

**VERSION PRELIMINAR  
SUJETA A CORRECCION**

29326

ESQUEMAS DE OBRA DE TOMA Y CONDUCCION

PRINCIPAL PARA RIEGO EN CAMPO LARGO

Area: PAYOGASTA-CAMPO LARGO

(Provincia de Salta)

1181

**CATALOGADO**

PROYECTO NOA HIDRICO  
SEGUNDA FASE

H. 1112  
X. 12  
Salta



Realizado por: Ing. Luis Cuesta Diego

Consultor en Ingeniería Hidráulica  
(Naciones Unidas)

## I N D I C E

1.	Objetivo	1
2.	Zona Regable	2
3.	Caudal Disponible	4
4.	Alternativas Consideradas	4
5.	Por Gravedad	4
5.1.	Ubicación	4
5.2.	Azud	5
5.3.	Toma	9
5.4.	Conducción	10
6.	Por Bombeo	11
7.	Parcela Piloto	14
8.	Evaluación de Alternativas	14
9.	Conclusiones	19

ANEXOS

INDICE

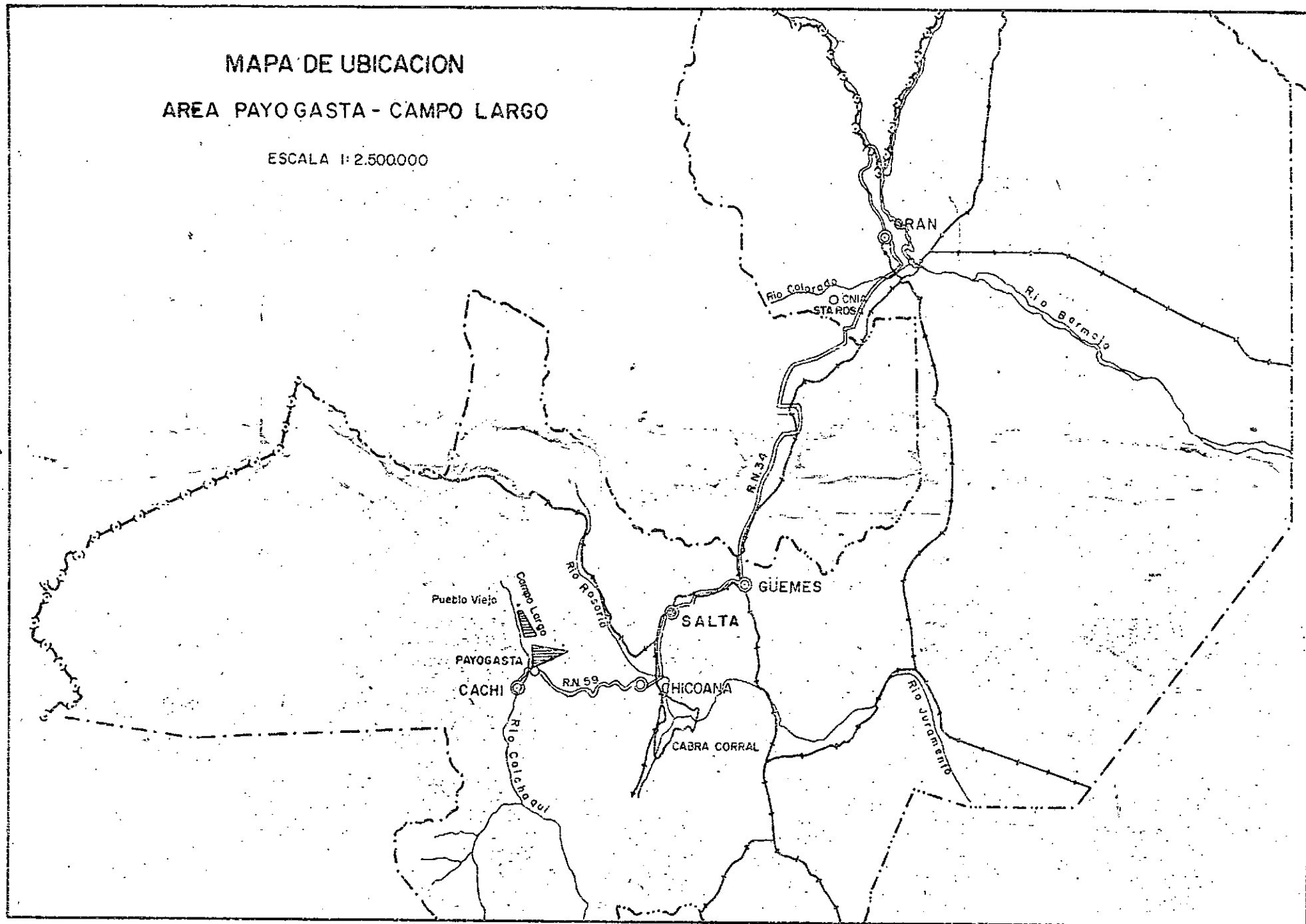
EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS EN MONEDA DE LA REPUBLICA

ARGENTINA

1.           Introducción
2.           Alternativa por gravedad
3.           Alternativa por bombeo
4.           Parcela Piloto
5.           Comparación
6.           Conclusiones

MAPA DE UBICACION  
AREA PAYOGASTA - CAMPO LARGO

ESCALA 1:2.500.000



## 1. Objetivo

El objeto del presente informe es analizar la factibilidad de la toma y canal principal para el riego de la zona de Campo Largo en la Provincia de Salta con agua procedente del río Calchaquí. No se considera por lo tanto los recursos ni la red de distribución de agua.

No obstante, y según se justifica en otros informes, el NOA HIDRICO recomienda que, en el caso de decidir la construcción de este proyecto, se compruebe primeramente su factibilidad global mediante la implementación de una parcela piloto. Esta decisión, justificada por las difíciles condiciones del terreno que tiene un claro peligro de erosión y requiere un largo e intenso trabajo de preparación y mejora, parece plenamente justificada.

Por ello, en el presente informe se analizará por un lado la toma y canal principal y por otro el suministro de agua a la parcela piloto.

Es de lamentar la inadecuada información topográfica disponible para realizar un estudio completo y el prediseño correspondiente.

La información topográfica obtenida mediante perfiles longitudinales y transversales ha requerido un importante trabajo de campo y ha estado bien enfocada. Esta información, con la ayuda de las fotografías aéreas y reconocimiento de campo, permite estimar las unidades de obra más importantes, pero no efectuar, como hubiera sido deseable, un estudio más de tallado del proyecto.

Por ello, si se decidiese implementar el proyecto, será necesario obtener la cartografía a escala 1:5000 del área de la toma, conducción y zona regable con objeto de proceder a su diseño. Para esto será necesario:

- tomar la fotografía aérea a escala 1:15000/ 1:25000, para lo que basta rá una única banda a lo largo de la conducción y zona regable.

- realizar el apoyo de campo, para lo que se podrá utilizar la red implantada para los levantamientos actuales.
- rostitución y dibujo a escala 1:5000 con curvas de nivel cada 2,5 - 5 m según la pendiente del terreno.

Esta cartografía, juntamente con levantamientos a escala 1:1000 de los emplazamientos de las estructuras singulares (azud, puente canal, obra de entrega), permitirá realizar el diseño del proyecto.

## 2. Zona Regable

El área a regar forma aproximadamente un rectángulo de 6 Km. de largo con una anchura media de 1-2 Km, situado entre el Río Calchaquí y su afluente por la margen izquierda, Potrero.

En esta zona se ha realizado un estudio de suelos con el que se ha identificado una superficie de 719 Ha. potencialmente regables (Clase 3 st).

No obstante, al no haber dispuesto del levantamiento planialtimétrico a escala 1:5000 no se ha podido clasificar la superficie regable según la cota ni, por lo tanto, analizar la repercusión sobre el área dominada inducida por una variación en la cota de la toma.

Dadas las características del emplazamiento del azud de derivación y de la cabecera de la zona regable se ha estimado como cota de dominio más conveniente la 479, lo que hará disminuir ligeramente la superficie dominada respecto de la total disponible. Dado que no se dispone de información para juzgar aquella, se ha supuesto, igual a 650 Ha., lo que representa una disminución próxima al 10% de la superficie potencialmente regable. Cuando se disponga de la cartografía 1:5000 se podrá analizar con más precisión este punto que, dados los desniveles próximos a 100 m existente en la zona a regar, puede tener una influencia importante en el proyecto.

Por lo tanto, se ha considerado como parámetros básicos para el análisis de la toma y conducción una superficie rogable de 650 Ha. y la cota de agua 479 en la cabecera de la zona.

Con esta superficie, la dotación prevista en el estudio de suelos se ha obtenido la demanda de agua en cabecera que se resume en el Cuadro N° 1. Asimismo, suponiendo unas pérdidas del 10% en la conducción se ha calculado la demanda de agua en la toma.

Esta demanda es la necesaria para el riego de las 650 Ha. en Campo Largo. En la toma y primer tramo de la conducción, el caudal deberá ser ligeramente superior con objeto de servir el terreno actualmente atendido por un pequeño canal que quedará fuera de servicio al construir el azud de derivación. Por ello, el caudal de diseño de la toma y primera parte de la construcción se ha establecido en 320 l/s. y el del resto de la conducción en 312 l/s.

CUADRO N° 1

DEMANDA DE AGUA

	Dotación (l/s Ha)		Caudal para 650 Ha. (l/s)
	En Cabecera	En Toma	
E	0,31	0,34	221
F	0,43	0,48	312
M	0,36	0,40	260
A	0,30	0,33	214
M	0,15	0,17	111
J	0,02	0,02	13
J	0,05	0,03	19
A	0,16	0,18	117
S	0,23	0,25	163
O	0,42	0,46	299
N	0,39	0,43	280
D	0,37	0,41	267
	0,26	0,29	190

### 3. Caudal Disponible

La información hidrológica disponible es insuficiente para obtener resultados confiables respecto a la disponibilidad actual de agua. No obstante, del estudio hidrológico realizado con base a la información hidrométrica recopilada durante el período Enero 1978 / Agosto 1979, parece desprenderse que, después de detraer el caudal consumido actualmente en los regadíos de la zona (calculado en 356 l/s durante febrero) queda suficiente para servir el de Campo Largo (evaluado en 312 l/s durante el mismo mes). Es claro que esta hipótesis debe ser confirmada con un estudio hidrológico más completo sobre la base de unos registros más largos y confiables que los actualmente disponibles.

### 4. Alternativas Consideradas

Para el servicio definitivo del regadío de Campo Largo caben las alternativas de suministro:

- por gravedad
- por bombeo

La primera consistiría en un ~~caudal~~ de derivación-que elevase el nivel del río lo suficiente para dominar la zona a regar-y en la conducción hasta la cabecera de la zona de riego.

La segunda tomará el agua del aluvial del río, enfrente de la zona regable, y la elevará mediante una o varias estaciones de bombeo hasta los canales de distribución. En este caso no habrá que considerar pérdidas en la conducción principal por lo que se estima que el caudal detráido sería un 5% inferior al de la primera.

### 5. Por Gravedad

#### 5.1 Ubicación

Se han localizado dos emplazamientos alternativos para la ubi



cación del azud, denominados angostos superior e inferior. Estos emplazamientos están a una distancia de 3 Km. y tienen el cauce a las cotas relativas 486 y 461. (Ver Planos N° 1 y N° 2).

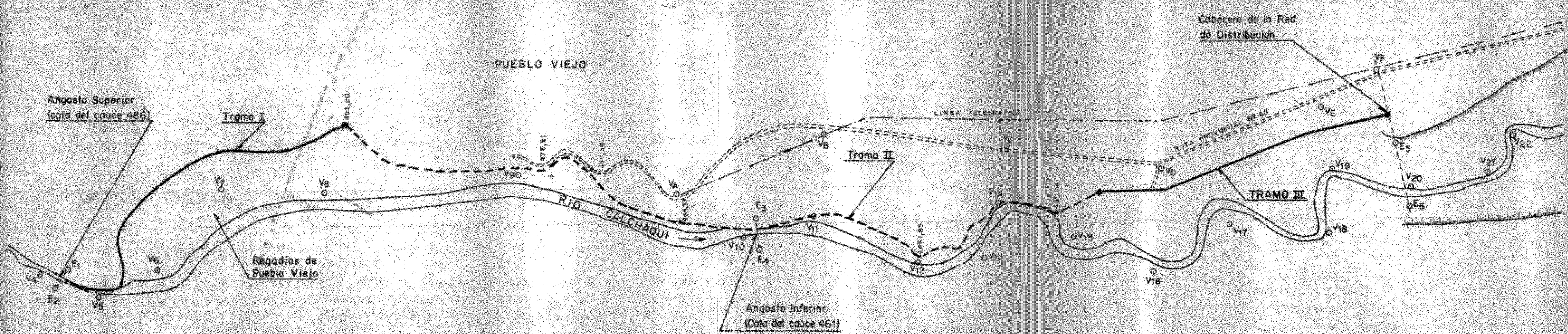
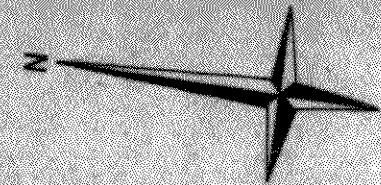
Este desnivel de 25 m entre ambos angostos hace preferible el superior al inferior, ya que para la misma cota dominada (479) se requiere una presa de 6,5 m de altura sobre el cauce en el primer caso y de 25 m en el segundo. Esto implica, dado que las cerradas son de características similares, un sobrecoste en la presa del angosto, situado aguas abajo, muy superior al ahorro en el coste de la conducción. Por otro lado, con la presa en este emplazamiento se inundan los terrenos actualmente en riego en las proximidades de Pueblo Viejo (unas 20 Ha), así como las viviendas allí situadas, mientras que ubicando el azud en el angosto superior no se inundan construcciones o terrenos de valor.

Por ello se concluye que, a igualdad de cota de dominio, en este caso la 479, es más interesante el emplazamiento del angosto superior al del inferior.

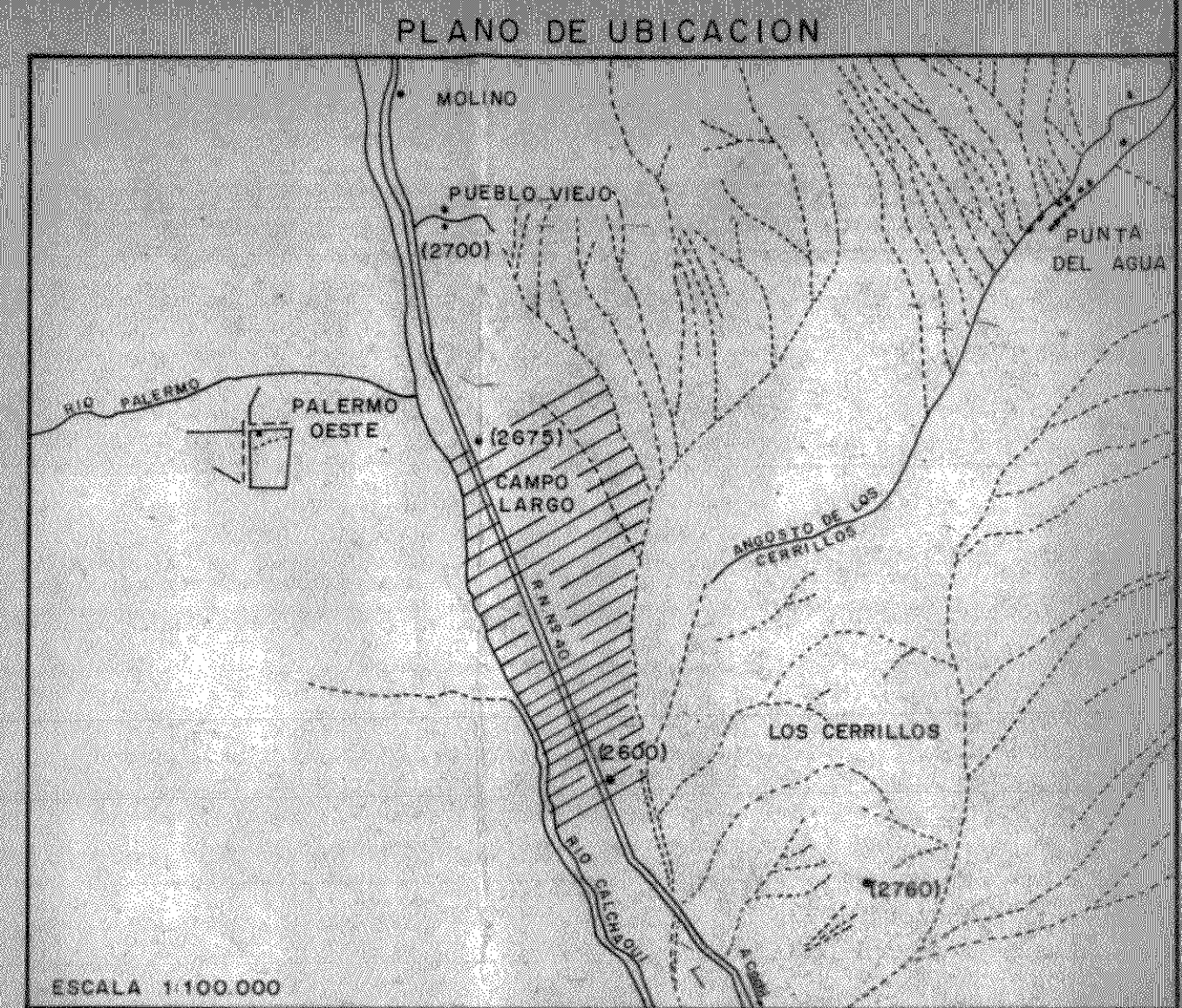
## 5.2 Azud


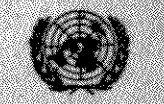
El angosto superior tiene un cauce con anchura próxima a 30 m. limitado por paredes muy escarpadas. Este cauce, situado a la cota 486, está rellonado por un aluvial cuya profundidad se ha estimado, mediante un sondeo eléctrico vertical, en 18 m.

En este emplazamiento se dispone el azud de toma que eleva el agua 6 m para derivarla al canal de alimentación. Este azud está constituido por un vertedero central de 24 m de anchura con el umbral a la cota 492,5 y los bloques laterales de cierre con la coronación a la cota 498 (ver Plano N° 4).



- REFERENCIAS**
- CANAL (Tramo: I = 1300m. Tramo III = 1050 m.)
  - - - - - TUBERIA DE FIBRO CEMENTO (D=0,6m.) (Tramo: II = 2850m.)



REPUBLICA ARGENTINA  SUBSECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES INSTITUTO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS		NACIONES UNIDAS  PROGRAMA DE LAS NUUU PARA EL DESARROLLO ARGENTINA / FAO/OS/CI/10/1 DTCC/IN/NU - 28/740	
<b>PROYECTO NOA HIDRICO SEGUNDA FASE</b>			
ESCALA 1:10.000			
AUTOR ING. L. CUESTA DIEGO	<b>CONDUCCION POR GRAVEDAD</b>	PLANO Nº 1	
DIBUJO J. F. FLORES		<b>Area: PAYOGASTA-CAMPO LARGO</b> <b>Prov.: SALTA</b>	
REVISOR ING. C. M. ABDO	FECHA NOVIEMBRE 1980		
Vº Bº ING. E. A. LOPEZ			
Nº DE ARCHIVO			



La parte central del azud, constituido por dos bloques de 13 m de anchura, se apoya en una losa de 2 m de espesor construida sobre el aluvial.

En la actualidad se desconocen las características granulométricas y la naturaleza del material que compone este aluvial, por lo que no ha sido posible prever las medidas de protección más adecuadas y económicas. Por ello se ha previsto su impermeabilización mediante una triple cortina de inyecciones de cemento efectuada por perforaciones con tubos con manguitos desde la losa de hormigón. Esta pantalla tiene una profundidad máxima de 16 m y una superficie de 300 m<sup>2</sup>.

Es de notar que no se necesita la pantalla de impermeabilización para reducir las fugas de agua por debajo del azud ya que, en cualquier caso, estas serían inferiores al caudal actualmente consumido por los riegos de Payogasta y que, por lo tanto, no podrá ser derivado por el azud. Los principales objetivos son, por lo tanto, proteger la estructura contra el peligro del sifonamiento al mismo tiempo que se aumenta la capacidad portante y se reducen los asentos.

Aunque el coste de la pantalla es relativamente pequeño (15% del coste del azud) es probable que, con un mejor conocimiento de las características del aluvial, se pueda prever otro sistema de protección que permita reducir ligeramente su coste.

El aliviadero, situado en los dos bloques centrales construidos sobre el cauce, está constituido por un vertederosin compuertas y un amortiguador de energía por resalto hidráulico, integrado por la losa de apoyo prolongada por otra losa de 8 m de longitud unida a la primera mediante una junta.

Este amortiguador puede acomodar crecidas de hasta 400 m<sup>3</sup>/s. Para caudales superiores, aumenta el nivel de aguas abajo, desbordando los muros del cuenco e inundando el canal de toma. Para caudales superiores a 600 m<sup>3</sup>/s. el agua pasará por encima de la coronación de la presa (Cota 498).

Estos caudales no responden a ningún cálculo sino que son estimaciones que, a la vista de las características de la cuenca, parecen razonables para el tipo de estructura previsto. Igualmente, los niveles que alcanzados durante las crecidas aguas abajo del azud se han estimado sobre la base de la sección transversal del angosto y la pendiente longitudinal del cauce, ya que no existen mediciones directas.

Los dos bloques laterales se apoyan sobre las paredes del angosto y tienen la coronación 5,50 m. por encima del umbral del vertedero. En el bloque de la margen izquierda se sitúa el pozo de toma y el arranque del canal.

El desvío provisional se realiza fácilmente manteniendo el río en una parte del cauce mientras que en la otra se construye la losa, la impermeabilización, el bloque lateral o el vertedero.

### 5.3 Toma

La Toma, prevista para un caudal de 320 l/s., está constituida por una bandeja filtrante de 28 m. de longitud construida junto al paramento de aguas arriba del azud. Esta bandeja se apoya sobre una capa de losetas prefabricadas de hormigón y está protegida por tres capas filtrantes que, a su vez, están rodeadas por aluviones gruesos.

Con objeto de reducir el tamaño del núcleo de la bandeja se instalan en su interior dos tuberías drenantes de 0,40 m de diámetro que desaguan en el pozo de toma construido en el bloque lateral de la margen izquierda.

Este sistema ofrece la ventaja de eliminar la compuerta de limpieza y permitir la captación del caudal deseado libre de sedimentos con lo que se evitarán problemas en la conducción. Como contrapartida será necesario realizar un mantenimiento anual de la bandeja para controlar la contaminación de las capas protectoras por los sedimentos arrastrados por el río y conservar su capacidad de captación. El caudal fluyente no captado se verterá por el aliviadero arrastrando los sedimentos en suspensión.

Del pozo de toma parte el canal que deriva el caudal de diseño a través de un vertedero de 0,7 m. de ancho controlado por la compuerta de toma. Este caudal se deriva con un nivel de agua en el pozo a la cota 492, 0,40 m. por debajo del umbral del vertedero y 1,10 m. por encima del eje de la bandeja.

El primer tramo del caudal se sitúa en la plataforma a la cota 492 formada por el relleno compactado situado detrás del cajero izquierdo del cuenco dissipador de energía. La elevación del agua en este tramo del canal está a la cota 492, 0,50 m. por debajo del umbral del aliviadero y 6 m. sobre el cauce del río.

#### 5.4 Conducción

La distancia entre el emplazamiento de la toma y la cabecera de la zona a regar es, aproximadamente, 5 km., que deben ser cubiertos por la conducción con una capacidad nominal de 312 l/s.

Según las características del terreno se han elegido dos tipos de secciones (Ver Plano N° 1):

- En canal trapecial con un ancho en solera de 0,75 m. y un calado de 0,40 m. La pendiente longitudinal es de 2 m/km. para la velocidad de régimen de 0,68 m/s.
- En tubería de fibrocemento de 0,60 m. de diámetro, con una pérdida de carga de 2,6 m./km. para la velocidad de diseño de 1,1 m/s. La presión estática en la tubería oscila entre 10 y 30 m.

La sección en canal se utiliza en los dos tramos extremos de 1300 y 1050 m. de longitud en los que la pendiente transversal del terreno es pequeña. En el tramo superior el canal se construye sobre la acequia que actualmente sirve los riegos existentes en las proximidades de Pueblo Viejo. En el inferior, el canal se sitúa en la planicie, junto a la carretera, cuya elevación es compatible con la del canal.

En el tramo intermedio es impracticable la construcción del canal ya que tendría que acomodarse en una ladera aluvial muy escarpada y accidentada. En esta situación la construcción del canal sería difícil y, por otra parte, estaría sujeta a deslizamientos y procesos erosivos locales que pondrían en peligro su estabilidad. Por ello, se ha juzgado preferible adoptar una tubería en carga ubicada al pie del talud o aprovechando la traza de un antiguo canal de indios que discurre paralelo al río.

Por lo tanto, la conducción está integrada por tres tramos:

I - Canal en 1.300 m.

II - Tubería de fibrocemento de 0,60 m. en 2.850 m.

III - Canal en 1.050 m.

con una longitud total de 5.200 m.

La pérdida de carga total a lo largo de la conducción es de 13 m. por lo que el nivel del agua en el depósito de cabecera del que parten los canales de distribución está a la cota 479.

#### 6. Por Bombeo

En esta alternativa se elevará el agua desde el cauce del río a la cabecera de los canales de distribución mediante una estación de bombeo situada en el aluvial al pie de la ladera y una corta tubería de impulsión.

Por esta razón, las pérdidas en la conducción son despreciables por lo que solo habrá que considerar las pérdidas en la red secundaria, estimadas en un 5 %. Por ello, el caudal máximo a bombear es de 294 l/s durante el mes de febrero. El volumen medio anual requerido es de 5,6 hm<sup>3</sup> que equivale a un caudal continuo de 178 l/s.

La altura manométrica se ha estimado en 54 m. por lo que, suponiendo un rendimiento global del grupo motobomba de 0,75, la potencia requerida y el consumo anual de energía es:

$$P \quad 13,05 \times 54 \times 0,294 \quad - \quad 200 \text{ kw.}$$

$$E \quad 3710 \times 54 \times 5,6 \quad - \quad 1,12 \text{ Gwh}$$

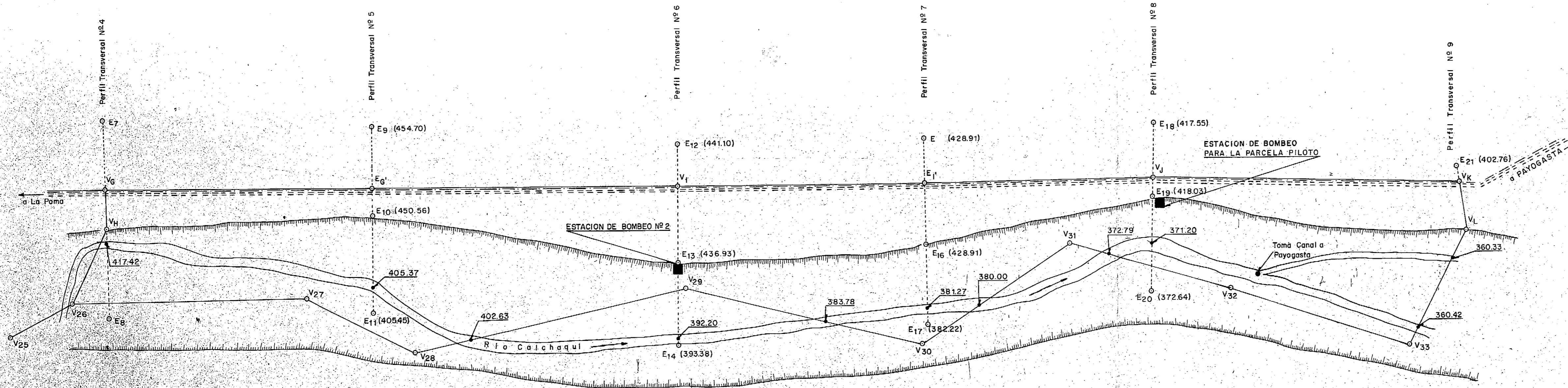
Esta impulsión estará alimentada por energía eléctrica mediante la prolongación de la línea que actualmente sirve la población de Payogasta.

El caudal requerido puede elevarse mediante una estación de bombeo situada en la cabecera o, mediante 2 ó 3 estaciones, cada una de las cuales atenderá una parte de la zona regable. En este caso se ha supuesto que se construyen 2 impulsiones idénticas en las proximidades de los perfiles 3 y 6, cada una de las cuales atiende una superficie de 325 ha (ver plano N° 3)

En cada estación se instalan tres bombas (una de ellas de reserva) para un caudal de 70 l/s y una altura manométrica de 54 m. La potencia de cada bomba es de 50 Kw (66 CV), por lo que la potencia total instalada es de 300 kw, de los que 100 kw son de reserva.

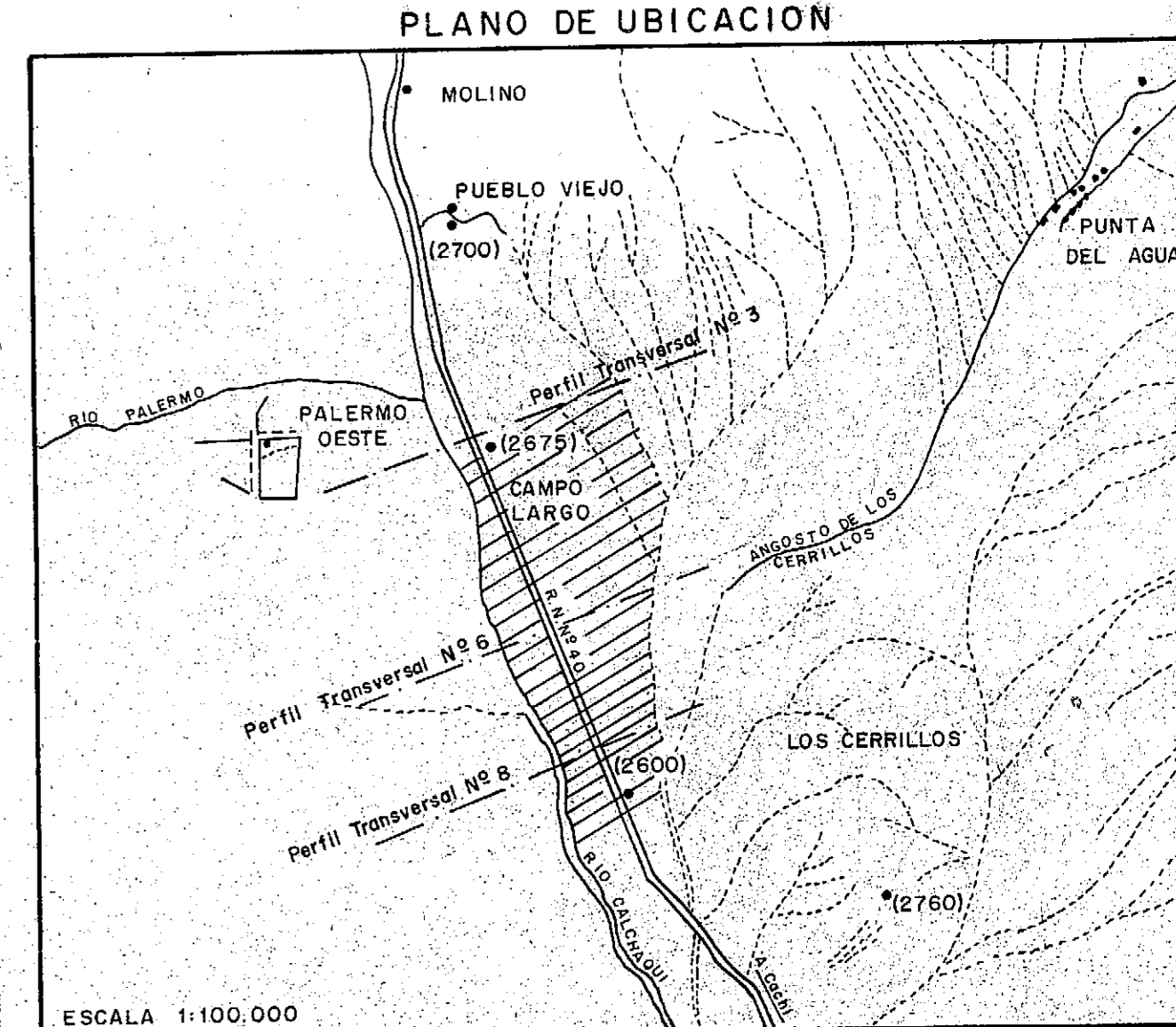
Las tuberías de impulsión de las tres bombas se reúnen mediante un colector en una tubería de 0,50 m de diámetro que asciende hasta la cabecera del canal. Estas tuberías son de fibrocemento y tienen una longitud de 250 m en la estación del perfil 3 y 150 m en la del perfil 6. En la parte superior se dispone un cierre por sifón o compuerta que impide el flujo de agua del canal hacia la tubería.





VERT.	ANGULO	COTAS	DISTANCIAS	
			PARCIALES	ACUMULADAS
26	64° 19' 42"	422.811	936.60	936.60
27	207° 09' 22"	411.446	484.42	1.421.02
28	140° 32' 09"	406.676	1.110.75	2.531.77
29	206° 22' 05"	394.032	970.49	3.502.26
30	133° 27' 21"	382.473	708.76	4.211.02
31	229° 20' 26"	380.463	668.71	4.879.73
32	182° 22' 26"	369.119	750.21	5.629.94
33	99° 35' 01"	361.599	509.17	6.139.11
L	143° 48' 03"	400.411	193.01	6.332.12
K	100° 25' 55"	402.637	1.219.08	7.551.20
J	177° 19' 46"	418.984	1.917.65	9.468.85
I	179° 58' 59"	441.974	2.290.25	11.759.10
G	88° 17' 45"	466.783	157.29	11.916.39
H	207° 01' 00"	462.210		

NOTA: La estación de bombeo nº 1 está ubicada junto al perfil nº 3.



ESCALA 1:100.000

REPUBLICA ARGENTINA



**PROYECTO NOA HIDRICO  
SEGUNDA FASE**

NACIONES UNIDAS



SUBSECRETARIA DE RECURSOS HIDRICOS  
CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES  
INSTITUTO NACIONAL  
DE CIENCIA Y TECNICA HIDRICAS

PROGRAMA DE LAS NUU  
PARA EL DESARROLLO  
AGRICOLA Y RURAL  
DE ARGENTINA  
DTCO/NUU/UN-UN/FAO

ESCALA

1:10.000

AUTOR

ING. L. CUESTA DIEGO

DIBUJO

J. F. FLORES

REVISO

ING. C. M. ABDO

Vº Bº

ING. E. A. LOPEZ

Nº DE ARCHIVO

FECHA

NOVIEMBRE 1980

**EMPLAZAMIENTO DE LAS  
ESTACIONES DE BOMBEO**

**Area: PAYOGASTA - CAMPO LARGO  
Prov.: SALTA**

PLANO Nº

**3**

Las estaciones de bombeo se sitúan en el aluvial, al pié de la ladera izquierda. La captación puede efectuarse mediante una zanja drenante de 2 m de profundidad excavada en el aluvial, en la que se ~~instala~~ un tubo de 0,50 m de diámetro protegido por filtros y una capa de grava gruesa. Estas zanjas tendrán una longitud total de 200 m.

Dado que el cauce de avonidas es muy amplio, unos 500m, la altura alcanzada por el agua durante las crecidas normales es moderada, inferior a 1,00m por lo que las estaciones de bombeo pueden ser fácilmente protegidas.

#### 7. Parcela Piloto

La finalidad de la parcela piloto es comprobar, mediante una pequeña inversión, la factibilidad global del proyecto como ~~paso~~ previo a su eventual implementación:

Para ello se ha seleccionado una parcela de 50-60 ha. en las proximidades del perfil 8, en la que se construirá la infraestructura de riego y que será servida mediante una impulsión desde el cauce del río.

Esta impulsión será semejante a la descrita en el párrafo anterior, aunque de un tamaño más reducido.

El caudal punta bombeado es de 26 l/s que se elevaría mediante dos bombas, más una tercera de reserva, para un caudal de 13 l/s y una altura manométrica de 54 m. La potencia total instalada con las tres bombas es de 28 kw=34 CV y el consumo anual de energía en la elevación del volumen de agua requerido (0,5 hm<sup>3</sup>) es de 0,1 Gwh/ año

La tubería de impulsión desde la estación de bombeo hasta la cabecera del canal de distribución tiene un diámetro de 0,20 m y una longitud de 100 m. Como en el caso anterior será de Fibrocemento.

#### 8. Evaluación de Alternativas

## 8.1 Introducción

Para la evaluación de las dos alternativas para el suministro de agua a Campo Largo se ha hecho una estimación rápida de los volúmenes de las unidades de obra más importantes y de sus costes respectivos.

Es de notar que esta estimación solo pretende dar una idea del costo aproximado de las alternativas lo que, en la presente fase de los estudios, se juzga suficiente. Para obtener unos presupuestos más precisos, sería necesario proceder a un prodiseño más detallado sobre la base de una información, en especial topográfica, más completa. Este prodiseño solo estará justificado en el caso que, a la vista del costo aproximado obtenido y de los resultados de la explotación de la parcela piloto, se decidiere construir el proyecto.

## 8.2 Alternativa por gravedad

Los volúmenes y costes de las unidades de obra seleccionadas para caracterizar esta alternativa son:

<u>AZUD</u>			
	Cantidad	Coste unitario U.S.\$	Coste Total (1000 U.S.\$)
Movilización	P. G.1		100
Acceso (camino en roca)	0,5km	200000	100
Desvío y manejo del río	P. G.1		100
Excavación en aluviones	2000m <sup>3</sup>	5	10
Excavación en roca	1000m <sup>3</sup>	20	20
Hormigón	5000m <sup>3</sup>	200	1000
Acero en armaduras	50 t	2000	100
Pantalla de impermeabilización	300m <sup>2</sup>	800	240
Bandeja filtrante y toma	P. G.1		50
Protección del cauce	600m <sup>2</sup>	40	24
Coste Azud			1744

CONDUCCION

Canal	2350 m	100	235
Tubería de fibrocemento	2850 m	400	1140
Obras de fábrica	P G1		60
			<hr/>
	Coste Conducción		1435
			<hr/>
	Coste Total (Azud + Conducción)		3179

8.3 Alternativa por Bombeo

El coste de primera instalación de esta alternativa se ha estimado en :

	Cantidad	Coste unitario U.S. \$	Coste total 1000 U.S.\$
Movilización	P.G.I.		20
Camino de acceso(en aluviones)	1km	30000	30
6 grupos moto bomba instalados en las estaciones de bombeo	300km	1200	360
Zanja de captación con parte proporcional de toma	200 m	1000	200
Tubería colectora con válvulas de retención	2	20000	40
Tubería de fibrocemento de 0,5 m para una carga total de 50-100 m.	350	800	280
			<hr/>
	Coste Impulsión		930

El coste anual de esta alternativa se ha estimado en:

	U.S. \$
Mantenimiento 15% s/930000)	46500
Potencia (200 KW a 50 \$/KW)	10000
Energía (1,12 Gwh a 30000 S/Gwh)	33600
	<hr/>
Coste Anual	90100

que capitalizado al 7% durante 25 años da un total de:

$$90100 \times 11,6536 \approx 1050000 \text{ U.S. \$}$$

Por lo tanto, el coste total de esta alternativa comparable al de la solución por gravedad es:

Coste de primera instalación	U.S. \$	930000
Coste anual capitalizado	-	1050000
Coste Total		<u>1980000</u>

#### 8.4 Parcela Piloto

La inversión requerida para la construcción de la impulsión que suministra el agua a la parcela piloto es:

	Cantidad	Coste unitario U.S. \$	Coste total 1000 U.S.\$
Movilización	P.G. l.		5
Camino de acceso	0,5 km	30000	15
3 grupos moto bomba instalados en una central de bombeo	28 km	2500	70
Zanja de captación con parte proporcional de toma	100 m	500	50
Colector con válvulas de retención	1	5000	5
Tubería de fibrocemento de 0,20 m para una carga total de 50-100 m	100	300	30
Coste Impulsión			<u>175</u>

El coste anual de esta impulsión se ha estimado en:

Mantenimiento (5% s/175000)	U.S. \$	8750
Potencia (18,7 kW a 50 \$/kW)	-	935
Energía (0,16 Gwh a 30000\$/Gwh)		3000
Costo Anual		<u>12685</u>

que capitalizado al 7% durante 25 años da un total de:

$$11,6536 \times 12685 = 148000$$

Por lo tanto el coste total, es decir la inversión más el valor actualizado del coste anual, es de U.S. \$ 323000.

#### 8.5 Comparación

Aún considerando el elevado margen de error inherente a este tipo de estimación de costes, se puede concluir que la alternativa por bombeo para el suministro de agua a Campo Largo, es más económica que la solución por gravedad, pues su coste total es de U.S. \$ 1980000 contra U.S. \$ 3179000 de la segunda, lo que representa un ahorro de casi el 40%. Los costes unitarios aproximados son de 3040 y 4890 U.S. \$ ha.

Por otra parte esta alternativa tiene la ventaja de tener un coste de primera inversión muy inferior, ya que el 53% del coste total anterior corresponde al valor actualizado de los gastos anuales de mantenimiento y explotación.

No obstante, esta alternativa da un coste unitario para la toma y construcción principal, es decir sin incluir la red de distribución, muy elevado a lo que, habida cuenta de la pobre calidad de la zona a regar, rondará una rentabilidad muy baja.

#### 9. Conclusiones

Cualquiera de las dos alternativas analizadas para el suministro de agua a la zona de Campo Largo, es técnicamente factible.

De la comparación económica preliminar entre ellas, se deduce que la solución por bombeo, con un coste total estimado en U.S. \$ 1980000, es más barata que la alternativa por gravedad, cuyo coste se ha estimado en U.S. \$ 3000000. Esta diferencia de coste, próxima al 40%, es superior al previsible margen de error de las estimaciones, por lo que se puede concluir que la alternativa por bombeo es más conveniente.

Por otro lado, esta alternativa ofrece las siguientes ventajas:

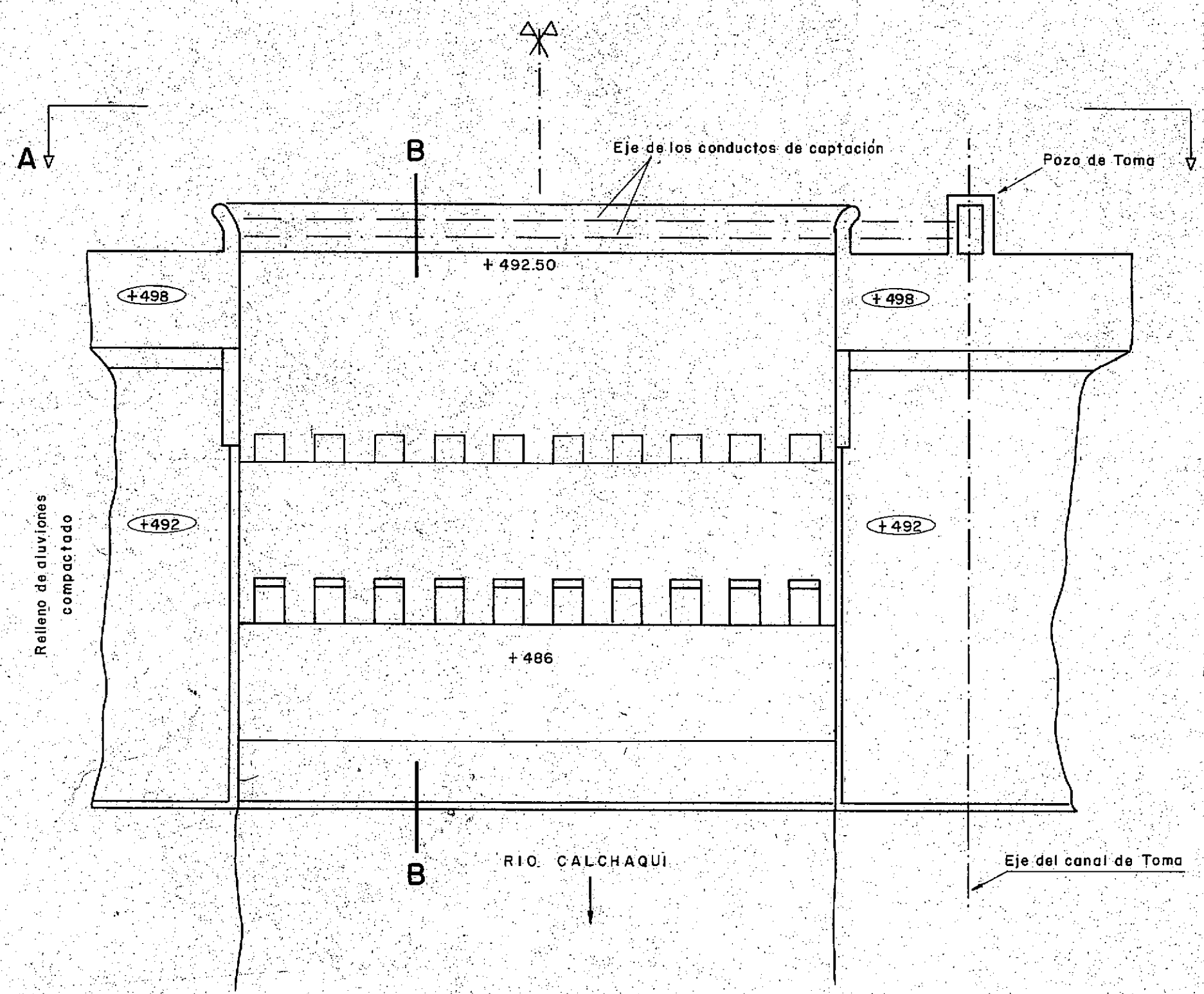
-un costo de primera instalación muy inferior, del orden del 31% del de la solución por gravedad.

-un período de implementación en los pares que permite un ajuste más apropiado al proceso de puesta en riego.

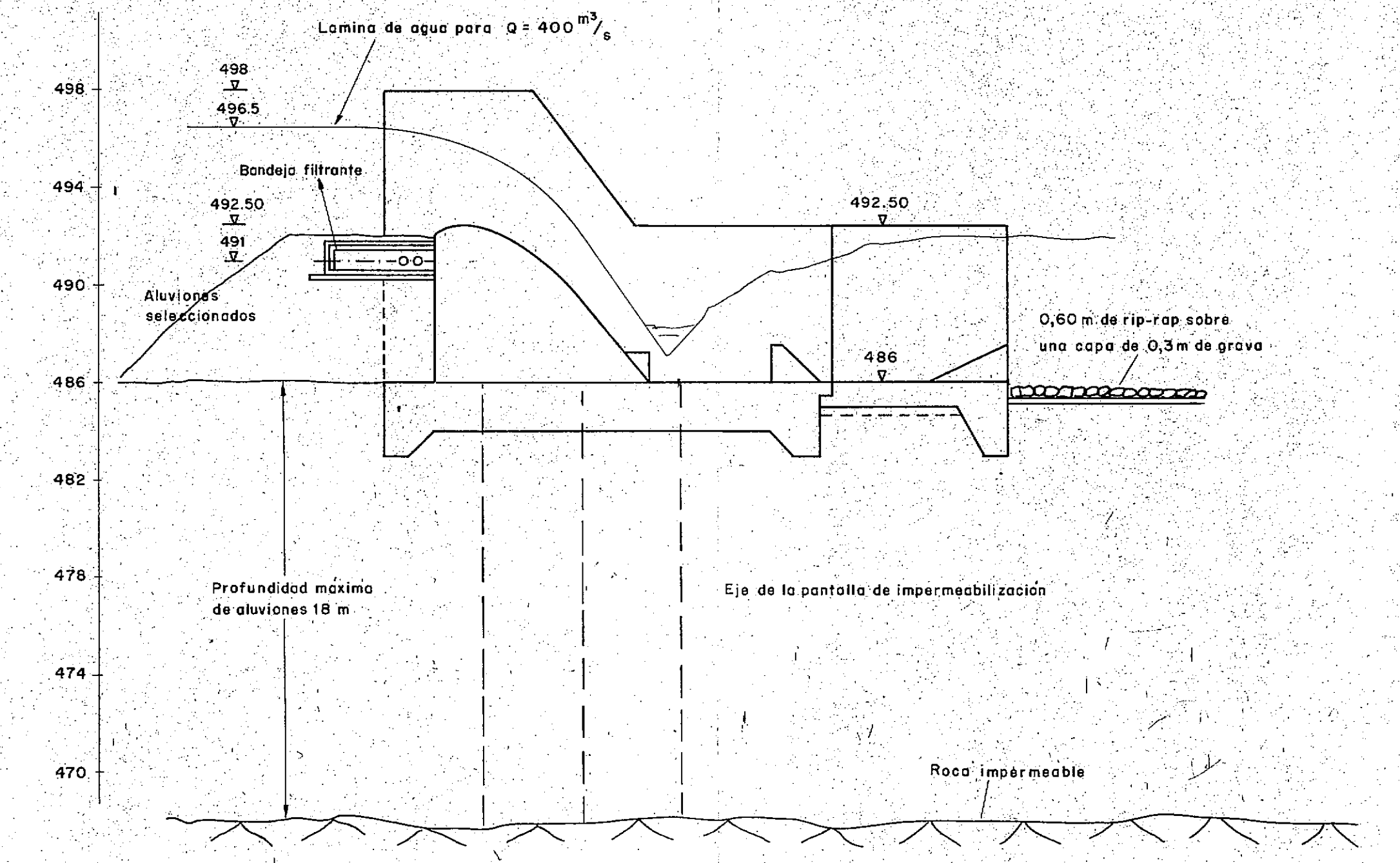
-un mejor control del agua utilizada, ya que al tener que consumir energía en su elevación se tenderá a consumir el agua estrictamente necesaria.

No obstante, el costo unitario de la infraestructura principal de riego de esta alternativa, es decir sin incluir la red de distribución, es muy elevado (3040  $\frac{\text{U.S. \$}}{\text{ha}}$ ) por lo que su rentabilidad parece excesivamente baja.

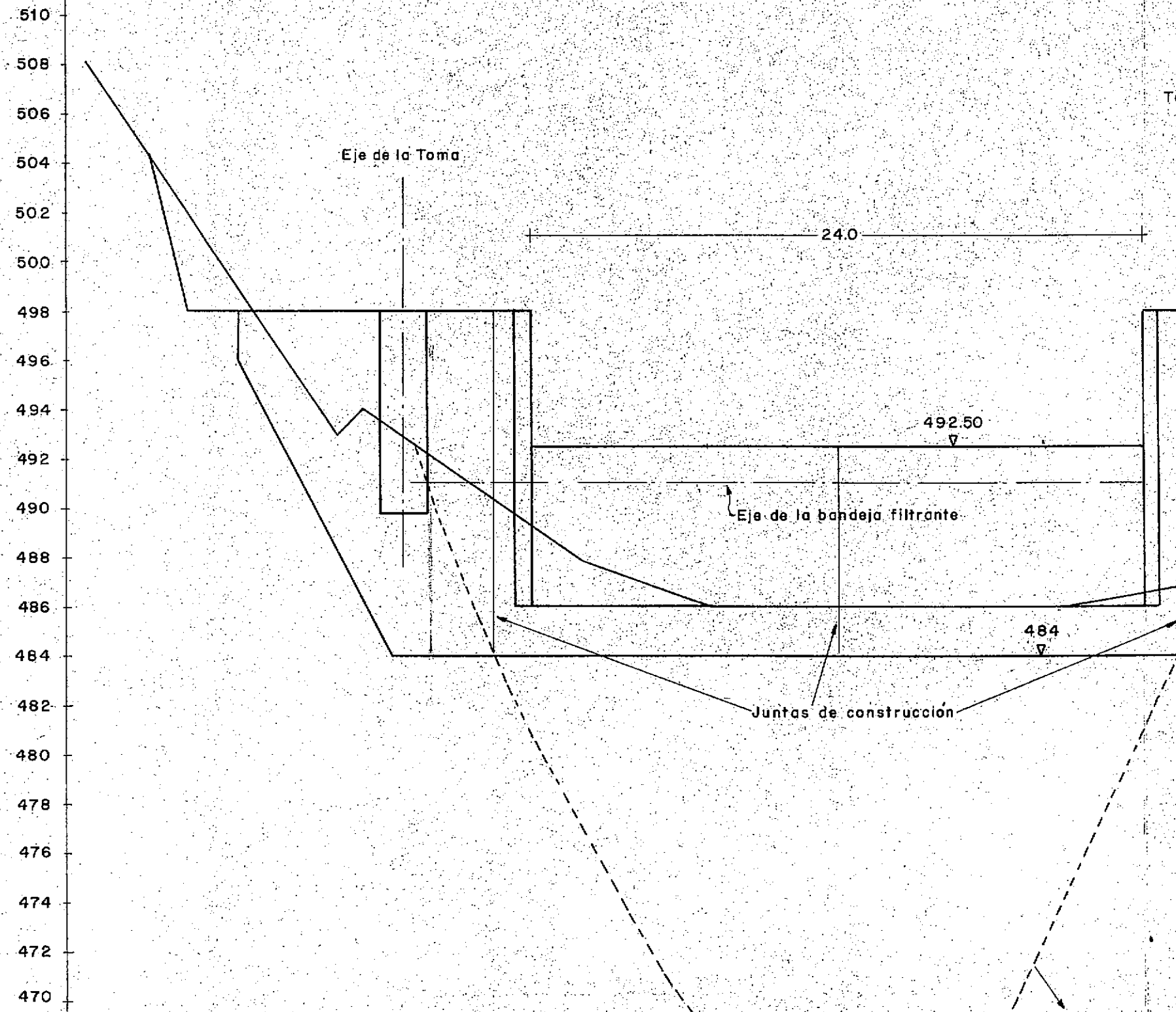
Finalmente, la inversión necesaria para la construcción de la impulsión de servicio a la parcela piloto se ha estimado en U.S. \$ 175000, y su coste anual (mantenimiento y explotación) en U.S. \$ 13000.



PLANTA

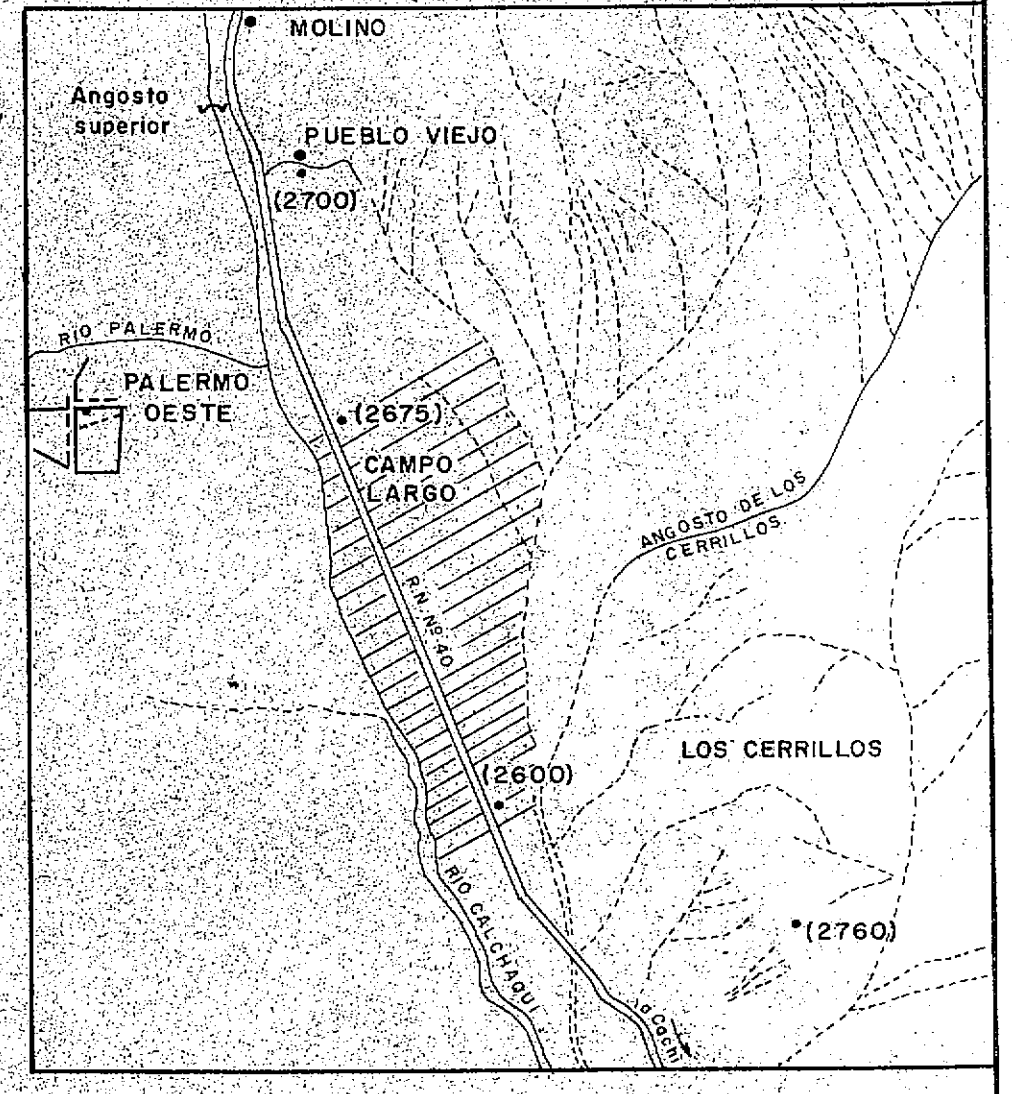


SECCION B-B



SECCION A-A

PLANO DE UBICACION  
ESCALA 100000



		<p><b>PROYECTO NOA HIDRICO</b> <b>SEGUNDA FASE</b></p>
<p>ESCALA 1:200</p>		<p>PLANO N° 4</p>
<p>AUTOR L. CUESTA DIEGO</p>	<p><b>AZUD DE DERIVACION</b></p>	
<p>DIBUJO V. GALIAN</p>	<p>Area: PAYOGASTA-CAMPO LARGO</p>	
<p>REVISO C. ABDO</p>	<p>Prov.: SALTA</p>	
<p>Vº Bº E. LOPEZ</p>	<p>FECHA NOVIEMBRE 1980</p>	
<p>Nº DE ARCHIVO</p>		



A N E X O S

## EVALUACION DE ALTERNATIVAS EN MONEDA DE LA REPUBLICA ARGENTINA

### 1. Introducción

Para la evaluación de las dos alternativas para el suministro de agua a Campo Largo se ha hecho una estimación rápida de los volúmenes de las unidades de obra más importantes y de sus costos respectivos.

Es de notar que esta estimación solo pretende dar una idea del costo aproximado de las alternativas lo que, en la presente fase de los estudios, se juzga suficiente. Para obtener unos presupuestos más precisos, sería necesario proceder a un prediseño más detallado sobre la base de una información, en especial topográfica, más completa. Este prediseño solo estará justificado en el caso que, a la vista del costo aproximado obtenido y de los resultados de la explotación de la parcela piloto, se decidiera construir el proyecto.

### 2. Alternativa por gravedad

Los volúmenes y costos de las unidades de obra seleccionadas para caracterizar esta alternativa son:

	<u>AZUD</u>		
	Cantidad	Costo unitario Pesos	Costo Total (1000)
Movilización	P.G.1		196.800
Acceso (camino en roca)	0,5Km	393.600.000	196.800
Desvío y manejo del río	P.G.1		196.800
Excavación en aluviones	2000m <sup>3</sup>	9.840	196.800
Excavación en roca	1000m <sup>3</sup>	39.360	39.360
Hormigón	5000m <sup>3</sup>	393.600	1.968.000
Acero en armaduras	50 t	3.936.000	196.800
Pantalla de impermeabilización	300m <sup>2</sup>	1.574.400	472.320

Bandeja filtrante y toma	P.G.1		98.400
Protección del cauce	600m <sup>2</sup>	78.720	<u>47.232</u>
Coste Azud			3.432.192

Precios al 28/11/1980

CONDUCCION

Canal	2350 m	196.800	<u>462.480</u>
Tubería de fibrocemento	2850 m	787.200	2.243.520
Obras de fábrica	P.G.1		<u>118.080</u>
Coste Conducción			<u>2.824.080</u>
Coste Total (Azud + Conducción)			6.256.272

3. Alternativa por Bombeo

El coste de primera instalación de esta alternativa se ha estimado en :

	Cantidad	Coste unitario posos	Coste total (1000)
Movilización	P.G.1.		39.360
Camino de acceso (en aluviones)	1km	59.040.000	59.040
6 grupos m.to bomba instalados en las estaciones de bombeo	300km	2.361.600	708.480
Zanja de captación con parte proporcional de toma	200 m	1.968.000	393.600
Tubería colectora con válvula de retención	2	39.360.000	78.720
Tubería de fibrocemento de 0,5 m para una carga total de 50-100 m.	350	1.574.400	551.040
Coste Impulsión			<u>1.830.240 (I)</u>

El coste anual de esta alternativa se ha estimado en :

Mantenimiento 15% s/ (I)	pesos	91.512.000
--------------------------	-------	------------

Potencia (200 KW a	-----	19.680.000
Energía (1,12 Gwh) 98400	-----	<u>66.124.800</u>
Costo Anual		177.316.800

que capitalizado al 7 % durante 25 años da un total de:

$$177.316.800 \times 11.6536 = 2.066.379.060 \text{ pesos}$$

Por lo tanto, el coste total de esta alternativa comparable al de la solución por gravedad es:

Costo de primera instalación	-----	posos 1.830.240.000
Costo anual capitalizado	-----	posos <u>2.066.379.060</u>
Costo Total		posos 3.896.619.060

#### 4. Parcela Piloto

La inversión requerida para la construcción de la impulsión que suministra el agua a la parcela piloto es:

	Cantidad	Coste unitario	Coste total
Movilización	P.G.I.		9.840
Camino de acceso	0,5 km	59.040.000	29.520
3 grupos moto bomba instalados en una central de bombeo	28 km	4.920.000	137.760
Zanja de captación con parte proporcional de toma	100 m	984.000	98.400
Colector con válvulas de retención	1	9.840.000	9.840
Tubería de fibrocemento de 0,20 m para una carga total de 50-100 m	100	590.400	59.040
			<u>344.400 (II)</u>
		Coste Impulsión	

El coste **anual** de esta impulsión se ha estimado en :

Mantenimiento (5% s/ II ----- pesos 17.220.000

Potencia (18,7 kw)	_____	pesos 1.840.080
Energía (0,16 Gwh)	_____	pesos <u>5.904.000</u>
Coste Anual		24.964.080

que capitalizado al 7% durante 25 años da un total de:

$$11,6536 \times 24.964.080 = 290.921.403 \text{ pesos}$$

Por lo tanto el coste total, es decir la inversión más el valor actualizado del coste anual, es de 635.664.000 \$ aprox.

### 5. Comparación

Aún considerando el olovado márgen de error inherente a este tipo de estimación de costes, se puede concluir que la alternativa por bombeo para el suministro de agua a Campo Largo, es más económica que la solución por gravedad, pues su coste total es de pesos 3.896.619.060 contra pesos 6.256.272.000 de la segunda, lo que representa un ahorro de casi el 40 %. Los costes unitarios aproximados son de 5.982.720 y 9.623.500 pesos/ha.

Por otra parte esta alternativa tiene la ventaja de tener un coste de primera inversión muy inferior, ya que el 53% del coste total anterior corresponde al valor actualizado de los gastos anuales de mantenimiento y explotación.

No obstante, esta alternativa da un coste unitario para la toma y construcción principal, es decir sin incluir la red de distribución, muy olovado a lo que habida cuenta de la pobre calidad de la zona a regar, rendirá una rentabilidad muy baja.

### 6. Conclusiones

Cualquiera de las dos alternativas analizadas para el suministro de agua a la zona de Campo Largo, es técnicamente factible.

De la comparación económica preliminar entre ellas, se deduce

que la solución por bombeo, con un costo total estimado en pesos 3.896.619.000, es más barata que la alternativa por gravedad, cuyo coste se ha estimado en 5.904.000.000. Esta diferencia de coste, próxima al 40 % es superior al previsible margen de error de las estimaciones, por lo que se puede concluir que la alternativa por bombeo es más conveniente.

Por otra lado, esta alternativa ofrece las siguientes ventajas:

- un costo de primera instalación muy inferior, del orden del 31% del de la solución por gravedad.
- un período de implementación de las fases que permite un ajuste más apropiado al proceso de puesta en riego.
- un mejor control del agua utilizada, ya que al tener que consumir energía en su elevación se tenderá a consumir el agua estrictamente necesaria.

No obstante, el coste unitario de la infraestructura principal de riego de esta alternativa, es decir sin incluir la red de distribución, es muy elevado (5.982.720 pesos) por lo que rentabilidad parece excesivamente baja.

Finalmente, la inversión necesaria para la construcción de la impulsión de servicio a la parcela piloto se ha estimado en 344.400.000 pesos, y su coste anual (mantenimiento y explotación) 25.584.000 pesos.-