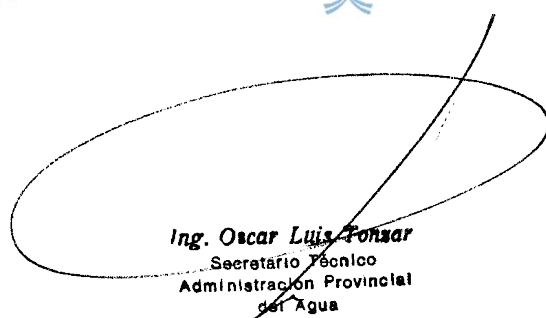


MEMORIA DESCRIPTIVA

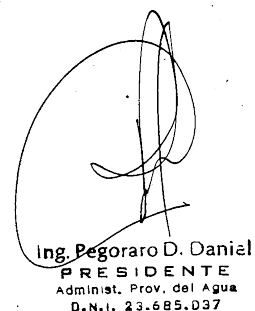
DEFENSA BARRIO SAN PEDRO PESCARDOR – ETAPA II COLONIA BENITEZ PROVINCIA DEL CHACO



CHACO
Gobierno de todos



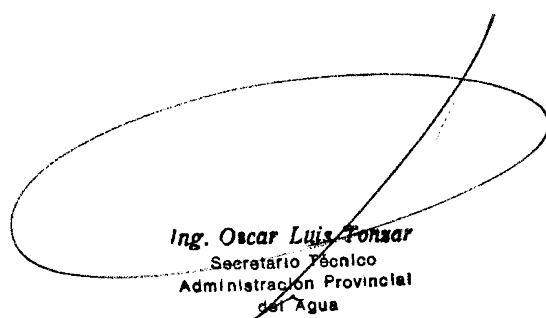
Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



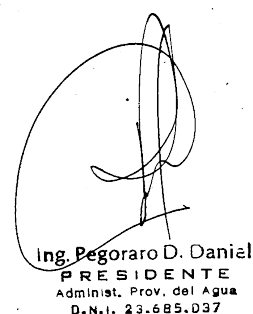
Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

INDICE

1-INTRODUCCION.....	2
2-MEMORIA DE CÁLCULO – ESTRUCTURA DE ANCLAJE DE MANTA.....	4
Tensor	5
Viga de anclaje	5
Pantalla de anclaje.....	7
Pantalla de sección cuadrada de 1,0m de altura y 1,0m de ancho.....	8
Verificación de tensión de punta y lateral de dimensionamiento de pilotines	10
Verificación de resistencia de mantas al izaje.....	10
Detalle de terminaciones de sistema de mantas.....	10
Justificación de utilización de geotextiles no tejidos	11
Manejo y utilización de escombros ubicados en la traza.....	11
3-DREN DE ABATIMIENO.....	12
Cálculo de dren interceptor para abatimiento freático	12
Coeficiente de permeabilidad	13
4-PROYECTO HIDRAULICO.....	16
Objeto del Proyecto.	16
Ubicación.....	16
Relevamientos topográficos.....	17
Determinación de sentidos de escurrimiento.....	17
Calculo hidrológico – hidráulico	18
Cuencas de aporte.....	18
Determinación de Tiempos de Recurrencia.....	19
Usos del suelo	19
Tiempo de Concentración	20
Intensidad de Lluvia	20
Determinación del caudal máximo de diseño.....	22
Dimensionamiento de conductos.	23
DOCUMENTACIÓN ANEXA	24



Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

1-INTRODUCCION

La Obra a realizar se encuentra ubicada en la margen derecha del Río Paraná Superior entre el km 1.205,0 al km 1.207,7, en el Barrio San Pedro Pescador dependiente del Municipio de Colonia Benítez, Departamento 1º de Mayo de la Provincia del Chaco.

El Barrio San Pedro Pescador cuyo crecimiento urbano se ha desarrollado sobre la margen, sufre un proceso de erosión natural provocada por la creciente del Río Paraná quedando expuestas las viviendas a los riesgos de degradación del borde ya que no cuenta con ningún tipo de protección al proceso erosivo, que en el presente tiempo es de un riesgo creciente.

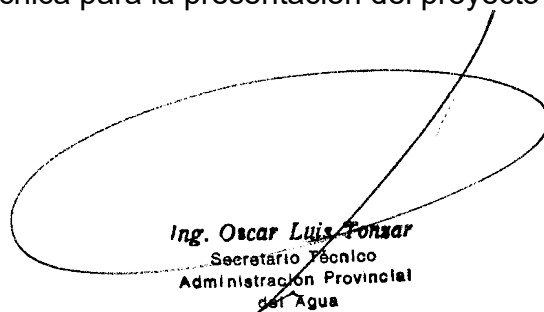
Debido a la situación extrema se tomó la decisión de proyectar y construir la obra de protección de margen, bajo la premisa de dar una solución al Barrio con obra de carácter permanente de manera de disminuir el proceso erosivo sobre la margen y cumplir con un objetivo de proteger y dar seguridad a los habitantes del Barrio.

La concepción del proyecto se basa en la protección del Barrio del proceso erosivo que experimento durante los últimos años, mediante una pantalla principal de tablestaca siguiendo el contorno de la margen en base a los distintos estudios de batimetría realizado por DNVN y el realizado en el mes de septiembre de 2017, lo que constituye una solución a la situación actual producto de la erosión hidrodinámica de la corriente que presenta la margen derecha del Barrio San Pedro Pescador.

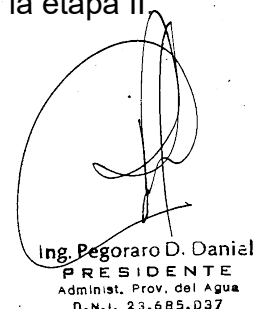
Que, en 2019, se licito y adjudico la obra denominada “DEFENSA BARRIO SAN PEDRO PESCADOR”, la cual comprendía la protección integral de la costa en toda su longitud. La misma fue paralizada, previo al inicio de la obra, debido a la pandemia de COVID-19 durante el 2020.

Que, debido a restricciones económicas, el ente financiero solicito a la Administración Provincial del Agua – ente ejecutor - que divida la obra en dos tramos y se ejecute, dentro del contrato vigente, solo un tramo de 300 metros dejando el tramo restante para una segunda licitación.

El proyecto de la segunda etapa resulta del ITEM 1 “Revisión de Proyecto y Detalles de Ingeniería” de la obra original, donde se plantearon modificaciones al proyecto licitado en función un estudio realizado por la consultora *Marcelo Calviño y Asociados S.A.* en coordinación con el *Instituto Nacional del Agua (INA)*. El estudio contemplo aspectos hidráulicos, geotécnicos y estructurales que arrojaron propuesta de solución que hace hincapié en la construcción de protecciones transversales a las líneas de escurrimiento (espigones) y longitudinales a las mismas (mantas flexibles y tablestacas). Este proyecto, denominado integral, constituye la base técnica para la presentación del proyecto de la etapa II



Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

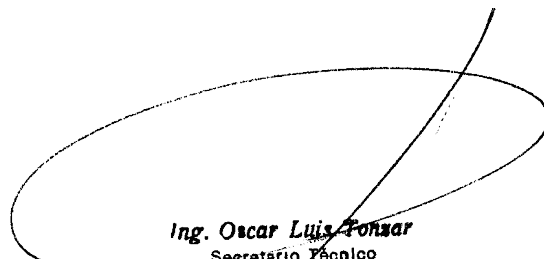


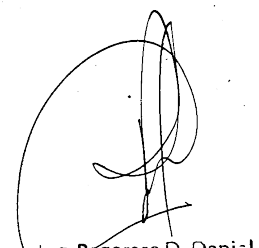
Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Que de la ejecución en marcha de la etapa I, surgen soluciones técnicas que se adoptan para el proyecto de etapa II. Entre ellas se encuentra el cambio de arena por suelo cohesivo para la reconstitución de los taludes.

El proyecto de la segunda etapa contempla:

1. Protección de 300 metros de costa, desde el sur en coincidencia con la traza del puente Gral. Belgrano hasta empalmar con la primera etapa de protección que ya se encuentra en ejecución.
2. Construcción de 6000 m² de protección mediante un sistema de mantas flexibles compuestos por geotextiles no tejidos y tejidos que se complementadas con bloques de hormigón en su fase expuesta. Este sistema contempla la construcción de un sistema de anclaje compuesto por una viga de coronamiento, pilotes, tensores y pantallas de anclaje. La conformación de los taludes necesarios se hará con la provisión de suelo cohesivo.
3. Se aprovecha un muelle existente, y se lo protege con gaviones cilíndricos con el objeto de conformar un espigón (4° de la obra íntegra) a fin de favorecer el fenómeno de aquietamiento de aguas en la costa del barrio. Este ítem considerara una revisión estructural dentro del pliego.
4. Se construirán 150 metros de desagües pluviales para encausar los excesos y descargarlos convenientemente.
5. Ejecución de 60 metros de protección mediante un sistema de tablestacas metálicas. Este ítem considerara una revisión estructural dentro del pliego.
6. Ejecución de un terraplén de cierre sur, mediante la incorporación de material cohesivo y la protección con un sistema de colchonetas rellenas de piedra.


Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

2-MEMORIA DE CÁLCULO – ESTRUCTURA DE ANCLAJE DE MANTA

Para diseñar el anclaje de la manta se realiza la siguiente hipótesis: El suelo por debajo de la manta se socava a partir de la cota +44,15 (nivel medio de estiajes ordinarios) y pasa de un talud 1:3 a 2:1 de acuerdo al siguiente esquema:

El ángulo el terreno sobre la cota +44 respecto de la horizontal es $\alpha = 18,4^\circ$

El ángulo el terreno debajo de la cota +44 respecto de la horizontal es $\beta = 63,5^\circ$

El peso de la manta es:

$$w = 0,20\text{m (espesor)} \times 80\% \times 2,2 \text{ t/m}^3 = 0,35 \text{ t/m}^2$$

$$ws = 0,20\text{m (espesor)} \times 80\% \times 1,2 \text{ t/m}^3 = 0,19 \text{ t/m}^2 \text{ (Peso sumergido)}$$

La fricción está dada por: $s = c + p \operatorname{tg} \phi$

Considerando el suelo más desfavorable de los indicados en el estudio de suelos y despreciando la cohesión ($c=0$), será $\phi = 15^\circ$; $\operatorname{tg} \phi = 0,268$

Talud Superior

La componente Normal del peso W será:

$$WN = 0,35\text{t/m}^2 \times 12\text{m} \times \cos \alpha = 3,99 \text{ t/m}$$

La componente Longitudinal será:

$$WL = 0,35\text{t/m}^2 \times 12\text{m} \times \sin \alpha = 1,32 \text{ t/m}$$

La fuerza de fricción que se desarrolla entre manta y terreno será:

$$F1 = Wn \times \operatorname{tg} \phi = 1,07 \text{ t/m}$$

Talud Inferior

De forma análoga, para el peso Ws :

$$WsN = 0,19\text{t/m}^2 \times 13\text{m} \times \cos \beta = 1,11 \text{ t/m}$$

$$WsL = 0,19\text{t/m}^2 \times 13\text{m} \times \sin \beta = 2,21 \text{ t/m}$$

$$F2 = Wsn \times \operatorname{tg} \phi = 0,29 \text{ t/m}$$

La fuerza de deslizamiento (FD) que actúa sobre la manta será:

$$FD = WL + WsL - (F1 + F2) = 1,32 + 2,21 - (1,07 + 0,29) = 2,17 \text{ t/m}$$

$$FDx = FD \times \cos \alpha = 2,06 \text{ t/m} - \text{Tiro horizontal sobre el tensor.}$$

Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

$FDy = FD \times \sin \alpha = 0,68 \text{ t/m}$ – Carga sobre la viga de arriostramiento

La viga apoya sobre pilotines de $\alpha = 0,20\text{m}$ y $L = 2,00\text{m}$ de largo.

Carga sobre cada pilotín: $0,68 \text{ t/m} \times 4\text{m} = 2,72 \text{ t}$.

Considerando una tensión de punta de 10 kg/cm^2 y una fricción lateral de $0,1 \text{ kg/cm}^2$ se tiene una capacidad de carga de:

$10 \text{ kg/cm}^2 \times 314 \text{ cm}^2 + 3,14 \times 200 \text{ cm} \times 20\text{cm} \times 0,1 \text{ kg/cm}^2 = 4396 \text{ kg} \sim 4,4 \text{ ton} > 2,72 \text{ ton} \rightarrow \text{Verifica.}$

Respecto del tensor, se colocarán cada 4 metros, con una carga de $2,06\text{t/m} \times 4\text{m} = 8,24 \text{ ton}$.

Tensor

Se prevé colocar tensores de $25,4 \text{ mm}$ de diámetro. Ver plano SPP-15.1

El esfuerzo máximo que puede tomar el tensor es de $T_{\text{max}} (U) = 10,04 \text{ t}$ para la carga Usual, de acuerdo con el siguiente cuadro:

Rosca Whitworth				Esfuerzo Servicio USUAL		Esfuerzo Servicio INUSUAL		Esfuerzo Servicio EXTREMO	
Diam Nominal	Diam Núcleo	Secc Nominal	Secc Núcleo	Secc Nominal	Secc Núcleo	Secc Nominal	Secc Núcleo	Secc Nominal	Secc Núcleo
"	mm	mm	cm ²	cm ²	ton	ton	ton	ton	ton
1,00	25,40	21,335	5,06	3,57	11,95	10,04	14,38	12,08	16,35
1,25	31,75	27,104	7,91	5,77	18,69	16,23	22,48	19,52	25,56
1,50	38,10	32,7	11,4	8,39	26,93	23,60	32,40	28,39	36,83
1,75	44,50	37,9	15,54	11,28	36,71	31,73	44,17	38,17	50,21
2,00	50,80	43,6	20,26	14,92	47,86	41,96	57,58	50,48	65,46

Tensión de Fluencia:	420	Mpa =	4,20	t/cm ²
Tensión de Rotura:	500	Mpa =	5,00	t/cm ²

CM x Esf Serv \leq ϕ t x Tensión Fluencia (o Rotura para núcleo) ϕ t: Factor de resistencia para tracción - Sección Bruta.
 ϕ t = 0,90

Esf Serv (nominal) =	Tens Fl x Sec Nominal x 0,9 / CM
Esf Serv (rosca) =	Tens Rot x Sec Núcleo x 0,9 / CM

CM: Coeficiente de mayoración
 CM = 1,6 USUAL
 1,33 INUSUAL
 1,17 EXTREMO

La carga de diseño es de $T = 8,24 \text{ ton} \rightarrow \text{Verifica}$

Viga de anclaje

Se proyecta una viga de anclaje de hormigón armado colocada en la parte superior.

Las vigas serán de $11,96\text{m}$ de largo y separadas por una junta elástica de 4cm .

Dimensiones:

Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

- Alto: 45 cm
- Ancho: 27 cm
- Recubrimiento: 2,5 cm

Tendrán 3 tensores separados 4m entre sí y 1,98m a los extremos.

$FD_x = FD \times \cos \alpha = 2,06 \text{ t/m}$ – Tiro horizontal sobre el tensor.

$FD_y = FD \times \sin \alpha = 0,68 \text{ t/m}$ – Carga sobre la viga de arriostramiento

Se obtiene:

$M_{sx(-)} = 4,1 \text{ tm}$;

$M_{sy(-)} = 1,4 \text{ tm}$

$Q_s = 4,9 \text{ t}$

$M_{ux(-)} = 1,6 \times 4,1 = 6,56 \text{ tm}$

$M_{uy(-)} = 1,6 \times 1,4 = 2,24 \text{ tm}$

$F_e \text{ nec} = 8 \text{ barras de Fe} \geq 2,00 \text{ cm}^2$. Adopto 8 barras $\phi = 16 \text{ mm}$ ($2,01 \text{ cm}^2$)

Hormigón tipo H-30 – Acero ADN 420

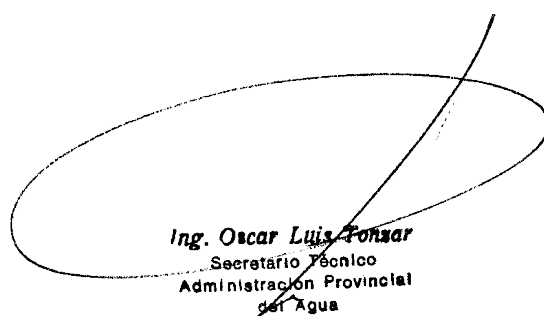
Para el dimensionamiento se utilizó el programa CIRSOC-FLEX.

Verificación al Corte:

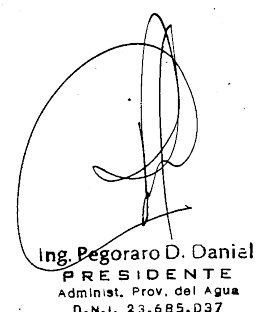
$Q_u = 1,6 \times 4,9 = 7,84 \text{ t}$

Se adopta $\phi 6 \text{ c}/10 \text{ cm}$

Datos de entrada:	$\phi = 0,75$	Factor de reducción de resistencia Art. 9.3
1. Geometría de la sección:		
bw:	450	Ancho del elemento (mm)
d:	270	Altura útil (mm)
h:	245	Altura total del elemento (mm)
A_g :	110.250	Area bruta del elemento (mm^2)
2. Materiales:		
f'_c :	30	Resistencia Características del Hormigón (MPa)
f_y :	420	Resist Características Acero. Armadura Longitudinal NO TESA (MPa)
f_{yt} :	420	Resist Caract Acero. Armad transversal NO TESA (estribos) (MPa)
3. Esfuerzos en la sección:		
V_u :	78.400	Esfuerzo de Corte Mayorado en la sección (N)
N_u :	0	Esfuerzo Axil Mayorado en la seccion donde actúa el corte (N). (+) Compresión; (-) Tracción



Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

4. Se verifica si el hormigón cumple inecuación - Numeral 11.1.2	
11.1.2 Campo de validez del análisis	
$\sqrt{f'_c} \leq 8,3 \text{ Mpa}$	5,48 ≤ 8,3 VERIFICA
5. Cálculo de la resistencia proporcionada por el hormigón V_c (N) - Numeral 11.4	
V_c (N) = $[1+Nu/(14.Ag)] (1/6).\sqrt{f'_c}.b.w.d$	V_c (N): 110.914
6. Verificación de la necesidad de colocar armadura de corte - Numeral 11.5.7	
Se requiere si: $V_u > \phi V_c$	
$V_u = 78.400 < \phi V_c = 83.185$	
Resultado: No se requiere armadura de corte Ver renglón 11: Armadura mínima	
7. Armadura adoptada (Estribos) ARMADURA MÍNIMA REGLAMENTARIA	
Separación s: 100 mm	$A_{v,calc} = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$
Nro ramas n_{ramas} : 2	$S_{min} = 135 \text{ mm}$
Diam a acero ϕ_{adopt} : 6 mm	VERIFICA Separación mínima
8. Cálculo de la resistencia aportada por el Acero V_s (N) - Numeral 11-15	
Estribos: $V_s = A_v \cdot f_{yt} \cdot d / s =$	
Estribos: $V_s = A_v \cdot f_{yt} \cdot d / s =$	11.7.5.2 64.094
Resist. Máx del hormigón:	
$V_s \leq (2/3) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d =$	11.5.7.9 443.655
V_s (N) es el menor valor de los dos	V_s (N) = 64.094
9. Verificación de la condición de diseño - Numeral 11-1	
$V_n = V_c + V_s$	
175.007 110.914 + 64.094	
ϕV_n : 0,75 175.007	131.256
Debe cumplirse que:	
$\phi V_n \geq V_u$	
131.256 ≥ 78.400	VERIFICA
SI NO ES NECESARIA LA ARMADURA DE CORTE SE DEBE HACER ESTA VERIFICACIÓN:	
10. Verificación de la necesidad de colocar armadura mínima - Numeral 11.5.6	
Se requiere si: $V_u > 0,5 \phi V_c$	
$V_u > 0,5 \phi V_c$	
78.400 > 0,50 0,75 110.914	
Respuesta: Se requiere armadura mínima	
$A_{v,min} = (1/16) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot s / f_{yt} \geq 0,33 b_w \cdot s / f_{yt}$	
	110 106
$A_{v,min} = 110 \text{ mm}^2$	
$A_{v,calc} = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$	VERIFICA

Pantalla de anclaje

La pantalla de anclaje provee estabilidad a la manta, contribuyendo al equilibrio estático.

La presión horizontal de suelo sobre la pantalla de anclaje se calcula como: $(Kp-Ka) \times Pv$

Ing. Oscar Luis Ponzar
 Secretario Técnico
 Administración Provincial
 del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
 PRESIDENTE
 Administ. Prov. del Agua
 D.N.I. 23.685.037

Siendo:

- Kp: Empuje Pasivo
- Ka: Empuje Activo
- Pv: Presión Vertical

La profundidad de la pantalla debe ser de 2,70m (mínimo) para pantallas de 1,00m x 1,00m.

El suelo de relleno es arena con las siguientes características:

$$\square d = 2,00 \text{ t/m}^3$$

$$\square = 32^\circ$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \square / 2) = 0,31$$

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \square / 2) = 3,25$$

Para el caso Usual, el nivel freático considerado es: NF= 44,45m. La pantalla está por encima del nivel freático.

Pantalla de sección cuadrada de 1,0m de altura y 1,0m de ancho.

$$\text{Presión a cota (48,30)} = \square s \times H_1 = 2,0 \text{ t/m}^3 \times 2,70\text{m} = 5,40 \text{ t/m}^2$$

- Empuje a cota (48,30) = $(K_p - K_a) \times P_v = (3,25 - 0,31) \times 5,40 = 15,88 \text{ t/m}^2$
- Presión a cota (47,30) = $\square s \times H_2 = 2,0 \text{ t/m}^3 \times 3,70\text{m} = 7,40 \text{ t/m}^2$
- Empuje a cota (47,320) = $(K_p - K_a) \times P_v = (3,25 - 0,31) \times 7,40 = 21,76 \text{ t/m}^2$

Fuerza sobre la pantalla: $(15,88+21,76) \text{ t/m}^2 \times 0,5 \times 1,00\text{m}$ (ancho) $\times 1,00\text{m}$ (alto) = 18,82 ton.

Se debe verificar que la fuerza que puede desarrollar la pantalla sea igual (o mayor) a la que puede desarrollar el tensor, para el caso Usual.

Caso Usual: Esfuerzo admisible = $18,82 / 1,5 = 12,55 \text{ ton} > T_{\text{max}} (U) = 10,04 \text{ ton}$.

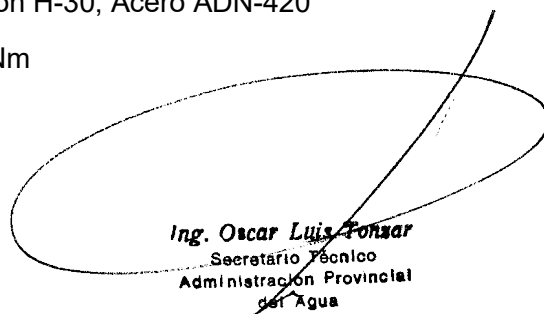
Verifica

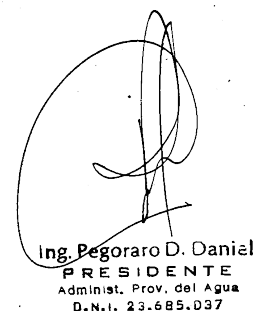
En el Plano 3 se muestra la pantalla – encofrado y armadura.

Dimensionamiento:

Materiales: Hormigón H-30; Acero ADN-420

Mux = Muy = 14,51 KNm


Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Se dimensiona para la carga máxima del tensor.

Fex nec = Fey nec= 5,67 cm2.

Adopto: 8 □ 10 (6,28 cm2) en ambos sentidos.

Pantalla Centrada - Manta				
P (KN):	100,4	Tiro del tensor	Hormigón: f _c (Mpa) = 30	
Pu (KN):	160,64	Carga MAYORADA = 1,6 P	Cálculo valores auxiliares:	
Geometría:	Medidas en (m)		bx = 0,20 m	
dx =	0,16	Altura útil horizontal	by = 0,20 m	
dy =	0,17	Altura útil Vertical	β = 1,00	
d =	0,165	Altura útil promedio	α _s = 40	Pantalla centrada
Lx =	1,00	Ancho de la pantalla	Y = 1	Pantalla centrada
Ly =	1,00	Alto de la pantalla	b _{wx} = 0,500 m	
cx =	0,15	Ancho placa de anclaje (horizontal)	b _{wy} = 0,500 m	
cy =	0,15	Alto placa de anclaje (vertical)	K _x = 0,43 m	
			K _y = 0,43 m	
			qu = 160,64 KN/m2	
Verificación al CORTE		Verificación al PUNZONADO:		
Se debe verificar que:		Ao = 0,099 m2		
$Vux = qu \cdot Ly \cdot (kx - dx) \leq \frac{0,75 \cdot bwy \cdot dx \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1000}{6}$		bo = 1,26 m		
		F = 4,00		
		Se debe verificar que:		
Vux = qu · Ly · (kx-dx) =	41,8	$Pu - qu \cdot Ao \leq 0,75 \cdot Y \cdot F \cdot bo \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1000 / 12$		
0,75 · bwy · dx · √f'c · 1000 / 6 =	54,8	Pu-qu·Ao = 144,7 KN		
		0,75 · Y · F · bo · d · √f'c · 1000 / 12 = 284,7 KN		
		Verifica		
$Vuy = qu \cdot Lx \cdot (ky - dy) \leq \frac{0,75 \cdot bwx \cdot dy \cdot \sqrt{f'c} \cdot 1000}{6}$				
		MOMENTOS solicitantes		
Vuy = qu · Lx · (ky-d) =	41,8	M _{ux} = 14,51 KNm		
0,75 · bwx · dy · √f'c · 1000 / 6 =	58,2	M _{uy} = 14,51 KNm		
		Verifica		

Del cálculo original realizado para la primera etapa de construcción, se incluyó un sistema de anclaje compuesto por vigas pilotines, tensores y una pantalla de anclaje. El mismo consideraba la utilización de suelo arenoso, sin cohesión, para la reconstitución del talud de arena. Que para nuevas verificaciones se determina que el sistema resulta estable dentro de la hipótesis de cálculo propuesta.

El sistema de anclaje otorga un margen de seguridad adicional a la estructura ante la posibilidad de fenómenos de erosión no contempladas o levantamiento pueda ocurrirle al sistema de mantas, es por eso que se considera apropiado mantener vigente la utilización de este sistema, igualando las condiciones de seguridad establecida para la primera etapa y dando homogeneidad a la obra integral.

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Verificación de tensión de punta y lateral de dimensionamiento de pilotines

A efectos de garantizar las adopciones realizadas, se encargó un estudio de suelo a través de la obra de la primera etapa, donde se verifico y corroboro los valores adoptados. A continuación, se adjunta tabla resumen

FUNDACIÓN INDIRECTA CON PILOTES		
ESFUERZOS	TENSION DE TRABAJO t / m²	PROFUNDIDAD N. T. N. (m)
<i>Resistencia Lateral (T)</i>	1,00	-2,00 a -7,00
<i>Resistencia Normal (σ)</i>	13,00	0,00 a -0,50
	8,00	-1,00 a -1,50
	5,00	-2,00 a -5,00
	45,00	-7,00 a -7,50

El estudio completo se adjunta a la documentación adicional dentro del ANEXO

Verificación de resistencia de mantas al izaje

Se considera la utilización de paños de 2x6 metros los serán hormigonados en un playón, y luego puesto en la posición por la grúa.

El material de soporte a utilizar deberá ser un geotextil tejido con loops constituidos por cintilla s de polipropileno con una resistencia a la tracción de 110/55 kN/m, es decir que en el sentido mayor la resistencia es de 110 kN/m.

$$w = 2,00 \text{ m} * 0,20\text{m (espesor)} * 80\% * 2,2 \text{ t/m}^3 = 0,704 \text{ t/m} = 7,04 \text{ kN/m}$$

Se verifica que, aun soportando el paño por un solo extremo, la sollicitación es inferior a la resistencia ofrecida por el material.

Durante la ejecución de la obra, se deberá proponer un método que de izaje que asegure la correcta distribución de los esfuerzos en el geotextil.

Detalle de terminaciones de sistema de mantas

En la documentación técnica se adjunta el plano N°3 donde se indica la terminación inferior del sistema de manta. El mismo está compuesto por un bloque de 0.30m de altura, de volumen tronco piramidal. En su base, los bloques tendrán una dimensión de 0.50 m x 0.2 m, reduciéndose en su cara superior a 0.45 m x 0.15 m

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Justificación de utilización de geotextiles no tejidos

La principal justificación para la utilización de geotextiles no tejidos como elemento de contacto con el suelo es la protección del talud expuesto en la etapa constructiva. Esto se debe al constante oleaje que obliga a proteger momentáneamente al talud conformado con esta primera barrera.

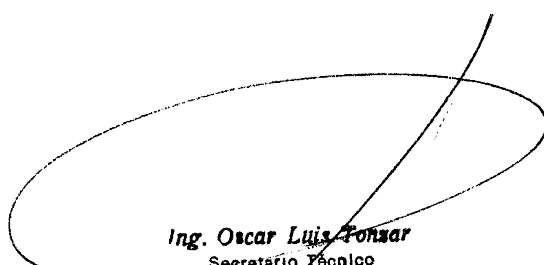
Otro punto es la adopción de material cohesivo para reconstituir el talud, siendo necesario durante la etapa constructiva la protección contra algún efecto de lavado de finos hasta la disposición final de la manta flexible

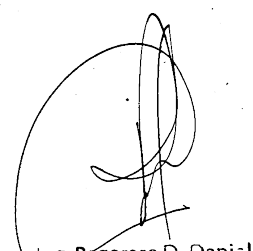
Manejo y utilización de escombros ubicados en la traza

Dentro del ítem 3.1: Relleno por aporte de suelo, sin compactación especial, se deja considerado en el pliego la presencia de escombros que deberán removerse. A continuación, se transcribe textual:

“Debido a la presencia de bloques y escombros de hormigón ubicados en la barranca del barrio, será necesario a la demolición de los mismos a fin de permitir la correcta concreción de talud propuesto. Los escombros de gran tamaño deberán ser seccionados en bloques de menor dimensión tal que sean manipulables. El método de disposición final de estos residuos será determinado por la inspección de obra”

La ubicación final de los escombros será determinada por la inspección, pudiendo estos quedar enterrados, ser dispuestos a manera de escollera al pie de las mantas o retirados del sector. Queda esto establecido dentro pliego.


Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

3-DREN DE ABATIMIENO

Este cálculo del dren fue solicitado por la Inspección de Obra de la ETAPA I como un estudio complementario debido al cambio de arena por suelo como material de reconstitución del talud.

Este cambio genera una discontinuidad en el paso del agua desde la arena donde se encuentra asentada el barrio hacia el rio Paraná. El dren tiene como objeto la evacuación en corto plazo de los excesos evitando así sobrepresiones en el espaldón del talud reconstituido.

Adicionalmente, el dren mediante la inclusión de geotextiles tiene la función de evitar la inducción de algún fenómeno de socavación debido a arrastre de finos

El detalle de una caja recubierta por una membrana de geotextil de 200 gr/m² y relleno con piedra partida de origen basáltico. En el seno del núcleo de piedra se encuentra un caño de PVC Ø160 con ranuras.

Cálculo de dren interceptor para abatimiento freático.

El cálculo del dren interceptor se basa en los siguientes parámetros:

$$Q_{nf} = K * t * Aa$$

$$t = \frac{Nd - Nf}{B}$$

$$Aa = (Nd - Nf) * L$$

Donde:

K: Coeficiente de permeabilidad del suelo subyacente (cm/seg) 10⁻³ cm/seg

I: Gradiente hidráulico

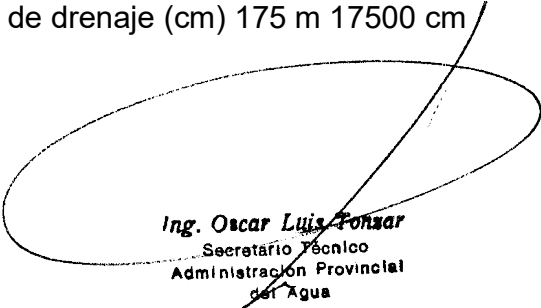
Nd: Profundidad inferior del dren. (cm) 350 cm

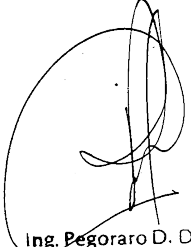
Nf Profundidad de la napa freática. (cm) 100 cm

Aa: Área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático (cm²) 4375000 cm²

B: Es el área de aporte (cm²) 20 m 2000 cm

L: Longitud del tramo de drenaje (cm) 175 m 17500 cm


Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Qnf: Caudal de infiltración. (cm^3/seg) $2187 \text{ cm}^2/\text{seg} - 2.187 \text{ lts}/\text{seg}$.

Diseño del dren

El dren se establecerá de ancho 0.60 m alto 1.00 m, recubierto en geotextil y relleno de piedra partida con caño ranurado interior.

Pendiente del caño, 0.002 m/m

N: 0.010

Diámetro 160 mm.

Coefficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad adoptado para el cálculo de los drenes es $10^{-3} \text{ cm}/\text{seg}$. El mismo se obtiene de la siguiente tabla (TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph – (1973, 2ª Edición) – Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica – Librería El Ateneo Editorial, Barcelona), donde se considera un drenaje bueno para una arena con presencia de limos.

TABLA I: Valores de k en cm/seg

	100	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drenaje	Bueno			Pobre				Prácticamente impermeable				
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava		Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición				
				Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. ³								
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k	Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.					
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.							Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia				

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

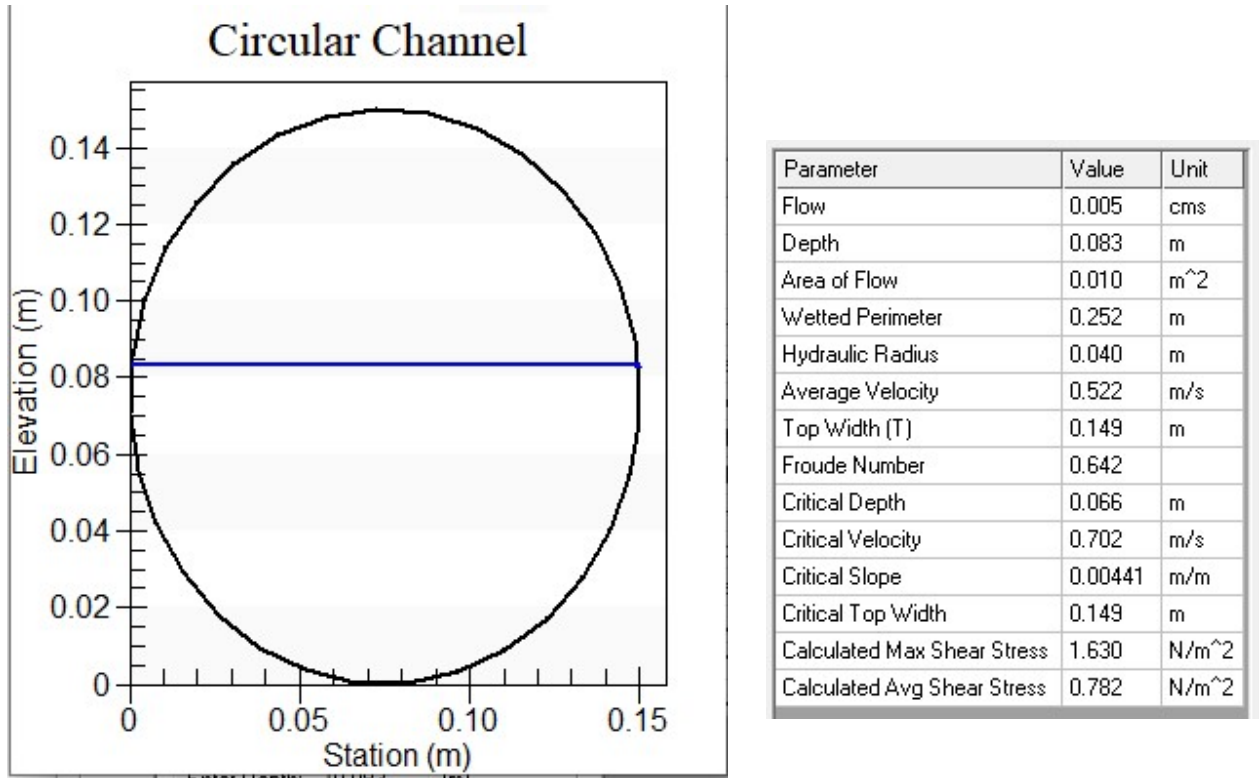


Imagen 2 - Configuración del dren.

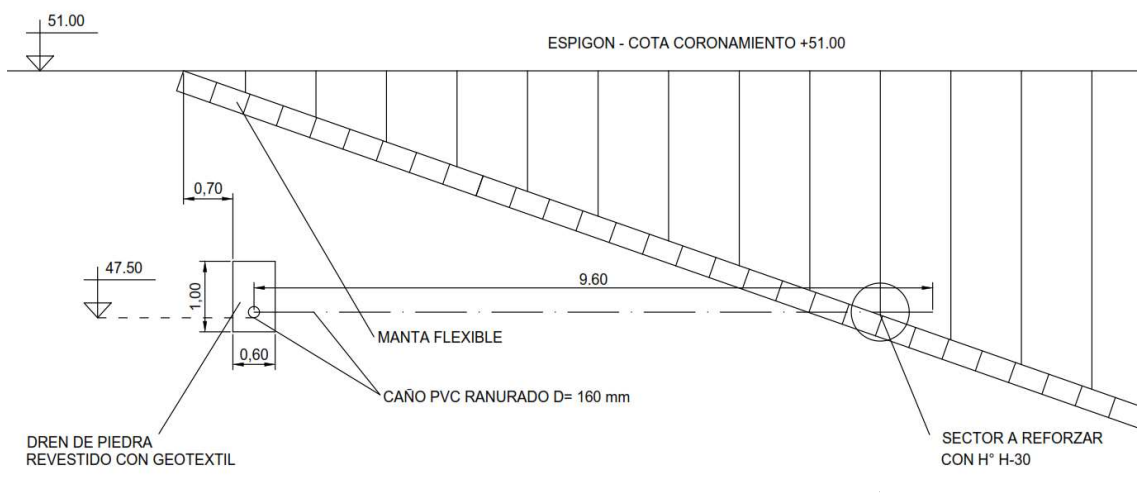


Imagen 3 – Corte transversal

Ing. Oscar Luis Ponsar
 Secretario Técnico
 Administración Provincial
 del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
 PRESIDENTE
 Administ. Prov. del Agua
 D.N.I. 23.685.037

La ubicación de los drenes horizontales se determinó en primera instancia mediante observación de los estratos presentes en la zona de trabajo de la obra en ejecución.

Mediante nivelación se determinó que existe un estrato de limo que se encuentra entre cotas 48.00 y 47.00 MOP.

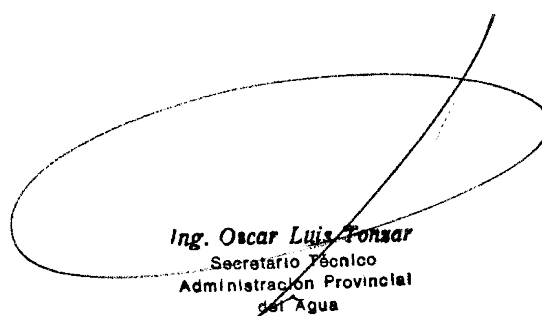
Posteriormente se confirmó mediante un estudio de suelo la presencia de un estrato limoso. Para este pozo particular, la cota de boca se encuentra a +52.00 MOP, apareciendo a una profundidad de -4.00 los estratos limosos.

CLASIFICACION DE SUELOS DEL PERFIL

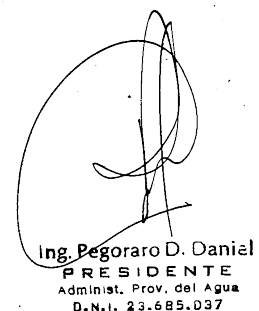
OBRA:	DEFENSA BARRIO PEDRO PESCADOR
UBICACIÓN:	COLONIA BENITEZ - CHACO
FECHA:	ago-22

S5		FILTRACIONES		2.00 m		LIMITES DE ATTERBERG						Consistencia relativa	S.P.T N	CLAS. S.U.C.S
Prof. de (m)	Prof. hasta (m)	DESCRIPCIÓN	HUM. NAT. (%)	ANALISIS GRANULOMÉTRICO					LL (%)	LP (%)	IP (%)			
				P.T 4 (%)	P.T 10 (%)	P.T 40 (%)	P.T 100 (%)	P.T 200 (%)						
0.50	1.00	Arena mal graduada con limo	3.3	100.0	100.0	67.6	16.2	6.2	NP	NP	NP	Suelta	9	SM-SP
1.00	2.00	Arena mal graduada	2.8	100.0	100.0	61.8	12.2	4.2	NP	NP	NP	Suelta	10	SP
2.00	3.00	Arena mal graduada	3.2	100.0	100.0	61.8	11.8	4.8	NP	NP	NP	Muy Suelta	3	SP
3.00	4.00	Arena mal graduada con limo	3.9	100.0	100.0	76.0	21.4	5.6	NP	NP	NP	Suelta	5	SM-SP
4.00	5.00	Arena mal graduada con limo	3.2	100.0	100.0	69.0	16.4	5.6	NP	NP	NP	Muy Suelta	3	SM-SP
5.00	6.00	Arena mal graduada	16.6	100.0	100.0	60.0	13.0	5.0	NP	NP	NP	Suelta	4	SP
6.00	7.00	Arena mal graduada	16.4	100.0	100.0	57.6	11.6	4.8	NP	NP	NP	Suelta	9	SP
7.00	8.00	Arena mal graduada con limo	17.3	100.0	100.0	61.6	16.2	7.0	NP	NP	NP	Suelta	10	SM-SP
8.00	9.00	Arena mal graduada con limo	17.2	100.0	100.0	59.0	14.4	7.2	NP	NP	NP	Media	14	SM-SP
9.00	10.00	Arena mal graduada con limo	15.0	100.0	100.0	59.0	14.0	5.6	NP	NP	NP	Media	15	SM-SP

El estudio completo se adjunta a la documentación adicional dentro del ANEXO



Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

4-PROYECTO HIDRAULICO

Objeto del Proyecto.

Las obras que se detallan en la presente memoria técnica corresponden a la red pluvial del proyecto de defensa Barrio San Pedro Pescador, el cual tiene la finalidad de presentar una propuesta para mejorar de forma sustentable la calidad de vida de sus habitantes contribuyendo a la inclusión urbana y social dentro del asentamiento San Pedro Pescador, mediante la ejecución de un conjunto de obras que permitirán consolidar a los vecinos en el lugar que habitan, brindándoles una mejora sustancial solucionando los problemas de drenaje urbano que los aquejan actualmente.

Ubicación.

El asentamiento San Pedro Pescador se encuentra en el departamento Primero de Mayo de la Provincia del Chaco y depende administrativamente del municipio de Colonia Benítez. Está ubicado sobre el delgado albardón costero del río Paraná y ocupa el lado izquierdo de la cabecera chaqueña del Puente General Manuel Belgrano, que une la provincia del Chaco con la ciudad de Corrientes.

Este asentamiento tiene la particularidad de ser del tipo irregular donde las características costas bajas e inundables de la margen derecha del río Paraná son



Ing. Oscar Luis Fonzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

poco propicias para el asentamiento humano, siendo San Pedro Pescador el único asentamiento urbano del Chaco ubicado sobre el cauce principal de este río.

Relevamientos topográficos.

Como primer paso, procedió a realizar una nivelación sobre el predio estando la misma vinculada al plano de referencia IGN. Se obtuvieron cotas de rasante de calle, umbral de casas y puntos notorios determinados durante recorridos previos. Todo esto con la correspondiente referenciación para posterior trabajo en un marco digital.

Se procedió a realizar un relevamiento altimétrico generando una malla de nivelación de densidad constante de todo el predio. En sectores de mayor interés se procedió a densificar la malla a fin de que los cálculos posteriores sean más representativos.

Adicionalmente se procedió a validar información extra a fin de incorporar nivelaciones perimetrales antecedentes que posee este equipo de proyecto.

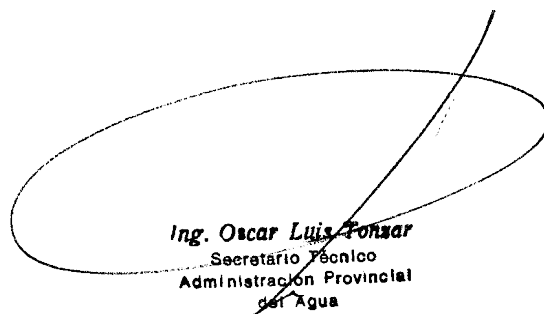
Determinación de sentidos de escurrimiento.

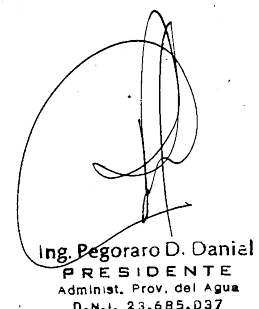
Con los datos obtenidos se procedió a realizar las curvas de nivel del sector en estudio. Luego de varias iteraciones, se determinó que el intervalo entre curvas óptimo es de 1.00 entre principales y 0.20 m entre secundarias.

Se verifica que en San Pedro Pescador se tienen cotas topográficas que oscilan entre los 52.50 IGN y los 49.50 IGN en la zona habitada. También resulta notorio la presencia de hoyas o profundidades dentro de las manzanas que provoca los anegamientos internos manifestados por vecinos durante las recorridas. Estas situaciones también validan los datos relevados en terreno.

Con la información ya procesada y validada, se procedió a definir los sentidos de escurrimientos de los distintos sectores y a proponer una solución donde no existe un sentido definido.

La irregularidad propia del asentamiento y junto a la topografía, resulta en varios sentidos de escurrimiento que en líneas generales tienen su inicio en la calle o acceso principal de San Pedro Pescador.


Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua


Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Calculo hidrológico – hidráulico

Cuencas de aporte

Las cuencas de aporte fueron trazadas a partir de la topografía realizada, las curvas de nivel generadas, la recorrida y el relevamiento visual efectuado por el equipo de trabajo y las imágenes satelitales obtenidas del software Google Earth.

Se definieron los límites donde el escurrimiento superficial se divide para ser encauzado por las calles de tierra hasta desembocar en su punto topográfico más bajo.



Figura 2. Definición de cuencas.

Cuenca N°1= 0,20 has

Cuenca N°2= 0,34 has

Cuenca N°3= 0,64 has

Cuenca N°4= 0,16 has

Cuenca N°5= 0,17 has

Cuenca N°6= 0,33 has

Cuenca N°7= 0,32 has

Cuenca N°8= 0,23 has

Cuenca N°9= 0,74 has

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Cuenca N°10= 0,25 has Cuenca N°11= 0,37 has Cuenca N°12= 0,70 has
Cuenca N°13= 0,31 has Cuenca N°14= 1,27 has Cuenca N°15= 0,44 has
Cuenca N°16= 0,14 has Cuenca N°17= 0,40 has

Determinación de Tiempos de Recurrencia

El Tiempo de recurrencia o periodo de retorno se define como el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. A mayor tiempo de recurrencia tendremos eventos de mayor magnitud y por consiguiente se deberán hacer obras de mitigaciones más costosas.

Para el análisis hidrológico de la situación considerando las futuras obras de pavimento y urbanización, se adoptó 10 años de tiempo de recurrencia.

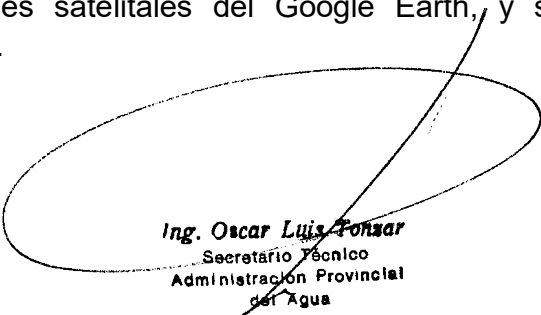
Usos del suelo

Una de las variables que presenta mayor incertidumbre en su determinación es el porcentaje de la lluvia que producirá escurrimiento directo, es decir la transformación lluvia caudal, la cual dependerá de la mayor o menor permeabilidad del área en estudio, de las pendientes y las características de encharcamiento.

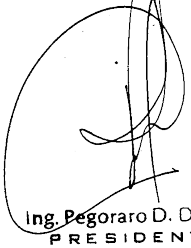
Las áreas impermeables producen una escorrentía cercana al 100% una vez que han sido mojadas. La infiltración en las áreas permeables disminuye a medida que la lluvia continúa y estará condicionado por la porosidad del suelo, la vegetación, los almacenamientos en depresiones y el grado de densidad urbana de la zona.

En áreas que presentan heterogeneidades, tales como distintos porcentajes de superficies permeables e impermeables se determinan coeficientes de cálculo ponderados dependiendo del método utilizado. Por ejemplo para el método Racional se determina el coeficiente de escorrentía "C" o para el método del Servicio de Conservación de Suelos el "CN". En nuestro caso se calcula el coeficiente de escorrentía "C" utilizado en el Método Racional.

En este trabajo se determinaron los usos del suelo de toda el área de estudio, basados en imágenes satelitales del Google Earth, y suponiendo las obras pavimentación futura.



Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Realizando estas estimaciones se obtienen los siguientes porcentajes de uso del y el correspondiente coeficiente de escorrentía de acuerdo a Tabla 15.1.1. del libro

"Hidrología Aplicada" - Ven Te Chow - David Maidment - Larry W. Mays, para un "Período de retorno" de 10 años, para ser aplicado en el Método Racional.

Coeficiente de escorrentía promedio adoptado para todas las cuencas → C=0,70

Tiempo de Concentración

Entendiendo por "*Tiempo de Concentración*" a aquel tiempo requerido para que toda la cuenca hidrográfica aporte al flujo de la corriente en la salida o, más específicamente, el tiempo que tarda el agua en "*viajar*" desde el punto más distante en la cuenca hasta la salida de esta.

Su valor se obtiene como la suma de un tiempo de escurrimiento en flujo no encausado o mantiforme (sistema mayor), y un tiempo en flujo encausado (sistema menor).

Existiendo múltiples posibilidades en términos de los recorridos que se pueden considerar para cada una de las áreas correspondientes a las subcuencas de escurrimiento. Se considera, para el cálculo del "*Tc*" el mayor de todos.

El modelo analítico adoptado para el cálculo es el propuesto por Kirpich, adaptado para cuencas rurales con canales bien definidos para áreas menores a 50 Km².

$$Tc = 3,989 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$$

Siendo:

Tc (min) : tiempo de concentración

L (Km) : máxima longitud recorrida desde el punto hidráulicamente más alejado

S (m/m) : pendiente del terreno

Tiempo de concentración calculado → Tc=15 min

Intensidad de Lluvia

La Intensidad a utilizar en este trabajo están normadas por la Administración Provincial del Agua de la Provincia del Chaco (A.P.A.) y corresponden a la Ciudad

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

de Resistencia según Resolución 079/11 en la cual se han ajustado los parámetros de la ecuación de las curvas IDF para el “Plan Director De Desagües Pluviales, Zona Norte, Resistencia”.

La actualización de las Curvas IDF utilizadas para la adopción de la Tormenta de Diseño, responde a la ecuación siguiente:

$$i = \frac{A}{(B + d)^C}$$

Donde:

A, B, C, = parámetros de ajuste adimensionales de la función adoptada

i = intensidad de precipitación en mm/hs

d = tiempo de duración en minutos

Esta expresión matemática relaciona la Duración del evento Td con la Intensidad de Precipitación Ip a través de 3 parámetros de ajuste adimensionales A , B y C que adquieren distintos valores según el Tiempo de Recurrencia TR o la Frecuencia F asociada.

El ajuste realizado se centró en la valoración de aquellos parámetros A , B y C que minimizan la sumatoria de los errores absolutos que se cometen al ajustar los pares de valores obtenidos mediante el estudio estadístico (Intensidad de Precipitación – Duración), con los calculados a través de la fórmula matemática.

Los parámetros A , B y C que mejor han ajustado para las relaciones Intensidad de Precipitación – Duración – Frecuencia sobre las series de datos de pluviografía, se presentan en la siguiente Tabla .

Coefficientes de la curva I.D.F. actualizados para Resistencia.

Tiempo de retorno	Parámetros obtenidos		
	A	B	C
2 años	740	8.1	0.63299
5 años	1201.5	11.1	0.684
10 años	1648.5	16	0.716
25 años	2300	24.5	0.745
50 años	2135	24	0.711

Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Se adopta para nuestro cálculo el periodo de recurrencia o retorno de 10 años y $T_c=d$.

$$i = \frac{11648,5}{(16 + d)^{0,716}}$$

Intensidad de precipitación calculada $\rightarrow i = 139.65 \text{ mm/hs}$

Determinación del caudal máximo de diseño

Es necesario determinar por cualquiera de los métodos conocidos el Escurrimiento Superficial Directo que provoca una Tormenta de Diseño, esto incluye conocer el Caudal Pico, Volumen y Forma del Hidrograma para un Tiempo de Recurrencia (TR) acorde con la obra que se proyecta.

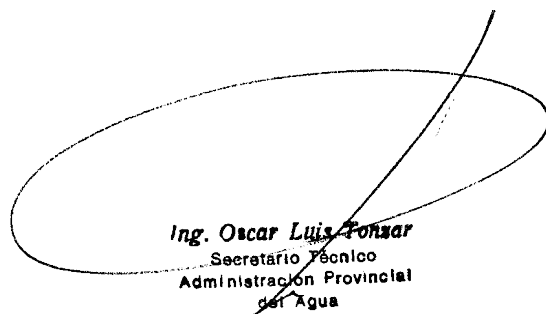
En Hidrología Urbana existen dos métodos consagrados que permiten este cálculo, ellos son: el Método Racional, aplicable a cuencas urbanas de áreas inferiores a 3 km^2 , y los métodos basados en la teoría del Hidrograma Unitario, aplicables en cuencas de áreas mayores.

En este trabajo se utilizó el Método Racional:

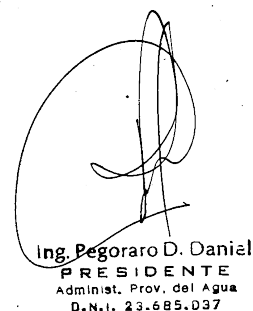
$$Q_p = 0.275 \times C \times I \times A$$

Donde:

- Q_p : Caudal Pico en [m^3/seg]
- C : Coeficiente de Escorrentía
- I : Intensidad media en [mm/hs]
- A : Área de la cuenca en [Km^2]



Ing. Oscar Luis Ponzar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

Cálculo de caudales.

CUENCA	SUPERFICIE (Km ²)	C	Ip (mm/hs)	Qp (m ³ /seg)
C10-12	0,0095	0,70	139,65	0,255
C11-13	0,0068	0,70	139,65	0,182
C14	0,0127	0,70	139,65	0,341
C15-16-17	0,0098	0,70	139,65	0,263

Dimensionamiento de conductos.

Obtenidos los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales de diseño de las cuencas aplicando el Método Racional, se procede a dimensionar los conductos, para dimensionar el sistema de desagües integral del barrio San Pedro Pescador – Chaco.

Aplicando el Método Racional se obtuvieron los siguientes resultados:

Descarga N° 1 → Conducto PEAD f= 0.60 m

Descarga N° 2 → Conducto PEAD f= 0.80 m

Descarga N° 3 → Conducto PEAD f= 0.80 m

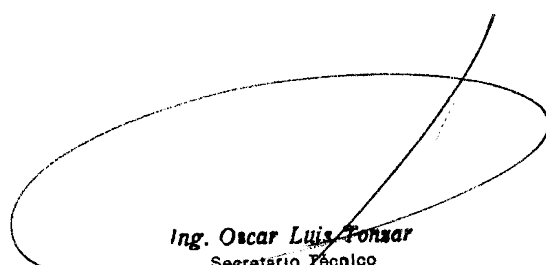
Descripción	Long. m	Cota inicio m	Cota final m	Pte. m/m	Área drenada has	C	$\sum C \times A$	Int de lluvia i (mm/h)	Caudal Qd m ³ /s	n	ϕ adop. m	S m ²	V m/s	Qc m ³ /s	< >	Qd m ³ /s	CONDICION
CONDUCTO 1	60,00	50,37	50,22	0,002	0,98	0,70	0,002	139,65	0,255	0,010	0,60	0,28	1,41	0,40	>	0,26	=> BC
CONDUCTO 2	140,00	50,61	50,27	0,002	1,63	0,70	0,003	139,65	0,443	0,010	0,80	0,50	1,69	0,85	>	0,44	=> BC
CONDUCTO 3	11,50	47,27	47,25	0,002	1,27	0,70	0,002	139,65	0,345	0,010	0,80	0,50	1,43	0,72	>	0,34	=> BC

Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua

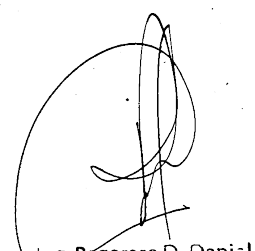
Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037

DOCUMENTACIÓN ANEXA

- Estudio Geotécnico – Gauto Ingeniería
- Plano Cuencas
- Folletería Sistema *BetonFlex*
- Folletería Geotextil *PlusTex T*
- Presupuestos Colchonetas
- Presupuestos Conductos PEAD
- Se incluye, como antecedente, documentación del Proyecto resultante del ITEM 1 “Revisión de Proyecto y Detalles de Ingeniería” aprobada oportunamente por la Supervisión de Obra.



Ing. Oscar Luis Ponsar
Secretario Técnico
Administración Provincial
del Agua



Ing. Pegoraro D. Daniel
PRESIDENTE
Administ. Prov. del Agua
D.N.I. 23.685.037