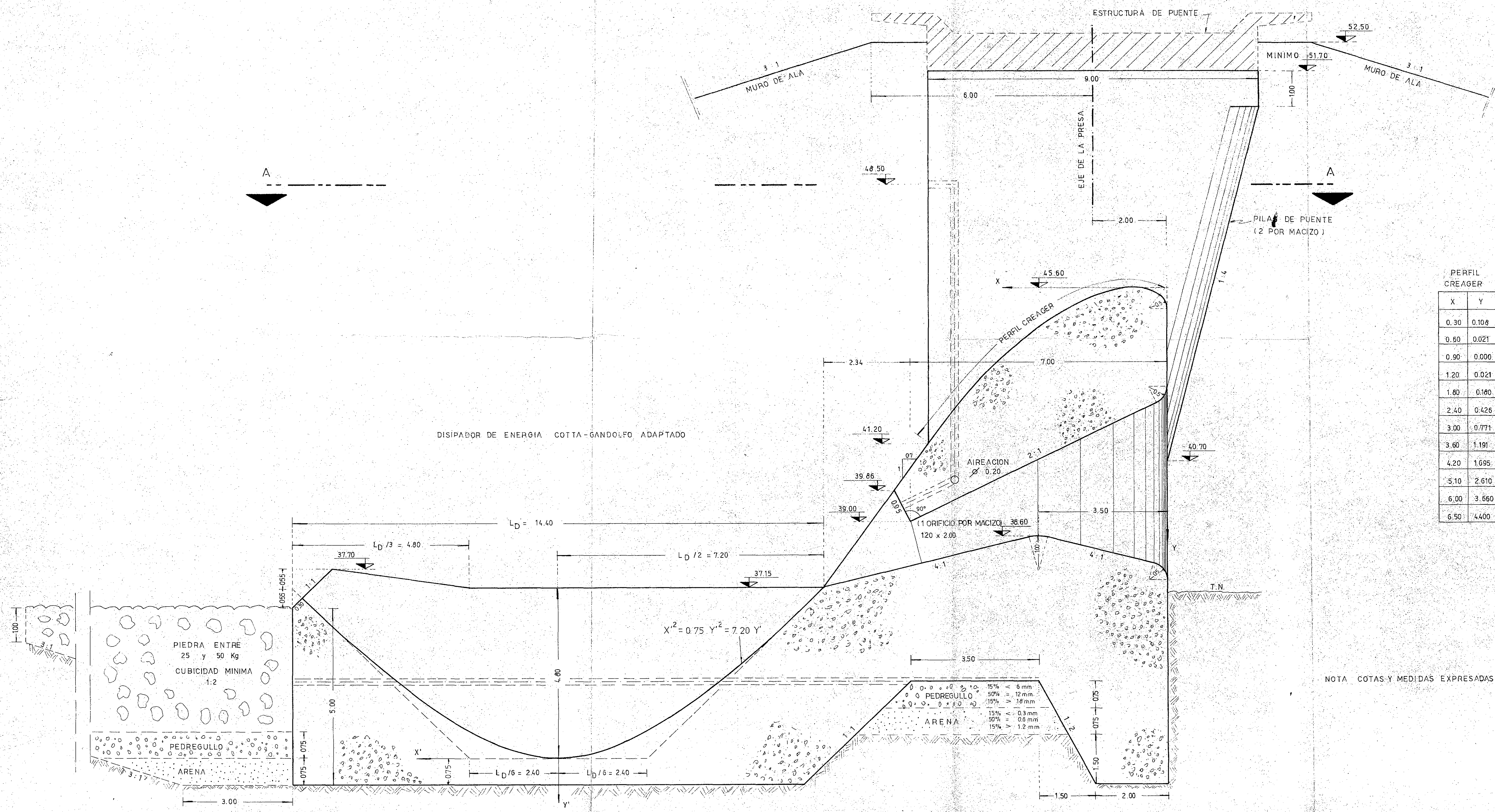


10 MACIZOS DE 12.40 m +
2 MACIZOS DE 3.10m
SOLIDARIOS CON
LOS MUROS DE ALA

F.C.G.B.M.

F.C.G.B.M. ALVAREZ

CUENCA A.° SALADILLO	
UBICACION. DEL EMBALSE E62	
U. N. L. P.	ESC. 1: 50 000
LAB. G.C. CESPEDES	PLANO N° 5

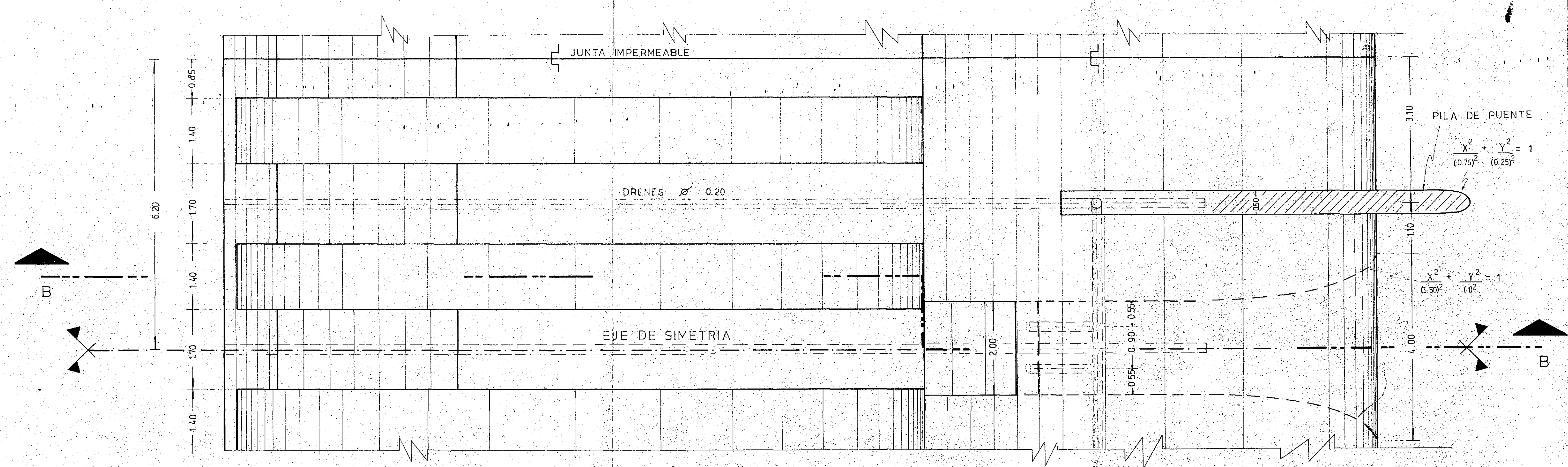


PERFIL
CREAGER

X	Y
0.30	0.106
0.60	0.021
0.90	0.000
1.20	0.021
1.60	0.160
2.40	0.426
3.00	0.771
3.60	1.191
4.20	1.695
5.10	2.610
6.00	3.660
6.50	4.400

NOTA: COTAS Y MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS

CORTE Y VISTA EN ELEVACION B - B



CORTE Y VISTA EN PLANTA DE MACIZO A - A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
LABORATORIO DE HIDRAULICA
GUILLERMO C. CESPEDES

CUENCA DEL ARROYO SALADILLO
EMBALSE E 62

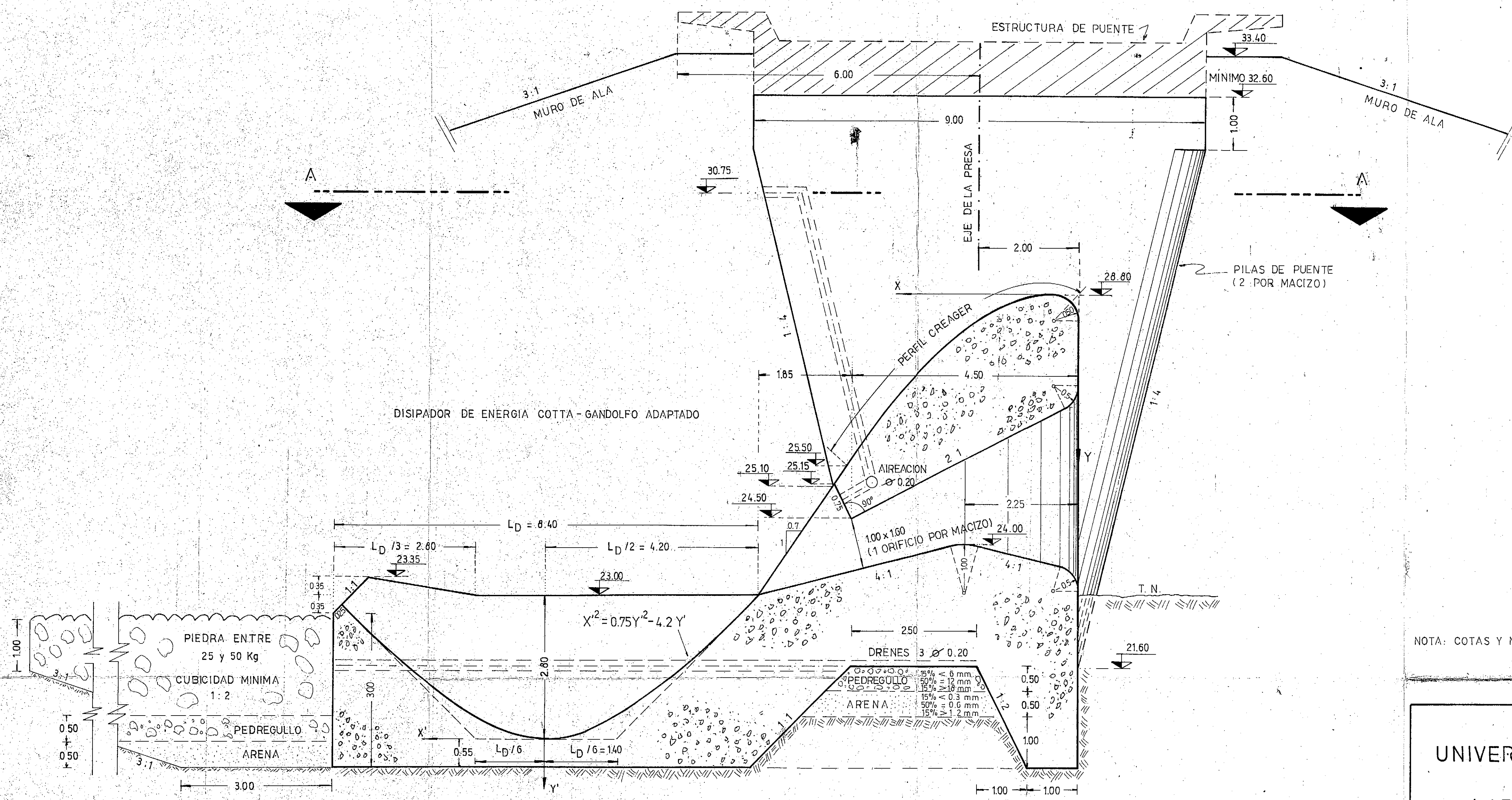
CORTE Y VISTA EN ELEVACION Y CORTE Y VISTA EN PLANTA
DE LOS MACIZOS DE HORMIGON

PLANO Nº 9

ESCALA 1:50

ABRIL 1977

JEFE DEL LABORATORIO
ASESOR
DIRECTOR
ING. AUXILIAR

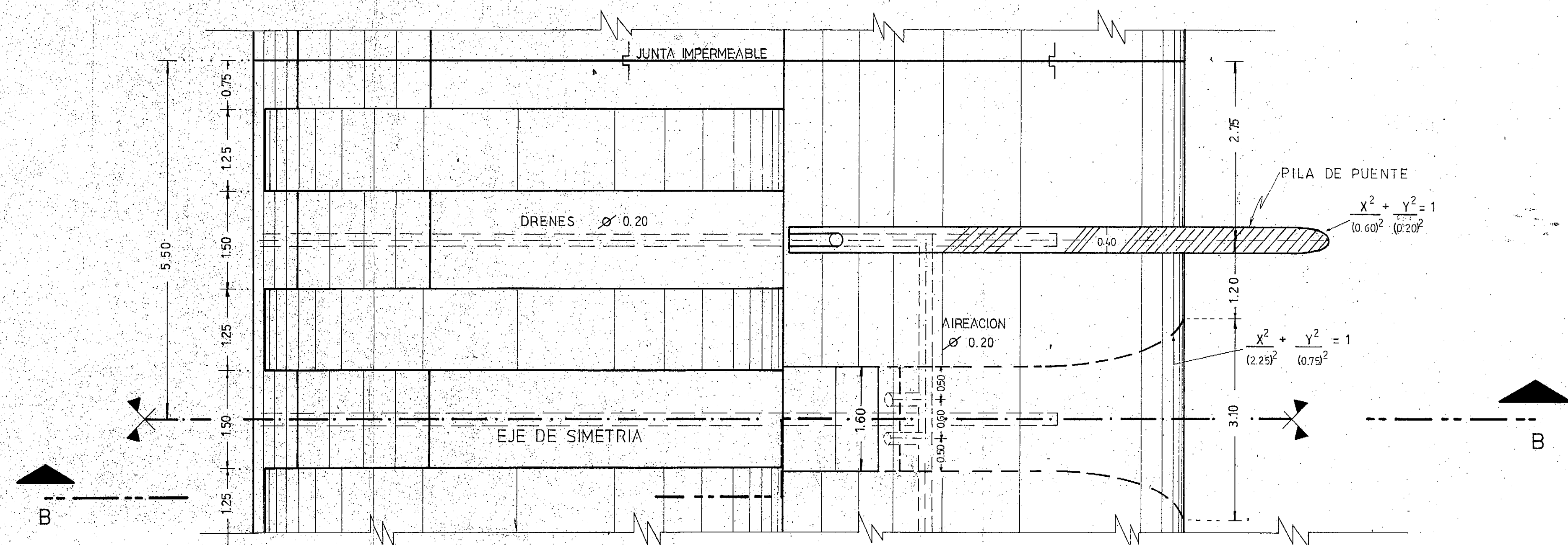


PERFIL
CREAGER

X	Y
0.20	0.072
0.40	0.014
0.60	0.000
0.80	0.014
1.20	0.120
1.60	0.284
2.00	0.514
2.40	0.794
2.80	1.130
3.40	1.740
4.00	2.440
4.60	3.300

NOTA: COTAS Y MEDIDAS EXPRESADAS EN METROS

CORTE Y VISTA EN ELEVACION B - B



CORTE Y VISTA EN PLANTA DE MACIZO A - A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
LABORATORIO DE HIDRAULICA
GUILLERMO C. CESPEDES

CUENCA DEL ARROYO LUDUEÑA
EMBALSE EI

CORTE Y VISTA EN ELEVACION Y CORTE Y VISTA EN PLANTA
DE LOS MACIZOS DE HORMIGON

PLANO N° 10

ESCALA 1:50

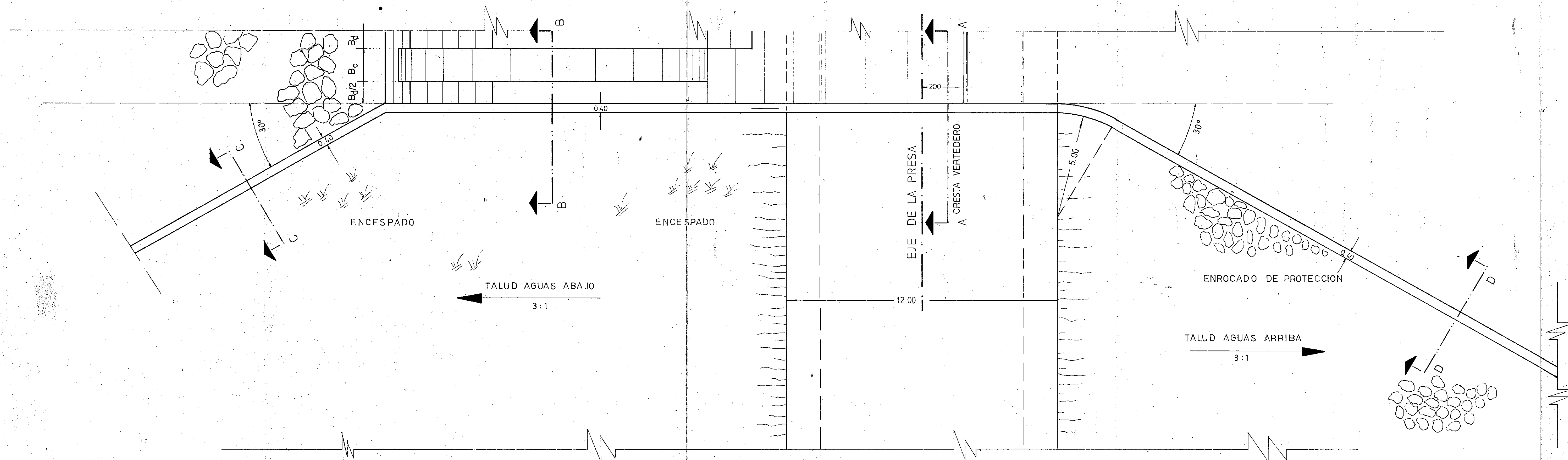
ABRIL 1977

JEFE DEL LABORATORIO

ASESOR

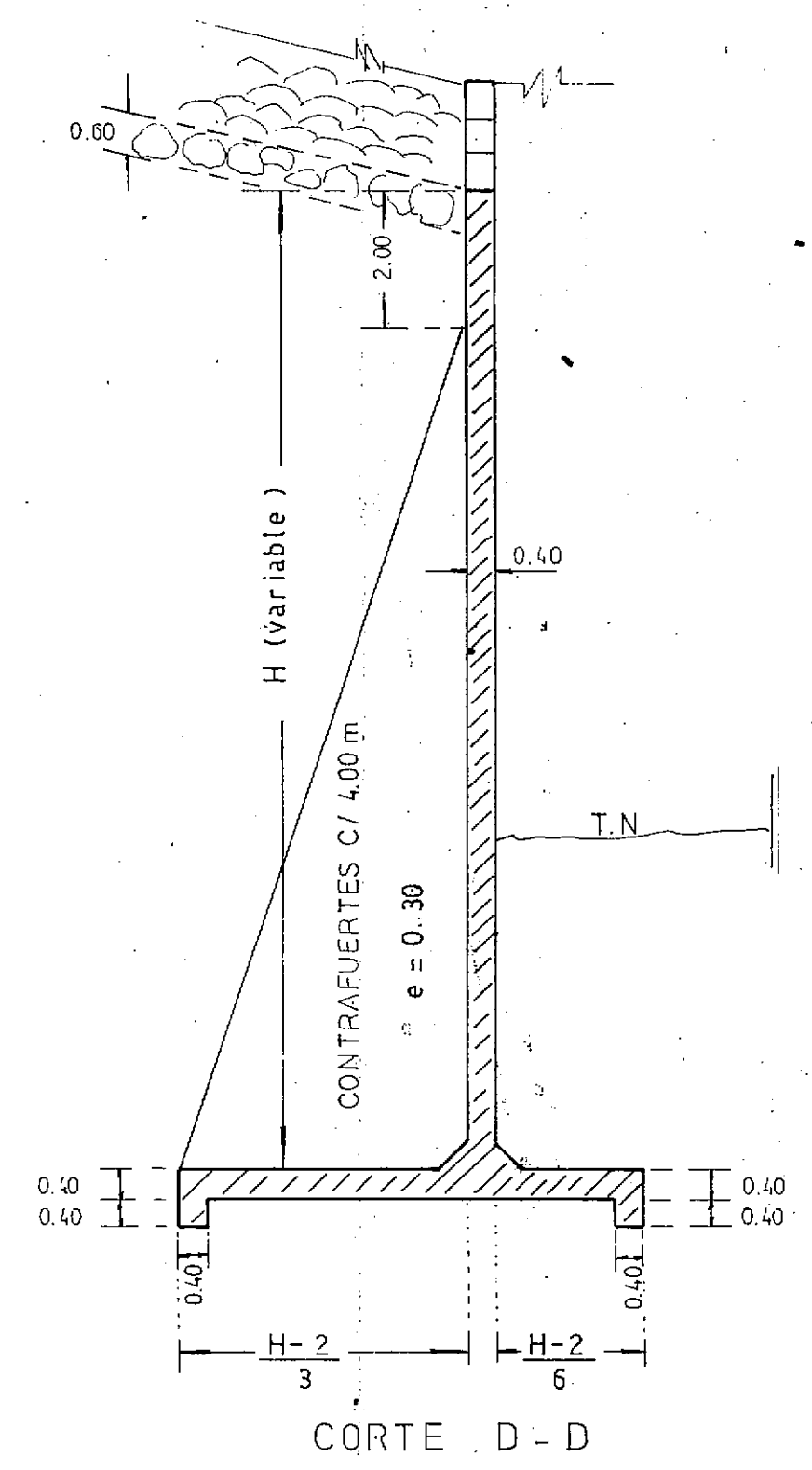
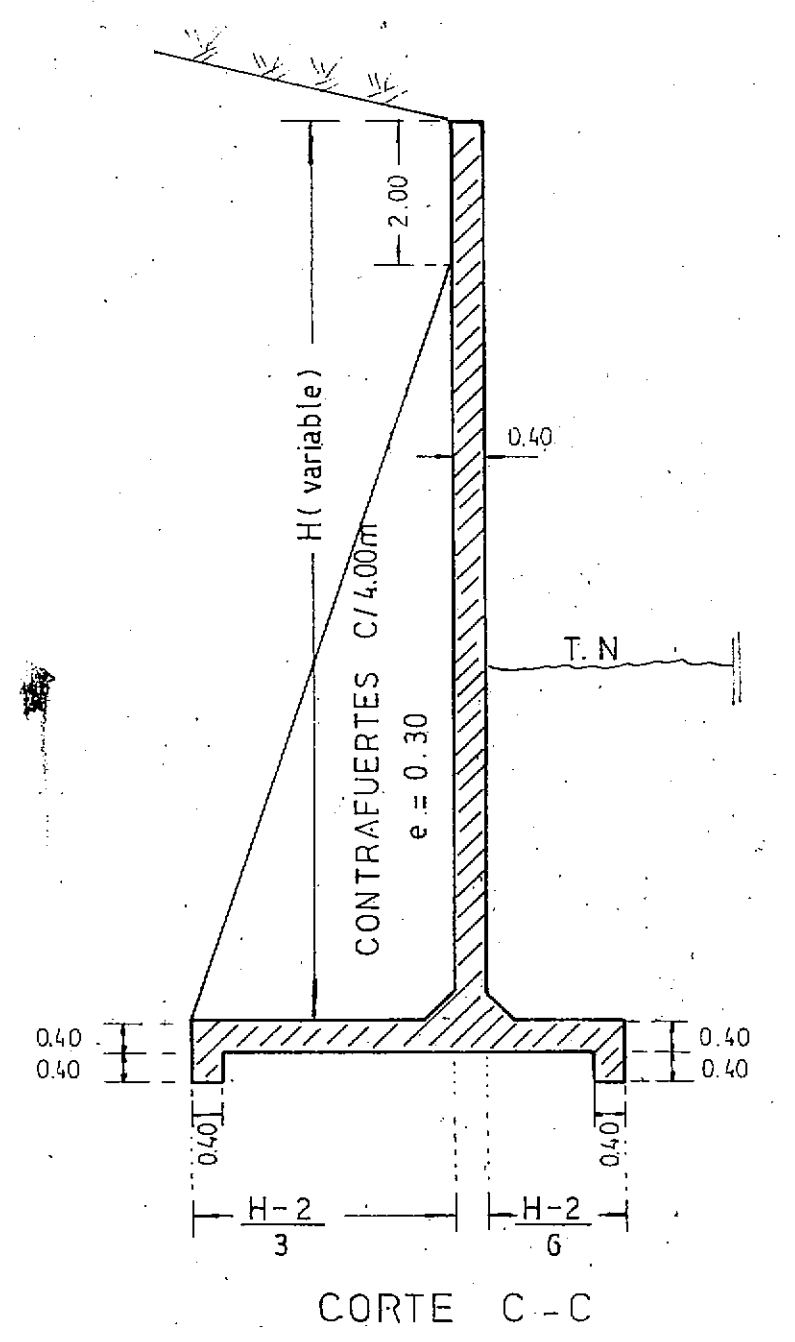
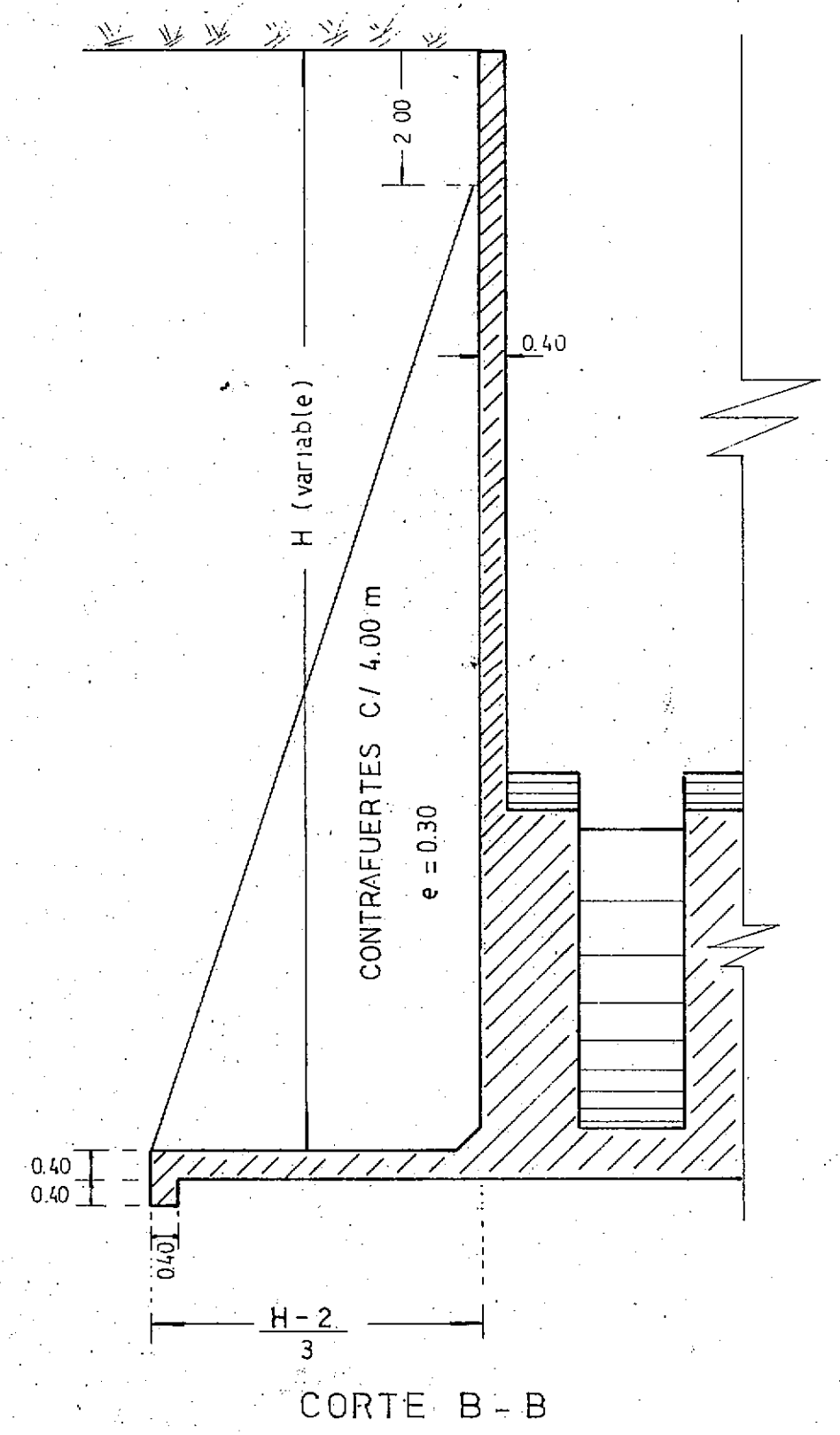
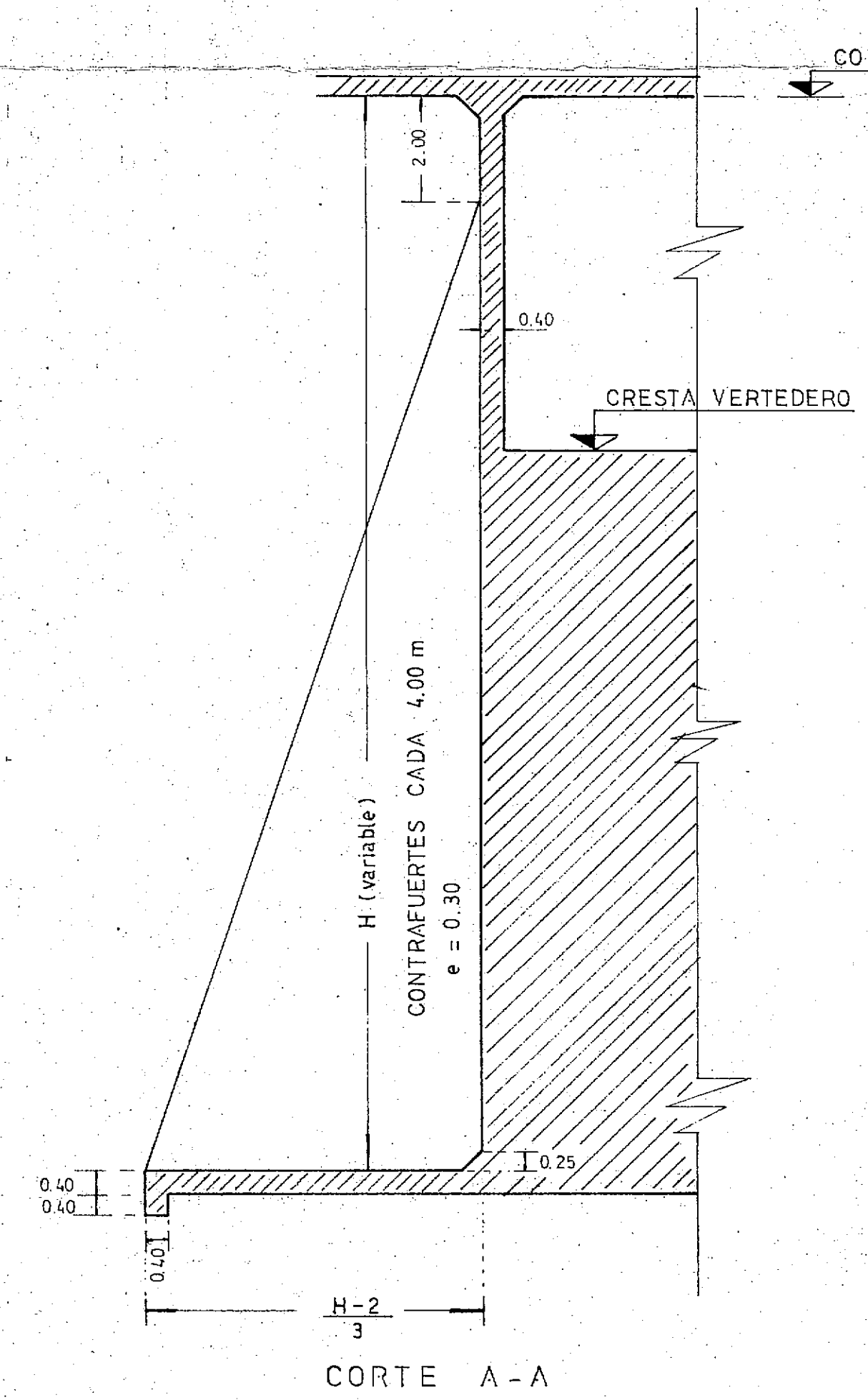
DIRECTOR

ING. AUXILIAR



TERRENO NATURAL

NOTA: LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN METROS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA
LABORATORIO DE HIDRAULICA
GUILLERMO C. CEPEDAS

CUENCAS DE LOS ARROYOS
SALADILLO Y LUDUENA

MURO DE ALA: PLANO TIPO
PLANTA Y CORTES

PLANO N° 11

ESCALA 1:100

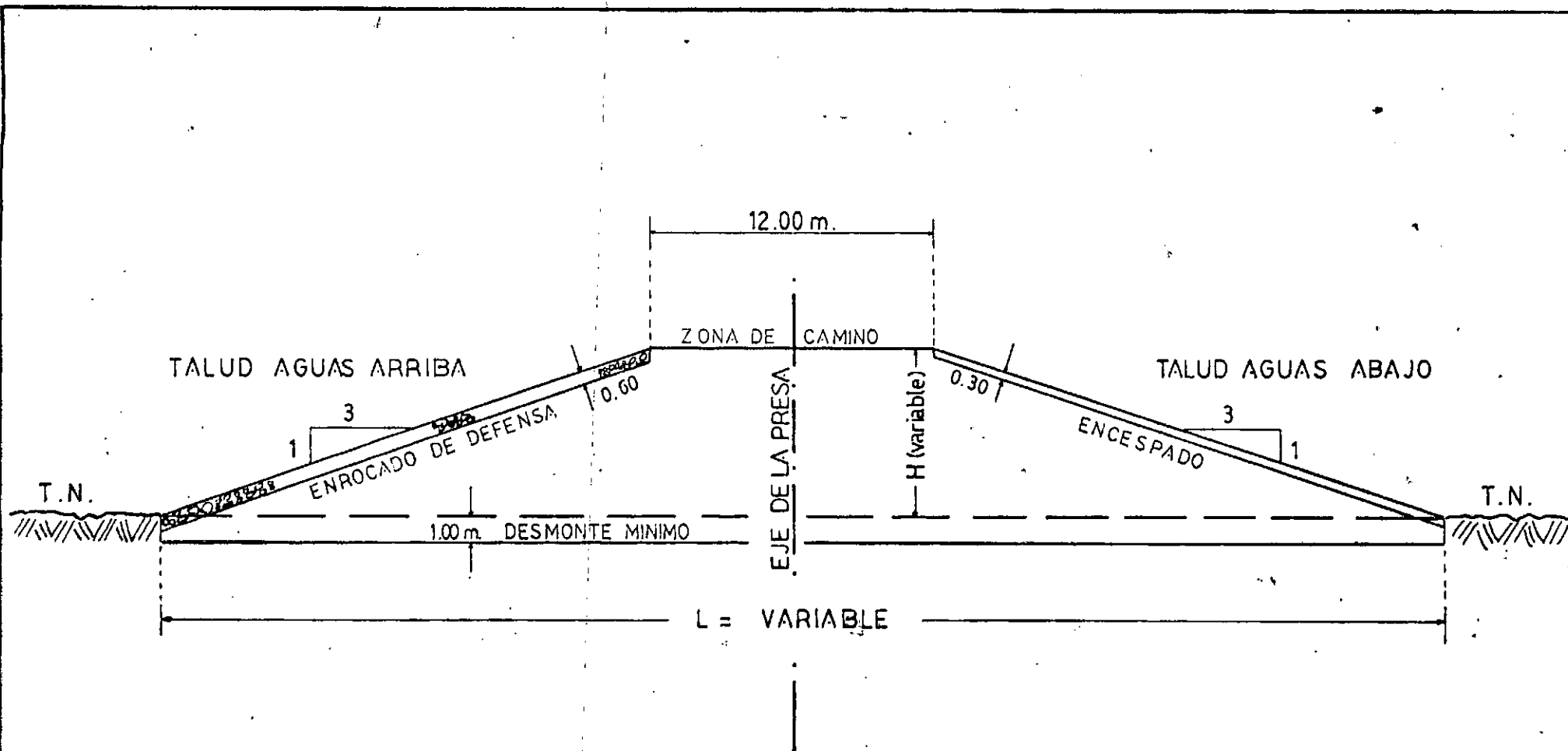
ABRIL 1977

[Signature]
JEFE DEL LABORATORIO

[Signature]
ASESOR

[Signature]
DIRECTOR

[Signature]
ING. AUXILIAR



CUENCAS DE LOS ARROYOS
SALADILLO Y LUDUENA

PRESAS DE TIERRA
SECCION TIPO

U. N. L. P.

ESCALA 1:250

LAB. G. C. CESPEDES

PLANO N° 12