

C.N.E.A. Biblioteca	
ARCHIVO PUBLICACIONES	
Nº 1	AÑO 1983

05.83.02

CNEA-NT 10/83

REPUBLICA ARGENTINA
COMISION NACIONAL DE ENERGIA ATOMICA
Dependiente de la Presidencia de la Nación
DIRECCION DE RADIOISOTOPOS Y RADIACIONES

ANALISIS DE COTAS HIDROMETRICAS EXTREMAS EN EL EMPLAZAMIENTO
DE CENTRALES NUCLEARES
CENTRAL NUCLEAR ■ ATUCHA II

Héctor R.Gómez; Guillermo E.Maggio; Carlos R.Trípoli

Buenos Aires

1983

Resumen

Las centrales nucleares en Atucha están ubicadas sobre la margen derecha del Río Paraná de las Palmas en la plena transición entre un régimen fluvial y otro de mareas.

Siendo la disponibilidad de agua para refrigeración uno de los factores a tener en cuenta en la elección del lugar de emplazamiento de la central es fundamental efectuar un estudio probabilístico de cotas hidrométricas extremas complementado con análisis determinístico históricos tendientes a establecer valores de crecidas máximas probables.

A partir de la aplicación de dichos métodos es posible deducir que el lugar de emplazamiento de las centrales nucleares en Atucha constituye una singularidad hidrométrica, habiéndose logrado, por lo tanto una optimización desde ese punto de vista.

Abstract

Atucha nuclear centrals are located on the right coast of the Paraná de las Palmas river in the entire transition between a fluvial regimen and other of tides.

Since the disponibility of refrigeration water is one of the factors to take into account when choosing the central site, it is essential to perform a probabilistic study of extreme hydrometric values. Deterministic and historical analysis should be done to complete the studies already mentioned, in order to establish the values of probable maximum floods.

From the application of these methods we can deduce that the location of the nuclear centrals in Atucha constitutes an hydrometric singularity, so that, an optimization has been obtained from that point of view.

INDICE

1.0.0.0 INTRODUCCION.	.1
1.1.0.0 Marco hídrico	.1
2.0.0.0 ANALISIS HISTORICO Y PROSPECTIVO.	.3
2.1.0.0 Estaciones de aforo y meteorológicas utilizadas en el estudio. Otras Técnicas	.4
2.2.0.0 Análisis de crecidas y estiajes	.5
2.3.0.0 Análisis de las modificaciones geomorfológicas e hidráulicas producidas y previsibles en la cuenca	.6
2.3.1.0 Factores naturales.	.6
2.3.2.0 Factores inducidos y artificiales	.7
2.3.2.1 Polderización, urbanización, agricultura y otros	.7
2.3.2.2.Embalses y aprovechamientos múltiples	.8
2.3.2.3 Navegación	.9
3.0.0.0 ANALISIS ESTADISTICO.	10
3.1.0.0 Recopilación de datos	10
3.2.0.0 Probabilidad y período de retorno	11
3.3.0.0 Distribuciones teóricas	12
3.3.1.0 Ley de Galton	12
3.3.2.0 Ley de Gumbel	13
3.3.3.0 Ley de Fréchet.	15
3.3.4.0 Ley Log-Pearson	15
3.4.0.0 Determinación de avenidas y estiajes.	16
3.4.1.0 Períodos de retorno y vida útil de la central	17
4.0.0.0 ANALISIS DETERMINISTICO	19
4.1.0.0 Eventos máximos probables	19
4.1.1.0 Precipitación máxima probable (PMF) y tormenta máxima probable (TMP).	19
4.1.2.0 Crecida máxima probable (CMP)	20
4.2.0.0 Rotura de presas.	21

Bibliografía	22
------------------------	----

Figuras al final del texto.

ANALISIS DE COTAS HIDROMETRICAS EXTREMAS EN EL EMPLAZAMIENTO
DE CENTRALES NUCLEARES
CENTRAL NUCLEAR EN ATUCHA II

1.0.0.0 INTRODUCCION

La selección del lugar para el emplazamiento de una central nuclear, sobre la margen de un curso fluvial o estuario, es función de una serie de factores optimizables de acuerdo con criterios apropiados de costo y beneficio.

Para asegurar el abastecimiento hídrico es fundamental el estudio de las cotas hidrométricas extremas (valores máximos y mínimos instantáneos, mensuales, anuales, etc.) así como su influencia en el emplazamiento de la central y áreas adyacentes o hidráulicamente vinculadas.

En esta reseña se trata en particular el método seguido para el estudio de la cuenca inferior del Plata, con miras a obtener las cotas hidrométricas mencionadas en la sección Atuchá del río Paraná de las Palmas frente a las Centrales Nucleares. Para ello, tomando como base los registros obtenidos en un conjunto de estaciones previamente seleccionadas, se realizaron análisis históricos, estadísticos y determinísticos y a través de los mismos se efectuaron las proyecciones necesarias para obtener los pronósticos con un margen de error aceptable y compatible con normas actualizadas de seguridad o diseño.

1.1.0.0 MARCO HIDRICO

La Cuenca del Plata, compartida por la Argentina, Bolivia, Brasil, Paraguay y Uruguay, está formada por dos unidades hidrológicas independientes: el Paraná, que es su columna vertebral y el Uruguay, principales afluentes del Río de la Plata. La superficie cubierta por esta cuenca es de 3.100.000 km².

En la cuenca superior, los ríos Paranaíba y Grande son los afluentes más caudalosos de una extensa red tributaria. La morfología general al atravesar los estados de Santa Catalina, Río Grande del Sur, Goias y Ma-

tto Grosso configura planicies alternadas con escarpas pronunciadas. Aguas abajo, y en la cabecera del tramo compartido por la Argentina y Paraguay, el río Iguazú aporta sus aguas al Paraná, el cual a partir de ese punto y hasta su desembocadura en el Río de la Plata recorre 1.927 Km.

En territorio argentino-paraguayo el Paraná fluye por un cauce angosto tipo cañón con predominio de basamento rocoso en su recorrido hasta las ciudades de Posadas (Argentina) y Encarnación (Paraguay). Aguas abajo, ya con márgenes y lecho aluvial continúa su trayecto hasta la confluencia con el río Paraguay en las proximidades de la ciudad argentina de Corrientes en la cual se encuentra una estación de aforo que cuenta con excelentes, prolongados y continuos registros. En este punto el módulo del río es de $15.800 \text{ m}^3/\text{s}$.

El río Paraguay aporta aproximadamente un tercio del módulo en el punto de confluencia y tiene avenidas desfasadas con respecto al Paraná debido al retardo que experimentan sus aguas al atravesar una región de grandes pantanos ubicada en el norte de Paraguay.

Ya en pleno territorio argentino, el tramo comprendido entre Corrientes y Paraná está caracterizado por un amplio valle aluvial de inundación y altas barrancas sobre la margen izquierda. Más al sur, aguas abajo de la ciudad de Paraná, la cuenca inferior posee definidas características aluviales.

Finalmente, el Paraná termina en un amplio delta cuyo flanco derecho llamado Paraná de las Palmas sirve de marco a las centrales nucleares en Atucha emplazadas sobre una escarpada barranca, que es borde de la llanura pampeana, a 134 Km de Buenos Aires. Presenta características hidrodinámicas de transición gobernadas tanto por las precipitaciones pluviales en la alta cuenca (régimen pluvial) como por los vientos y mareas aguas abajo (régimen de estuario).

La evolución histórica del Paraná de las Palmas puede verse ilustrada en las Figs. 1, 2 y 3. (1).

En el Paraná de las Palmas el régimen fluvial y de mareas y vientos hace indeterminable la relación entre alturas y caudales instantáneos, razón por la cual en el presente estudio se ha trabajado sólo con niveles.

2.0.0.0 ANALISIS HISTORICO Y PROSPECTIVO

El río Paraná y el Río de la Plata han servido hasta el presente a la navegación, provisión de agua y desagües a poblaciones ribereñas con acentuada gravitación en vidas y actividades humanas.

A nivel de la cuenca del Plata el potencial hidroeléctrico convencional aprovechado hasta el año 1982 es de 27.000 MW de capacidad instalada y el proyectado hasta el año 2000 de 41.000 MW.

El volumen total embalsado superará los 400 Km³ y el útil será del orden de 150 Km³,

La Central Nuclear Atucha I y la futura Central Atucha II están ubicadas en la margen derecha del río Paraná de las Palmas mientras que la Central Nuclear Embalse sobre un afluente del río Paraná: el Río Tercero y el embalse del mismo nombre. (Figs. 4 y 5). (2)

La navegación en la cuenca del Plata se inicia con el descubrimiento del Río de la Plata en el año 1515. En 1982 y sin incluir el movimiento de exportación-importación por los puertos de Buenos Aires y Montevideo se transportaron por vía fluvial, con barcos de ultramar, costeros y fluviales aproximadamente 50×10^6 toneladas. El pronóstico para el Paraná de las Palmas (sección Atucha) en el año 1982 comprende el paso de 8.000 a 11.000 naves con una carga total del orden de las 26×10^6 toneladas.

El desarrollo alcanzado por sistemas de riego con captación directa del río es muy limitado ya que el Paraná atraviesa regiones con abundantes o aceptables índices de precipitación pluvial y una variabilidad relativa anual reducida: estas características, agregadas a la calidad de los suelos, son factores que por sí definen la región de mayor productividad agrícola-ganadera natural de la Cuenca del Plata, es decir, la Pampa Húmeda.

Los grandes acueductos construidos o proyectados, que no restan significativos caudales al río, están destinados a la provisión de agua en áreas áridas alejadas del valle principal.

2.1.0.0 ESTACIONES DE AFORO Y METEOROLOGICAS UTILIZADAS EN EL ESTUDIO. OTRAS TECNICAS

Las estaciones de medición existentes fueron clasificadas y denominadas de alta, media y baja confiabilidad y continuidad histórica, lográndose en algunos casos rehabilitar estaciones con registros discontinuos mediante correlaciones entre estaciones de homologables condiciones hídricas temporales y espaciales. (1)

La confiabilidad de los registros en una estación fluvial de aforo con régimen no permanente surge del número de calibraciones realizadas (curvas caudales-altura) en su historial y bajo distintas condiciones hídricas, estabilidad del cauce y valle inundable, mientras que con régimen fluvial y de estuario (aguas abajo de Rosario aproximadamente) cobran significación y resultan relevantes sólo los registros de niveles extraídos en estaciones de aforo automáticas con adecuado mantenimiento y atención. La relación alturas-caudales es indeterminable y las oscilaciones diarias periódicas.

Las Centrales Nucleares en Atucha están ubicadas en la plena transición del régimen fluvial no permanente y régimen de estuario; la relación altura-caudal instantáneo desaparece y sólo interesan en crecidas extremas las alturas máximas alcanzadas en los límites del valle inundable y su relación con la dirección, intensidad y "feech" de vientos, así como mareas y caudales instantáneos registrados aguas arriba, es decir, en tramos netamente fluviales.

Las fotografías aéreas de la crecida del año 1966 nos permitieron replantear los niveles máximos mencionados mientras que con el análisis de un modelo físico existente correlacionamos caudales, niveles y pendientes en condiciones normales o medias. (3)

En el caso de bajantes extremas si bien se cuenta con registros de mínimas alturas, existen crónicas deficiencias de información frente a la complejidad del régimen en secciones de cauces múltiples. Este paradójico dilema y déficit es común en casi todos los grandes ríos aluviales y surge de las bases conceptuales y prioridades adoptadas por quienes, en el siglo pasado o principio del presente, decidieron respecto a la ubicación de las estaciones de aforo. Por otra parte, el ajuste de las curvas caudales-alturas aún en las estaciones que antes denominamos de alta confiabilidad y extensos registros históricos es, en el mejor de los casos, mediocre.

2.2.0.0 ANALISIS DE CRECIDAS Y ESTIAJES

Las crecidas y bajantes más notables se clasificaron y denominaron según su severidad en ordinarias, extraordinarias y extraordinarias excepcionales; la severidad concierne a la altura máxima o mínima alcanzada en determinado lugar, lapso crítico abarcado por el fenómeno o tiempo en el que las aguas superaron o estuvieron por debajo de un nivel de alerta y, por último, velocidad de la corriente y su acción degradadora sobre las márgenes o valle inundable.

Las crecidas extraordinarias excepcionales en la sección Atucha corresponden a los años 1878, 1905, 1940, 1959 y 1966 y las bajantes máximas a los años 1920, 1937 y 1944. El origen y naturaleza de estos fenómenos extremos con respecto al lugar debe además ser identificado y analizado: exceso o carencia de lluvias para los eventos de 1878, 1905, 1959, 1966 y 1944; fuertes vientos sobre el Río de la Plata del sector SE o NO para los registros de 1940, 1959, 1920 y 1937. La resultante del año 1959 es producida por la convergencia y simultaneidad en Atucha derivada de los dos fenómenos extremos antes mencionados, es decir, fuertes lluvias en la alta cuenca y vientos del SE aguas abajo.

Las crecidas o bajantes extremas pueden ser previstas o pronosticadas con varios días de anticipación, cuando surgen de la alta cuenca, mientras que si el fenómeno proviene del Río de la Plata (propagación de onda de mareas más acción del viento) sólo se puede contar con pronósticos confiables y de una anticipación máxima de veinticuatro horas. (5)

La atípica avenida del año 1959 (1 y 4) está expuesta en la Fig. 6. Los registros de Rosario, San Pedro y Riachuelo fueron medidos y registrados en esa oportunidad. La génesis y desarrollo de este evento extremo puede apreciarse en esa figura: el 14 de abril la avenida alcanzaba ya en Rosario y San Pedro elevados registros; antes del mediodía el viento del SE alcanzaba 80 Km/h elevándose los registros en el Río de la Plata a 3,75 m mientras que en San Pedro se superponían ambos efectos, incrementándose la altura 0,80 m.

En Atucha no existía en esa época estación de aforo. Para futuros eventos, poco probables más no imposibles, tales como rotura de embalses, estamos desarrollando un modelo de pronósticos en base a correlaciones múltiples, habiéndose obtenido los valores de Atucha, reproducidos en la

Fig. 6, del mencionado modelo. De su aplicación resulta que en Atucha, el evento extremo, motivado por el viento del SE, llega rápidamente con una velocidad superior a los 30 Km/h e importa sobre-elevaciones periódicas de 0,40 m aproximadamente coincidentes con las dos mareas diarias que, en algunos casos, queden enmascaradas y unificadas como ocurrió el 14 y 16 de abril. En esas circunstancias los registros superaron los 4 m de altura sobre el nivel del cero (cero de Atucha coincidente, hasta el presente, con el cero del Riachuelo). (4)

2.3.0.0 ANALISIS DE LAS MODIFICACIONES GEOMORFOLOGICAS E HIDRAULICAS PRODUCIDAS Y PREVISIBLES EN LA CUENCA

2.3.1.0 Factores naturales

En términos de edades geológicas el cauce principal del río Paraná debió experimentar notables cambios en su trayectoria, particularmente en su baja cuenca. Los ríos Aguapey y Corrientes, hoy sus afluentes, son posibles testimonios de antiguos valles troncales.

El nivel de menos veinticinco metros bajo los edificios principales de las Centrales Nucleares (0 m, escala del Riachuelo), donde escurre la napa freática, correspondería al período Ensenadense, con sedimentos consolidados de más de cien mil años de antigüedad, según evidencias de restos fósiles que contribuyen a dar conceptuales fundamentos a la evolución de relleños aluviales en la margen derecha de la Vuelta del Pelado. Elevado grado de modificaciones naturales del medio hídrico, en escala secular es dable advertir en los afluentes de la margen derecha del río Paraguay y en el delta del Paraná. Las extraordinarias crecidas del río Bermejo, por ejemplo, cambiaron en estos dos últimos siglos su curso, que hoy ocupa el antiguo valle del río Teuco.

El avance del delta del Paraná en los dos últimos siglos (Fig. 1) surge de testimonios que recopilamos comparando planos del siglo XVIII y actuales fotos satélites, homologables con otras referencias bibliográficas. (4).

El valle inundable del río Paraná, aguas abajo de Corrientes, no regis

tra cambios naturales importantes.

La evolución morfológica y alteraciones topográficas experimentadas por la Vuelta del Pelado y la Vuelta de las Limas fueron analizadas a partir de distintas teorías relativas al comportamiento secular de meandros en valles aluviales. Los relevamientos efectuados entre 1910 y 1974 (1), Figs 2 y 3 , así como la medición de diversas variables hidráulicas permitieron efectuar pronósticos y predecir la futura tendencia del cauce, erosión de márgenes, deposición de sedimentos, etc. Este análisis es necesario para establecer distintos parámetros del diseño de estructuras para protección de costas.

2.3.2.0 Factores inducidos y artificiales

2.3.2.1 Polderización, urbanización, agricultura y otros.

Los endicamientos u obras de polderización sobre el valle de un río aluvial tienen efecto negativo sobre crecidas extremas al sustraer al valle áreas inundables en condiciones naturales. Hasta el presente los diques al canzan reducida relevancia desde el punto de vista hidrológico. Las obras de protección dan sólo cobertura a crecidas ordinarias.

El análisis efectuado permitió determinar la sobre-elevación de los niveles de agua que se producirían en Atucha, en ocasión de avenidas extra ordinarias y en función de las áreas polderizadas aguas arriba.

Los futuros endicamientos para cubrir grandes superficies deberán pro yectarse en el marco de estudios de factibilidad a nivel nacional, que con templen no sólo aspectos locales y contemporáneos, sino que además se inserten e integren en sistemáticos y racionales planes de desarrollo sin al terar la capacidad del valle para evacuar avenidas extremas.

El efecto regulador de los embalses y aprovechamientos múltiples en construcción o proyectados permitirá una racional explotación de algunos sectores del valle fluvial dotándolos de una mayor protección contra crecidas.

2.3.2.2 Embalses y aprovechamientos múltiples.

En términos generales se recopiló información de todas las grandes obras hidráulicas construidas y en construcción así como los proyectos existentes (Fig.5) en la Cuenca del Plata. (1)

En una cuenca en pleno desarrollo, efectuar previsiones y dar razonable cobertura prospectiva durante un lapso que supere la vida útil de la Central Nuclear, es complejo y requiere un análisis exhaustivo de distintas alternativas a partir de modelos determinísticos, físicos, etc.

Cuando en el año 2000 la cuenca haya alcanzado pleno desarrollo hidroenergético, aguas abajo del último embalse y en la sección Atucha es dable esperar:

- Un efecto regulador en crecidas ordinarias. Si bien las modalidades operativas de los embalses en régimen normal o en ocasión de algunos eventos de excepción serán los que definan niveles instantáneos aguas abajo, es pronosticable razonablemente, el comportamiento hidrodinámico de niveles medios ponderados para una serie de ciclos hidrológicos futuros.
- Una sobre-elevación local del nivel instantáneo máximo en avenidas extraordinarias excepcionales así como un incremento en la velocidad de propagación de la onda de crecida entre, por ejemplo, la ciudad de Posadas y Atucha (aproximadamente el doble de velocidad). En cambio, se atenuará el lapso en que los niveles de agua superen cotas de emergencia. Estas previsiones están subordinadas y condicionadas por obras de protección o cotas superiores de coronamiento de embalses, no definidas aún en algunos casos.
- Otras modificaciones del régimen, pendientes, concentración de sedimentos en suspensión o capacidad de arrastre de sedimentos de fondo, etc.

La capacidad total de los vertederos y otros recursos ordinarios para erogar grandes caudales en crecientes extremas, condiciona el emplazamiento y nivel de instalaciones o canales de toma de agua para refrigeración aguas abajo de los mismos. Los vertederos en general han sido diseñados a partir de una supuesta Crecida Máxima Probable (CMP).

2.3.2.3 Navegación

La acción erosiva de las olas producidas por las naves de gran porte debió ser también analizado en la Vuelta del Pelado previendo su efecto sobre el borde superior del cauce.

Entre los años 1910 y 1974 puede observarse en las Figs. 2 y 3 la evolución de una fosa producida en el thalweg del río Paraná de las Palmas, (progresiva Km 134,6), resultante del movimiento turbulento del agua, en torno a hélices o elementos de propulsión de las grandes naves. Estas "hondadas" son características de cabeceras de curvas y generan torbellinos, particularmente cuando la velocidad descendente del agua aumenta.

3.0.0.0 ANALISIS ESTADISTICO

El análisis estadístico consiste en el cálculo de la probabilidad de que un caudal o cota sea igualado o superado, o bien en la determinación del periodo medio de tiempo que debe transcurrir para que se iguale o exceda dicha cota.

Para ello, se han desarrollado diversas técnicas que consisten en el ajuste de los datos históricos por medio de distintas funciones de distribución teóricas, sin existir ninguna que se adapte a todos los casos. Es decir, una ley que siga adecuadamente el comportamiento de un río, puede dar un mal ajuste en otro.

3.1.0.0 RECOPIACION DE DATOS

Desde un punto de vista hidrológico, el análisis estadístico debe partir de datos significativos, adecuados y exactos.

Esto significa que deben tener una estrecha relación con el proceso en estudio. En este caso, se tomaron series anuales de crecidas (basadas en alturas hidrométricas obtenidas por medio de limnímetros o mareógrafos instalados en diversas estaciones de aforo) a partir de las cuales se determinaron las máximas avenidas de cada año constituyendo con este conjunto de datos un espacio muestral a partir del cual se haría el ajuste.

Que los datos sean adecuados debe ser tenido en cuenta al seleccionar las estaciones de aforo. Es decir, el número de años del registro debe ser lo suficientemente extenso y confiable. Partiendo de estas premisas se trabajó con las siguientes estaciones:

- Rosario
- San Pedro
- Las Palmas-Guazú
- Zárate
- Las Palmas-Las Rosas
- Riachuelo

En algunas de ellas los registros llegan a casi 100 años ininterrumpidos siendo en todos los casos superiores a los 45 años. Todas las alturas fueron referidas al cero del Riachuelo para poder efectuar comparaciones válidas entre distintos puntos.

Por último, la exactitud de una serie de datos en hidrometría está en ge-

neral relacionada con la homogeneidad en los registros y con la precisión intrínseca del instrumental en cada estación de aforo.

3.2.0.0 PROBABILIDAD Y PERIODO DE RETORNO

Según se mencionó, el análisis estadístico consiste en asignar a cada valor de creciente una probabilidad p de ser igualado o excedido, es decir:

$$p = P(h \geq H) \quad (3-1)$$

Siendo h la altura considerada y H el valor contra el que se quiere comparar. En lugar de la probabilidad suele emplearse el período de retorno o de recurrencia que representa el lapso medio que debe transcurrir para que dos crecidas alcancen una altura dada H , resultando:

$$T = \frac{1}{p} \quad (3-2)$$

Por ejemplo, una crecida milenaria es aquella que, en promedio, se producirá una vez cada mil años o que tiene una probabilidad de ocurrencia anual de 0,001.

Una vez en posesión de la serie de crecidas anuales con un número aceptable de datos, se procede a ordenar los valores en forma decreciente, sin tener en cuenta el año de ocurrencia, para posteriormente asignar a cada cota o caudal una probabilidad. Para ello, se han propuesto diversas expresiones matemáticas que vinculan el número de orden de cada crecida (i) con el número total de datos o longitud del registro (n). A continuación se reproducen algunas de dichas fórmulas:

$$p = \frac{i}{n} \quad ; \quad p = \frac{i-1}{n} \quad ; \quad p = \frac{i}{n+1} \quad (3-3)$$

La primera (fórmula de California) tiene el inconveniente de asignar a la menor crecida del registro histórico una probabilidad unitaria de ser igualada o superada, y la segunda, la de hacer corresponder una probabilidad nula al máximo evento. Por estas causas la tercera expresión, debida a Weibull, es la más comúnmente utilizada. Debe hacerse notar que este procedimiento puede otor-

gar probabilidades diferentes a niveles iguales de crecientes por depender sólo de su número de orden en una tabla.

Es importante, entonces, que los registros a partir de los cuales se hará el análisis sean completos, es decir, que existan datos todos los años ya que el método se basa en asignar a la máxima crecida histórica de un registro con n datos un período de retorno de $(n + 1)$ años (10).

3.3.0.0 DISTRIBUCIONES TEORICAS

Una vez determinadas las probabilidades experimentales, estas deben ser ajustadas por alguna función de distribución teórica a partir de la cual pueden hacerse proyecciones para evaluar las cotas correspondientes a grandes períodos de retorno. Según se sabe, la función de distribución F representa la probabilidad de que una variable aleatoria tome un valor menor o igual que cierta cota de referencia, siendo en consecuencia complementaria de la probabilidad p ya definida.

$$F(h \leq H) = 1 - p \quad (3-4)$$

El ajuste de estos valores puede efectuarse ya sea por algún método analítico tal como el de cuadrados mínimos, o bien, si se dispone de papel probabilístico apropiado, representando los puntos en él, de manera de realizar el ajuste visual por medio de una recta. Esta técnica es recomendada, a causa de su sencillez y adecuada exactitud, por el United States Geological Survey.(9)

Si bien se han hecho esfuerzos por definir la mejor distribución teórica, está demostrado que no existe hasta el momento una ley que presente una nítida ventaja sobre las demás o que pueda considerarse como de uso general. A continuación se describen algunas funciones de distribución que han sido utilizadas y recomendadas por diversos autores.

3.3.1.0 Ley de Galton

Esta ley es conocida también como log-normal ya que sigue la distribución de Gauss luego de una transformación logarítmica. A propósito es de destacar

que la ley normal, tan útil en numerosos problemas estadísticos, no es aplicable a las distribuciones de crecientes debido a la asimetría de éstas que requieren una ley con un marcado sesgo positivo. (9)

Para ajustar por la ley de Galton es necesario operar con una variable reducida z , la cual está relacionada con la altura h (variable aleatoria) por la siguiente expresión:

$$\log h = \sigma_{\log}(h)z + \bar{h}_{\log} \quad (3-5)$$

Siendo $\bar{h}_{\log}$ y $\sigma_{\log}$ el valor medio y la desviación estándar de los logaritmos de la variable aleatoria (más una constante que puede ser nula) respectivamente, **definidas** por las expresiones siguientes:

$$\bar{h}_{\log} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log h \quad (3-6)$$

$$\sigma_{\log}(h) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\log h - \bar{h}_{\log})^2 \quad (3.7)$$

La expresión (3-5) será una recta en papel semilogarítmico. Los valores de la variable reducida pueden calcularse trazando en **abscisas** una escala auxiliar que siga la ley normal y entrando a la misma con las probabilidades experimentales p :

$$F(z) = 1 - p = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2/2} dz \quad (3-8)$$

También puede trazarse una segunda escala auxiliar de abscisas en la que se representen períodos de retorno con lo cual pueden vincularse **cotas** y **períodos** en forma directa.

3.3.2.0 Ley de Gumbel

Esta ley, conocida como tipo I, es una representación asintótica de valores extremos, en este caso los **máximos o mínimos anuales**, que tiene la siguiente **función de distribución**:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} = 1 - p \quad (3-9)$$

Siendo y la variable reducida, relacionada linealmente con las alturas h :

$$y = \alpha(h - u) \quad (3-10)$$

Las constantes α (dependiente de la dispersión de valores muestrales) y u (modo de la distribución) deben determinarse para lograr el mejor ajuste de los datos. Para ello, la función (3-10) puede representarse, con h en ordenadas (en escala lineal), obteniendo los valores de y a partir de la expresión (3-9) y de las probabilidades experimentales.

El ajuste final puede hacerse por cuadrados mínimos efectuando la regresión de y sobre h o viceversa. Sin embargo, Gumbel aconseja realizar una regresión ortogonal como solución de compromiso, es decir, minimizando los cuadrados de las distancias medidas perpendicularmente desde la recta (10). En este caso se llega a las expresiones siguientes:

$$\alpha = \frac{G(y)}{G(h)} \quad (3-11)$$

$$u = \bar{h} - \frac{\bar{y}}{\alpha} \quad (3-12)$$

El valor medio de la variable reducida y su desviación estándar dependen sólo del número de datos en la muestra pudiendo, por lo tanto, tabularse en función de dicho valor. En general se suele emplear la expresión siguiente, debida a Chow y válida para cualquier distribución: (8)

$$h = \bar{h} + K G(h) \quad (3-13)$$

Para la distribución de Gumbel, K , llamado factor de frecuencia, depende sólo de la longitud del registro (n) y del período de retorno (T) que se considere pudiendo obtenerse a partir de tablas.

El papel especial para una representación de Gumbel presenta dos escalas auxiliares paralelas al eje de abscisas. Una de ellas representa períodos de retorno y la otra probabilidades. Ambas se obtienen con ayuda de la expresión (3-9).

3.3.3.0 Ley de Fréchet

Esta ley, también de valores extremos, llamada tipo II es similar a la de Gumbel pero empleando en ordenadas una escala logarítmica. La función de distribución es similar a la de Gumbel.

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

Sin embargo, la variable reducida adopta la forma siguiente: (9)

$$y = \alpha(\log h + u) \quad (3-14)$$

Por lo tanto los parámetros α y u pueden hallarse de manera similar a la ya descrita con sólo tomar logaritmos en los valores de altura. El gráfico será una recta en papel de Gumbel con ordenadas logarítmicas. Por lo tanto las leyes de Gumbel y Fréchet están relacionadas de manera similar que las de Gauss y Galton, pudiendo también trabajarse con factores de frecuencia.

3.3.4.0 Ley Log-Pearson

Conocida como distribución tipo III, se basa también en una conversión previa de las alturas en sus logaritmos empleando luego la función de distribución siguiente:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x p_0 \left(1 - \frac{x}{a}\right)^c e^{-(cx)/2} dx \quad (3-15)$$

Los coeficientes a , c y p_0 son complicados de calcular dado que dependen de los momentos de segundo y tercer orden de la distribución experimental y de la función gamma del parámetro c (8). Consecuentemente se ha hecho más popular emplear la expresión de Chow (3-13) transformada logarítmicamente:

$$\log h = \bar{h}_{\log} + K \sigma_{\log}(h) \quad (3-16)$$

El factor de frecuencia K , que depende del período de retorno (T) y del coeficiente de asimetría del logaritmo de los datos, puede obtenerse de tablas.

Es de destacar el hecho de que si dicho coeficiente de asimetría es nulo, el ajuste por log-Pearson es idéntico al correspondiente a la ley de Galton, razón por la cual esta distribución es muy empleada a pesar de las escasas bases teóricas sobre las que se sustenta. (8)

3.4.0.0 DETERMINACION DE AVENIDAS Y ESTIAJES

Con los registros históricos tomados de las estaciones de aforo de Rosario, San Pedro, Las Palmas-Guazú, Zárate, Las Palmas-Las Rosas y Riachuelo se efectuaron los análisis estadísticos de crecientes y bajantes. Con respecto a estas últimas es posible aplicar también funciones de distribución probabilísticas aunque existen escasos ejemplos de aplicación en la bibliografía disponible.

Un análisis de las leyes expuestas en el punto anterior permitió comprobar que el mejor ajuste de crecientes era el dado por la distribución de Gumbel pudiéndose extender también su aplicación a otras estaciones del Paraná Medio y Superior, tales como Posadas, Corrientes y Paraná.

Para estiajes la situación fue diferente. Si bien Gumbel permitía lograr una buena correlación para las estaciones ubicadas al sur de Rosario, en ésta y aguas arriba la falta de ajuste era muy significativa, obteniéndose en estos casos los mejores resultados con log-normal o con log-Pearson que en este caso coincidían por ser el coeficiente de asimetría logarítmico de los datos muy próximo a cero.

En la Fig. 7 se resumen los resultados obtenidos en algunas de las estaciones seleccionadas, mediante la representación gráfica de las rectas de regresión en papel probabilístico "de Gumbel". En esta figura no se han representado por razones de claridad en el dibujo los puntos experimentales ni los intervalos de confianza. Con respecto a estos últimos las referencias (9) y (10) sugieren tres métodos diferentes para el caso de la ley de Gumbel, mientras que para la de Galton, por ser derivada de la ley normal, puede obtenerse según los principios que rigen dicha función probabilística.

El procedimiento seguido consiste en el análisis por computadora de las cotas hidrométricas, la obtención de las probabilidades experimentales y, para el caso de Gumbel, los valores de la variable reducida. Luego se calculan los

parámetros de la recta de regresión ortogonal y finalmente se realizan las proyecciones para períodos de retorno de hasta 1.000 años. Para la ley de Galton se determinan la media y la desviación estándar de los logaritmos de los datos y a partir de ellos se halla la recta de regresión. El programa calcula también algunos parámetros estadísticos característicos de la muestra, tales como valor medio, desvío estándar, kurtosis y asimetría, para, a través de los mismos, efectuar comparaciones entre las diferentes estaciones.

Los valores obtenidos para crecidas tienen una excelente concordancia (en Zárate y Atucha) con los calculados en ocasión de la construcción del complejo ferroviario Zárate-Brazo Largo como así también un muy buen ajuste con la cota de recurrencia milenaria calculada para la construcción de la central Atucha I.

En cambio, para el caso de estiajes no pueden efectuarse comparaciones pues hasta el presente no se ha realizado ningún estudio de ese tipo en el Paraná de las Palmas, de acuerdo con las informaciones disponibles.

En la Fig. 8 se han representado las curvas correspondientes a los períodos de retorno de 5, 20, 100 y 1000 años en función de la distancia desde el Riachuelo para el tramo Buenos Aires-Corrientes. En este caso en el eje de ordenadas se indican las diferencias entre avenidas y estiajes de igual período de recurrencia. Su observación permite verificar la existencia de una singularidad hidrométrica en la zona de emplazamiento de las centrales nucleares, puesta de manifiesto por el mínimo que presenta la familia de curvas en dicha región. En la figura 9 se han desglosado las curvas correspondientes a crecientes y bajantes en los alrededores de Atucha.

Actualmente se está desarrollando un programa de computación apto para generar en forma sintética o estocástica máximos anuales o mensuales por medio de un modelo de Markov de primer orden y siguiendo cualquier tipo de distribución estadística.

3.4.1.0 Períodos de retorno y vida útil de la central

Cuando se efectúa un análisis estadístico el resultado al cual se pretende arribar es la probabilidad de ocurrencia de un determinado suceso o bien, lo que es lo mismo, su período de recurrencia. Esto, evidentemente, no significa que deba transcurrir exactamente ese lapso hasta que dicho evento se produzca, sino que es un valor promedio. En consecuencia, la realización de un diseño ba-

sado en un determinado período de recurrencia, involucra un riesgo que puede ser definido como la probabilidad de que el suceso en cuestión ocurra durante la vida útil del proyecto.

A partir de la función de distribución binomial y teniendo en cuenta la relación existente entre períodos y probabilidades (3-2) se obtiene la expresión siguiente para el riesgo en n años:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (3-17)$$

Considerando una vida útil de 30 años el riesgo que surge de la aplicación de la (3-17) cuando se proyecta para un período de retorno de 1.000 años es de 2,96%, mientras que para períodos de 100 años y 10 años el riesgo resulta ser del 26% y del 95,8% respectivamente.

4.0.0.0 ANALISIS DETERMINISTICO

Las avenidas y estiajes, así como otros eventos hidrológicos, son hechos físicos factibles de simular por ecuaciones o procedimientos matemáticos.

El análisis determinístico se basa entonces en la aproximación del fenómeno bajo estudio por medio de un modelo matemático que pondera razonablemente las relaciones físicas temporales y espaciales que lo gobiernan; se sustenta sobre bases subjetivas y no tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia de los fenómenos en consideración.

4.1.0.0 EVENTOS MAXIMOS PROBABLES

En ciertas instalaciones donde una falla puede constituir una catástrofe, ya sea debida a la pérdida de vidas humanas o por la magnitud de los daños materiales producidos, es conveniente basar los diseños en la condición más desfavorable factible. En este caso se considera aquel suceso que, siendo posible, tiene sin embargo una probabilidad de ocurrencia muy baja. El mismo puede ser obtenido a partir de la maximización de un conjunto de causas cuyos efectos superpuestos generan el evento en cuestión.

En el problema que nos ocupa es importante conocer la magnitud de la Crecida Máxima Probable (CMP) o cota extrema que da una razonable seguridad al emplazamiento y que, en general, es obtenida a partir de la Precipitación Máxima Probable o Tormenta Máxima Probable.

4.1.1.0 Precipitación Máxima Probable (PMP) y Tormenta Máxima Probable (TMP)

La Precipitación Máxima Probable representaría a la envolvente de los hictogramas maximizados obtenidos de todos los tipos de tormentas registrados en la cuenca, mientras que el término Tormenta Máxima Probable se aplica solamente para un tipo de tormenta.

Para valorar estos fenómenos naturales se efectúa el análisis y determinación de la distribución superficie-tiempo de las mayores precipitaciones observadas, para luego maximizar los mismos hasta su límite superior físico

a partir del incremento que supone pasar de la humedad ambiente registrada a la humedad máxima probable asociada a la respectiva tormenta.

4.1.2.0 Crecida Máxima Probable (CMP)

A partir de la Precipitación Máxima Probable se obtiene el valor correspondiente de caudal resultante de la misma. Para ello, puede partirse de la función escorrentía correspondiente y del hidrograma unitario de la región bajo estudio. (8).

En el caso de cuencas muy extensas, debe recurrirse normalmente a modelos matemáticos corridos por computadora, los cuales tienen como entrada los valores de la Precipitación Máxima Probable en todas las subcuencas integrantes del sistema. A partir de ellos, se calculan los aportes de caudal de cada afluente propagándose los águas abajo hasta obtener el valor de salida buscado.

El ajuste del modelo matemático debe hacerse a partir de un juego de datos históricos mientras que su validación se logra con otro conjunto de referencias históricas.

Para el caso de un estuario o tramo de transición el modelo se complica dado que además de las precipitaciones ocurridas aguas arriba deben considerarse también los efectos de vientos y mareas en la desembocadura.

La cota de diseño (inundación) para el canal de toma de agua de refrigeración o áreas a las que debe dotarse de máxima seguridad en la Central Nuclear en Atucha II, se obtuvo a partir de racionales formulaciones efectuadas a partir de modelos matemáticos existentes (6)(7) que postulan una Crecida Máxima Probable superior a los 90.000 m³/s, aguas arriba o bien una avenida provocada por la rotura, en cadena, de tres embalses.

Para una cuenca en pleno desarrollo hidroenergético como ésta, es necesario y prudente actualizar estos estudios cuando un proyecto hidráulico o aprovechamiento múltiple, aguas arriba del emplazamiento, supera el nivel de factibilidad técnico-económico y antes de formularse el proyecto ejecutivo.

4.2.0.0 ROTURA DE PRESAS

De acuerdo a estadísticas que comprenden a todas las grandes presas construidas en el último siglo el promedio de roturas alcanza al 0,7% registrando los mayores índices las presas de contrafuerte, los mínimos las de gravedad y valores intermedios las de tierra y enrocado. Dichos promedios bajan sensiblemente (0,4%) cuando se consideran sólo las estructuras construidas en los últimos cuarenta años, cuando los métodos empíricos fueron remplazados por otros más racionales, en particular aquellos que permitieron el rápido desarrollo de la ciencia de la mecánica de suelos.

Entre las causas más probables de las fallas y sin incluir las intencionales, cabe mencionar la erosión interna (28%), rebosamiento (34%), defecto de fundación (30%), etc.

Frente a estos valores estadísticos y siempre atendiendo a la seguridad de los emplazamientos situados aguas abajo de los embalses comprometidos, cabe señalar que las roturas o fallas mencionadas fueron en muchos casos controladas permitiendo un gradual desembalse o bien las brechas crecieron gradualmente sin llegar a colapsos totales.

En el caso de la Central Nuclear Atucha II resulta recomendable efectuar el análisis suponiendo rotura por rebosamiento que surgiría a partir de fallas en la apertura de las esclusas, subestimación en el diseño del vertedero a partir de un deficiente cálculo de la Crecida Máxima Pobrable (CMP), sismo inducido u otra variante.

El rebosamiento de una presa de tierra provoca brechas con deterioros progresivos razonablemente postulables y caudales erogados aguas abajo pronosticables, en función del tiempo transcurrido entre el rebosamiento y un colapso importante o total. Los modelos físicos resultan en algunos casos recomendables, ya que permiten simular y comprobar el efecto multidireccional del avance de las aguas y la lenta, moderada o rápida degradación de distintos sectores del embalse.

Los modelos matemáticos, si bien tienen bases conceptuales más subjetivas y limitaciones cuando el flujo unidireccional deja de ser relevante, tienen un ámbito de aplicación menos restringido y pueden ser, razonablemente, ponderados.

En las figuras 10 y 11 y tabla I se han representado los embalses construidos, en construcción y en proyecto (definido o indefinido) en la cuenca del Plata.

BIBLIOGRAFIA

- 1 Dirección Nacional de Construcciones Portuarias y Vías Navegables. Anuarios hidrográficos, planos, planillas, evolución de estaciones hidrométricas, etc.
- 2 Organización de Estados Americanos. Inventario de datos hidrológicos y climáticos. Inventario y análisis de la información básica sobre recursos naturales.
- 3 Instituto Geográfico Militar. Fotografías avenida del año 1966. Fotos satélite.
- 4 Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). "Proyecto de Fomento Agrícola en el Delta del Paraná". Nedeco. La Haya, Países Bajos (1962).
- 5 Balay Mariano. "El Río de la Plata entre la atmósfera y el mar". R.A. Servicio de Hidrografía Naval Bs.As. (1961).
- 6 E. Bustamante. "Estudio de la Crecida Máxima Probable. Cuenca Superior del Río Paraná". Instituto Nacional de Ciencias y Técnicas Hídricas, INCYTH, (1975).
- 7 Motor Columbus y Asociados. "Estudio de Crecidas. Ríos Paraná y Paraguay" Entidad Binacional Yaciretá. (1981).
- 8 R. K. Lindsley, M. A. Kohler, J. L. H. Paulus. "Hidrología para Ingenieros". Mc Graw Hill (1977).
- 9 United Nations. "Assessment of the magnitude and frequency of flood flows. Transactions of a Inter-regional seminar". Water Resources Research Series Nº 30 (1967).
- 10 E. J. Gumbel. "Méthodes grafiques pour L'analyse des débits de crue". La Houille Blanche Nº 5. (1956).
- 11 World Metrological Organization (WMO). "Manual of estimation of probable maximum precipitation Nº 1". (1970).
- 12 World Metrological Organization (WMO). "Applications of Hidrology to water resources management". (1973).

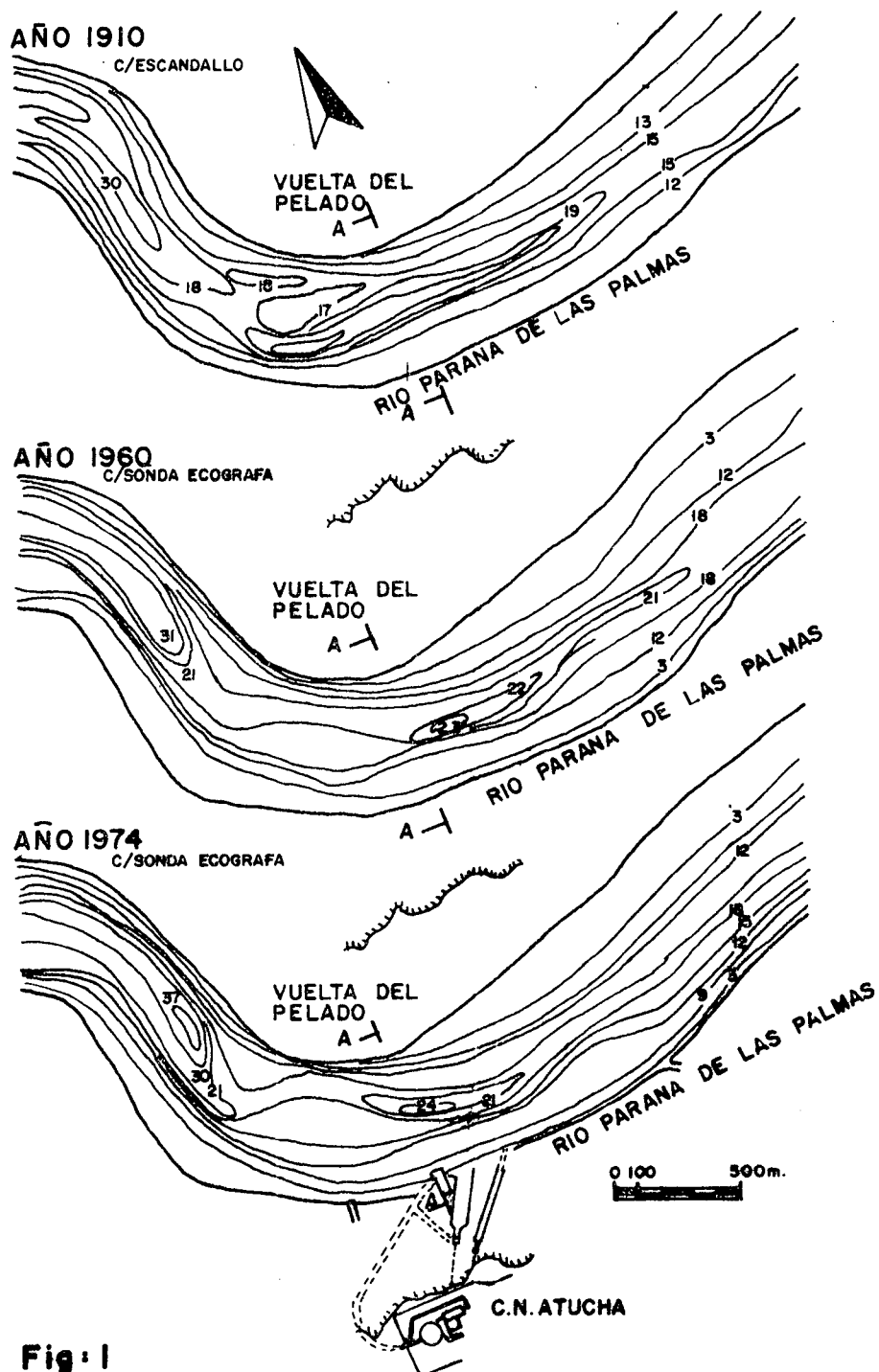


Fig. 1
EVOLUCION HISTORICA DEL CAUCE DEL RIO PARANA DE LAS PALMAS.
Km 134. (Profundidad en metros.)

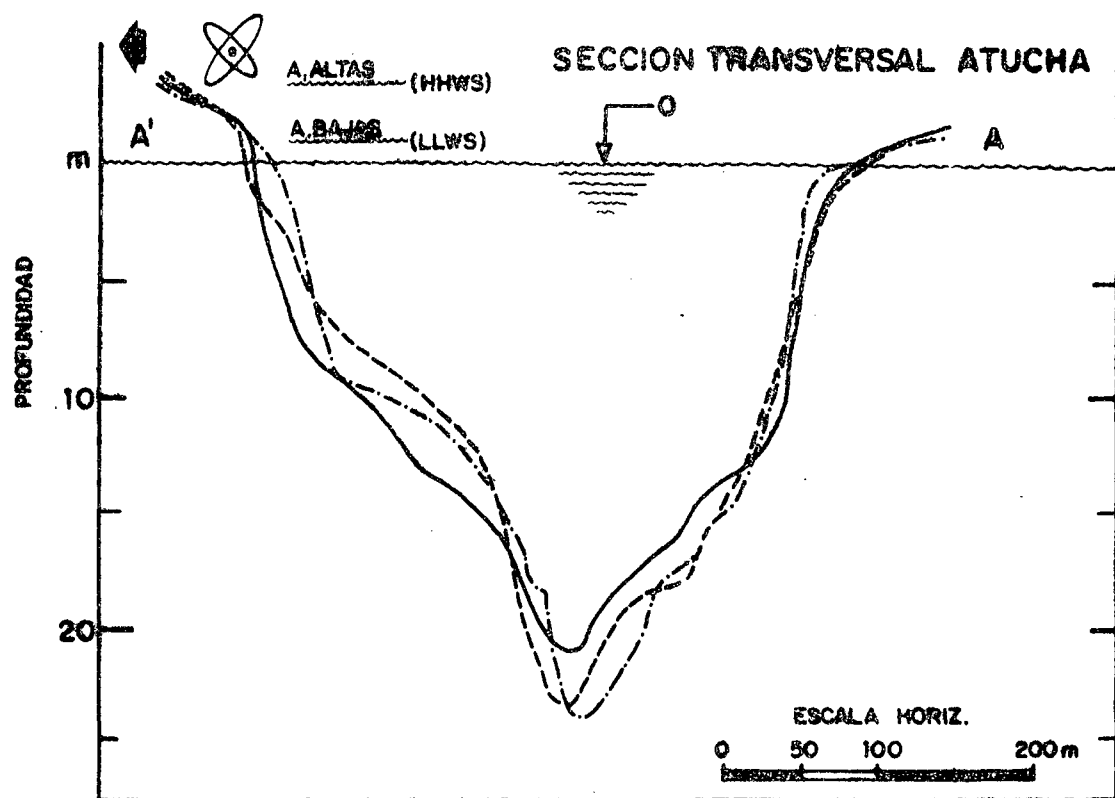
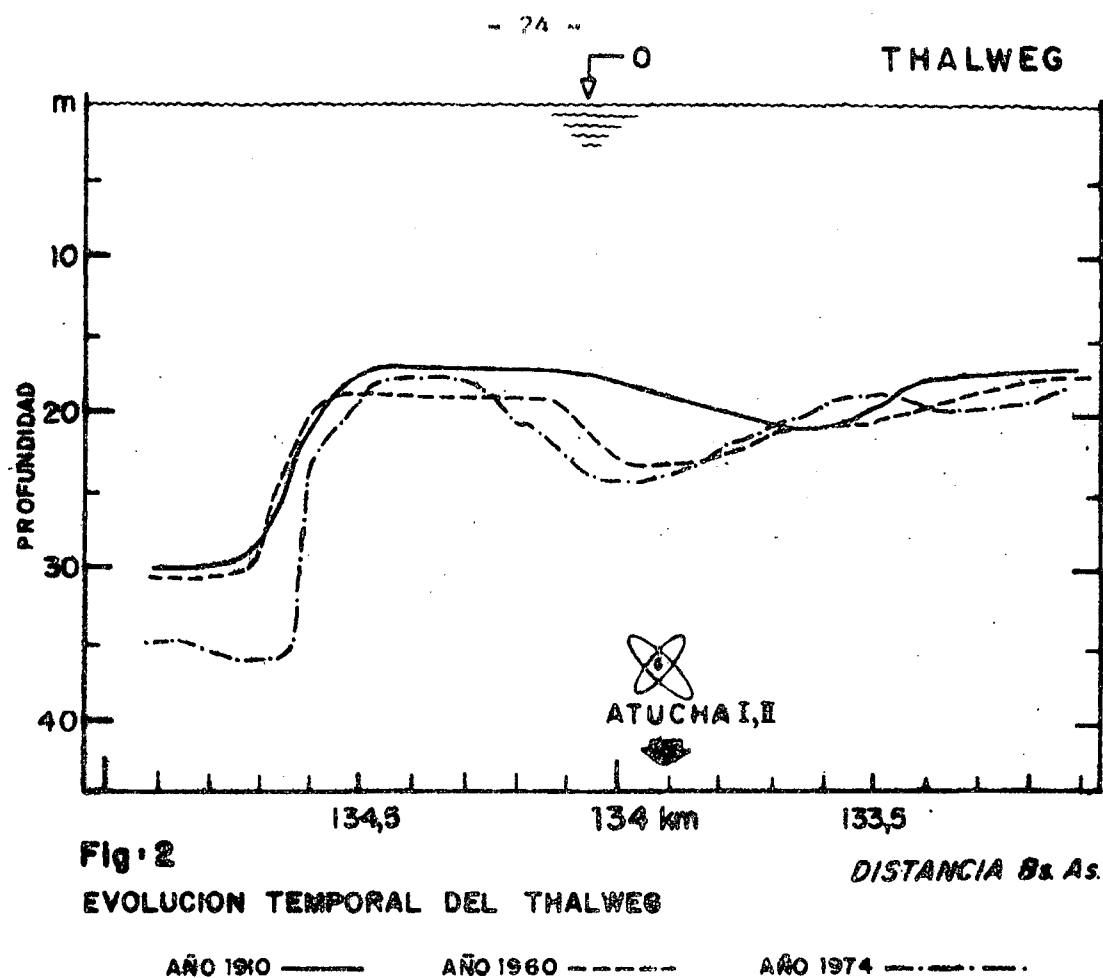
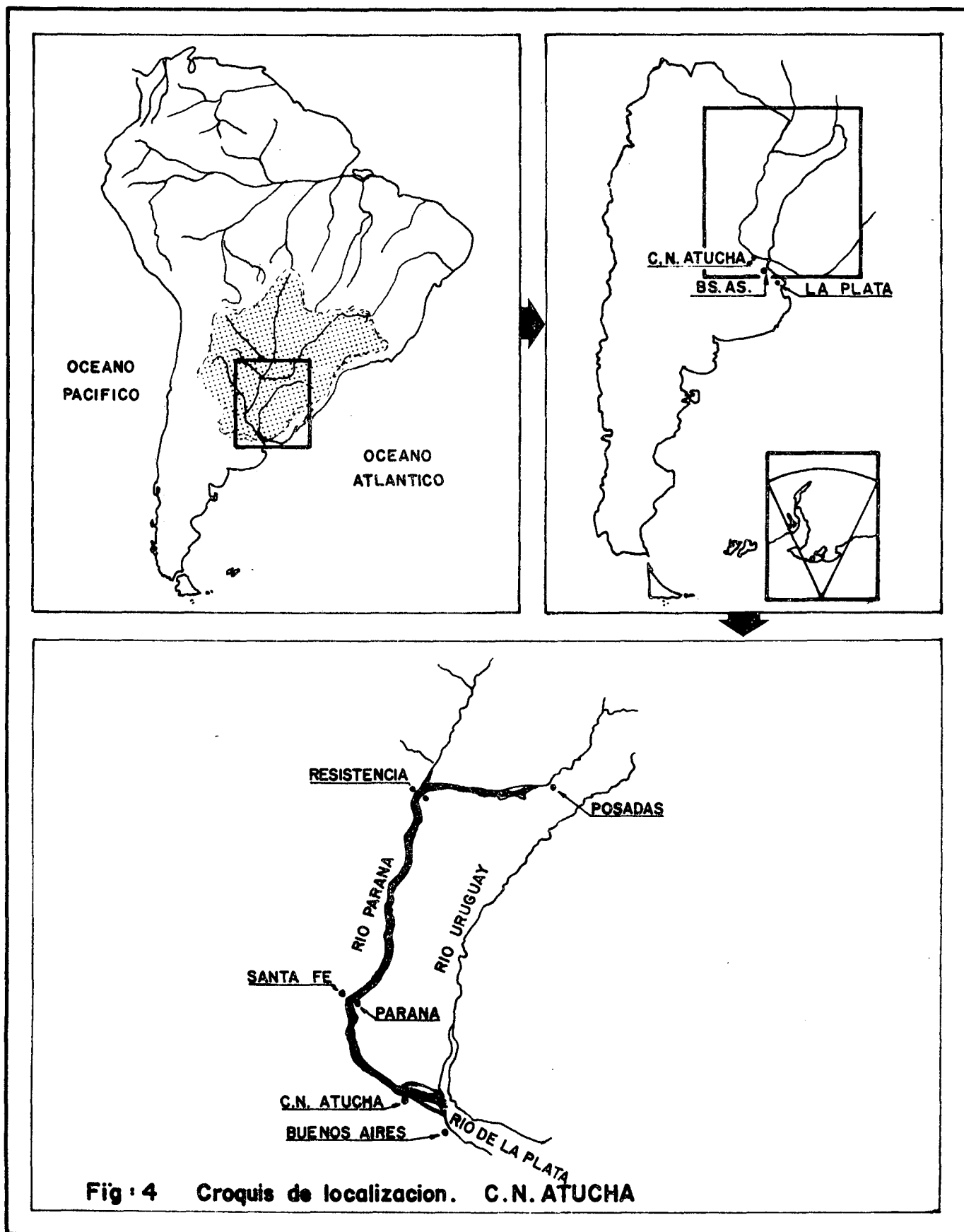


Fig. 3

EVOLUCION TEMPORAL DE LA SECCION TRANSVERSAL



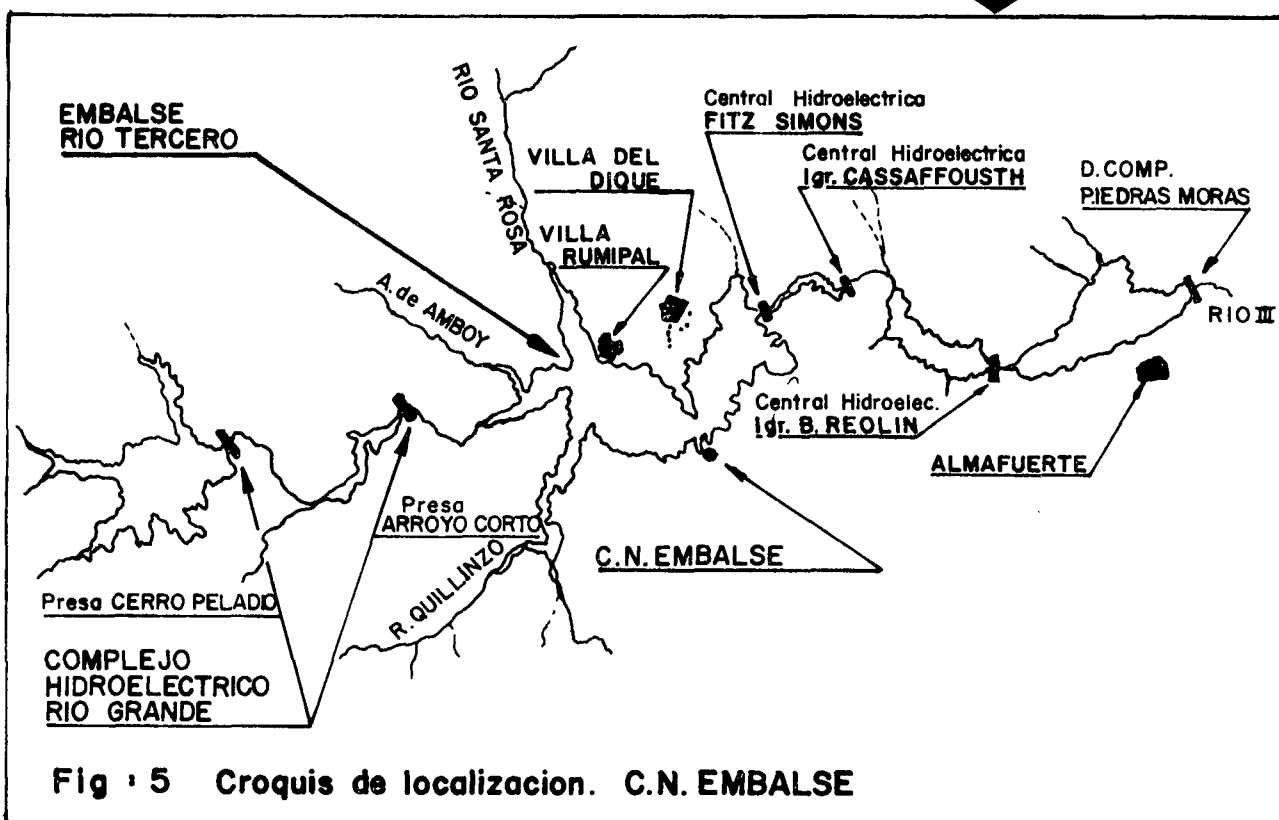
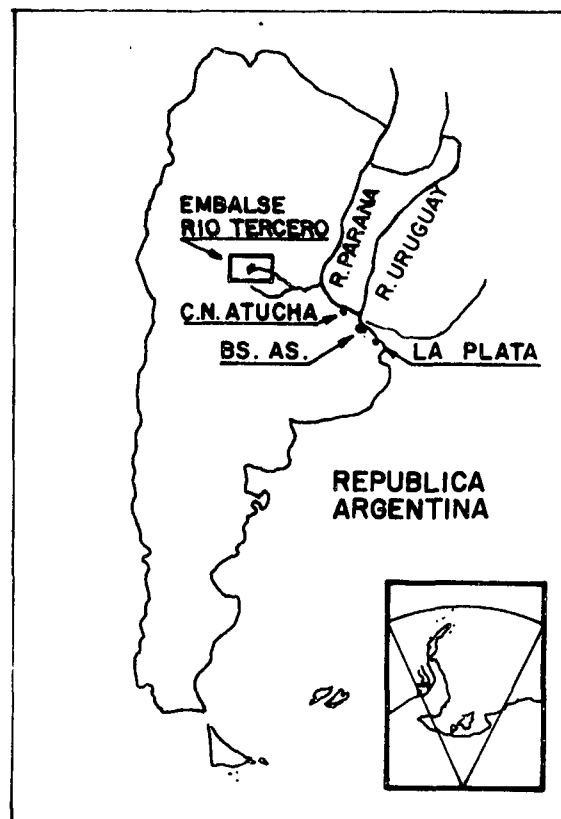
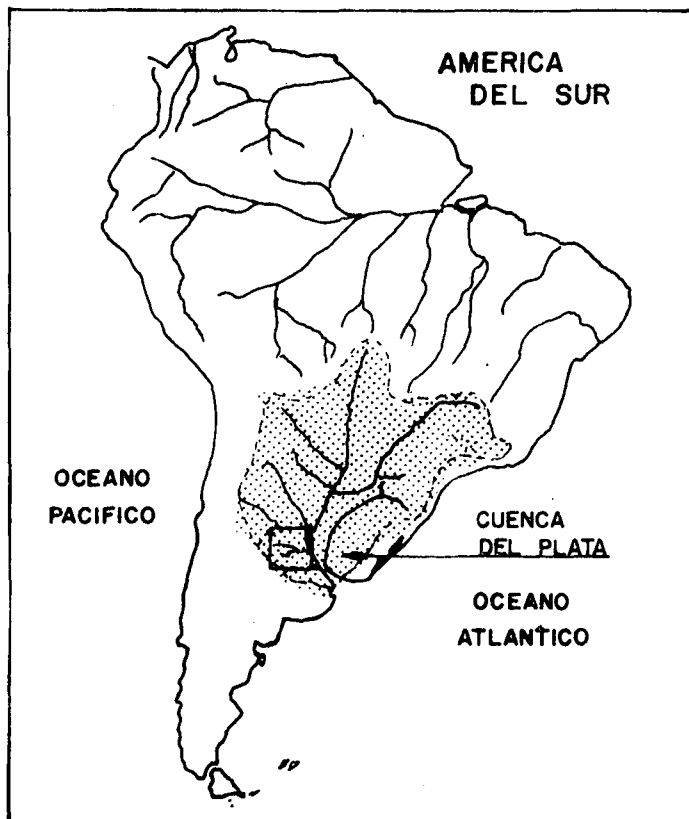


Fig : 5 Croquis de localizacion. C.N. EMBALSE

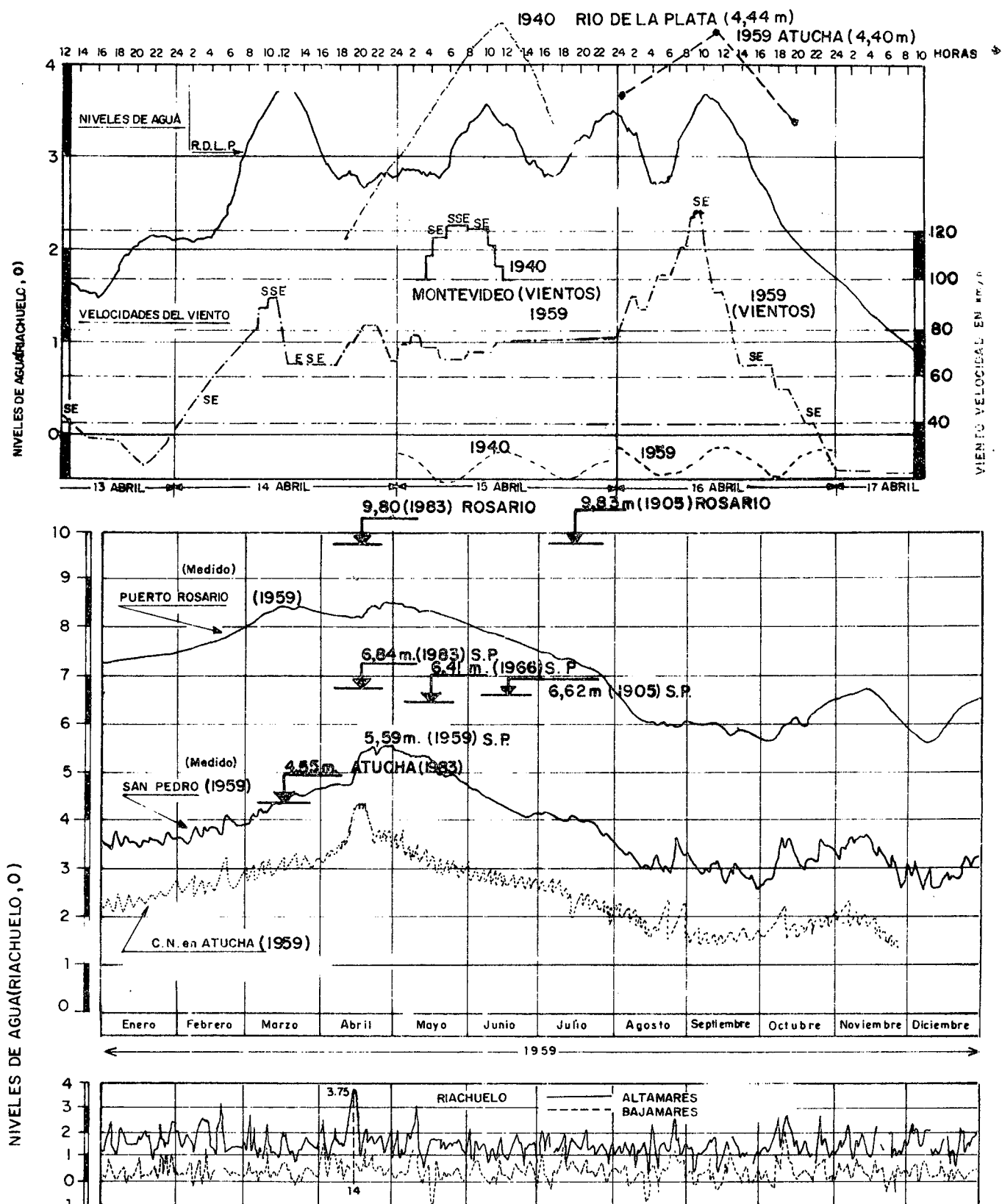


FIG. 6 AVENIDAS EXTRAORDINARIAS EN EL RIO DE LA PLATA
C.N. en ATUCHA, ROSARIO Y SAN PEDRO.

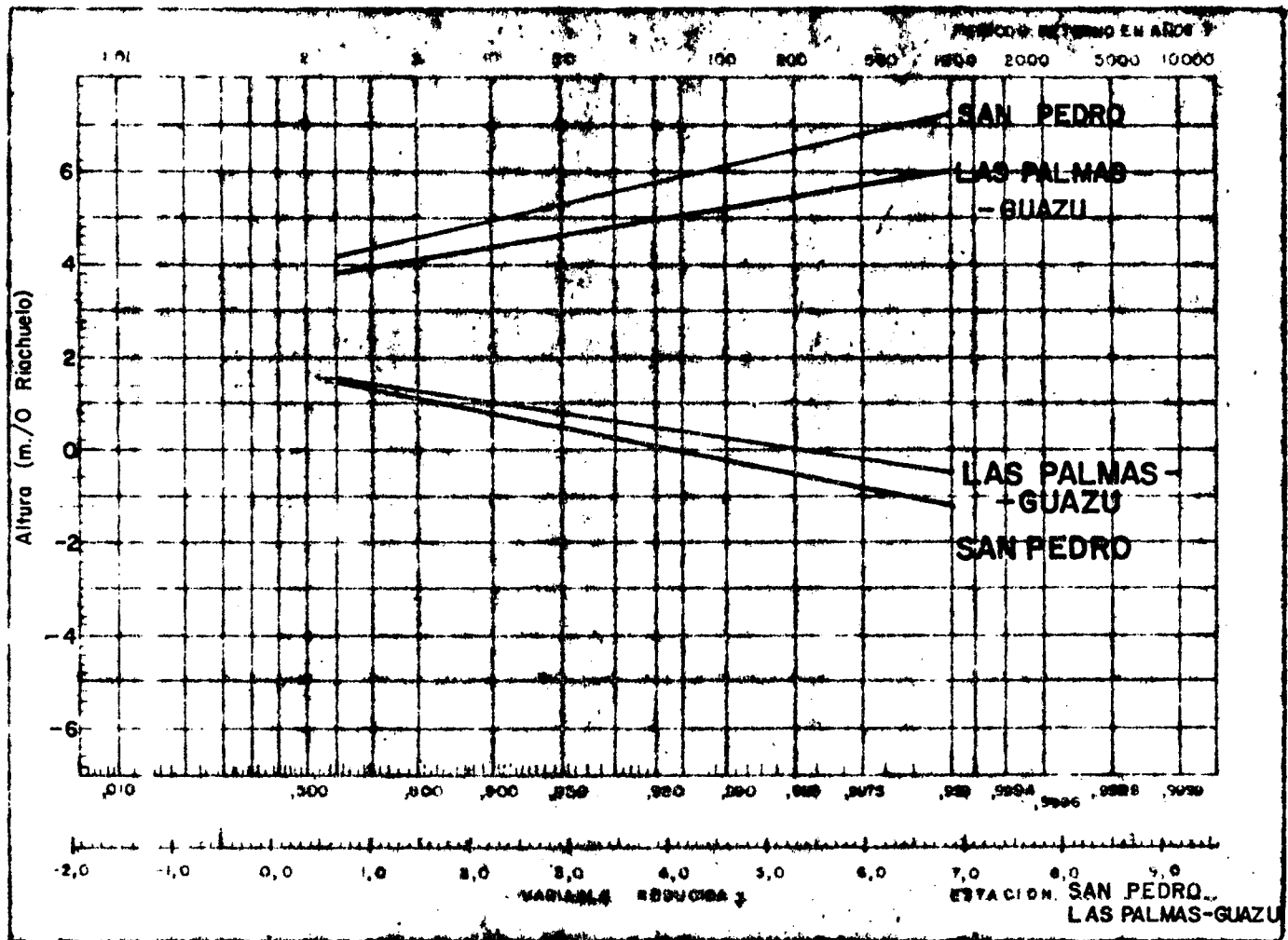
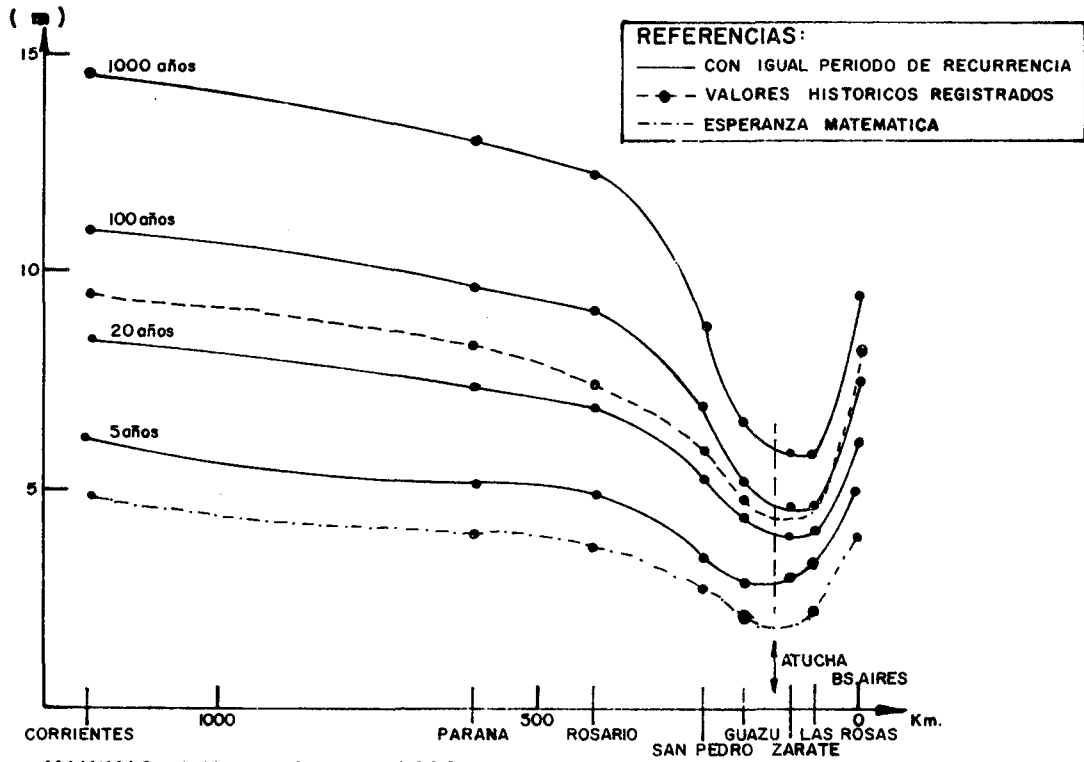


Fig:7

RECTA DE REGRESION SEGUN FUNCION DE GUMBEL PARA : SAN PEDRO Y LAS PALMAS - GUAZU . MAXIMAS Y MINIMAS

DIFERENCIAS ENTRE NIVELES MAXIMOS Y MINIMOS



MAXIMAS Y MINIMAS EXTRAORDINARIAS.
ESPERANZA MATEMATICA DE MAXIMAS Y MINIMAS.
REF. CEROS LOCALES

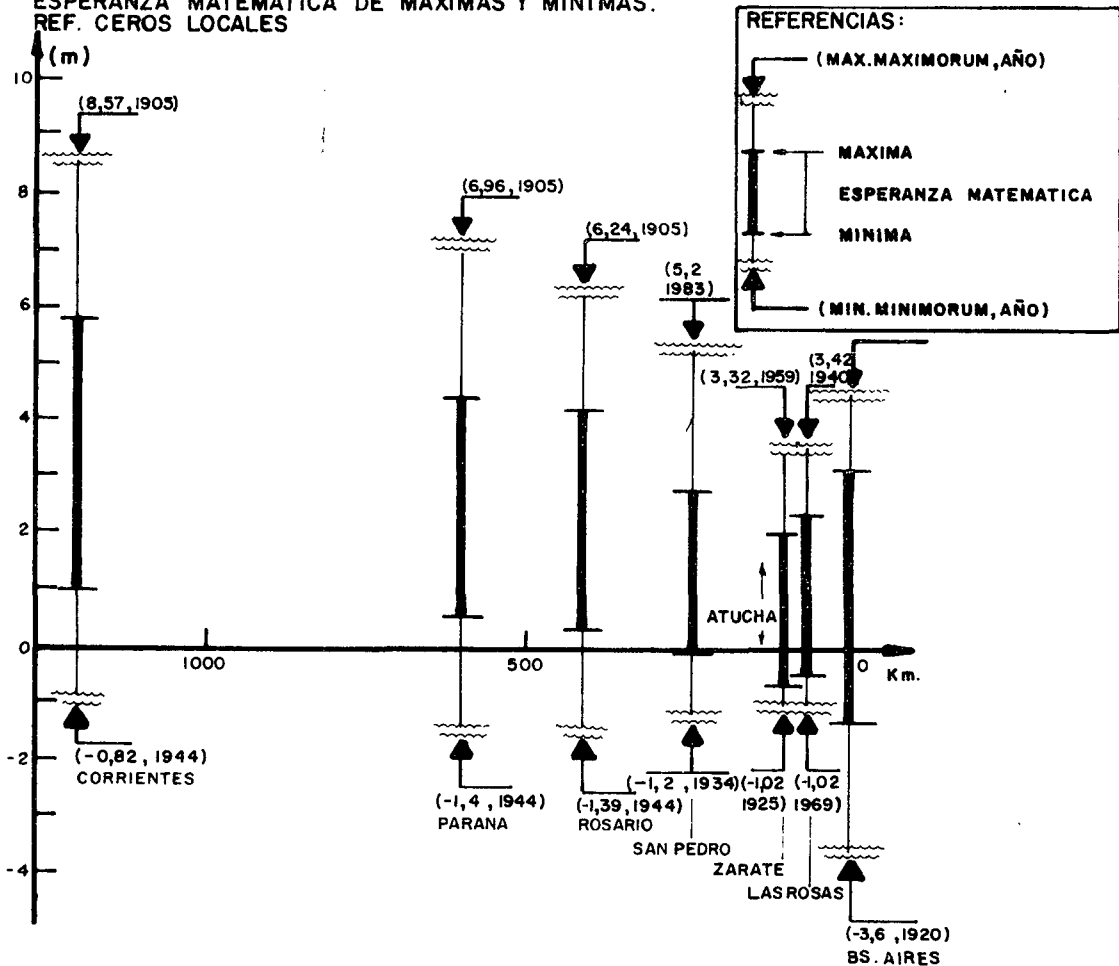
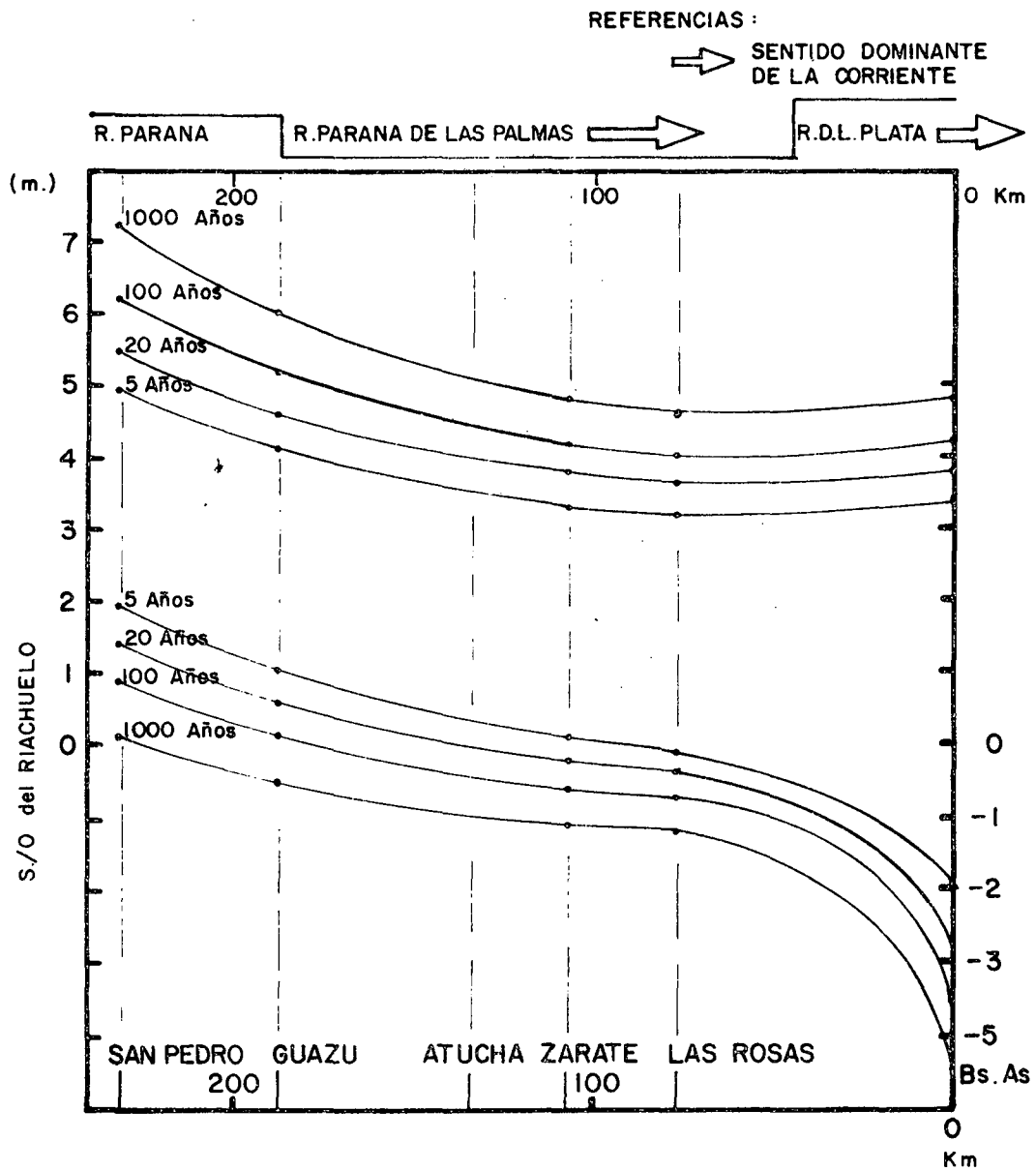


Fig: 8



**Fig=9 Probabilidad de maximas y minimas.
RIO DE LA PLATA- RIO PARANA DE LAS PALMAS
Y RIO PARANA**

ALTURAS S.N.d.M. REF. CERO I.G.M.

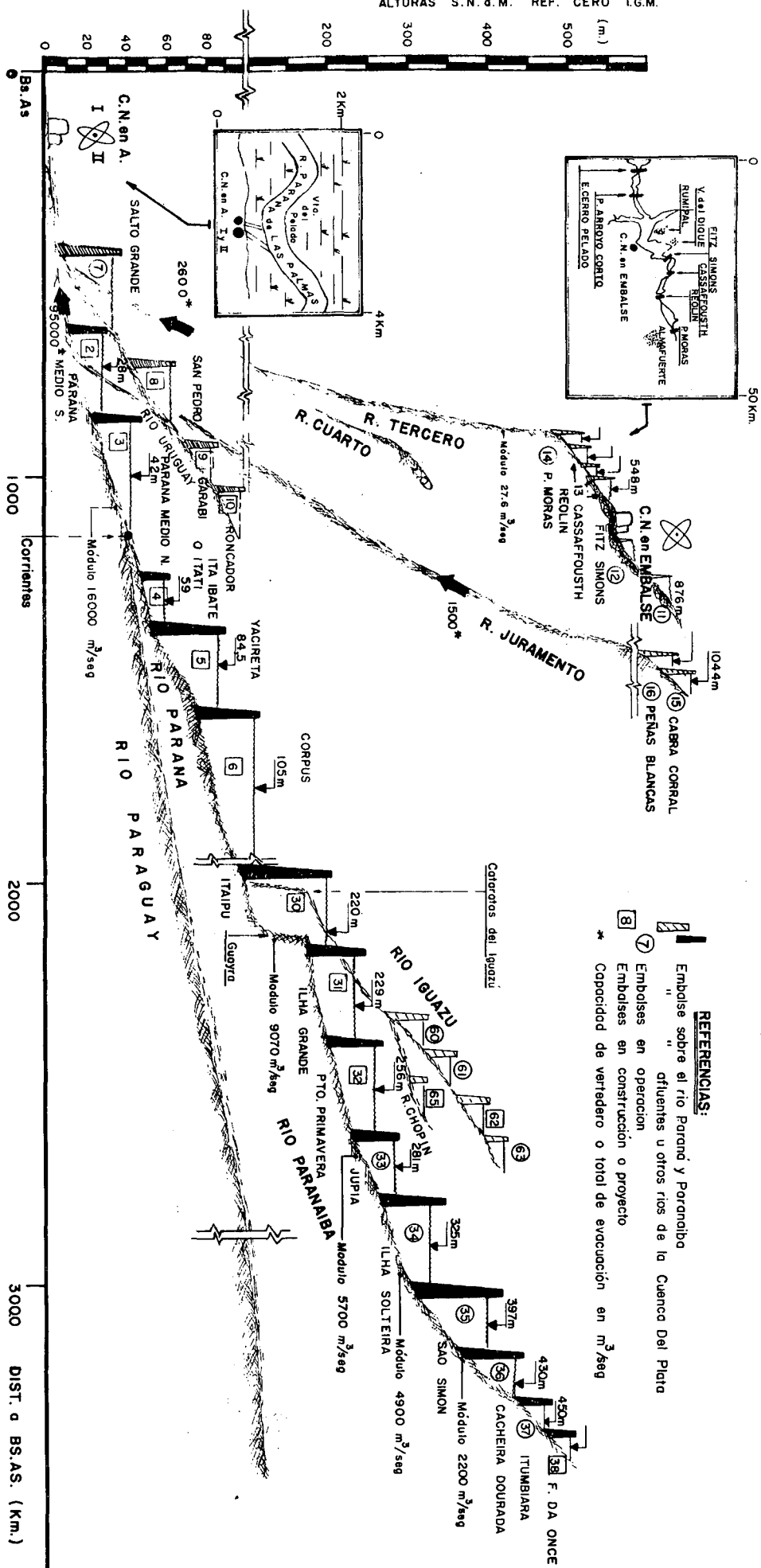


TABLA I
CUENCA DEL PLATA

EMBALSES ARGENTINOS Y BINACIONALES

Nº	NOMBRE	COTA (m.) S.N.M.	MOQUILLO m ³ /seg	RIEGO HS	CIERRE año	CAP. VERT. m ³ /seg	POTENCIA MW
<u>Río Paraná</u>							
1	Paraná Guazú						
2	Paraná Medio S	28			1994	73000	2400
3	Paraná Medio N	42			1996		2900
4	Ita Ibaté (Arg-Parag)	59				95000	
5	Yaciretá (Arg-Parag)	84,5	11700	27000	1985	95000	4050
6	Corpus (Arg-Parag)	105	11600		1990	95000	4400
<u>Río Uruguay</u>							
7	Salto Grande (Arg-Urug)				1979	57000	1620
8	San Pedro (Arg-Bras)				1995		
9	Garabí (Arg-Bras)				1993		1825
10	Roncador (Arg-Bras)				1994		220
<u>Ríos Caracaráñá, Tercero y Grande</u>							
11	Compl. Río Grande C. Pelado	876			1984	3300	750
12	Compl. Río Grande A. Corto	700			1984		
13	Fitz Simons	657	27		1936	3000	80
13	Cassaffousth				1944	2400	
13	Reolín				1970	2250	
14	P. Moras La Cascada	506			1979	3300	750
<u>Río Juramento y afluentes</u>							
15	Cabra Corral	1044	29		1979	1500	102
16	Peñas Blancas				1983		
17	El Tunal		39		1985		
18	Corralito						
19	Campo Quijano						
20	Las Maderas				1979	90	
21	Las Ciénagas				1981		
<u>Río Bermejo y afluentes</u>							
22	Zanja del Tigre		309				450
23	Arrazaya		76				166
24	Pescado I		92				112
25	Pescado II		42				134
26	Astillero		92				106
26	Itiyuro				1976		
<u>Complejo Iberá</u>							
27	Diversas alternativas						

CUENCA DEL PLATA
(Continuación)

Nº	NOMBRE	COTA (m.)	MODULO	RIEGO	CIERRE	CAP. VERT.	POTENCIA
		S.N.M.	m ³ /seg	Hs	año	m ³ /seg	MW
<u>Río Paranapanema</u>							
53	Rosana		1090		1983	20000	320
54	Taquarussu		948		1983	18000	500
55	Capivara		910		1983	17000	600
56	Salto Grande				1958	7520	58
57	Xavantes		280		1970	3210	400
58	Pirajú		197				115
59	Jurumirim		190		1962	2450	98
<u>Río Iguazú</u>							
60	Salto Caxias						
61	Salto Orsorio		943		1976	28000	1060
62	Salto Santiago		886		1980	24000	2060
63	Segredo		779		1984	15700	1540
64	Foz de Areija		541		1980	11000	2200
<u>Río Chopin</u>							
65	Foz de Chopin						44
<u>Río Pardo</u>							
66	Mimoso						40
<u>Río P. Fundo</u>							
67	Passo Fundo				1982		220
<u>EMBALSES PARAGUAYOS</u>							
68	Acaray						
69	Nacunday						
70	Monday						

CUENCA DEL PLATA
(Continuación)

Nº	NOMBRE	COTA (m.) S. N. M.	MODULO 3 m³/seg	RIEGO Hs	CIERRE año	CAP. VERT. 3 m³/seg	POTENCIA MW
<u>EMBALSES URUGUAYOS</u>							
<u>Río Negro</u>							
28	Rincón del Bonete		128		1970		
29	Baygorria		108		1975		
<u>EMBALSES BRASILEROS Y BINACIONALES</u>							
<u>Río Paraná</u>							
30	Itaipú (Bras-Parag)	220	9070		1982	62000	12600
31	Ilha Grande	229	8914			64000	1850
32	Pto. Primavera	256	> 5730		> 1985	52000	1750
33	Jupia	280	5730		1968	50000	1400
34	Ilha Solteira	325	4961		1973	38500	3200
<u>Río Paranaíba</u>							
35	Sao Simon	397	2224		1978	24000	2680
36	Cacheira Dourada	430	1570		1958	16000	420
37	Itumbiara	450	1500		1979	16000	2100
38	Fecho da Once		424		> 1985	7000	1000
<u>Río Araguari</u>							
39	Embarcação		430				
40	Cepim Branco		380				
41	Nova Ponte		316				
<u>Río Grande</u>							
42	Moribombo		1714		1975	21400	1440
43	Estreito		1033		1969	16000	1050
44	Peixoto		1012		1957	13000	475
45	Furmas I		900		1962	13000	1216
46	Furmas II		900		1978	13000	1216
<u>Río Tiete</u>							
47	Tres Irmãos				1982	8930	
48	Avanhandavia		525		1982	7500	300
49	Promissão		510		1974	8300	264
50	Ibitingo		400		1960	4000	132
51	Biriri		330		1964	4000	132
52	Barra Bonita		300		1962	3750	128