

TRABAJO FINAL

*Anteproyecto Obra de Toma
para Plantas Potabilizadoras
del Gran Resistencia
e Interior del Chaco.*



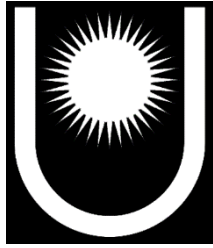
**DOCUMENTO
PRINCIPAL**

- 2018 -

Alumnos:

GILL, OSCAR ARIEL

LÓPEZ PINTAR, MAURO



FACULTAD DE INGENIERÍA
TRABAJO FINAL

**Obra de Toma para plantas
potabilizadoras del Gran
Resistencia e interior del Chaco**

Resumen ejecutivo

Introducción

En el presente trabajo se analizó la nueva obra de toma que será capaz de abastecer agua cruda a las plantas potabilizadoras existentes y la del segundo acueducto del interior del Chaco que se encuentra actualmente en construcción. La misma reemplaza a las actuales obras de tomas que se encuentran en el riacho Barranqueras pertenecientes a la empresa prestataria de los Servicios de Agua y mantenimiento Empresa del Estado provincial (SAMEEP). También se analizó la ubicación alternativa a la Obra de Toma del proyecto del Segundo Acueducto al interior del Chaco.

El proyecto se localiza en la provincia del Chaco, precisamente pertenece al ejido de Barranqueras, departamento San Fernando, y también al ejido de Colonia Benítez, departamento Primero de Mayo, ya que la obra se encuentra situada sobre el límite de ambos departamentos.

Esta obra se diseñará para captar e impulsar agua cruda en forma permanente, hasta el final del período de diseño previsto en 30 años. Y se plantea que la obra posea una fácil accesibilidad para realizar acciones de mantenimiento, reparaciones y puesta en operación de los equipos de bombeos y demás elementos accesorios que complementan la instalación.

Su estructura portante tendrá que ser adecuada para soportar las instalaciones de las bombas, cañerías de impulsión, los tanques anti ariete, equipamiento móvil de desplazamiento para carga y descarga además de otras instalaciones menores.

Uno de los motivos del emplazamiento en esta zona es debido a la mala experiencia de las obras de tomas existentes por la variación de altura que sufre el riacho Barranqueras además de las descargas de contaminantes que provienen de la confluencia de los ríos Negro y Tragadero, además de las posibles situaciones de emergencia por choque de embarcaciones que ya se han dado con anterioridad.

Al desarrollar el anteproyecto, se lograría mejorar el sistema de provisión de agua potable a las localidades del interior abastecidas a través del Acueducto existente Barranqueras-Sáenz Peña-Villa Ángela, que desde hace varios años se ha tornado insuficiente para abastecer la demanda y a las ciudades del centro, norte y suroeste del Chaco.

De esta manera, se podrá contribuir significativamente a elevar la calidad de vida de la población, proporcionando un elemento vital en pos de afianzar una mayor actividad productiva y el bienestar social a los habitantes del Chaco.

Estudios básicos

➤ **Estudios Topográficos**

Tienen como objeto el armado de la red de apoyo y relevamientos de accidentes naturales como artificiales.

Se trabajó con un informe final que realizó Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – Universidad Nacional del Litoral (FICH), en el cual se realizaron relevamientos planialtimétricos y batimétricos sobre el ancho del río. Esta información se utilizará como base, para el nuevo emplazamiento de la obra de toma.

Estudios Geotécnicos

Se han obtenido estudios de sondeos en distintos lugares como ser, en el lecho del río y fuera del mismo, los cuales fueron realizados por la empresa contratista (OAS Ltda. - SUPERCEMENTO SAIC - ROVELLA CARRANZA SA- UTE), se analizaron y clasificaron los distintos estratos del suelo con sus respectivas resistencias, mediante el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y los correspondientes ensayos de laboratorios para determinar el tipo de suelo según el (SUCS).Obteniendo con estos datos el perfil estratigráfico del suelo.

➤ **Alturas del río**

La Subsecretaría de Recursos Hídricos Argentina, Prefectura Naval Argentina y en conjunto con la Administración Provincial del Agua (APA) son los entes que suministraron la información necesaria.

Con los datos históricos obtenidos de alturas máximas y mínimas del río Paraná en dicha zona, se definieron los valores operativos máximos y mínimos con los que trabajó la estación de bombeo, con el fin de cubrir cualquier tipo de combinación de niveles variables en el río Paraná.

➤ **Población**

Se identificaron las poblaciones de los distintos censos nacionales en las publicaciones del Instituto Nacional de Estadística y Censos de la República Argentina (INDEC).

Para la estimación de la población futura se realizaron siete métodos de proyección demográfica sugeridos por la norma del ENOHSA, según:

1. Método polinómico.
2. Método de interés compuesto. Última tasa intercensal.
3. Método de interés compuesto. Promedio de tasas intercensales.
4. Método de dos períodos. Primer última tasa intercensal y segundo promedio de las tres últimas.
5. Método de la curva logística.
6. Método de crecimiento aritmético.
7. Método de crecimiento exponencial.

Se aplicó cada uno de los métodos a cada localidad y se trabajó con el más eficiente, tal que represente de manera inequívoca la estimación más razonable del crecimiento de las mismas.

Alternativa de emplazamiento

En este punto se analizaron las distintas situaciones de ubicación y tipología de la obra de toma, teniendo en cuenta para ello distintos factores.

➤ **Obra de Toma**

Para el diseño de la misma se tuvo en cuenta varios aspectos fundamentales:

- a) Calidad del agua del lugar en donde se emplace la Obra de Toma.
- b) Posibles focos de contaminación que modifiquen las características del agua.
- c) Caudal disponible para extraer.
- d) Modificaciones Geomorfológicas en la zona de emplazamiento.
- e) Erosión.
- f) Tipo de Obra de Toma.

El punto a) y b), se refiere a la calidad del agua cruda, lo cual influye directamente en costos económicos del tratamiento de potabilización que se debe dar a la misma.

El punto b) indica un factor condicionante natural para la ubicación de la obra.

El punto c) se refiere a obtener el caudal necesario durante toda la vida útil de la obra, como para no producir una falla en el sistema.

El punto d) y e) también tienen como finalidad definir el lugar de la obra y su posible variación en el tiempo, con lo cual se puede extrapolar a futuro los posibles problemas relacionados con la ubicación.

Finalmente el punto f) está en función de todos los puntos anteriores y define el tipo de Obra de Toma.

➤ **Ubicación de la Obra de Toma**

En este punto se estableció otra alternativa de emplazamiento, también teniendo en cuenta los estudios realizados sobre la morfología fluvial, la sedimentación, erosión, contaminación y la calidad del agua.

Primero se analizó una posible ubicación de lo que sería el canal de abastecimiento de la Obra de Toma, determinando de esta manera otra tipología de obra.

Por dicho canal se transportará el caudal necesario durante la vida útil de la obra. El mismo se desarrollara desde el riacho Barranqueras en proximidades a la embocadura del río Paraná, hasta cercanías de la confluencia río Negro y Tragadero.

➤ **Ubicación de la estación de bombeo.**

• **Alternativa 1**

Se ubicaría sobre la margen derecha del río Negro, en donde se une con el río Tragadero y aproximadamente a 2400 m aguas abajo del puente sobre el Tragadero, este lugar es más precisamente el Club Náutico Barranqueras, con el objetivo de trasladar el agua cruda a la planta potabilizadora del segundo acueducto.

En este caso la obra de toma contará con un conducto, similar a un “sifón invertido”, que inicia desde la estación de bombeo, el cual será de hormigón armado y a través del mismo se conducirá el agua cruda del canal, pasando por debajo del lecho del río.

• **Alternativa 2**

En este caso tanto la sala de bombas como la de transformadores se ubicaría sobre la margen izquierda del río Negro, el resto del equipamiento como ser, cámaras de medición de caudal, cámara de bypass, estructura necesaria para el sistema de tele supervisión y control, etc., quedaría del lado de la margen derecha.

El proceso de toma de agua cruda, se hará mediante bombas las que estarán sobre una plataforma en la cabecera del canal, las cuales deberán cumplir con la cota mínima de estiaje para no generar interrupción en el abastecimiento a la planta.

La tubería se planteará para el cruce del río, mediante un puenteducto de hormigón armado, el que se apoyara en pilotes hormigonados in situ, donde el mismo comunica ambas partes de la obra de toma.

➤ **Selección de la alternativa más conveniente**

Para la selección de la alternativa más conveniente y por tratarse esto de un anteproyecto, los puntos principales que se tuvieron en cuenta para la selección fueron los correspondientes a; fuentes de contaminación, característica geomorfológicas, calidad de agua y obras civiles, dejando en segundo plano lo referente a erosiones generales y obras complementarias.

Habiéndose analizando cada uno de estos factores y planteando las ventajas y desventajas de cada alternativa, se procedió a la selección de la más óptima.

Canal de abastecimiento

En este punto se describieron las características geométricas del canal de abastecimiento, su ubicación y composición.

El canal será abierto, tendrá una longitud de 800 metros y su sección transversal será trapezoidal; el mismo se lo realizará sobre el terreno natural de la zona elegida, es decir que en base a las características del suelo en el lugar de la excavación, se calcularon las pendientes laterales y de acuerdo a las características topográficas del terreno, se calculara también la pendiente de fondo y el ancho del canal.

En la cabecera del canal, se diseñó una cámara la que formará parte del mismo, la cual será de hormigón y también contará con un sistema de rejillas al ingreso de la misma que eviten que todo tipo de sedimentos y otros elementos que se encuentren flotando de tamaños considerables pasen a la tubería donde se estará tomando el agua, la que también contará con un filtro, así se evitara que se produzca alguna interrupción del servicio debido a un desperfecto en las bombas allí instaladas.

Cálculo estructural

Una vez determinado la tipología de Obra de Toma y contando con los datos de los estudios básicos, se procedió a realizar los cálculos de las correspondientes estructuras que conforman la obra.

En el presente ítem se nombran los marcos normativos de referencia para el cálculo de estructuras y fundaciones de puentes. Las cargas y los requerimientos de la superestructura, infraestructura y fundaciones:

- Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la DNV (BCPHA-DNV).
- Reglamentaciones del centro de investigación de los reglamentos nacionales de seguridad para las obras civiles, en vigencia actualmente (Cirsoc 201- versión 2005).

➤ **Dimensionamiento estructural**

Se adoptaron los siguientes métodos constructivos para las distintas partes:

- Losas de tablero: Pre-losas de hormigón armado y hormigón armado insitu.
- Vigas principales: Hormigón pretensado postesado prefabricado.
- Vigas secundarias: Hormigón armado colado insitu.
- Vigas de bancada: Hormigón armado colado insitu.
- Fundaciones: Pilotes de hormigón armado colado insitu.

Los materiales a utilizarse deben cumplir con las normativas del reglamento CIRSOC 201 versión 2005.

➤ **Materiales**

Hormigón

Clase de exposición:

De tabla 2.1: "Clases de exposición general que producen corrosión de armadura"

- Para tableros, pilas de puentes y fundaciones.
- Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual mayor o igual a 1000mm.
- Temperatura media mensual durante más de 3 meses mayor o igual a 25°C "Designación A3".

Requisitos de durabilidad:

De tabla 2.5: “Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura” para A3.

- Hormigón armado: $f'_{mín} = 30$ MPa
- Hormigón pretensado: $f'_{mín} = 35$ MPa

$f'_{mín}$ Resistencia a compresión del hormigón mínima a especificar por durabilidad.

Clase de hormigón:

De tabla 2.7: “Clases de hormigón”:

- Para hormigón armado: $f'c = 30$ MPa → H 30
- Para hormigón pretensado: $f'c = 35$ MPa → H 35

$f'c$: Resistencia a compresión del hormigón.

Acero

Barras de acero para hormigón armado:

Se utilizan barras de acero en las estructuras de hormigón armado y en las armaduras pasivas de las estructuras de hormigón pretensado del tipo ADN 420, con las siguientes características:

- $f_y = 420$ MPa – Tabla 3.8 → cirsoc 201
- $E_s = 200.000$ MPa – 8.5.2 → cirsoc 201

Cordones de acero para hormigón pretensado:

Se utilizan cordones de acero de 7 alambres en las armaduras activas de estructuras de hormigón pretensado, es decir en las vigas principales, del tipo C – 1900, según cirsoc 201 tabla 3.13.

Alambres de acero para armadura tipo Trilogic:

Se utilizan alambres de acero, para las armaduras tipo trilogic utilizadas en la pre-losa, del tipo ATR 500 N, con las siguientes características:

- $f_y = 500$ MPa – Tabla 3.9
- $E_s = 200.000$ MPa – 8.5.2

Selección del sistema de bombeo

El objetivo fue analizar por separado el abastecimiento a cada una de las plantas y así determinar el punto de funcionamiento para cada una, con las curvas de la instalación y las curvas de las bombas propuestas trabajando en paralelo, se determinaron los puntos de funcionamiento de cada uno de los equipos en la estación de bombeo.

➤ Impulsión a la planta Gran Resistencia y a planta del Segundo Acueducto

Para la planta Gran Resistencia, se instalarán en la primera etapa tres electrobombas verticales, dos de ellas quedaran en operación y una en reserva y en la segunda etapa se agregará una electrobomba con lo que la estación quedara conformada por cuatro electrobombas: 3 Operación + 1 Reserva.

Para la planta del Segundo Acueducto, se instalarán las mismas cantidades de electrobombas tanto en la primera etapa (2 Operación +1 Reserva) como en la segunda (3 Operación +1 Reserva).

➤ Equipos seleccionados

Dado el análisis previo del funcionamiento necesario para un óptimo servicio de la estación de bombeo, se seleccionaron las electrobombas.

- Bombeo hacia planta Gran Resistencia

La electrobomba vertical propuesta es:

Datos de Bomba	
Marca	RUHRPUMPEN
Modelo	33D-1340
Tipo	Vertical
DN impulsor	434 mm
Etapas	1
n	985 rpm
N	343 hp

- Bombeo hacia planta 2° Acueducto

La electrobomba vertical propuesta, es la siguiente:

Datos de Bomba	
Marca	RUHRPUMPEN
Modelo	33E-2200
Tipo	Vertical
DN impulsor	434 mm
Etapas	1
n	985 rpm
N	512 HP

Verificación del fenómeno de cavitación

Se analizó la cavitación para cada cañería de aspiración, para ambas plantas y teniendo en cuenta las etapas de funcionamiento a la que estarán sometidas.

En ambos casos se pudo observar que los caudales de diseño son menores a los críticos, con los que se produciría la cavitación, por lo que se está en buenas condiciones de funcionamiento al verificar que no se producirá este fenómeno en nuestro sistema.

Cómputo y Presupuesto

El cómputo métrico y posterior presupuesto se realizó para los ítems de obra que fueron modificados en la nueva alternativa, con respecto al diseño original de la obra de toma del segundo acueducto, como ser:

- Hormigón armado
- Hormigón pretensado
- Cañerías de conducción
- Construcción del canal

Para la determinación del presupuesto, se calculó el precio de la obra considerando los precios totales por ítem, y estos consideran los materiales, la mano de obra y los equipamientos necesarios para la realización de cada tarea.

Para el análisis del precio de la obra, se consideran:

✓ IVA	21%
✓ Renta	14%
✓ Gastos generales	15%
✓ Gastos financieros	5%
✓ Beneficio	10%

Como resultado se obtuvieron los siguientes valores:

- Para Obra de Toma.....**\$ 462.895.871,36**
- Construcción de Canal.....**\$ 19.539.396,60**
- Mantenimiento de canal.....**\$ 4.240.894,44**
- Costo-Costo.....**\$ 482.435.267,96**

Sumado al valor de costo-costo los siguientes conceptos como los gastos generales, beneficios, e impuestos se obtuvo un precio final de presupuesto **\$ 694.706.785,86**

Índice

I	Introducción.....	18
I.1	Infraestructura de la zona en estudio	20
I.1.1	Localización de obras públicas privadas existentes.....	20
I.1.2	Margen nor-oeste del río Paraná.....	21
I.1.3	Riacho Barranqueras.....	22
I.2	Antecedentes generales	23
I.2.1	Ubicación	23
I.2.2	Clima.....	24
I.2.3	Precipitaciones	25
I.2.4	Vientos	27
I.2.5	Temperatura.....	27
I.2.6	Aspectos demográficos	28
I.2.7	Geología y geomorfología	28
I.2.8	Caudales del río Paraná.....	28
I.2.9	Rasgos estratigráficos	29
II	Población	30
II.1	Población actual y futura.....	30
II.2	Gran Resistencia	31
II.2.1	Método interés compuesto – Ultima tasa intercensal.....	32
II.2.2	Método interés compuesto – Promedio de tasas intercensales	33
II.2.3	Método de dos períodos: 1° última tasa intercensal y 2° promedio de las tres últimas.....	34
II.2.4	Método de la curva logística:	34
II.2.5	Crecimiento Aritmético	35
II.2.6	Método exponencial	36
II.2.7	Lapachito.....	37
II.2.8	P. R. Saenz Peña.....	39

II.2.9 Corzuela	40
II.2.10 Las Breñas	42
II.2.11 Charata	43
II.3 Método de dos períodos	45
II.3.1 Puerto Tirol:.....	45
II.3.2 Machagai.....	46
II.3.3 Quitilipi	48
II.4 Tasa intercensal última	49
II.4.1 Tres Isletas.....	49
II.4.2 Avia Terai	51
II.4.3 Concepción del Bermejo.....	52
II.4.4 Pampa del Infierno	54
II.4.5 Los Frentones	55
II.4.6 Colonia Popular:.....	57
II.4.7 Napenay.....	58
II.4.8 Campo Largo.....	60
II.5 Promedio de tasa intercensal adoptado	61
II.5.1 Presidencia de la Plaza	61
II.5.2 Gral Pinedo	63
II.5.3 Gral Capdevilla	64
II.5.4 Gancedo.....	66
II.5.5 Itín	67
II.5.6 Hermoso Campo	69
II.6 Cálculo de caudales de diseño	72
II.6.1 Demanda de agua potable	72
II.6.2 Tipos de consumos	74
II.6.3 Caudales característicos	76
II.6.4 Coeficientes de pico	78

II.7 Caudales de diseño	82
II.7.1 Sistemas nuevos de abastecimiento.....	83
II.7.2 Sistemas de abastecimiento existentes	83
II.8 Memoria de cálculo.....	83
II.8.1 Determinación de la dotación	83
II.8.2 Coeficiente máximo diario y horario:.....	84
II.8.3 Cálculo de Caudales de Diseño.....	84
III Análisis de la información y estudios básicos	86
III.1 Estudios básicos.....	86
III.1.1 Estudios topográficos	87
III.1.2 Relevamiento batimétrico	88
III.1.3 Aforos líquidos.....	88
III.1.4 Líneas de corriente.....	90
III.1.5 Estudio geotécnico	91
III.1.6 Análisis de la información	96
III.2 Arrastre de sedimentos	97
III.2.1 Características de los sedimentos de fondo	98
III.2.2 Caracterización de los sedimentos suspendidos	102
III.3 Estudios geomorfológicos	104
III.3.1 Evolución en planta	105
III.3.2 Características y cambios batimétricos. Thalweg del río Paraná	108
III.3.3 Río Paraná - Sección 100 m aguas arriba del eje Puente Gral. Belgrano.....	111
III.3.4 Río Paraná-Sección 1200 m aguas abajo del eje del puente Gral. Belgrano...	114
III.3.5 Río Paraná - Sinuosidad del thalweg en el área de estudio.....	115
III.3.6 El riacho Barranqueras.....	117
III.4 Estudios de erosión general.....	119
III.5 Calidad del agua a tratar.....	126
III.5.1 Factores que influyen sobre la calidad del agua a tratar	127

IV Alternativas de emplazamiento de la obra de toma	129
IV.1 Obra de toma	129
IV.1.1 Ubicación de la Obra de toma	130
IV.2 Alternativas de ubicación de la estación de bombeo	134
IV.2.1 Alternativa N°1	134
IV.2.2 Alternativa N°2	140
IV.3 Canal de abastecimiento	145
IV.3.1 Revestimiento del canal	146
IV.4 Selección de la alternativa más conveniente	149
V Cálculo estructural	152
V.1 Dimensionamiento estructural	154
V.1.1 Materiales	154
V.2 Dimensionamiento de losa de tablero	155
V.2.1 Esquema de condición de vínculo	155
V.2.2 Análisis de carga	157
V.2.3 Solicitaciones	161
V.2.4 Esfuerzo de corte	165
V.2.5 Resistencia requerida	167
V.2.6 Dimensionamiento de secciones de hormigón	169
V.2.7 Dimensionamiento de la armadura principal	172
V.3 Dimensionamiento de vigas principales	179
V.3.1 Materiales	179
V.3.2 Predimensionado de la sección	180
V.3.3 Análisis de cargas	182
V.3.4 Solicitaciones	185
V.3.5 Características de la sección de hormigón	186
V.3.6 Solicitaciones y tensiones	188
V.3.7 Dimensionamiento del pretensado	189

V.3.8 Verificación de la resistencia a flexión.....	190
V.3.9 Verificación del esfuerzo de corte	193
V.4 Dimensionamiento de fundaciones.....	196
V.4.1 Análisis de carga.....	197
V.4.2 Características de pilote y del suelo.....	197
V.4.3 Tensión de punta	198
V.4.4 Tensión por fuste	199
V.4.5 Capacidad portante del pilote.....	199
V.4.6 Determinación de la armadura de la columna	200
V.5 Diseño transversal del camino de acceso a la obra de toma	201
V.6 Dimensionamiento del canal de abastecimiento	203
VI Selección de bombas.....	206
VI.1 Impulsión a la planta Gran Resistencia.....	206
VI.2 Impulsión a la planta del segundo acueducto	207
VI.3 Calculo de la $AMT_{med.}$, $AMT_{máx.}$, y $AMT_{min.}$	208
VI.4 Análisis de funcionamiento con electrobombas ofrecidas por RUHRPUMPEN.....	211
VI.4.1 Bombeo hacia planta Gran Resistencia	211
VI.4.2 Bombeo hacia planta del segundo acueducto	213
VI.5 Cavitación.....	214
VI.5.1 Aspiración hacia planta Gran Resistencia	214
Figura N°6.1. Cavitación de una bomba – 1ra etapa	215
Figura N°6.2. Cavitación de una bomba – 2da etapa	215
VI.5.2 Aspiración hacia planta del segundo acueducto.....	216
VII Cómputo y presupuesto	220
VII.1 Compuo.....	220
VII.2 Presupuesto	223

I Introducción

En el presente trabajo se analizará la nueva obra de toma que será capaz de abastecer agua cruda a las plantas potabilizadoras existentes y la del segundo acueducto del interior del Chaco que se encuentra actualmente en construcción. La misma reemplazará a las actuales obras de tomas que se encuentran en el riacho Barranqueras pertenecientes a la empresa estatal SAMEEP, una de las cuales fue embestida por una barcaza arenera lo que puso en peligro su estabilidad y confiabilidad; también se analizará la ubicación alternativa a la Obra de Toma del proyecto del Segundo Acueducto al interior del Chaco.

El proyecto se localiza en la provincia del Chaco, en cercanías de la ciudad de Barranqueras, precisamente pertenece al ejido de Colonia Benítez, departamento Primero de Mayo, frente a la costa de la ciudad de Corrientes Capital.

La ubicación de esta obra es en el río Paraná, a la vera del puente interprovincial Gral. Belgrano, en inmediaciones al barrio San Pedro Pescador.

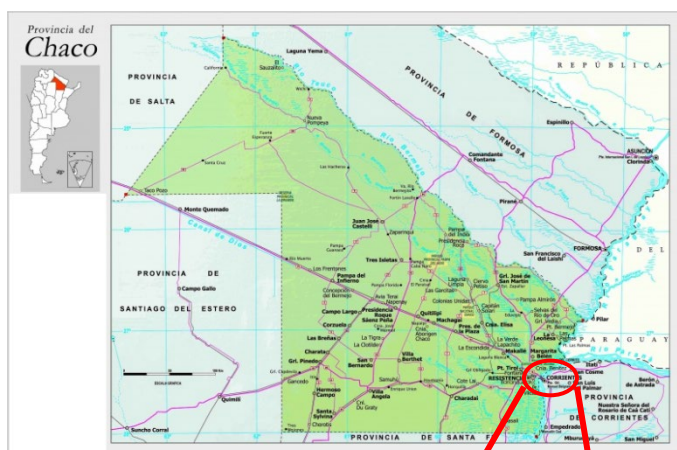


Figura N°1.1. Mapa del Chaco (Fuente:IGN)



Figura N°1.2. Posible emplazamiento (Fuente: Google Earth del 11-12-16).



Figura N°1.3.Ubicación obra de toma existente (Fuente: Google Earth del 11-12-16).

Uno de los motivos del emplazamiento en esta zona es debido a la mala experiencia de las obras de tomas actuales por la variación de altura que sufre el riacho Barranqueras además de las descargas de contaminantes que provienen del río Negro y las posibles situaciones de emergencia por choque de embarcaciones que ya se han dado de acuerdo a lo mencionado en apartados anteriores.

Para materializar la zona de captación, con el objetivo de asegurar un adecuado nivel de agua y disminuir la cantidad de contaminantes que provienen de la costa, se ha previsto que el muelle avance aproximadamente unos 50 a 60m dentro del río.

Esta obra, se diseñará para captar e impulsar agua cruda en forma permanente, hasta el final del período de diseño previsto en 30 años, sin importar el nivel del río Paraná. Se plantea que la obra posea una fácil accesibilidad para realizar acciones de mantenimiento, reparaciones y puesta en operación de los equipos de bombes, y demás elementos accesorios que complementan la instalación.

Su estructura portante tendrá que ser adecuada para soportar las instalaciones de las bombas, cañerías de impulsión, los tanques anti ariete, equipamiento móvil de desplazamiento para carga y descarga además de otras instalaciones menores.

I.1 Infraestructura de la zona en estudio

I.1.1 Localización de obras públicas privadas existentes

Como no se ha definido la localización de la obra de toma, se realizará una descripción general del posible sector afectado sobre el margen nor-oeste del cauce del río Paraná y del riacho Barranqueras.

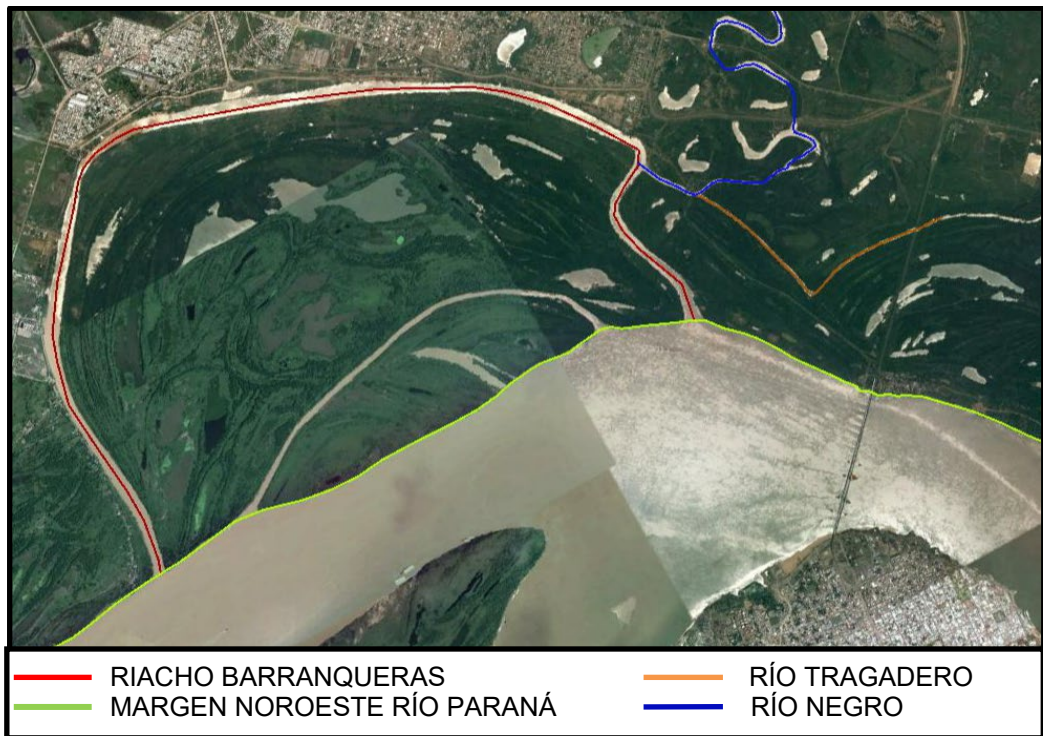


Figura N°1.4. Sector de estudio (Fuente: Google Earth del 11-12-16).

I.1.2 Margen nor-oeste del río Paraná

Sobre el margen nor-oeste del río Paraná se presentan las siguientes características descritas en la **figura N°1.5**.

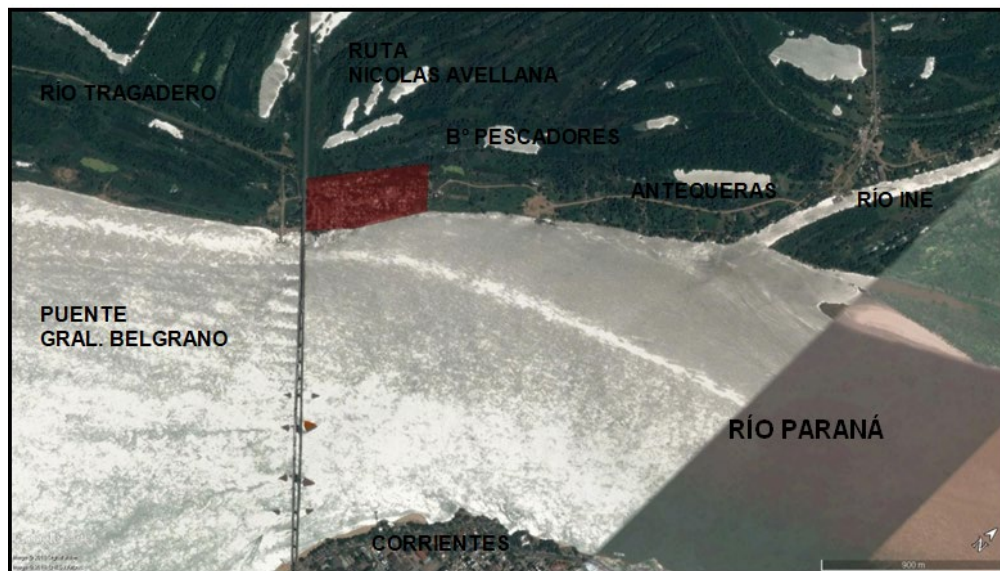


Figura N°1.1.Obras en el margen derecho del río Paraná (Fuente: Google Earth del 11-12-16).

- a) **Puente Interprovincial Manuel Belgrano:** Es la conexión terrestre entre las provincias del Chaco y Corrientes. Dicha vía de acceso, constituye la ruta Nacional N° 16, la cual se inicia en el Km cero en la ciudad de Corrientes, a unos 500 metros de la costa sobre el río Paraná, siendo esta el principal acceso al emplazamiento de la obra.
- b) **Barrio San Pedro Pescador:** Se denomina así a todo el comprendido entre el puente Gral. Belgrano (aguas arriba). Es un sector con baja densidad de población, la cual se dedica a la pesca, ejecución de huertas y crianzas a baja escala de animales. No pertenece al AMGR y está bajo la jurisdicción del Municipio de Colonia Benítez.
- c) **Margen aguas abajo del río Paraná:** este sector no presenta ninguna obra de importancia ni tampoco ningún tipo de asentamientos urbanos, en este margen se encuentran los accesos norte y sur del riacho Barranqueras.

I.1.3 Riacho Barranqueras

Este riacho es el nexo muy importante entre el río Paraná y el A.M.G.R, debido a que es el único y sobre el riacho se encuentran los Municipios de Barranqueras y Puerto Vilelas.

Actualmente las obras de tomas de las plantas de tratamiento existentes captan el agua del mismo, más precisamente en su acceso norte.

Las obras públicas y privadas que condicionan y son condicionadas por el riacho Barranqueras se pueden apreciar en la **figura N°1.6**.



Figura N°1.6.Obras sobre el riacho Barranqueras (Fuente: Google Earth del 11-12-16).

- Plantas de potabilización:** las plantas son 3 y cada una tiene una toma diferente.
- Junta Nacional de Granos:** este lugar recibe carga y almacena los distintos tipos de granos provenientes por vía terrestre y fluvial. Tiene la característica de poseer un muelle de carga y descargas y se encuentra ubicada a la par de las plantas de potabilización, compartiendo el acceso terrestre.
- Puerto de Barranqueras:** este puerto actualmente está en crecimiento, se dedica principalmente al acopio de granos. Tiene el inconveniente que presenta poca profundidad el canal de navegación, con lo cual el tráfico de mercadería queda limitado solo a barcazas.

- d) **Descargas de líquidos cloacales:** en estos lugares se arrojan los líquidos cloacales de las redes principales de los municipios de Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas. Estos líquidos están compuestos por las descargas domiciliarias y de pequeñas industrias. El principal problema es que estos líquidos no son tratados y presentan un impacto sobre el agua del riacho. Actualmente en la localidad de Puerto Vilelas se encuentra en ejecución una planta de tratamiento de líquidos cloacales, una vez finalizada esta misma estos desagües quedarán anuladas y evitando así una descarga directa sobre el riacho Barranqueras
- e) **Obra de control de río negro en Barranqueras:** este dique permite el control de las crecidas del río Negro y del río Paraná, trabajando conjuntamente con el sistema de defensas. Por lo tanto es el encargado de regular el caudal que proviene del río Negro y que afecta al riacho Barranqueras.

I.2 Antecedentes generales

I.2.1 Ubicación

La provincia del Chaco tiene una superficie de 99.633km² y se encuentra en la zona NE de la República Argentina; tiene una población de 1.055.259 habitantes según el censo del año 2.010, siendo su demografía de 10,6hab/km².

Limita al oeste con la provincia de Salta y Santiago del Estero, al sur en el paralelo 28 limita con la provincia de Santa Fe. Al este, el río Paraná la separa de la provincia de Corrientes, junto con el río Paraguay forman el límite con el departamento de Ñeembucú de la República del Paraguay, siendo Pilar su capital y ciudad más poblada. Al norte limita a través del río Bermejo con la provincia de Formosa.

La ciudad de Resistencia se sitúa en el sureste de la provincia del Chaco, y se encuentra en lo que se denomina el valle aluvional del río Paraná. Está asentada sobre las márgenes del río Negro que escurre sus aguas en sentido noroeste-sudeste, siendo sus coordenadas 27° 27' latitud Sur y 59° 03' longitud oeste, a una altura promedio de 52 m sobre el nivel medio del mar. (**figura N° 1.7**)

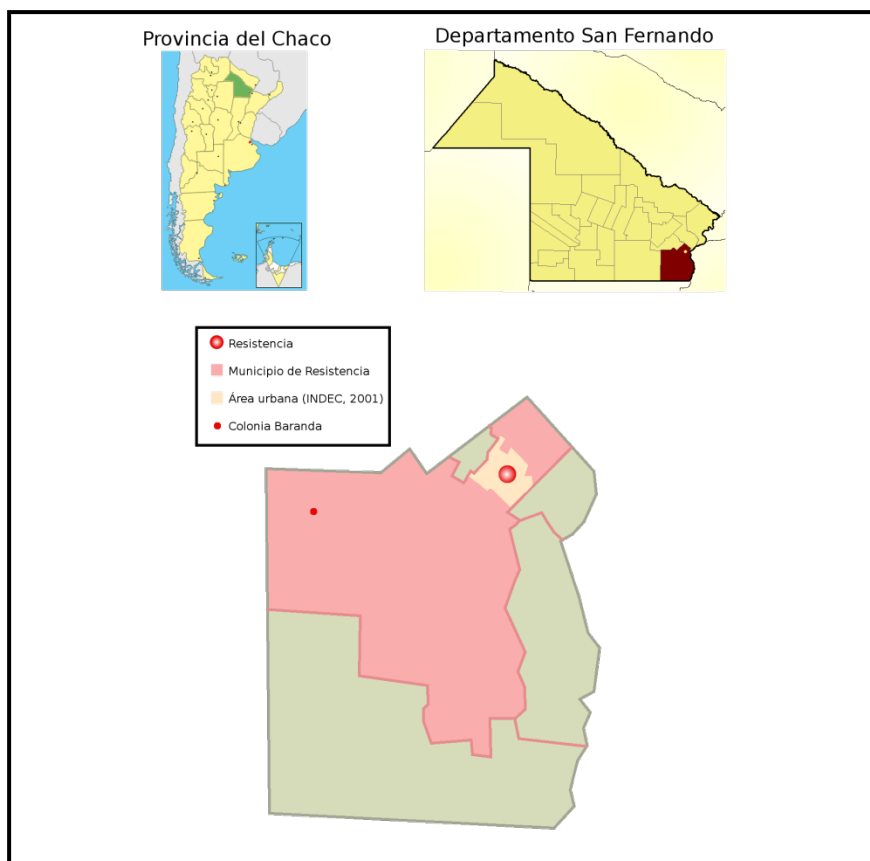


Figura N°1.7. Mapa de ubicación (Fuente: Municipio de resistencia)

I.2.2 Clima

En la región chaqueña predominan dos tipos de climas subtropicales: el clima subtropical sin estación seca y subtropical con estación seca. En la región oriental, comprendiendo una franja que se extiende unos 100 Kilómetros al oeste de los ríos Paraná y Paraguay, y se desarrolla el clima subtropical sin estación seca, caracterizado por una escasa oscilación diaria de la temperatura, veranos con temperaturas constantemente elevadas e inviernos suaves y benignos. Son muy importantes las lluvias, que superan los 1000 mm anuales; la región occidental, dominada por un clima subtropical con estación seca, presenta menores precipitaciones, temperaturas que disminuyen de norte a sur y amplitudes térmicas considerables. Los veranos son cálidos y los inviernos benignos. Las precipitaciones disminuyen de este a oeste, predominan en verano.

Los vientos dominantes son los cálidos del norte y húmedos del noreste y este.

En los meses de junio y julio, los vientos pamperos y el aire polar proveniente del sur disminuyen la temperatura provocando heladas (**figura N°1.8**)

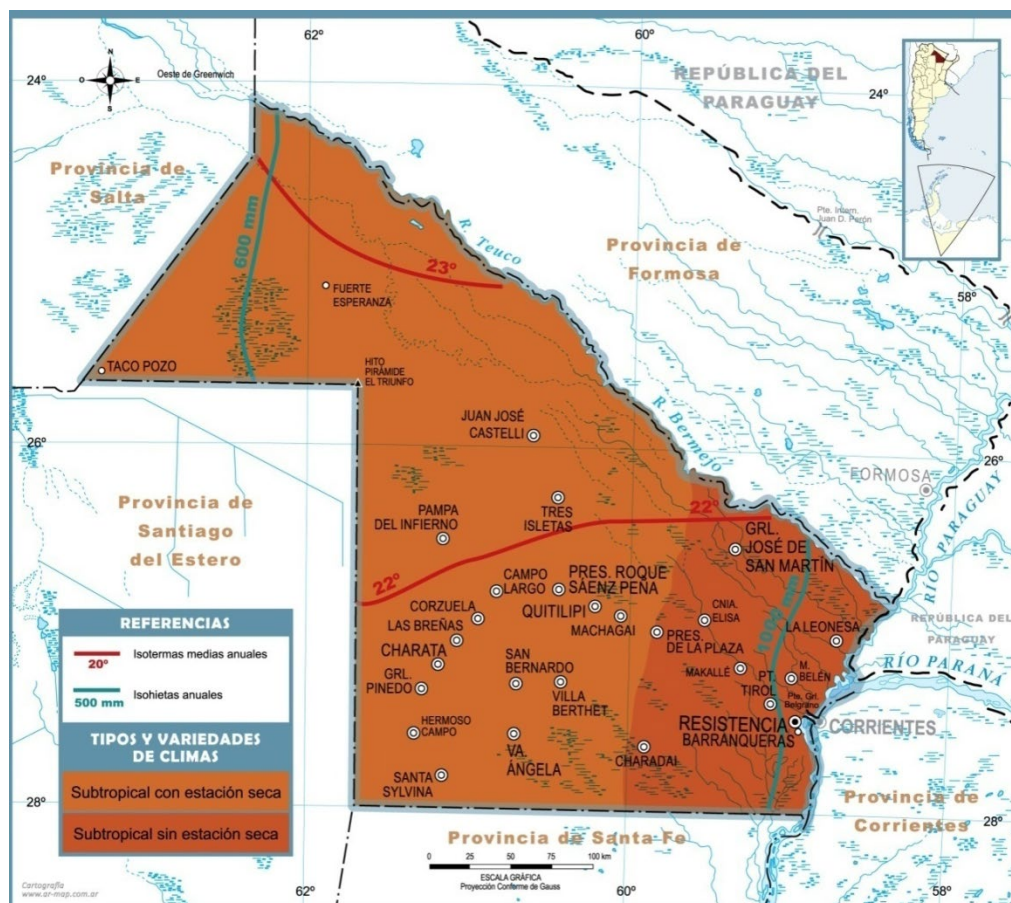


Figura N°1.8. Mapa climático del Chaco (Fuente: <http://mapoteca.educ.ar/mapa/chaco>)

La ciudad de Resistencia se encuentra influenciada por la alternancia de masas de aire tropical y polar que definen el clima chaqueño como subtropical con estación húmeda. La región en la que se encuentra contenida dicha área es considerada como de transición entre el clima cálido al norte, templado al sur, más húmedo al este y con aumento de la aridez hacia el oeste.

I.2.3 Precipitaciones

En la provincia del Chaco las lluvias disminuyen de este a oeste, con valores medios de 1350mm a 600mm.

En la porción occidental de la provincia el balance hídrico es negativo, esto significa que el promedio anual de lluvia es inferior al promedio anual de evapotranspiración, y esto implica un déficit en el escurrimiento.

En cambio, en la porción oriental el balance hídrico es positivo, es decir, el promedio anual de lluvia es mayor al promedio anual de evapotranspiración, quedando el agua almacenada

en el perfil del suelo y produciendo excesos superficiales una vez que la capacidad de almacenamiento de los mismos es superada.

La distribución del promedio de precipitaciones en la provincia del Chaco puede apreciarse en el mapa de isohietas que se presenta a continuación.

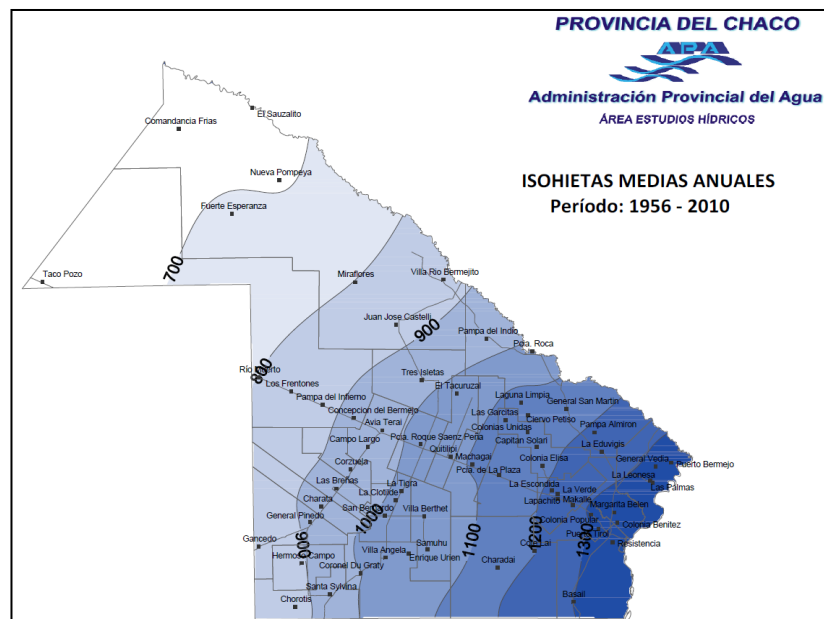


Figura N°1.9. Mapa de isohietas de la provincia del Chaco (Fuente: APA 2010)

La precipitación media anual para Resistencia es de 1368mm, con una frecuencia promedio de lluvias de 76 eventos al año (serie 1988-2013) (Dpto. Hidráulica – FI- UNNE, 2013) (figura N°1.10)

La intensidad y frecuencia de las lluvias es mayor en verano que en invierno.

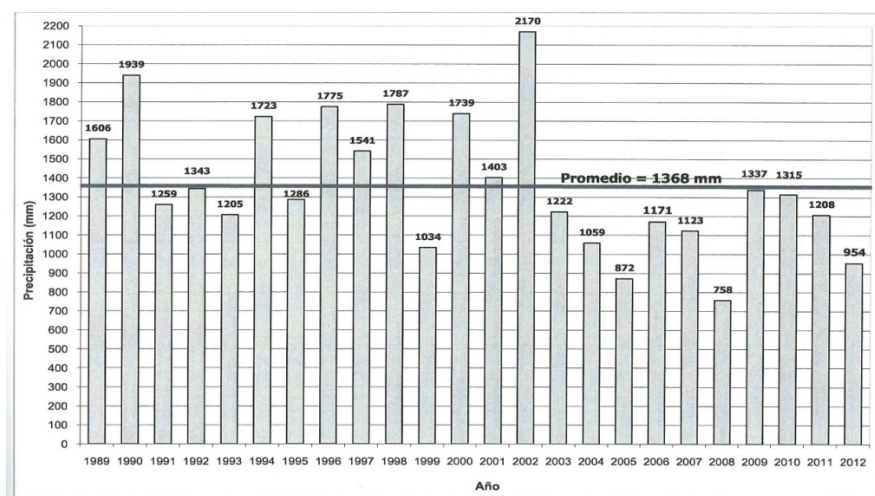


Figura N°1.10. Precipitaciones anuales en Resistencia - Período 1988-2013 (Fuente: Dpto. Hidráulica FI - UNNE), Publicación didáctica N°3 Estación meteorológica de capacitación).

I.2.4 Vientos

En la ciudad de Resistencia predominan los vientos del cuadrante NE. La velocidad media anual es de 1,48km/h (serie 1988 – 2013), (Estación Meteorológica de Capacitación – FI – UNNE).

Los vientos dominantes de dirección norte y sur soplan con gran intensidad y frecuencia en primavera y verano. Los vientos de los cuadrantes sudeste y noreste, soplan todo el año, aunque en invierno presentan mayor frecuencia.

I.2.5 Temperatura

Las temperaturas en verano suelen ser altas a muy altas y con una elevada humedad ambiental, donde temperaturas de 35°C en verano son bastante frecuentes. El invierno se presenta templado, aunque con algunos días de frío intenso que rara vez bajan de los 0°C.

En el siguiente gráfico se pueden observar las temperaturas medias mensuales para el área de Resistencia.

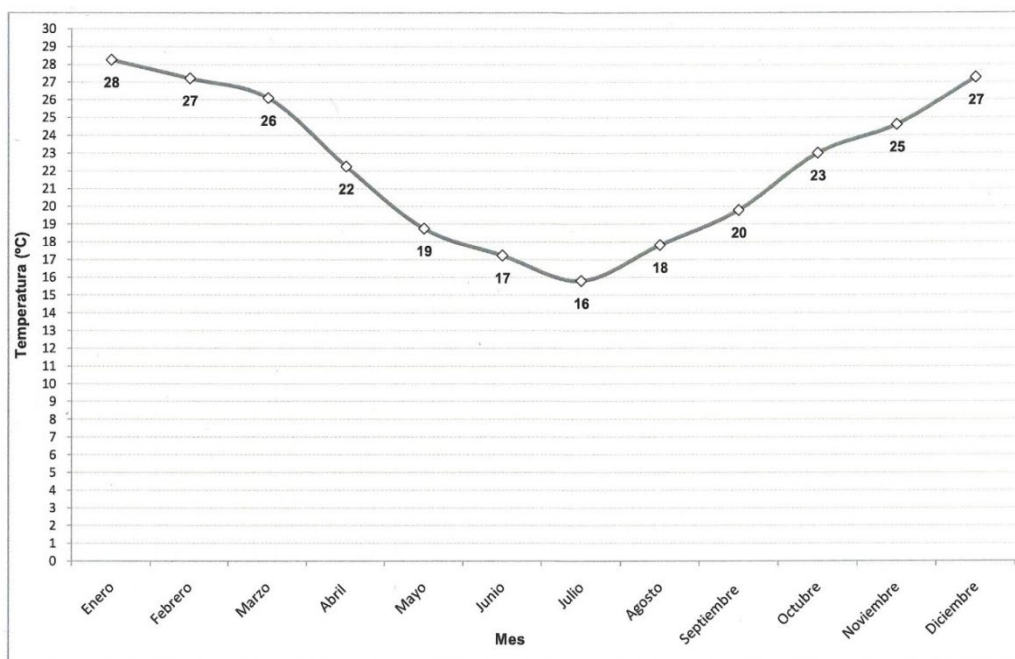


Figura N°1.11. Temperatura media mensual – Período 1988-2013 (Fuente: Dpto. Hidráulica FI - UNNE (2013), Publicación didáctica N°3 Estación meteorológica de capacitación).

I.2.6 Aspectos demográficos

La ciudad de Resistencia cuenta con una población aproximada de 290.723 habitantes (INDEC, 2010), lo que representa un aumento del casi 6% frente a los 274.490 habitantes (INDEC, 2001) del censo anterior. Resistencia es la ciudad más poblada de su provincia, representando un 27,6 % de la población total, y la segunda de la región NEA.

Existe la tendencia de la población a orientarse principalmente hacia el Sudoeste, el Oeste y Norte de la ciudad.

I.2.7 Geología y geomorfología

La provincia del Chaco es una extensa llanura con una pendiente suave descendente de Oeste a Este, alterada por algunas fracturas Norte- Sur que determinan un bloque más elevado en la región central (domo algodonerero). Como ejemplo de esto último es preciso remarcar que sobre la ruta nacional RN 16 en cercanías de la localidad de Machagai se puede observar este desnivel que alcanza una altura del orden de los 8m en tan solo uno a dos kilómetros, algo inusual para la provincia del Chaco. Dicha información fue obtenida del plano planialtimétrico realizado por la UTE-(Supercemento, Rovella Carranza, CPC) para la obra del segundo acueducto del interior del Chaco.

En general, la textura de los suelos aumenta de este a oeste debido a los sedimentos aportados por los ríos que provienen de las regiones montañosas del Oeste que limitan con nuestra provincia.

La pendiente de la región es muy suave y la carga sedimentaria tan grande que los principales ríos, como el Pilcomayo y el Bermejo cambian su curso con frecuencia formando amplias planicies aluviales.

I.2.8 Caudales del río Paraná

El río Paraná en Corrientes incluye los aportes del Paraná Superior, del río Iguazú y del río Paraguay. El caudal módulo es de 17113m³/s (período 1903/04 – 2002/03), con un caudal específico de 8,9 L/s/km², medido en la sección transversal donde se encuentra emplazado el puente interprovincial Gral. Belgrano.

La **figura N°1.12** muestra la variación de los caudales medios anuales durante el período de registro, el caudal medio móvil en 5 años consecutivos y tres caudales medios,

correspondientes a los períodos: a) 1903/04 – 1971/72, b) 1972/73 – 2002/03 y c) el período de registro completo. Se considera que el año hidrológico comienza en el mes de setiembre.

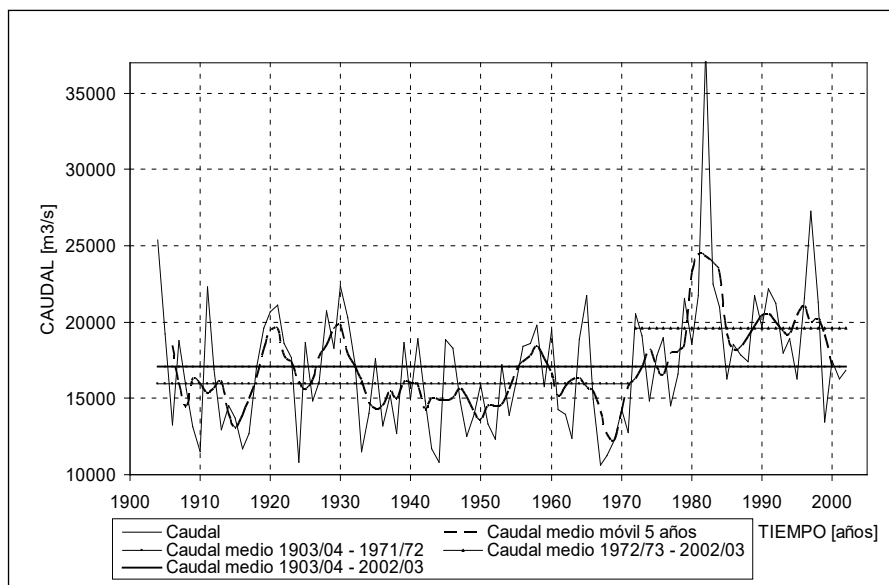


Figura N°1.12. Caudales medios anuales del río Paraná en Corrientes (1903/04 – 2002/03).
Nota: se considera que el año hidrológico comienza en el mes de setiembre. (Fuente:FICH)

Se produce un aumento de escorrentía que fue originado por un aumento en las precipitaciones, producto del cambio climático global, y por un cambio en el uso del suelo, consistente en una reducción de superficies de pasturas naturales, montes y selvas y en un aumento de superficies agrícolas y urbanas.

El caudal mínimo anual medio del período reciente, de 11958m³/s, es mayor en un 47% al del período anterior, de 8.110m³/s. Este aumento de los caudales mínimos está originado por los factores descriptos previamente, más la operación de un importante número de represas hidroeléctricas en territorio brasilero.

I.2.9 Rasgos estratigráficos

Sobre la traza del puente Belgrano, a unos 100m de la margen derecha del río Paraná, se señala un estrato superior de arena no consolidado que se interpreta como la carpeta tractiva del curso que tiene un espesor de 5m; luego un estrato inclinado de espesor entre 23 y 31m hacia el este compuesto por arenas y areniscas intercaladas. Por debajo se encuentran depósitos lenticulares de limo y arcilla con espesor variable entre 11 y 16m, que contienen una modesta intercalación de arena del orden del metro; luego un espesor de 30 a 40m, compuesto por arenas y areniscas hasta alcanzar 85m bajo el cauce actual del río Paraná.

II Población

Todo proyecto de una obra de ingeniería debe incluir entre sus temas principales, estudios referentes a la población y su crecimiento a través del tiempo, sobre todo cuando se trata de una obra que como esta tiene una vida útil prolongada.

Este anteproyecto de obra civil, donde la misma deberá ser capaz de soportar instalaciones para poder abastecer de agua cruda a las plantas potabilizadoras existentes y la futura del segundo acueducto, estimando un inicio de operación para el año 2020. El análisis abarcará en una primera etapa al año 2035 y una segunda etapa al año 2050, teniendo en cuenta la evolución de la población a servir en estos períodos de tiempo.

II.1 Población actual y futura

Para la estimación de la población futura se realizan siete métodos de proyección demográfica sugeridos por la norma del ENOHSA. Estos métodos son los siguientes:

- Método polinómico
- Método de interés compuesto. Última tasa intercensal
- Método de interés compuesto. Promedio de tasas intercensales
- Método de dos períodos. 1° última tasa intercensal y 2° promedio de las tres últimas
- Método de la curva logística
- Método de crecimiento aritmético
- Método de crecimiento exponencial

A través de una planilla de cálculo, se calculó por los métodos mencionados la población futura de cada pueblo.

A continuación se muestra el método adoptado para cada localidad

En las tablas y gráficos siguientes que se harán mención, corresponderán a cada método aplicado.

II.2 Gran Resistencia

Para la ciudad de Resistencia se colocan todos los métodos mencionados. Para esta localidad el óptimo adoptado fue el Método Exponencial.

Pa: 385726 hab

I= 1.30

Tabla N°2.2. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1991	292.287
2001	359.590
2010	385.726

Tabla N°2.3. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	1.90%
r01/10 =	0.70%

➤ Método polinómico

En este caso, la expresión a usar es la siguiente:

$$P = A + B \times T + C \times T^2$$

Donde los valores constantes se determinan por medio del sistema de ecuaciones de mínimos cuadrados.

$$R = A + B \times T + C \times T^2 - P$$

$$dR/dA = 1; \quad dR/dB = T; \quad dR/dC = T^2;$$

Quedando formado el sistema de ecuaciones de la siguiente manera

$$N \times A + B \times (\sum T) + C \times (\sum T^2) = (\sum P)$$

$$(\sum T) \times A + B \times (\sum T^2) + C \times (\sum T^3) = (\sum PT)$$

$$(\sum T^2) \times A + B \times (\sum T^3) + C \times (\sum T^4) = (\sum PT^2)$$

$$N = 4$$

$$Dd = 8.7E+15; \quad DA = -2.4E+15; \quad DB = -4.0E+19; \quad DC = 2.1E+16$$

$$A = -2.7E-01; \quad B = -4604; \quad C = 2.38752$$

Entonces la ecuación queda: $P = -0.2747 - 4.604 \times T + 2.38752 \times T^2$

Tabla N°2.4. Proyección de la población.

AÑO	T	Pc	Pproy.	Dif.	TASA
0	0	0	0		-200,70%
1.991	1.991	292.287	298.103	1,99%	1,54%
2.001	2.001	359.590	347.374	-3,40%	1,36%
2.010	2.010	385.726	392.127	1,66%	1,25%
2.015	2.015		417.156		1,18%
2.020	2.020		442.305		1,12%
2.025	2.025		467.574		1,06%
2.030	2.030		492.962		1,01%
2.035	2.035		518.469		0,97%
2.040	2.040		544.095		0,93%
2.045	2.045		569.841		0,89%
2.050	2.050		595.707		

II.2.1 Método interés compuesto – Ultima tasa intercensal

La fórmula a usar es la siguiente

$P_i = (1+r)^n$; Donde es:

r = tasa de crecimiento del período

n = Número de años del período

rúlt = 0.7%

Tabla N°2.5. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	385.726	2.024	425.538	2.038	469.460
2.011	388.442	2.025	428.535	2.039	472.765
2.012	391.177	2.026	431.552	2.040	476.094
2.013	393.931	2.027	434.590	2.041	479.446
2.014	396.705	2.028	437.650	2.042	482.822
2.015	399.498	2.029	440.732	2.043	486.222
2.016	402.311	2.030	443.835	2.044	489.645
2.017	405.143	2.031	446.960	2.045	493.093
2.018	407.996	2.032	450.107	2.046	496.564
2.019	410.869	2.033	453.276	2.047	500.061
2.020	413.762	2.034	456.468	2.048	503.582
2.021	416.675	2.035	459.682	2.049	507.127
2.022	419.609	2.036	462.918	2.050	510.698
2.023	422.563	2.037	466.178		

II.2.2 Método interés compuesto – Promedio de tasas intercensales

Adoptando la tasa promedio de los períodos censales, se tiene:

$$r_{\text{PROM}} = 1.30\%$$

Tabla N°2.6. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	385.726	2.024	462.367	2.038	554.235
2.011	390.752	2.025	468.391	2.039	561.457
2.012	395.843	2.026	474.494	2.040	568.772
2.013	401.000	2.027	480.676	2.041	576.183
2.014	406.225	2.028	486.939	2.042	583.690
2.015	411.518	2.029	493.283	2.043	591.295
2.016	416.880	2.030	499.710	2.044	598.999
2.017	422.311	2.031	506.221	2.045	606.804
2.018	427.814	2.032	512.817	2.046	614.710
2.019	433.388	2.033	519.499	2.047	622.719
2.020	439.035	2.034	526.267	2.048	630.832
2.021	444.755	2.035	533.124	2.049	639.052
2.022	450.550	2.036	540.070	2.050	647.378
2.023	456.420	2.037	547.107		

II.2.3 Método de dos períodos: 1° última tasa intercensal y 2° promedio de las tres últimas

Para el 1° período: $r_1 = 0.70\%$ hasta el año 15

Para el 2° período: $r_2 = 1.30\%$ desde el año 16 en adelante

Tabla N°2.7. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	385.726	2.024	425.538	2.038	504.077
2.011	388.442	2.025	428.535	2.039	510.645
2.012	391.177	2.026	431.552	2.040	517.298
2.013	393.931	2.027	437.175	2.041	524.038
2.014	396.705	2.028	442.871	2.042	530.866
2.015	399.498	2.029	448.641	2.043	537.782
2.016	402.311	2.030	454.486	2.044	544.789
2.017	405.143	2.031	460.408	2.045	551.887
2.018	407.996	2.032	466.407	2.046	559.078
2.019	410.869	2.033	472.484	2.047	566.363
2.020	413.762	2.034	478.640	2.048	573.742
2.021	416.675	2.035	484.876	2.049	581.217
2.022	419.609	2.036	491.194	2.050	588.790
2.023	422.563	2.037	497.594		

II.2.4 Método de la curva logística:

$P = C \times / (1 + A \times e^{-at})$, donde es:

$$e^{-a} = (p_0 \times (p_2 - p_1)) / (p_2 \times (p_1 - p_0))$$

$$C = (p_0 \times p_1 \times (1 - e^{-a})) / (p_0 - p_1 \times e^{-a})$$

$$A = (C/p_0) - 1$$

Se debe verificar la siguiente relación

$$(p_0 \times p_2)^{1/2} < p_1$$

Tabla N°2.8. Censo Nacional.

AÑO	p	
1.991	$p_0 =$	292.287
2.001	$p_1 =$	359.590
2.011	$p_2 =$	385.726

T= 10 años

Verificación: $(p_0 \times p_2)^{1/2} = 335772 < 359590$ (**VÁLIDO**)

$e^{-a} = 0.2926$

C= 397781

A= 0.36093

Tabla N°2.9. Proyección de la población.

AÑO	t	POBLAC.
1.991	0,000	292.287
2.001	1,000	359.590
2.010	1,900	384.211
2.015	2,400	390.303
2.025	3,400	395.551
2.035	4,400	397.122
2.040	4,900	397.423
2.045	5,400	397.587
2.050	5,900	397.676

II.2.5 Crecimiento Aritmético

$$P_f = P_a \times (1 + i \times T)$$

Si adoptamos la última tasa intercensal se tiene:

$P_a =$ población del año 2010= 385726 hab

$i =$ tasa intercensal= 0.70%

T= Número de años

Tabla N°2.10. Proyección de la población.

AÑO	n	POBLAC.
2.010	0	385.726
2.015	5	399.305
2.020	10	412.885
2.025	15	426.464
2.030	20	440.044
2.035	25	453.623
2.040	30	467.202
2.045	35	480.782
2.050	40	494.361

II.2.6 Método exponencial

$$P_f = P_a \times e^{it}$$

Si adoptamos la última tasa intercensal, se tiene:

P_a : Población del año 2010

i : tasa intercensal promedio de últimos tres años

T : Número de años

Tabla N°2.11. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	385.726	2.024	462.912	2.038	555.543
2.011	390.785	2.025	468.983	2.039	562.828
2.012	395.910	2.026	475.133	2.040	570.210
2.013	401.102	2.027	481.364	2.041	577.688
2.014	406.362	2.028	487.677	2.042	585.264
2.015	411.691	2.029	494.073	2.043	592.939
2.016	417.090	2.030	500.552	2.044	600.715
2.017	422.560	2.031	507.117	2.045	608.593
2.018	428.102	2.032	513.767	2.046	616.575
2.019	433.716	2.033	520.505	2.047	624.661
2.020	439.404	2.034	527.331	2.048	632.853
2.021	445.167	2.035	534.247	2.049	641.152
2.022	451.005	2.036	541.253	2.050	649.561
2.023	456.920	2.037	548.351		

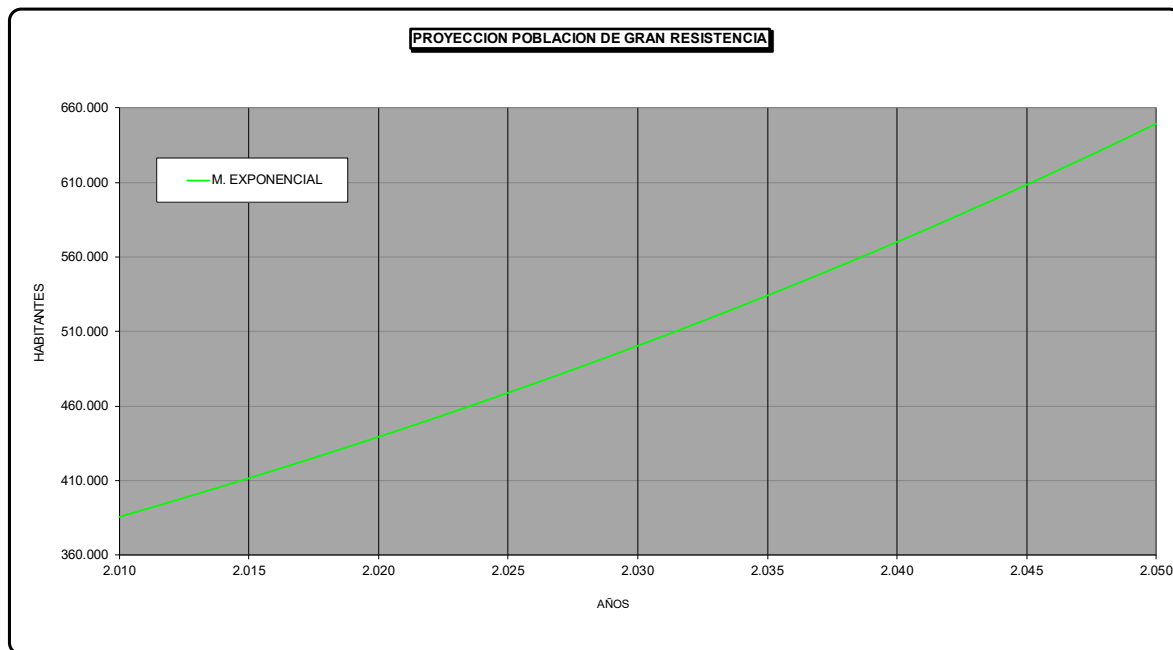


Grafico N°2.1.Proyeccion poblacional de Gran Resistencia.

II.2.7 Lapachito

Pa: 888 hab

i= 3.05

Tabla N°2.12. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	465
2.001	822
2.010	888

Tabla N°2.13. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	5,32%
r01/10 =	0,78%

Tabla N°2.14. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	888	2.024	1.360	2.038	2.083
2.011	915	2.025	1.402	2.039	2.148
2.012	944	2.026	1.446	2.040	2.214
2.013	973	2.027	1.490	2.041	2.283
2.014	1.003	2.028	1.536	2.042	2.353
2.015	1.034	2.029	1.584	2.043	2.426
2.016	1.066	2.030	1.633	2.044	2.501
2.017	1.099	2.031	1.683	2.045	2.578
2.018	1.133	2.032	1.735	2.046	2.658
2.019	1.168	2.033	1.789	2.047	2.740
2.020	1.204	2.034	1.844	2.048	2.825
2.021	1.241	2.035	1.901	2.049	2.912
2.022	1.280	2.036	1.960	2.050	3.002
2.023	1.319	2.037	2.021		

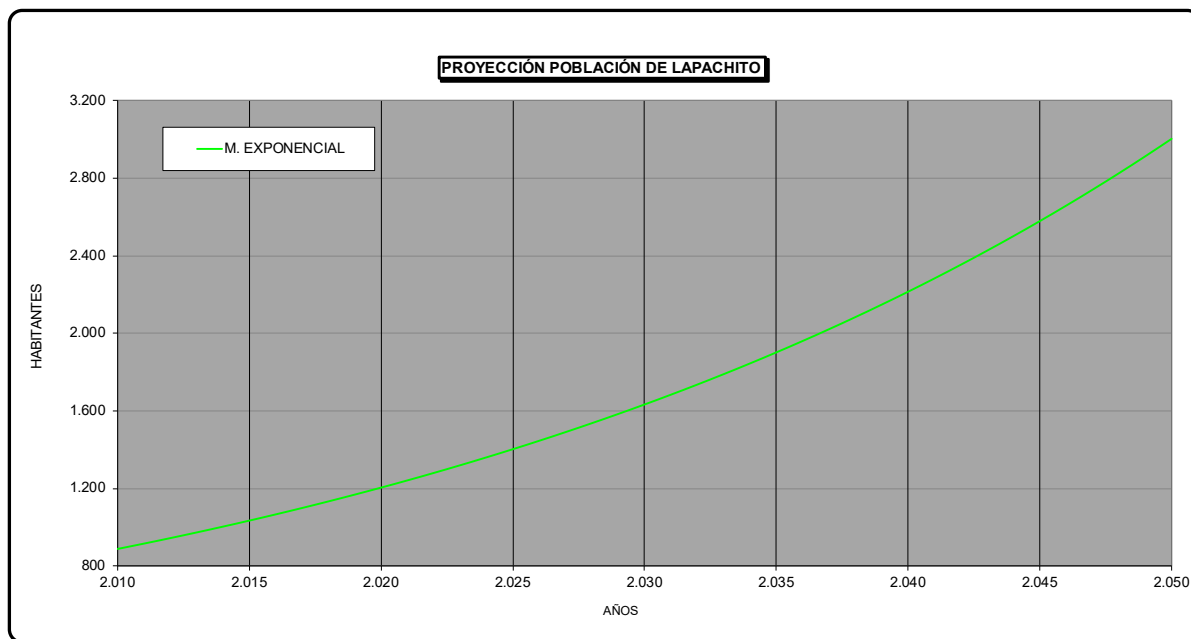


Grafico N°2.2. Proyeccion poblacional de Lapachito.

II.2.8 P. R. Saenz Peña

Pa: 96164 hab

I= 2.04

Tabla N°2.15. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	63.135
2.001	76.794
2.010	96.164

Tabla N°2.16. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	1,80%
r01/10 =	2,27%

Tabla N°2.17. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	96.164	2.024	127.873	2.038	170.038
2.011	98.142	2.025	130.503	2.039	173.535
2.012	100.160	2.026	133.186	2.040	177.103
2.013	102.220	2.027	135.925	2.041	180.745
2.014	104.322	2.028	138.721	2.042	184.462
2.015	106.467	2.029	141.573	2.043	188.256
2.016	108.656	2.030	144.485	2.044	192.127
2.017	110.891	2.031	147.456	2.045	196.078
2.018	113.171	2.032	150.488	2.046	200.110
2.019	115.499	2.033	153.583	2.047	204.225
2.020	117.874	2.034	156.741	2.048	208.425
2.021	120.298	2.035	159.965	2.049	212.711
2.022	122.772	2.036	163.254	2.050	217.086
2.023	125.296	2.037	166.612		

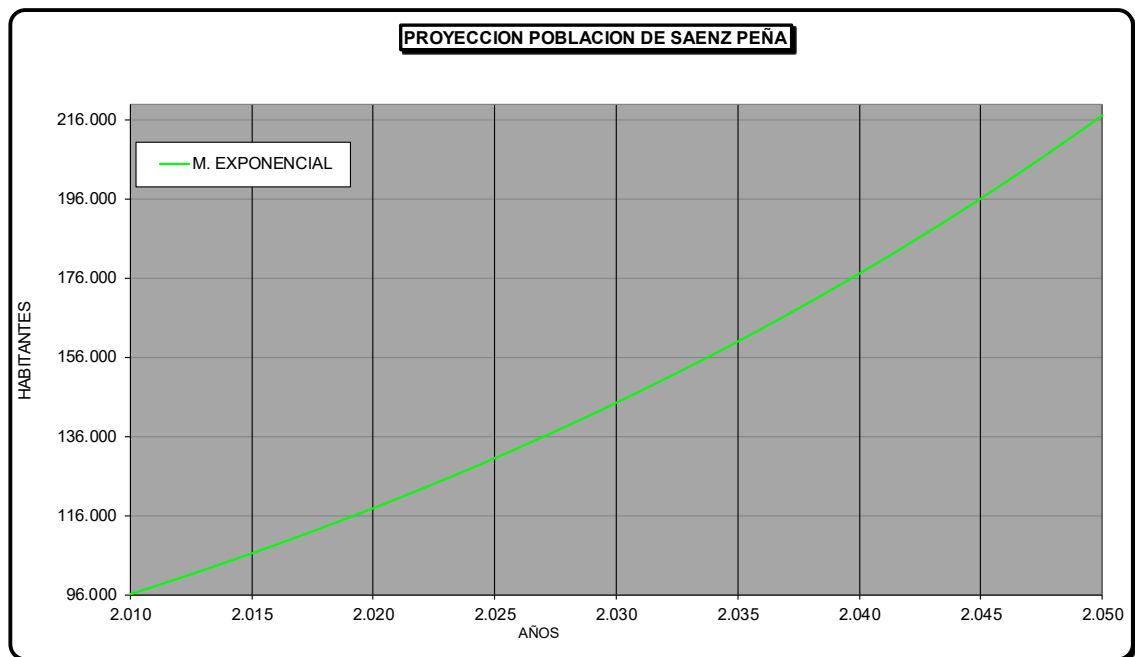


Grafico N°2.3.Proyeccion poblacional de Sáenz Peña.

II.2.9 Corzuela

Pa: 10335 hab

I= 2.46

Tabla N°2.18. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	6.207
2.001	8.105
2.010	10.335

Tabla N°2.19. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	2,46%
r01/10 =	2,46%

Tabla N°2.20. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	10.335	2.024	14.580	2.038	20.567
2.011	10.592	2.025	14.942	2.039	21.079
2.012	10.856	2.026	15.314	2.040	21.604
2.013	11.126	2.027	15.695	2.041	22.141
2.014	11.403	2.028	16.086	2.042	22.692
2.015	11.686	2.029	16.486	2.043	23.257
2.016	11.977	2.030	16.896	2.044	23.835
2.017	12.275	2.031	17.317	2.045	24.428
2.018	12.581	2.032	17.747	2.046	25.036
2.019	12.894	2.033	18.189	2.047	25.659
2.020	13.214	2.034	18.642	2.048	26.298
2.021	13.543	2.035	19.105	2.049	26.952
2.022	13.880	2.036	19.581	2.050	27.622
2.023	14.226	2.037	20.068		

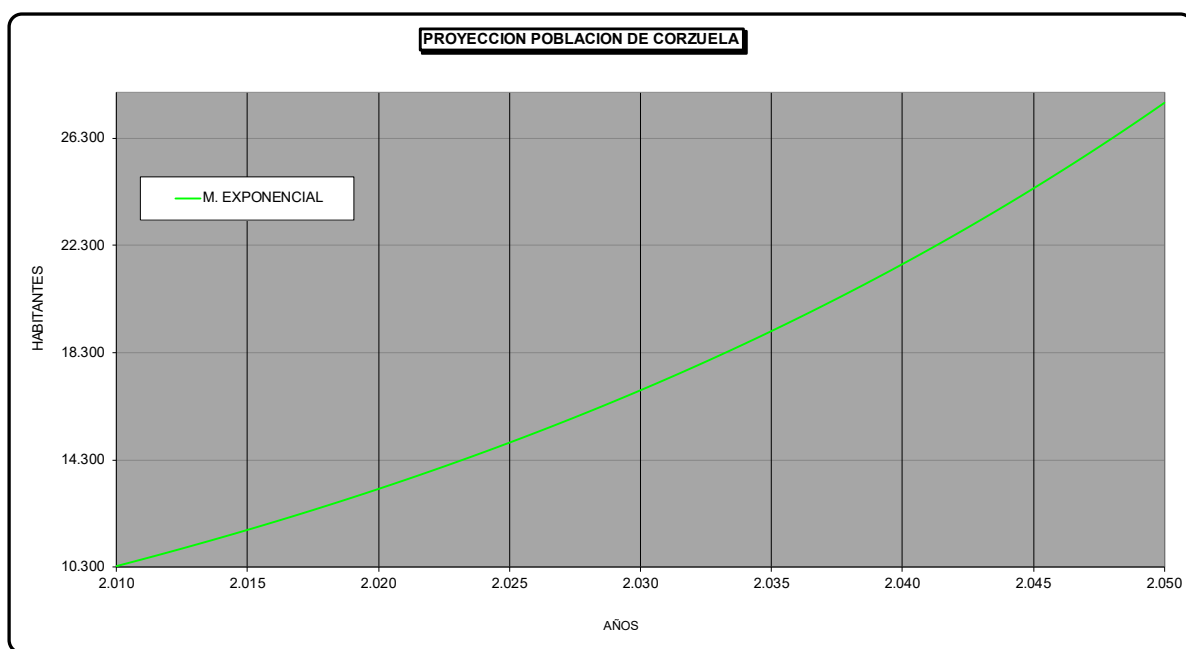


Gráfico N°2.4. Proyección poblacional de Corzuela.

II.2.10 Las Breñas

Pa: 22953 hab

I= 2.31

Tabla N°2.21. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	14.116
2.001	19.544
2.010	22.953

Tabla N°2.22. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3,00%
r01/10 =	1,62%

Tabla N°2.23. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	22.953	2.024	31.723	2.038	43.844
2.011	23.490	2.025	32.465	2.039	44.869
2.012	24.039	2.026	33.224	2.040	45.918
2.013	24.601	2.027	34.001	2.041	46.992
2.014	25.176	2.028	34.796	2.042	48.091
2.015	25.765	2.029	35.610	2.043	49.216
2.016	26.368	2.030	36.442	2.044	50.366
2.017	26.984	2.031	37.294	2.045	51.544
2.018	27.615	2.032	38.166	2.046	52.749
2.019	28.261	2.033	39.059	2.047	53.983
2.020	28.922	2.034	39.972	2.048	55.245
2.021	29.598	2.035	40.907	2.049	56.537
2.022	30.290	2.036	41.863	2.050	57.859
2.023	30.998	2.037	42.842		

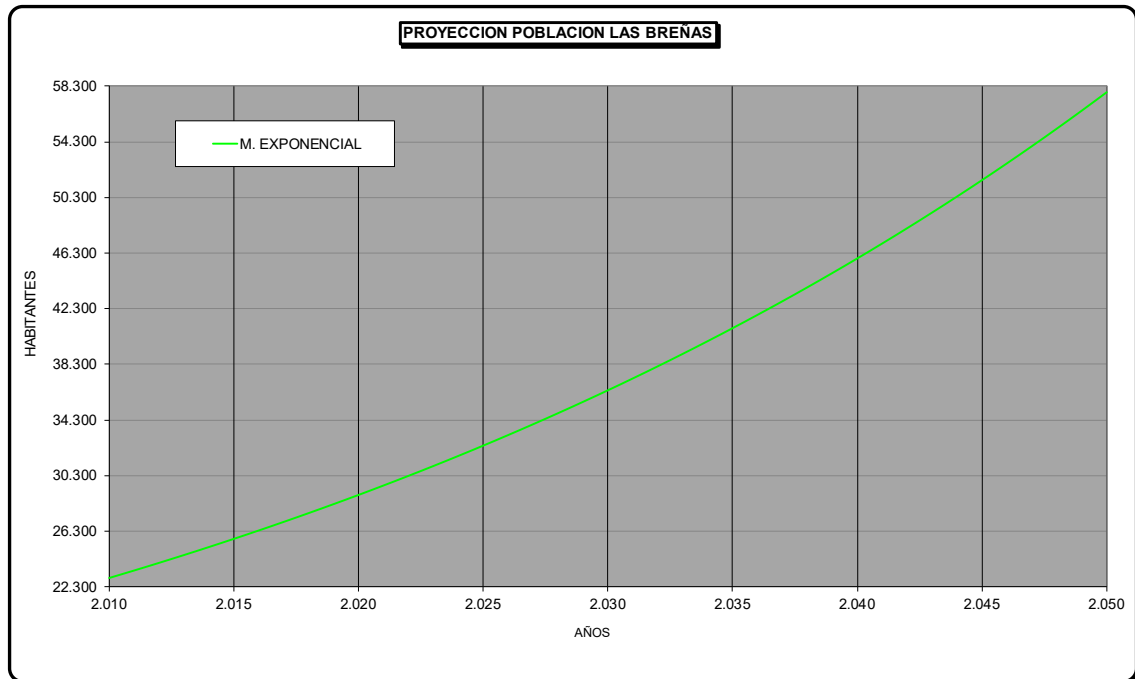


Gráfico N°2.5.Proyeccion poblacional de Las Breñas.

II.2.11 Charata

Pa: 26947 hab

I= 2.45

Tabla N°2.24. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	15.836
2.001	22.573
2.010	26.497

Tabla N°2.25. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3,27%
r01/10 =	1,62%

Tabla N°2.26. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	26.497	2.024	37.314	2.038	52.547
2.011	27.153	2.025	38.238	2.039	53.848
2.012	27.825	2.026	39.184	2.040	55.181
2.013	28.514	2.027	40.154	2.041	56.547
2.014	29.220	2.028	41.148	2.042	57.947
2.015	29.943	2.029	42.167	2.043	59.381
2.016	30.684	2.030	43.211	2.044	60.851
2.017	31.444	2.031	44.281	2.045	62.358
2.018	32.222	2.032	45.377	2.046	63.901
2.019	33.020	2.033	46.500	2.047	65.483
2.020	33.837	2.034	47.651	2.048	67.104
2.021	34.675	2.035	48.831	2.049	68.765
2.022	35.533	2.036	50.039	2.050	70.468
2.023	36.413	2.037	51.278		

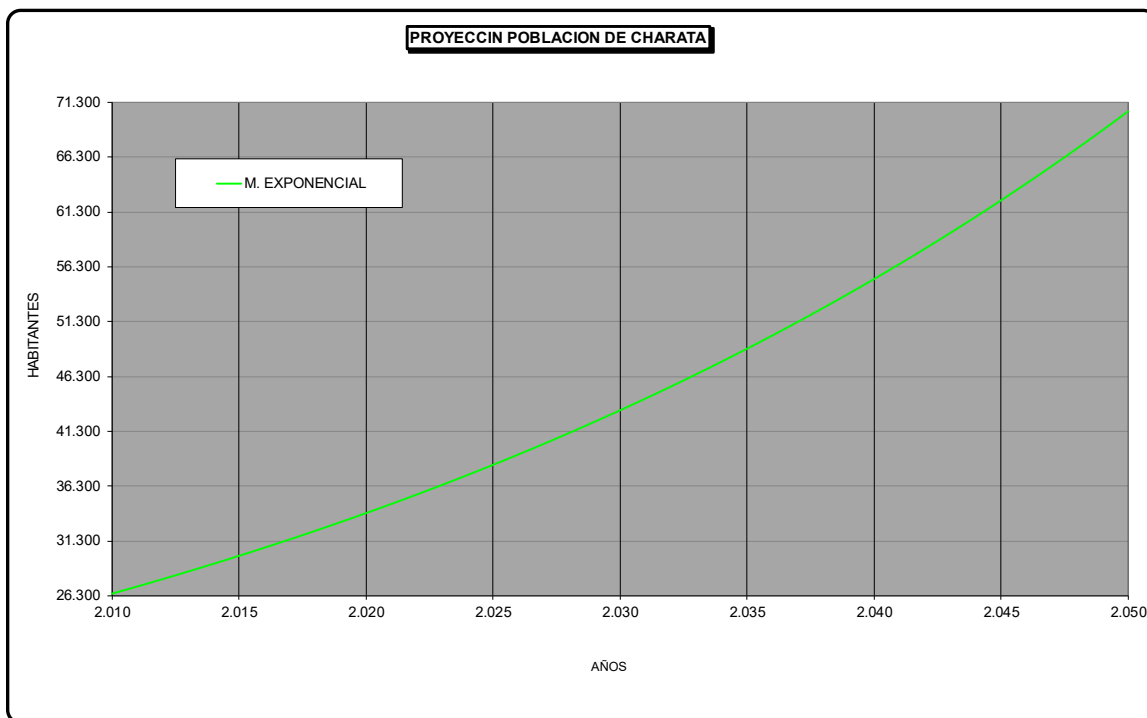


Grafico N°2.6.Proyeccion poblacional de Charata.

II.3 Método de dos períodos

II.3.1 Puerto Tirol:

Para el 1° período: $r_1 = 4.47\%$ hasta el año 15

Para el 2° período: $r_2 = 3.19\%$ desde el año 16 en adelante

Tabla N°2.27. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	6.372
2.001	7.855
2.010	12.158

Tabla N°2.28. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
$r_{80/91} =$	
$r_{91/01} =$	1,92%
$r_{01/10} =$	4,47%

Tabla N°2.29. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	12.158	2.024	22.411	2.038	35.661
2.011	12.701	2.025	23.412	2.039	36.800
2.012	13.268	2.026	24.457	2.040	37.975
2.013	13.860	2.027	25.238	2.041	39.187
2.014	14.479	2.028	26.044	2.042	40.439
2.015	15.126	2.029	26.875	2.043	41.730
2.016	15.801	2.030	27.734	2.044	43.062
2.017	16.507	2.031	28.619	2.045	44.437
2.018	17.244	2.032	29.533	2.046	45.856
2.019	18.014	2.033	30.476	2.047	47.320
2.020	18.818	2.034	31.449	2.048	48.831
2.021	19.658	2.035	32.453	2.049	50.390
2.022	20.536	2.036	33.489	2.050	51.998
2.023	21.453	2.037	34.558		

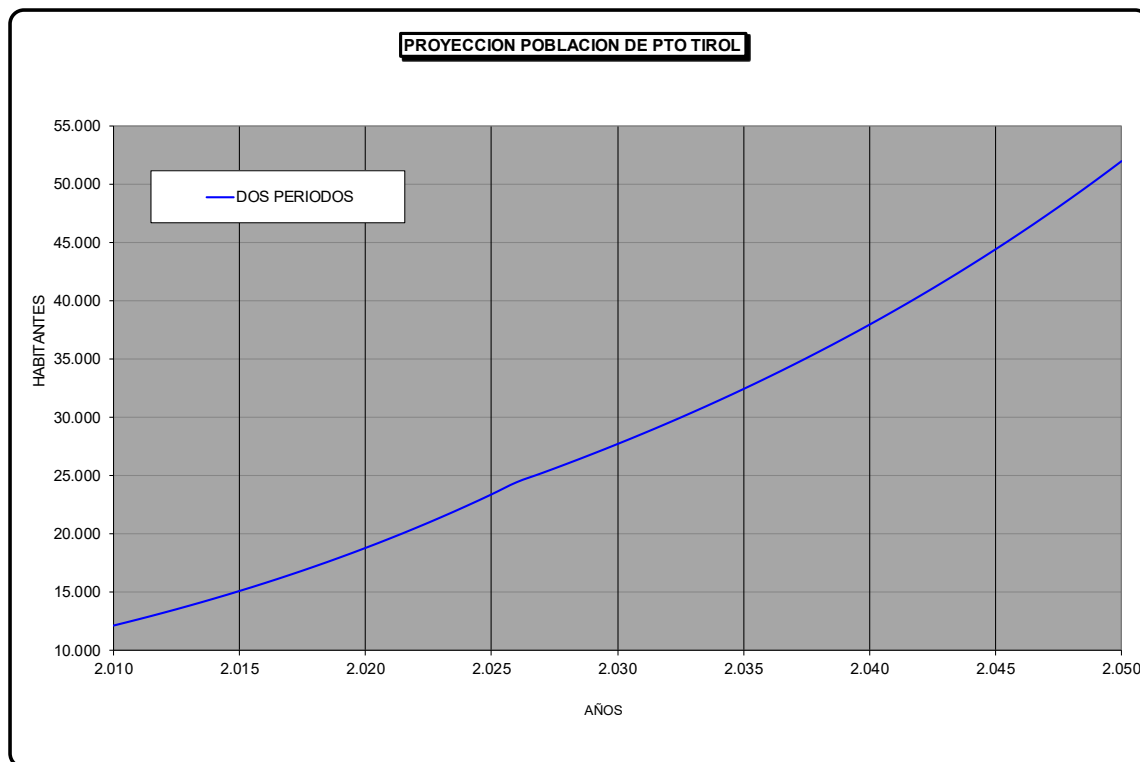


Gráfico N°2.7.Proyeccion poblacional de Pto. Tirol.

II.3.2 Machagai

Para el 1° período: $r_1 = 1.78\%$ hasta el año 15

Para el 2° período: $r_2 = 2.88\%$ desde el año 16 en adelante

Tabla N°2.30. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	11.998
2.001	18.436
2.010	21.997

Tabla N°2.31. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
$r_{80/91} =$	
$r_{91/01} =$	3,98%
$r_{01/10} =$	1,78%

Tabla N°2.32. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	21.997	2.024	28.167	2.038	41.035
2.011	22.389	2.025	28.669	2.039	42.218
2.012	22.788	2.026	29.180	2.040	43.434
2.013	23.194	2.027	30.020	2.041	44.686
2.014	23.607	2.028	30.886	2.042	45.974
2.015	24.028	2.029	31.776	2.043	47.299
2.016	24.456	2.030	32.692	2.044	48.662
2.017	24.892	2.031	33.634	2.045	50.065
2.018	25.335	2.032	34.603	2.046	51.507
2.019	25.786	2.033	35.600	2.047	52.992
2.020	26.246	2.034	36.626	2.048	54.519
2.021	26.713	2.035	37.682	2.049	56.090
2.022	27.189	2.036	38.768	2.050	57.707
2.023	27.674	2.037	39.885		

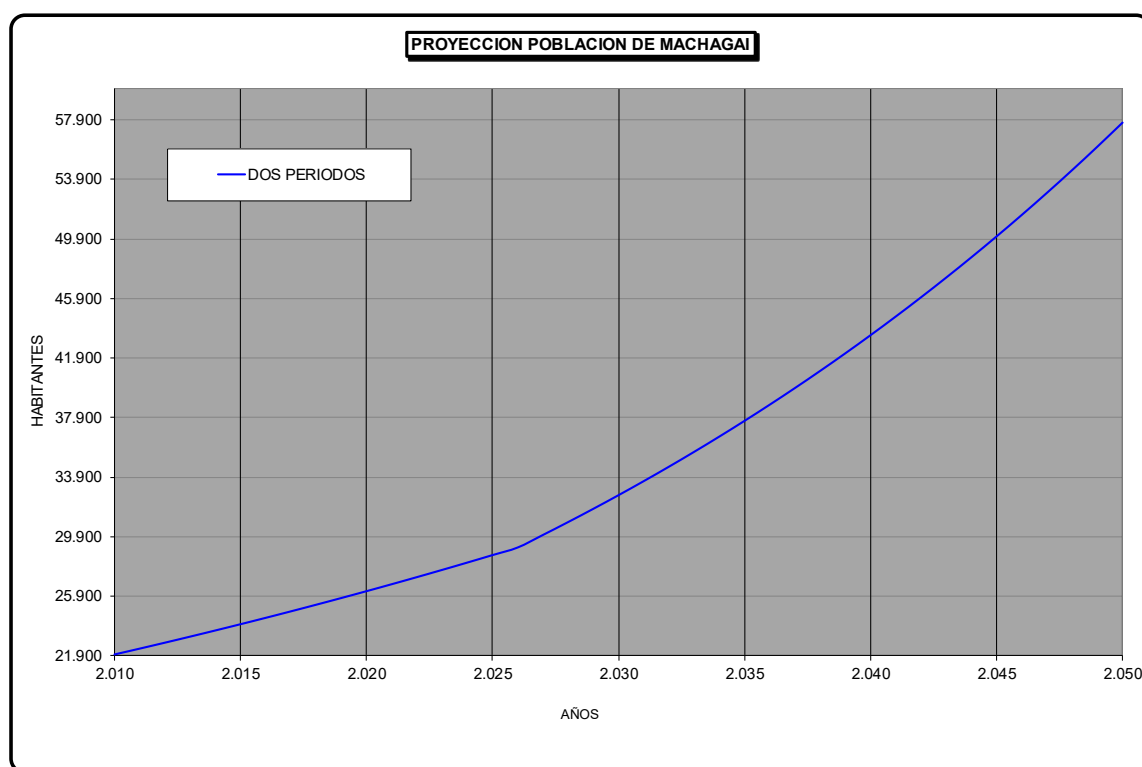


Grafico N°2.8.Proyeccion poblacional de Machagai.

II.3.3 Quitilipi

Para el 1° período: $r_1 = 1.69\%$ hasta el año 15

Para el 2° período: $r_2 = 2.64\%$ desde el año 16 en adelante

Tabla N°2.33. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	14.055
2.001	20.737
2.010	24.517

Tabla N°2.34. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3,60%
r01/10 =	1,69%

Tabla N°2.35. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	24.517	2.024	30.994	2.038	43.834
2.011	24.931	2.025	31.517	2.039	44.993
2.012	25.352	2.026	32.050	2.040	46.183
2.013	25.780	2.027	32.897	2.041	47.404
2.014	26.215	2.028	33.767	2.042	48.657
2.015	26.658	2.029	34.659	2.043	49.944
2.016	27.108	2.030	35.576	2.044	51.264
2.017	27.566	2.031	36.516	2.045	52.619
2.018	28.031	2.032	37.482	2.046	54.011
2.019	28.505	2.033	38.473	2.047	55.438
2.020	28.986	2.034	39.490	2.048	56.904
2.021	29.475	2.035	40.534	2.049	58.409
2.022	29.973	2.036	41.605	2.050	59.953
2.023	30.479	2.037	42.705		

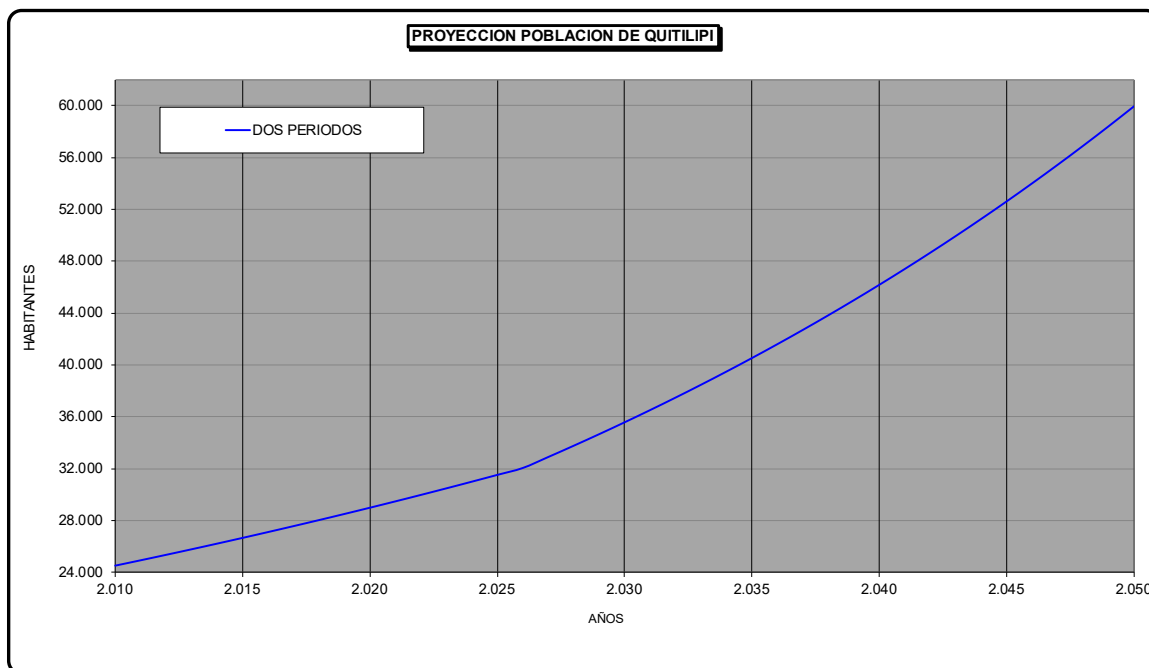


Grafico N°2.9.Proyeccion poblacional de Quitilipi.

II.4 Tasa intercensal última

La fórmula a usar es la siguiente:

$$P_i = (1+r)^n$$

donde,

R= tasa de crecimiento

N= Número de años del período. Adoptando la tasa del crecimiento del último período censal.

II.4.1 Tres Isletas

$$r_{ult} = 1,88\%$$

Tabla N°2.36. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	8.318
2.001	14.096
2.010	16.976

Tabla N°2.37. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	4,91%
r01/10 =	1,88%

Tabla N°2.38. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	16.976	2.024	22.023	2.038	28.570
2.011	17.295	2.025	22.436	2.039	29.106
2.012	17.619	2.026	22.857	2.040	29.652
2.013	17.950	2.027	23.286	2.041	30.208
2.014	18.287	2.028	23.723	2.042	30.775
2.015	18.630	2.029	24.168	2.043	31.353
2.016	18.979	2.030	24.621	2.044	31.941
2.017	19.335	2.031	25.084	2.045	32.540
2.018	19.698	2.032	25.554	2.046	33.151
2.019	20.068	2.033	26.034	2.047	33.773
2.020	20.444	2.034	26.522	2.048	34.407
2.021	20.828	2.035	27.020	2.049	35.053
2.022	21.219	2.036	27.527	2.050	35.710
2.023	21.617	2.037	28.043		

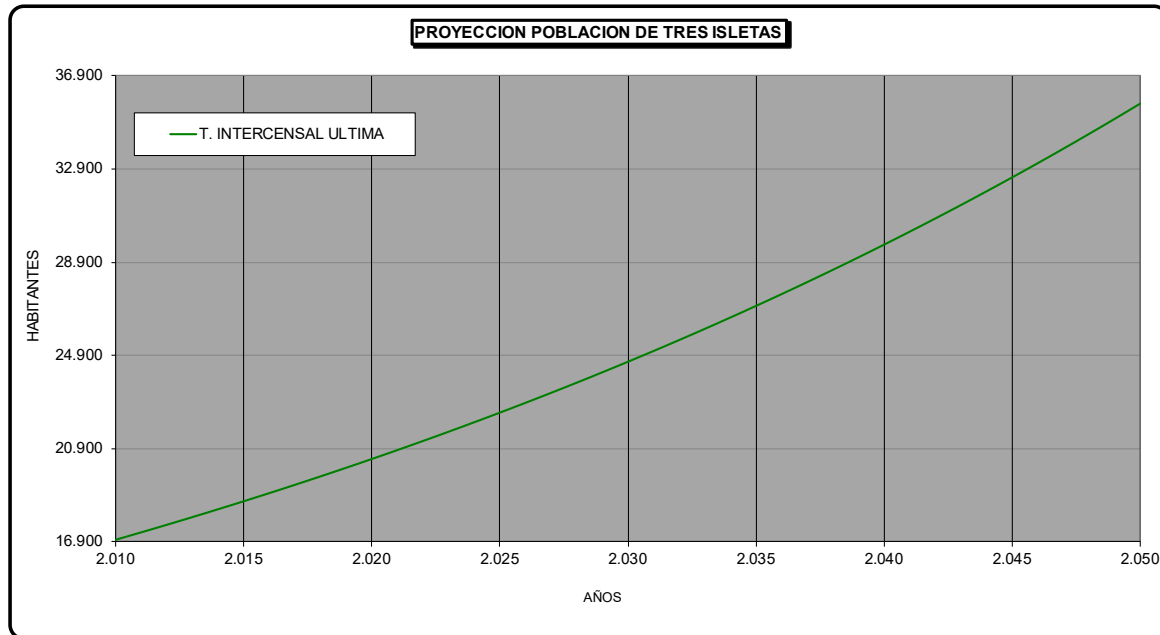


Grafico N°2.10. Proyeccion poblacional de Tres Isleta.

II.4.2 Avia Terai

$r_{ult} = 2,28\%$

Tabla N°2.39. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	3.505
2.001	5.446
2.010	6.821

Tabla N°2.40. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	4,09%
r01/10 =	2,28%

Tabla N°2.41. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	6.821	2.024	9.348	2.038	12.812
2.011	6.976	2.025	9.561	2.039	13.103
2.012	7.135	2.026	9.779	2.040	13.402
2.013	7.298	2.027	10.001	2.041	13.707
2.014	7.464	2.028	10.229	2.042	14.019
2.015	7.634	2.029	10.462	2.043	14.338
2.016	7.807	2.030	10.700	2.044	14.665
2.017	7.985	2.031	10.944	2.045	14.998
2.018	8.167	2.032	11.193	2.046	15.340
2.019	8.353	2.033	11.448	2.047	15.689
2.020	8.543	2.034	11.708	2.048	16.046
2.021	8.738	2.035	11.975	2.049	16.412
2.022	8.937	2.036	12.248	2.050	16.785
2.023	9.140	2.037	12.526		

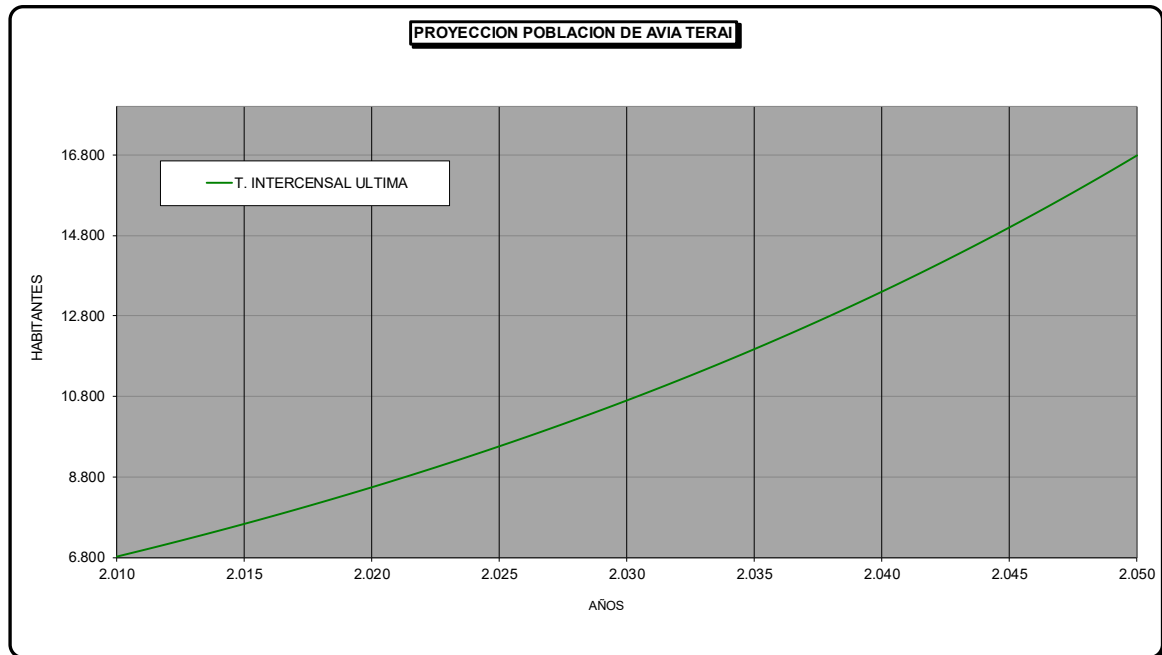


Gráfico N°2.11.Proyeccion poblacional de Avia Terai.

II.4.3 Concepción del Bermejo

$$r_{ult} = 2,02\%$$

Tabla N°2.42. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	3.085
2.001	4.774
2.010	5.830

Tabla N°2.43. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	4,05%
r01/10 =	2,02%

Tabla N°2.44. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	5.830	2.024	7.712	2.038	10.202
2.011	5.948	2.025	7.868	2.039	10.408
2.012	6.068	2.026	8.027	2.040	10.618
2.013	6.190	2.027	8.189	2.041	10.832
2.014	6.315	2.028	8.354	2.042	11.051
2.015	6.443	2.029	8.522	2.043	11.274
2.016	6.573	2.030	8.694	2.044	11.501
2.017	6.705	2.031	8.870	2.045	11.733
2.018	6.841	2.032	9.049	2.046	11.970
2.019	6.979	2.033	9.232	2.047	12.212
2.020	7.120	2.034	9.418	2.048	12.458
2.021	7.263	2.035	9.608	2.049	12.710
2.022	7.410	2.036	9.802	2.050	12.966
2.023	7.559	2.037	10.000		

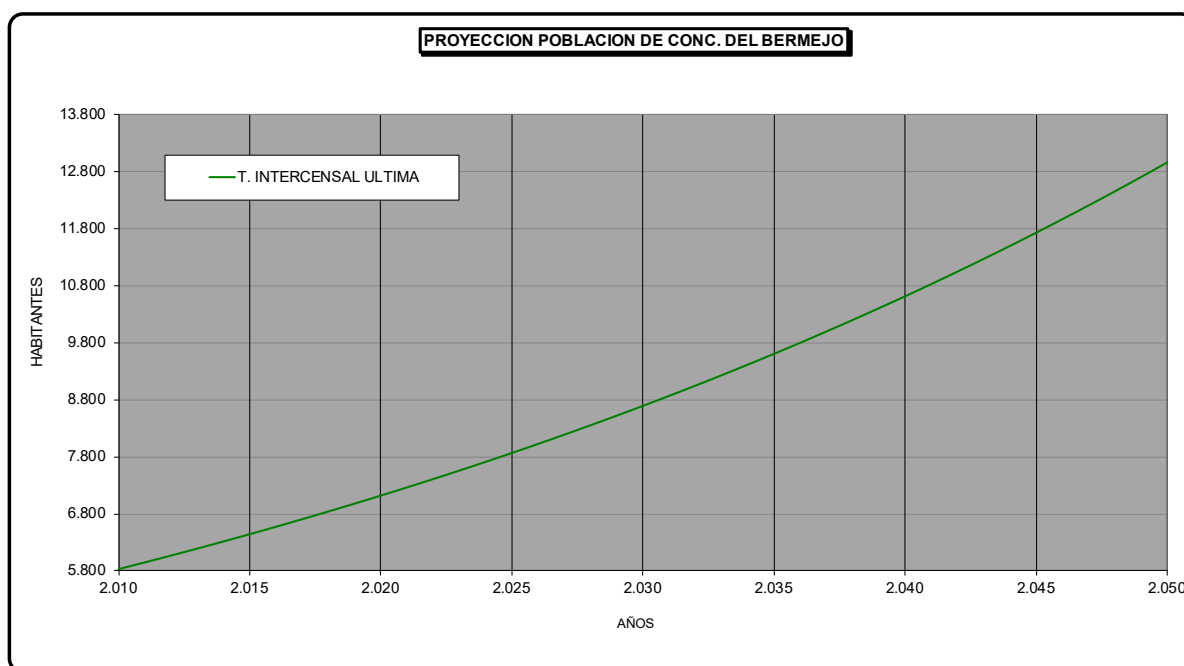


Gráfico N°2.12. Proyección poblacional de Cion. Del Bermejo.

II.4.4 Pampa del Infierno

$r_{ult} = 3,56\%$

Tabla N°2.45. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	2.998
2.001	6.389
2.010	9.063

Tabla N°2.46. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	7,12%
r01/10 =	3,56%

Tabla N°2.47. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	9.063	2.024	14.786	2.038	24.122
2.011	9.385	2.025	15.312	2.039	24.981
2.012	9.719	2.026	15.857	2.040	25.870
2.013	10.065	2.027	16.421	2.041	26.790
2.014	10.423	2.028	17.005	2.042	27.743
2.015	10.794	2.029	17.610	2.043	28.730
2.016	11.178	2.030	18.237	2.044	29.753
2.017	11.576	2.031	18.886	2.045	30.811
2.018	11.988	2.032	19.558	2.046	31.907
2.019	12.414	2.033	20.254	2.047	33.043
2.020	12.856	2.034	20.974	2.048	34.218
2.021	13.314	2.035	21.720	2.049	35.436
2.022	13.787	2.036	22.493	2.050	36.697
2.023	14.278	2.037	23.294		

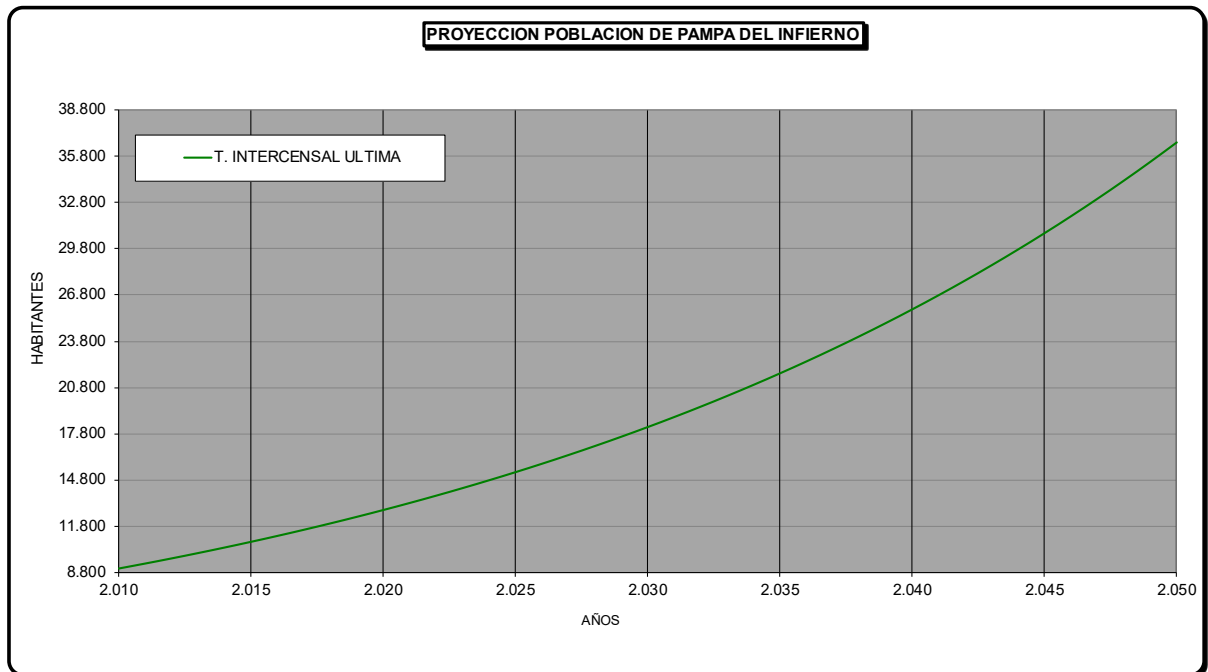


Grafico N°2.13.Proyeccion poblacional de Pampa del Infierno.

II.4.5 Los Frentones

$r_{ult} = 3,44\%$

Tabla N°2.48. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	1.990
2.001	4.712
2.010	6.610

Tabla N°2.49. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	8,15%
r01/10 =	3,44%

Tabla N°2.50. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	6.610	2.024	10.617	2.038	17.053
2.011	6.838	2.025	10.982	2.039	17.640
2.012	7.073	2.026	11.360	2.040	18.247
2.013	7.316	2.027	11.752	2.041	18.875
2.014	7.568	2.028	12.156	2.042	19.525
2.015	7.829	2.029	12.575	2.043	20.197
2.016	8.098	2.030	13.007	2.044	20.892
2.017	8.377	2.031	13.455	2.045	21.612
2.018	8.666	2.032	13.919	2.046	22.356
2.019	8.964	2.033	14.398	2.047	23.125
2.020	9.273	2.034	14.893	2.048	23.921
2.021	9.592	2.035	15.406	2.049	24.745
2.022	9.922	2.036	15.936	2.050	25.597
2.023	10.264	2.037	16.485		

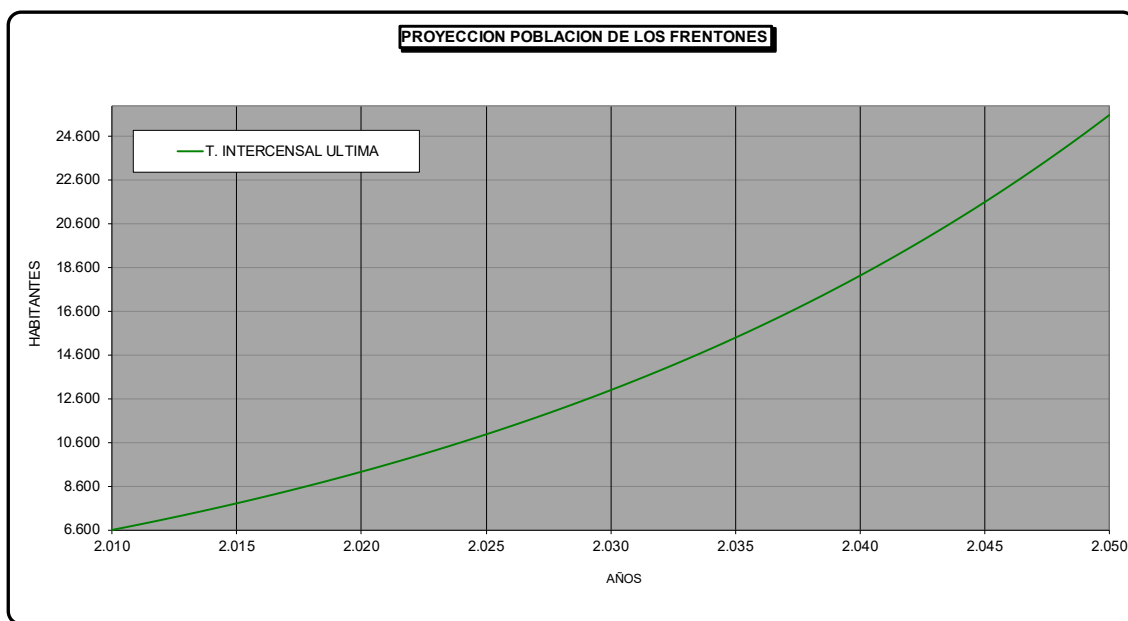


Grafico N°2.14.Proyeccion poblacional de Los Frentones.

II.4.6 Colonia Popular:

Rult= 3.53%

Tabla N°2.51. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	32
2.001	135
2.010	191

Tabla N°2.52. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	13,98%
r01/10 =	3,53%

Tabla N°2.53. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	191	2.024	310	2.038	505
2.011	198	2.025	321	2.039	522
2.012	205	2.026	333	2.040	541
2.013	212	2.027	345	2.041	560
2.014	219	2.028	357	2.042	580
2.015	227	2.029	369	2.043	600
2.016	235	2.030	382	2.044	621
2.017	244	2.031	396	2.045	643
2.018	252	2.032	410	2.046	666
2.019	261	2.033	424	2.047	690
2.020	270	2.034	439	2.048	714
2.021	280	2.035	455	2.049	739
2.022	290	2.036	471	2.050	765
2.023	300	2.037	487		

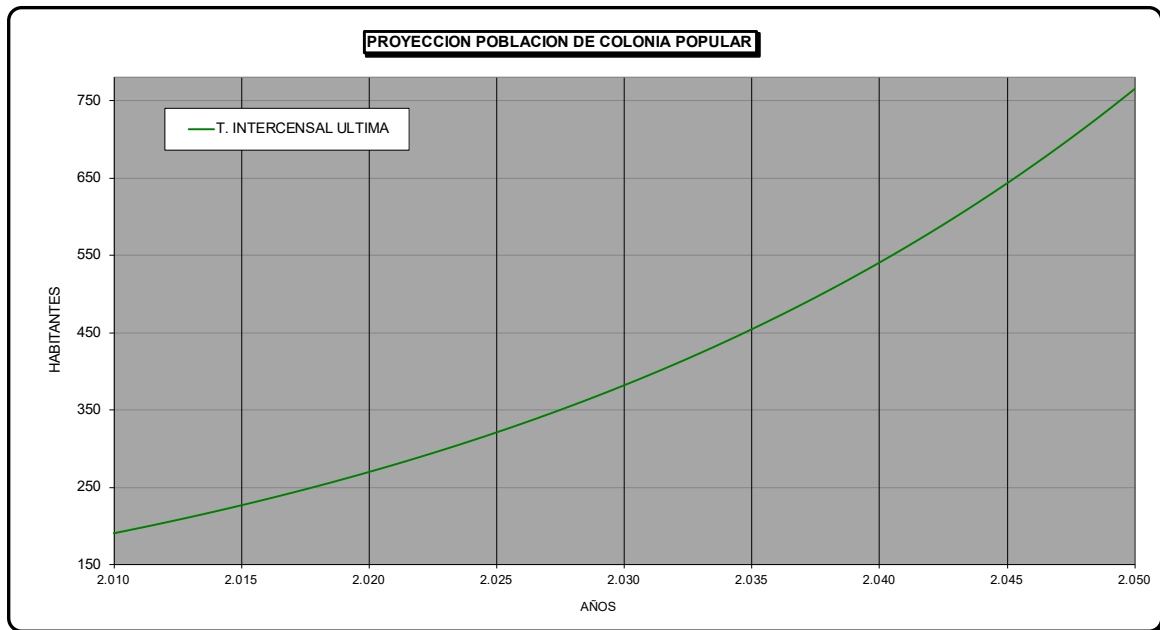


Grafico N°2.15.Proyeccion poblacional de Colonia Popular.

II.4.7 Napenay

Rult= 4.54%

Tabla N°2.54. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1.991	839
2.001	1.960
2.010	3.056

Tabla N°2.55. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	8,02%
r01/10 =	4,54%

Tabla N°2.56. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	3.056	2.024	5.691	2.038	10.599
2.011	3.195	2.025	5.950	2.039	11.080
2.012	3.340	2.026	6.220	2.040	11.584
2.013	3.492	2.027	6.502	2.041	12.110
2.014	3.650	2.028	6.798	2.042	12.660
2.015	3.816	2.029	7.107	2.043	13.235
2.016	3.989	2.030	7.429	2.044	13.836
2.017	4.170	2.031	7.767	2.045	14.464
2.018	4.360	2.032	8.119	2.046	15.121
2.019	4.558	2.033	8.488	2.047	15.808
2.020	4.765	2.034	8.874	2.048	16.526
2.021	4.981	2.035	9.277	2.049	17.276
2.022	5.208	2.036	9.698	2.050	18.061
2.023	5.444	2.037	10.139		

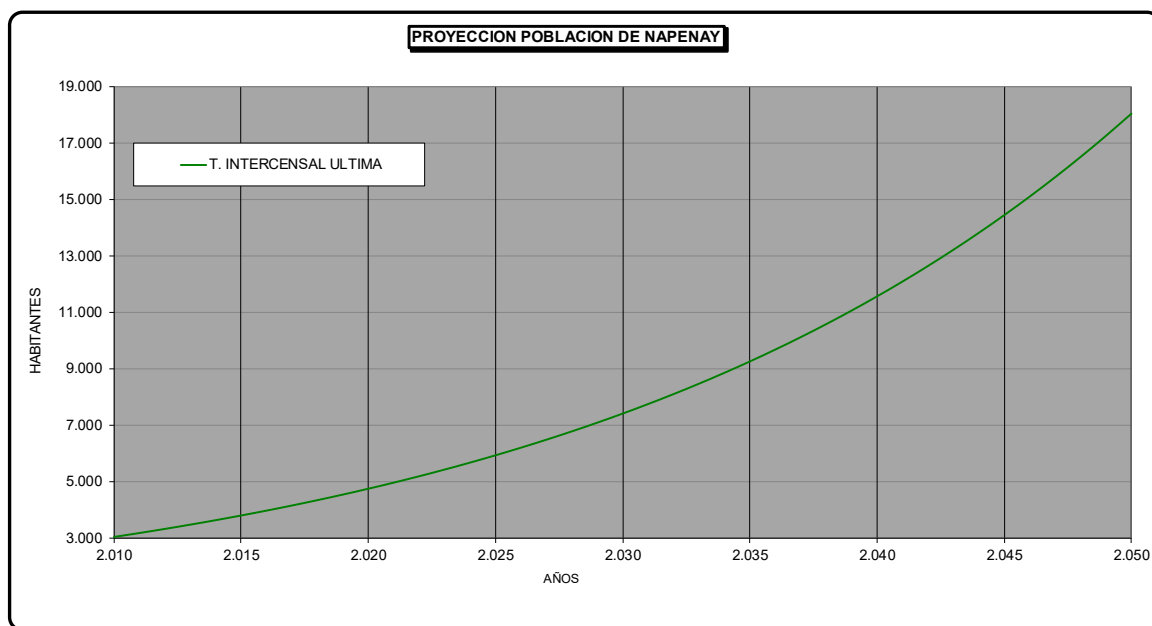


Grafico N°2.16.Proyeccion poblacional de Napenay.

II.4.8 Campo Largo

Rult: 3.02%

Tabla N°2.57. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	4,863
2,001	7,980
2,010	10,743

Tabla N°2.58. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	4.61%
r01/10 =	3.02%

Tabla N°2.59. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	10.743	2.024	16.289	2.038	24.698
2.011	11.067	2.025	16.781	2.039	25.444
2.012	11.401	2.026	17.287	2.040	26.212
2.013	11.745	2.027	17.809	2.041	27.003
2.014	12.100	2.028	18.346	2.042	27.818
2.015	12.465	2.029	18.900	2.043	28.657
2.016	12.841	2.030	19.470	2.044	29.522
2.017	13.229	2.031	20.058	2.045	30.413
2.018	13.628	2.032	20.663	2.046	31.330
2.019	14.039	2.033	21.287	2.047	32.276
2.020	14.463	2.034	21.929	2.048	33.250
2.021	14.899	2.035	22.591	2.049	34.253
2.022	15.349	2.036	23.273	2.050	35.287
2.023	15.812	2.037	23.975		

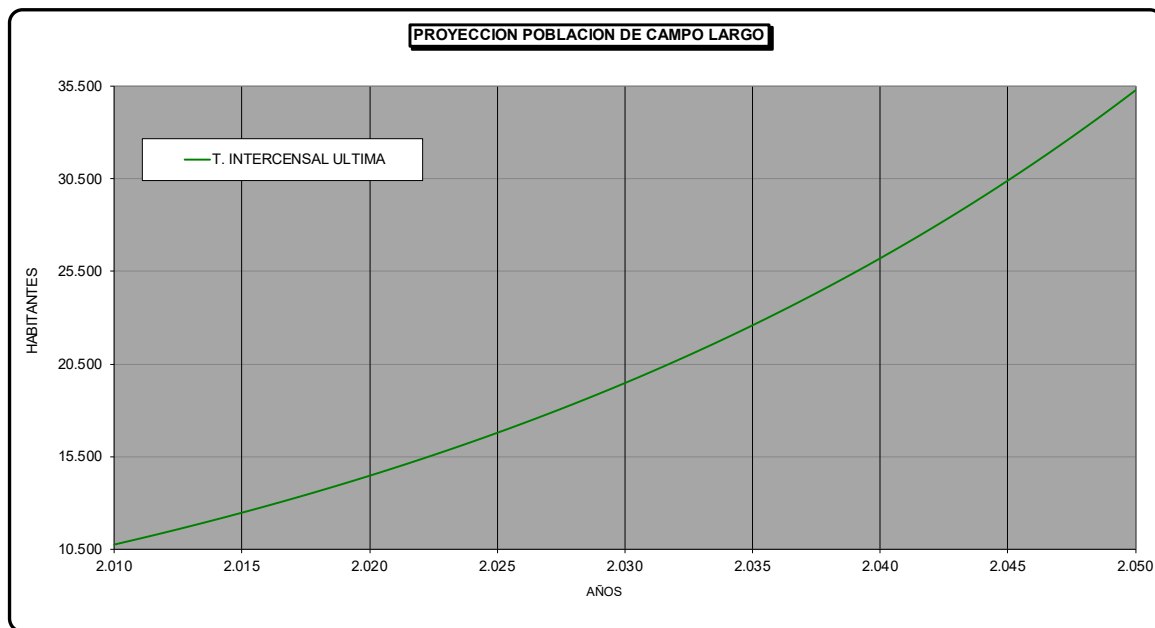


Grafico N°2.17.Proyeccion poblacional de Campo Largo.

II.5 Promedio de tasa intercensal adoptado

Adoptando la tasa promedio de los períodos censales

II.5.1 Presidencia de la Plaza

$R_{prom} = 3.75\%$

Tabla N°2.60. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	5,644
2,001	8,417
2,010	12,231

Tabla N°2.61. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3.70%
r01/10 =	3.81%

Tabla N°2.62. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	12.231	2.024	20.489	2.038	34.324
2.011	12.690	2.025	21.259	2.039	35.613
2.012	13.167	2.026	22.057	2.040	36.949
2.013	13.661	2.027	22.885	2.041	38.336
2.014	14.174	2.028	23.744	2.042	39.776
2.015	14.706	2.029	24.635	2.043	41.269
2.016	15.258	2.030	25.560	2.044	42.818
2.017	15.831	2.031	26.519	2.045	44.425
2.018	16.425	2.032	27.515	2.046	46.093
2.019	17.041	2.033	28.548	2.047	47.824
2.020	17.681	2.034	29.620	2.048	49.619
2.021	18.345	2.035	30.731	2.049	51.481
2.022	19.034	2.036	31.885	2.050	53.414
2.023	19.748	2.037	33.082		

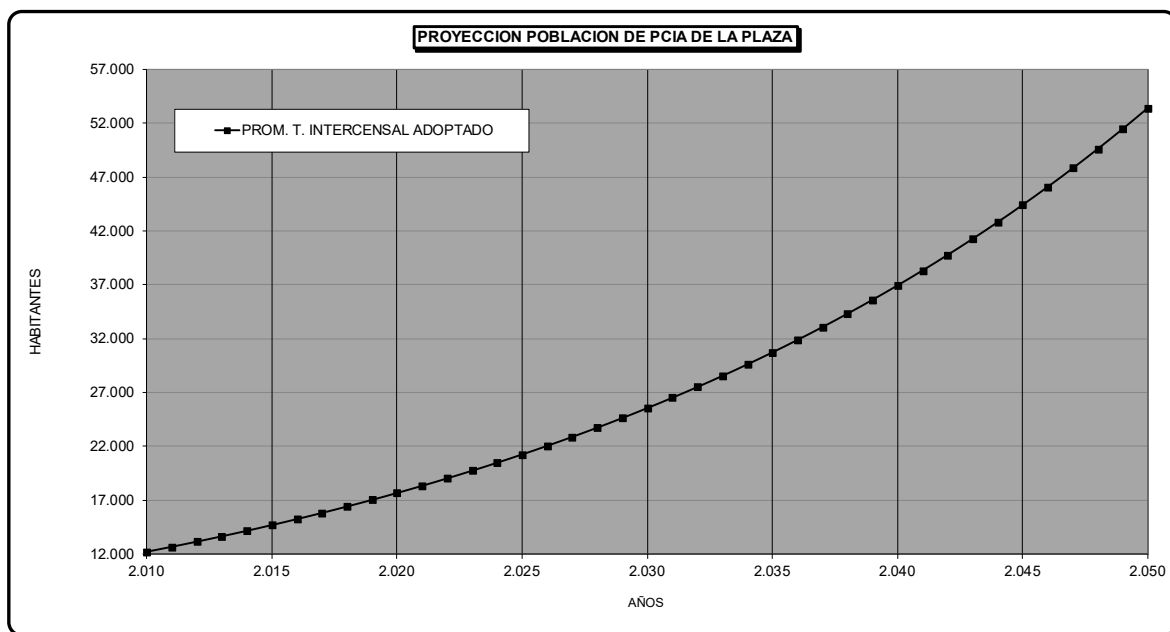


Gráfico N°2.18. Proyección poblacional de Pcia. de La Plata.

II.5.2 Gral Pinedo

Rprom= 4.07%

Tabla N°2.63. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	7,415
2,001	11,332
2,010	17,103

Tabla N°2.64. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3.93%
r01/10 =	4.20%

Tabla N°2.65. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	17.103	2.024	29.883	2.038	52.214
2.011	17.799	2.025	31.099	2.039	54.337
2.012	18.522	2.026	32.363	2.040	56.547
2.013	19.276	2.027	33.679	2.041	58.846
2.014	20.059	2.028	35.049	2.042	61.239
2.015	20.875	2.029	36.474	2.043	63.730
2.016	21.724	2.030	37.957	2.044	66.321
2.017	22.607	2.031	39.501	2.045	69.018
2.018	23.527	2.032	41.107	2.046	71.825
2.019	24.483	2.033	42.779	2.047	74.746
2.020	25.479	2.034	44.518	2.048	77.785
2.021	26.515	2.035	46.329	2.049	80.948
2.022	27.593	2.036	48.213	2.050	84.240
2.023	28.716	2.037	50.173		

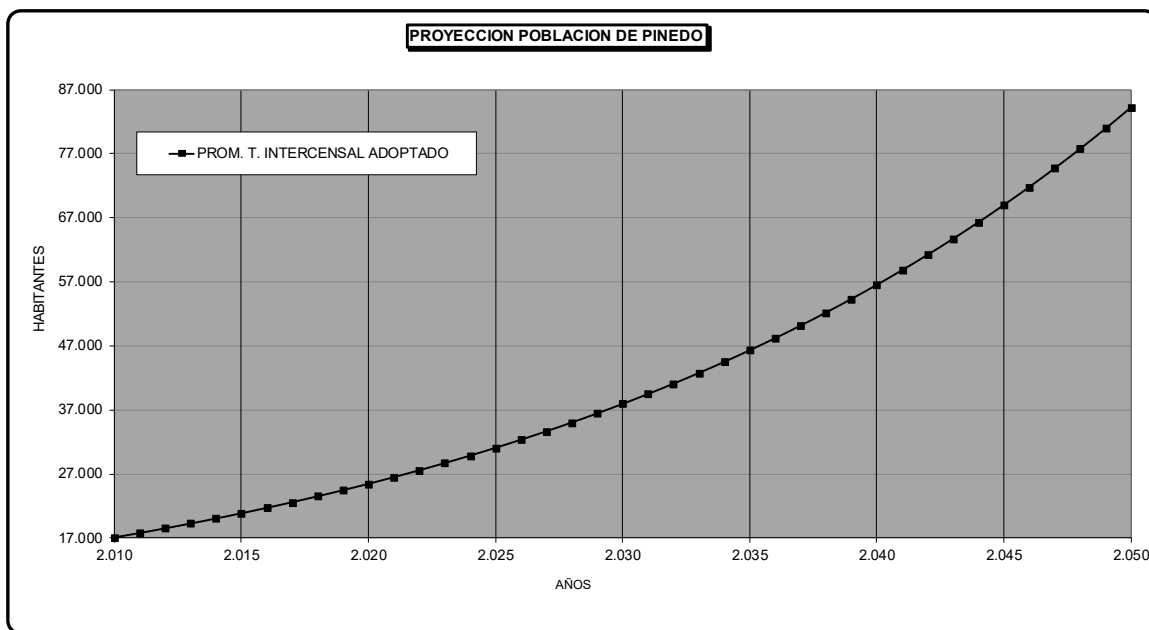


Gráfico N°2.19.Proyeccion poblacional de Pinedo.

II.5.3 Gral Capdevilla

Rprom= 6.97%

Tabla N°2.66. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	99
2,001	593
2,010	405

Tabla N°2.67. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	17.67%
r01/10 =	-3.74%

Tabla N°2.68. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	405	2.024	1.040	2.038	2.669
2.011	433	2.025	1.112	2.039	2.854
2.012	463	2.026	1.189	2.040	3.053
2.013	496	2.027	1.272	2.041	3.266
2.014	530	2.028	1.361	2.042	3.493
2.015	567	2.029	1.456	2.043	3.737
2.016	607	2.030	1.557	2.044	3.997
2.017	649	2.031	1.666	2.045	4.276
2.018	694	2.032	1.782	2.046	4.573
2.019	742	2.033	1.906	2.047	4.892
2.020	794	2.034	2.038	2.048	5.233
2.021	849	2.035	2.180	2.049	5.597
2.022	909	2.036	2.332	2.050	5.987
2.023	972	2.037	2.495		

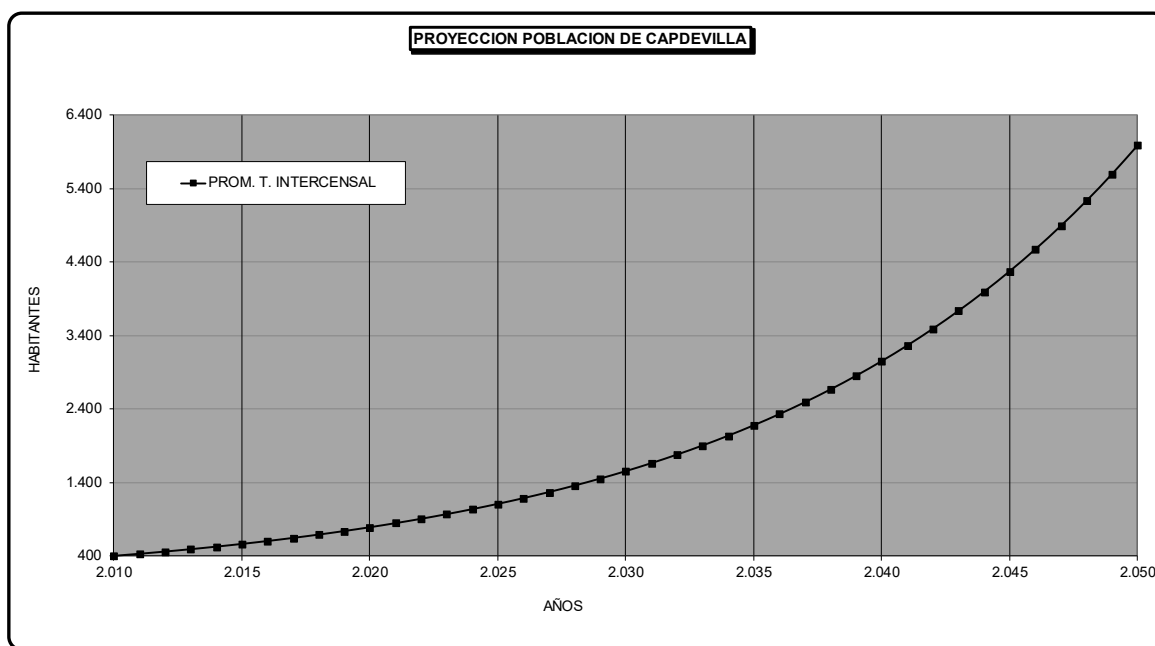


Grafico N°2.20. Proyeccion poblacional de Capdevilla

II.5.4 Gancedo

Rprom= 7.42%

Tabla N°2.69. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	931
2,001	3,253
2,010	4,284

Tabla N°2.70. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	12.05%
r01/10 =	2.79%

Tabla N°2.71. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	4.284	2.024	11.667	2.038	31.772
2.011	4.602	2.025	12.532	2.039	34.129
2.012	4.943	2.026	13.462	2.040	36.661
2.013	5.310	2.027	14.461	2.041	39.381
2.014	5.704	2.028	15.533	2.042	42.302
2.015	6.127	2.029	16.686	2.043	45.440
2.016	6.581	2.030	17.923	2.044	48.811
2.017	7.070	2.031	19.253	2.045	52.432
2.018	7.594	2.032	20.681	2.046	56.322
2.019	8.157	2.033	22.216	2.047	60.500
2.020	8.763	2.034	23.864	2.048	64.988
2.021	9.413	2.035	25.634	2.049	69.809
2.022	10.111	2.036	27.535	2.050	74.988
2.023	10.861	2.037	29.578		

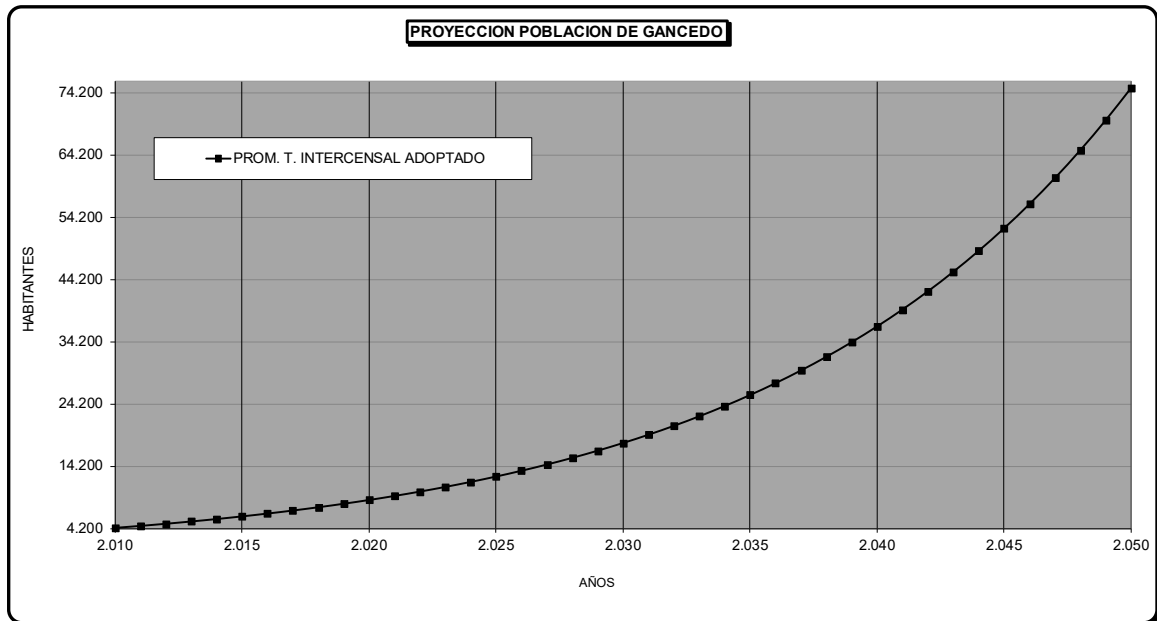


Gráfico N°2.21.Proyección poblacional de Gancedo.

II.5.5 Itín

Rprom= 5.08%

Tabla N°2.72. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	156
2,001	446
2,010	452

Tabla N°2.73. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	10.02%
r01/10 =	0.13%

Tabla N°2.74. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	452	2.024	904	2.038	1.809
2.011	475	2.025	950	2.039	1.901
2.012	499	2.026	998	2.040	1.997
2.013	524	2.027	1.049	2.041	2.098
2.014	551	2.028	1.102	2.042	2.205
2.015	579	2.029	1.158	2.043	2.317
2.016	608	2.030	1.217	2.044	2.435
2.017	639	2.031	1.279	2.045	2.558
2.018	672	2.032	1.344	2.046	2.688
2.019	706	2.033	1.412	2.047	2.824
2.020	742	2.034	1.484	2.048	2.968
2.021	779	2.035	1.559	2.049	3.119
2.022	819	2.036	1.638	2.050	3.277
2.023	860	2.037	1.721		

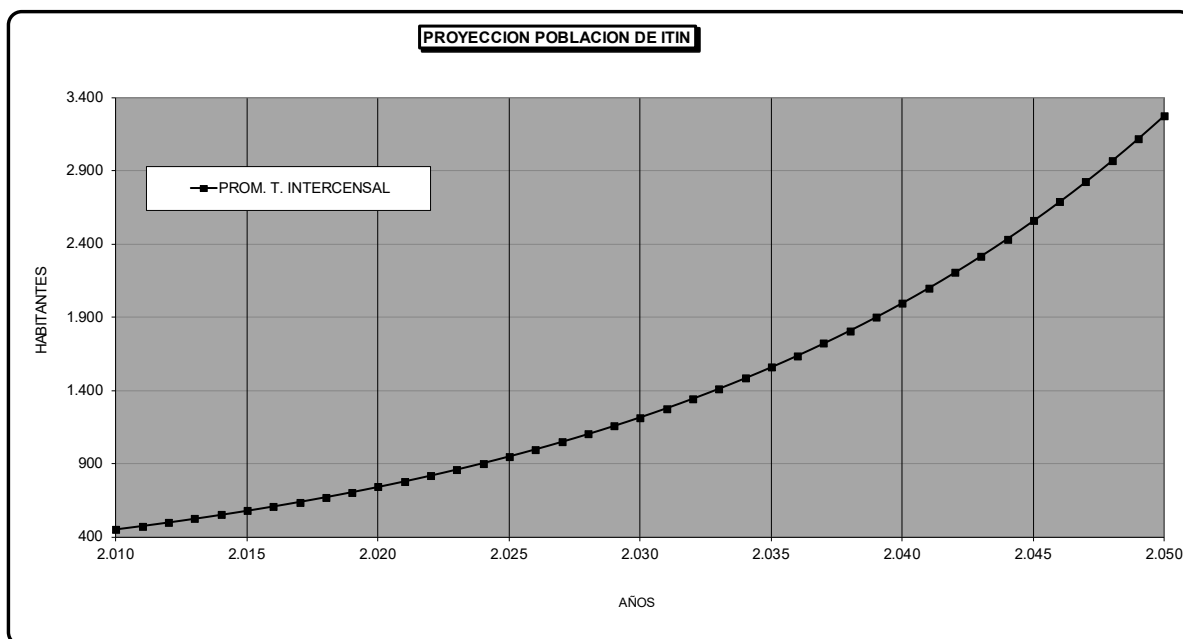


Grafico N°2.22.Proyeccion poblacional de Itin.

II.5.6 Hermoso Campo

Rprom= 4.44%

Tabla N°2.75. Censos Nacionales

AÑO	POB[Hab]
1,991	3,016
2,001	4,402
2,010	7,435

Tabla N°2.76. Tasa intercensal

TASA INTERCENSAL	
r80/91 =	
r91/01 =	3.50%
r01/10 =	5.38%

Tabla N°2.77. Proyección de la población.

AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.	AÑO	POBLAC.
2.010	7.435	2.024	13.658	2.038	25.088
2.011	7.765	2.025	14.264	2.039	26.202
2.012	8.110	2.026	14.897	2.040	27.365
2.013	8.470	2.027	15.558	2.041	28.580
2.014	8.846	2.028	16.249	2.042	29.848
2.015	9.238	2.029	16.970	2.043	31.173
2.016	9.649	2.030	17.724	2.044	32.557
2.017	10.077	2.031	18.511	2.045	34.002
2.018	10.524	2.032	19.332	2.046	35.512
2.019	10.991	2.033	20.190	2.047	37.088
2.020	11.479	2.034	21.087	2.048	38.735
2.021	11.989	2.035	22.023	2.049	40.454
2.022	12.521	2.036	23.000	2.050	42.250
2.023	13.077	2.037	24.022		

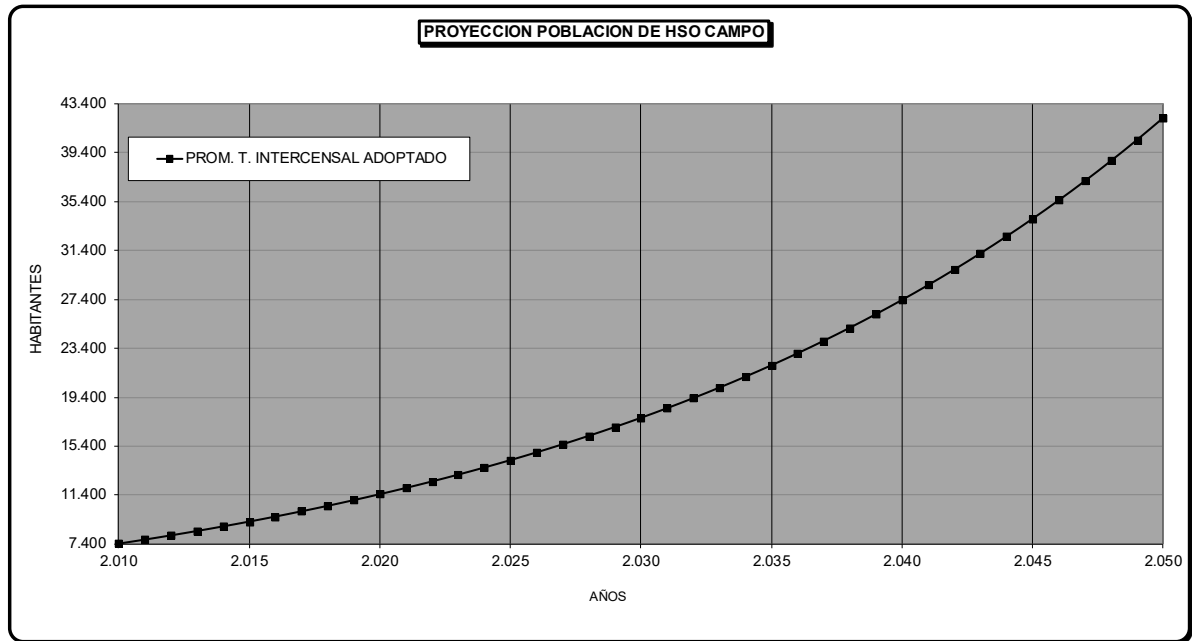


Grafico N°2.23. Proyeccion poblacional de Hso. Campo.

A continuación se muestra una tabla resumen del total de la población afectada a esta obra al año 2050.

Tabla N°2.78. Proyección de la población.

Ciudad	Población Año 2050
Gran Resistencia	649.560,80
Puerto Tirol	51.998,47
Colonia Popular	765,30
Lapachito	3.002,34
Pcia de la Plaza	53.414,11
Machagai	57.706,96
Quitilipi	59.952,82
P.R. Saenz Peña	217.085,59
Tres Isletas	35.710,28
Napenay	18.061,03
Avia Terai	16.785,32
Conc. Del Bermejo	12.966,21
Pampa del Infierno	36.696,81
Los Frentones	25.596,83
Campo Largo	35.287,13
Corzuela	27.622,48
Las Breñas	57.858,85
Charata	70.467,62
Gral. Pinedo	84.240,17
Capdevilla	5.987,02
Itín	3.276,91
Hermoso Campo	42.250,21
Gancedo	74.988,05
TOTAL	1.641.281,32

II.6 Cálculo de caudales de diseño

II.6.1 Demanda de agua potable

Se define como demanda en un servicio de agua potable, a la cantidad y calidad de agua que satisface los requerimientos del usuario, incluyendo además todos aquellos usos no directamente requeridos por el usuario pero que hacen al funcionamiento de toda infraestructura social y al sistema de abastecimiento en particular.

El consumo de agua es función de una serie de factores intrínsecos de la localidad para la que se proyecta su abastecimiento de agua potable o bien la ampliación u optimización del mismo, el cual es variable de una a otra localidad, así como también dentro de distintos sectores de la misma localidad.

Los principales factores que influyen en el consumo de agua de una localidad pueden ser sintetizados de la siguiente forma:

Factores genéricos

a) Tamaño de la localidad

En las ciudades grandes donde hay importantes sectores con acceso a mayor confort y equipamiento, el consumo de agua por habitantes es mayor que en localidades pequeñas en las cuales el uso del agua se limita a atender necesidades de uso doméstico. Lógicamente existen ciudades pequeñas con altos consumos, pero generalmente debido al riego de jardines y veredas.

b) Características de la localidad

No hay duda de que será diferente el consumo per cápita en ciudades de características distintas, dependiendo de sus actividades principales industriales, comerciales, balnearios, etc.

El consumo de agua se encuentra muy afectado por la actividad industrial, por lo tanto en los estudios previos para estimar la dotación, debe considerarse cuidadosamente tipo y cantidad de industrias a bastecer, o se podría, en determinados casos decidir si se abastecerá o no a determinada industria.

c) Clima

El clima influye en el consumo de agua, elevándolo en aquellas comunidades situadas en regiones tórridas y secas y disminuyendo su volumen de agua consumida en las regiones templadas o frías.

d) Hábitos higiénicos

En una población sanitariamente educada el consumo será mayor, ya que el agua es un elemento fundamental para higiene individual y del medio ambiente.

e) Existencia de sistemas de desagües cloacales

En los aglomerados humanos que cuentan con redes cloacales a través de las cuales los líquidos residuales son fácilmente eliminables, o en aquellas localidades ubicadas en terrenos permeables, donde es difícil la colmatación de los pozos absorbentes el consumo de agua es mas elevado que en otras donde es dificultosa la disposición de las aguas servidas.

Se ha comprobado en localidades donde se han construido redes cloacales hasta un aumento del 100% de la dotación al cabo de 10 años.

Factores específicos

a) Modalidad del abastecimiento

Los consumos de agua potable en comunidades con servicio público de abastecimiento son mayores que en aquellas donde se cuenta con un sistema individual y/o en algunos casos de sistemas rudimentarios. En el primer caso se tratará de agua potable, sanitariamente segura, disponible dentro de la vivienda en cantidades satisfactorias para atender las necesidades; en el caso de los sistemas individuales tiene gran influencia la instalación, las características de la napa en calidad y cantidad.

En los abastecimientos rudimentarios, el agua se obtiene con dificultad, en muchos casos a precio relativamente alto, generalmente de aspecto desagradable y peligrosa para la salud.

b) Calidad del agua

El agua potable tiene mucha mayor oportunidad de ser utilizada que un agua con la turbiedad, dureza, con olor o sabor desagradables.

Cuando es mejorada la calidad del agua por medio de tratamientos, se observa un inmediato aumento del consumo.

c) Presión en la red

La presión en la red afecta el agua no contabilizada porque incide en las pérdidas y el consumo porque incide en los derroches.

Partiendo del principio de que el caudal a través de un orificio es proporcional a la raíz cuadrada de la altura de carga, es claro que las pérdidas que puedan existir en las juntas de las cañerías aumentan con la presión.

Los derroches en las instalaciones internas también crecen con la presión, pues es mayor el caudal que sale en un determinado tiempo por una canilla abierta o un artefacto defectuoso.

d) Control del consumo

Cuando el uso del agua es controlado por medio de medidores y además la tarifa es progresiva en función del propio consumo, el valor del mismo per cápita es inferior al registrado en localidades con servicio “por canilla libre”.

El uso de medidores generalmente provoca una disminución en el consumo cuando el agua desperdiciada es pagada por los usuarios, puesto que los mismos suelen modificar su comportamiento y proceder a la reparación de las instalaciones.

Es interesante destacar que en muchos servicios de nuestro país previo a la implementación de la facturación de los consumos con servicio medido se realizaron experiencias de doble facturación, es decir se le enviaba al usuario los metros cúbicos consumidos (medidos) y el monto que debería abonar por dicho volumen de este modo se fue tomando conciencia tanto del uso del agua potable, como de las pérdidas que tenía cada usuario en su instalación domiciliaria.

e) Costo del agua

En aquellos servicios en que los costos son soportados directamente por los usuarios (en el caso de que existan medidores o tasas diferenciales, para los distintos tipos de conexiones) es evidente que su precio será mayor si el agua es captada a gran distancia, a un nivel muy inferior o si se requiere un tratamiento para su potabilización, que en el caso de contarse con agua naturalmente potable distribuida por gravedad desde una zona cercana a la localidad.

II.6.2 Tipos de consumos

En el abastecimiento de una localidad, deben ser consideradas varias formas de consumo de agua, que se pueden diferenciar del siguiente modo:

Uso doméstico

- descarga de inodoros
- aseo corporal
- cocina
- bebida
- lavado de ropa
- riego de jardines y patios
- limpieza general
- lavado de automóviles

Uso comercial

- hoteles
- bares
- restaurantes
- estaciones de servicio

Uso industrial

- agua como materia prima
- agua consumida en el procesamiento industrial
- agua utilizada para la congelación
- agua necesaria para las instalaciones sanitarias, comedores, etc.

Uso público

- limpieza de vías públicas
- riego de jardines públicos
- grifos públicos
- edificios públicos
- piscinas públicas y recreo

Usos especiales

- agua para apagado de incendios
- instalaciones deportivas
- ferrocarriles
- puertos y aeropuertos
- estaciones terminales de ómnibus

Pérdidas

- pérdidas en las aducciones y conducciones en general
- pérdidas en la planta potabilizadora
- pérdidas en las reservas
- pérdidas en la red de distribución
- pérdidas en las instalaciones domiciliarias

II.6.3 Caudales característicos

En un sistema de agua potable, pueden definirse cinco caudales característicos para cada año de período de diseño basados en los valores de las dotaciones de consumo.

Siguiendo las normativas del ENOHSa, se adoptan para el año n las siguientes denominaciones:

Tabla N°2.79. Caudales característicos.

Caudal	Nomenclatura
Medio diario	QCn
Máximo diario	QDn
Máximo horario	Qen
Mínimo diario	QBn
Mínimo horario	Qan

Estos caudales deben incrementarse con el valor del agua no contabilizada y/o con el valor del agua utilizada en la producción para obtener los caudales de diseño.

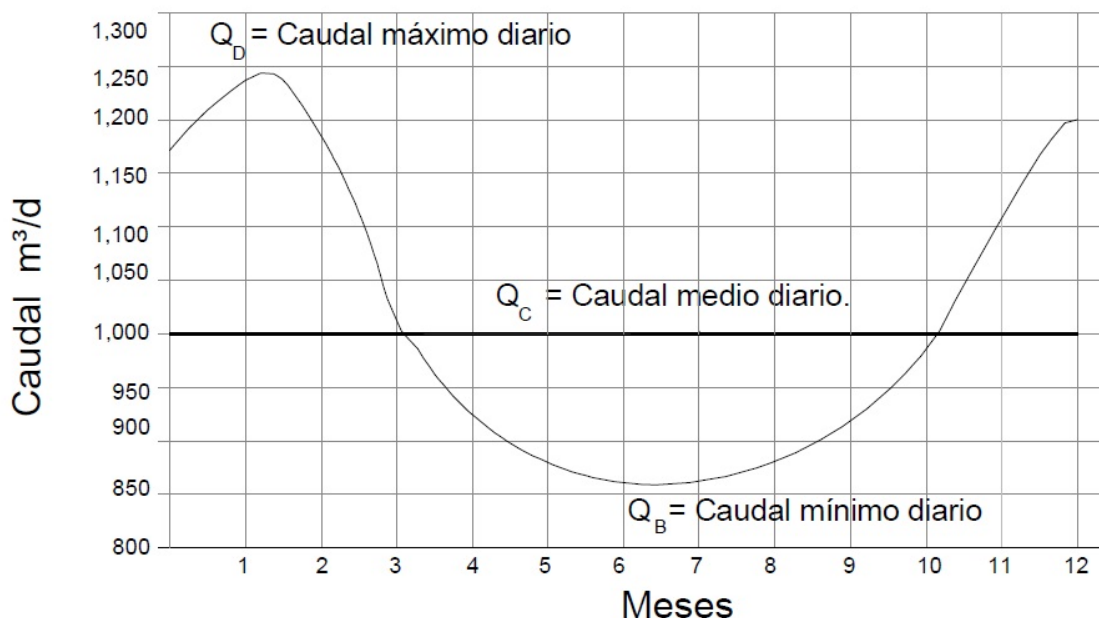


Figura N°2.24. Variación de los consumos a lo largo del año

En la **figura N°2.24** se aprecia la variación típica de los caudales diarios del sistema durante todo un año. El promedio anual de esos caudales diarios se denomina *Caudal Medio Diario Anual* y se identifica como QC.

QC indica en realidad el caudal promedio de agua potable consumida y no brinda información sobre la variación de los caudales diarios a lo largo de ese año.

Para caracterizar esa variación es necesario identificar a los caudales diarios máximo y mínimo del año, designados por QD y QB en el gráfico, respectivamente.

A su vez, estos caudales representan volúmenes de agua consumida en un lapso de 24 horas, pero no brindan información sobre cómo varían los caudales horarios durante ese periodo.

Para ello es necesario identificar cuál es el *Caudal Máximo Horario "QE"* que se consume durante el día en que se produce el *Caudal Máximo Diario "QD"*. Este caudal horario se considera el máximo absoluto de ese año (ver **Figura N°2.25**)

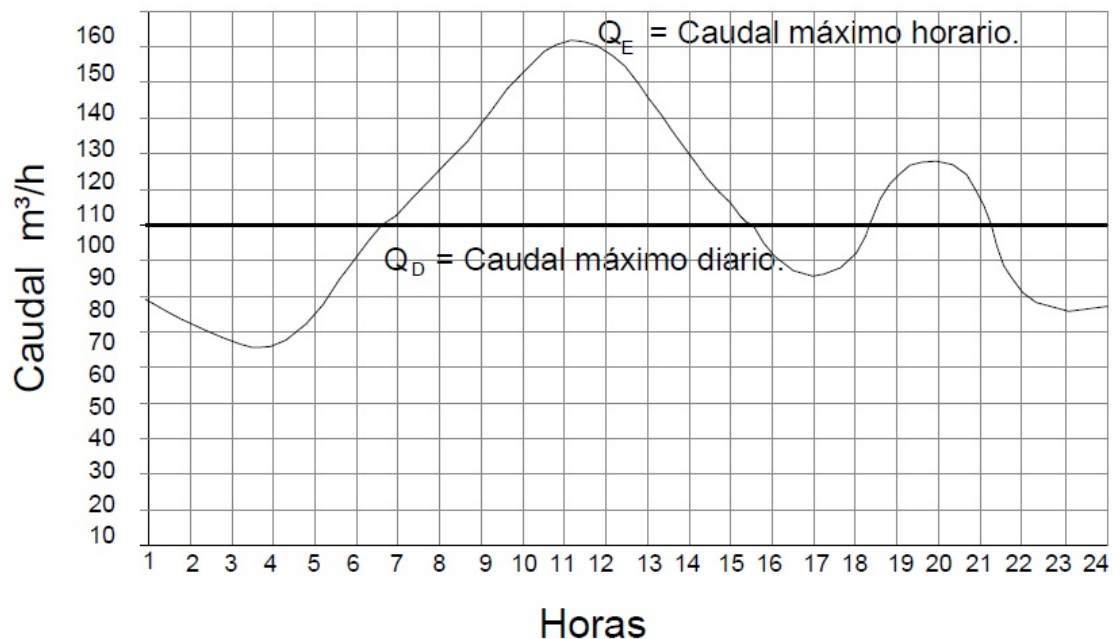


Figura N°2.25. Variación de los consumos durante el día de máximo consumo del año.

Por otra parte, el caudal mínimo absoluto de ese año será el *Caudal Mínimo Horario "QA"* que se consume durante el día en que se produce el *Caudal Mínimo Diario "QB"*.

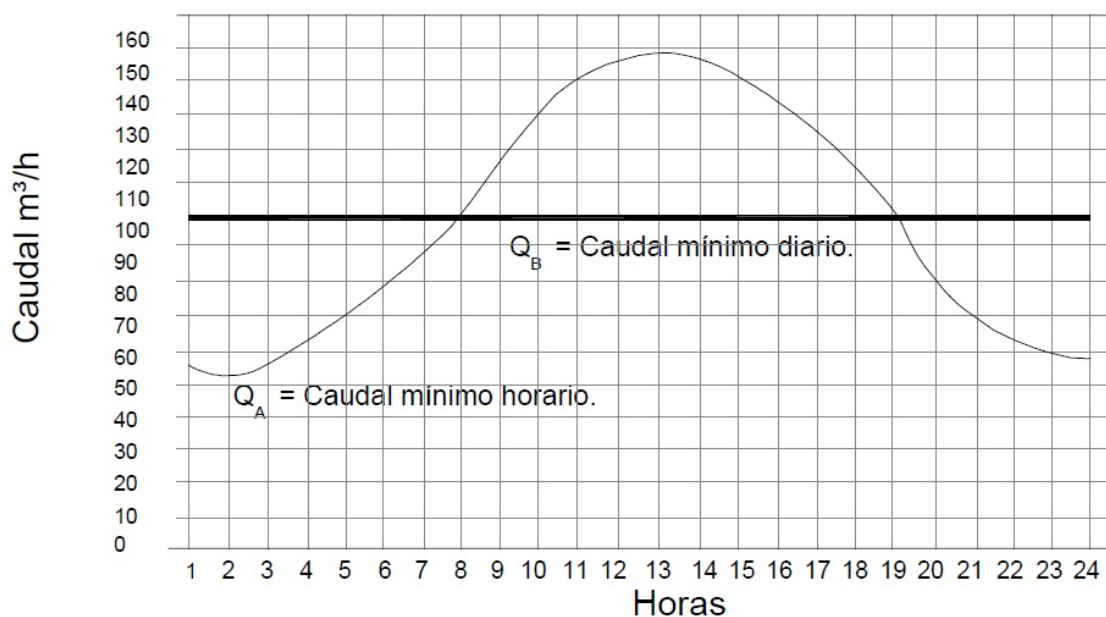


Figura N°2.26. Variación de los consumos durante el día de mínimo consumo del año.

En la **Figura N° 2.26** puede observarse que QD y QB representan el caudal promedio diario de los caudales horarios en las curvas de los gráficos.

Como surge de su propia definición, el *Caudal Medio Diario* QC_n , por representar un promedio anual, resulta útil para calcular parámetros asimilables a ese periodo, tales como consumos de energía, de productos químicos, costos operativos en general, volúmenes anuales varios, etc.

A su vez, los caudales máximos diarios QD_n permiten definir la capacidad de las instalaciones de bombeo y, en general, de todas aquellas unidades donde existan volúmenes que puedan regular el efecto de los caudales máximos horarios QE_n , mientras que estos caudales máximos horarios (QE_n) establecen las dimensiones de todas aquellas conducciones y unidades no vinculadas a volúmenes de regulación.

Finalmente los caudales mínimos diarios QB_n y horarios QA_n permiten verificar las condiciones de autolimpieza, de no sedimentación en conducciones, como así también presiones en redes de sistemas de agua potable.

II.6.4 Coeficientes de pico

Tal como se dijo, las dotaciones son valores medios anuales y en consecuencia sus productos por la población dan como resultado demandas medias anuales, expresadas en litros/día o $m^3/día$.

Las demandas de agua potable sufren variaciones estacionales, diarias y aún horarias, las que pueden ser expresadas en función de la demanda media.

Para este efecto es necesario establecer los habituales coeficientes de pico de los caudales residenciales:

- α_1 = relación entre la demanda media del día de mayor consumo y la demanda media anual.
- α_2 = relación entre la demanda máxima horaria y la demanda media del día de mayor consumo.
- $\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2$ = relación entre la demanda máxima horaria y la demanda media anual.
- β_1 = relación entre la demanda media del día de menor consumo y la demanda media anual.
- β_1 = relación entre la demanda mínima horaria y la demanda media del día de menor consumo.
- $\beta = \beta_1 \cdot \beta_2$ = relación entre la demanda mínima horaria y la demanda media del día de menor consumo.

Los caudales Q_A , Q_B , Q_D , Q_E se obtienen a partir del caudal medio Q_C , aplicando diferentes coeficientes de caudal, definidos como:

- $\alpha_1 = \frac{Q_D}{Q_C}$ = coeficiente máximo diario
- $\alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_D}$ = coeficiente máximo horario
- $\beta_1 = \frac{Q_B}{Q_C}$ = coeficiente mínimo diario
- $\beta_2 = \frac{Q_A}{Q_B}$ = coeficiente mínimo horario

De donde surge: $\alpha = \alpha_1 \times \alpha_2 = \frac{Q_E}{Q_C}$

α = coeficiente total máximo horario

$$\beta = \beta_1 \times \beta_2 = \frac{Q_A}{Q_C}$$

β = coeficiente total mínimo horario

Como consecuencia de la aplicación de estos coeficientes, las demandas residenciales expresadas en unidades de caudales serán:

$$Q_{Cn} = \text{Caudal medio anual}$$

$$Q_{Dn} = Q_{Cn} \times \alpha_1 = \text{Caudal máximo diario}$$

$$Q_{En} = Q_{Cn} \times \alpha = \text{Caudal máximo horario}$$

$$Q_{Bn} = Q_{Cn} \times \beta_1 = \text{Caudal mínimo diario}$$

$$Q_{An} = Q_{Cn} \times \beta = \text{Caudal mínimo horario}$$

El subíndice n indica el año en consideración.

Los valores de los coeficientes pueden permanecer invariables en el tiempo o variar, dependiendo de las condiciones y características del servicio bajo las que se determinan y definen. Por ejemplo, la disponibilidad de grandes reservas domiciliarias en cada vivienda, puede hacer disminuir el coeficiente de pico horario (α_2), ya que los incrementos de consumo puntuales en cada vivienda serán amortiguados por la disponibilidad de la reserva. Cambios en la asignación del destino de ciertas zonas (de residencial a comercial o industrial, etc.) pueden también motivar estas variaciones.

Los coeficientes de pico residenciales no son directamente utilizables, en localidades importantes, para consumos de otro tipo, tales como comerciales, industriales, etc. Aún dentro de una misma localidad, diferentes áreas pueden presentar coeficientes de pico distintos, según su destino.

En consecuencia, para cada sector de consumo considerado, es necesario establecer reglas o métodos de análisis que permitan conocer como varían los caudales en su conjunto, sobre la base de una adecuada desagregación de su composición.

Es necesario determinar, en base a los antecedentes de cada servicio y aún dentro de ellos en cada zona, los coeficientes que determinan los picos estacionales, diarios y horarios, ya que la magnitud de las obras requeridas y el análisis de las prestaciones de las instalaciones existentes son totalmente dependientes de los valores resultantes.

Estos coeficientes denotan su propia elasticidad, ya que se ven fuertemente incididos por los mismos factores que la demanda media. De no disponerse de antecedentes procesables,

una comparación con localidades similares, de las que se tenga información, puede suplir tal falencia.

La variabilidad de los coeficientes de pico para zonas de diferente actividad, dentro de una misma área urbana, es fácilmente visualizable si se analiza una gráfica de la marcha horaria de los caudales para un día cualquiera, en los que las actividades de cada zona sean representativas de la media anual.

Los caudales que resultan de éste análisis deben ser considerados para cada sector componente del servicio total, compatibilizando las actividades con los valores de pico que se utilicen.

No siempre existen registros confiables que puedan ser utilizados, por lo que una metodología válida es la de realizar comparaciones con otras zonas o áreas de tamaño y comportamiento esperable similar.

El criterio básico que debe primar, es que siempre será necesario monitorear el comportamiento de las variables que definen la demanda, introduciendo en etapas sucesivas las correcciones necesarias. Ello implica que en todo proyecto será necesario prever y asegurar la disponibilidad de una implementación logística tal que permita el monitoreo de variables, para que ello permita un ajuste posterior de los parámetros.

Cuando no existan registros confiables ininterrumpidos, de no menos de los últimos 36 meses, de consumos de agua potable o de descargas cloacales que permitan determinar estos coeficientes, se pueden adoptar los valores especificados en la **Tabla N°2.90**.

Los coeficientes se pueden modificar, a lo largo del período de diseño cuando el crecimiento demográfico adoptado así lo determine, según los rangos de población de la citada tabla.

Tabla N°2.80. Valores de coeficientes de pico s/población servida

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h < P_s ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P_s ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P_s	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Cuando se cuente con registros confiables e ininterrumpidos de no menos de los últimos 36 meses, de macro y/o micromedición de agua potable, que permita discriminar caudales horarios, por lo menos de los 3 meses más fríos y de los 3 meses más cálidos del año, los coeficientes máximo y mínimo horario pueden determinarse en base a las expresiones antes vistas.

II.7 Caudales de diseño

Caudales de captación

Entre la etapa de captación y producción, debe adicionarse un porcentaje correspondiente a este último proceso:

$$Q_{cap} = Q_{prod} + \Delta_{prod}$$

$$Q_{cap} = \text{agua captada}$$

$$Q_{prod} = \text{agua producida}$$

$$\Delta_{prod} = \text{agua utilizada en la producción}$$

Este último debe ser definido en función de la tecnología de tratamiento y las características físicas de las instalaciones de captación y transporte del agua cruda.

Caudales de producción

El caudal de producción se calcula como:

$$Q_{prod} = Q_{Cn} + \Delta_{ANC}$$

Siendo:

$$\Delta_{ANC} = \text{agua no contabilizada}$$

$$Q_{prod} = \frac{Q_c}{(1 - \Phi_{ANC})}$$

Q_c = caudal característico basado en las dotaciones de consumo, incluye consumos residenciales, no residenciales y grandes usuarios.

$\Phi_{ANC} = \frac{\Delta_{ANC}}{Q_{prod}}$ = fracción del agua producida no contabilizada. Esta fracción incluye los consumos clandestinos, consumos no registrados por falencias administrativas o comerciales, pérdidas físicas en el transporte y distribución (redes y conexiones), falsos registros de medidores, usos públicos no registrados, etc.

II.7.1 Sistemas nuevos de abastecimiento

En el caso de sistemas completamente nuevos se debe calcular entre un 15 a 20 % de agua no contabilizada como máximo.

II.7.2 Sistemas de abastecimiento existentes

En el caso de los sistemas que ya se encuentren en funcionamiento, se debe estimar el porcentaje de agua no contabilizada en base a registros existentes de macromedición y micromedición. De no existir dichos registros, se debe estimar dicho porcentaje en base a la producción del sistema, sea este de tipo superficial o subterráneo, y se lo debe comparar con el volumen de agua consumida en base a la dotación aparente de consumo, aplicada a los habitantes servidos de la localidad en cuestión.

Con relación a la proyección del agua no contabilizada a lo largo del período de diseño sólo puede ser disminuido dicho porcentaje si como parte del proyecto se prevé adoptar medidas de control de pérdidas y fugas, establecer programas de micromedición y macromedición, así como implementar medidas de control en el sistema comercial del ente prestador.

La reducción de agua no contabilizada a proyectar debe ser distribuida en varios años dependiendo del nivel inicial, llegando al 20 % del agua producida, por cuestiones de economía. En los casos que el proyectista considere valores menores a los mencionados debe justificar económicamente los beneficios que produciría en el sistema al alcanzar tal reducción.

II.8 Memoria de cálculo

II.8.1 Determinación de la dotación

La dotación de consumo a utilizar como dotación de diseño media anual, debe calcularse para cada caso en base a la capacidad de la fuente, la influencia del clima, las características socio-económicas locales y al tipo de servicio y de usuarios.

A continuación, se indican valores de dotación efectiva de consumo o de diseño media anual que pueden ser usados como referencia según el ENOHSa

- Conexiones domiciliarias con medidor: 150 a 200 L/hab.día, con un máximo de 250 L/hab.día cuando hay condiciones de clima semiárido o árido.
- Conexiones domiciliarias sin medidor: 150 a 300 L/hab.día, debiendo justificarse en base a datos de campo en cada caso.

Dado que no es posible definir una dotación de diseño a partir del consumo actual de las localidades en cuestión y no contar con antecedentes de viviendas a servir con medidores. Por este motivo se adopta como valor promedio de dotación, para dimensionar el sistema, 200 l/hab/día como valor más conveniente para nuestro proyecto.

II.8.2 Coeficiente máximo diario y horario:

Estos coeficientes se obtienen directamente de los valores que sugieren las normas ENHOSa mencionado en el punto II.6.4 (Tabla N°2.81. Valores de coeficientes de picos/población servida).

Tabla N°2.82. Valores de coeficientes

Dotación l/(habxdía)	200
α_1	1,3
α_2	1,5
α	1,95

II.8.3 Cálculo de Caudales de Diseño

a) La población total en el año 2035 resulta: **1.162.133 habitantes**

Siendo la dotación de 200 L/hab.día, los valores de caudales de diseño resultan:

- **Caudal medio diario (Q_c):**

$$Q_c = \text{Dotación} \times P_f = 200 \frac{l}{\text{hab} \times \text{día}} \times 1.162.133 = 232.427 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Caudal medio máximo diario**

$$Q_D = Q_c \times \alpha_1 = 232.427 \times 1,3 = 302.154 \text{ m}^3/\text{día}$$

- **Caudal de diseño**

Se considera que por ser una planta nueva existirán pérdidas de hasta un 15% como máximo y un 5% para la limpieza de la planta misma.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_D \times 1,20 = 302.154 \times 1,20 = 362.585 \text{ m}^3/\text{día} = 15.107,72 \text{ m}^3/\text{hs} = 4,20 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) La población total en el año 2050 resulta: **1.641.281 habitantes**

- **Caudal medio diario (Q_c):**

$$Q_c = \text{Dotación} \times Pf = 200 \frac{l}{\text{hab} \times \text{día}} \times 1.641.281 = 328.256 m^3 / \text{día}$$

- **Caudal medio máximo diario**

$$Q_D = Q_C \times \alpha_1 = 328.256 \times 1,3 = 426.733 m^3 / \text{día}$$

- **Caudal de diseño**

$$Q_{\text{diseño}} = Q_D \times 1,20 = 426.733 \times 1,20 = 512.080 m^3 / \text{día} = 21.336 m^3 / \text{hs} = 5,93 m^3 / \text{seg}$$

III Análisis de la información y estudios básicos

En el presente capítulo contamos con el antecedente del informe realizado por la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH - UNL) en 2006 y una actualización, en 2012, de los relevamientos y los estudios de evolución morfológica y distribución de corriente del río Paraná en la zona de afectación de la obra. Dicho informe cuenta con información confiable relevada con sistemas de alta tecnología, realizado por ingenieros capacitados en la hidráulica fluvial.

III.1 Estudios básicos

El relevamiento de campo, del estudio citado, fue realizado con el siguiente equipamiento:

- Embarcación hidrográfica “Azimut”, de 6m de eslora por 2 m de manga, la cual se encuentra equipada con el siguiente instrumental:
- Sistema de Posicionamiento Global Diferencial (DGPS), compuesta por una estación de referencia, un navegador y radios módems para la transmisión de correcciones diferenciales a tiempo real.
- Sonda ecógrafo de 200 MhZ con salida digital y gráfica.
- Dos PC para el manejo del instrumental y software que permite la visualización a tiempo real del recorrido de la embarcación en carta digital, permite gravar los archivos de campo, se puede trabajar con dos software distintos al mismo tiempo con conexión de equipos a distintos puertos series.
- Perfilador Acústico Doopler de 1000 MhZ.
- Software RiverSurveyor para mediciones de caudales.
- Muestreadores de sedimento de fondo cónico por arrastre.
- Flotadores lastrados.
- Sistema GPS (Sistema de Posicionamiento Global) RTK (Cinemático a tiempo real) de doble frecuencia, compuesto por:
 - Dos receptores de doble frecuencia
 - Un equipo de radio modem completo para receptor base.
 - Un equipo radio modem completo para rector móvil.
 - Software de oficina.
- Nivel, Trípodes, Miras, cintas, etc.

III.1.2 Relevamiento batimétrico

Este se llevó a cabo a lo largo de 27 km de extensión en el río Paraná, desde aproximadamente 5 km aguas arriba del puente Gral. Belgrano (km 1210 de la ruta de navegación), hasta 22 km aguas abajo del mencionado puente (km 1183). Para la realización de este relevamiento se efectuaron recorridas con la embarcación cubriendo perfiles transversales de costa a costa, estando los mismos separados 500 m en un tramo de 15 km de extensión, comprendido entre los kilómetros 1210 y 1195, y perfiles cada 1000 m en el tramo restante (km 1195 -1183).

En el sector del río cercano al puente se realizaron perfiles transversales adicionales, de modo tal de cubrir una equidistancia de 250 m entre ellos, cubriéndose, de este modo, una extensión de aproximadamente 600 m desde margen derecha hacia el centro del cauce del río.

También se realizaron mediciones en el riacho Barranqueras, relevándose en este caso perfiles transversales aproximadamente cada 100 m, en una extensión comprendida entre su embocadura y el muelle granelero perteneciente al puerto Barranqueras.

Al momento de realizar el relevamiento batimétrico la utilización de un software desarrollado en la FICH, permite visualizar el recorrido de la embarcación a tiempo real en pantalla, al tiempo que se grava, en forma continua, la posición en coordenadas planas Gauss-Kruger y la profundidad del escurrimiento dada por la sonda ecógrafa.

La información batimétrica que se presenta se obtuvo a partir del procesamiento de los archivos recolectados durante el relevamiento; esto es, los datos determinados por el posicionador satelital se transformaron a coordenadas planas X e Y (Proyección Gauss-Kruger) y las profundidades dadas por la sonda ecógrafa se transformaron a cotas IGN, mediante las cotas del pelo de agua medidas.

Con esta base se trazaron curvas batimétricas cada metro y curvas de nivel topográficas, también cada 1 m.

III.1.3 Aforos líquidos

Se realizaron 16 aforos líquidos (ver **figura N°3.2**) en distintas secciones de manera de cubrir los cauces y brazos más importantes del río Paraná identificados en el tramo de estudio.

Se contó para ello con un Perfilador Acústico Doopler (ADP) vinculado con una sonda ecografía y un GPS. Los perfiles de velocidad se realizaron cada 10 s, con celdas de 0,90 m de espesor. El software (River Surveyor) relacionado al perfilador acústico, arroja el valor de caudal, el cual es calculado a partir de la velocidad media en cada vertical y la medición de la sección.

Con este mismo sistema se midieron velocidades en las inmediaciones de la embocadura del riacho Barranqueras, en un tramo de aproximadamente 700 m desde margen derecha.

Mediante el uso del programa específico del perfilador acústico doopler, se extrajeron las velocidades medias en cada vertical, la que fueron posicionadas a través de GPS, determinando magnitud y dirección del vector correspondiente, los que fueron volcados en los distintos planos.

También se obtuvieron valores de caudales totales en las secciones de aforo que se detallan a continuación: (**tabla N° 3.1**)

TablaN°3.1.Caudales aforados.(Fuente:FICH)

º Aforo	Fecha	Caudal (m3/seg.)
1	28/10/2005	18558
2	29/10/2005	18914
3	28/10/2005	19302
4	28/10/2005	362
5	28/10/2005	270
6	28/10/2005	11895
7	28/10/2005	7713
8	28/10/2005	165
9	28/10/2005	7819
10	28/10/2005	19721
11	28/10/2005	11736
12	28/10/2005	4888
13	28/10/2005	6772
14	29/10/2005	187
15	29/10/2005	399
16	29/10/2005	358

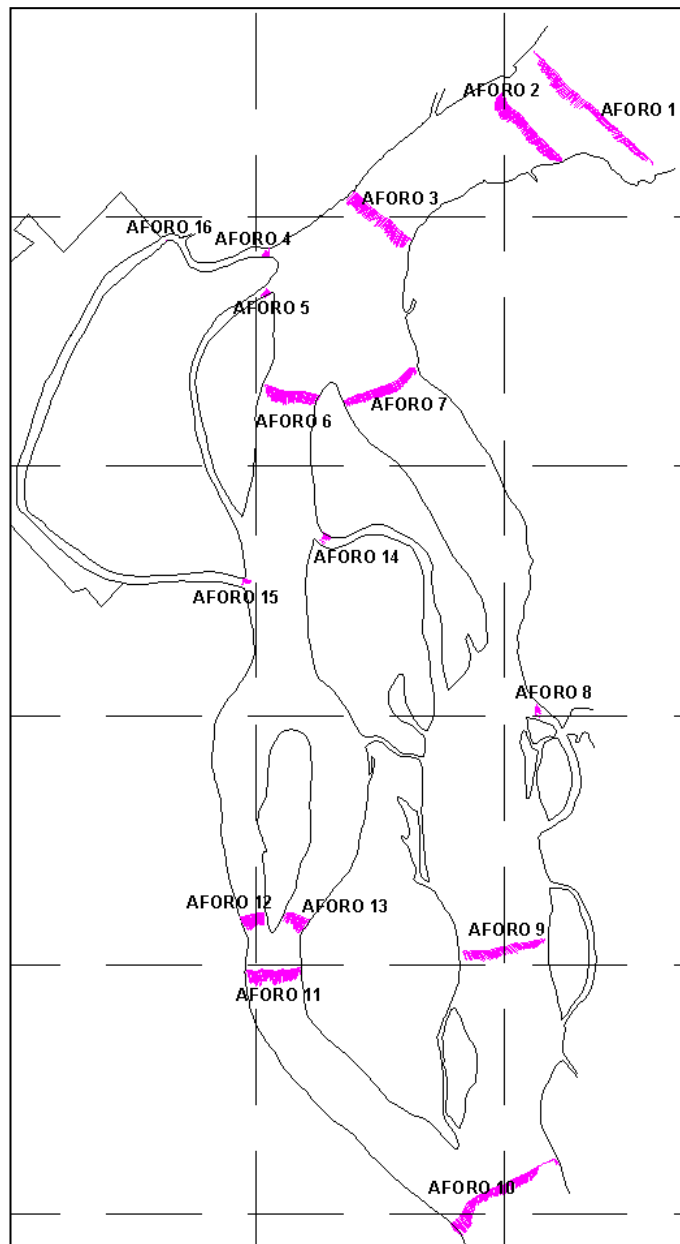


Figura N°3.2. Ubicación de secciones de aforo. (Fuente:FICH).

III.1.4 Líneas de corriente

Se determinaron líneas de corriente a través de una corrida de flotadores lastrados, en una extensión de aproximadamente 2500 m, sobre margen derecha. Estos fueron largados a unos 700 m aguas arriba del puente Gral. Belgrano y seguidos hasta la embocadura del riacho Barranqueras; el número de flotadores empleados fue de 6.

A partir de los datos obtenidos en las corridas de flotadores, posición de cada uno y tiempo asociado, se determinaron las velocidades y direcciones de las líneas de corriente.

III.1.5 Estudio geotécnico

El presente informe, el cual está realizado por la UTE, tiene por objeto el análisis de la información geotécnica proveniente de la campaña de investigación realizada en el sitio de implantación de la Obra de Toma sobre el río Paraná, 70 m aguas abajo del puente General Belgrano.

En la campaña geotécnica que se presenta, en el área de la Obra de Toma, se realizaron tres sondeos con una longitud máxima de 40 m y una longitud total de exploración de 103,34 m. En el siguiente esquema, (ver **figura 3.3**) con base Google Earth, se muestra la ubicación de los sondeos, entre paréntesis la profundidad alcanzada en cada caso. Los sondeos fueron realizados durante el mes de Diciembre de 2011.



Figura N°3.3. Ubicación de los sondeos realizados. (Fuente:UTE).

En los sondeos se realizaron ensayos normales de penetración (SPT) cada metro de avance a partir de los cuales se obtuvieron muestras que llevadas al laboratorio permitieron la caracterización de los depósitos a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos o Casagrande (SUCS). Se determinó la granulometría mediante tamizado vía húmeda y seca, los límites de Atterberg (límite líquido (LL), límite plástico (LP) e índice de plasticidad (IP)) y el contenido de humedad natural (γ_n [%]).

Sobre muestras características de los depósitos se realizaron ensayos triaxiales escalonados en condición de drenaje impedido en ambas etapas de carga (confinamiento y tensión desviante).

Como puede apreciarse en las **figuras 3.4 y 3.5** dos de los sondeos fueron realizados desde pontón en el cauce del río Paraná habiéndose realizado el restante en tierra firme. Las siguientes fotografías ilustran la ejecución de los trabajos ejecutados desde el pontón.



Figura N°3.4. Sondeo sobre el río Paraná. (Fuente:UTE) **Figura N°3.5.** Sondeo sobre el río Paraná.

A continuación se presentan **figura 3.6 a 3.8** por cada sondeo en los que se ha volcado la totalidad de la información obtenida en el campo y el laboratorio en forma de tabla y gráficos de los parámetros más significativos.

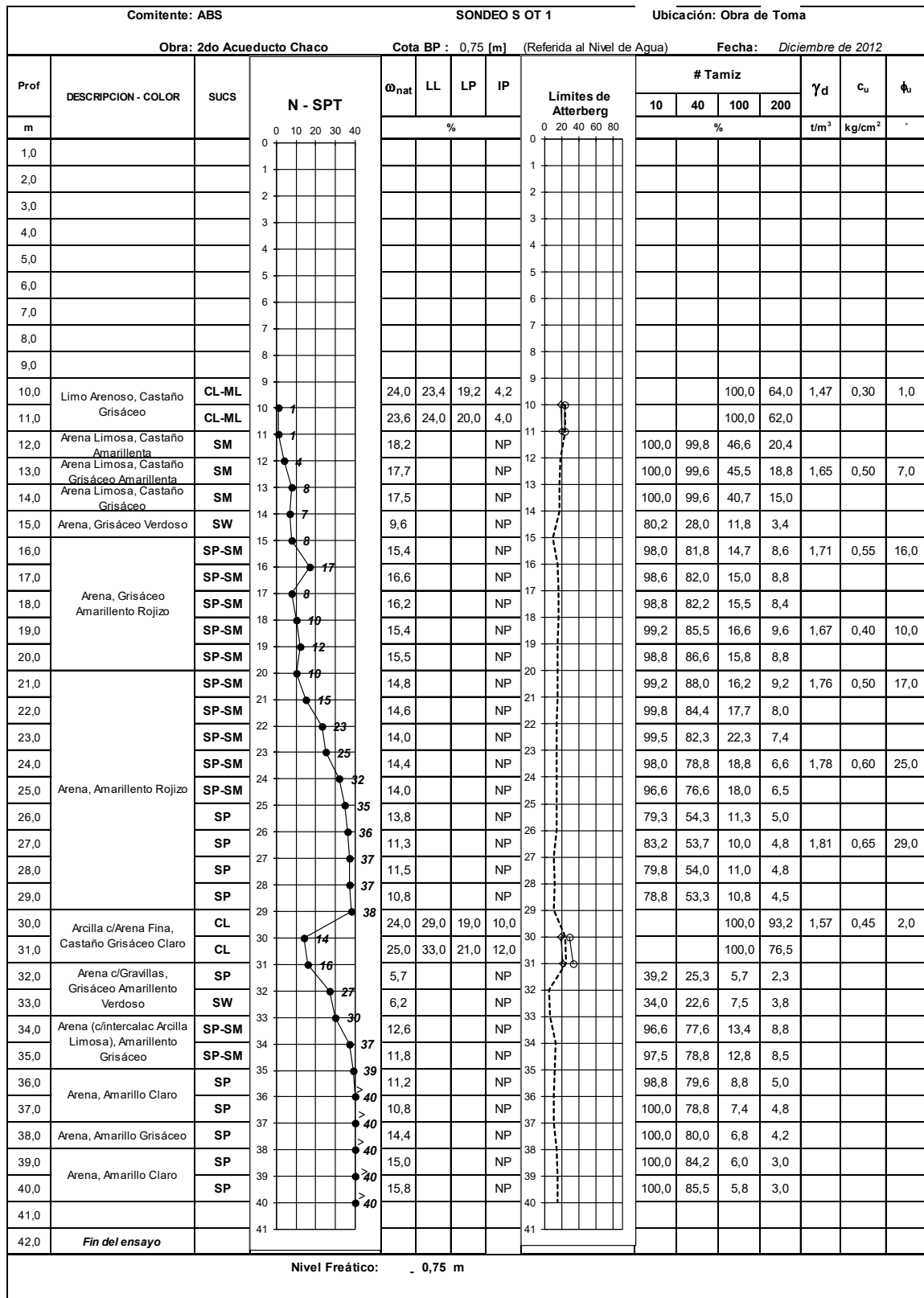


Figura N°3.6 Sondeo de Obra de Toma N°1 (S OT 1). (Fuente:UTE).

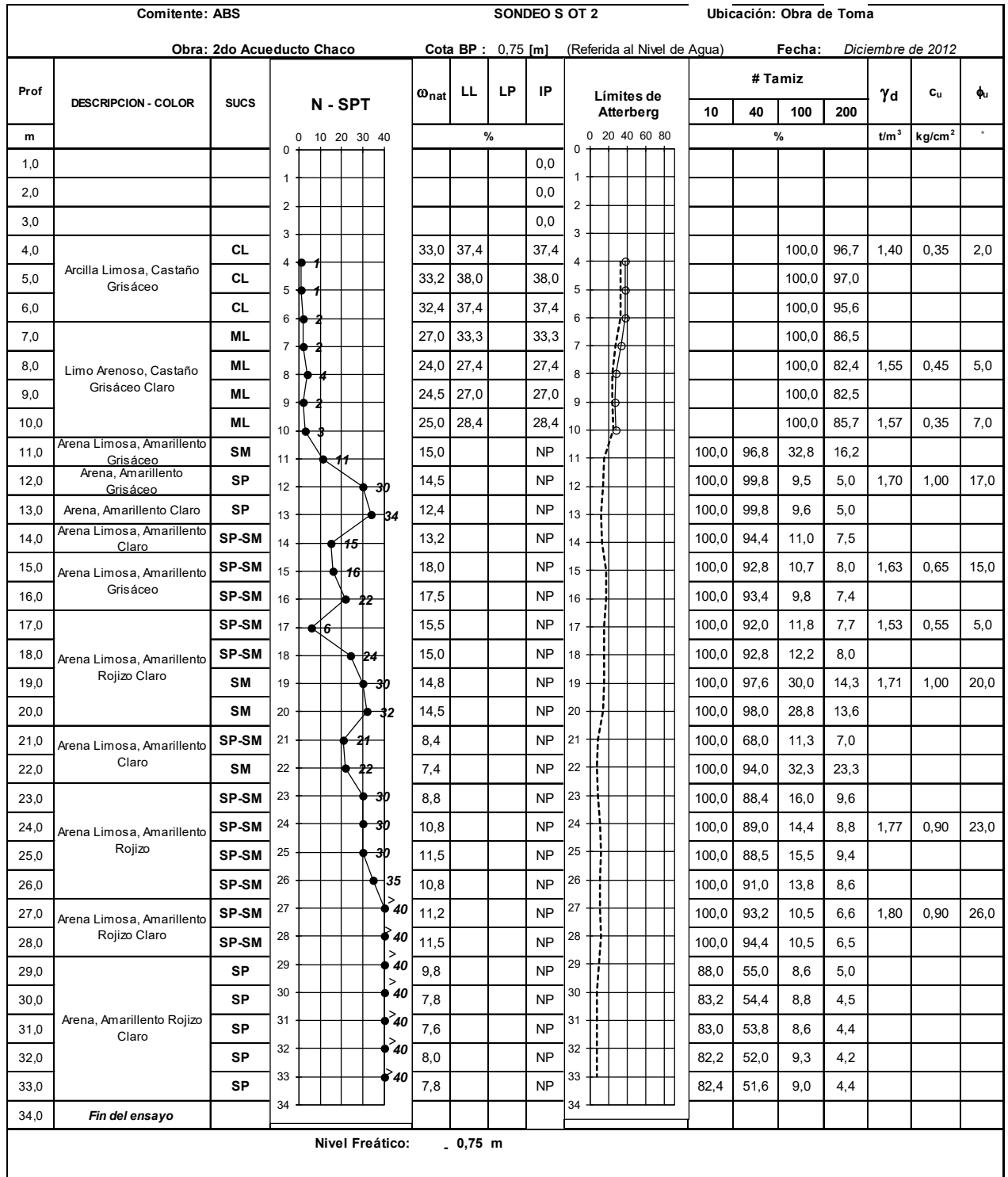


Figura N°3.7 Sondeo de Obra de Toma N°2 (S OT 2). (Fuente:UTE).

Comitente: ABS			SONDEO S OT 3				Ubicación: Obra de Toma									
Obra: 2do Acueducto Chaco			Cota BP : 1,30 [m] (Referida al Nivel de Agua)				Fecha: Diciembre de 2012									
Prof m	DESCRIPCION - COLOR	SUCS	N - SPT	ω_{nat}	LL	LP	IP	Límites de Atterberg	# Tamiz				γ_d	c_u	ϕ_u	
									10	40	100	200				
									%				t/m ³	kg/cm ²	-	
1,0	Arcilla Limosa, Castaño Grisáceo	CL	5	24,0	40,0	22,6	17,4				100,0	97,1	1,57	0,55	4,0	
2,0		CL	6	25,0	41,3	23,3	18,0				100,0	96,3				
3,0	Limo Arenoso, Castaño Grisáceo	ML	7	24,7	28,5	25,0	3,5				100,0	87,0	1,48	0,60	5,0	
4,0	Arcilla Limosa, Castaño Grisáceo	CL	1	32,5	37,5	22,2	15,3				100,0	95,0	1,44	0,35	1,0	
5,0	Arcilla Limosa, Castaño Grisáceo	CL	1	37,8	40,6	23,5	17,1				100,0	97,3				
6,0	Arena, Grisáceo Verdoso	SP-SM	14	16,8			NP			100,0	99,4	17,8	7,7	1,68	0,70	8,0
7,0		SP-SM	15	16,5			NP			100,0	99,5	16,6	8,5			
8,0	Arcilla, Gris Oscuro	CL	15	36,3	39,6	21,6	18,0				100,0	96,0	1,36	0,35	1,0	
9,0	Arena Limosa, Castaño Amarillento	SM	10	22,5			NP			100,0	98,8	46,0	15,7			
10,0	Arena Limosa c/Vest. Orgánicos, Grisáceo Verdoso	SM	10	21,8			NP			100,0	98,8	47,8	14,5	1,57	0,55	8,0
11,0		SM	9	22,0			NP			100,0	97,7	47,5	15,8			
12,0	Arena Limosa, Amarillento	SM	10	20,8			NP			100,0	98,0	46,6	14,8			
13,0	Arena Limosa, Amarillento Rojizo	SM	10	19,8			NP			100,0	90,0	44,2	15,0			
14,0		SM	12	14,5			NP			100,0	89,3	21,2	18,5	1,72	0,60	24,0
15,0		SM	14	16,6			NP			100,0	88,8	20,4	17,7			
16,0	Arena Limosa, Amarillento Rojizo Claro	SP-SM	15	14,4			NP			100,0	98,0	14,6	7,5	1,70	0,50	18,0
17,0		SP-SM	15	14,0			NP			100,0	98,5	15,4	8,0			
18,0	Arena Limosa, Grisáceo Verdoso	SP-SM	15	11,8			NP			100,0	98,0	18,0	8,8			
19,0	Arena Limosa, Amarillento Grisáceo	SP-SM	9	13,6			NP			100,0	98,4	16,6	7,8			
20,0	Arena, Amarillento Grisáceo	SP	13	7,8			NP			100,0	54,4	11,2	2,7			
21,0	Arena Limosa, Amarillento Grisáceo	SM	14	18,5			NP			100,0	99,5	82,5	19,6	1,69	0,65	25,0
22,0		SM	26	17,6			NP			100,0	99,8	84,4	18,8			
23,0	Arena, Castaño Grisáceo	SP	28	6,2			NP			100,0	97,3	14,2	2,8			
24,0	MADERA		16				NP									
25,0	Arena c/gravilla, Amarillento Rojizo	SP	22	7,6			NP			80,0	52,3	10,2	4,8			
26,0	Arena c/gravilla, Amarillento Rojizo Claro	SP	22	6,8			NP			84,4	54,4	9,8	4,5			
27,0		SP	26	6,5			NP			96,6	53,8	11,2	3,8			
28,0	Arena, Amarillento Rojizo Claro	SP	26	6,2			NP			97,5	74,0	12,4	3,6			
29,0		SP	28	5,8			NP			97,0	69,8	11,8	3,5			
30,0		SP	28	5,4			NP			97,4	72,2	11,6	3,8			
31,0			40													
32,0	Fin del ensayo		40													

Nivel Freático: - 1,30 m

Figura N°3.8 Sondeo de Obra de Toma N°3 (S OT 3). (Fuente:UTE).

III.1.6 Análisis de la información

A continuación se presentan perfiles esquemáticos en los que se han volcado:

- Las clasificaciones de suelos según el sistema unificado y el número de golpes N del ensayo normal de penetración (SPT).
- Análisis estadístico del número de golpes variando con la profundidad.
- Los valores de parámetros de resistencia al corte promedio para cada profundidad.
- Análisis estadístico de la cohesión no drenada (c_u) de cálculo para materiales finos y del ángulo de fricción interna (ϕ) de cálculo para suelos friccionales, (Tablas y Gráficos). En los gráficos se han incluido también los valores de ϕ y c_u medidos en el laboratorio para la condición no drenada.
- Los valores de relación de vacíos (e) calculados en cada caso.
- Análisis estadístico de los valores de relación de vacíos (e).
- Valores del módulo de reacción del terreno para sollicitaciones horizontales (K_h) y verticales (K_v) en $[Kg/cm^3]$.
- Análisis estadístico de los valores del módulo de reacción del terreno.

Algunos de estos parámetros que se analizan para conformar las figuras 3.8 – 3.7 – 3.6 están representados mediante planillas en el (**Anexo planillas y planos**).

En las planillas en (**Anexo planillas y planos, planillas N° 3.1 a la 3.3**), se puede ver la disposición de los depósitos, tanto desde el punto de vista de tipo de suelos como por los parámetros vinculados a su comportamiento mecánico.

En la parte superior de los depósitos se han detectado materiales limos arcillosos y limosos de tipo CL, CL-ML y ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), con espesores variables entre 2 m y 7 m.

Tal como se ha dicho, el límite entre estos depósitos más finos y los suelos friccionales inferiores sigue aproximadamente la forma topográfica del terreno. Estos materiales son muy blandos a blandos, evaluados a partir del ensayo normal de penetración $N = 1$ a 5.

Subyacentemente, se encuentran depósitos fluviales del tipo friccional, consistentes en intercalaciones de arenas y arenas limosas del tipo SP-SM, SP y SM (según el SUCS). Se manifiestan en capas en principio lenticulares, no siendo coincidentes en todos los sondeos.

Su compacidad, registrada a través de los resultados de los ensayos de penetración (SPT) muestra depósitos con N crecientes con la profundidad desde $N = 10$ (depósitos firmes) hasta $N > 40$ (depósitos duros).

En la ejecución de los sondeos se detectaron algunas particularidades, como por ejemplo la presencia de un manto de unos 2 m de potencia de arcillas limosas del tipo CL a 30 m de profundidad observada en el sondeo S OT 1.

Resulta otra singularidad el haberse detectado madera en el sondeo S OT 3 (realizado en tierra firme) a 24 m de profundidad inmediatamente sobre el manto de arena pobremente graduada (SP) de mayor compacidad ($N > 40$) detectado en todos los sondeos.

La detección puntual de estas singularidades, sin confirmación de su extensión a través de una mayor densidad de la información hace que deba tenerse cierta prudencia en la adopción de los parámetros de cálculo.

III.2 Arrastre de sedimentos

El fenómeno del arrastre de sedimentos es uno de los factores que nos ayudara a visualizar la posible ubicación de la obra de toma. En la **figura N°3.9** se presentan los principales ríos tributarios del río Paraná a nivel provincial.

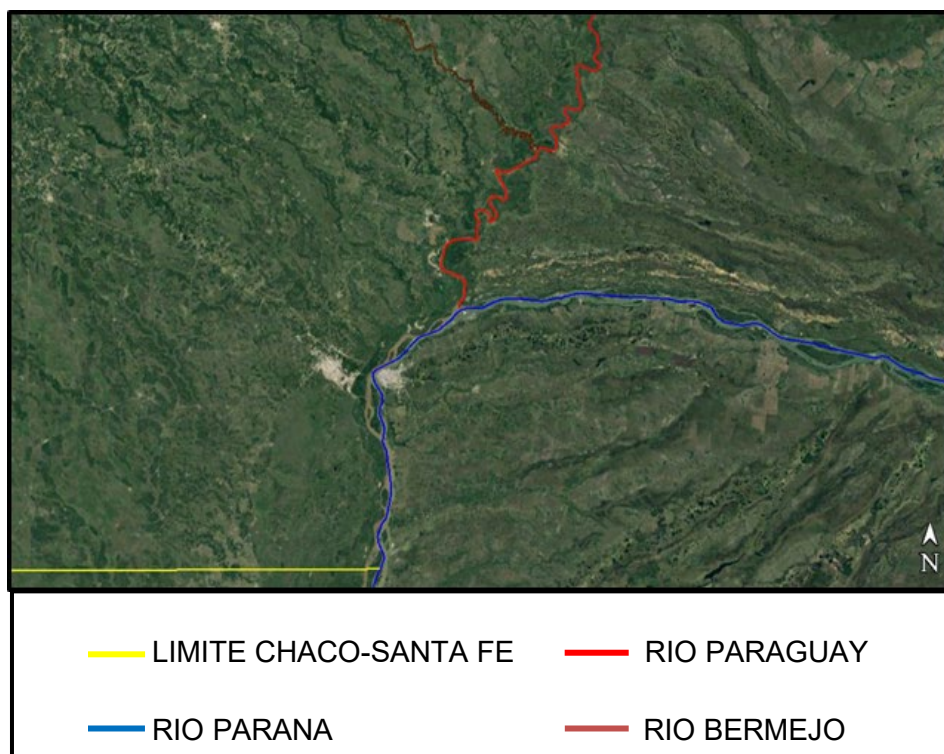


Figura N°3.9 Principales ríos tributarios del río Paraná. (Fuente: Google Earth del 11-12-2016).

Como se puede ver en la imagen los principales tributarios del río Paraná son el río Paraguay y mediante este, el río Bermejo.

El problema de los sedimentos es principalmente debido a la contribución del río Bermejo el cual se caracteriza por la gran cantidad de sedimentos de fondo y en suspensión.

En la **figura N°3.10** se puede apreciar notablemente la diferencia, por su color en las costas del lado correntino y la del lado chaqueño.



Figura N°3.10. Color del agua en la costa chaqueña y correntina. (Fuente: Google Earth del 11-12-2016).

De los estudios realizados para la ubicación de la obra de toma para el segundo acueducto, se obtuvo la siguiente información sobre el contenido de sedimento.

III.2.1 Características de los sedimentos de fondo

El estudio se basa en los antecedentes disponibles en el Centro de Ecología Aplicada (CECOAL) del CONICET, un lote de muestras que permite identificar su composición textural y relacionarla con la dinámica temporal del agente de transporte.

Dichas muestras fueron tomadas con frecuencia mensual durante el período hidrológico marzo 1981 - febrero 1982, aproximadamente a 500 m aguas arriba del puente Belgrano, en la zona de mayor profundidad del canal de la margen derecha. En cada punto y momento de muestreo se midió la profundidad y se registró el nivel hidrométrico en Puerto Corrientes.

Las muestras fueron procesadas siguiendo la técnica del tamizado por vía seca para obtener la abundancia de cada clase granulométrica. Los resultados se presentan en la tabla N°3.2.

Tabla N°3.2. Granulometría del sedimento de fondo del río Paraná. (Fuente: FICH).

Fecha	Altura río (m)	Prof. (m)	C (Ø)	C (mm)	Mz (Ø)	Mz (mm)	SD (Ø)	σ_g
mar-81	4.06	10.8	-1.9	4	1.79	0.289	0.66	1.58
abr-81	3.4	9.8	-2	4	1.39	0.382	1.32	2.5
may-81	3.66		-1.8	3	1.41	0.376	0.85	1.8
jun-81	3.34	11	-0.4	1.32	2.65	0.159	0.51	1.42
jul-81	2.8	10.5	-1.1	2	1.42	0.374	0.8	1.74
ago-81	2.63	10.7	-2.2	5	1.1	0.467	1.33	2.5
sep-81	2.51	8.3	-1.7	3	1.72	0.304	0.73	1.66
oct-81	2.78	9	-0.8	2	1.24	0.423	0.8	1.74
nov-81	2.89	8.5	-1.5	3	1.51	0.35	0.8	1.74
dic-81								
ene-82	5.47	14	-1.3	2	1.43	0.371	0.87	1.83
feb-82	5.77	12.5	-2	4	0.5	0.707	1.04	2.06

Referencias: Prof.: profundidad; C: percentil 1%; Mz: tamaño medio; SD: desvío estándar (Φ); desvío estándar geométrico: $\sigma_g = \sqrt{\frac{d_{84}(mm)}{d_{16}(mm)}}$

La variación hidrométrica media mensual del río Paraná y de la profundidad máxima del canal localizado cerca de la margen derecha en la sección Corrientes-Resistencia durante el muestreo considerado, puede ser observada en la Figura N°3.11.

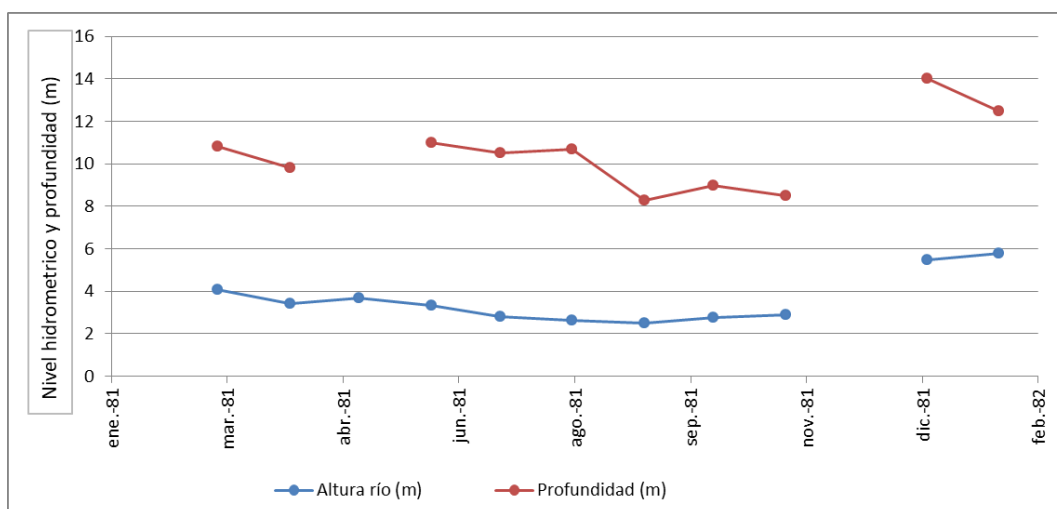


Figura N°3.11 Variación Hidrométrica y de profundidad del río Paraná. (Fuente: FICH).

Desde un valor hidrométrico de 4 m registrado en el mes de marzo/81 se observa un descenso casi continuo hasta alcanzar 2,5m en el mes de septiembre. A partir de entonces comenzó un período de aguas altas cuyo máximo ocurrió en el mes de febrero/82 con 5,7m.

La profundidad tuvo en líneas generales las mismas variaciones, alcanzando el valor mínimo (8,3m) en el mes de septiembre/81 y el máximo (14 m) en enero/82.

El promedio general de este parámetro recayó en la fracción arena mediana, con valores extremos correspondientes a arena fina (junio/81) y arena gruesa (enero/82) (Figura N°3.12).

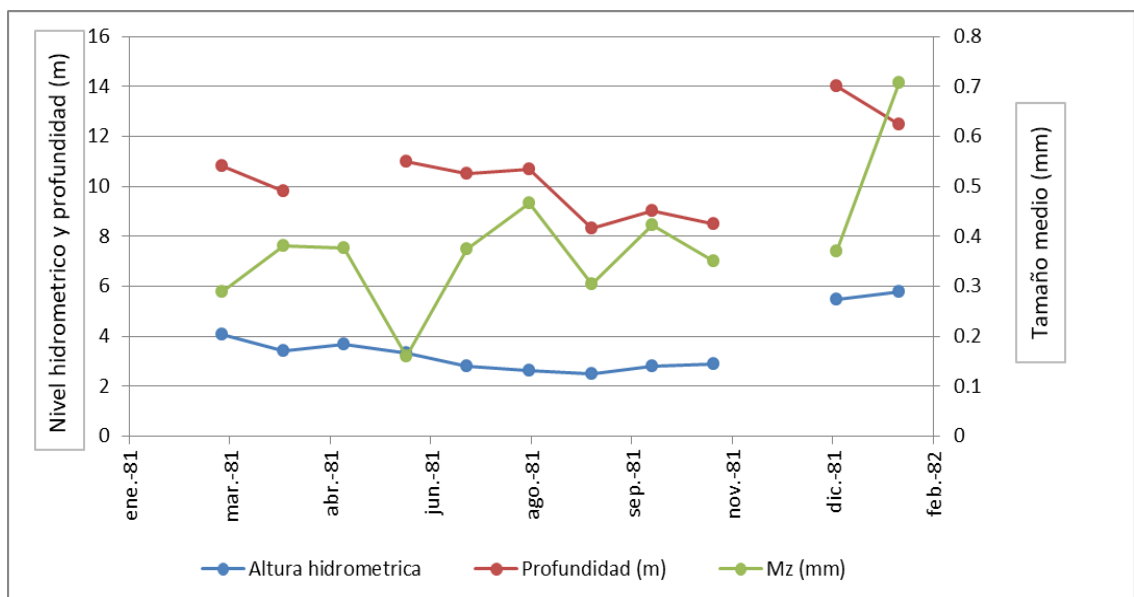


Figura N°3.12. Tamaño medio del material de fondo. (Fuente: FICH).

No se aprecia relación significativa entre el tamaño medio de estos sedimentos con la profundidad del cauce o con el nivel hidrométrico del río, aunque los sedimentos de mayor diámetro parecen estar asociados a los mayores caudales.

Ninguno de los parámetros comunes en el análisis granulométrico de sedimentos permitió establecer correlaciones claras y definidas con las variaciones de caudal (**Figura 3.13 y 3.14**)

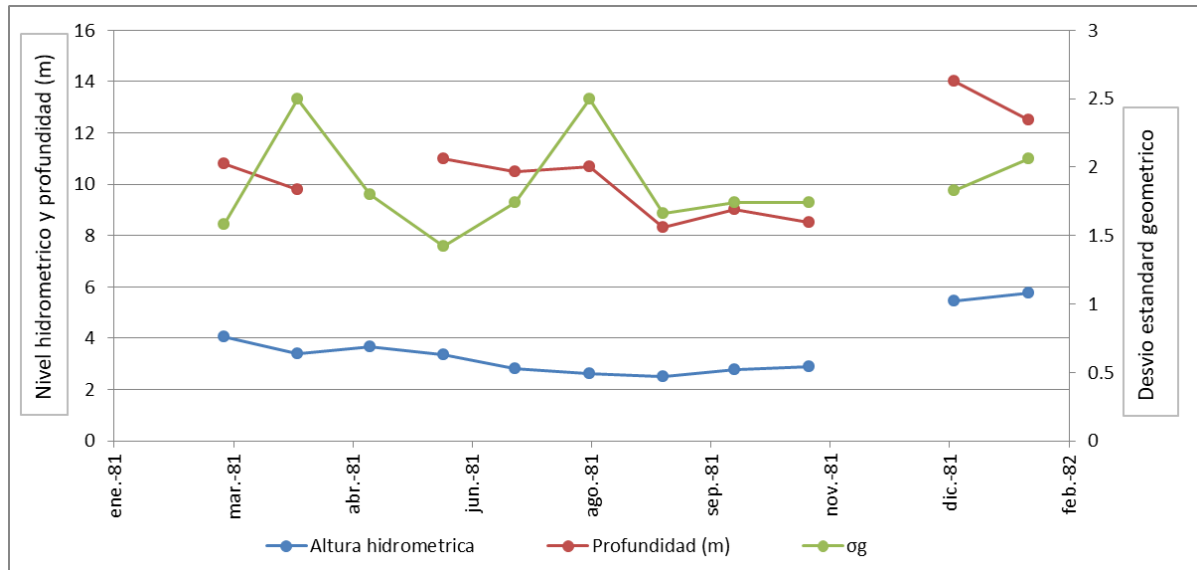


Figura N°3.13. Desvío estándar geométrico del material de fondo. (Fuente: FICH).

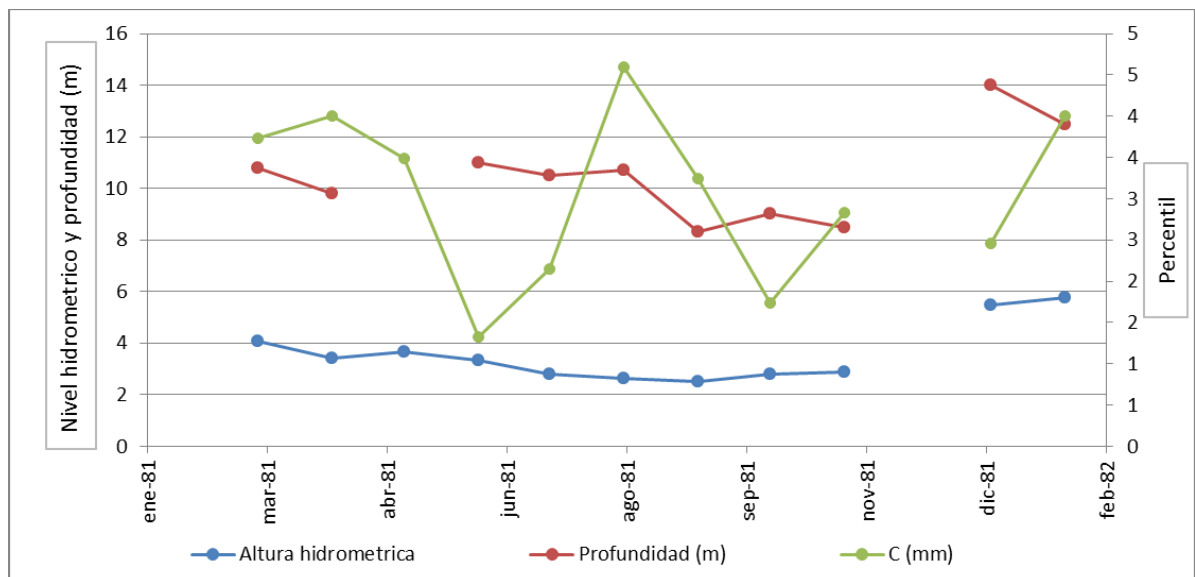


Figura N°3.14. Percentil 1% del material de fondo. (Fuente: FICH).

La selección más frecuente de las arenas de fondo fue moderada y el tamaño máximo transportado correspondió a grava fina.

Se estima que una de las principales limitantes para analizar la dinámica del lecho es la imposibilidad de conocer en forma precisa la ubicación del material extraído dentro de la carpeta de tracción.

Pese a ello, puede apreciarse una considerable homogeneidad textural que permite aceptar iguales características de las áreas de aporte.

También se calculó la frecuencia de cada mecanismo de transporte según el criterio de Visher, lo cual de resume en la **tabla N° 3.3**.

Tabla N°3.3. Distribución de los mecanismos de transporte de los sedimentos. (Fuente: FICH).

Fecha	TR (%)	SA (%)	SU (%)
Mar-81	8	90,6	1,4
Abr-81	18,2	81,8	0
May-81	9,7	89,15	1,15
Jun-81	1,75	94,45	3,8
Jul-81	5,5	92,5	2
Ago-81	0	100	0
Sep-81	8,7	90,8	0,5
Oct-81	0,67	90,33	9
Nov-81	15,5	80,3	4,2
Dic-81	-	-	-
Ene-82	0	100	0
Feb-82	0	100	0

Referencia:

TR: transporte por tracción

SA transporte por saltación

SU: transporte por suspensión

El modo dominante de transporte fue el de saltación, cuyas variaciones tuvieron entre 80 y 100% de frecuencia, conservando una aceptable correlación positiva con la profundidad y el nivel hidrométrico. En forma subordinada se registró el transporte por tracción, estando el mecanismo de transporte por suspensión cerca del fondo con muy baja presencia (hasta un 4%) o directamente ausente.

III.2.2 Caracterización de los sedimentos suspendidos

En **tabla N° 3.4** y **figura N°3.15** se presenta la evolución de la concentración de sedimento suspendido sobre la margen derecha del río Paraná entre enero del 2001 y similar mes del 2002.

Tabla N°3.4. Concentración de sedimentos suspendidos (margen derecho) (Fuente: FICH).

Fecha	Nivel hidrométrico (m)	Concentración (mg/l)	Fecha	Nivel hidrométrico (m)	Concentración (mg/l)
24/01/2001	4,23	506,22	06/07/2001	2,34	46,72
06/02/2001	4,52	426,14	14/08/2001	1,8	65,09
20/02/2001	4,72	828,05	21/08/2001	1,57	54,54
06/03/2001	5,84	715,5	04/09/2001	1,45	76,12
20/03/2001	3,92	657,6	17/09/2001	1,78	47,71
03/04/2001	3,61	743,69	02/10/2001	1,9	89,69
17/04/2001	3,56	480,09	16/10/2001	3,7	41,74
02/05/2001	3,74	513,78	30/10/2001	2,69	54,7
15/05/2001	3,12	115,07	13/11/2001	1,89	115,65
29/05/2001	2,52	160,91	27/11/2001	2,28	88,8
12/06/2001	2,67	124,31	12/12/2001	2,4	72,27
26/06/2001	2,06	112,48	26/12/2001	2,25	297,35
10/06/2001	2,46	62,11	08/01/2002	2,12	366,53
24/06/2001	2,2	55,16	22/01/2002	2,58	272,42

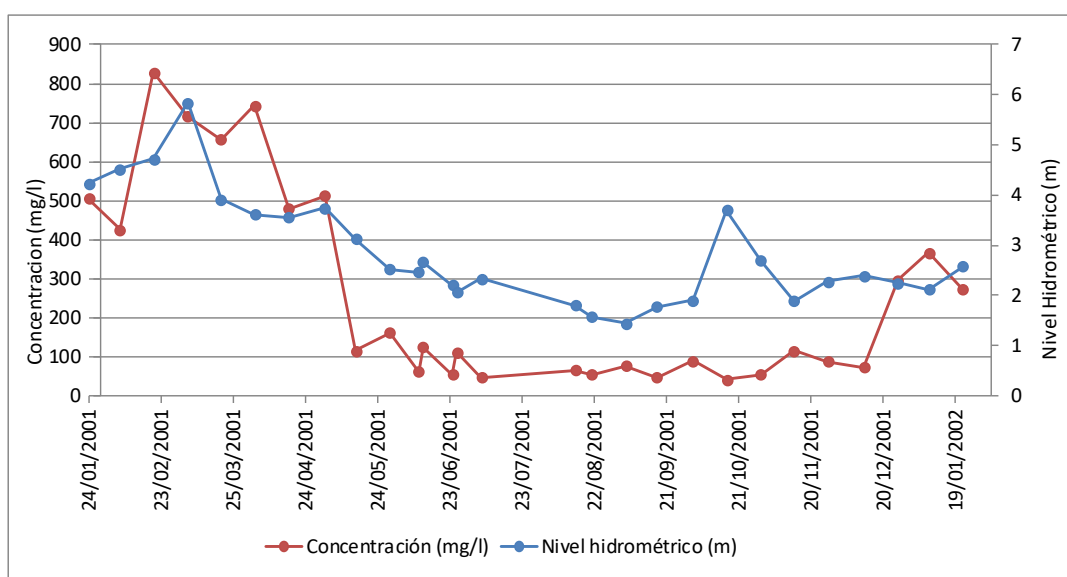


Figura N°3.15. Concentración de sedimentos suspendidos (margen derecho) (Fuente: FICH).

La información de similar índole que aparece en “Caracteres sedimentológicos de la carga en suspensión del río Paraná entre Confluencia y Esquina” de Bonetto, A.A y Orfeo O. (1984)) de la Asociación Argentina de Mineralogía, Petrología y Sedimentología, del cual se obtuvo información de los periodos Mayo-81 a Marzo-82, ver (**planilla N°4 en Anexos planillas y planos**).

La **figura N° 3.16** ofrece una visión general de la relación entre la concentración de carga de lavado y los niveles hidrométricos sobre la margen derecha del río Paraná frente a Corrientes.

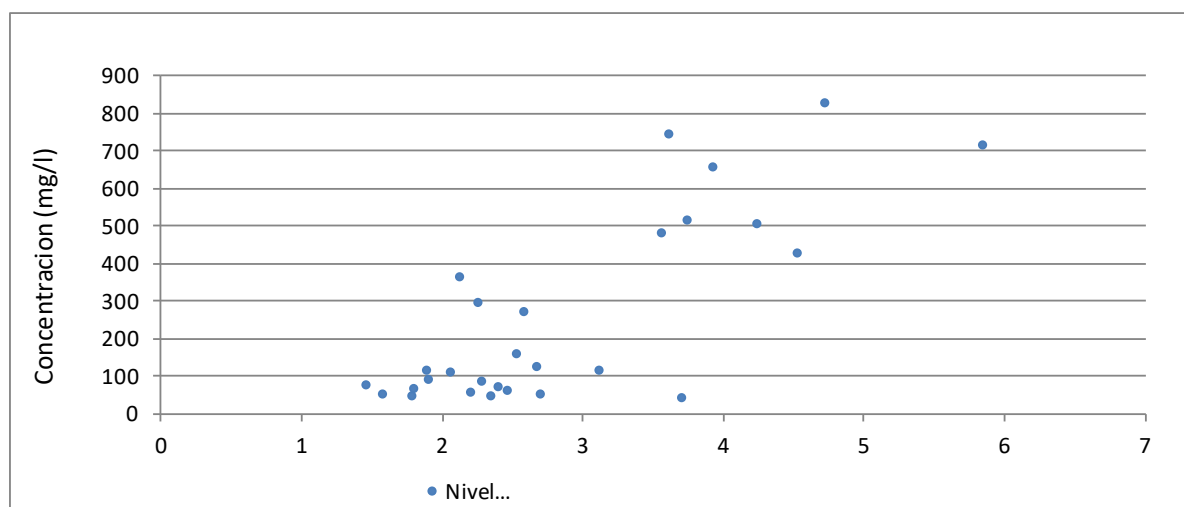


Figura N°3.16. Relación entre las cargas de lavado y los niveles hidrométricos. (Fuente: FICH).

La dispersión que se aprecia tiene relación con la procedencia del material suspendido ya que ese tipo de sedimento transportado cerca de la margen derecha del río Paraná aguas abajo de su confluencia con el río Paraguay, proviene fundamentalmente del río Bermejo. Por ello las divergencias entre las variables consideradas guardan más relación con las variaciones hidrométricas del río Bermejo que con las propias del río Paraná.

III.3 Estudios geomorfológicos

Se tendrán en cuenta los antecedentes y la información del estudio de ubicación de la Obra de Toma de segundo acueducto del Chaco.

Este estudio se planteara desde dos puntos de vistas:

- Obtener un panorama de evaluación en planta del área global de estudio, mediante la ayuda de aforos e imágenes satelitales.
- Utilizar planos batimétricos resultantes de relevamientos realizados en diferentes momentos de los últimos 100 años, incluyendo un examen del comportamiento del thalweg del río Paraná.
- De ambos análisis se llegó a un resultado de estudios disponibles de similar índole llevados a cabo en el tramo medio, permitió sugerir tendencias esperables en cuanto al comportamiento fluvial en el área de interés, destinadas a asegurar la estabilidad de las obras.

III.3.1 Evolución en planta

Las imágenes utilizadas para el estudio se describen en la siguiente tabla.

Tabla N°3.5. Imágenes utilizadas para la evolución en planta (Fuente: FICH).

Fecha	Nivel hidrométrico (m) (1)	Tipo de imagen
1958	Aguas medias bajas	Aerofoto
1968	Aguas medias bajas	Aerofoto
1972	Aguas medias bajas	Aerofoto
10/09/1994	2,41	SPOT
30/03/1997	4,03	LandSat 5
04/05/1998	8,39	LandSat 5
14/03/2000	3,03	LandSat 5
29/01/2004	Aguas medias bajas	LandSat 7
16/02/2005	Aguas medias	LandSat 7

El informe describe las siguientes características observada en cada imagen:

Material fotográfico del año 1958

En el material fotográfico obtenido en 1958 se pudo apreciar en el extremo Norte de la isla Santa Rosa el adosamiento de un banco que configura el comienzo del riacho Barranqueras, provocando la curva inicial del curso. Próximo a este banco, que ya contaba con vegetación que lo estabilizaba por anclaje radicular, se observó la existencia de un banco de arena incipiente en dirección al río Paraná.

En la segunda curva pronunciada del riacho Barranqueras, se encontraba sobre la margen derecha la desembocadura conjunta de los ríos Negro y Tragadero. La distancia entre dicha unión y la descarga en el riacho Barranqueras era de aproximadamente 200 m.

Sobre la misma margen y a poca distancia de la confluencia Negro - Tragadero, existía una laguna en medialuna con sus extremos hacia el Norte, que estaba ubicada prácticamente sobre la costa del riacho Barranqueras en ese momento. Entre dicha laguna y la toma de aguas para la ciudad de Resistencia, se observó un estrangulamiento del riacho por deposición de sedimentos. Frente a dicha toma de aguas, el ancho del riacho era de 180 m.

En la margen derecha del río Paraná, aproximadamente 2000 m aguas arriba de la embocadura del riacho Barranqueras, se apreciaba ya el recinto rectangular de unos 1200 m de largo y 400 m de ancho, constituido por un refulado de arena del Paraná destinado a alojar el obrador del futuro puente General Belgrano. En 1958 el ancho del recinto en el extremo SO era de 280 m. En dicho año, el ancho del Paraná entre el vértice del recinto próximo al río y el inicio de la costanera de la ciudad de Corrientes era de 1.500 m aproximadamente.

Material fotográfico del año 1968

Se observó que el banco de formación incipiente frente a la isla Santa Rosa se encontraba consolidado, como lo demuestran la vegetación y las áreas de cultivo. Aguas arriba de este depósito que ya formaba parte de la isla Santa Rosa, comenzó el desarrollo de un nuevo banco de arena, también se destacaba la formación de una isla en el centro del cauce del Paraná (cuyo origen puede haber sido el “banco incipiente” mencionado más arriba), extendida por un banco emergente que se aproximaba a lo que posteriormente sería la traza del puente Belgrano.

Material fotográfico del año 1972

Los procesos de deposición mencionados se habían consolidado, en el extremo Norte de la isla Santa Rosa el banco de arena, en ese momento ya con vegetación, quedó separado de la isla por un pequeño canal. También se pudo apreciar la continuidad de la isla central del Paraná, con su cabecera en las proximidades del futuro puente Belgrano.

Se observó, asimismo, un avance frontal de la margen derecha del riacho Barranqueras de aproximadamente 80 m, en el área comprendida entre la desembocadura de los ríos Negro y Tragadero y la primera curva aguas arriba del riacho. Esto determinó el aumento de la distancia entre dicha confluencia y la desembocadura sobre el riacho, en la fecha de toma de la fotografía de 1972 ya estaban construidos los pilotes del puente, pudiendo determinarse que la distancia entre su traza y el extremo de la isla Santa Rosa era de 2300 m.

Imágenes SPOT año 1994

Permiten apreciar grandes modificaciones morfológicas en el área, se destacaba la desaparición de la isla aguas abajo del puente en la zona central del cauce, estimándose que todo el material removido podría haberse depositado al este de la isla Santa Rosa. Asimismo no se descarta el adosamiento con otro banco existente hacia aguas abajo. El

resultado fue la formación, crecimiento y desplazamiento de una gran isla que se adosó a la Santa Rosa por su lado este. El extremo norte de esta última se extendió aguas arriba llegando a una distancia de 1870 m de la traza del puente, de igual modo fue significativa la modificación de la traza del riacho Barranqueras, manifestada por un incremento de la distancia entre la confluencia Negro - Tragadero y la desembocadura de éstos en el riacho. Esa distancia creció de 200 m en 1958 a 580 m en 1994. La laguna en medialuna mencionada que estaba apenas separada del riacho Barranqueras por un angosto tramo de tierra en 1958, en 1994 se encontraba alejada alrededor de 250 m del mismo.

Imágenes SPOT año 1997

En el período comprendido entre 1994 y 1997 no se registraron grandes cambios en la morfología de costas e islas.

Imágenes LANSADT año 1998

En la creciente del río Paraná de 1998, se pudo apreciar que la superficie inundada ocupó casi toda el área de estudio, con excepción del recinto de arena descrito con anterioridad. Este período habría producido cambios en la morfología fluvial que se observaron en los años posteriores.

En 1997 la distancia de la punta norte de la isla Santa Rosa a la traza del puente, se había reducido a 1550 m, pero esa tendencia se habría revertido luego ya que la separación era de alrededor de 1700 m en marzo de 2000(**figura N° 3.12**), 1800 m en enero de 2004 (**figura N°3.13**) y 2000 m en febrero de 2005(**figura N°3.14**), en **Anexo figuras y tablas**.

La distancia entre la costa chaqueña y correntina en la traza mencionada para la situación en 1958, aumentó de 1500 m a 1780 m en 2005, es decir que se produjo un ensanchamiento del cauce en dicha zona a razón de unos 6 m por año en promedio.

La separación entre la traza del puente Belgrano y la cabecera de la isla Santa Rosa en términos netos se mantuvo entre 1958 y 2005 (aprox. 2000 m), con los acercamientos mencionados en las situaciones intermedias.

La distancia entre la confluencia conjunta de los ríos Tragadero y Negro a la margen derecha del riacho Barranqueras aumento de 200 m a 780 m entre los años considerados.

La laguna en medialuna ubicada a poca distancia de la confluencia Negro – Tragadero se ubica actualmente a 330 m de la margen derecha del riacho Barranqueras.

En el mismo período de tiempo, el ancho del riacho Barranqueras en la zona de la toma de agua para la ciudad de Resistencia se redujo de 180 a 100 m, o sea a razón de 1,7 m por año en promedio. Esta reducción del ancho del cauce se correlaciona con la disminución de su profundidad, como consecuencia de una definida tendencia a la colmatación debido al progresivo desbalance hidrosedimentológico del mencionado brazo secundario del Paraná.

Ello se debe a la influencia de la carga sólida proveniente del río Bermejo que transporta el Paraná sobre su margen derecha, la cual genera una severa reducción de la sección de ingreso del riacho Barranqueras, que mostró durante todo el periodo analizado una clara evolución hacia su desactivación. A ello se suma la descarga sólida de los ríos Tragadero y Negro, que agudizan el mencionado proceso de atrofiamiento fluvial.

III.3.2 Características y cambios batimétricos. Thalweg del río Paraná

Para este objetivo se utilizaron, en primer lugar, ecogramas disponibles en el CECOAL obtenidos el 19/7/89 con un nivel en el hidrómetro de Corrientes igual a 4 m. Los registros se realizaron en forma transversal y paralela a la corriente en la zona de emplazamiento del puente General Belgrano.

El examen detallado de la batimetría en base a parámetros que permiten cuantificar las tendencias evolutivas históricas, principalmente las de los últimos 25 años, se llevaron a cabo con los planos obtenidos de la DNV (Dirección Nacional de Vialidad) y de la FICH, a partir de relevamientos realizados sobre el cauce principal a la altura de Corrientes.

En cada uno de estos planos se ubicaron dos perfiles transversales 100 m aguas arriba del puente General Belgrano y 1200 m aguas abajo del mismo.

La localización precisa de los perfiles en aquellos planos relevados con anterioridad a la construcción del puente, se logró mediante la identificación de puntos fijos y/o lugares presentes en toda la cartografía disponible., para referir las mediciones batimétricas en todos los casos a un origen común con el objeto de analizar su evolución temporal, se trazó una poligonal de base perpendicular al eje del puente ubicada a 2000 m de la pila 1 sobre margen chaqueña. Las profundidades de las distintas isobatas para cada año, a su vez, se refirieron a un mismo plano horizontal que pasa por el 0 m del hidrómetro de Corrientes.

Los antecedentes disponibles en el riacho Barranqueras no posibilitaron la realización de un examen tan detallado de la evolución de su batimetría, como en el caso del río Paraná. Sin embargo las observaciones realizadas en base a las imágenes que se utilizaron para el análisis en planta, pudieron en buena medida corroborarse comparando 5 secciones

transversales dispuestas en su tramo superior, tal como aparecen en 1995 y en (2005) considerando el relevamiento ejecutado para este estudio.

Los ecogramas registrados (ver **figuras N°3.17 a 3.21**) en 1989 permiten obtener una primera impresión de la batimetría del cauce del río Paraná a la latitud de la ciudad de Corrientes. Se observa un diseño claramente asimétrico en ese momento, que es característico en prácticamente todo el periodo de 100 años analizado en detalle más abajo.

Ecograma A -1989

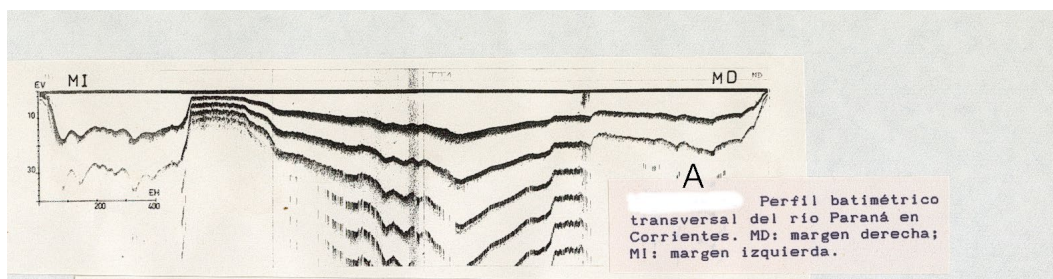


Figura N°3.17. Perfil batimétrico transversal del río Paraná en Corrientes (Fuente: FICH).

Ecograma B -1989

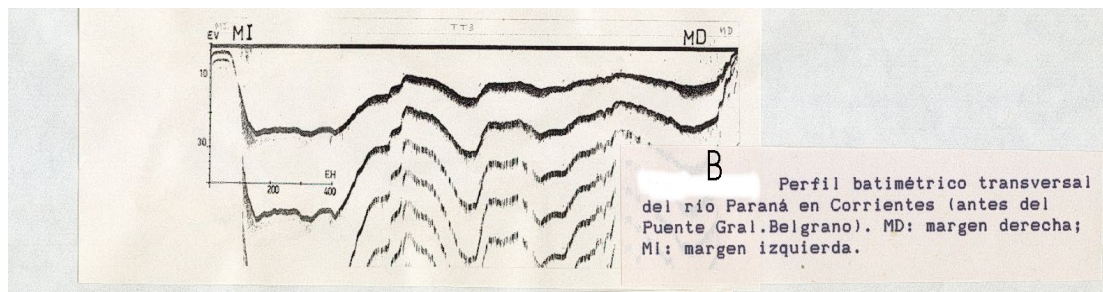


Figura N°3.18. Perfil batimétrico transversal del río Paraná en Corrientes. (Fuente: FICH).

Ecograma C -1989

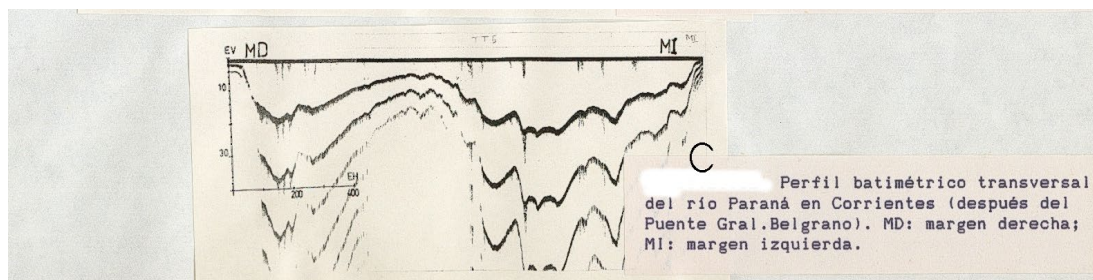


Figura N°3.19. Perfil batimétrico transversal del río Paraná en Corrientes (Fuente: FICH).

El canal derecho (A) tenía unos 500 m de ancho y de 15 a 18 m de profundidad, con lecho irregular. Su talud derecho presentó pendientes del orden de 1:7 (A), 1:6 (B) y 1:2,5 (C). Se

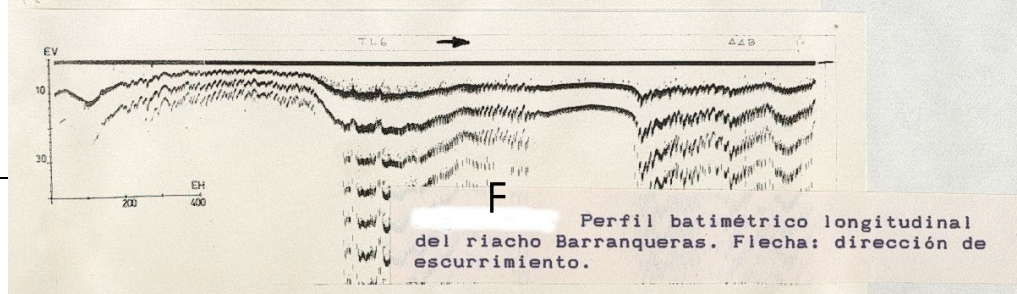
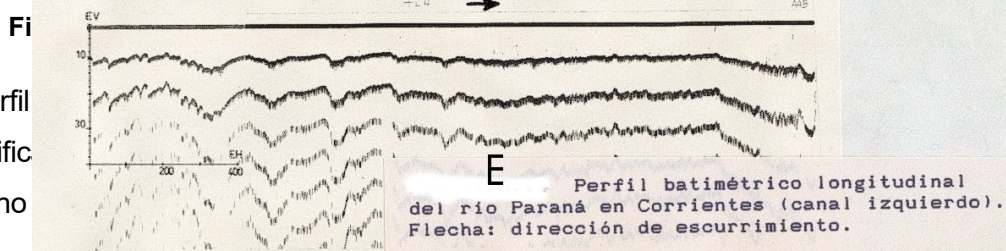
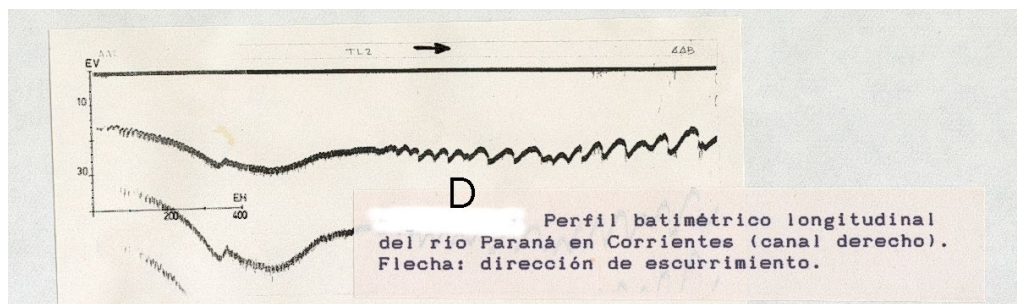
midieron aquí las velocidades de corriente más elevadas de toda la sección, superiores al 1 m/s en superficie.

En contacto neto con el anterior se desarrollaba el canal izquierdo, de aproximadamente 2.000 de ancho y casi 20 m de profundidad máxima en el centro del cauce. El perfil de este canal es más regular que el adyacente sobre margen izquierda, quedando separado del mismo por una plataforma deposicional muy somera (1,5 m de profundidad).

Aguas abajo, el cauce mantiene la fisonomía señalada, aunque la zona de separación entre los dos canales es menos pronunciada del orden de los 9 m de profundidad. El canal izquierdo tiene profundidad máxima superior a los 25 m y unos 600 m de ancho. La pendiente del talud próximo a la costa es más pronunciada que la opuesta. El canal derecho es más ancho y somero, con irregularidades de gran escala.

El ecograma C fue levantado después del Puente General Belgrano. Aquí se observan procesos de erosión y sedimentación que podrían estar vinculados a la cercanía del puente vial, que origina cambios abruptos del lecho en tramos cortos (dentro del diseño de cauce doble que se detalló con anterioridad), generando formas de amplitud muy variable. Las profundidades máximas de ambos canales alcanzan los 18 m en el derecho y 22 m en el izquierdo, mientras que la zona central de separación tiene 4 m de profundidad.

Thalweg Canal Derecho -1989



l).
ante. Se
asando

Thalweg riacho Barranqueras -1989

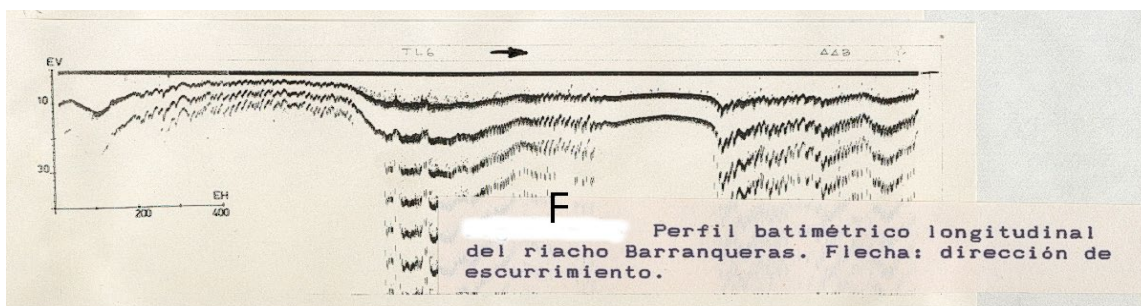


Figura N°3.21. Perfil batimétrico longitudinal del riacho Barranqueras (Fuente: FICH).

La batimetría realizada en el riacho Barranqueras permite apreciar ondulaciones coronadas por trenes de ondas de menor escala, que tienen entre 3 y 6 m de profundidad sobre las crestas y entre 9 y 13 m sobre los valles.

III.3.3 Río Paraná - Sección 100 m aguas arriba del eje Puente Gral. Belgrano

En las (figuras N°3.16 a la 3.18 del Anexo figuras y tablas) se puede observar un ejemplo de la evolución de esta sección en los años 1906, 1924 y 1952.

. En **tabla N° 3.6** se presentan los parámetros morfológicos medidos en esta sección en los 100 años de registros disponibles.

Tabla N°3.6.Parámetros Morfológicos. (Fuente: FICH).

AÑO	1	2	3	4	5	6	7
1906	1160	650	18	1:10	8	130	790
1924	1365	835	15	1:7	5	150	555
1952	1215	755	18	1:7	7	110	650
1964	1440	990	16	1:8,5	10	130	470
1971	1560	1255	20	1:5,5	5,4	45	390
1980	1505	1075	17,1	1:10	4	45	405
1983	1545	955	21,3	1:3	14	125	425
1990	1585	1010	16,5	1:9	11,8	140	410
2001	1550	175	16	1:6	16	145	390
2005	1500	195	15	1:5,7	15	195	350

Dónde:

- 1: Ancho del cauce a la isobata de cero m en el hidrómetro de Corrientes (m)
- 2: Distancia horizontal desde la isobata de cero m de margen derecha al thalweg del perfil (m)
- 3: Profundidad del thalweg referida a la isobata de cero (m)
- 4: Talud máximo de margen derecha
- 5: Profundidad máxima cercana a margen derecha referida a la isobata de cero (m)
- 6: Distancia horizontal desde la isobata de cero m de margen derecha a la vertical de mayor profundidad más cercana (m)
- 7: Distancia de la poligonal de base a la isobata de cero m de margen derecha (m)

El ancho del cauce en este lugar alcanzó sus valores más bajos, inferiores a 1.400 m, prácticamente en la primera mitad del Siglo XX. En la década de 1960 puede asumirse una transición hacia un ancho de mayor magnitud, el cual se mantiene relativamente estable a partir de la década de los años 70 donde las cifras varían entre 1.500 m y 1.585 m hasta el presente.

Con respecto a la distancia entre el thalweg y margen derecha, dado el carácter asimétrico que presentó la sección durante la mayor parte del siglo pasado, se hace referencia a la separación de la ribera chaqueña de la máxima profundidad registrada en el perfil transversal.

Hasta 1980 la información cartográfica muestra que el canal más ancho y profundo se ubicó sobre margen izquierda, quedando un canal secundario más estrecho y somero cercano a la margen derecha. A partir de la inundación de 1983 y durante la década de 1990 ambos canales adquieren valores comparables tanto de ancho como de profundidad.

En el tiempo transcurrido del Siglo XXI la sección estudiada presenta características opuestas a los registrados 100 años atrás, es decir, que el canal más importante se desarrolla muy próximo a la margen derecha.

En la primera mitad del Siglo XX la distancia entre la margen derecha del río Paraná y la zona de mayor profundidad en la sección estudiada tiene valores que varían entre 600 y 800 m. Entre 1952 y 1971 se aprecia una migración constante del thalweg hacia margen izquierda. A partir de entonces y hasta la actualidad la tendencia se revierte, generándose

una aproximación prácticamente constante de las máximas profundidades hacia la margen derecha, alcanzando las distancias más cortas en los relevamientos del presente siglo, en los cuales alcanzaron valores menores a 200 m.

A pesar de su movilidad lateral, la profundidad del thalweg no presenta grandes diferencias, con valores que en general alternaron entre 15 y 20 m. La máxima profundidad se registró en 1983, alcanzando 21,3 m cuando frente a Corrientes se superó un caudal de 60.000 m³/s, a partir de entonces comenzó un decrecimiento constante de la profundidad del thalweg, el cual posee 15 m en el año 2005 que representa el valor más bajo de los relevamientos disponibles.

Con relación al talud máximo de margen derecha en esta sección, se advierte que el comienzo de la definición del canal secundario habría aumentado su valor de 1906 ubicándolo entre 1:5 y 1:7; siendo que el máximo talud (1:3) está asociado a la gran creciente de 1983 y luego de ésta y con el thalweg ya francamente sobre margen derecha el talud adquiere sin embargo inclinaciones entre 1:5,7 y 1:8 en el orden de las que tuvo durante buena parte del siglo.

La mayor profundidad del cauce cerca de la margen derecha con independencia de la posición de thalweg hasta 1980 varió entre 5 y 10 m, con un solo valor inferior (4 m en 1980). A partir de 1983 y hasta el presente esa profundidad aumentó en acuerdo con el desplazamiento del thalweg ya comentada, registrando valores entre 12 y 16 m.

La distancia que separa la margen derecha de la zona más profunda cercana a dicha costa, independientemente de que se trate del thalweg o no, varió entre 50 y 150 m, siendo el valor actual (195m) el más lejano. Debe tenerse presente, sin embargo, que en la actualidad la cercanía del thalweg genera profundidades considerables muy próximas a la costa, 4 m de profundidad a 25 m y casi 14 m a 80 m medidos a la altura de la isobata de cero del hidrómetro de corrientes.

Finalmente la evolución de la distancia a la poligonal de base de la isobata de 0m es un parámetro para juzgar las erosiones y recrecimientos de la margen derecha. Nótese que el máximo alejamiento se verificó en 1906 y que luego, hasta 1971 ya prácticamente con el ancho actual en la sección, se produjo una erosión neta a razón de 6,2 m/año en promedio (con máximos medios en el orden de 13 m/año).

Luego de un periodo de breve recrecimiento, a partir de 1983 se estaría produciendo una erosión continua a una tasa media de 3,4 m/año con máximo acercamiento de la margen a la poligonal de base en la actualidad.

III.3.4 Río Paraná-Sección 1200 m aguas abajo del eje del puente Gral. Belgrano

En las (figuras N° 3.19 a la 3.21 del Anexo figuras y tablas) se puede observar ejemplos de la evolución de esta sección en los años 1924, 1964 y 2005.

En **tabla N°3.7.** se agruparon los parámetros morfológicos medidos en este sitio.

Tabla N°3.7. Parámetros morfológicos. (Fuente: FICH).

AÑO	1	2	3	4	5	6	7
1906	2300	270	10	1:13	10	270	970
1924	2035	140	11	1:7,5	11	140	365
1952	--	1110	11	1:42,5	3	155	335
1964	--	1270	14	1:50	5	260	350
1983	2050	1350	13,2	1:50	5	330	130
2001	2745	280	11	1:10	11	280	300
2005	2700	330	10	1:10	10	330	300

Dónde:

- 1: Ancho del cauce a la isobata de cero m en el hidrómetro de Corrientes (m)
- 2: Distancia horizontal desde la isobata de cero m de margen derecha al thalweg del perfil (m)
- 3: Profundidad del thalweg referida a la isobata de cero (m)
- 4: Talud máximo de margen derecha
- 5: Profundidad máxima cercana a margen derecha referida a la isobata de cero (m)
- 6: Distancia horizontal desde la isobata de cero m de margen derecha a la vertical de mayor profundidad más cercana (m)
- 7: Distancia de la poligonal de base a la isobata de cero m de margen derecha (m)

En relación con la distancia entre el thalweg y margen derecha, en todos los registros la sección mostró una marcada asimetría, con la máxima profundidad localizada sobre margen derecha a comienzos del siglo XX y en la actualidad. Teniendo en cuenta esta circunstancia y el hecho de que las máximas profundidades se localizan actualmente también sobre

margen derecha aguas arriba, no debe descartarse un mayor acercamiento del thalweg hacia la ribera chaqueña en el futuro próximo.

La variación del talud máximo de margen derecha en esta sección, está estrechamente relacionado con el mayor o menor acercamiento del thalweg a la misma.

La mayor profundidad del cauce cerca de la margen derecha con distanciamientos máximos del thalweg de la misma, varió entre 3 m (1952) y 5 m situada a 155-330 m de esa margen. Se advierte que incluso con el thalweg próximo a ella, su separación nunca fue inferior a los 100 m (140 m en 1924), con un máximo de 330 m en la actualidad.

III.3.5 Río Paraná - Sinuosidad del thalweg en el área de estudio

En los resultados presentados hasta aquí relativos a los cambios en la batimetría del cauce del río Paraná, es evidente la importancia de las divagaciones del thalweg en la mayoría de los procesos morfológicos ocurridos.

La evolución de esos movimientos pueden ser analizados con más detalle por medio de los cambios de un parámetro como la sinuosidad del thalweg, P_t , determinada según lo especificado en el Título "Arrastre de Sedimentos". Los valores correspondientes se presentan en **tabla N°3.8**.

Tabla N°3.8. Parámetros de Sinuosidad del Thalweg del río Paraná. (Fuente: FICH).

Año	H _c (m)	Longitud recta (km)			P _t		
		AAP	aaP	Total	AAP	aaP	Total
1906	--	5	10	15	1,01	1,22	1,17
1924	--	5	3,1	8,1	1,01	1,16	1,07
1952	--	4,4	2,85	7,25	1,03	1,09	1,05
1964	1,08 - 4,56	5	5	10	1,03	1,22	1,12
1980	4,97 - 6,21	5	--	--	1,02	--	--
1983	5,20 - 6,72	--	13,4	--	--	1,07	--
2001	2,40 - 2,20	2	4,2	6,2	1,05	1,20	1,15
2005	4,22 - 4,28	5	19	24	1,04	1,34	1,28

Dónde:

Hc: Altura hidrométrica en Corrientes.

Pt: Valores de la sinuosidad del thalweg.

AAP: aguas arriba del eje del Pte. Gral. Belgrano.

aaP: aguas abajo del eje mencionado.

Total: total en los tramos medidos.

Al examinar esas sinuosidades en el área estudiada, se advierten dos situaciones en buena medida típicas para el río Paraná en su tramo medio, aun considerando las diferencias en las longitudes de tramo en que fueron efectuadas las mediciones para determinar P_t . Son las siguientes:

- a) Existe una diferencia marcada en sinuosidad entre los casos de cauce único (estrechamiento) con P_t próximos a los de un cauce recto y escurrimiento dividido (ensanchamiento). Esta disparidad ya fue advertida por Toniolo (1999) en “Las Divagaciones del Thalweg del río Paraná”, en base a mediciones efectuadas en ambos tipos de situaciones en un tramo de más de 300 km de longitud en el tramo medio. Los valores notoriamente más elevados de sinuosidad en los ensanchamientos son un índice de la mayor inestabilidad morfológica de estos sectores con casi continuas erosiones y/o recrecimientos de márgenes, islas y bancos. La mayor estabilidad de los estrechamientos, no significa que el thalweg no pueda divagar dentro del cauce único aun manteniendo P_t en el orden de la unidad. De hecho los resultados obtenidos en el estudio 100m aguas arriba del eje del puente, demuestran cómo el thalweg entre 1906 y 2005 se desplazó de la margen izquierda a la derecha.
- b) La evolución de la sinuosidad del thalweg durante los últimos 100 años también es semejante a lo informado para otros sectores del tramo medio. En efecto, se han comprobado tres escenarios en este aspecto característicos en el río Paraná: sinuosidades elevadas en los comienzos del Siglo XX que empiezan a reducirse a mediados de la década del '20/inicio de la del '30. Los valores bajos se mantienen hasta la segunda mitad de los 60'/principio de los '70, cuando la sinuosidad del thalweg nuevamente se incrementa hasta alcanzar en la actualidad valores comparables (e incluso superiores) a los que tuvo en los primeros años del Siglo XX. Se ha demostrado que ese comportamiento, junto al de otros parámetros morfológicos del cauce, está asociado a las variaciones que experimentó durante la última centuria el “caudal efectivo” (o “morfológico”) del río Paraná, la principal variable independiente global que comanda las variaciones a mediano plazo de la geometría de cursos aluviales como el Paraná (caudales líquidos permanentes con variaciones moderadas en sus ciclos anuales y caudales sólidos de fondo considerables). Particularmente a la altura de Corrientes los “caudales efectivos”, Q_{ef} , del Paraná fueron en la **tabla N°3.9** a continuación.

Tabla N°3.9. Caudales Efectivos a la altura de corrientes. (Fuente: FICH).

Periodo	Qef (m ³ /s)	Hc (m)
1904-1920	18490	3,88
1921-1931	21550	4,61
1932-1969	15425	3,1
1970-1980	18315	3,84
1981-1990	24470	5,43

Si bien los cálculos llegan hasta 1990, es bien sabido que el ciclo húmedo comenzado hacia 1970 se extendió hasta por lo menos 2000, a partir de entonces el río Paraná se ha mantenido con niveles en general medios y bajos, sin crecidas de consideración y considerando estas circunstancias, el orden del último caudal efectivo consignado también sería válido para toda la década de los noventa.

Nótese que los valores de Qef corresponden a niveles en el hidrómetro de Corrientes bien por debajo del de desborde (5,90 m), lo cual también es coherente con lo observado en numerosas corrientes aluviales con respecto a los caudales que “efectivamente moldean” la geometría de sus cauces.

Este hecho ayuda a explicar el valor “anormalmente bajo” de Pt medido para 1983.

Ese año se produjo la creciente ya referida de mayor intensidad y duración de todas las registradas en el Paraná, lo cual habría producido una rectificación transitoria del thalweg que luego en los años posteriores se revierte, tendiendo a ajustarse a los Qef del periodo.

Finalmente, cabe destacar que el valor elevado de Pt para 2005 es un índice, a la luz de todos los elementos juicio planteados sobre este particular, que el río Paraná aún no ha ‘reaccionado’ a una hipotética disminución del Qef luego de 2000 y que por lo tanto son esperables divagaciones del thalweg en el sentido de las registradas durante los últimos años en el área de interés de este estudio.

III.3.6 El riacho Barranqueras

Los comparativos de las secciones transversales analizadas en el tramo superior del riacho Barranqueras correspondientes a los años 1995 y 2005, corroboran las observaciones realizadas en la ‘Evolución en Planta’ (**figura N°3.22**). Las mismas se muestran a continuación.

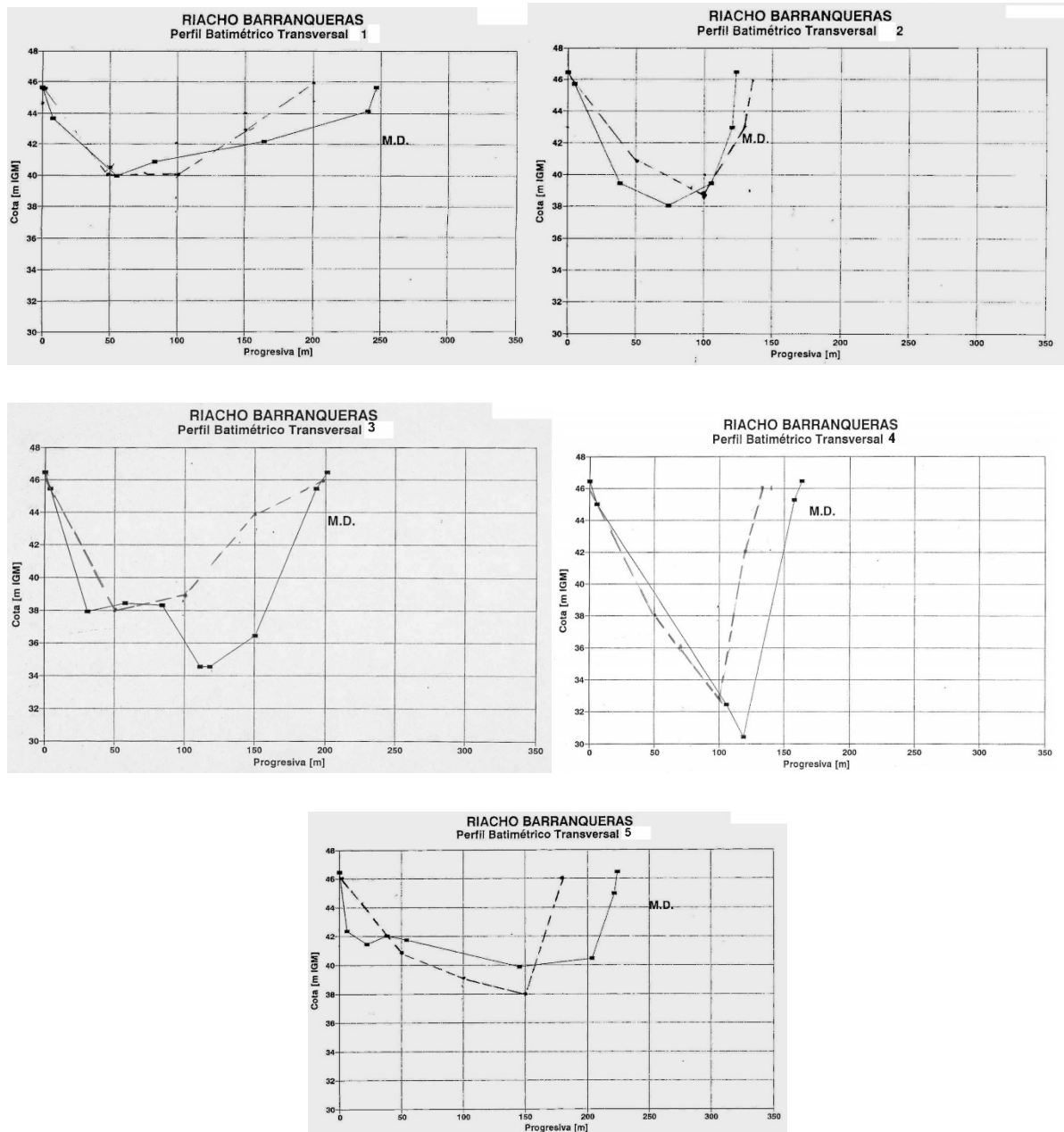


Figura N°3.22. Secciones Transversales del Riacho Barranqueras-año 1995 a 2005 (Fuente: FICH).

En efecto el proceso de cegamiento de este curso por sedimentación en su interior a partir de la embocadura en el río Paraná, no se habría detenido hacia el presente. En **tabla N°3.10** se ofrecen los resultados más significativos surgidos de los comparativos citados.

Tabla N°3.10. Comparación de sección del riacho Barranqueras años 1995 y 2005. (Fuente: FICH).

Sección	Ancho		Prof. máx. hasta 50 m de MD		Profundidad del thalweg		Sup. de secciones	
	(m)		(m)		(m)		(m ²)	
	1995	2005	1995	2005	1995	2005	1995	2005
1	250	210	3,9	3,9	6,7	6,7	1108	871
2	125	134	8,5	7,5	8,5	7,8	750	675
3	200	200	10	2,5	12	8,5	1515	920
4	163	132	15,8	13	15,8	13,5	1290	915
5	222	179	6,3	8	6,5	8,5	1095	990

Se advierte una disminución de los anchos y/o profundidades y de la superficie de las secciones transversales hacia el interior del riacho, que en algunos casos es muy notoria, prueba de la colmatación que se está produciendo en este curso.

En las secciones 3 y 4, dispuestas a la altura de la toma de agua de la ciudad de Resistencia, las áreas se redujeron entre un 30% y un 40 %. Cabe destacar que este proceso de desactivación del Barranqueras se produce a pesar del ya comentado desplazamiento del thalweg del río Paraná hacia su margen derecha en la actualidad, es decir la hipotética erosión en la embocadura del riacho con su consecuente reactivación que se podría derivar de este proceso, no se estaría produciendo.

III.4 Estudios de erosión general

Se tendrán en cuenta los antecedentes y la información encontrados en el Estudio de Ubicación de la Obra de Toma del Segundo Acueducto del interior del Chaco.

Se define a la erosión general como “el descenso generalizado del lecho en un determinado tramo de río, como consecuencia del aumento transitorio de la capacidad de transportar sedimentos por parte de la corriente ante el pasaje de una crecida de magnitud considerada”.

En el caso particular de la estimación de erosiones generales en el río Paraná, investigaciones desarrolladas en el ámbito de la FICH, brindan un adecuado sustento al empleo de una expresión de cálculo semiempírico, demostrando el buen ajuste de la Fórmula de Lischtván Lebediev a ríos de llanura como es el caso del Paraná.

A la verificación general de que ha sido objeto la ecuación de Lischtván Lebediev a grandes de ríos de llanura se suma la experiencia recogida por los especialistas de la FICH en aplicaciones anteriores llevadas a cabo en diversos cursos de agua del Sistema Fluvial

Paraná - Santa Fe, en donde se cotejaron resultados de diferentes fórmulas de cálculo entre sí y su grado de ajuste a los datos observados, resultando la expresión de Lischtvan Lebediev la que arrojó los mejores resultados.

La importante verificación obtenida por la fórmula de Lischtvan Lebediev, sumado a las restricciones de información que dificultaron la calibración de un modelo matemático a fondo móvil, sugieren emplear en esta instancia del estudio, la fórmula de cálculo señalada en la forma que fuera expresada por Schreider.

$$h_{si} = \left[\frac{q_i}{4,7 d_s^{0,28}} \right]^{1/x+1}$$

Dónde:

h_{si} : profundidad de erosión en la vertical "i" de la sección

q_i : caudal específico en la vertical "i" de la sección

d_s : diámetro característico del sedimento

x : coeficiente que depende del tamaño del material del lecho. Para el caso de arenas finas y medias el valor de x es de 0.41.

Como no se no se contaba con una verificación de la bondad de la fórmula en el tramo de estudio, se consideró apropiado emplear la información recopilada a los efectos de aplicar la expresión de Lischtvan Lebediev a una crecida del río Paraná en donde se tuviera la información necesaria para la adecuada verificación del procedimiento. Se empleó para ello la información batimétrica, hidráulica y sedimentológica relevada durante la crecida extraordinaria de 1982-83.

Los ajustes logrados para las situaciones observadas tanto en el río Paraná como en el riacho Barranqueras, permiten afirmar la viabilidad del uso de la fórmula de Lischtvan Lebediev para el cálculo de las erosiones generales esperables en las secciones del río en estudio.

Como se ha señalado la aplicación del método de Lischtvan Lebediev exige conocer la siguiente información:

- Caudal representativo de la condición de crecida, el que se supone actúa durante un tiempo suficiente para alcanzar la condición de equilibrio sedimentológico.
- Nivel de pelo de agua asociado al caudal representativo.
- Tamaño representativo del sedimento.

- Distribución de caudales en la sección.

Los caudales y niveles a emplear en la etapa de aplicación de la metodología son los determinados en el estudio Hidrológico, correspondiente a una recurrencia de 50 años. Los valores resultantes son:

Río Paraná en Corrientes:

Caudal: 59658 m³/s
Altura de escala: 8,95 m - 50,78 m IGN

Riacho Barranqueras:

En el caso del riacho Barranqueras se adoptó como nivel de diseño los correspondientes a los máximos relevados durante la crecida de 1983. Con relación a los caudales, la evolución morfológica sufrida por el riacho en los últimos 20 años muestra una importante reducción del área de escurrimiento.

En efecto un análisis de los anchos superficiales relevados en la sección de aforos frente al Puerto de Barranqueras, demuestra que el ancho superficial se redujo de 230 m a principio de la década del '80 a aproximadamente 130 m. en la actualidad. Tales circunstancias permiten suponer que de verificarse una crecida similar a la ocurrida en 1982-83, el caudal derivado por el riacho sería sensiblemente menor.

Al respecto, si se supone que la relación entre la pendiente de energía y la rugosidad no se modifica, se podría establecer una relación de caudales en función de la variación de factor de sección.

$$Q_{diseño} = Q_{1983} \frac{\left(AR^{\frac{2}{3}} \right)_{2005}}{\left(AR^{\frac{2}{3}} \right)_{1983}}$$

Los valores resultantes del cálculo respectivo fueron los siguientes:

Caudal: 1750 m³/s.
Altura de escala: 8,56 m - 49,80 m IGN

Tamaño característico de sedimento:

Río Paraná en Corrientes: d_s: 0,350 mm
Riacho Barranqueras: d_s: 0,150 mm

Las diferentes formas en que se estimó la distribución de caudales correspondiente a la crecida de diseño se pueden resumir en las siguientes:

- A partir de aforos relevados para la condición morfológica actual. En efecto, como parte de las tareas de campo realizadas con motivo de este estudio se efectuaron aforos en octubre de 2005, para una condición de aguas medias. Si bien el estado hidrológico del río difirió de una situación de crecida, se consideró conveniente emplear esta información ya que la misma involucra la morfología actual, la cual difiere significativamente de la relevada en el pasado (crecida 1982 – 83). Esto es particularmente importante para la sección correspondiente a aguas arriba del puente, donde el thalweg del río se vuelca sobre margen derecha.
- A partir de los resultados de la modelación matemática hidrodinámica. Se dispuso en este caso de las salidas del modelo correspondientes a la crecida de diseño.
- A partir de considerar que los caudales se distribuyen de acuerdo a la morfología de la sección (**figura N°3.23**), mediante la expresión de Manning :

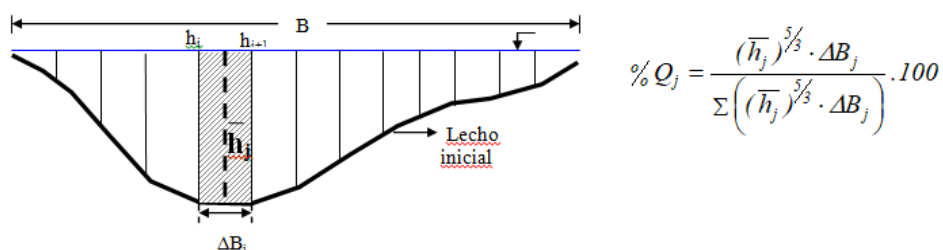


Figura N°3.23. Secciones Transversales del riacho Barranqueras-año 1995 a 2005. (Fuente: FICH).

En la **figura N°3.24** se presentan en forma superpuesta la distribución de caudales resultante de uno de los aforos realizados durante las tareas de campo con la calculada a partir de la ecuación de Manning.

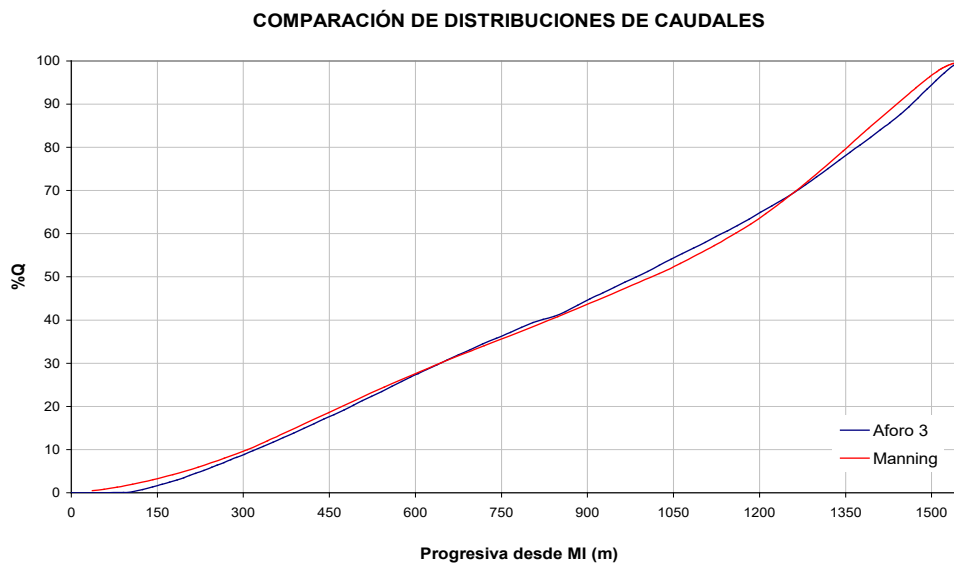


Figura N°3.24. Distribuciones de caudales aforados y calculados (octubre de 2005). (Fuente: FICH).

Los cálculos de erosión general se llevaron a cabo en las tres secciones transversales ubicadas en coincidencia con las alternativas de emplazamiento de las obras de captación consideradas.

Sección 1: ubicada sobre la margen derecha del río Paraná en las proximidades del toma de agua del Ferrocarril. La sección se ubica paralela al puente General Belgrano aproximadamente 80 m. aguas arriba del mismo.

Sección 2: ubicada sobre la misma margen del río Paraná, aproximadamente 1200 m aguas abajo del puente Gral. Belgrano.

Sección 3: ubicada sobre la margen derecha del riacho Barranqueras inmediatamente aguas abajo de la desembocadura del río Negro.

En la **figura N°3.25** se representa la ubicación de las tres secciones.

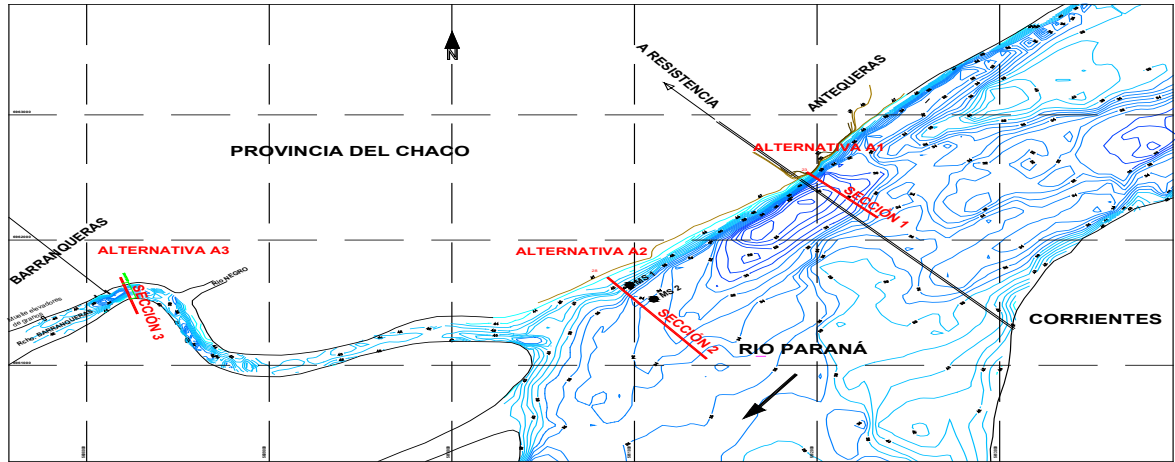


Figura N°3.25. Ubicación de las secciones de emplazamiento de las alternativas. (Fuente: FICH).

Realizando todos los análisis descriptos, se presentan los resultados para cada sección.

Sección N°1: En esta sección se dispuso tanto de los datos de aforo como de los resultados del modelo, el cálculo de erosión se hizo teniendo en cuenta los tres distintos modos de cálculo presentados anteriormente. En la **figura N°3.26** se presentan los resultados obtenidos por las distintas metodologías, los que resultan comparables con erosiones que oscilan en las proximidades de margen derecha entre 7 y 10 m.

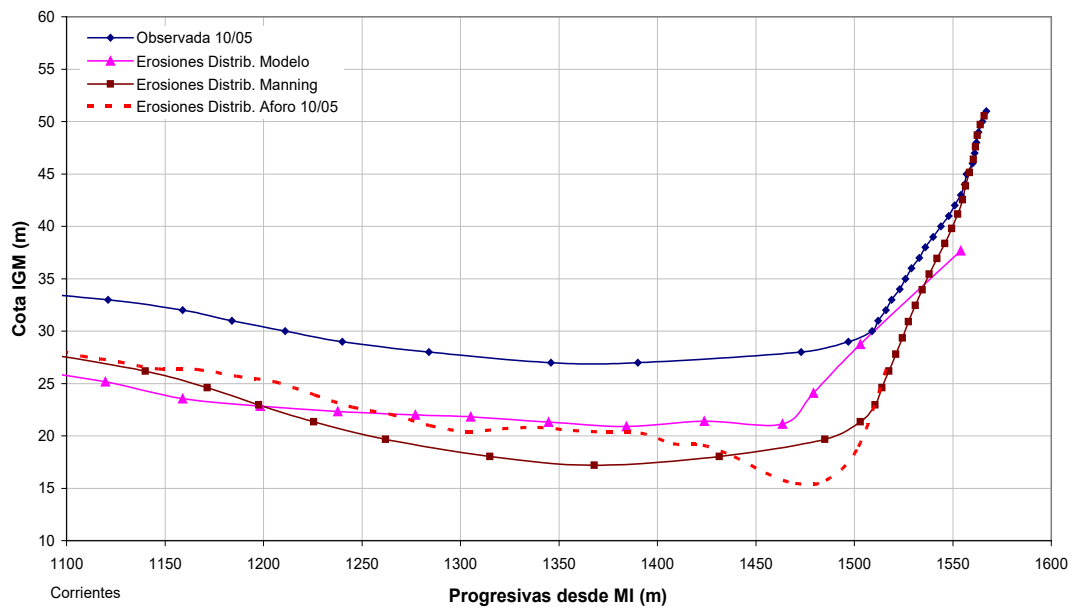


Figura N°3.26. Erosión en la sección N°1 (Fuente: FICH).

A los fines del cálculo de las erosiones totales se habrá de considerar las erosiones generales obtenidas en base a la distribución de caudales resultantes de la morfología de la sección (Manning), ya que las mismas resultan conservativas respecto de los otros dos métodos de cálculo y suaviza ciertas irregularidades en las cotas de erosión que se presentan próximas a la margen cuando se consideran los resultados de la distribución de caudales dada por el aforo.

Sección N°2: Los cálculos de erosión en esta sección se hicieron para dos distribuciones de caudales: la resultante del modelo hidrodinámico y la calculada a partir de la morfología de la sección. Los resultados se presentan en la **figura N°3.27**.

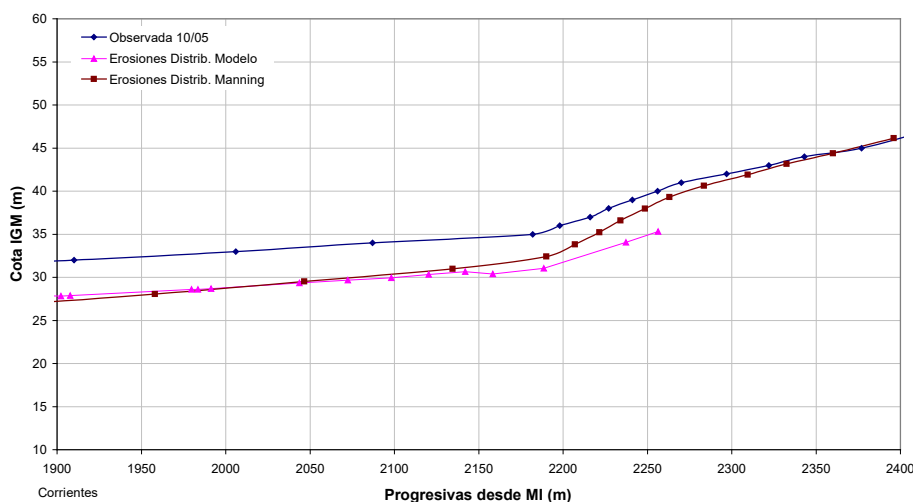


Figura N°3.27. Erosión en la sección N°2 (Fuente: FICH).

La coincidencia de los resultados obtenidos por ambas metodologías da consistencia a los mismos. Las erosiones estimadas son sustancialmente menores a las encontradas para la sección N° 1, con valores que no superan los 3 m en el sector próximo al talud de margen derecha.

Sección N°3: Para esta sección los cálculos de erosión sólo se correspondieron con los obtenidos a partir de la distribución de caudales calculada en base a la morfología de la sección. Los resultados se presentan en la **figura N°3.28**.

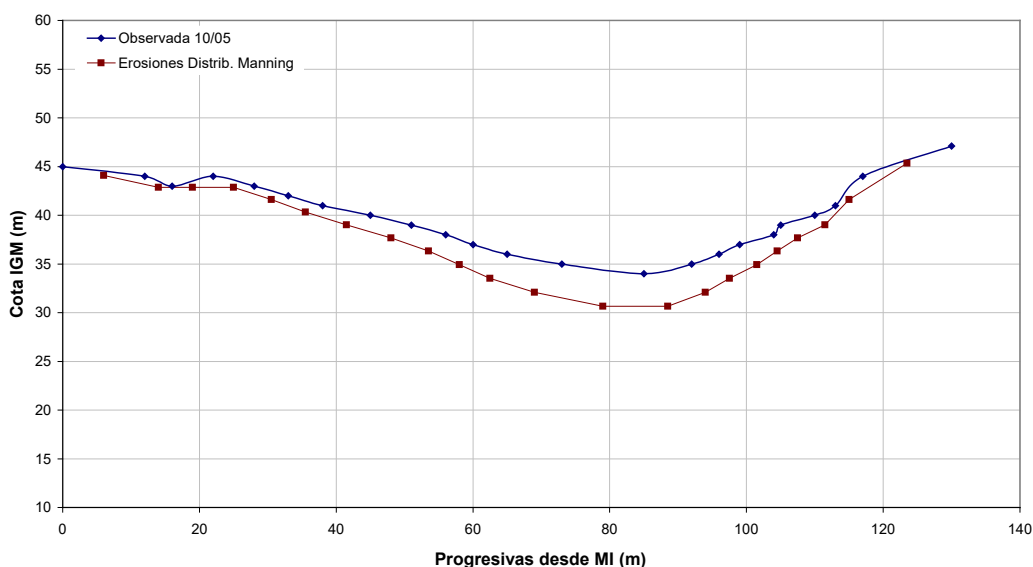


Figura N°3.28. Erosión en la sección N°3 (Fuente: FICH).

Las erosiones aquí obtenidas también son sustancialmente menores a las verificadas para la sección N° 1, con valores máximos del orden de 4 m.

En la **tabla N°3.11** se presentan las cotas de erosión general referidas al IGM, para las tres secciones.

Tabla N°3.11. Cotas de erosión. (Fuente: FICH).

Alternativas	Cota de erosión general (m)
A1	27,8 (a) - 20 (b)
A2	32
A3	30,65

(a) Sin considerar corrimiento del thalweg

(b) Considerando corrimiento del thalweg

III.5 Calidad del agua a tratar

Se considera como agua a tratar a aquellas que se utilicen como fuente de ingreso a un sistema de abastecimiento público, sean estas de tipo superficial o subterráneo.

El crecimiento de la población y el desarrollo industrial han modificado en el pasado, y continuaran haciéndolo en el futuro, la calidad del agua utilizada como fuente de abastecimiento a poblaciones. Por lo tanto, los criterios de calidad de las fuentes de agua no deben considerarse como conceptos estáticos e inamovibles sino mas bien deben

comprenderse dentro de un marco global de cambio constante. Los criterios actuales de calidad del agua están basados en la capacidad de los procesos disponibles para remover en forma efectiva los contaminantes indeseados y alcanzar así las normas de agua de consumo.

Tan importantes como los criterios para la selección de una fuente de agua potable son los criterios de protección de la misma para su uso actual y futuro. La protección de la calidad de la fuente de agua facilita la producción económica de agua segura y aumenta su valor.

III.5.1 Factores que influyen sobre la calidad del agua a tratar

La calidad de las fuentes de agua depende tanto de factores naturales como de humanos. El gerenciamiento de la calidad de una fuente de agua debe comenzar con la identificación de los factores involucrados que afectan individual o conjuntamente a su calidad.

El nivel de impacto de los factores operativos varía en función del tipo y características de la fuente involucrada. Así por ejemplo, las aguas superficiales son en general más vulnerables a la contaminación de origen antropogénico que las aguas subterráneas, por su exposición directa a la actividad humana. Sin embargo, una fuente superficial puede restaurarse más rápidamente que una fuente subterránea a través de ciclos de escorrentías estacionales.

Un programa de manejo de fuentes de agua debe tomar en cuenta la naturaleza del suministro tantos como los factores que influyen sobre la calidad del agua. En la siguiente tabla N°3.12. estos factores se clasifican en naturales y humanos.

Tabla N°3.12. Factores que influyen sobre la calidad del agua.

Factores Naturales	Factores humanos	
	Puntuales	No puntuales
Clima	Descargas de efluentes domésticos	Agricultura
Características de la cuenca	Descargas de efluentes industriales	Ganadería
Geología	Manejo de residuos peligrosos	Escorrentia urbana
Crecimiento microbiológico	Drenaje en minas	Explotación del suelo
Incendios	Derrame y descargas accidentes	Rellenos
Acciones volcánicas		Erosión
Instrucción salina		Deposición atmosférica
Estratificación térmica		Actividades recreativas

Los factores naturales no pueden controlarse fácilmente y pueden tener un impacto significativo sobre la calidad de una fuente de agua.

Los factores que se deben considerar son: clima, características de la cuenca, geología, crecimiento microbiológico, fuego, intrusión salina y estratificación térmica o densidad.

Mientras que los factores humanos que influyen en la calidad de las fuentes de agua suelen categorizarse en dos tipos, puntuales y no puntuales. Las puntuales son aquellas fuentes de contaminación caracterizadas por descargas únicas o discretas, en las que los contaminantes se vuelcan desde una única área geográfica aislada o confinada. En contra posición las no puntuales, involucran fuentes de contaminación difusas y comprenden actividades que abarcan una mayor área, pudiendo causar la contaminación general del agua subterránea.

IV Alternativas de emplazamiento de la obra de toma

En el capítulo anterior se estudió el análisis de diferentes posibilidades u opciones de obras de captación y conducción a partir de dos fuentes alternativas de abastecimiento.

La opción A), que implica obtener agua del río Paraná, sobre su margen derecha o costa chaqueña, en inmediaciones del Puente General Belgrano.

La opción B), en este caso se pretendía obtener agua del riacho Barranqueras.

Para ambas opciones de captación se analizaron diferentes alternativas de ubicación y modalidad de toma, con el objetivo de, en una primera etapa, desarrollar a nivel de pre-diseño o pre-factibilidad la ubicación y correspondientes obras fluviales y de márgenes necesarias, que permitan seleccionar la más conveniente, para luego desarrollar el anteproyecto de la misma.

El objetivo final de este capítulo es definir la nueva alternativa de emplazamiento y tipología de la eventual obra de toma, protecciones y/o regularización fluvial que resulten necesarias.

IV.1 Obra de toma

Esta es una parte importante en el proyecto de una planta de tratamiento debido a que esta toma y envía el agua cruda requerida hacia la planta y cualquier error de funcionamiento anularía todo el proceso. Para el diseño de la misma hay que tener en cuenta varios aspectos fundamentales:

- g) Calidad del agua del lugar en donde se emplace la Obra de Toma.
- h) Posibles focos de contaminación que modifiquen las características del agua.
- i) Caudal disponible para extraer.
- j) Modificaciones Geomorfológicas en la zona de emplazamiento.
- k) Erosión.
- l) Tipo de Obra de Toma.

El punto a) y b), se refiere a la calidad del agua cruda, lo cual influye directamente en costos económicos del tratamiento de potabilización que se debe dar a la misma.

El punto b) indica un factor condicionante natural para la ubicación de la obra.

El punto c) se refiere a obtener el caudal necesario durante toda la vida útil de la obra, como para no producir una falla en el sistema.

El punto d) y e) también tienen como finalidad definir el lugar de la obra y su posible variación en el tiempo, con lo cual se puede extrapolar a futuro los posibles problemas relacionados con la ubicación.

Finalmente el punto f) está en función de todos los puntos anteriores y define el tipo de Obra de Toma.

IV.1.1 Ubicación de la Obra de toma

En base al análisis que se realizó en el anterior capítulo, en donde se tuvieron en cuenta los aspectos morfológicos, de sedimentos y erosión de la margen derecha del río Paraná, se definió como mejor alternativa de emplazamiento de la obra de toma, la actual posición de la misma, que se ubica a 60 metros aguas abajo del eje del puente General Belgrano.

En este punto vamos a establecer otra alternativa de emplazamiento, también teniendo en cuenta los estudios realizados sobre la morfología fluvial, la sedimentación, erosión, contaminación y la calidad del agua.

En las imágenes siguientes se puede observar en la **figura N°4.1** el entorno donde se pretende realizar el emplazamiento de la obra, y en la **figura N°4.2** la ubicación de la misma.



Figura N°4.1. Entorno de la ubicación. (Fuente: Google Earth del 17-11-17).



Figura N°4.2. Ubicación de la Obra de Toma. (Fuente: Google Earth del 17-11-17)

A continuación se describen las características que se tendrán en cuenta para la alternativa seleccionada:

- Fuentes de contaminación
- Características Geomorfológicas
- Erosiones generales
- Calidad del agua
- Posible diseño de la obra de toma y obras complementarias

IV.1.1.1 Fuentes de contaminación

Desde el punto de vista de los ríos que desembocan en el riacho, podemos decir que el que más ocasiona problemas desde el punto de vista de la contaminación del agua es el río Negro. Este tiene una cuenca de aporte ampliamente urbana, sumado a esto los desagües industriales sin control que sobre este se efectúan, llevan a que sea un importante foco de contaminación, en especial cuando el río Paraná se encuentra en época de estiaje.

En el caso del río Tragadero se puede decir que este solo produce un aumento de la salinidad del agua del Riacho.

En el caso del río Paraná en dicha zona no posee importantes focos de contaminación, por ser una zona en la cual no se encuentran urbanizaciones que lo provoquen, además la renovación de agua es constante.

En el caso de materias orgánicas, se puede decir que son mínimas y están compuestas en parte por aquellas transportadas por el río Paraná y por las generadas en las costas del canal de ingreso y en la isla Santa Rosa.

IV.1.1.2 Características geomorfológicas

En la comparación entre 5 secciones relevadas en los años 1995 y 2005 sobre el riacho Barranqueras, que se analizó en el capítulo anterior, se advierte una disminución de los anchos y/o profundidades de las secciones transversales hacia el interior del riacho.

Este proceso de desactivación del riacho se produce a pesar del desplazamiento del thalweg del río Paraná hacia la margen derecha, es decir que la hipotética erosión en la embocadura del riacho con la consecuente reactivación que se podría esperar de este proceso, no se estaría produciendo.

El río Paraná en relación con la distancia entre el thalweg y margen derecha, en todos los registros históricos la sección mostró una marcada asimetría, con la máxima profundidad localizada sobre su margen derecha.

IV.1.1.3 Erosiones generales

Como se explicó en “Características Geomorfológicas” el curso de agua del riacho Barranqueras está en proceso de desactivación, con lo cual este punto servirá de guía para la posible elección del tipo de fundaciones de las obras civiles.

Las erosiones en el cauce, según los cálculos realizados en el punto 3.4, fueron del orden de los 4m, dando una cota de erosión referida al IGN de 30,65m.

En el río Paraná en la zona de estudio, no se determinaron grandes erosiones en comparación con los registros aguas arriba en cercanías del puente Belgrano.

IV.1.1.4 Calidad del agua

En el punto 3.5 se pueden observar las características del agua del riacho Barranqueras para los diferentes puntos de extracción. Se tomara el promedio de los valores que se presentan para tener un punto de comparación con respecto a la otra alternativa.

Como son los factores humanos los que más influyen en la calidad de las fuentes de agua superficiales, suelen categorizarse en dos tipos, puntuales y no puntuales. Las puntuales

son aquellas fuentes de contaminación caracterizadas por descargas únicas o discretas, en las que los contaminantes se vuelcan desde una única área geográfica aislada o confinada.

Entonces como en la zona de la alternativa sobre el Paraná no tenemos este tipo de fuentes de contaminación, podemos decir que posee buena renovación y calidad de agua.

En la **tabla 4.1** se presentan los valores que se tomaron como representativos de los parámetros del agua.

Tabla N° 4.1- Características del agua a tratar del riacho Barranqueras (Fuente: SAMEEP 1/10/18)

Lugar de extraccion	Conductibilidad(us/cm)	Color(UC)	Turbiedad (UNT)	PH	Dureza (ppm)	Cloruro (ppm)
Riacho Barranquera	186	40	36	7,55	40	24

Para el análisis se tuvieron en cuenta las dos alternativas como se muestra en la figura N°4.2, donde la primera se ubica sobre el margen derecha del río Paraná y la segunda alternativa se ubica sobre el margen derecha del río Negro, con un canal de abastecimiento como componente de la obra de toma.

Para el factor contaminación, ambas alternativas se encuentran en una zona donde no se producen descargas directas de contaminantes, solo un porcentaje que puede ser arrastrado desde aguas arriba por la corriente. Por tener una renovación de agua constante debido a caudales considerables del río, se puede decir que la calidad del agua es buena en ambas zonas.

En cuanto a la geomorfología, la margen derecha del río Paraná posee buena profundidad para obtener los caudales necesarios. El inconveniente es que estas profundidades se encuentran a una distancia de 500 metros de las costas, por lo que sería necesario entrar al cauce del río con la obra de toma.

En el caso del riacho Barranqueras, en la zona del canal, se produce una desactivación del mismo, es decir que disminuye su sección.

Las erosiones en ambos casos no son tan importantes como por ejemplo las que se producen aguas arriba del cauce en cercanías del puente General Belgrano.

Teniendo en cuenta estos factores y además haciendo otro análisis, en el cual se observa las ventajas y desventajas de ambas alternativas. Como se pretende realizar la obra de toma lo más cerca de las plantas potabilizadoras existentes, ahorrando de esta manera longitud de cañerías que es un costo importante en la obra es una ventaja, la desventaja de

la alternativa sobre el Paraná es la de ingresar con la obra al cause mediante un muelle que tendría que tener 500 metros de longitud para poder captar el caudal necesario, esto lleva a estar en una zona de navegabilidad ya que se encuentra en cercanías de la entrada al Riacho y podría eventualmente producirse colisiones. Otra desventaja sería las fundaciones que se deberían realizar para tal obra sobre el cauce.

Debido a esto se opta por instalar la Obra de Toma sobre la confluencia del río Negro y Tragadero, y mediante el canal abastecer dicha obra con el caudal necesario para su vida útil.

El canal se desarrollará desde el riacho Barranqueras en proximidades a la embocadura del río Paraná, hasta cercanías de la confluencia río Negro y Tragadero.

En el punto siguiente se analizará las alternativas que se plantarán para esta obra, es con respecto a la zona donde será más conveniente instalar la estación de bombeo con sus respectivos equipos, es decir que se analizará su ubicación tanto en el margen derecha como en la margen izquierda del río Negro.

IV.2 Alternativas de ubicación de la estación de bombeo

IV.2.1 Alternativa N°1

Se ubicaría sobre la margen derecha del río Negro, en donde se une con el río Tragadero y aproximadamente a unos 2400 m aguas abajo del puente sobre el Tragadero, este lugar es más precisamente el Club Náutico Barranqueras, con el objetivo de trasladar el agua cruda a la planta potabilizadora del segundo acueducto (**figura 4.4**).



Figura N°4.4. Ubicación de estación de bombeo (Fuente: Google Earth del 17-11-17)

IV.2.1.1 Descripciones generales

La estación de bombeo contará con instalaciones para salas de tableros, estación transformadora, zona de equipos de bombeo, playa de maniobras, caminos de acceso, alambrado perimetral, cámaras de medición de caudal, cámara de bypass, estructura necesaria para el sistema de tele supervisión y control.

En este caso la obra de toma contara con un conducto que inicia desde la estación de bombeo que tomara el agua cruda del canal, el cual será de hormigón armado, pasara por debajo del lecho del río Negro hasta la cabecera de dicho canal. El conducto avanzará desde la estación de bombeo, empezando con un tramo horizontal realizando luego un quiebre en el plano vertical hacia abajo de la horizontal antes de llegar al valle del cauce de manera que se pueda obtener mayor profundidad para poder atravesar en la sección de escurrimiento por debajo del lecho de manera más o menos horizontal con una tapada de protección para luego volver a quebrar la dirección esta vez por encima de la horizontal hasta conseguir profundidades que permitan continuar con el trazado del conducto fuera del valle del cauce. Así el desarrollo geométrico proyectado será similar a un “sifón invertido”.

El proceso de construcción tendrá en cuenta como premisa evitar la interrupción de escurrimiento en el cauce, se realizarán dos interrupciones parciales no simultáneas desde ambas márgenes dejando libre el paso de escurrimiento por la margen opuesta en cada oportunidad garantizado con cualquier régimen estacional, el proceso será desarrollado por terraplenes de avance que permitan realizar las excavaciones de los taludes del valle y del lecho en seco o con extracción de agua superficial para poder ejecutar el conducto, luego se cubrirán compactando convenientemente el suelo hasta reponer a sus cotas originales del perfil del cruce en el valle y el lecho del cauce.

Partiendo desde una orillas hasta superar levemente la mitad del cauce, la construcción de cada parte del conducto y sus tareas complementarias se realizarán en seco y a cielo abierto, el extremo de la misma quedará en espera para su conexión hasta la siguiente etapa para poder ejecutar la unión de continuidad mientras se retira el terraplén de avance anteriormente ejecutado para la primera etapa.

IV.2.1.2 Características generales del sifón

El sifón invertido deberá tener, como mínimo dos líneas, a fin de hacer posible el aislamiento de una de ellas sin perjuicio del funcionamiento, cuando sea necesaria la ejecución de mantenimiento, reparaciones y/o desobstrucciones.

En el caso de existir grandes variaciones de caudal, el número de líneas debe ser determinado convenientemente para garantizar el mantenimiento de la velocidad de auto limpieza del material de sedimento adecuada a lo largo del tiempo.

El sifón invertido debe ser proyectado con dos cámaras visitables, cámara de entrada y cámara de salida.

IV.2.1.3 Cámara de entrada

La cámara de entrada debe ser proyectada de manera de orientar el escurrimiento hacia los conductos que constituyen el sifón propiamente dicho, debe prever además dispositivos que permitan:

- a) El aislamiento de cualquiera de las líneas para su mantenimiento.
- b) El desvío del caudal afluente para cualquiera de las líneas, aisladamente o en conjunto con otra.
- c) El desvío o by – pass directamente para un curso de agua o galería.
- d) La entrada de un operador o equipos para desobstrucción o agotamiento.

Los dispositivos para el aislamiento del conducto pueden ser compuertas, que se deslizan en ranuras apropiadas, las cuales forman parte de un sistema automatizado

Generalmente han sido utilizadas compuertas que tienen la ventaja de poder distribuir mejor los caudales, de modo de mantener siempre una velocidad mínima de autolimpieza, sin embargo, ésta alternativa tiene la desventaja de requerir la entrada de personas en la cámara para efectuar la operación de mantenimiento por sedimentación.

IV.2.1.4 Cámara de salida

Debe ser también adecuadamente proyectada de modo de permitir la inspección, al aislamiento y la limpieza de cualquier línea del sifón.

Las cámaras de entrada y salida deben ser proyectadas con dimensiones adecuadas, de modo que permitan al acceso y movimiento de personas y equipos, en forma cómoda durante las operaciones que se realicen en las mismas.

En función de las condiciones locales y del espacio para su implantación, es de importancia fundamental que se procure proyectar el sifón con ángulos suaves que permitan la utilización de equipos simples para la limpieza y desobstrucción.

IV.2.1.5 Tipología del sifón

En este caso lo que se realizará es un conducto tipo alcantarilla. La cual puede ser del tipo O-41211.

a) Códigos y estándares:

Especificaciones técnicas de la Dirección de Vialidad Nacional (DNV).

CIRSOC 201 Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado

b) Descripción:

En este caso el conducto a construir será similar a la alcantarilla O-41211 de la DNV.

Se materializara de hormigón armado en todo su conjunto, es decir que estará compuesta por una base que será una platea, una losa de techo y sus laterales serán tabiques. Cabe la posibilidad de que dependiendo del tipo de suelo y las dimensiones del conducto deba construirse bases aisladas.

Como se había mencionado en el punto anterior, este conducto tendrá que tener dos líneas, es decir, se construirá como una alcantarilla doble.

Se seguirá las especificaciones de la DNV para este modelo de estructura tanto para el modo de construcción y del tipo de armadura, pero tiene sus limitantes en cuestión de las alturas. En este caso se deberá diseñar el conducto con las dimensiones necesarias para poder realizar mediante maquinaria la limpieza del mismo en las oportunidades que se requieran.

c) Geometría:

L	H	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	ℓ	m
2.20	2.50	0.80	0.45	2.03	$(2*L)+b+4.02$	0.40	0.30	0.54	0.12	0.40	3.10	2.88	1.03	0.14

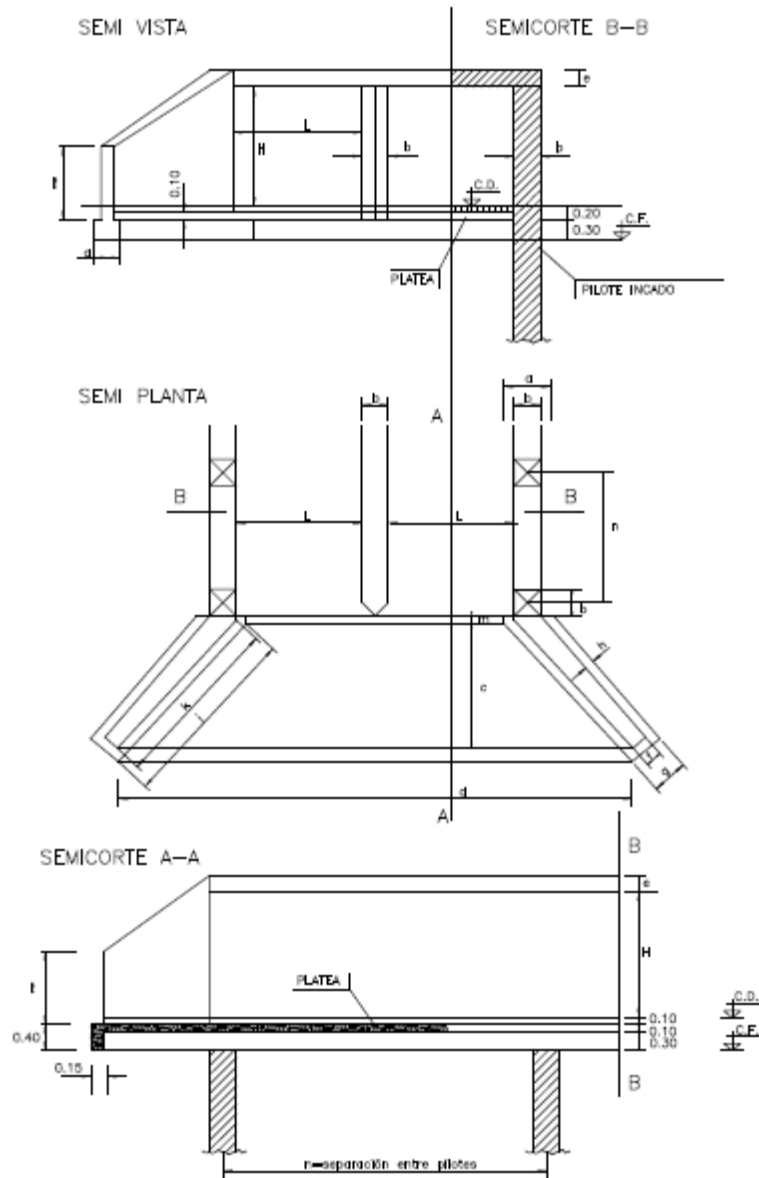


Figura 4.5 Tipología del conducto

IV.2.1.6 Análisis de las ventajas y desventajas

Ventajas

- Una de las ventajas que tendríamos al ubicar la estación de bombeo en este lugar, sería la de poder desarrollar un recorrido de tubería de menor longitud hacia a la planta potabilizadora con respecto a la obra de toma actual del segundo acueducto.
- El acceso a la estación de bombeo sería fácil, ya que en el lugar se cuenta con caminos existentes. Esto facilita el acceso a la obra de toma para poder realizar trabajos de mantenimientos y de ser necesario retirar y trasladar las bombas y equipos.
- El terreno que se pretende utilizar tiene una superficie 6700 m² lo suficientemente grande como para poder instalar dicha estación y realizar los trabajos pertinentes. Las dimensiones de la estación estarán en base a los tipos de bombas necesarias y su equipamiento.
- Estaría toda la estación de bombeo en un solo lugar, con lo cual facilita los trabajos de mantenimiento y control.

Desventajas

- En dicha zona se deberá considerar la cota de inundación, ya que el terreno natural es 46,78m respecto del IGN y siendo la cota máxima de inundación 51,48 IGN (Junio de 1983), esto implica proyectar la estación de bombeo por encima del registro máximo mencionado.
- Tener que adquirir ese terreno por medio de la compra, alquiler o expropiación de la misma.
- La longitud del conducto, que debería pasar por debajo del lecho del río Negro, el cual tiene un ancho de 60m más el tramo hasta llegar a la cabecera del canal, con lo cual tendrá una longitud total de 110 metros.
- Se deberá trabajar con excavaciones profundas para la construcción del sifón debido a que contamos con un salto de 8m entre el terreno natural y el fondo del cauce y, sumando la altura del sifón (conducto + losa superior), nos quedaría un total a escavar de 10,9m. Esto implicaría tomar las medidas necesarias de seguridad para los obreros
- Otra desventaja sería la construcción necesaria de cámaras en ambos extremos del conducto, para realizar la limpieza del mismo, debido a los sedimentos y otras

obstrucciones posibles. Tales cámaras serán dimensionadas para que un operario se mueva cómodamente con una máquina.

- Como el conducto tendrá dos bocas de ingreso de agua, se deberá prever la construcción de compuertas, que permitan el ingreso a una de las cámaras para poder realizar el mantenimiento del sifón, mientras que por la otra pase el caudal necesario para que la obra de toma siga operando en forma continua.
- La construcción del terraplene de avance con el objetivo de lograr el desvío del cauce natural del río, para la ejecución en seco del sifón, es un proceso complejo a pesar de que estamos hablando del río Negro en cuya sección de obra, no tiene un caudal tan importante.

IV.2.2 Alternativa N°2

En este caso tanto la sala de bombas como la de transformadores se ubicaría sobre la margen izquierda del río Negro, el resto del equipamiento como ser, cámaras de medición de caudal, cámara de bypass, estructura necesaria para el sistema de tele supervisión y control, etc., quedaría del lado de la margen derecha (**figura 4.6**).



Figura N°4.6. Ubicación de estación de bombeo (Fuente: Google Earth del 17-11-17).

IV.2.2.1 Descripciones generales

La obra de toma contará con tres secciones, una de ellas ubicada en el margen izquierdo del río Negro en donde se situarán las bombas y transformadores para alimentación de las mismas, la siguiente sección pasará por encima del cauce permitiendo la libre navegación, y

por último se sitúa la sección donde se instalara el equipamiento necesario para el control del funcionamiento de las partes componentes de la obra de toma.

El proceso de toma de agua se hará mediante bombas las que estarán sobre una plataforma en la cabecera del canal, las cuales deberán cumplir con la cota mínima de estiaje para no generar interrupción en el abastecimiento a la planta.

La tubería se planteara para el cruce del río, mediante un puenteducto de hormigón armado, el que se apoyara en pilotes hormigonados in situ, donde el mismo comunica ambas partes de la obra de toma.

Sobre la margen derecha continua la estructura en cual finalizara la obra de toma, donde se contara con las cámaras de medición de caudal, cámara de bypass, estructura necesaria para el sistema de tele supervisión y control, etc. Tanto esta última sección como las anteriores comentadas, serán dimensionadas en base al espacio que ocuparan cada uno de los recintos necesarios para una buena circulación tanto como para el traslado y mantenimiento de los equipos.

IV.2.2.2 Características del puenteducto

El puenteducto unirá ambas partes de la obra de toma, es decir que comunicara el margen derecha con el margen izquierda del río Negro. El mismo será continuo y tendrá una longitud aproximadamente de 150 m y un ancho de 12m.

Para su diseño se tendrá en cuenta que por él se necesitara transportar las bombas y los equipos necesarios, con lo cual se deberá considerar el paso de vehículos que transporten dichos elementos y al personal de mantenimiento.

El ancho del río a sortear es de 60 metros, se lo hará en 3 tramos, dos contiguos al borde de la ribera y uno central por donde navegarían las posibles embarcaciones. Para las distancias entre tramos se tendrá en cuenta la altura y longitud necesaria que permita la libre navegación.

Sobre el puenteducto se desarrolla el tendido del acueducto y los canales portables.

El muelle donde se alojarán los equipos de bombeo se implantara tomando como referencia la cota del IGN del terreno, cumpliéndose simultáneamente que en dicha posición se vea asegurada la sumergencia mínima para la situación de estiajes extremos.

La fundación se efectuará por medio de pilotes profundos, tomando en cuenta el fenómeno erosivo mencionado en el informe efectuado por la (FICH) en el capítulo 3.

Será una estructura totalmente de hormigón armado, tanto los pilotes como el tablero serán hormigonados in situ, las vigas pueden ser de hormigón pretensado.

IV.2.2.3 Tipología del puenteducto.

La tipología del puenteducto será similar a la que se proyectó para el muelle del segundo acueducto.

a) Códigos y Estándares:

CIRSOC 201 Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado.
CIRSOC 102 Acción del viento sobre las construcciones.

b) Descripción:

Como se dijo arriba, consta de un puenteducto continuo aproximadamente de 150mx12m de ancho. El tablero está conformado por losas pretensadas con capa de compresión, con sus vigas de apoyo, que a su vez configuran un pórtico, junto con los pilotes, tanto en la dirección de la corriente como en dirección perpendicular a ella.

Las vigas próximas a los pilotes son ejecutadas in situ generando una unión húmeda que genera continuidad entre vigas pretensadas y estas últimas con los pilotes permitiendo que el conjunto trabaje monolíticamente para absorber los esfuerzos verticales y horizontales a los que está sometida la estructura.

Los pilotes verticales de hormigón armado ejecutados in situ, cuyo diámetro se calculara más adelante.

El mismo deberá soportar su peso propio, y las reacciones de los equipos fijos y cañerías para su funcionamiento, de la operación de una grúa en el viaducto y del puente grúa, combinadas con las acciones del viento y la corriente sobre la estructura (**figura N° 4.7**)

c) Geometría:

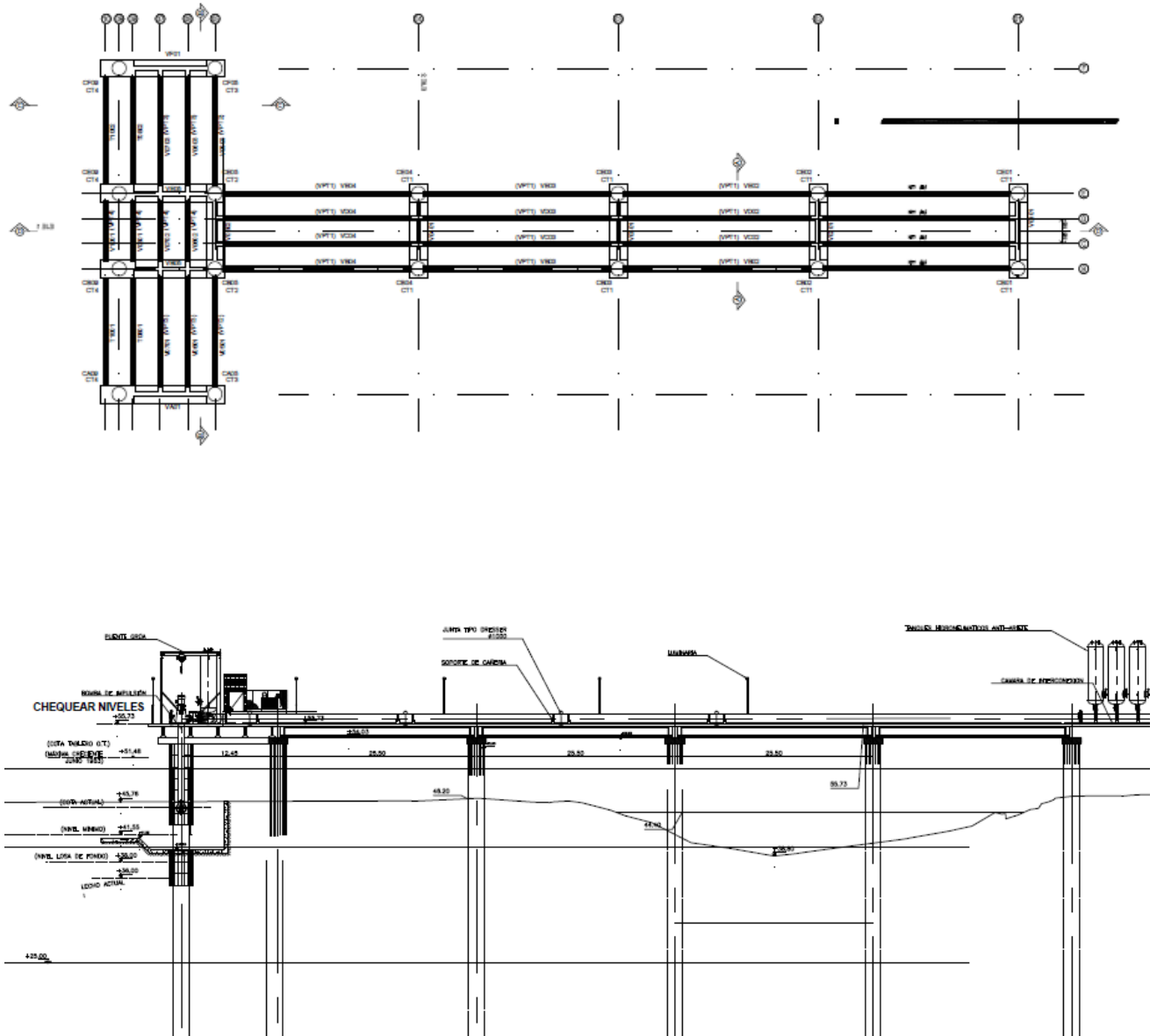


Figura 4.7. Tipología del puenteducto

IV.2.2.4 Análisis de ventajas y desventajas.

Ventajas:

- Una de las ventajas de instalar la estación de bombeo aquí es que se tomaría agua directamente de la cabecera del canal.
- En el espacio a utilizar no se encuentra ningún tipo de infraestructura que pueda condicionar la realización de la estación de bombeo.
- No tener que realizar terraplén de avance para desviar el cauce en la realización del puenteducto.
- El mantenimiento de la cañería será simple, debido al fácil acceso a la misma.
- El acceso a la obra se podrá hacerlo sin inconvenientes por los caminos existentes en la zona de emplazamiento.

Desventajas:

- Para la construcción del puenteducto se deberá tener en cuenta la altura desde el pelo de agua a la parte inferior de la viga del mismo, y la distancia entre pilotes, debido a que por esa sección pueda pasar algún tipo de embarcación de dimensiones que tanto en alto como en ancho sean considerables.
- La solución que se deberá darle a la altura del puenteducto, si por él se pretende que circule vehículos para el mantenimiento de la estación de bombeo. Esta altura nos condicionara el diseño de la sección que estará del lado de la margen derecha del río Negro, debido a que por la misma se accederá a la obra.
- La longitud total que podría necesitarse para desarrollar en su totalidad el puenteducto, debido a que la obra en el canal, es decir el extremo de donde se tomara el agua, quede a una distancia considerable de la costa del margen izquierda del río Negro.

IV.3 Canal de abastecimiento

Como se observa en la **figura 4.8**, el canal se desarrollará desde la margen derecha del riacho Barranqueras, en cercanías de la embocadura del río Paraná, hasta proximidades del cauce del río Negro.

El canal será abierto, tendrá una longitud a priori de 800 metros y su sección transversal será trapezoidal. El mismo se lo realizara sobre el terreno natural de la zona elegida, es decir que en base a las características del suelo en el lugar de la excavación, se calcularan las pendientes laterales y de acuerdo a las características topográficas del terreno, se calculara también la pendiente de fondo y el ancho del canal.



Figura 4.8. Ubicación del canal.

El canal se lo realizará sobre el terreno en donde la cota de nivel del IGN sea la más elevada posible ya que nos encontramos en una zona llana.

Con el movimiento de suelo generado por la excavación, se busca realizar obras complementarias, como por ejemplo un terraplén, paralelo al canal, a lo largo de toda su longitud, que permita la circulación de máquinas que puedan realizar la limpieza de sedimentos, los mismos con el tiempo traen como consecuencia la disminución de la sección del canal y la máxima optimización de las bombas.

En la cabecera del canal, se construirá una cámara la que formará parte del canal, la cual será de hormigón y también contará con un sistema de rejillas al ingreso de la misma que eviten que todo tipo de sedimentos y otros elementos que se encuentren flotando de tamaños considerables pasen a la tubería donde se estará tomando el agua, la que también contará con un filtro, así se evitara que se produzca alguna interrupción del servicio debido a un desperfecto en las bombas allí instaladas.

La función del diseño de la cámara, tiene como objetivo que los sedimentos más finos decanten en el fondo de la misma, para así no ser succionados por la cañería.

Para la profundidad del canal se tendrá en cuenta la cota del nivel mínimo respecto al río Paraná de 41,55 m del IGN, de acuerdo con las estadísticas hidrométricas y el análisis de la estabilidad de las márgenes que efectuara el Instituto Nacional del Agua y el Ambiente, para que en consecuencia siempre se tenga el canal con el caudal necesario para un servicio constante.

IV.3.1 Revestimiento del canal

En la mayor parte de los casos, las superficies en contacto con el agua se protegen o mejoran mediante revestimientos con los siguientes fines:

- Se reducen notablemente las pérdidas por filtración (mayor eficiencia).
- Se admiten mayores velocidades con la consiguiente disminución de sección.
- La rugosidad del canal revestido es muy inferior lo que implica menos sección.
- Se evita el peligro de deslizamientos o fugas con arrastres de tierras.
- Desaparecen los problemas causados por el crecimiento de plantas.
- Se facilitan las operaciones de conservación y limpieza.

Los revestimientos se clasifican en los siguientes tipos:

- Por su permeabilidad, en permeables (pocos usados, solo en caso de terreno impermeable) e impermeables.
- Por su rigidez, en rígidos, semiflexibles y flexibles, capaces de amoldarse a las deformaciones del terreno.
- Por su material, de hormigón "in situ", de hormigón prefabricado, asfálticos, de tierra consolidada, de materiales plásticos y de fibras geotextiles.

No se debe construir un revestimiento antes de que los taludes estén completamente consolidados. Es conveniente cubrir el canal en los casos siguientes:

- En las conducciones destinadas al abastecimiento humano.
- Cuando el desmonte del terreno sobre el canal sea poco estable.
- En zonas de paso frecuente en que exista peligro de caídas.
- En regiones de bajas temperaturas invernales.

A continuación se describen dos tipos de revestimientos para el canal.

IV.3.1.1 Revestimiento con membrana plástica

Son impermeables y con elevada resistencia a la tracción. La principal ventaja frente a las asfálticas es su resistencia a la erosión y al punzonamiento, así como su menor reblandecimiento con el calor. Su mayor enemigo es el crecimiento de la vegetación natural por lo que el terreno debe tratarse previamente con herbicidas.

Los materiales más usados son: el policloruro de vinilo (PVC) el polietileno de alta densidad (PEAD) y el butilo. Los espesores pueden alcanzar hasta 3 mm.

Se instalan con revestimiento de gravilla (con espesor de unos 40 cm) o sin protección en contacto con el agua, en cuyo caso deberán ser más resistentes.

Las láminas enterradas pueden dar un buen resultado si los materiales, el diseño y la construcción son adecuados, si bien hay que recordar que el canal se comporta como si fuera de tierra en lo referente a velocidad del agua.

Las láminas vienen en rollos de hasta 100 metros y la instalación se efectuara por tramos comenzando en el punto final del canal y soldando cada uno de los tramos para lo cual se deja una zona de solape de 5 cm. La mayor dificultad se presenta cuando hay viento.

Las ventajas del material instalado sin recubrimiento son:

- Se pueden emplear taludes más inclinados, hasta 1,7:1
- Se ahorra el exceso de excavación que luego se emplea para recubrir.
- Se localizan fácilmente las averías.

Las desventajas son:

- Son debidas al envejecimiento producido por la luz solar.
- Facilidad de dañar la lámina, ya sea por animales, la erosión, el viento.

IV.3.1.2 Revestimientos de Hormigón

Sus ventajas son su facilidad de puesta en obra, su impermeabilidad y su rigidez, aunque esta propiedad en algún caso es un inconveniente. Sus inconvenientes provienen de su baja capacidad de resistir tracciones (que se producen en la tracción del fraguado y por bajas temperaturas) y su rigidez. Por todo ello es básico que los canales de este material dispongan de un sistema de juntas para que sean estas las que absorban las deformaciones evitando así el agrietamiento y filtraciones.

El revestimiento de hormigón fabricado in-situ suele tener espesores entre 0,10 y 0,20 m pudiendo ser conveniente su armado con una o dos mallas de alambre de acero. Conviene que los revestimientos puedan efectuarse de forma mecanizada.

Como consecuencia de la tracción del hormigón, si se opta por el hormigonado manual in-situ, es conveniente el hormigonado en paneles alternados disponiendo entre ellos juntas de dilatación. La distancia será entre 5 y 15 m en función de las características de la obra. En este caso, se sitúan unas vigas de madera que se emplearan como moldes y entre ellas se extenderá el hormigón aislándolo con un tablón que se desliza sobre ellas. Conviene que la separación entre vigas coincida con la separación entre juntas. El problema que tiene este método es la baja compactación que se obtiene.

Para mejorar la compactación se precisa de un vibrado de la masa, lo que hace necesario el uso de encofrados, que encarecen la obra. Un sistema de encofrados resistente y que permita un fácil montaje y desmontaje producirá un descenso apreciable del coste total.

Un último problema es el de curado del hormigón. Es preciso el regado continuo mediante aspersores o la aplicación de una pintura de curado que impide el paso del vapor de agua.

IV.3.1.3 Revestimientos semiflexibles

Suponen otra opción frente al hormigonado in-situ, a causa del elevado número de juntas de construcción que tienen, se logra cierta adaptación al terreno.

Estos revestimientos se efectúan mediante placas prefabricadas. Como estas piezas alcanzan una elevada calidad, con ellas se pueden revestir canales. Se emplean placas de 0,5 x 0,3 m a 2x1 m con espesores que no suelen superar los 10cm. En este material se pueden controlar todos los parámetros de fabricación con el fin de obtener unas características determinadas a un coste aceptable.

Otra ventaja es la de permitir trabajar en épocas en las que el hormigón tradicional sería imposible (por lluvia o frío). El máximo aprovechamiento se obtiene en caso de grandes obras en las que se realiza toda la red, incluyendo las acequias.

La existencia de un número mayor de juntas supone mayor posibilidad de filtraciones por lo que estas deberán tratarse cuidadosamente. También es muy importante la calidad de la excavación.

Los taludes garantizan la estabilidad de las placas por rozamiento con el terreno para evitar deslizamientos. Generalmente se colocan las placas de modo que cada una apoya sobre dos de la hilada inferior. Al final se coloca un reborde horizontal que evita la entrada de agua de lluvia por el trasdós del revestimiento.

Conclusión:

Como es una zona en la cual no será posible mantener la vegetación, la exposición al sol será directa, por lo tanto el mantenimiento deberá realizarse en tiempos más cortos, con lo cual podría ser posible tener que cambiar y colocar nuevas secciones de PEAD.

Esto nos lleva a seleccionar en este caso el revestimiento de placas de hormigón, siendo el que más beneficio traería, al ser un material que no necesitaría mantenimiento de forma seguida, y además sería ventajoso con respecto al funcionamiento del canal.

IV.4 Selección de la alternativa más conveniente

Para la selección de la alternativa más conveniente y por tratarse esto de un anteproyecto, los puntos principales a tener en cuenta para la selección serán los correspondientes a; **fuentes de contaminación, característica geomorfológicas, calidad de agua y obras civiles**, dejando en segundo plano lo referente a **erosiones generales y obras complementarias**.

Considerando las posibles **fuentes de contaminación**, debemos tener presente que en este caso la fuente de abastecimiento es la misma para ambas alternativas. La contaminación en este punto no es considerable, ya que se encuentra en una zona en la cual el río Paraná tiene buena velocidad y por ende buena renovación de agua. No presentando problemas importantes en la calidad del agua.

Desde el punto de vista de las **características geomorfológicas**, en el lugar de emplazamiento del canal de abastecimiento, se presenta una situación desfavorable ya que

el riacho Barranqueras se encuentra en un proceso de desactivación y por lo tanto su caudal se ve comprometido.

Como la alternativa que se está analizando es la ubicación de la obra de toma y ésta se la ubicara sobre las márgenes del río Negro, no se tiene información precisa de la geomorfología del río Negro en esa sección. Pero se puede decir que es un río que no está en desactivación.

Con respecto a la **calidad del agua**, no se cuentan con datos sumamente precisos al respecto, lo que sí se puede precisar es que la alternativa del lugar elegido para realizar el canal, presentaría mejores condiciones para ser potabilizada.

Con respecto a la **obra civil**, la más conveniente desde el punto de vista económico y operacional es la alternativa N°2, planteando un puenteducto con las características mencionadas más arriba. La alternativa N°1, se plantea un tipo de sifón con fundaciones profundas, siendo una obra costosa, compleja en su construcción y mantenimiento.

En lo referente a las **erosiones generales**, del estudio de la FICH, se puede decir que en la zona donde se encontraría el acceso al canal sobre el riacho Barranqueras, no se producen erosiones considerables como para que influya en estructura del canal.

Esta característica no es un factor de mucho peso para la selección de la ubicación, pero si influirá en el costo de las fundaciones y las posible obras de protección de la obra de toma.

Con respecto a **obras complementarias**, en el caso del sifón se deberán realizar cámaras de entrada y salida, para el mantenimiento y limpieza del conducto. También compuertas con las cuales se regule el flujo al momento de los trabajos de mantenimiento.

Para el canal se preverá la realización de un terraplén en toda su longitud. Sobre el cual podrán circular tanto operarios como maquinas necesarias que realicen los trabajos de mantenimiento y limpieza del canal.

A continuación en la **tabla 4.2** se describen en resumen las características de cada alternativa para su selección.

Tabla N° 4.2. Características de las alternativas de Ubicación de la Obra de Toma.

Características	Alternativa N° 1	Alternativa N° 2
Ubicación	Se ubica sobre la margen derecha del río Negro, en donde se une con el río Tragadero	Se ubica en ambas margenes. En la derecha la estación de control y en la izquierda las bombas y transformadores.
Fuentes de Contaminación	Esta zona no presenta ninguna industria ni asentamiento urbano. Arrastre de sedimentos solo de la vegetación costera	Esta zona no presenta ninguna industria ni asentamiento urbano. Arrastre de sedimentos solo de la vegetación costera
Calidad del agua	Presenta las mejores características a ser tratada	Presenta las mejores características a ser tratada
Características Geomorfológicas	Esta zona no presenta problemas en cuanto a la disminución de su sección. No se encuentra en proceso de desactivación.	Esta zona no presenta problemas en cuanto a la disminución de su sección. No se encuentra en proceso de desactivación.
Obras Civiles	Se plantea estructura tipo sifon. Estructura de hormigon armado. Camaras de limpieza.	Se plantea un Puenteducto de 150 m. Estructura de hormigon armado. Camara de bombeo directa.
Erosiones Generales	Las erosiones en el cauce llegan a alcanzar un valor de 3m quedando a una cota de 32m del IGM	Las erosiones en el cauce llegan a alcanzar un valor de 3m quedando a una cota de 32m del IGM
Obras Complementarias	Construir camaras de acceso para mantenimiento y limpieza del conducto. Dragado y mantenimiento del acceso al canal sobre el riacho Barranqueras.	Construcción de un terraplen de acceso a lo largo del canal para su limpieza. Dragado y mantenimiento del acceso al canal sobre el riacho Barranqueras.

Para considerar estas alternativas se realiza un cuadro valorativo, en la **tabla 4.3** se colocará una valoración a cada una de ellas, con respecto a sus características.

La valoración se hará calificando a cada una con: muy bueno, bueno, malo.

Tabla N° 4.3. Tabla valorativa de las Alternativas

Variables	Alternativa N°1	Alternativa N°2
Fuente de contaminación	Muy Buena	Muy Buena
Calidad del Agua	Buena	Buena
Características Geomorfológicas	Buena	Buena
Obra Civil	Mala	Muy Buena
Erosiones Generales	Buena	Buena
Obras Complementarias	Mala	Buena

Conclusión:

Evaluando la valoración que se le dio a cada una en base a sus características y además del análisis de sus correspondientes ventajas y desventajas. Se puede dar por sentado que la alternativa N° 2 es la más óptima para nuestro caso.

V Cálculo estructural

El presente capítulo tiene por objeto el dimensionamiento estructural del viaducto de la Obra de Toma del segundo acueducto. Además se dimensionará el canal de abastecimiento y se mencionará el acceso a la Obra de Toma.

Consta de un Viaducto continuo aprox. de 102,57x12m, ver **figura N°5.1**, y una zona de equipos de bombeo de 44x18m ver **figura N°5.2**, solidarios entre sí a cota +55,73m.

Está conformado por losas pretensadas con capa de compresión, con sus vigas de apoyo, que a su vez configuran un pórtico junto con los pilotes.

Las vigas próximas a los pilotes son ejecutadas in situ generando continuidad entre vigas pretensadas y estas últimas con los pilotes, permitiendo que el conjunto trabaje monolíticamente para absorber los esfuerzos verticales y horizontales a los que está sometida la estructura.

Los pilotes verticales de hormigón armado serán ejecutados in situ. Los pilotes llevarán una camisa metálica perdida en su parte exterior y dentro del suelo hasta una profundidad tal que el terreno sostenga la camisa de manera estable durante la operación de excavación y hormigonado.

Para el análisis de las solicitaciones de la estructura, se la considerará compuesta por cabezales que une los pilotes quedando empotrados según la rigidez del cabezal. Las vigas in situ y las pretensadas quedan empotradas a los cabezales en función de la rigidez de ellas con el cabezal.

Deberá soportar su peso propio, y las reacciones de los equipos fijos y cañerías para su funcionamiento, de la operación de una grúa en el viaducto y del puente grúa, combinadas con las acciones del viento y la corriente sobre la estructura.

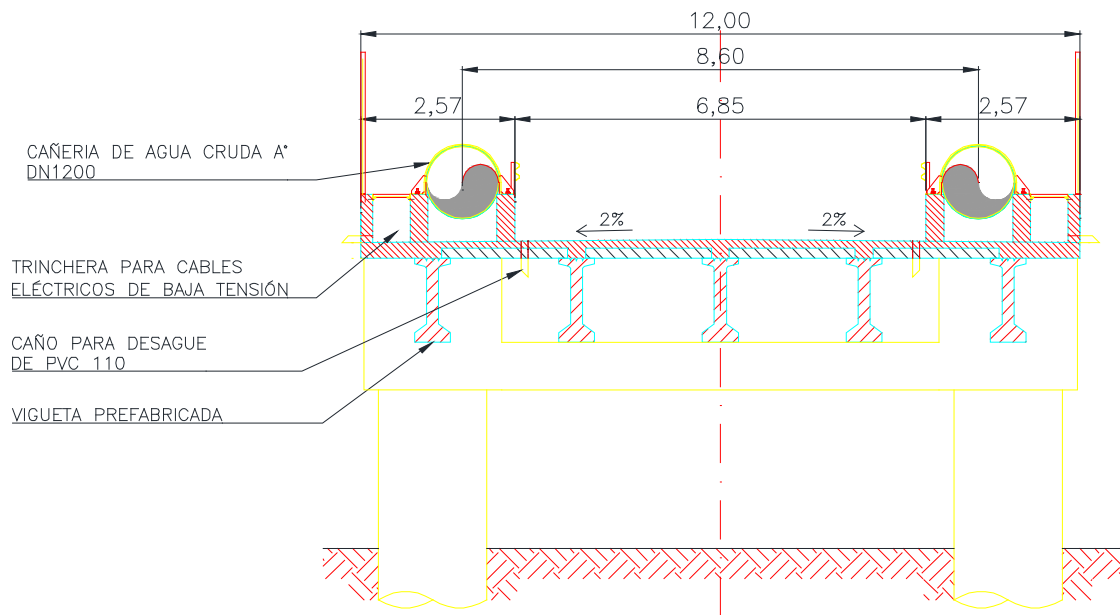


Figura N°5.1. Superestructura del viaducto. (Fuente: elaboración propia).

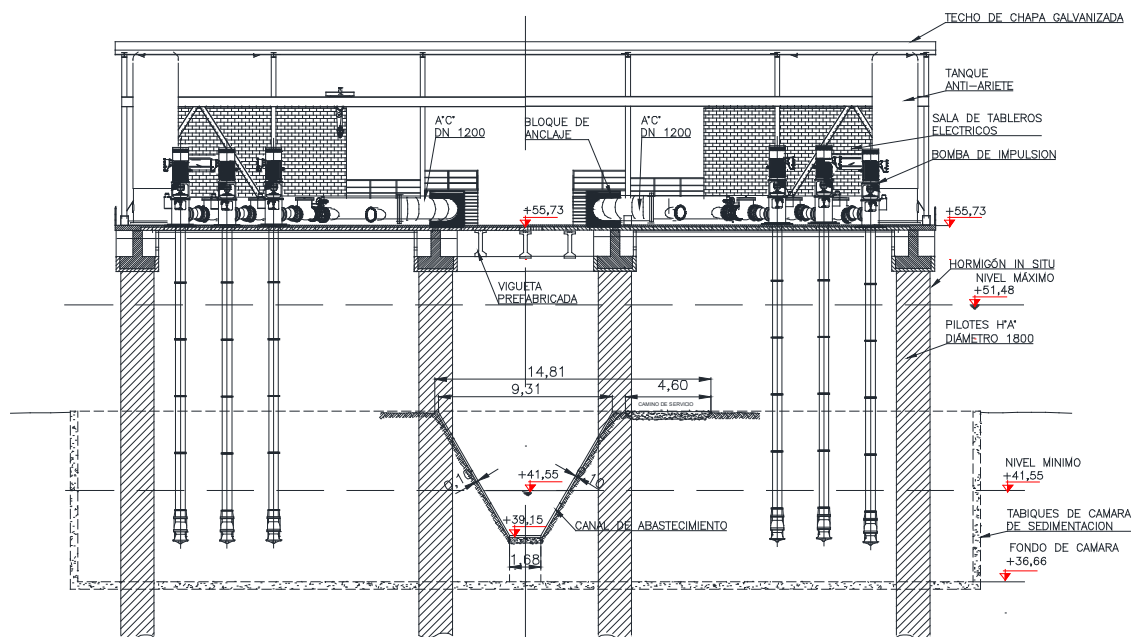


Figura N°5.2. Superestructura del viaducto. (Fuente: elaboración propia).

V.1 Dimensionamiento estructural

V.1.1 Materiales

Se adoptaron los siguientes métodos constructivos para las distintas partes:

- Losas de tablero: Pre-losas de hormigón armado y hormigón armado insitu.
- Vigas principales: Hormigón pretensado postesado prefabricado.
- Vigas secundarias: Hormigón armado colado insitu.
- Vigas de bancada: Hormigón armado colado insitu.
- Fundaciones: Pilotes de hormigón armado colado insitu.

Los materiales a utilizarse deben cumplir con las normativas del reglamento CIRSOC 201 versión 2005.

V.1.1.1 Hormigón

Clase de exposición.

De tabla 2.1: "Clases de exposición general que producen corrosión de armadura"

- Para tableros, pilas de puentes y fundaciones.
- Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual mayor o igual a 1000mm.
- Temperatura media mensual durante más de 3 meses mayor o igual a 25°C "Designación A3".

Requisitos de durabilidad

De tabla 2.5: "Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura" para A3.

- Hormigón armado: $f'_{mín} = 30$ MPa
- Hormigón pretensado: $f'_{mín} = 35$ MPa

$f'_{mín}$ Resistencia a compresión del hormigón mínima a especificar por durabilidad.

Clase de hormigón

De tabla 2.7: "Clases de hormigón":

- Para hormigón armado: $f'_{c} = 30$ MPa \rightarrow H 30

- Para hormigón pretensado: $f'c = 35 \text{ MPa} \rightarrow \text{H 35}$

$f'c$: Resistencia a compresión del hormigón.

V.1.1.2 Acero

Barras de acero para hormigón armado

Se utilizan barras de acero en las estructuras de hormigón armado y en las armaduras pasivas de las estructuras de hormigón pretensado del tipo ADN 420, con las siguientes características:

- $f_y = 420 \text{ MPa}$ – Tabla 3.8 \rightarrow cirsoc 201
- $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ – 8.5.2 \rightarrow cirsoc 201

Cordones de acero para hormigón pretensado

Se utilizan cordones de acero de 7 alambres en las armaduras activas de estructuras de hormigón pretensado, es decir en las vigas principales, del tipo C – 1900, según cirsoc 201 tabla 3.13.

Alambres de acero para armadura tipo Trilogic

Se utilizan alambres de acero, para las armaduras tipo trilogic utilizadas en la pre- losa, del tipo ATR 500 N, con las siguientes características:

- $f_y = 500 \text{ MPa}$ – Tabla 3.9
- $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ – 8.5.2

V.2 Dimensionamiento de losa de tablero

En este punto se procederá al dimensionamiento de la losa del tablero.

V.2.1 Esquema de condición de vínculo

En la **figura N°5.3**, se esquematizó las condiciones de vínculo que se tendrá en cuenta para el cálculo de las solicitaciones.

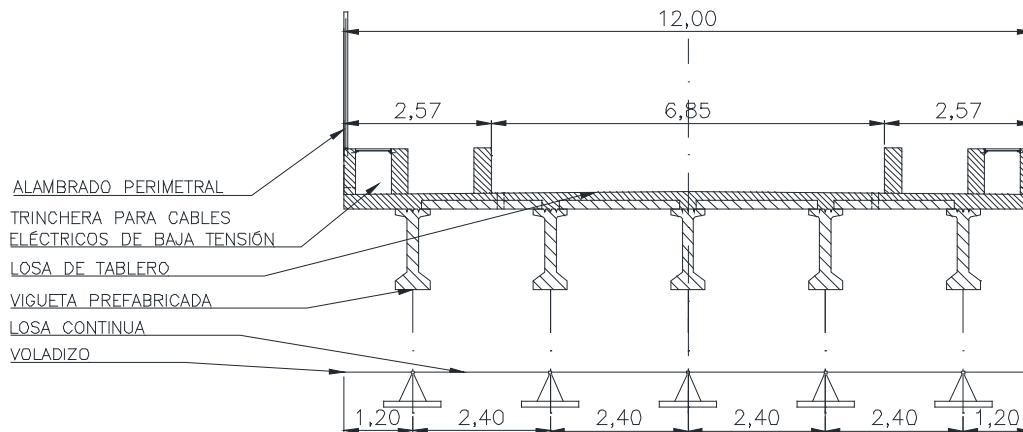


Figura N°5.3. Superestructura del viaducto. (Fuente: elaboración propia).

V.2.1.1 Luz de cálculo

Según CIRSOC 201 – 8.7, por desconocerse h y como lo indica el reglamento de la DNV – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{cal} = l_c$$

l_{cal} : longitud de cálculo.

l_c : longitud entre centro de apoyos. (ver figura N° 5.3.)

Se adopta luz de cálculo de 2,40m

V.2.1.2 Altura de la losa

Según el reglamento de la DNV – B.5, el espesor mínimo para losas es de 12cm. Además, permite calcular a la losa continua como losa simplemente apoyada cuando la luz es menor a 2,5m.

Según CIRSOC 201– Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”:

Para elemento: losa maciza armada en una dirección:

- Ambos extremos continuos: $h_{mín} = l / 28 = 240 \text{ cm} / 28 = 8,60\text{cm}$
- En voladizo: $h_{mín} = l / 10 = 120 \text{ cm} / 10 = 12\text{cm}$ Luz del elemento (cm).

Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (cm).

Se adopta $h = 26\text{cm}$, valor que se verificará más adelante.

V.2.2 Análisis de carga

El análisis de carga de la losa de tablero se realiza en base al reglamento de la DNV – A “Cargas de cálculo”, distinguiendo entre las cargas en los tramos de losas continuas y en los voladizos extremos.

V.2.2.1 Cargas permanentes en el tramo

Los pesos específicos fueron obtenidos del reglamento CIRSOC 201 versión 2005.

- Peso propio de losa de tablero

Para hormigón de cemento armado: $\gamma_H^{\circ A^{\circ}} = 25,00 \text{ KN} / \text{m}^3$

Peso propio: $p_{pt} = \gamma_H^{\circ A^{\circ}} \cdot h = 25,00 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,26 \text{ m} = 6,5 \text{ KN/m}^2$

- Carpeta de rodamiento

Peso propio: $p_{pc} = \gamma_{CA} \cdot e = 25,00 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,06 \text{ m} = 1,5 \text{ KN/m}^2$

- Peso propio del voladizo

En el voladizo se repiten el espesor de la losa y se agregan los elementos especiales como ser el cordón de soporte para la cañería DN 1200 y el cordón de soporte para la pasarela (**figura N°5.4**).

Estos pesos se muestran en la **Tabla N°5.1.**, así como la distancia desde su punto de aplicación al eje de la viga.

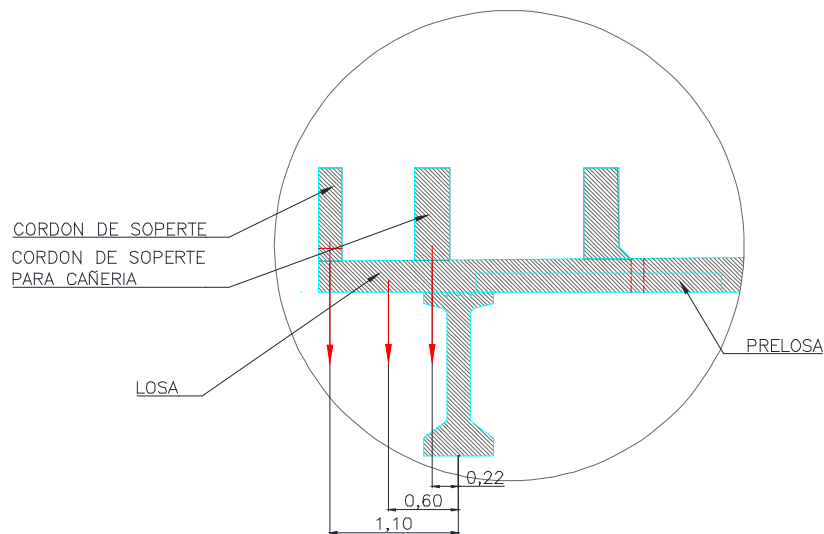


Figura N°5.4. Superestructura del viaducto. (Fuente: elaboración propia).

Tabla N°5.1. Cargas sobre del voladizo.

Designación	Ancho (m)	Espesor (m)	Peso unitario (Kn/m ³)	Peso (Kn/m)	Distancia (m)
Losa	1,2	0,26	25	7,8	0,60
Cordon de soporte	0,2	0,8	25	4	1,1
Cordón de soporte p/ caño	0,3	0,79	25	5,93	0,22

V.2.2.1.1 Impacto

Para el cálculo de la sobrecarga móvil o las tensiones producidas por las mismas, la sobrecarga será afectada por el coeficiente de impacto ϕ correspondiente a las características y la luz de la estructura. La sobrecarga en veredas o sobre espacios no accesibles para vehículos, se aplica en el cálculo sin impacto.

Para tipo de estructura: tablero de la calzada $\phi = 1,4$.

V.2.2.1.2 Sobrecarga reglamentaria

Según BCPHA A.2.B, el puente es de categoría A-30 (aplanadora 30tn), ya que pertenece a la red nacional y está sometido a tránsito de vehículos pesados (ver **tabla N° 5.2**).

La aplanadora tipo se puede observar en la **Figura N° 5.5.**, la carga producida se considera puntual por su gran magnitud en tan pequeña superficie.

Tabla N°5.2. Categorías de puentes (fuente: DNV, 2010).

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Espe cial
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m ²	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m ²	0,4	0,4	0,4	

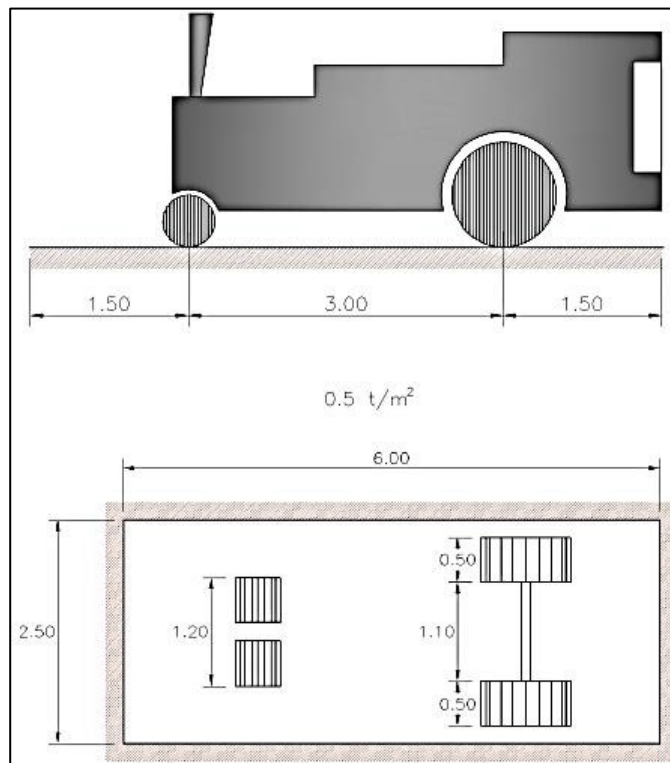


Figura N° 5.5. Aplanadora tipo (fuente: reglamento DNV).

Se reparte la carga concentrada de la aplanadora actuante en el tramo perpendicular a la luz de la losa, en los anchos activos que se observan en la **Figura N° 5.6.**

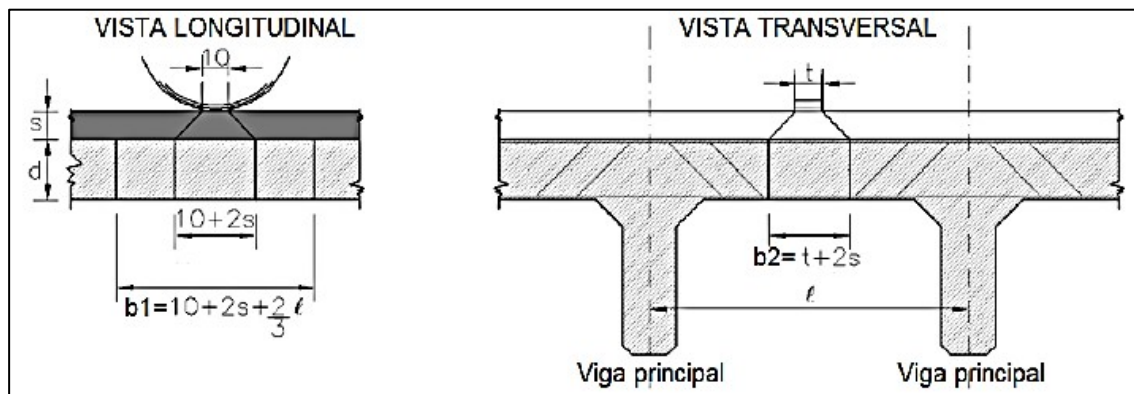


Figura N° 5.6. Anchos efectivos para el cálculo (fuente: reglamento DNV).

V.2.2.1.3 Rodillo delantero

Carga en el rodillo delantero $P = 130\text{KN}$

t : Ancho de apoyo rodillo delantero aplanadora = 1,20m

l : luz de la losa = 2,40m

s : espesor carpeta superior = 0,06m

Ancho activo longitudinal:

$$b1 = 10\text{cm} + 2 * s + \frac{2}{3} * l = 0,10\text{m} + 2 * 0,06\text{m} + 1,60\text{m} = 1,82\text{m}$$

Ancho activo transversal:

$$b2 = t + 2 * s = 1,20\text{m} + 0,12\text{m} = 1,32\text{m}$$

Según BCPHA (DNV) – A.2.B, para el cálculo de losas de tablero de puentes vigas, se efectúa una reducción de la carga reglamentaria tomando 80% del peso de las aplanadoras.

$$q = \frac{P}{b1 * b2} * 0,80 = \frac{130\text{kn}}{1,82\text{m} * 1,32\text{m}} * 0,80 = 43,29 \text{kn/m}^2$$

Afectando a la carga por el coeficiente de impactos las zonas de calzada y banquina, entonces:

$$qd = q * \varphi = 43,29\text{kn/m}^2 * 1,4 = 60,61\text{kn/m}^2$$

V.2.2.1.4 Rodillo trasero

Carga en el rodillo delantero $P = 85\text{KN}$

t : Ancho de apoyo rodillo trasero aplanadora = 0,50m

l : luz de la losa = 2,40m

s : espesor carpeta superior = 0,06m

Ancho activo longitudinal:

$$b1 = 10\text{cm} + 2 * s + \frac{2}{3} * l = 0,10\text{m} + 2 * 0,06\text{m} + 1,60\text{m} = 1,82\text{m}$$

Ancho activo transversal:

$$b2 = t + 2 * s = 0,5 \text{ m} + 0,12\text{m} = 0,62\text{m}$$

$$q = \frac{P}{b_1 * b_2} * 0,80 = \frac{85kn}{1,82m * 0,62m} * 0,80 = 60,26 kn/m^2$$

$$qd = q * \varphi = 60,26kn/m^2 * 1,4 = 84,36kn/m^2$$

V.2.3 Solicitaciones

Para el cálculo de las solicitaciones de esta estructura, que está construida en etapas, se debe analizar las cargas que intervienen en cada una de ellas. A continuación, se describe cada etapa, con las cargas y condiciones de vínculo que le corresponden:

- Etapa 1: Etapa de construcción - hormigonado de la losa de talero
Cargas: peso propio tablero.
- Etapa 2: Puente en servicio.
- Cargas: cargas permanentes + sobrecarga reglamentaria + sobrecarga accidental
Condiciones de vínculo: losa continúa apoyada en vigas principales

Disposiciones reglamentarias

- Según BCPHA (DNV) – B.5.A, en los cálculos se consideran por separado los esfuerzos (momentos flectores, esfuerzos de corte y normal) debidos a cargas permanentes, sobrecargas accidentales, influencia de temperatura y contracción. En todos los casos se determinará la suma más desfavorable de los esfuerzos simultáneos.
- Cada carga debe considerarse por separado en la determinación de las solicitaciones y luego combinarse.
- Según BCPHA (DNV) – A.2.B, las cargas se situarán en la posición más desfavorable, no deberá tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos flectores siempre que no estén directamente vinculadas a otras cargas, que actúan desfavorablemente.
- Para determinación de esfuerzos se consideran las cargas en la posición más desfavorable.
- Para determinar los momentos sobre apoyos y en tramos debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a las sobrecargas se supondrán empotramiento total en los apoyos. Como valor de momentos en el tramo debido a sobrecargas se tomará la media aritmética de los momentos (en el centro) que se producen suponiendo empotramiento total y simplemente apoyado, en los extremos del tramo.

V.2.3.1 Solicitaciones - etapa 1

En el tramo (**figura N° 5.7**):

l: luz de la losa = 2,40m

ppt: peso propio de la losa = 6,5 kn/m²

$$Mf = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,5 \cdot 2,4^2}{8} = 4,68 \text{ kn m/m}$$

$$V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6,5 \cdot 2,4}{2} = 7,8 \text{ kn/m}$$

En el voladizo (**figura N° 5.8**)

l: luz del voladizo = 1,20m

ppt: peso propio de la losa = 6,5 kn/m²

$$Mf = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{6,5 \cdot 1,2^2}{2} = 4,68 \text{ kn m/m}$$

$$V = q \cdot l = 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ kn/m}$$

V.2.3.2 Solicitaciones - etapa 2

- Cargas permanentes

En el tramo (**figura N° 5.9**)

l: luz de la losa = 2,40m

ppt: peso propio de la losa = 6,5 kn/m²

ppc: peso propio de carpeta rodamiento = 1,5 kn/m²

$$pptotal = ppt + ppc = (6,5 + 1,5) \text{ kn/m}^2 = 8 \text{ kn/m}^2$$

$$Ma2 = \frac{q \cdot l^2}{12} = \frac{8 \cdot 2,4^2}{12} = 3,84 \text{ kn m/m}$$

$$Mt2 = \frac{q \cdot l^2}{24} = \frac{8 \cdot 2,4^2}{24} = 1,92 \text{ kn m/m}$$

$$V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8 \cdot 2,4}{2} = 9,6 \text{ kn/m}$$

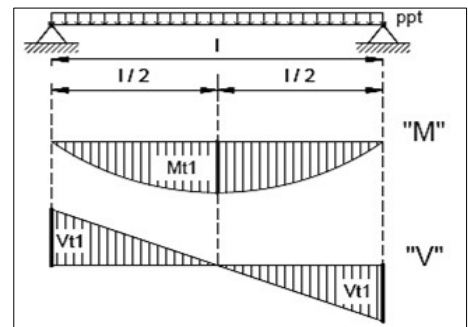


Figura N°5.7. Diagrama M-Q
(fuente: elaboración propia).

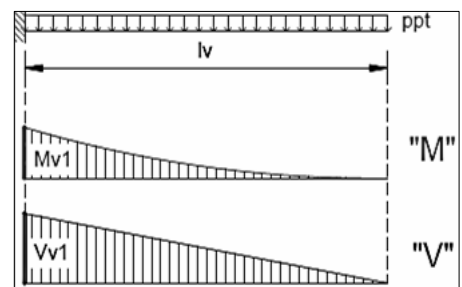


Figura N°5.8. Diagrama M-Q
(fuente: elaboración propia).

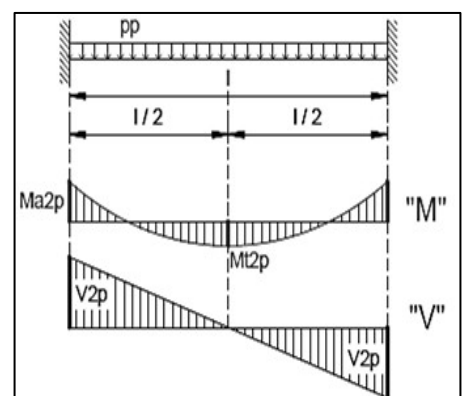


Figura N°5.9. Diagrama M-Q
(fuente: elaboración propia).

En el voladizo:

Las cargas y las distancias del voladizo se encuentran en la **Tabla N°5.1**.

Pc1: cargas s/ cordón de soporte = 4 kn/m.

Pc2: cargas s/ cordón de soporte para cañería = 5,93 kn/m.

Pl: carga de la losa = 7,8 kn/m.

lv: luz del voladizo = 1,20m

$$M_f = Pc1 * 1,1m + Pc2 * 0,22m + Pl * 0,6m = 10,38 \text{ kn/m}$$

$$V = Pc1 + Pc2 + Pl = 17,73 \text{ kn/m}$$

- Sobrecargas reglamentarias

En el tramo:

A continuación, se analizan dos alternativas de vinculación, con los valores de sobrecarga que se obtuvieron anteriormente. Los valores finales de solicitaciones se obtendrán del promedio de las dos alternativas de la **Figura 5.10**.

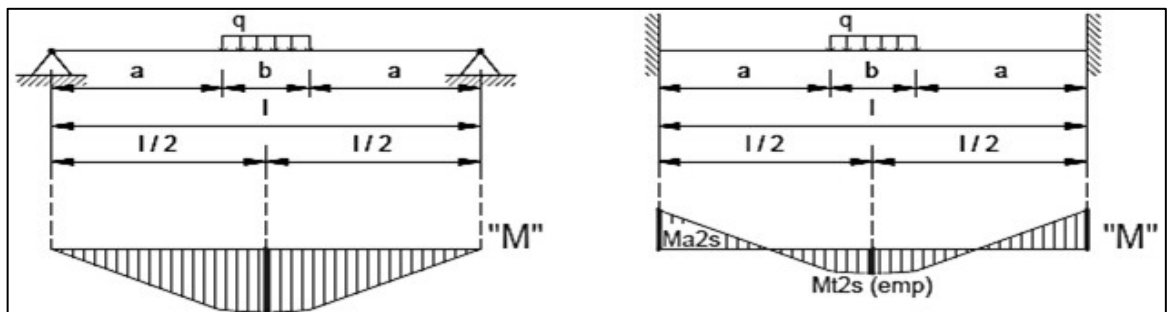


Figura 5.10. Diagrama Momento flector (fuente: elaboración propia).

Las solicitaciones se obtienen con las ecuaciones que se exponen en las figuras N°5.11. y 5.12.

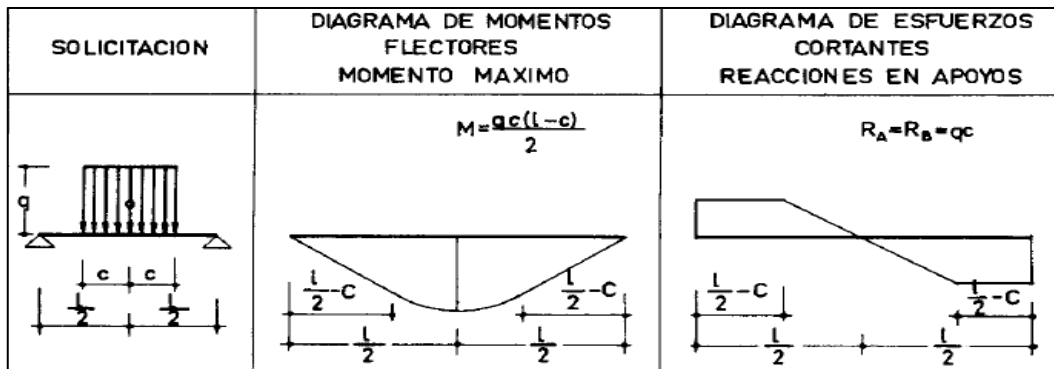


Figura 5.11. Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas).

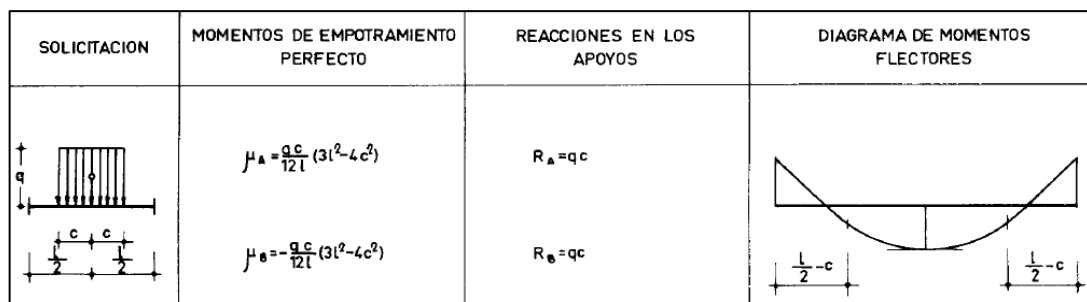


Figura 5.12. Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas).

V.2.3.3 Rodillo delantero de la aplanadora

Simplemente apoyado:

q: carga de la aplanadora = 60,61 kn/m².

b: ancho de apoyo transversal = 1,32m.

l: luz de la losa = 2,40m.

c: mitad del ancho b = 0,66m.

$$M_f = \frac{q * c * (l - c)}{2} = \frac{60,61 * 0,66 * (2,4 - 0,66)}{2} = 34,80 \text{ kn } m/m$$

Doble empotramiento:

$$M_e = \frac{q * c * (3l^2 - 4c^2)}{12l} = \frac{60,61 * 0,66(3 * 2,4^2 - 4 * 0,66^2)}{12 * 2,4} = 21,58 \text{ kn } m/m$$

$$M_t = \frac{q * c * (3l^2 - 4c^2)}{24l} = \frac{60,61 * 0,66(3 * 2,4^2 - 4 * 0,66^2)}{24 * 2,4} = 10,80 \text{ kn } m/m$$

La media aritmética de los momentos con empotramiento total y apoyos libre.

$$M_t = \frac{1}{2}(M_f + M_e) = (34,80 + 10,80) \text{ kn } m/m = 22,80 \text{ kn } m/m$$

V.2.3.4 Rodillo trasero de aplanadora

Simplemente apoyado:

q : carga de la aplanadora = 84,36 kn/m².

b : ancho de apoyo transversal = 0,62m.

l : luz de la losa = 2,40m.

c : mitad del ancho b = 0,31m.

$$M_f = \frac{q * c * (l - c)}{2} = \frac{84,36 * 0,31(2,40 - 0,31)}{2} = 27,33 \text{ kn } m/m$$

Doblemente empotrado:

$$M_e = \frac{q * c * (3l^2 - 4c^2)}{12l} = \frac{84,36 * 0,31(3 * 2,4^2 - 4 * 0,31^2)}{12 * 2,4} = 15,34 \text{ kn } m/m$$

$$M_t = \frac{q * c * (3l^2 - 4c^2)}{24l} = \frac{84,36 * 0,31(3 * 2,4^2 - 4 * 0,31^2)}{24 * 2,4} = 7,67 \text{ kn } m/m$$

La media aritmética de los momentos.

$$M_t = \frac{1}{2}(M_f + M_t) = (27,33 + 7,67) \text{ kn } m/m = 17,5 \text{ kn } m/m$$

V.2.4 Esfuerzo de corte

Para el esfuerzo de corte, se posiciona la carga en unos de los extremos, la cual sería la peor condición. El diagrama de corte se ve en la **Figura 5.13**.

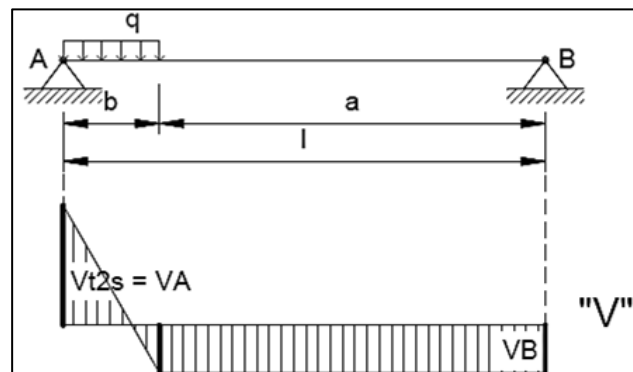


Figura 5.13. Diagrama de Q (fuente: elaboración propia).

Los esfuerzos de corte se calculan con las expresiones de la **Figura 5.13**.

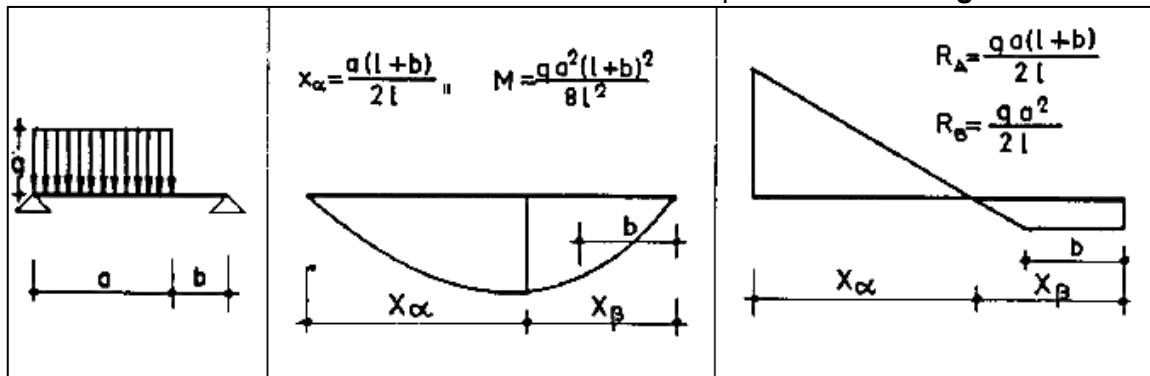


Figura 5.13. Ecuaciones para el M-Q (fuente: tablas de vigas).

V.2.4.1 Rodillo delantero

q: carga de la aplanadora = 60,61 kn/m².

b: ancho de apoyo transversal = 1,32m

l: luz de la losa = 2,40m

a: diferencia entre l y b = (2,4 - 1,32)m=1,08m.

$$Ra = \frac{q * b * (l + a)}{2 * l} = \frac{60,61 * 1,32 * (2,40 + 1,08)}{2 * 2,40} = 58 \text{ kn/m}$$

$$Rb = \frac{q * b^2}{2 * l} = \frac{60,61 * 1,32^2}{2 * 2,40} = 22 \text{ kn/m}$$

V.2.4.2 Rodillo trasero

q: carga de la aplanadora = 84,36 kn/m².

b: ancho de apoyo transversal = 0,62m

l: luz de la losa = 2,40m

a: diferencia entre l y b = (2,4 - 0,62)m=1,78m.

$$Ra = \frac{q * b * (l + a)}{2 * l} = \frac{84,36 * 0,62 * (2,40 + 1,78)}{2 * 2,40} = 45,55 \text{ kn/m}$$

$$Rb = \frac{q * b^2}{2 * l} = \frac{84,36 * 0,62^2}{2 * 2,40} = 6,76 \text{ kn/m}$$

V.2.4.3 Cuadro resumen de solicitudes

En las Tabla N°5.3. y Tabla N°5.4., se expone un resumen con las solicitudes correspondientes a los dos estados de carga respectivamente.

Tabla N°5.3. Solicitaciones etapa 1 (fuente: elaboración propia).

Etapa 1: Cargas permanentes (D)		
Ubicación	Mf (KNm/m)	V (KN/m)
Tramo	4,68	7,8
Voladizos	4,68	7,8

Tabla N°5.4. Solicitaciones etapa 2 (fuente: elaboración propia).

Etapa 2: Cargas permanentes (D) + Sobrecargas (L)						
Ubicación	Cargas permanentes		Sobrecarga reglamentaria			
	Mf (KNm/m)	V (KN/m)	Rodillo delantero		Rodillo trasero	
			Mf (KNm/ m)	V (KN/m)	Mf (KNm/ m)	V (KN/m)
Tramo	1,92	9,6	22,8	58	17,5	45,55
Apoyo	3,84		21,58		15,34	
Voladizo	10,38	17,73	-	-	-	-

V.2.5 Resistencia requerida

Según CIRSOC 201 en el punto 9.2, la resistencia requerida U debe ser igual o mayor que los efectos de las cargas mayoradas de las distintas combinaciones. Se presentan las dos combinaciones más importantes para nuestro caso.

$$U = 1,4*(D+F)$$

$$U = 1,2*(D+F+T) + 1,6*(L+H) + 0,5*(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

D: Cargas permanentes o las solicitudes producidas por ellas.

F: Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades y presiones bien definidas (no se considera).

H: Cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales o las solicitaciones producidas por ellas (no se consideran).

L: Sobrecargas o las solicitaciones producidas por ellas.

Como para nuestro caso solo consideramos las cargas permanentes y las sobrecargas, las resistencias requeridas se simplifican y obtenemos:

$$U = 1,4*(D)$$

$$U = 1,2*(D) + 1,6*(L)$$

Con las expresiones anteriores se calcula la resistencia requerida, la cuales se presentan las **tablas N°5.5 y 5.6**.

Tabla N°5.5. Resistencias requeridas (fuente: elaboración propia).

Resistencia requerida	Etapa 1: U=1,4 D		Etapa 2: U=1,4 D	
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo
Momento flector (KNm/m)	6,55	6,55	2,69	5,38
Esfuerzo de corte (kn/m)	10,92	10,92	11,2	

Tabla N°5.6. Resistencias requeridas (fuente: elaboración propia).

Resistencia requerida	Etapa 1: U=1,2 D + 1,6 L		Etapa 2: U=1,2 D+ 1,6 L	
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo
Momento flector (KNm/m)	5,61	5,6	42,1	40,76
Esfuerzo de corte (KN/m)	9,36	9,36	104,32	

V.2.6 Dimensionamiento de secciones de hormigón

La losa de tablero es un elemento de hormigón construido en etapas, y consta de una pieza prefabricada de hormigón, siendo usada como encofrado perdido, y de una capa de hormigón colada in-situ. Constituyendo ambas una sección compuesta construida en distintas etapas, pero vinculadas de manera tal que trabajen como una sola unidad.

Para analizar las secciones de hormigón necesarias primero determinaremos los recubrimientos mínimos, luego la altura de la prelosa y finalmente la altura total de la losa.

Recubrimientos mínimos

Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.3: “Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón que una vez desencofrado no está contacto con el suelo o expuesto al aire libre.

Para barras y alambres $d_b \leq 32\text{mm}$ - mín: 30mm

r: Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

Como la clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{\text{final}} = 30\text{mm} * 1,3 = 39\text{mm}$$

$$r_{\text{adoptado}} = 5\text{cm}$$

Altura de Prelosa

La altura de prelosa se adoptó la misma que se utilizó en el proyecto del segundo acueducto. La cual fue ejecutada in situ y cumple con el recubrimiento mínimo de la armadura principal. Las características de la prelosa son las siguientes:

- Espesor: 100mm.
- Longitud: 11,75m.
- Ancho: 2,10m.

Altura total de la losa

En este punto, se verificará la altura de la losa que ya fue definida anteriormente (0,20m) para que la misma no necesite la colocación de armadura de corte.

Altura de losa para que no necesite armadura de corte

Según el CIRSOC en el punto 12.11.1.1 las losas o zapatas se deben dimensionar de acuerdo con los artículos 11.1. a 11.5.

Se debe verificar que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Dónde:

- ϕ : Factor de reducción de resistencia -9.3.2.3. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo:0,75
- V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada. Según tabla n°30, el valor de

$$V_u = 104,32 \text{ KN} = 104.320 \text{ N}$$

- V_n : Resistencia nominal al corte, determinada con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

- V_c : Resistencia nominal al corte, proporcionada por el hormigón. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

- $\sqrt{f'_c}$ Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa. Debe ser $\leq 8,3$ MPa.
- d : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.
- V_s : Resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura de corte.

Para nuestro caso, al no considerar el esfuerzo al corte aportado por la armadura de corte, entonces $V_n = V_c$.

$$b_w = 1,00\text{m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30\text{MPa}} = 5,48\text{MPa} \leq 8,3\text{MPa}$$

y debe verificarse : $\phi V_n = V_u$.

Despejando "d" y reemplazando todos los valores :

$$d \geq \frac{V_u}{\frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * \phi} = \frac{104.320 \text{ N}}{\frac{1}{6} * 5,48\text{MPa} * 1000\text{mm} * 0,75} = 152,29\text{mm} = 15,22\text{cm}$$

Finalmente

$d_{\text{adoptado}} = 16\text{cm}$

Con este valor de d, nos encontramos en buenas condiciones, para la altura adoptada por deformación.

En la **figura N°5.15.**, queda expresado el esquema de la losa

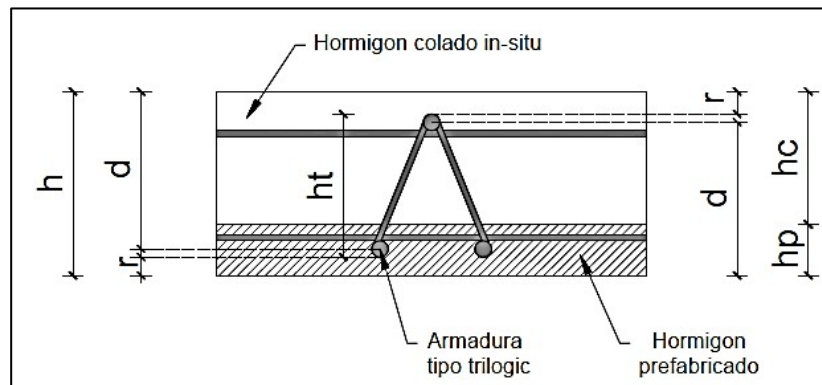


Figura N° 5.15. Esquema de la losa (fuente: elaboración propia).

Las dimensiones finales de la losa de tablero son:

- Altura útil: $d = 16\text{cm}$
- Recubrimiento adoptado: $\text{radop} = 5 \text{ cm}$
- Altura total de la losa: $h_{\text{final}} = 26 \text{ cm}$
- Altura de la prelosa: $h_p = 10\text{cm}$
- Altura de hormigón colado in-situ: $h_c = 20\text{cm}$

V.2.7 Dimensionamiento de la armadura principal

Según lo especificado en el principio de este trabajo, la resistencia a la compresión del hormigón armado (H-30): 30 MPa.

El Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio para el hormigón armado es la que se muestra en la **Figura N°5.16**.

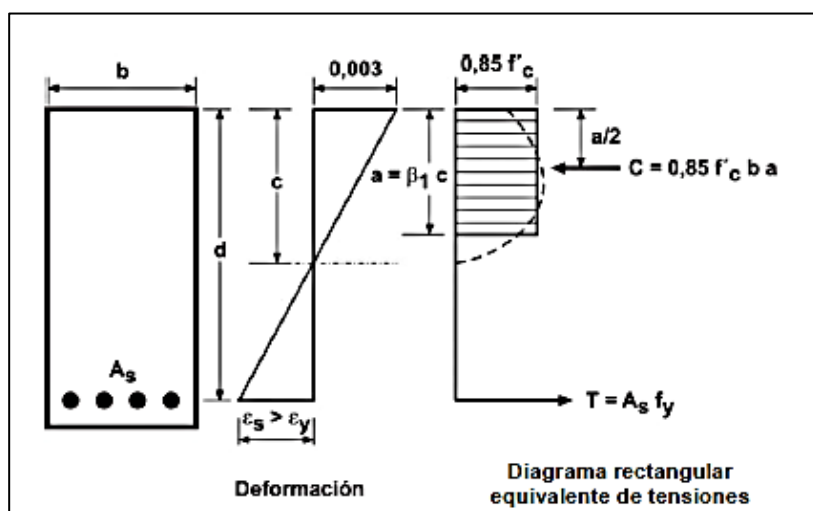


Figura N°5.16. Deformaciones límites en secciones controladas por tracción (fuente: CIRSOC 201).

Según el reglamento CIRSOC 10.2.7:

- $\beta_1 = 0,85$
- $f^* = 0,85 \cdot f_c = 0,85 \cdot 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25.500 \text{ KN/m}^2$
- En el CIRSOC 10.5.1, correspondiente a la armadura mínima

$$K_{a \text{ min}} = \frac{1,4}{25,50 \text{ MPa}} = 0,055$$

Para este caso el reglamento considera las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado, ϵ_t , es igual o mayor que 0,005 y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a 0,003.

$\epsilon_t \geq 5\% \epsilon_c = 3\% \rightarrow$ Sección controlada por tracción

En función del tipo de rotura, el coeficiente de reducción de la resistencia es: $\phi = 0,90$.

Separación máxima de armaduras

En el punto 7.6.5 del CIRSOC 201, para losas, la separación de la armadura principal por flexión smáx debe ser:

- $S_{máx} \leq 2,5 \cdot h = 2,5 \cdot 26 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$
- $S_{máx} \leq 26 \cdot d_b = 26 \cdot 1 \text{ cm} = 26 \text{ cm}$

$$S_{\text{adoptado}} = 26 \text{ cm}$$

h: altura total de la losa.

db: diámetro de la menor barra de acero.

V.2.7.1 Armadura principal inferior-tramo

Momento flector nominal

Según el reglamento CIRSOC 201, en el capítulo 9.1.1, el momento de diseño de la sección, debe ser afectado por el coeficiente de reducción, de esta manera:

$$M_d = M_n \cdot \phi \geq M_u$$

Md: momento de diseño.

Mn: Momento nominal de la sección.

Mu: Momento requerido de la sección. Según tabla n°30, el momento flector en el tramo es 34,46 KNm/m.

ϕ : Coeficiente de reducción: 0,90.

$$M_n \geq \frac{M_u}{0,90} = \frac{42,10}{0,90} = 46,78 \text{ Kn } m/m$$

Armadura necesaria

En este punto se determinan la armadura necesaria de tracción y de compresión para el tramo.

$$m_n = \frac{M_n}{f'c \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{46,78 \text{ Kn } m}{25.500 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} \cdot 1 \text{ m} \cdot (0,16 \text{ m})^2} = 0,072$$

$$K_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,072} = 0,075 > K_{\text{min}} = 0,055 \rightarrow K_a = 0,075$$

$$Kc = \frac{Ka}{\beta_1} = \frac{0,075}{0,85} = 0,088 < K_{cmax} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión}$$

Armadura necesaria:

$$As = \frac{f'c * b_w * d * Ka}{fy} = \frac{25,5MPa * 1000mm * 160mm * 0,075}{420MPa} = 728,57 \frac{mm^2}{m} = 7,28 \frac{cm^2}{m}$$

Antes de dimensionar la armadura de tracción, verificamos si nos encontramos en la zona controlada por tracción.

Verificación de zona de tracción

Según en la **Figura N°5.16.**, la deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida es por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon_t}{d-c} = \frac{(\epsilon_c - \epsilon_t)}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c * \frac{d-c}{d} = \epsilon_c \frac{1-Kc}{Kc} = 3\%_0 * \frac{1-0,088}{0,088} = 31,10\%_0 > 5\%_0 \rightarrow B.C.$$

Armadura inferior adoptada

- Armadura disponible

En este proyecto se cuenta con armadura Trilogic, disponiéndose de 2 barras de diámetro de 10mm (0,79cm²), cada 50cm.

$$As_{disp} = \frac{2 * A_{trilogic}}{0,5 m} = 3,5 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adicional

$$As_{adicional} = As_{nec.} - As_{disp.} = (7,28 - 3,16) \frac{cm^2}{m} = 4,12 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adoptada

Se adopta poner 2 barras de diámetro 12mm, en el espacio de 50cm comprendido entre dos armaduras trilogic consecutivas (**Figura N°5.17.**).

$$As_{adop.} = \frac{2 * 1,13 cm^2}{0,5m} = 4,52 \frac{cm^2}{m} > 2,67 \frac{cm^2}{m}$$

Se debe verificar la separación máxima entre armaduras, que no debe ser superior a 25cm.

$$\frac{S}{n+1} = \frac{50}{2+1} = 16,7 < 25\text{cm} \rightarrow B.C.$$

La distribución de armaduras quedará de la siguiente manera:

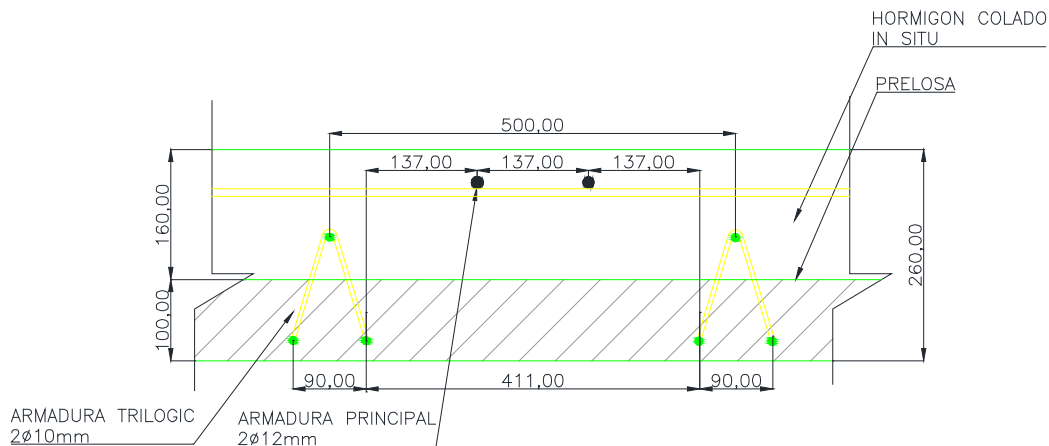


Figura N°5.17. Esquema de armaduras inferiores (fuente: elaboración propia).

V.2.7.2 Armadura principal superior – apoyo

Para dimensionar la armadura del apoyo y del voladizo, se mantendrá la misma metodología de cálculo que para el tramo, por lo que no se colocarán todas las expresiones, solamente los resultados de las mismas.

- Momento nominal

Mu: momento requerido: 40,76 Kn/m

$$Mn \geq \frac{40,76 \text{ kn/m}}{0,90} = 45,3 \text{ Kn m/m}$$

- Armadura necesaria

Siguiendo con la metodología del punto anterior, se calcula la armadura necesaria para el apoyo.

$$m_n = \frac{Mn}{f'c * b_w * d^2} = \frac{40,3 \text{ Kn m}}{25.500 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,16\text{m})^2} = 0,061$$

$$Ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,061} = 0,063 > K_{min} = 0,055 \rightarrow Ka = 0,063$$

$$Kc = \frac{Ka}{\beta_1} = \frac{0,063}{0,85} = 0,074 < K_{cmax} = 0,375 \rightarrow \text{No hace falta armadura de compresión.}$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{f'c * b_w * d * K_a}{f_y} = \frac{25,5MPa * 1000mm * 160mm * 0,063}{420MPa} = 612 \frac{mm^2}{m} = 6,12 \frac{cm^2}{m}$$

Verificación de zona de tracción

Según en la **Figura N°5.16.**, la deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida es por semejanza de triángulos:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{1 - K_c}{K_c} = 3\%_0 * \frac{1 - 0,074}{0,074} = 37,54\%_0 > 5\%_0 \rightarrow B.C.$$

Se verifica la suposición de la zona controlada por tracción.

Armadura superior adoptada

- Armadura disponible

En este proyecto se cuenta con armadura Trilogic, con una barra de diámetro de 10mm (0,79cm²), colocadas cada 50cm.

$$A_{s_{disp}} = \frac{A_{trilogic}}{0,5 m} = 2,26 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adicional

$$A_{s_{adicional}} = A_{s_{nec.}} - A_{s_{disp.}} = (6,12 - 2,26) \frac{cm^2}{m} = 3,86 \frac{cm^2}{m}$$

- Armadura adoptada

Se adopta poner 2 barras de diámetro 12mm, a una separación de 50cm, es decir en el medio entre la armadura trilogic.

$$A_{s_{adop.}} = \frac{2 * 1,13 cm^2}{0,5m} = 4,52 \frac{cm^2}{m} > 3,86 \frac{cm^2}{m}$$

Se debe verificar la separación máxima entre armaduras, que no debe ser superior a 25cm.

$$\frac{S}{n + 1} = \frac{50}{2 + 1} = 16,7 < S_{min}: 25cm \rightarrow B.C.$$

La distribución de armaduras quedará de la siguiente manera:

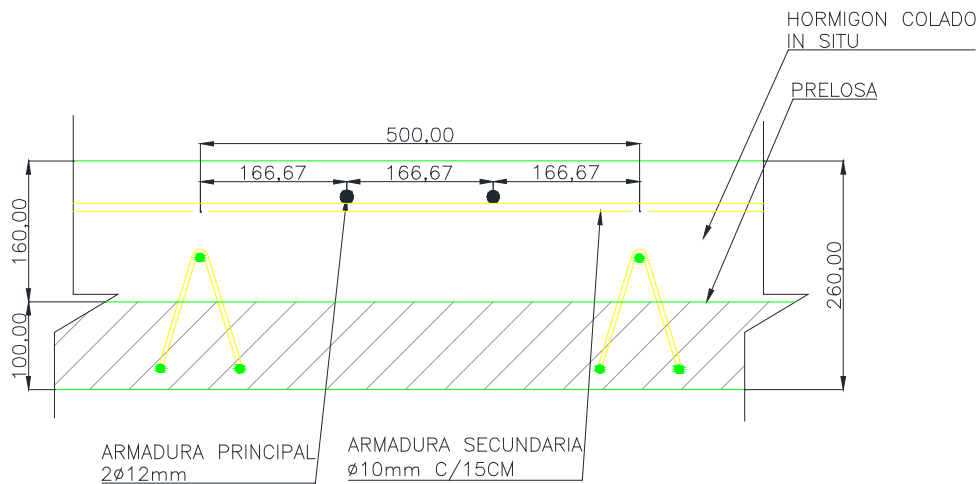


Figura N°5.18. Esquema de armaduras en el apoyo (fuente: elaboración propia).

V.2.7.3 Dimensionado de la armadura secundaria

Según el reglamento CIRSOC 7.12, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

- Cuantía mínima de la armadura secundaria

En la tabla 7.12.2.1: "Cuantía mínima ($\rho = A_s / b$) totales para la armadura de contracción y temperatura":

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso:

Cuantía mínima: $\rho = 0,0018$

$$A_s \text{ secundaria} = \rho * b * h = 0.0018 * 100\text{cm} * 26\text{cm} = 4,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Las separaciones máximas de la armadura secundaria surgen de lo siguiente:

- $S_{\text{máx}} \leq 3 * h = 3 * 26\text{cm} = 78 \text{ cm}$
- $S_{\text{máx}} \leq 300\text{mm} = 30 \text{ cm}$

$$S_{\text{adoptado}} = 30 \text{ cm}$$

h: altura total de la losa.

Armadura secundaria adoptada

Para cubrir con la armadura secundaria se adoptan $\varnothing 10$ mm, de sección $0,79\text{cm}^2$.

$$A_{s_{nec.}} = \frac{0,79 \text{ cm}^2}{0,15\text{m}} = 5,26 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 4,68 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow B.C.$$

V.2.7.4 Esquema final de armaduras

En la **Figura N°5.19.**, se puede apreciar cada una de las barras que participan en la losa de tablero, se colocaron las armaduras correspondientes a tramo y el apoyo.

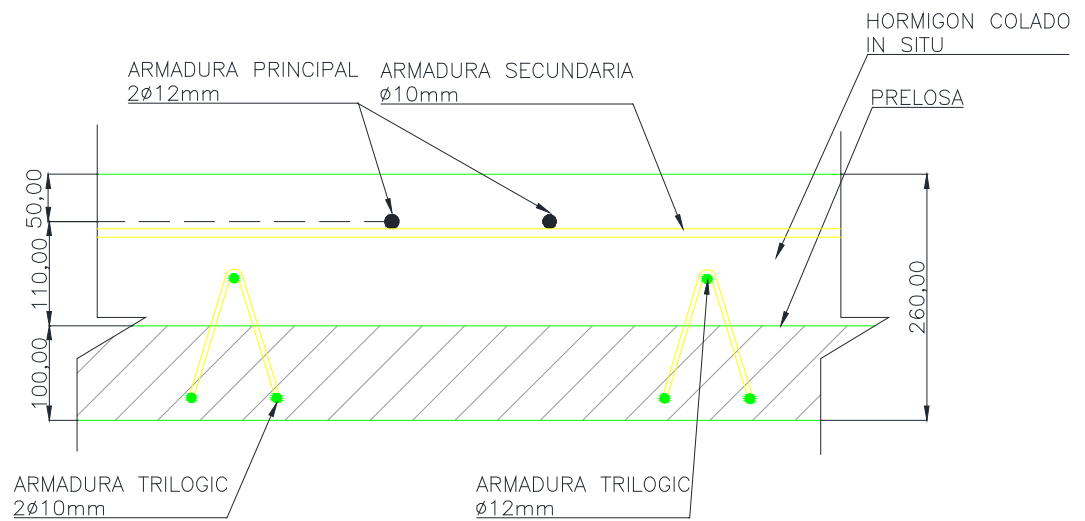


Figura N°5.19. Esquema final de armaduras en apoyo (fuente: elaboración propia).

V.3 Dimensionamiento de vigas principales

En este punto, se realizará el cálculo de las vigas principales de hormigón pretensado postesado del puente.

V.3.1 Materiales

Se adopta el tipo de viga, de hormigón pretensado postesado con barras con adherencia.

Los materiales a utilizar, serán los exigidos por el CIRSOC, y las características serán las siguientes:

- El hormigón deberá cumplir:

Resistencia compresión $f_c' = 35 \text{ Mpa}$

Modulo elasticidad a los 28 días $E_c = 4.700 \sqrt{f_c'} = 27.806 \text{ Mpa}$

Resistencia compresión al momento del tesado $f'_{ci} = 0,7x f_c' = 24,5 \text{ Mpa}$

Modulo elasticidad(al momento del tesado) $E_c = 4.700 \sqrt{f_c'} = 23.264 \text{ Mpa}$

- El acero armadura activa: C-1900

Cordón de 7 alambres

Diámetro cordón: $d_c = 12,7 \text{ mm}$

Sección cordón: $A_c = 98,70 \text{ mm}^2 = 9,87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$

Resistencia a la tracción: $f_{pu} = 1864 \text{ Mpa}$

Límite de fluencia: $f_y = 1682 \text{ Mpa}$

Módulo de elasticidad: $E_{ps} = 195.000 \text{ Mpa}$

El esquema de vínculos, será de vigas simplemente apoyadas en estribos como se aprecia en la **Figura N°5.20**.

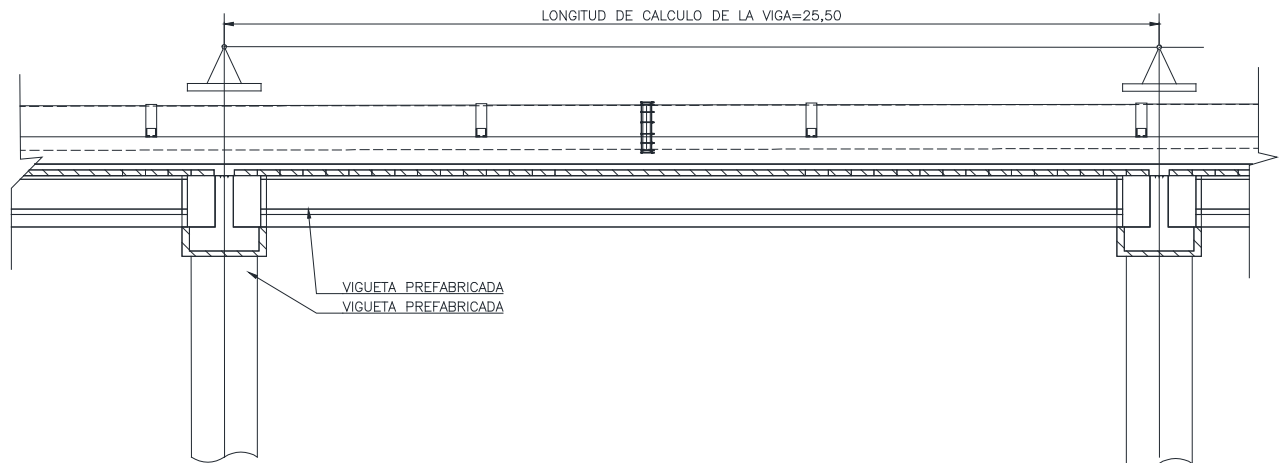


Figura N°5.20. Esquema de cálculo de viga longitudinal (fuente: elaboración propia)

V.3.2 Predimensionado de la sección

Se adoptará una sección para luego ser verificada, en función de dos recomendaciones, una por deformación y otra que brinda la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado (AAHP).

- Por deformación

Una norma práctica para adoptar secciones para hormigón pretensado, es que la altura de la misma es función de la luz de cálculo y estará comprendida entre:

$$\frac{L}{20} = \frac{25,5}{20} = 1,275m < H < \frac{L}{15} = \frac{25,5}{15} = 1,70m$$

- Por recomendaciones de AAHP

Según la AAHP "Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros", para una luz $L = 25,5m$ recomienda una sección "Tipo IV", la que se puede apreciar en la **Figura N°5.21**.

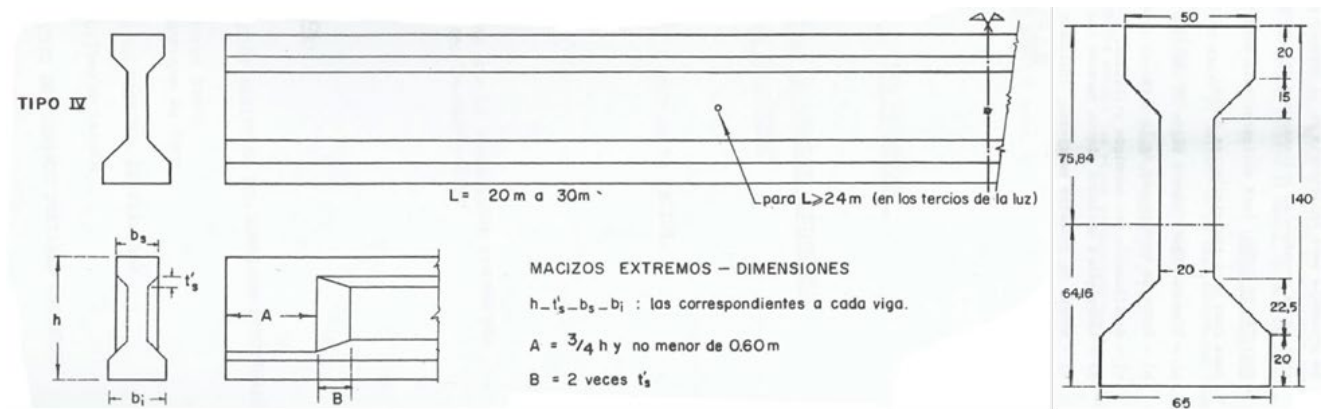


Figura 5.21. viga modelo recomendada por la AAHP

- Viga adoptada

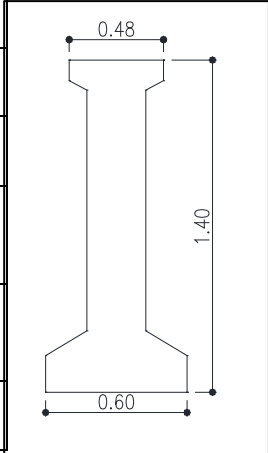
Considerando ambas recomendaciones, en las **tablas N°5.7 y N°5.8** se muestra la sección adoptada que será la misma que se utiliza para el proyecto del segundo acueducto, que se asemeja a la recomendada por la AAHP.

Tabla N°5.7. características geométricas

En el Tramo	
A= Sección (m ²)	0,38454
I= inercia (m ⁴)	0,08592
Ws= momento estático superior (m ³)	0,17822
Wi= momento estático inferior (m ³)	0,14211
distancia baricéntrica y _i (m)	0,60457

Tabla N°5.8 características geométricas

En el Apoyo	
A= Sección (m ²)	0,40024
I= inercia (m ⁴)	0,09078
Ws= momento estático superior (m ³)	0,19262
Wi= momento estático inferior (m ³)	0,15288
distancia baricéntrica yi (m)	0,63381



V.3.3 Análisis de cargas

Determinaremos las cargas permanentes y sobrecargas sobre la viga principal, en función de lo establecido en BCPHA de la DNV.

Cargas permanentes

- Viga Principal

Para la determinación del peso propio de la viga principal, en función de las secciones adoptadas para apoyos y tramo con anterioridad, se obtendrá una sección representativa para ambas.

$$q_{vp} = A_g \times \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,40024 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio losa de tablero

$$q_T = \frac{bt \times ht \times \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}}{N^{\circ}vp} = \frac{12 \text{ m} \times 0,26 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{5} = 15,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio carpeta de rodamiento

$$q_{cr} = \frac{bcr \times hcr \times \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}}{N^{\circ}vp} = \frac{12 \text{ m} \times 0,03 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{5} = 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio en veredas

$$q_{cr} = \frac{C_c + C_a}{N^{\circ}vp} = \frac{(4 + 5,75) \text{ kN/m}}{5} = 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio de vigas secundarias

Se adopta una sección de viga secundaria, que luego se verificara en su dimensionado.

Sección adoptada: 0,25m x 1,40m=0,35m²

$$P_{vs} = 0,35\text{m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 10,20\text{m} = 89,25\text{kN}$$

$$q_{vs} = \frac{1}{N^{\circ}vp} \times \frac{(N^{\circ}vs - 2) \times P_{vs}}{\frac{L_{vp}}{N^{\circ}vs - 1}} = \frac{1}{5} \times \frac{(3 - 2) \times 89,25}{\frac{25,25}{3 - 1}} = 1,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio cañería

El peso de la cañería es de 4KN/m, que corresponde a los caños de aceros utilizados en el proyecto del acueducto. Teniendo en cuenta además el peso de las bridas que componen cada cañería.

Diámetro del caño= 1,20m

Ag= sección de la cañería=1,13m²

$$P_{ca} = P_c + A_g \times \gamma_{agua} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + (1,13\text{m}^2 \times 9,81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}) = 15,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Peso propio total

$$q_{p\text{total}} = 10 + 15,6 + 1,8 + 1,95 + 1,40 + 15,10 = 45,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Coefficiente de impacto

Según (DNV), Tabla N°2 Vigas principales o pórticos nervados que parcial o íntegramente formen parte del tablero, para L = 25, φ= 1,25.

Sobre carga accidental

Según BCPHA (DNV) A.2.B, el puente es de categoría A-30, ya que pertenece a la red nacional y está sometido a tránsito de vehículos pesados. Correspondiendo las siguientes sobrecargas (ver **figura N°5.22**).

- Sobre carga en veredas

En nuestro caso no contamos con veredas en el viaducto, solamente con pasarelas metálicas para control de la cañería.

- Multitud compacta en calzada

La multitud compacta es 6 kN/m^2

$$M_c = \frac{b_{cal} \times \varphi \times M_c}{N^{\circ}vp} = \frac{6,85m \times 1,25 \times 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{5} = 10,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

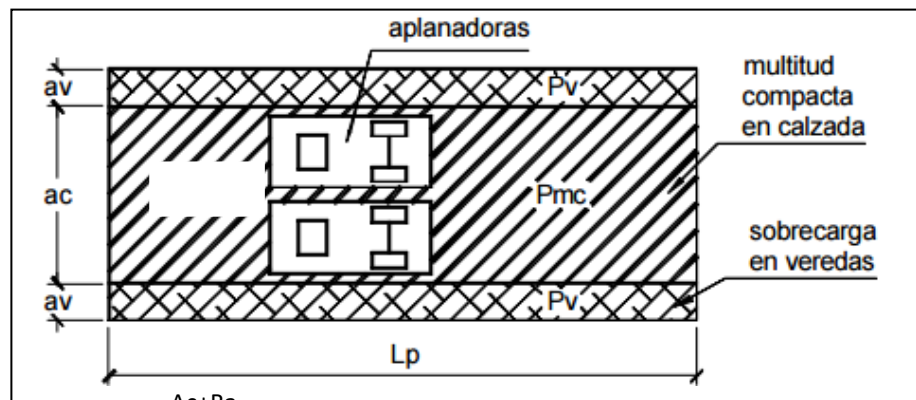


Figura N°5.22. Planta del puente con sobre carga accidental (fuente: DNV 2010).

Aplanadora

Se considera la carga del rodillo trasero y delantero de la aplanadora por separado, según las aéreas de influencia de cada uno, suponiendo la situación más crítica de 2 aplanadoras en cada faja de circulación.

$$P_d = 2 \times \varphi \times \frac{130 - ((2,5m \times 3m) \times 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{5} = 42,5 \text{ kN}$$

$$P_t = 2 \times \varphi \times \frac{170 - ((2,5m \times 3m) \times 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{5} = 62,5 \text{ kN}$$

V.3.4 Solicitaciones

Se calcularán las solicitaciones para los estados de cargas, permanentes y sobrecargas. El esquema de vínculos será el que se muestra en la **figura N°5.23**

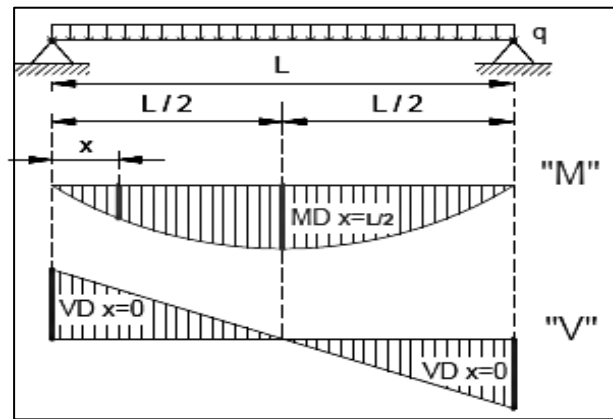


Figura N°5.23. Esquema de vínculos (fuente: propia).

Carga permanente de fabricación

$$q_{vp} = 10 \frac{kN}{m}$$

$$L = 25,5m$$

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10 \frac{kN}{m} \times (25,5m)^2}{8} = 813kNm$$

$$V = \frac{q \times l}{2} = \frac{10 \frac{kN}{m} \times 25,5m}{2} = 127,5kN$$

Carga permanente en obra

$$q_{p\text{total}} = 45,85 \frac{kN}{m}$$

$$L = 25,5m$$

$$M_f = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{45,85 \frac{kN}{m} \times (25,5m)^2}{8} = 3726,70kNm$$

$$V = \frac{q \times l}{2} = \frac{45,85 \frac{kN}{m} \times 25,5m}{2} = 585kN$$

Sobrecargas

Para el cálculo de solicitaciones con la sobrecarga reglamentaria, se analizan las situaciones más desfavorables de la posición de la aplanadora (**figura N°5.24**).

1. Aplanadora en la mitad de la luz de la viga.
2. Aplanadora sobre apoyo izquierdo (rodillo delantero sobre apoyo).
3. Aplanadora sobre apoyo derecho (rodillo trasero sobre apoyo).

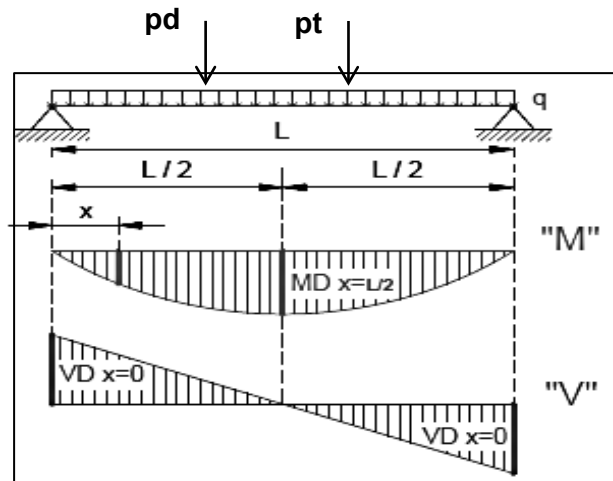


Figura N°5.24. Esquema de solicitaciones por sobrecarga (fuente: propia).

De los gráficos anteriores, se puede apreciar que el máximo momento flector se da para la posición central de la aplanadora, y para el esfuerzo de corte, la peor condición se da cuando el rodillo trasero está cerca del apoyo. Se obtienen las solicitaciones máximas:

$$M_f = 444,6 \text{KNm} \quad , \quad V = 150,2 \text{KN}$$

V.3.5 Características de la sección de hormigón

En este punto se darán todas las características de las secciones de hormigón pretensado, como los recubrimientos mínimos, vainas, etc.

Recubrimientos mínimos

Según CIRSOC 201, tabla 7.7.3 "Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta) para las clases de exposición A1 y A2": hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre.

Para cables de pretensado con $db \leq 15 \text{mm}$, $r_{\text{mín}} = 20 \text{mm}$

Se debe aumentar el recubrimiento mínimo en un 30%, ya que la clase de estructura es A3, según lo indica el reglamento.

$$\text{Entonces: } r_{\text{mín}} = 20 \text{mm} * 1,3 = 26 \text{mm}$$

$$radop = 30 \text{mm} = 3 \text{cm}$$

Vaina

Según el manual técnico de sistema de pretensado PRECON, se supone un diámetro de vaina igual a 60mm, el cual es capaz de alojar como máximo 10 cordones.

Se pretenderá no superar este valor de número de cordones por cable, para mantener este diámetro de vaina.

Excentricidad

Se supone un diámetro de estribos de 12mm, entonces la distancia desde el borde inferior de la viga pretensada hasta el baricentro de la armadura activa es:

En la **figura N°5.25.**, se pueden observar los valores del recubrimiento adoptado, las distancias baricéntricas. La distancia desde el baricentro de la armadura activa hasta el borde de la viga será:

$$d = r_{adop} + d_{estribo} + \frac{d_{vaina}}{2} = 3cm + 1,2cm + \frac{6cm}{2} = 7,2cm = 0,072m$$

Por lo tanto la excentricidad, distancia entre el baricentro de armadura activa y el baricentro de la sección de la viga en el tramo será:

$$e = 0,60457m - 0,072m = 0,53m$$

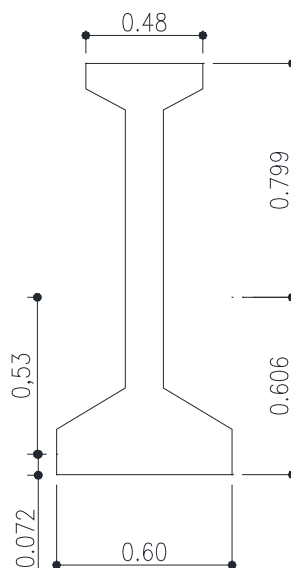


Figura N°5.25. Distancias baricéntricas a la viga (fuente: propia).

V.3.6 Solicitaciones y tensiones

En las siguientes **tablas N° 5.9 a 5.11** se muestran las solicitaciones y las tensiones que serán necesarias para el dimensionamiento del esfuerzo de pretensado.

Resumen de solicitaciones-flexión

Tabla N°5.9. Resumen de momentos flectores.

Sección	Momentos flectores máximos		
	Cargas de prefabricación	Cargas Permanentes	Sobrecargas
L/2	813KNm	305KNm	2212KNm

Tensiones de trabajo-flexión

Para el cálculo de solicitaciones, se utiliza la formula fundamental de la flexión:

$$\sigma = \frac{Mf}{W} (Mpa)$$

TablaN°5.10. Resumen de tensiones de trabajo.

Sección	Fibra	Cargas de prefabricación	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Total
L/2	Superior	-8,56MPa	-0,69MPa	-3,00MPa	-20,81MPa
	Inferior	6,74MPa	1,51MPa	6,56MPa	21,55MPa

Tensiones admisibles en el hormigón pretensado

Según el CIRSOC 18.4.1 en la etapa de introducción o transferencia de pretensado y 18.4.2 en la etapa de servicio.

Tabla N°5.11. Tensiones admisibles.

Momento	Tensiones	Expresión	Valor MPa
Transferencia Pretensado	Compresión	$0,6 * f'c$	14,7
	Tracción en apoyos simples	$0,5 * \sqrt{f'c}$	2,47
	Tracción	$0,25 * \sqrt{f'c}$	1,24
Etapa de servicio	Compresión cargas permanentes	$0,45 * \sqrt{f'c}$	15,75
	Compresión cargas totales	$0,6 * f'c$	21
	Tracción (clase T)	$\sqrt{f'c}$	5,92

Tensiones en el acero

Según CIRSOC 201 -18.5.1:

- Por acción directa del gato: Mínimo (0,80 fpu; 0,94 fpy)= 1490 MPa
- Instante de transferencia: Mínimo (0,74 fpu; 0,82 fpy)= 1379 MPa
- Instante de transferencia, en anclajes (postesado) para t=0: 0,70 fpu= 1303 MPa

V.3.7 Dimensionamiento del pretensado

Esfuerzo de tesado

Se analizan las tensiones del hormigón en la fibra inferior de la sección en el centro del tramo (para la totalidad de las cargas) para que no se supere la tensión de tracción admisible se debe cumplir que el esfuerzo de pretensado absorba la diferencia de tensión.

Entonces:

$$\sigma_p = \sigma_i - \sigma_{adm} = 21,55 - 5,2 = 15,63 MPa$$

$$\frac{P}{A} + \frac{P \times e}{W}$$

Despejando el esfuerzo de tesado:

$$P_e = \frac{\sigma_p}{\frac{1}{A} + \frac{e}{W}} = 1,62 MN = 1622 KN$$

La fuerza de tesado, después de ocurrida todas las pérdidas será: 1700KN

Si se considera un porcentaje de pérdidas totales del $\Delta P = 20\%$, la fuerza de tesado total antes de las pérdidas, es:

$$PT = 1,7 MN \times 1,20 = 2,04 MN = 2040 KN$$

Tensor

Las tensiones del acero de pretensado en el instante de transferencia, para que no se supere la tensión admisible.

$$\sigma_{adm} = 1305 MPa$$

$$\frac{Pt}{N^{\circ}c \times Ac} \leq \sigma_{adm} \rightarrow N^{\circ}c = \frac{Pt}{\sigma_{adm} \times Ac} = \frac{2,04 MN}{1305 MPa \times (9,87 \times 10^{-5} m^2)} = 16$$

Se adopta N° de cordones(N°c)=32

Se adoptan, 4 cables con 8 cordones cada uno. Nos encontramos en buenas condiciones, ya que se adoptó un diámetro de vaina de 60mm que puede llevar un máximo de 10 cordones.

$$A_s = N^{\circ}c \times A_c = 32 \times (9,87 \times 10^{-5} m^2) = 3,16 \times 10^{-3} m^2$$

V.3.8 Verificación de la resistencia a flexión

- Momento ultimo

Para la flexión, suponemos sección controlada por tracción. Factor de resistencia $\phi = 0,90$

Los momentos para la sección más crítica (L/2) son:

$$M_D = 813KN_m + 305KN_m$$

$$M_L = 2212KN_m$$

Con lo cual el momento nominal será:

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 4881KN_m$$

- Tensión de la armadura tesa para resistir la flexión

Se utiliza la expresión propuesta por CIRSOC 201-18.7.2.a:

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left[\rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \times (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Dónde:

f_{ps} : Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal.

f_{pu} : Tensión de tracción especificada para el acero de pretensado = 1860MPa.

γ_p : Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama de tensión – deformación de los aceros. Para cordones de aceros de baja relajación, entonces $\gamma_p = 0,28$

f'_c : Resistencia especificada de compresión en el hormigón = 35MPa.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque rectangular de tensiones utilizado para el cálculo de resistencia a flexión.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{35MPa - 30MPa}{7} \right) = 0,814$$

ρ_p : cuantía de armadura tesa

b: Ancho del borde comprimido de la sección: $b_l = 0,48m$

d_p : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo = $1,40m - 0,072m = 1,33m$

d_p : distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo.

ω : Cuantía mecánica de la armadura traccionada no tesa = 0

$\acute{\omega}$: Cuantía mecánica de la armadura comprimida no tesa = 0

d: Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa = 0

$$\rho_p = \frac{A_s}{b \times d_p} = \frac{3,26 \times 10^{-3} m^2}{0,48 \times 1,33} = 0,00495$$

Reemplazando obtenemos: $f_{ps} = 1863,06MPa$

- Tensión provista por armadura de tesado

$$T = f_{ps} \times A_s = 5,89MN$$

- Profundidad del eje neutro (a) y de deformación (c)

$$a = \frac{T}{b \times 0,85 \times f'_c} = 0,41m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0,51m$$

- Momento nominal

$$M_n = T \times \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 5,89MN \times \left(1,33 - \frac{0,41}{2} \right) = 6,63MN = 6626KN_m$$

$$M_u = 4881KN_m < 0,90M_n = 5963,63KN_m \rightarrow BC$$

- Verificación de suposición de zona controlada por tracción

La deformación específica a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores, debe ser mayor a 5‰.

$$E_{ps} = 3‰ \times \frac{d_p - c}{c} = 5,30 ‰ > 5‰ \rightarrow BC$$

- Verificación de cuantía mínima

Según CIRSOC 201-18.8.2, el límite para la armadura de los elementos solicitados a flexión debe cumplir la siguiente relación:

$$\varphi \times M_n > 1,2M_{cr}$$

M_{cr} : Momento de fisuración calculado para las cargas que producen una tensión máxima de tracción igual a f_t .

f_t : Módulo de rotura del hormigón o resistencia a la tracción por flexión, para clase T.

Según CIRSOC 201 – 9.5.2.3: $f_t = 0,625 \times \sqrt{f'_c} = 3,7MP_a$

El momento de fisuración (M_{cr}) es aquel que luego de descomprimida la fibra inferior produce en ella una tracción igual a f_{cr} , entonces en $L/2$ tendremos:

$$f_{cr} = + \left(\frac{P_0}{A_t} + \frac{P_0 \times e}{W_{inf}} \right) - \left(\frac{\Delta P_{dif}}{A_t} + \frac{\Delta P_{dif} \times e}{W_{inf}} \right) + f_t = 5,38MP_a + 7,72MP_a - 1,03MP_a + 3,70MP_a$$

$$= 15,77MP_a$$

$$M_{cr} = f_{cr} \times W_{inf} = 2,41MN_m$$

Verifico:

$$\varphi \times M_n > 1,2M_{cr} = 0,90 \times 6,63 = 5,97MN_m > 1,2 \times 2,41 = 2,89MN_m \rightarrow BC$$

V.3.9 Verificación del esfuerzo de corte

Para la verificación del esfuerzo de corte, se utilizan las ecuaciones de corte y momento flector mayorados (**tabla N°5.12**).

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L$$

Tabla N°5.12. Trazado del cable medio del tesado

Verificación al Corte – Momentos Flectores y esfuerzos de Corte							
Sección	Distancia desde apoyo derecho (m)	VL (KN)	ML (KNm)	VD (KN)	MD (KNm)	VU (KN)	MU (KNm)
Eje de apoyo	0	233	0	474	0	941	0
H/2	0,7	218,9	212,4	444,3	431,6	883,4	857,8
L/2	12,75	8	1800	0	3555	12,8	7149,2
Eje de apoyo	255	301	0	474	0	1050,4	0

Resistencia aportada por el hormigón (V_c)

$$V_c = \left(\frac{f'_c}{20} + 5 \frac{V_u \times d_p}{M_u} \right) b_w \times d$$

$$V_c \geq V_{cmin} = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c \leq V_{cmax} = 0,40 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c \leq V_{cw} = 0,30 * (\sqrt{f'_c} + \sqrt{f_{cp}}) b_w * d + V_p$$

Resistencia aportada por la armadura necesaria (V_s)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s \rightarrow V_s = V_n - V_c$$

para corte $\phi = 0.75$

Ver **tabla N°5.13**.

Tabla N°5.13. resistencia aportada por el hormigón (Vc) y armadura necesaria (Vs nec)

Verificación al Corte							
Sección	Distancia desde apoyo derecho (m)	Vu (KN)	Mu(KNm)	d(m)	d(m) adoptado	Vu*d/Mu	Vu*d/Mu adoptado
Eje de apoyo	0	941,6	0	1,1	1,5	1
H/2	0,7	883,4	857,8	1,167	1,5	1,54	1
L/2	12,75	12,8	7149,2	1,8	1,8
Eje de apoyo	25,5	1050,4	0	1,08	1,5	1

Verificación al Corte								
Sección	fpc (Mpa)	Vcw (MN)	Vcmin (MN)	Vcmax (MN)	Vc (MN)	Vn=Vu/φ (MN)	Vu*d/Mu adoptado	Vs nec=Vn-Vc (MN)
Eje de apoyo	4,83	2,26	0,59	1,42	3,18	1,42	1,23	0
H/2	4,83	2,26	0,59	1,42	3,18	1,42	1,16	0
L/2	6,91	1,72	0,35	0,85	0,11	0,35	0,02	0
Eje de apoyo	4,83	2,26	0,59	1,42	3,18	1,42	1,37	0

Determinación del estribo

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min_1} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y} = \frac{1}{16} \sqrt{35MP_a} \frac{0,48m}{420MP_a} = 4,23 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 4,23 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min_1} = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{80 * d_{min} * f_y} = \frac{(3,16 * 10^{-3}m^2) * 1864MP_a}{80 * 1,50m * 420MP_a} = 1,17 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 1,17 \frac{cm^2}{m}$$

Separación máxima

$$V_{s nec} = 0,36MN < \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} * d_w = 0,36MN \sqrt{35MP_a} * 0,20m * 1,5m = 0,64MN$$

$$\rightarrow s = \frac{3}{4}H = 110cm$$

$$\rightarrow s = 40cm$$

Estribado necesario

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{nec} = \frac{V_{s\ nec}}{n * d * f_y} = \frac{0,36MN}{2(1,5) * 420MPa} = 2,86 * 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 2,86 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{nec} = n \times \frac{Av}{s} = 5,72 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{Av}{s} \text{ nec} > 4,23 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{Av}{s} \text{ nec} > 1,17 \frac{cm^2}{m}$$

Estribo adoptado

Adoptamos estribos de n=2 (ramas) de $\phi 12$ mm cada 20 cm, entonces

$$\frac{Av}{s} \text{ adop} = \frac{1,13cm^2}{0,20m} = 5,65 \frac{cm^2}{m} > \frac{Av}{s} \text{ nec} = 2,86 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

V.4 Dimensionamiento de fundaciones

En el siguiente punto, se dimensionarán las fundaciones para la obra de toma. Se adoptaron pilotes de 1,80m de diámetro, de hormigón armado H-30 colado insitu.

Teniendo presente el estudio de las características de su comportamiento geotécnico, en el lugar de emplazamiento (ver **Figura N°5.26.**), se determinara los parámetros de diseño necesarios para el cálculo de las fundaciones.



Figura N°5.26. Ubicación de los sondeos. (Fuente: Google Earth del 7-13-18).

V.4.1 Análisis de carga

La máxima reacción del estribo es 1016KN, a la que habrá que sumarle el peso propio de los pilotes y la misma columna.

Los estudios de suelo, correspondiente al sondeo N° 16 (ver **figura N°5.27.** y en anexos de planillas y planos, planilla N°6), recomiendan fundar a 21m, pero se decidió extender esa cota hasta los 11m, y suponer que este último estrato se prolonga hasta el valor mencionado.

Por tal motivo se recomienda realizar nuevos sondeos, en dicho lugar, para verificar que a profundidades mayores nos encontraremos con estratos firmes para realizar la fundación.

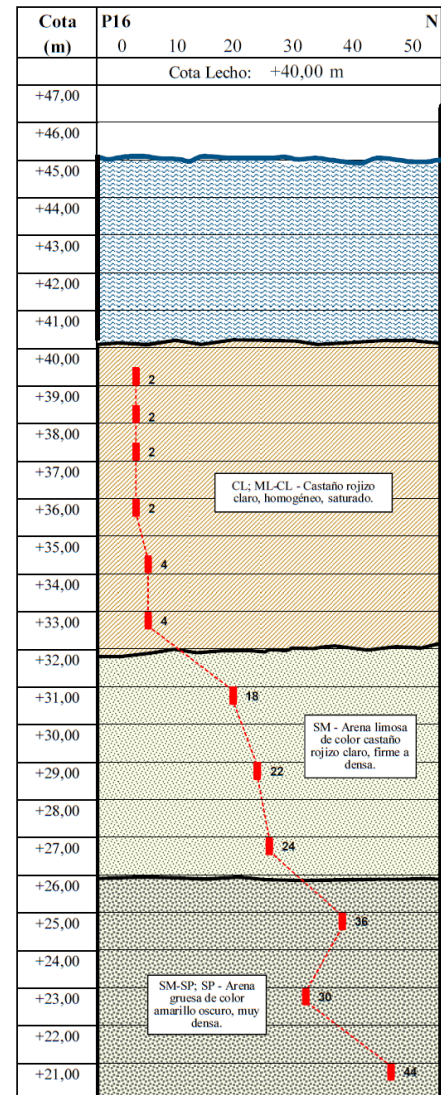


Figura N°5.27. Estratificación del sondeo N°16.

V.4.2 Características de pilote y del suelo

Diámetro (\varnothing): 1,80 m Cota del pelo de agua: +45,00 m Cota lecho del río: 40,00 m

Longitud (L): 42,23 m Cota de punta (Df): +11,00 m

Estrato 1: de +40,00 m a +31,50 m Longitud: 8,50m N° de golpe (N_1): 5

Cohesión (C_1): 51 Kn/m² Angulo de fricción interna (φ_1): 5 $\gamma_1 = 19,30$ Kn/m³

Estrato 2: de +31,50 m a +25,50 m Longitud: 6 m N° de golpe (N_2): 24

Cohesión (C_2): 0 Kn/m² Angulo de fricción interna (φ_2): 19 $\gamma_1 = 18,50$ Kn/m³

Estrato 3: de +25,50 m a +11,00 m Longitud: 14,50m N° de golpe (N_3): 44

Cohesión (C_3): 51 Kn/m² Angulo de fricción interna (φ_3): 35 $\gamma_1 = 18,50$ Kn/m³

V.4.3 Tensión de punta

La expresión de capacidad de carga de Terzagui, para sección circular es:

$$\sigma_p = q_p = 1,20 * c * N_c + \gamma_f * D_f * N_q + 0,6 * \gamma_p * r * N_\gamma$$

De la tabla de "factor de capacidad de carga" en función de $\phi_3 = 35$ determino los valores de N_c , N_q y N_γ .

Determino un peso específico ponderado en la punta γ_f y a cada estrato le resto el peso específico del agua γ_w .

$$\begin{aligned} \gamma_f &= \frac{(\gamma_1 - \gamma_w) * L_1 + (\gamma_2 - \gamma_w) * L_2 + (\gamma_3 - \gamma_w) * L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \\ &= \frac{(19,3 - 9,81) * \frac{kn}{m^3} * 8,50m + (18,5 - 9,81) * \frac{kn}{m^3} * 6m + (18,5 - 9,81) * \frac{kn}{m^3} * 14,50m}{29m} \end{aligned}$$

$$\gamma_f = 8,92 \frac{kn}{m^3}$$

$$q_p = 9,09 \frac{kn}{m^3} * 29m * 33 + 0,6 * 8,69 \frac{kn}{m^3} * 0,9m * 40 = 5212,20 \frac{kn}{m^2}$$

$$q_{p adm} = \frac{q_p}{3} = \frac{5212,20 \frac{kn}{m^2}}{3} = 886,83 \frac{kn}{m^2}$$

Según Vesic:

$$q_p = 1,5 * N = 1,5 * 44 = 66 \frac{kn}{m^2} = 6600 \frac{kn}{m^2}$$

$$q_{p adm} = \frac{q_p}{3} = \frac{6600 \frac{kn}{m^2}}{3} = 2200 \frac{kn}{m^2}$$

Según Asociación Geotécnica Italiana (AGI)

$$q_p = \beta * N = 3,5 * 44 = 154 \frac{kn}{m^2} = 15400 \frac{kn}{m^2}$$

$$q_{p adm} = \frac{q_p}{3} = \frac{15400 \frac{kn}{m^2}}{3} = 5133,33 \frac{kn}{m^2}$$

Adoptamos el $q_{p adm} = 2200 \frac{kn}{m^2}$

V.4.4 Tensión por fuste

$$q_f = q_c + q_p$$

$$q_c = \alpha * C_u$$

$$q_q = \gamma * z * \text{tg} \delta * k$$

Estrato 1: Es un suelo que no aporta capacidad de carga, además puede sufrir consolidación. Se considera que el mismo genera una fricción negativa con un valor máximo igual a su cohesión

$$\text{Fuerza negativa} = -C_u = -51 \text{ kn/m}^2$$

Estrato 2: $q_q = \gamma * z * \text{tg} \delta * k$ $\gamma = \gamma_2 - \gamma_w = 8,69 \text{ kn/m}^3$ $\delta = \varphi$

$$q_q = 8,69 \text{ kn/m}^3 * 16,5 \text{ m} * \text{tg} 19 * 0,4 = 19,75 \text{ kn/m}^2$$

$$q_q \text{ adm} = q_p / 3 = \frac{19,75 \text{ kn/m}^2}{3} = 6,58 \text{ kn/m}^2$$

Estrato 3: $\gamma = \gamma_2 - \gamma_w = 8,69 \text{ kn/m}^3$

$$q_q = 8,69 \text{ kn/m}^3 * 21,75 \text{ m} * \text{tg} 19 * 0,4 = 52,94 \text{ kn/m}^2$$

$$q_q \text{ adm} = q_p / 3 = \frac{52,94 \text{ kn/m}^2}{3} = 17,64 \text{ kn/m}^2$$

V.4.5 Capacidad portante del pilote

$$Q_{\text{pilote}} = R_{\text{punta}} + R_{\text{fuste}} - F_{\text{negativa}} - P_{\text{propio}}$$

$$R_{\text{punta}} = 2200 \text{ kn/m}^2 * \frac{\pi * (1,80 \text{ m})^2}{4} = 5598,32 \text{ kn}$$

$$R_{\text{fuste}} = (6,58 \text{ kn/m}^2 * \pi * 1,80 \text{ m} * 6 \text{ m}) + (17,64 \text{ kn/m}^2 * \pi * 1,80 \text{ m} * 14,50 \text{ m}) = 1602,1 \text{ kn}$$

$$F_{\text{negativa}} = 51 \text{ kn/m}^2 * \pi * 1,80 \text{ m} * 8,5 \text{ m} = 2451 \text{ kn}$$

$$P_{\text{propio}} = 24 \text{ kn/m}^3 * \frac{\pi * (1,80 \text{ m})^2}{4} * 42,23 = 2579 \text{ kn}$$

$$Q_{\text{pilote}} = 5598,32 \text{ kn} + 1602,1 \text{ kn} - 2451 \text{ kn} - 2579 \text{ kn} = 2170,45 \text{ kn}$$

V.4.6 Determinación de la armadura de la columna

Al encontrarnos en instancia de anteproyecto, la columna se dimensionará de manera simplificada teniendo en cuenta (al ser las más importantes) las cargas verticales actuantes sobre la columna. Para una instancia de Proyecto deberán considerarse los esfuerzos horizontales.

Carga actuante sobre la columna

$$P = P_D * 1,2 + P_L * 1,6 = (716 \times 1,2) + (300 \times 1,6) = 1339KN$$

Diámetro $d = 1,80m$

Longitud $L = 11,65m$

Área $= 2,54m^2$

Resistencia requerida según CIRSOC 201-2005

$$P_{max} = 0,80P_n \rightarrow \text{Columna simple}$$

P_n : resistencia nominal real de la sección

$$P_n = 0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} = 0,85 \times f'_c \times A_g + A_{st} (f_y - 0,85 f'_c)$$

Dónde:

f'_c : Resistencia específica a la compresión del hormigón.

f_y : Tensión de fluencia de la armadura.

A_p : Área bruta del hormigón.

A_{st} : Área de la armadura longitudinal.

Φ : Coeficiente de reducción = 0,65 (columna simple).

$$P_n = \frac{P_u}{0,85 \times \Phi} = \frac{1339KN}{0,85 \times 0,65} = 2423,90KN = 2,4MN$$

$$A_{st} = \frac{P_n - (0,85 \times f'_c \times A_g)}{(f_y - 0,85 \times f'_c)} = \frac{2,4MN - (0,85 \times 35MPa \times 2,54m^2)}{420MPa - 0,85 \times 0,35MPa} = -0,17m^2$$

Al ser negativo, nos está indicando que el hormigón por si solo puede absorber los esfuerzos.

Calculamos la armadura por medio de la cuantía mínima, donde el área de las barras dentro del zuncho debe ser:

$$A_{st} \geq 0,01 * A_g$$

$$A_{st} \leq 0,08 * A_g$$

Se adopta $A_{stmin} = 0,01 \times 2,54m^2 = 254cm^2$

Se adopta 36 barras de $\varnothing 32mm \rightarrow A_{st} = 289,53cm^2$

Los diámetros mínimos de los estribos a partir del diámetro de las armaduras longitudinales, se obtienen de la Tabla 7.10.5.1 del CIRSOC 201-2005.

Para un $\varnothing 32mm$ le corresponde un $\varnothing_{est} = 10mm \rightarrow$ se adopta 12mm

La separación de estribos debe ser

$$s \leq 12\varnothing = 38,4cm$$

$$s \leq 48\varnothing_{est} = 57,6cm$$

Se adopta $\varnothing 12 c/25cm$

V.5 Diseño transversal del camino de acceso a la obra de toma

Para este caso se sugiere el siguiente diseño, ver **Figura N°5.28**, del viaducto de acceso hacia la obra de toma.

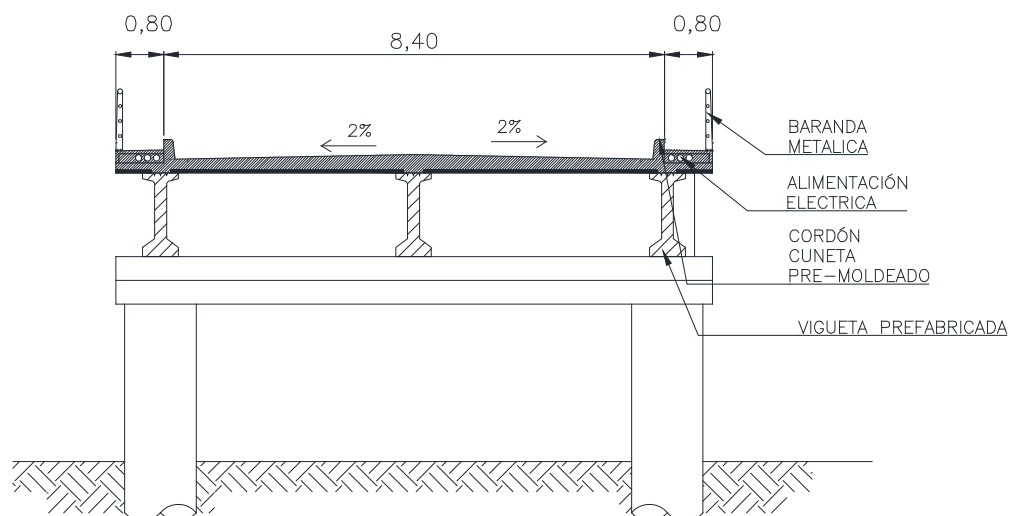


Figura N°5.28. Corte transversal del viaducto (fuente: elaboración propia)

Está compuesto por un tablero que tiene un ancho total de 10,0m, con calzadas unidireccionales, veredas de circulación para operarios de 0,80m

Se determinó el número de vigas principales, dejando los extremos de las losas en voladizo para reducir los momentos flectores en los tramos. Estas vigas estarán apoyadas sobre una viga de bancada. Dichas cargas se repartirán a los pilotes, de diámetro 1,20m, los cuales soportaran la estructura y la circulación de camiones de carga.

La altura a salvar entre el tablero de la obra de toma, cota +55,73, y el suelo natural, cota +46,73, da un total de 9m. Con una pendiente del 12% obtenemos una longitud del viaducto de 75m (ver **figura N°5.29**).

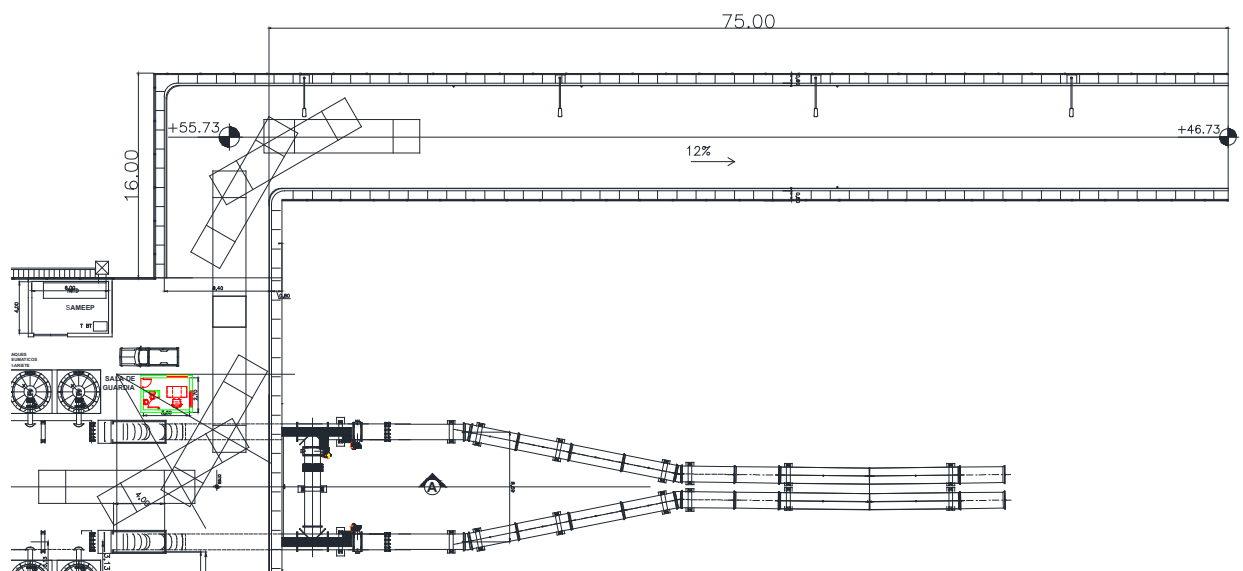


Figura N°5.29. Panta del viaducto (fuente: elaboración propia)

V.6 Dimensionamiento del canal de abastecimiento

En este punto se plantea el diseño hidráulico (**figura N°5.30**) del canal abierto de sección trapezoidal, de 800 metros de longitud, el cual transportara el flujo hacia la obra de toma. Las dimensiones y las secciones se calculan a continuación.

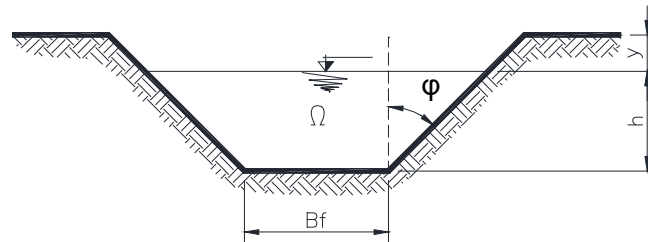


Figura N°5.30. Canal trapezoidal (fuente: elaboración propia)

(Bf): ancho del fondo o de la solera.

(i): la pendiente de fondo o longitudinal del canal.

(h): tirante hidráulico.

(y): revancha.

$m = \text{tg}\varphi$: inclinación de la pared del canal

(Ω): sección hidráulica.

- Se adoptó un ángulo de $\varphi = 30^\circ$ para el talud de la pared del canal, entonces:

$m = \text{tg} \varphi = 0,577$, con lo cual del grafico N°5 (para canal trapezoidal de mínima resistencia) obtengo los coeficientes, $T = 1,73$ y $S = 1,20$

- Rugosidad de las paredes, para revestimiento de hormigón, el coeficiente de manning es $n = 0,012$ de tabla N°10 (manual de hidráulica)
- Se adoptó una pendiente de $1\text{m} \rightarrow i = 0,00125$

Cálculo de la sección

$$h = \sqrt[3]{\frac{Qm^3/s \times n \times 2^{\frac{2}{3}}}{i \times T}} = \sqrt[3]{\frac{8m^3/s \times 0,012 \times 2^{\frac{2}{3}}}{0,00125 \times 1,73}} = 1,41\text{m} \rightarrow \text{se adopta } h = 1,40\text{m}$$

$$\Omega = T \times h^2 = 1,73 \times 1,40^2 = 3,39\text{m}^2$$

$$B_f = S \times h = 1,20 \times 1,40 = 1,68\text{m}$$

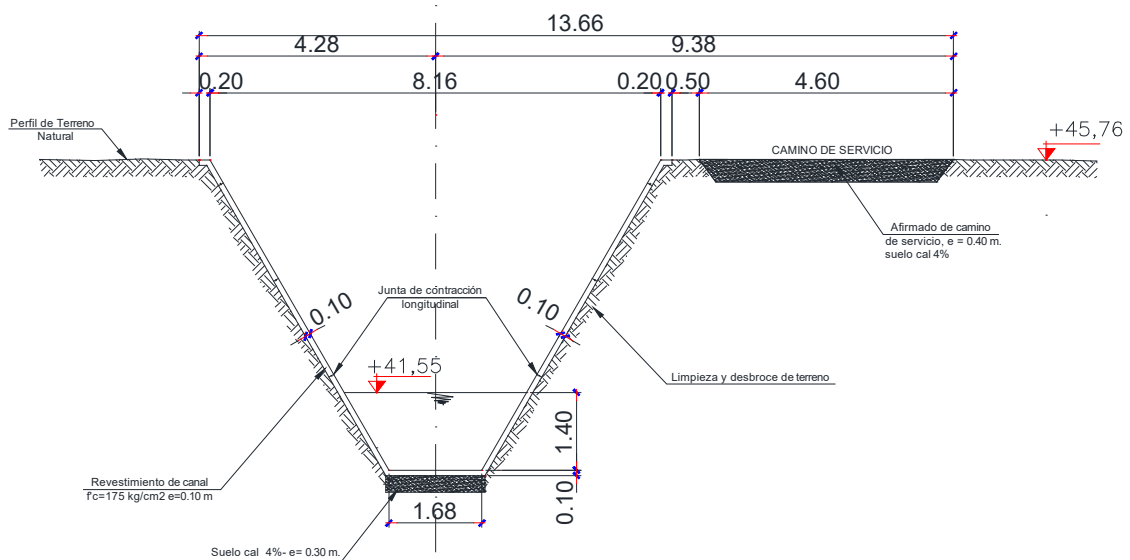


Figura N°5.31. Diseño del canal trapezoidal (fuente: elaboración propia)

Una vez definida las dimensiones de la sección del canal (**figura N°5.31**), se procede a mencionar algunas de las características constructivas del mismo:

Como el tipo de suelo que se encuentra en el lugar, es de tipo limo-arcilloso cuyas características se muestran en (**Anexos de planillas y planos, planilla N°5**), al mismo se lo tratara con suelo seleccionado y un porcentaje de cal el cual puede variar entre un 3% y 4%. Con esto se logra un suelo más firme.

Pero el objetivo principal de mejorar el suelo con cal, no es obtener mayor resistencia, sino lograr el mayor porcentaje de impermeabilización para evitar el fenómeno de infiltración en los taludes, luego se procede al revestimiento de los mismos mediante las placas de hormigón pretensado.

En la parte superior del canal se implementara un camino de servicio el que será utilizado para que transite una máquina que realizara el mantenimiento del canal; éste camino estará conformado por suelo mejorado y un espesor de 40 cm (tipo cajón), también contara con cordones cuneta para poder escurrir el agua que pueda llegar a quedar sobre el camino, así de esta manera evitar que se infiltre hacia el talud.

El acceso del canal por donde ingresará el agua, se encuentra en cercanías de la boca del riacho Barranqueras; en esta zona donde ingresa el río Paraná se lleva a cabo un proceso de sedimentación importante debido a los sedimentos finos transportados en suspensión por el río Paraguay, desde su confluencia con el río Paraná.

Debido a esto se realizó un informe para determinar los valores de sedimentación que allí se produce y poder solucionar dicho problema (**tabla N°5.14**).

Según el análisis que desarrollo la (FICH), se pudieron obtener los siguientes resultados:

Tabla N°5.14. Volumenes de sedimentos en el tiempo

Tiempo (dias)	Volumen sedimentado (m3)
60	14366
120	26643
180	35162

Por este motivo se pudo determinar que se deberá realizar un mantenimiento mediante dragado en la boca del Riacho Barranqueras, en promedio de manera bimensual, es decir con una frecuencia de 6 veces al año.

Tomando esto como referencia y además teniendo en cuenta los otros tipos de sedimentos solidos que se puedan hallar en suspensión debido a crecidas e inundaciones, que afecten la operación del canal de abastecimiento a la Obra de Toma, se puede estimar a priori un mantenimiento del mismo en promedio de seis veces al año.

VI Selección de bombas

El objetivo del presente capítulo es analizar por separado el abastecimiento a cada planta así determinar el punto de funcionamiento para cada una, con las curvas de la instalación y las curvas de las bombas propuestas trabajando en paralelo se determinarán los puntos de funcionamiento de cada uno de los equipos en la estación de bombeo para los equipos de bombeo seleccionados.

VI.1 Impulsión a la planta Gran Resistencia

Se instalarán en la primera etapa tres electrobombas verticales, dos de ellas quedarán en operación y una en reserva. En la segunda etapa se agregará una electrobomba con lo que la estación quedará conformada por cuatro electrobombas, tres en operación y una en reserva (**tabla N°6.1**). Los caudales, longitud de impulsión, diámetro y material de la cañería, rugosidad, niveles operativos en la aspiración y en la impulsión, cantidades y ángulos de desviación para los cambios de dirección a tener en cuenta en la impulsión, son los siguientes:

Tabla N°6.1. Etapa de instalación de las bombas.

Etapa	Caudal Total (m ³ /seg)	Bombas en Operación	Caudal por Bomba (m ³ /seg)
1	2.2	2	1.10
2	2.78	3	0.93

Longitud Impulsión [m]	1700
DN Impulsión [mm]:	1200
Diámetro Interior Impulsión [m]:	1.212
Material Tubería:	Acero
Rugosidad K [m]:	0.0001

Cambios de Dirección Cañería de impulsión

Accesorio	Cantidad
Curva 90°	1
Curva 45°	4
Curva 22.5°	4
Curva 11.25°	1

Nivel Aspiración Mínimo (NAMin):	41,55	m
Nivel Aspiración Medio (NAMed)	46,025	m
Nivel Aspiración Máximo (NAMáx)	50,5	m
Nivel de Descarga (ND):	55,73	m
Presión Remanente en la Descarga (PR):	5	m
N. Descarga (ND) + P. Remanente (PR):	59,73	m

VI.2 Impulsión a la planta del segundo acueducto

Se instalarán las mismas cantidades de electrobombas tanto en la primera etapa (2 Operación +1 Reserva) como en la segunda (3 Operación +1 Reserva) ver **tabla N°6.2**.

Tabla N°6.2. Etapa de instalación de las bombas.

Etapa	Caudal Total (m3/seg)	Bombas en Operación	Caudal por Bomba (m3/seg)
1	2.2	2	1.10
2	3.14	3	1.05

Longitud Impulsión [m]	1900
DN Impulsión [mm]:	1200
Diámetro Interior Impulsión [m]:	1.212
Material Tubería:	Acero
Rugosidad K [m]:	0.0001

Cambios de Dirección Cañería de impulsión

Accesorio	Cantidad
Curva 90°	1
Curva 45°	4
Curva 22.5°	4
Curva 11.25°	1

Nivel Aspiración Mínimo (NAMin):	41,55	m
Nivel Aspiración Medio (NAMed)	46,025	m
Nivel Aspiración Máximo (NAMáx)	50,5	m
Nivel de Descarga (ND):	59,73	m
Presión Remanente en la Descarga (PR):	5	m
N. Descarga (ND) + P. Remanente (PR):	64,73	m

VI.3 Cálculo de la $AMT_{med.}$, $AMT_{máx.}$, y $AMT_{mín.}$

Para cada una de las estaciones se calculará las alturas manométricas totales ($AMT_{med.}$, $AMT_{máx.}$, y $AMT_{mín.}$) para la primera y segunda etapa de ejecución de las obras.

El cálculo de la $AMT_{med.}$, se ha considerado el nivel medio de líquido en río o en el pozo de bombeo según el caso.

El cálculo de la $AMT_{máx.}$, se ha considerado el mínimo nivel de líquido en río o en el pozo de bombeo según el caso.

Para el cálculo de la $AMT_{mín.}$, se ha considerado el máximo nivel de líquido en río o en el pozo de bombeo según el caso.

La altura manométrica total media, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$AMT_{med.} = ND - N_{amed.} + H_t + H_e$$

La altura manométrica total máxima, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$AMT_{máx.} = ND - N_{amin.} + H_t + H_e$$

La altura manométrica total mínima, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$AMT_{mín.} = ND - N_{amáx.} + H_t + H_e$$

Donde:

AMT: Altura manométrica total en m.c.a.

$N_{amed.}$: Cota de nivel medio de agua en el pozo de bombeo o en el río.

$N_{amin.}$: Cota de nivel mínimo de agua en el pozo de bombeo o en el río

$N_{amáx.}$: Cota de nivel máximo de agua en el pozo de bombeo o en el río.

ND: Cota de nivel máximo de agua en la cámara de descarga

H_t : Pérdida de carga en la cañería de impulsión

H_e : Pérdida de carga en la estación de bombeo

La pérdida de carga en la estación de bombeo, resulta:

$$H_e = H_l + H_f$$

Donde:

H_l : Pérdidas localizadas en metros.

H_f : Pérdidas por fricción en la cañería en metros.

Pérdidas de carga continua en la cañería

Una de las fórmulas empíricas más utilizadas, y la utilizada aquí para el cálculo de las pérdidas en la cañería, es la de Hazen-Williams, cuya expresión es:

$$J = 10,65 \times Q^{1,85} / (C^{1,85} \times D^{4,87})$$

En la que: J (m/m) es la pérdida de carga unitaria, Q(m³/s) el caudal, D(m) el diámetro y C(m^{0,367}/s) el coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza y estado de las paredes del tubo.

La cañería será construida en chapa de acero de calidad no inferior a la indicada en la norma IRAM 503 F24 y en arreglo a la norma AWWA M11 (C=145), de 1200mm de diámetro nominal.

Pérdidas de carga localizadas

Las instalaciones de transporte de agua bajo presión son constituidas por cañerías rectas unidas por accesorios como ser válvulas, curvas, derivaciones, entre otros. La presencia de cada uno de estos accesorios genera una alteración del módulo o dirección de la velocidad media y consecuentemente de la presión. Esto se refleja en una pérdida de carga que debe ser agregada a las pérdidas distribuidas.

De manera general, las pérdidas de carga localizadas para cada accesorio pueden ser calculadas por una ecuación de tipo

$$HI = \frac{k * v^2}{2 * g}$$

En el que K es un coeficiente adimensional que depende de la geometría de la conexión, del número de Reynolds, de la rugosidad de las paredes y en algunos casos de las condiciones del escurrimiento.

La cañería de impulsión contará con algunos de los siguientes accesorios, cuyos valores del coeficiente de pérdida (k), son los siguientes: **(tabla N°6.3)**.

Tabla N°6.3. Perdidas de carga K.

Accesorio	K
Curva 90°	0,70
Curva 45°	0,40
Curva 22.5°	0,20
Curva 11.25°	0,10

La pérdida de carga (H) en el tramo considerado de longitud L, vale:

$$H = j \cdot L + H_i$$

En el ANEXO I, se pueden ver las planillas de cálculo para determinar los puntos de funcionamiento y las curvas del sistema de máxima, media y de mínima para cada estación de bombeo, para primera y segunda etapa.

La **tabla N°6.4.** resumen de los puntos de funcionamiento requeridos para la estación de bombeo, para primera y segunda etapa, es la siguiente: (**tabla N° 6.4**)

Tabla N°6.4. Puntos de funcionamiento primera

Etapa	Planta	Caudal Total (m3/seg)	Bombas en Operación	Caudal por Bomba (m3/seg)	Altura Manométrica Total (m.c.a.)
1	EXISTENTE	2.24	2	1.12	17.5
	NUEVA	2.26	2	1.13	27.4
2	EXISTENTE	2.78	3	0.93	24
	NUEVA	3.14	3	1.05	31

VI.4 Análisis de funcionamiento con electrobombas ofrecidas por RUHRPUMPEN

VI.4.1 Bombeo hacia planta Gran Resistencia

La electrobomba vertical propuesta, es la siguiente:

Tabla N°6.5. Datos de la bomba

Datos de Bomba	
Marca	RUHRPUMPEN
Modelo	33D-1340
Tipo	Vertical
DN impulsor	434 mm
Etapas	1
n	985 rpm
N	343 hp

El punto de funcionamiento requerido para la primera etapa, es el siguiente:

Tabla N°6.6. Puntos de funcionamiento primera etapa

Cantidad de Equipos	2+1
Qunitario [m ³ /s]	1.12
AMT [mca]	17.5

El punto de funcionamiento requerido para la segunda etapa, es el siguiente:

Tabla N°6.7. Puntos de funcionamiento segunda etapa

Cantidad de Equipos	3+1
Qunitario [m ³ /s]	0.93
AMT [mca]	24

Se analizan todos los casos posibles de funcionamiento entre una sola bomba y dos bombas operando en paralelo para la primera etapa, y una a tres bombas en paralelo para la segunda etapa.

Las curvas características de las bombas, funcionando tanto en forma individual como en paralelo, así como la curva de la instalación, se calculan en la planilla correspondiente a cada etapa de bombeo y en los respectivos gráficos donde se observan las curvas de la instalación, la curva H-Q de la bomba y el punto de funcionamiento resultante.

De las planillas de cálculo y gráficos correspondientes a la primera y segunda etapa, resultan los siguientes valores:

Tabla N°6.8. Punto de funcionamiento primera y segunda etapa

Parametro	2 Bomba			3 Bomba		
	Sistema			Sistema		
	Maxima	Media	Mínima	Maxima	Media	Mínima
Caudal (m3/seg)	2.03	2.24		2.78	3.1	3.37
H (m.c.a.)	21.40	17.5		24.00	20.8	17.3
A.N.P.A.(m)	9.00	11		8.20	9.4	11.1

Del análisis de los valores obtenidos podemos inferir lo siguiente:

Primera Etapa

- Dos bombas en paralelo podrán trabajar correctamente a la velocidad nominal (50 Hz).
- En el caso de trabajar con dos bomba podrán hacerlo en el caso de que la curva del sistema se encuentre en la máxima y media. Pero debemos recordar, que al ser equipos de velocidad variable podremos ajustar el punto de funcionamiento con la ayuda del convertidor de frecuencia, de forma tal que no aparezcan problemas con el ANPA requerido por la bomba.

Segunda Etapa

- Tres bombas en paralelo podrán trabajar correctamente a la velocidad nominal (50 Hz).
- En el caso de trabajar con las tres bombas no tendremos ningún tipo de inconveniente

VI.4.2 Bombeo hacia planta del segundo acueducto

La electrobomba vertical propuesta, es la siguiente:

Tabla N°6.9. Datos de la bomba

Datos de Bomba	
Marca	RUHRPUMPEN
Modelo	33E-2200
Tipo	Vertical
DN impulsor	434 mm
Etapas	1
n	985 rpm
N	512 HP

El punto de funcionamiento requerido para la primera etapa, es el siguiente:

Tabla N°6.10. Puntos de funcionamiento primera etapa

Cantidad de Equipos	2+1
Qunitario [m ³ /s]	1.13
AMT [mca]	27.4

El punto de funcionamiento requerido para la segunda etapa, es el siguiente:

Tabla N°6.11. Puntos de funcionamiento segunda etapa

Cantidad de Equipos	3+1
Qunitario [m ³ /s]	1.05
AMT [mca]	31

Como en el caso anterior, se analizara los distintos puntos de funcionamiento entre una sola bomba y dos bombas operando en paralelo para la primera etapa, y una a tres bombas en paralelo para la segunda etapa.

De las planillas de cálculo y gráficos correspondientes a la primera y segunda etapa, resultan los siguientes valores:

Tabla N°6.12. Punto de funcionamiento primera y segunda etapa

Parametro	2 Bomba			3 Bomba		
	Sistema			Sistema		
	Maxima	Media	Mínima	Maxima	Media	Mínima
Caudal (m3/seg)	2.27	2.43	2.57	3.14	3.38	3.6
H (m.c.a.)	27.40	23.45	19.6	31.00	28.8	24.23
A.N.P.A.(m)	9.00	13.11	15.2	9.90	11.2	12.9

Del análisis de los valores obtenidos podemos inferir lo siguiente:

Primera Etapa

- Dos bombas en paralelo podrán trabajar correctamente a la velocidad nominal (50 Hz).
- En el caso de trabajar con dos bombas no tendremos ningún tipo de inconveniente

Segunda Etapa

- Tres bombas en paralelo podrán trabajar correctamente a la velocidad nominal (50 Hz).
- En el caso de trabajar con las tres bombas no tendremos ningún tipo de inconveniente

VI.5 Cavitación

Se analiza la cavitación para cada cañería de aspiración

VI.5.1 Aspiración hacia planta Gran Resistencia

Cavitación para la primera etapa se obtuvo la siguiente figura

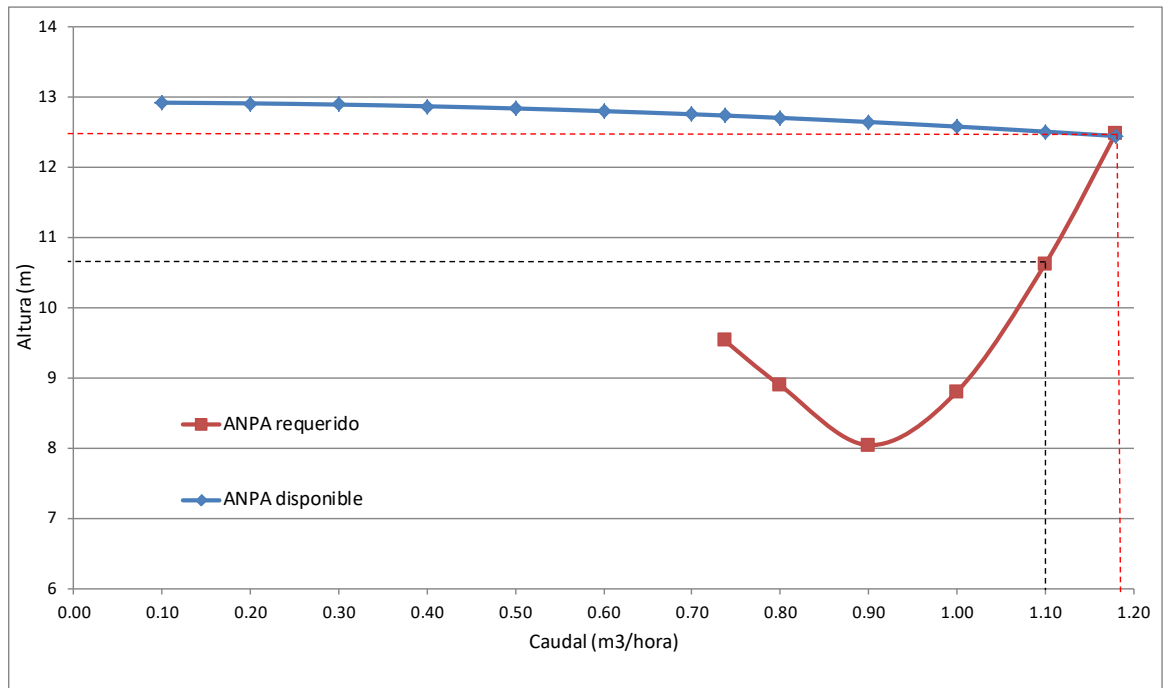


Figura N°6.1. Cavitación de una bomba – 1ra etapa

Cavitación para la segunda etapa se obtuvo la siguiente figura

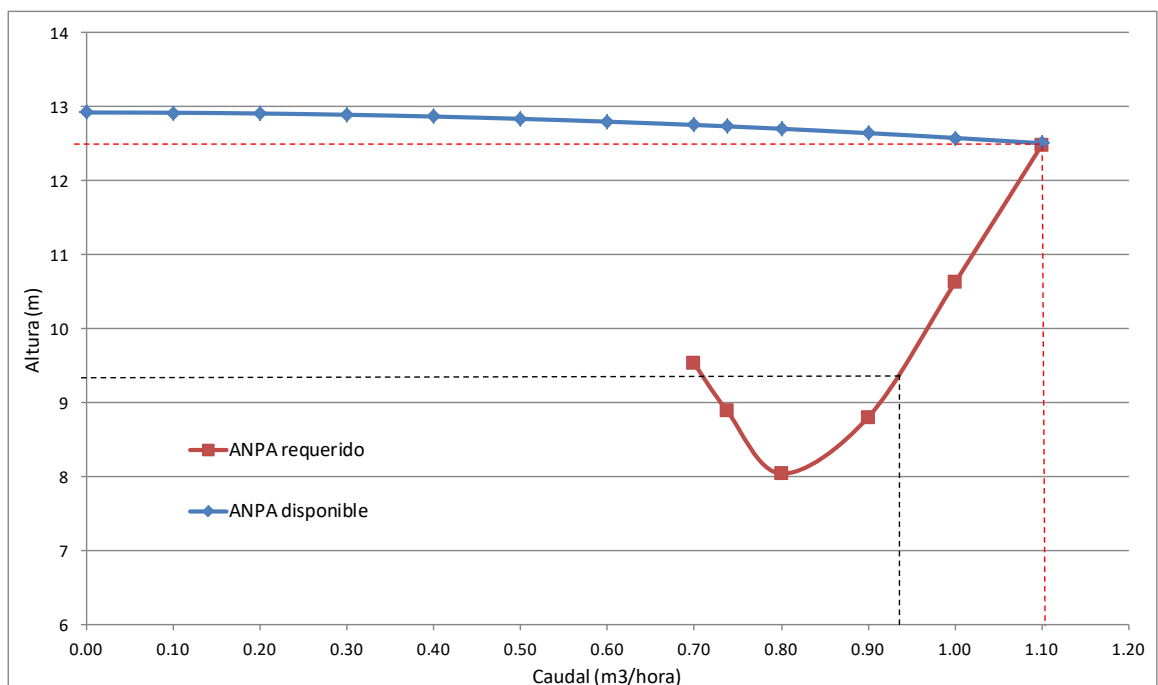


Figura N°6.2. Cavitación de una bomba – 2da etapa

Se observa en las dos figuras que para los caudales de diseño son menos a los caudales críticos en donde comienza a producirse cavitación, es decir, se verifica este fenómeno.

VI.5.2 Aspiración hacia planta del segundo acueducto

Cavitación para la primera etapa se obtuvo la siguiente figura

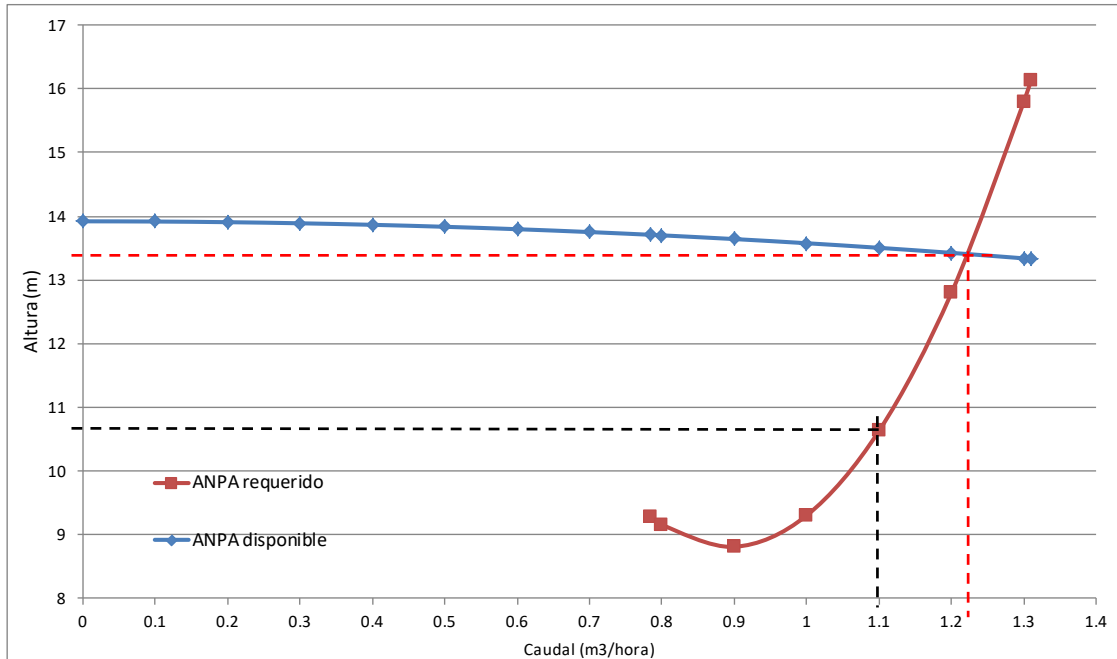


Figura N°6.3. Cavitación de una bomba – 1ra etapa

Cavitación para la segunda etapa se obtuvo la siguiente figura

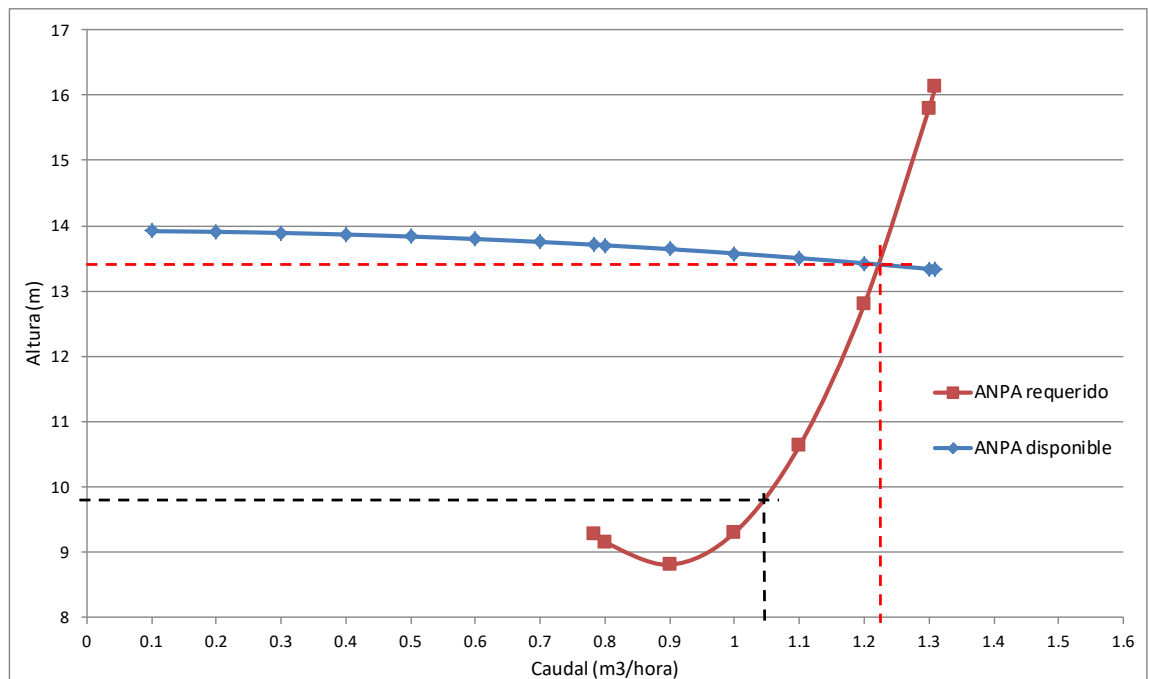


Figura N°6.4. Cavitación de una bomba – 2da etapa

Se observa en las dos figuras que para los caudales de diseño son menos a los caudales críticos en donde comienza a producirse cavitación, es decir, se verifica este fenómeno.

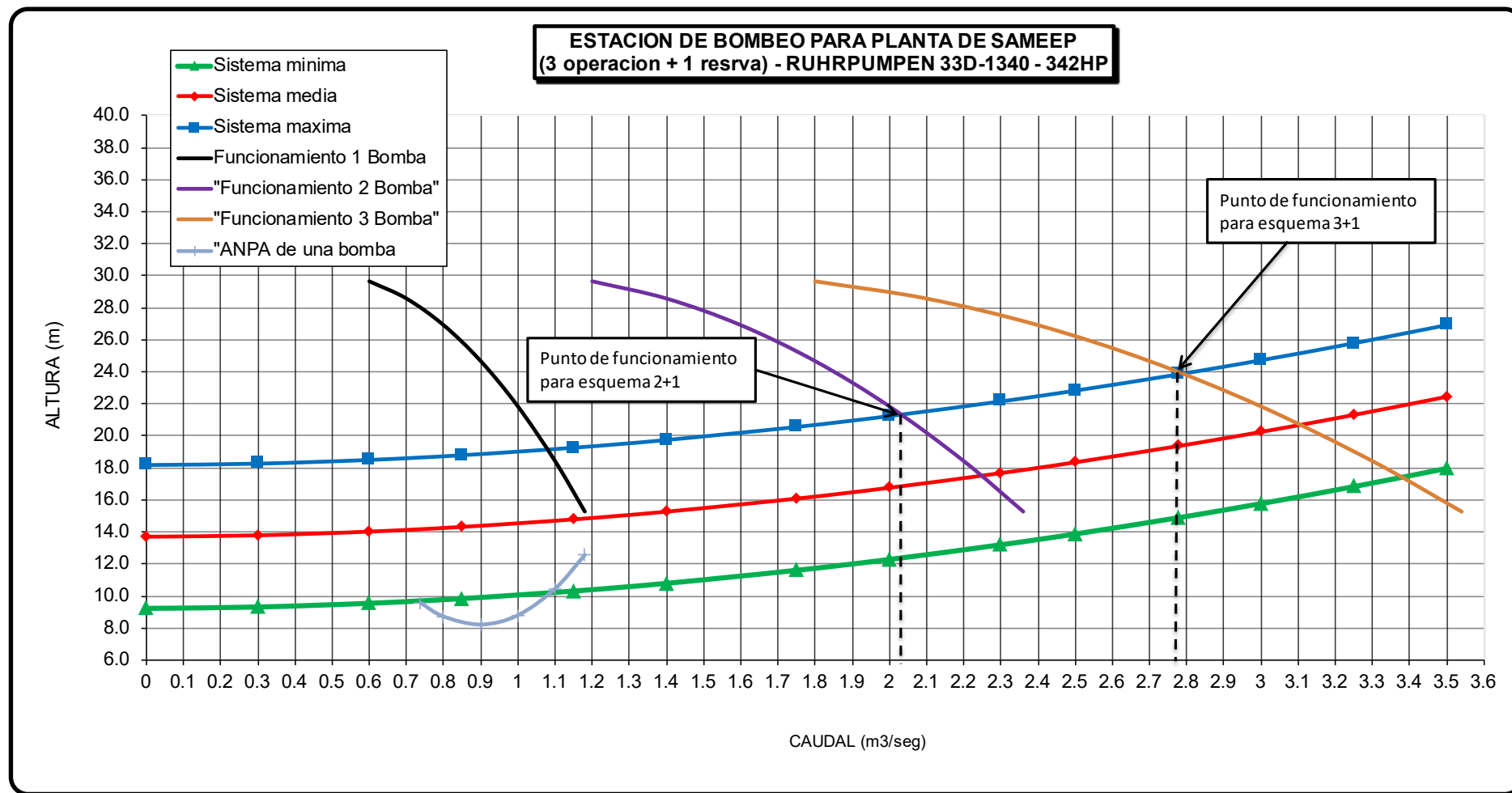


Figura N°6.5. Curva de funcionamiento de las bombas

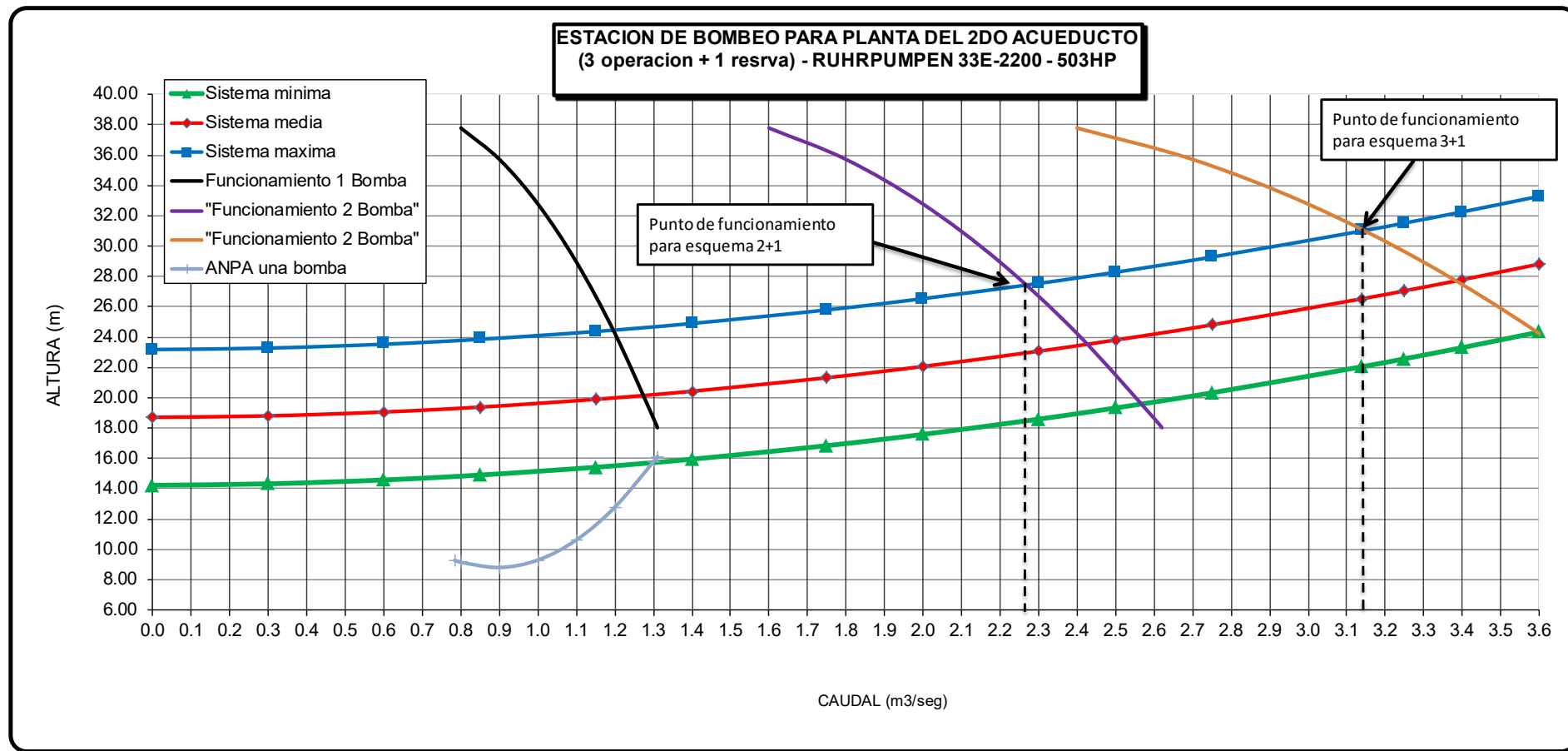


Figura N°6.6.. Curva de funcionamiento de las bombas

VII Cómputo y presupuesto

En el siguiente capítulo se procede a computar, todos los materiales que serán necesarios para la realización de los ítems de mayor relevancia.

Con el cómputo realizado, se procede al cálculo del presupuesto de ante- proyecto para la Obra de Toma, considerando el costo de los materiales, la mano de obra y el costo de las maquinarias que se verán involucradas en las diferentes tareas a realizar.

Se debe tener en cuenta que en la etapa de proyecto, el valor del presupuesto se deberá ajustar con mayor precisión.

VII.1 Computo

Para computar las cantidades de cada elemento que conforman tanto el viaducto de la OT, como el canal de abastecimiento, se debe basar en la metodología general de obras viales. Los criterios empleados a la hora de determinar las cantidades de cada ítem más importantes, que serán requeridos para materializar la obra en estudio.

Según DNV, se consideran dos grandes grupos:

- Movimiento de suelo: se consideran dentro de este ítem, los desbosques, destronque y limpieza de terreno, excavaciones, terraplenes y la compactación especial. Estos ítems se computan en m³ o en hectáreas dependiendo del caso.
- Paquete estructural: Los materiales constituyentes del paquete estructural poseen un volumen y un precio por unidad relativamente importante y son los ítems que más inciden en el precio final del proyecto. Dependiendo del elemento se computa en m³ o m².

Para el cómputo del paquete estructural, se dividió por elemento, discriminando la sección de hormigón y las armaduras necesarias para cada elemento.

El cómputo de materiales se presenta en las siguientes tablas.

Tabla N°7.1. Tabla de cómputo para Obra de Toma.

Item	Designacion de Obra	Cantidad	Dimensiones	Unidad	Cantidad parcial	Cantidad total
1	Excavacion para Fundaciones					
	Pilotes en zona 8 y 17	12	Ø=1,80m ; L=37m	ml	37	444
	Pilotes en zona 16	4	Ø=1,80m ; L=42,23m	ml	42.23	168.92
	Imprevistos 10%					
2	Hormigon H-30 para pilotes excluida la armadura					
	Pilotes en sondeos 8 y 17	12	Ø=1,80m ; L=37m	m3	94.15	1129.8
	Pilotes en sondeo 16	4	Ø=1,80m ; L=42,23m	m3	107.46	429.84
3	Hormigon H-30 para Vigas y Losa excluida la armadura					
	Viga de bancada	9	A=2,30m ; L=11,90m ; B=0,80m	m3	22	198
	Losa	1	A=12m ; L=102,57m ; e=0,26m	m3	320	320
4	Vigas pretensadas					
	Vigas Pretensadas	20	A=0,4m ² ; L=23,50m	m3	9.4	188
5	Carpeta de desgaste de Hormigon					
	De H-30	1	A=12m ; L=102,57m ; e=0,06m	m ²	1230.84	1230.84
6	Cordones Hormigon H-30					
	Cordon soporte baranda	2	A=0,20m ; B=0,80m ; L=102m	m3	16.32	32.64
	Cordon soporte cañeria	4	A=0,30m ; B=0,80m ; L=102m	m3	24.5	97.92
7	Baranda Flex Bean Tipo Z- 4196 Tipo "A" de la DNV					
	Longitud de Puente	1	L= 102,57m (ambos lados)	m	102.5	205
8	Cerco perimetral					
	Tejido romboidal x 10 mts	20	L= 102,5m(ambos lados)	ml	102.5	205
	Poste metalico 2,50m	68	L= 102,5m(ambos lados)	U		
9	Acero especial en Barras Colocado, ADN - 420					
	Pilotes Ø32	1950	Ø32 x 12m	U		1950
	Pilotes Ø12	700	Ø12 x 12m	U		700
	Losa de calzada y vereda f12	400	Ø12 x 12m	U		400
	Losa de calzada y vereda f10	144	Ø10 x 12m	U		144
10	Cañeria de Impulsion					
	Caños de Acero	17	D=1,20m ; L=18m	kg	7200	122400
	Caños de Fundicion	515	Dn=1,20 ; L=7m	ml	7	3605
11	Instalaciones Electromecanicas					
	Electrobombas p/ impulsion de agua cruda a planta Gran Resistencia	4	Hp=350 ; n=985rpm	U		4
	Electrobombas p/ impulsion de agua cruda a planta de 2° Acueducto	4	Hp=700 ; n=985rpm	U		4

Tabla N°7.2. Tabla de cómputo para Canal de Abastecimiento.

Item	Designacion de Obra	Cantidad	Dimensiones	Unidad	Cantidad parcial	Cantidad total
1	limpieza de terreno					
	Desbosque, destronque y limpieza	1	800m x 20m	Ha	1.6	1.6
	imprevisto %					
2	Excavacion					
	Canal	1	800m x 40m ²	m ³		32000
	imprevisto 5%					
3	Revestimiento					
	Placas prefabricadas de Hormigon	5600	A=1m ; B=2m e=0,10m	U		5600
	Colocacion	1		U		30
	imprevistos 10%					
4	Hormigon H-30 para estructura en zonas de bombas					
	Pared central	1	A=0,40m ; L=48,8m ; B=9,55m	m ³	186.4	186.4
	Fondo	1	A=0,40m ; L=48,8m ; B=9,84m	m ³	192	192
	Paredes laterales	2	A=0,40m ; B=9,84 ; C=9,55m	m ³	38	76
5	Armadura para estructura en zonas de bombas					
	Pared central	612	Ø 12 x 12m	U		612
	Fondo	632	Ø 12 x 12m	U		632
	Paredes laterales	248	Ø 12 x 12m	U		248
6	Camino de Servicio					
	Excavacion-suelo cal	1	e=0.40m ; A=4.60m ; L=800m	m ³		1472
	bolsas de cal	3140	bolsas de 25 Kg	U		3140
	Compactacion	1	e=0.40m ; A=4.60m ; L=800m	m ³		1472
7	mantenimiento del canal					
	Maquina + Mano de obra	12		\$/dia		12

VII.2 Presupuesto

Para la determinación del presupuesto, y teniendo en cuenta que el análisis realizado es a nivel de anteproyecto, se calculará el precio de la obra considerando los precios totales por ítem, y estos consideran los materiales, la mano de obra y los equipamientos necesarios para la realización de cada tarea.

Se debe tener presente que para el análisis se justifica solamente en la etapa de anteproyecto, en una instancia superior (nivel proyecto) deberá profundizarse el estudio de cada ítem para este proyecto en particular.

Para el análisis del precio de la obra, se consideran:

- IVA 21%
- Renta 14%
- Gastos generales 15%
- Gastos financieros 5%
- Beneficio 10%

Que nos da un total de 65%. El coeficiente para determinar el precio, será entonces 1,65.

Esta metodología de cálculo, surge de experiencias en proyectos similares que nos fue brindado por proyectistas de la DNV, de la provincia del Chaco; donde utilizan este porcentaje para un primer acercamiento al precio final.

El presupuesto de la obra se observa en la siguiente tabla.

Tabla N°7.3. Presupuesto para Obra de Toma y Canal de abastecimiento

Item	Designacion de Obra	Cantidad total	Precio unitario	Precio total por Item
1	Excavacion para Fundaciones	612,92	\$ 16.500,00	\$ 4.427.544,00
2	Hormigon H-30 para pilotes excluida la armadura	1569,64	\$ 4.719,00	\$ 7.359.941,16
3	Hormigon H-30 para Vigas y Losa excluida la armadura	518	\$ 4.719,00	\$ 2.444.442,00
4	Vigas pretensadas	188	\$ 67.914,00	\$ 12.767.832,00
5	Carpeta de desgaste de Hormigon	1230,84	\$ 4.719,00	\$ 5.808.333,96
6	Cordones Hormigon H-30	130,56	\$ 4.719,00	\$ 616.112,64
7	Baranda Flex Bean Tipo Z-4196 Tipo "A" de la DNV	205	\$ 1.300,00	\$ 266.500,00
8	Cerco perimetral	205	\$ 100,00	\$ 53.548,00
9	Acero especial en Barras Colocado, ADN - 420	3194	\$ 7.737,00	\$ 12.064.830,00
10	Cañeria de Impulsion	126005	\$ 27.988,27	\$ 128.014.619,60
11	Instalaciones Electromecanicas	8	\$ 37.730.000,00	\$ 301.840.000,00
12	limpieza de terreno	1,6	\$ 512.980,00	\$ 827.488,00
13	Excavacion	32000	\$ 42,00	\$ 1.411.200,00
14	Revestimiento	5600	\$ 24.635,00	\$ 12.968.923,00
15	Hormigon H-30 para estructura en zonas de bombas	454,4	\$ 4.719,00	\$ 2.144.313,60
16	Armadura para estructura en zonas de bombas	1492	\$ 744,00	\$ 1.110.048,00
17	Camino de Servicio	2950	\$ 392,00	\$ 1.077.424,00
18	Mantenimiento del canal	12	\$ 353.407,87	\$ 4.240.894,44
Total costo-costo				\$ 482.435.267,96

Sumado al valor de costo-costo los siguientes conceptos como los gastos generales, beneficios, e impuestos se obtuvo un precio final de presupuesto **\$ 694.706.785,86**

Además se analizó el valor actual neto de lo que costaría el mantenimiento del canal durante la vida útil de la obra, traído a valores actuales.

El mantenimiento del canal es de **\$4. 240.894,44** anual, entonces considerando los 30 años de vida útil de la obra, el mantenimiento a valores actuales considerando una tasa del 12%, es de **\$34.161.184,90**. Por lo tanto sumado al valor de construcción **\$19.539.396,60** obtenemos el valor actual neto (VAN) del canal a precios de hoy, siendo **\$53.700.581,50**