



***Universidad Tecnológica
Nacional***

Facultad Regional La Plata

Departamento de Ingeniería Civil

Cátedra: Proyecto Final. Año 2016

Alumno: Diego Sebastián Moreno

Título del trabajo: ***“RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL
ARROYO TANDILEOFÚ PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES
DEL PARTIDO DE AYACUCHO”***

Director: Ing. Eduardo Quartara

Índice de contenido

Introducción	5
<u>Capítulo 1</u>	
Introducción: Demografía	8
La estructura productiva del partido de Ayacucho	13
Caracterización Hidrogeológica	16
Riesgo hídrico	18
Suelos	22
Ambiente y usos del suelo en la cuenca del Arroyo Tandileofú	25
Cambio climático y recurrencia de inundaciones en el Partido de Ayacucho	28
Obras públicas y gestión de las inundaciones en el Partido de Ayacucho	31
<u>Capítulo 2</u>	
Introducción: Problemática de la Cuenca Urbana	36
Situación actual de los barrios	39
Diagnostico	44
Análisis Estado Actual	46
Memoria Descriptiva B° El Estadio	51
Memoria de cálculo B° El Estadio	63
Consideraciones finales.	73
<u>Capítulo 3</u>	
Introducción: Medidas y acciones, control de drenaje	77
Desarrollo	80
Obras Propuestas	87
Ampliación del cauce del Arroyo Tandileofú	87
Delimitación de la cuenca	87
Parámetros morfométricos de la cuenca	95
Tiempo de Concentración y Tormenta Proyecto de la cuenca	95
Calculo de Tc según formulas clásicas	97
Determinación de caudales de salida	108
Consideraciones finales	110

Capítulo 4

Introducción: Acciones sobre el cauce del A° Tandileofú	112
Primer eje	113
Área de influencia del proyecto	113
Segundo eje	118
Pre dimensionamiento y verificación canal trapezoidal	118
Verificación de sección de canal 1, aguas arriba de embalse	121
Verificación de sección de canal 2, aguas abajo de embalse	122
Tercer eje	123
Puentes	123
Puente sobre Ruta Provincial N° 29	123
Características del nuevo puente	123
Geometría de la sección transversal y cotas	124
Superestructura	125
Infraestructura de Estribos	125
Pila del puente	126
Puente sobre Ruta Provincial N° 50	126
Características del nuevo puente	126
Geometría de la sección transversal y cotas	127
Superestructura	128
Infraestructura de Estribos	128
Pila del puente	128
Cuarto eje	130
Disposición de Suelos	130

Capítulo 5

Introducción: Diseño de Embalse	132
Zonificación del reservorio	133
Presas	136
Tipo de presa	137
Aliviadero o vertedor	139
Diseño del embalse	142
Operación del embalse	142
Altura de la presa	143

Volúmenes característicos del embalse	144
Determinación del volumen muerto del embalse (VM	145
Determinación del volumen útil (VU	148
Cálculo del volumen de crecidas (VC	150
Conclusión	154
<u>REFLEXIONES FINALES</u>	157

INTRODUCCIÓN

El Partido de Ayacucho se encuentra ubicado a los 37°07'00"S 58°28'00" (Altitud 20 msnm mínima - 125 msnm máxima), en la denominada "Pampa deprimida". Presenta campos altos (70% fértiles, de pastos nutritivos y tierras permeables) y campos llanos (menos fértiles, con tierras gredosas, poco permeables y de pastos menos nutritivos propicios en verano para la ganadería). Las tierras son en general negras y las extensas llanuras que ocupan los campos, se suelen interrumpir por lomadas de poca altura.

Las distancias con las ciudades más importantes de la provincia son las siguientes: a La Plata, 285 kms; a Buenos Aires, 330 kms; a Mar del Plata, 160 kms; a Bahía Blanca, 480 kms; a Tandil, 80 kms. Las principales vías de acceso son las Rutas Provinciales 29, 50 y 74.

En el partido existen, además del casco urbano, pequeñas localidades rurales como Udaquiola, Langueyú, Solanet, La Constancia, Cangallo y Fair ubicadas en diferentes cuarteles.

Fechas de Fundación del Partido: Ley del 19 de julio de 1865, promulgada el 31 de agosto de ese mismo año. De la Ciudad de Ayacucho: 22 de junio de 1866.

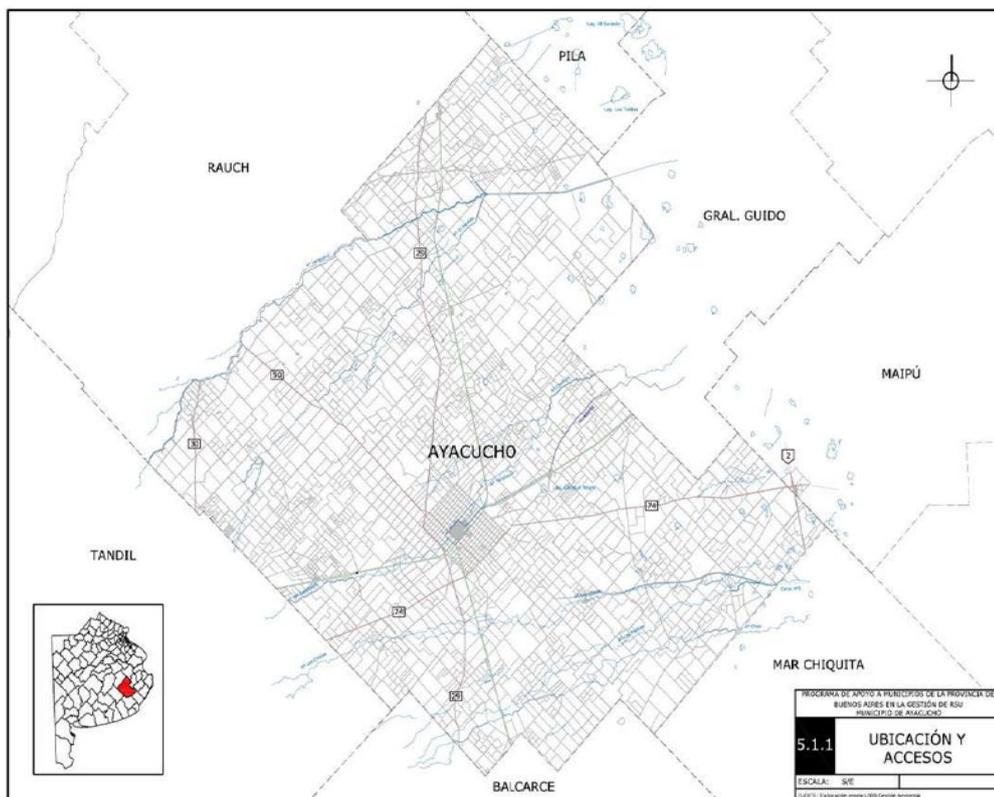


Fig.1: Ubicación y Accesos partido de Ayacucho.

Uno de los problemas importantes que debe sortear el hombre para su desarrollo como sociedad es el climático, principalmente los acaecidos en estos últimos años, recalentamiento global, las lluvias crecientes y sus devastadoras consecuencias, las inundaciones, tanto rurales por la vasta llanura pampeana que caracteriza esta región del partido de Ayacucho y las inundaciones urbanas, con todo esa problemática social que trae consigo la reubicación de familias, nuevas viviendas, pérdidas económicas que hacen a un pueblo de 20.000 habitantes vulnerables a toda acción de la naturaleza.

Para que este control de inundaciones sea efectivo debemos analizar que sucede en el cauce del A° Tandileofú, y zonas aledañas de campos inundables, su canalización y entubamiento que atraviesa el pueblo.

A lo largo del desarrollo del presente trabajo veremos las soluciones planteadas respecto a la rectificación, canalización, desvío del A° Tandileofú y el desarrollo de un área destinada a una presa de regulación por control de crecidas al ingreso de la ciudad de Ayacucho.

En el capítulo 1 se desarrollará el marco socio-económico-político y ambiental que permitirá elaborar un correcto diagnóstico y pronóstico situacional que será la base del posterior diseño y proyecto motivo de la presente investigación.

El capítulo 2 abordará la problemática de la cuenca urbana, desarrollando el proyecto de la ampliación de la red de desagües pluviales de 2 barrios que actualmente son vulnerables a las inundaciones urbanas.

En el capítulo 3 analizaremos las inundaciones periurbanas, determinando el caudal pico a efectos de verificar el diseño del canal principal por medio de un dragado, rectificación del A° Tandileofú y su desvío a una cava que actualmente presenta usos múltiples (retiro de suelo para compensar caminos rurales y espectáculo automovilístico de rally "Mar y Sierras" 2 veces al año).

El capítulo 4 surge como consecuencia de la ampliación de la sección hidráulica del A° Tandileofú, los puentes vehiculares existentes sobre la Ruta Provincial N° 50 y Ruta Provincial N° 29, constituyen un estrangulamiento del curso de agua, en épocas de crecidas, poniendo en riesgo por el remanso que generan aguas arriba, a ciertos sectores agropecuarios de la ciudad de Ayacucho. A efectos de mitigar los riesgos de inundación que los puentes existentes podrían

generar en épocas de crecidas, se propone la construcción y ampliación de nuevos puentes y/o aliviadores a los existentes.

El capítulo 5 de este estudio presenta un marco teórico sobre el diseño y verificación de embalse y vertedero, información general (conceptos, definiciones e hipótesis), los impactos ambientales que generan, tratando de abarcar tanto los efectos directos como los indirectos, diferentes aspectos sociales, económicos, políticos, ecológicos.

Para concluir, serán presentadas algunas recomendaciones del tema abordado, para posterior investigación de personas que estén interesadas en el tema y reflexiones finales, donde se evidenciará a modo comparativo las soluciones que traerá aparejado una obra de esta envergadura respecto a la recuperación político, social y productiva de los campos del partido.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN:

DEMOGRAFÍA

El partido de Ayacucho ocupa 674.890 has, con una densidad de 2,9 hab/km². A título informativo, citamos a continuación los datos correspondientes a la población total, grupos de edad e índice de masculinidad según Censo de Población de 2010.

Cuadro P2-D, Provincia de Buenos Aires, partido Ayacucho, Población Total por sexo e índice de masculinidad, según edad en años simples y grupos quinquenales de edad. Año 2010				
Edad	Población total	sexo		Índice de masculinidad
		Varones	Mujeres	
91	24	5	19	26,3
92	20	5	15	33,3
93	17	2	15	13,3
94	13	0	13	-
95-99	21	4	17	23,5
95	8	2	6	33,3
96	3	1	2	50
97	4	0	4	-
98	4	1	3	33,3
99	2	0	2	-
100 y más	0	0	0	-

Nota: La población total incluye a las personas viviendo en situación de calle. El índice de masculinidad indica la cantidad de varones por cada 100 mujeres. Fuente: INDEC, Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2010.

Tabla 1: Población Total por sexo, Censo Indec 2010

Cuadro P2-D. Provincia de Buenos Aires, partido Ayacucho. Población total por sexo e índice de masculinidad, según edad en años simples y grupos quinquenales de edad. Año 2010

Edad	Población total	Sexo		Índice de masculinidad
		Varones	Mujeres	
Total	20.337	9.985	10.352	96,5
0-4	1.681	861	820	105,0
0	331	179	152	117,8
1	334	170	164	103,7
2	350	167	183	91,3
3	328	172	156	110,3
4	338	173	165	104,8
5-9	1.679	850	829	102,5
5	349	178	171	104,1
6	340	172	168	102,4
7	353	168	185	90,8
8	294	161	133	121,1
9	343	171	172	99,4
10-14	1.704	909	795	114,3
10	307	157	150	104,7
11	338	179	159	112,6
12	344	179	165	108,5
13	340	197	143	137,8
14	375	197	178	110,7
15-19	1.687	871	816	106,7
15	361	187	174	107,5
16	325	174	151	115,2
17	332	170	162	104,9
18	339	167	172	97,1
19	330	173	157	110,2
20-24	1.416	717	699	102,6
20	311	164	147	111,6
21	261	129	132	97,7
22	257	121	136	89,0
23	324	165	159	103,8
24	263	138	125	110,4
25-29	1.354	694	660	105,2
25	291	145	146	99,3
26	255	121	134	90,3
27	260	146	114	128,1
28	279	147	132	111,4
29	269	135	134	100,7
30-34	1.308	640	668	95,8
30	274	120	154	77,9
31	274	143	131	109,2
32	249	118	131	90,1
33	264	128	136	94,1
34	247	131	116	112,9
35-39	1.243	597	646	92,4
35	227	108	119	90,8
36	281	140	141	99,3
37	275	125	150	83,3
38	230	113	117	96,6
39	230	111	119	93,3
40-44	1.141	563	578	97,4
40	236	117	119	98,3
41	243	123	120	102,5
42	229	115	114	100,9
43	206	99	107	92,5
44	227	109	118	92,4

Tabla 2: Población Total por sexo, según edad, Censo Indec 2010

Cuadro P2-D. Provincia de Buenos Aires, partido Ayacucho. Población total por sexo e índice de masculinidad, según edad en años simples y grupos quinquenales de edad. Año 2010

Edad	Población total	Sexo		Índice de masculinidad
		Varones	Mujeres	
45-49	1.183	588	595	98,8
45	263	133	130	102,3
46	240	118	122	96,7
47	239	116	123	94,3
48	226	109	117	93,2
49	215	112	103	108,7
50-54	1.049	512	537	95,3
50	232	113	119	95,0
51	202	96	106	90,6
52	187	87	100	87,0
53	221	109	112	97,3
54	207	107	100	107,0
55-59	1.007	494	513	96,3
55	191	93	98	94,9
56	205	99	106	93,4
57	210	98	112	87,5
58	220	114	106	107,5
59	181	90	91	98,9
60-64	988	481	507	94,9
60	200	94	106	88,7
61	192	89	103	86,4
62	203	104	99	105,1
63	205	102	103	99,0
64	188	92	96	95,8
65-69	863	424	439	96,6
65	194	94	100	94,0
66	178	99	79	125,3
67	159	72	87	82,8
68	171	82	89	92,1
69	161	77	84	91,7
70-74	677	288	389	74,0
70	145	64	81	79,0
71	140	56	84	66,7
72	124	55	69	79,7
73	143	58	85	68,2
74	125	55	70	78,6
75-79	551	247	304	81,3
75	126	69	57	121,1
76	118	50	68	73,5
77	110	53	57	93,0
78	105	46	59	78,0
79	92	29	63	46,0
80-84	409	148	261	56,7
80	104	45	59	76,3
81	67	24	43	55,8
82	93	31	62	50,0
83	76	26	50	52,0
84	69	22	47	46,8
85-89	260	75	185	40,5
85	60	17	43	39,5
86	77	29	48	60,4
87	52	12	40	30,0
88	42	11	31	35,5
89	29	6	23	26,1
90-94	113	22	91	24,2
90	39	10	29	34,5

Tabla 2: Población Total por sexo, según edad, Censo Indec 2010

En base a los datos surgidos del último censo, y utilizando índices comparados y proyectivos, es posible prever un leve crecimiento poblacional si pensamos en el mediano plazo 2010-2025.

AÑO	2010	2018	2025
Cantidad de Habitantes	20.505	21.143	21.645

Tabla 3: Crecimiento poblacional, según edad, Censo Indec 2010 ¹

Si bien no existen estadísticas al respecto, el proceso de despoblamiento rural se ha pronunciado entre 1990 y 2010, como resultado de grandes cambios en la estructura productiva y laboral tanto a nivel local como provincial y nacional.²

Como hemos descripto en la introducción, el partido de Ayacucho ha atravesado en su historia los vaivenes socio históricos definidos por la migración del campo a la ciudad y de la ciudad cabecera del partido a otras ciudades más grandes en los últimos 80 años (Zubiaurre, 2010; Balsa, 2012; Moreno, 2014).

Como dice un informe oficial de la Dcción. de Estadísticas y Censos *"Desde la década del 1980 predominan los movimientos urbanos, desde ciudades pequeñas a centros urbanos de mayor envergadura. No obstante las zonas rurales continúan expulsando población, los flujos han disminuido notablemente dada la altísima urbanización que presentan el país y la Provincia. En la actualidad los mayores desplazamientos de la población son interurbanos (...)."*³

La escasa provisión de servicios como salud, transporte, luz eléctrica, internet, servicios educativos y en particular el aislamiento en que quedan los pobladores rurales frente a las inundaciones cada vez más frecuentes, hacen que ese proceso migratorio se acentúe. La última gran inundación, sucedida en los meses de invierno de 2015, dejó al descubierto la escasa previsibilidad de los gobernantes y del Estado en general para minimizar los impactos generados por

¹ Tabla de elaboración propia en base al informe sobre proyección del crecimiento demográfico del Partido de Ayacucho elaborado por la Subsecretaría de Coordinación Económica, Dirección Provincial de Estadística, Ministerio de Economía, 2016. Disponible en

http://www.estadistica.ec.gba.gov.ar/dpe/images/Proyecciones_x_municipio_2010-2025.pdf

² Informe PISAC (Programa de Investigación sobre la sociedad Argentina contemporánea), Ministerio de Ciencia y Tecnología de la Nación.

³ Informe oficial de la dirección de Estadísticas y Censos. Año 2010.

tal fenómeno natural, en este caso la gran cantidad de lluvia sobre territorios ya saturados. (Tema a desarrollar en los capítulos subsiguientes) ⁴

En relación a esta situación general para la región pampeana, y si bien no existen datos actualizados al año 2018 sobre el partido, es posible vislumbrar un proceso de creciente despoblación rural caracterizado por las migraciones de familiares de productores hacia la ciudad y la instalación permanente y provisoria a la vez de las familias de trabajadores asalariados provenientes del norte del país empleados por los medianos productores que aún poseen la propiedad de explotación o que se emplean en campos arrendados por empresas (pequeñas, medianas y grandes) que arriendan los campos a esos productores. Un posible indicador de esta movilidad poblacional y de los cambios producidos puede ser el de los cambios en las características de la matrícula de alumnos en las escuelas primarias rurales del Partido.

En relación a la población urbana, vale señalar que la mayor densidad de población se encuentra en el barrio Centro; seguido por el El Tropezón; Barrio Jardín; El Progreso; La Feria; Santa Teresita; Martín Fierro; El Estadio; Villa Aurora; Bellas Artes; La Perla; 25 de mayo; Padre Gallo; El Embarcadero; FONAVI 2; Jacobo Z. Berra y Villa Alem.

La ciudad posee en su casi totalidad servicio de cloacas y gas natural, cuenta con un servicio de salud descentralizado entre el Hospital Municipal y las Salas de Salud barriales así como también un servicio educativo amplio y en todos los niveles (maternal, inicial, primario, secundario y terciario). También cuenta con un servicio de transporte urbano gratuito que cuenta con dos unidades las cuales realizan un recorrido fijo por la ciudad y las zonas periféricas.

⁴ Sobre las inundaciones en Ayacucho, véase las notas periodísticas. <https://www.eldia.com/nota/2015-8-12-ya-hay-mas-de-10-mil-evacuados-por-las-dramaticas-inundaciones-en-la-provincia> y <http://www.nuevaeranet.com.ar/locales/nota-preocupacion-en-ayacucho-por-las-inundaciones-en-el-casco-centrico-38511.html>

LA ESTRUCTURA PRODUCTIVA DEL PARTIDO DE AYACUCHO

Las investigaciones sociales sobre estructura agraria de la última década incluyeron entre sus preocupaciones los efectos territoriales de las transformaciones sociales y productivas, en el marco de una discusión más amplia respecto de la ruralidad y sus características en esta etapa del desarrollo capitalista a nivel mundial. Con el avance hacia la actual etapa de desarrollo del capitalismo, caracterizada por la globalización de las relaciones económicas y sociales, lo rural fue adquiriendo una nueva peculiaridad.

Las diferencias entre lo urbano y lo rural se han ido diluyendo y las características urbano-industriales penetraron el ámbito rural de la mano de los complejos agroindustriales. La vieja dicotomía entre campo y ciudad se ha ido atenuando y la relación puede plantearse en términos de un continuo. Sin embargo, esta conceptualización no es aplicable a todos los espacios en igual medida. Las características desiguales del desarrollo capitalista determinan que si bien en los países centrales y en algunos espacios de áreas periféricas pueda hablarse de una continuidad entre rural y urbano (por la industrialización/urbanización del campo), en grandes áreas de países como la Argentina la distinción entre el campo y la ciudad persiste (Pisac, 2016).

Según los estudios sobre el agro pampeano, las tendencias generales indican un creciente proceso de agriculturización, y una pérdida de importancia de la producción pequeña y familiar; por otro lado, se ha señalado el incremento del arrendamiento como forma de expansión de la superficie operada, la tercerización como forma de resolver las labores (tanto principales como secundarias) y la desvinculación del "productor" de la producción, conformándose una nueva modalidad de organización y gestión de la producción en "red"; asimismo, diversas investigaciones marcan el crecimiento del trabajo asalariado frente al familiar, del trabajo familiar remunerado y el incremento de la pluriactividad principalmente en las explotaciones más pequeñas y/o familiares. (Moreno, 2014).

La estructura productiva de la región bonaerense centro-sur (compuesta por los partidos de General Lamadrid, Olavarría, Laprida, Tandil, Azul, Benito Juárez, Rauch y Ayacucho) en términos generales, se caracteriza por una alta especialización en la explotación agrícola ganadera, especialmente en la cría

de bovinos y la agricultura centrada en la soja y el trigo para los partidos de Ayacucho y Benito Juárez.

En cuanto a la actividad agropecuaria del área Centro Sur, resulta de gran relevancia dentro de la estructura económica de los partidos de Ayacucho, Benito Juárez, Laprida y General La Madrid, en donde explica más del 40% del PBG local. "La ganadería bovina es muy importante en municipios como Ayacucho, Olavarría, Azul y Rauch. Por el lado agrícola adquiere sustantiva relevancia el área sembrada de trigo y soja, (fundamentalmente en los partidos de Tandil, General La Madrid, Juárez y Azul), y en menor medida el girasol, principalmente en Tandil, Azul, y Benito Juárez. Por el lado de los servicios, adquiere importancia el turismo serrano, fundamentalmente en los municipios de Tandil y Azul, donde sus bellezas naturales se combinan con una ubicación estratégica, por la relativa cercanía con el Gran Buenos Aires y la Capital Federal."⁵

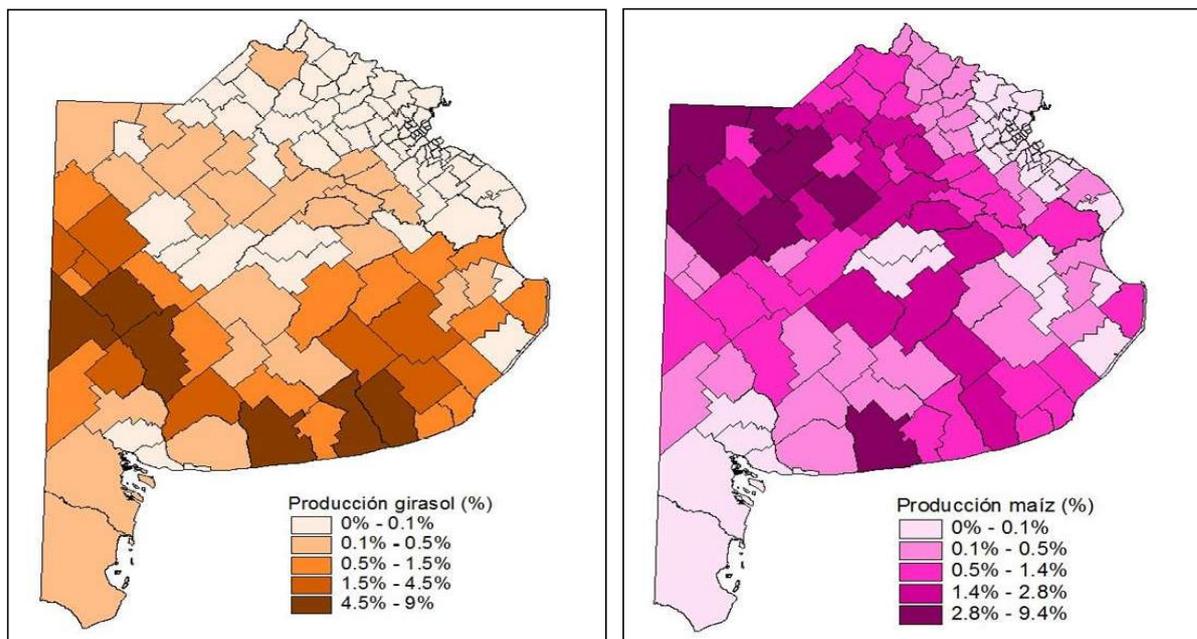


Fig. 2: Distribución territorial producción girasol y maíz

⁵ Gobierno de la Provincia de Buenos Aires, Ministerio de Economía, Dirección de Desarrollo de Proyectos. (2015) "Documento de Trabajo Nº 66" Disponible en https://www.simco.rafam.ec.gba.gov.ar/inicio/ver_pdf_publicaciones/2/86

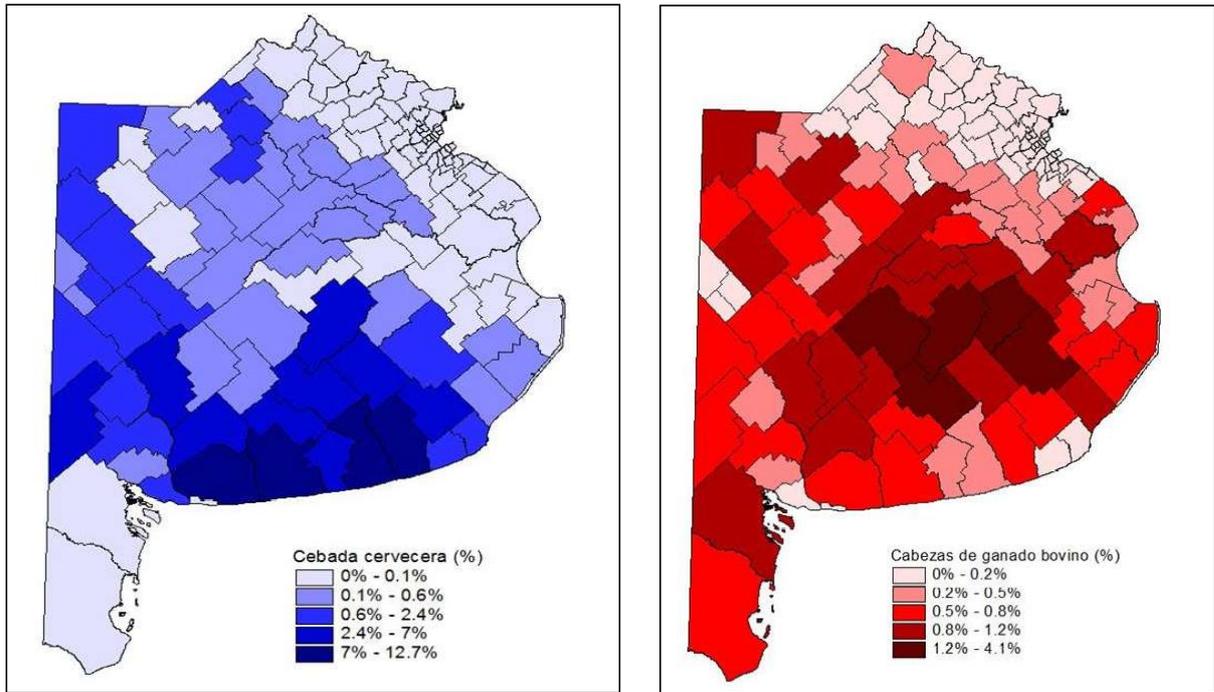


Fig. 3: Distribución territorial producción cebada y producción ganado bovino

El Partido es tradicionalmente ganadero-agrícola, marcando esta diferencia en su participación en el Producto Bruto Geográfico de la provincia. Si bien este sector de la estructura económica local se destaca, es importante observar los sectores que tienen una participación en segundo plano y se encuentran latentes ante la decisión de incentivo o promoción. Estos sectores son los relacionados a la industria, servicios inmobiliarios, transporte y comercio en las diferentes escalas.

El valor agregado por producción de bienes y servicios del Partido de Ayacucho arroja los siguientes porcentajes: un 50% para la producción de bienes y un 50% para los servicios. El sector A, Agricultura, ganadería, caza y silvicultura, aporta el 39,9 % del PBG del Partido de Ayacucho, seguido con una amplia diferencia por el sector K, servicios inmobiliarios, empresariales y de alquiler; el sector I, servicios de transporte, comunicaciones y por último el sector G, comercio al por mayor, al por menor; cuyo porcentaje es muy bajo. El resto de los sectores no superan el 7%.

El sector industrial, el sector de la construcción, el sector de servicios sociales y salud y la administración pública, aportan entre un 6,9% y 1,7% del PBG del partido, sin embargo, el primer sector mencionado (D) y el tercero (N) aporta de manera significativa a la provincia.

Producto Bruto Geográfico. Desagregación municipal. Valor Agregado Bruto según municipio por producción de bienes o servicios. Año 2003. En miles de pesos, a precios de productor.

Municipio	En miles de pesos			En porcentaje		
	Bienes	Servicios	Total	Bienes	Servicios	Total
Ayacucho	106.897	107.070	213.967	50,0%	50,0%	100,0%

Tabla 4: Producto Bruto Geográfico, según municipio, Censo Indec 2003 ⁶

CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA

La caracterización hidrogeológica se basa en vincular los materiales geológicos con la capacidad para recepcionar, alojar y transmitir el agua, expresados como acuitardo, acuífero, acuícludo y acuífugo.

La base del sistema geohidrológico es el denominado "basamento", con un carácter predominantemente acuífugo, aun cuando existen fisuras conductoras en algunos afloramientos del ámbito serrano.

La secuencia acuífera, con composición típica limosa a limo-arenosa predominante, se ve representada por los sedimentos pampeanos de las formaciones Barker y Vela, con comportamiento freático y presencia de un miembro semilibre infra puesto desarrollado hacia el Este del partido. Por último, la Zona No-Saturada varía su potencia, desde valores comprendidos menores 1 m y 10-15 m (áreas vinculadas al campo de bombeo).

La recarga en el sistema es autóctona directa hasta el Pampeano, siendo para el resto de la secuencia, indirecta (Araucano por filtración vertical) e inclusive alóctona en el caso de los acuíferos profundos, que experimentarían su recarga desde el frente serrano al Oeste del partido, por medio de afluencia subterránea lateral desde los acuíferos superiores.

La dirección de escurrimiento subterráneo es SO-NE, buscando la descarga del flujo pasivo o regional hacia el eje de la cuenca del Salado, y la Bahía de Samborombón.

Se reconoce una morfología freática, si bien de expresión radial, con fuerte tendencia a plana en dirección NE, con una relación agua subterránea-agua superficial de tipo influente, pero con sectores localizados donde la relación se

⁶ Tabla de elaboración propia en base al informe sobre proyección del crecimiento demográfico del Partido de Ayacucho elaborado por la Subsecretaría de Coordinación Económica, Dirección Provincial de Estadística, Ministerio de Economía, 2016. Disponible en http://www.estadistica.ec.gba.gov.ar/dpe/images/Proyecciones_x_municipio_2010-2025.pdf

invierte por margen izquierda, en particular en la cuenca media del arroyo Tandileofú (Hernández y Martínez, 1988).

Las variaciones temporales de la dinámica freática se corresponden con los niveles más altos para el período de junio a octubre, coincidente con excesos de agua y evapotranspiración real baja; y los niveles mínimos para el período estival, donde la evapotranspiración real es mayor.

El uso del agua tiene como destino principal a la actividad agrícola-ganadera, económicamente preponderante en la zona.

El uso doméstico excede el abastecimiento a la ciudad, donde se halla emplazada la batería de captación desde el acuífero semilibre Pampeano, dado que además es exportada por acueducto para la provisión a las localidades de Fair, Labardén, General Guido, Maipú y Dolores.

El uso industrial es localmente incipiente, en establecimientos generalmente medianos a pequeños situados en el casco urbano, aledaños al campo de explotación ya mencionado (frigorífico, fábrica de lácteos, fábrica de acumuladores, curtiembre).

De todos modos, en la fig.3, se pueden observar las divisorias o zonas de interfluvio entre cuencas correspondientes al área de influencia del casco urbano de la localidad de Ayacucho.

El curso superficial que cruza el ejido urbano de Ayacucho y área de influencia es el Tandileofú. Se suman los arroyos Las Chilcas y Chelforó, hacia el N y S del ejido, respectivamente.

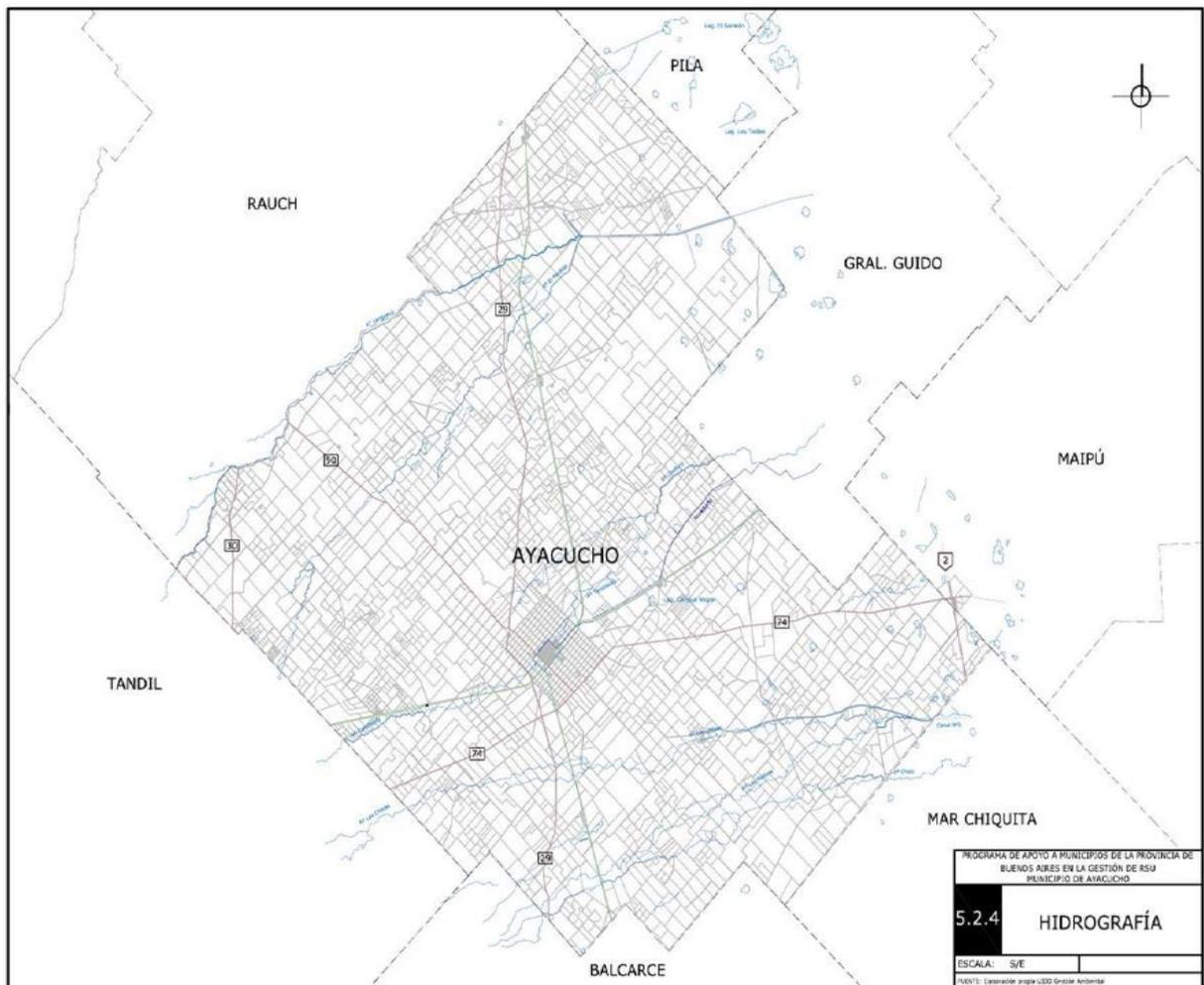


Fig. 4: Red Hidrográfica del partido de Ayacucho

RIESGO HÍDRICO

Este concepto se asocia a la probabilidad de manifestación de eventos de inundaciones, anegamientos y ascenso del nivel freático. Las áreas sujetas a este tipo de riesgo deben su origen a factores como precipitaciones y desborde de cuerpos de agua, que a su vez influyen en el nivel del acuífero libre. En general, las áreas bajo riesgo hídrico se caracterizan por corresponder principalmente a las planicies o llanuras aluviales de los cursos lóticos o cuerpos lenticos, presentar propiedades tales como, relieve plano o deprimido y/o drenaje deficiente del agua en el perfil del suelo.

Para el caso del partido de Ayacucho, esta información de base se ha obtenido de los informes correspondientes al Plan Maestro del Salado (1999), que incluyen parte de esta jurisdicción integrando la subregión identificada como B4 en dicho trabajo. La porción más austral del partido, hacia el S de la localidad

cabecera de Ayacucho, se encontraría fuera del área identificada como la cuenca del Salado, razón por la cual, para la misma se carece de información al respecto.

En este trabajo antecedente se efectuó una distinción entre el riesgo de inundación y el riesgo de anegamiento. De acuerdo con esta información secundaria, se observa (Fig.4) que el partido bajo estudio presentaría mayoritariamente riesgo de inundación para una recurrencia superior a 10 años.

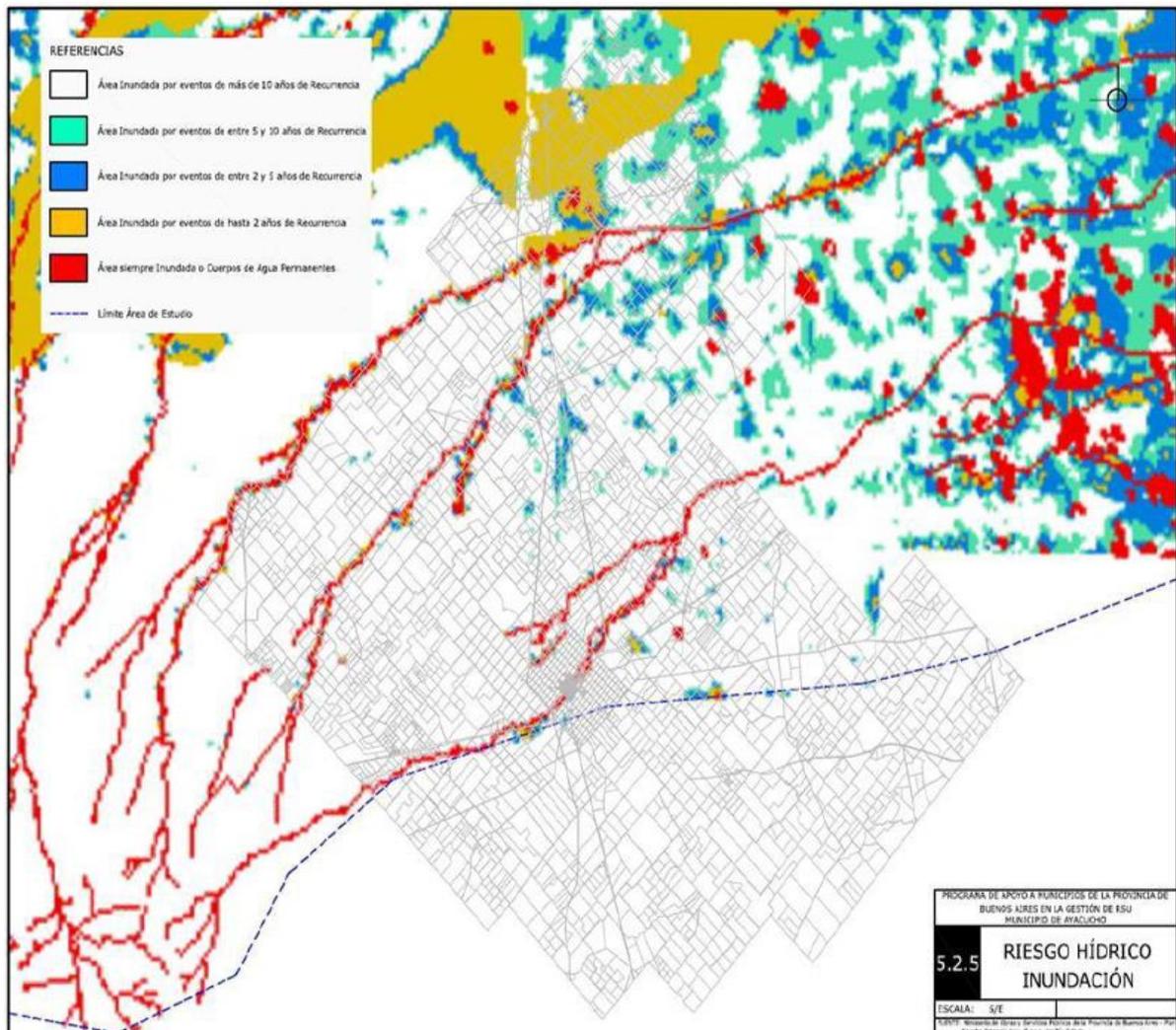


Fig. 5: Riesgo Hídrico Inundación del partido de Ayacucho, □ área inundada por eventos mayor a 10 años de recurrencia; ■ área inundada por eventos entre 5 y 10 años de recurrencia; ■ área inundada por eventos entre 2 y 5 años de recurrencia; ■ área inundada por eventos hasta 2 años de recurrencia; ■ área siempre inundada; - - - Límite área de estudio.

Las zonas siempre inundadas o con agua en forma permanente corresponden a cauces de arroyos y cubeta de lagunas. Un evento de inundación

de hasta 2 años de recurrencia, se observa mayoritariamente en el sector N del partido, coincidente con la topografía más baja de dicha jurisdicción; siendo aquí también notorias las áreas con recurrencias entre 5 y 10 años. El sector NE del partido presenta zonas aisladas con recurrencias de inundaciones desde 2 hasta 10 años.

Se observa en el sector SE de la localidad cabecera de Ayacucho, un área con riesgo de inundación con una recurrencia entre 2 y 5 años. Por otra parte, a unos 5 Km aproximadamente hacia el SO de esta localidad cabecera del partido, se presenta una zona con recurrencias estimadas entre 2, 5 y 10 años, en las inmediaciones del arroyo Tandileofú, cerca de su entubamiento para atravesar el ejido urbano. Hacia el O de la localidad de Ayacucho, aproximadamente a unos 16 Km, se presentan áreas con riesgo de inundación, con recurrencias de 2 y hasta 10 años.

Con respecto al riesgo de anegamiento (Fig. 5), los sectores N y NE del partido (N y NE) presentan mayor superficie para este tipo de riesgo hídrico, siendo mayor para la recurrencia hasta 2 años en el extremo N; mientras que la recurrencia entre 2 y 5 años domina frente a zonas con recurrencia entre 5 y 10 años para el sector N-NE. El sector O de la localidad de Ayacucho e inmediaciones hacia el SO presentan riesgo de anegamiento con recurrencias hasta 2, 5 y 10 años.

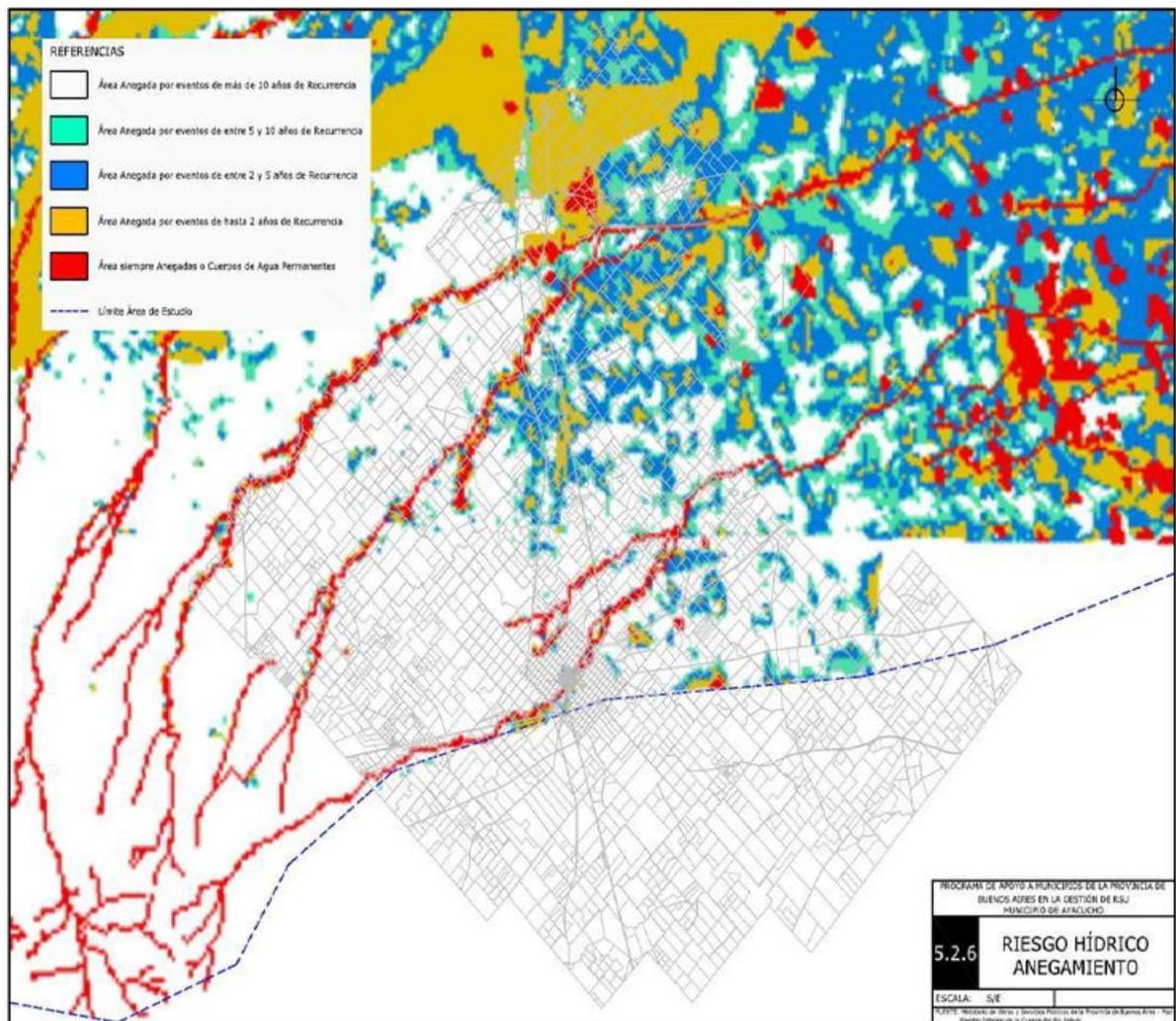


Fig. 6: Riesgo Hídrico Anegamiento del partido de Ayacucho, □ área anegada por eventos mayor a 10 años de recurrencia; ■ área anegada por eventos entre 5 y 10 años de recurrencia; ■ área anegada por eventos entre 2 y 5 años de recurrencia; ■ área anegada por eventos hasta 2 años de recurrencia; ■ área siempre anegada; - - - Límite área de estudio.

Por otra parte, entre la información antecedente, se tuvo acceso a un documento del INTA respecto de un estudio efectuado sobre el riesgo de anegamiento promedio anual porcentual por parcelas para todo el partido de Ayacucho. El mapa resultante (Fig. 6) permite apreciar que domina en superficie un riesgo de anegamiento entre 21 y 40%. Mientras que hacia el O y N del partido se presenta un % mayor, entre un 41 y un 70% de riesgo de anegamiento anual.

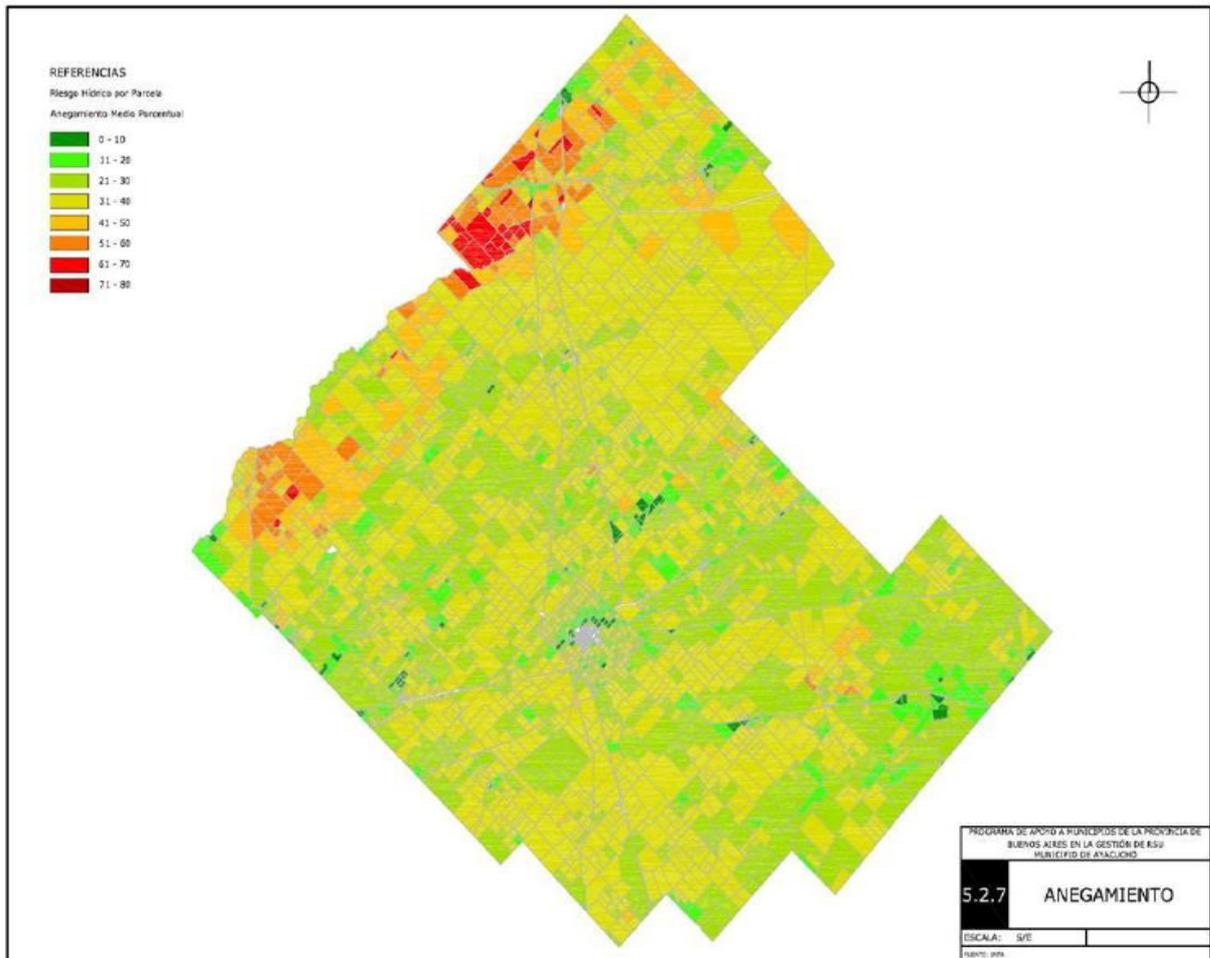


Fig. 7: Riesgo Hídrico por parcela, Anegamiento medio porcentual.

SUELOS

En su mayoría, se trata de suelos con limitantes importantes para la actividad agrícola, a saber: alcalinidad sódica, riesgo de anegamiento, drenaje deficiente, escaso desarrollo y profundidad del perfil, y en algunos casos, déficit de materias orgánicas y nutrientes en el horizonte superficial. Estas condiciones pueden variar según el sector del partido analizado, siendo la zona occidental la más apta para actividad agrícola con manejo, área de transición hacia las sierras del sistema de Tandilia. Los ambientes más deprimidos presentan en general condiciones de hidromorfismo en gran parte del perfil del suelo. Por lo tanto, se trata de suelos donde domina la aptitud o capacidad natural para el desarrollo ganadero.

En el partido de Ayacucho se desarrollan suelos pertenecientes fundamentalmente al orden Molisol, así como también Alfisoles en menor proporción (Clasificación Soil Taxonomy).

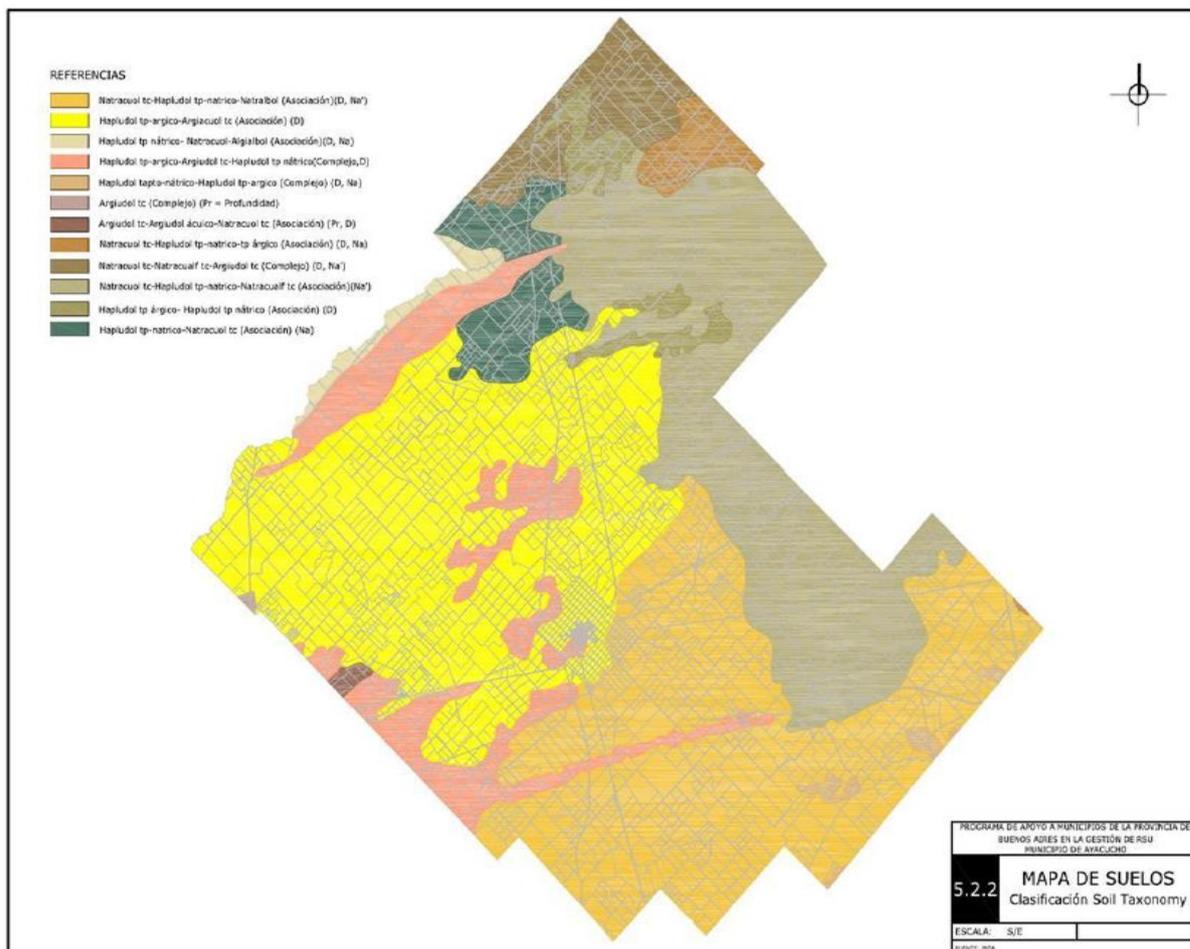


Fig. 8: Mapa de suelos, clasificación Soil Taxonomy.⁷

⁷ ■ Suelos profundos con drenaje imperfecto y ausencia de oxígeno. Se desarrollan sobre lomas aisladas, micro elevaciones o planicies suavemente onduladas. Es un suelo arcilloso con material originario superficial loésico que le aporta condiciones más benévolas para el desarrollo de cultivos. Estos suelos tienen aptitud agrícola-ganadera, desarrollados sobre superficie de sedimentos loésicos de textura limosa, con buen drenaje. Presentan alto contenido de materia orgánica y buen contenido de nutrientes.

■ Suelos profundos, moderadamente bien drenados. Suelo molisol en una capa a una profundidad entre 40 y 50 cm a partir de la superficie del suelo mineral, condiciones ácuicas por algún tiempo en años normales (o drenaje artificial).

■ Suelo Alfisol de colores claros producto de la remoción de las partículas de arcilla y/o los óxidos de hierro libres que tiene dos períodos de desarrollo a partir de diferentes materiales originarios. Se corresponde a los niveles de sodio de intercambio del horizonte arcilloso. Puede ser moderadamente bien drenado o imperfectamente drenado.

■ Se trata de suelos con un desarrollo profundo del perfil, también ha tenido dos períodos de desarrollo, a partir de diferentes materiales originarios. Estos suelos tienen aptitud ganadero-agrícola, si bien los tipos de cultivos dependerán de su resistencia a limitantes como la alcalinidad sódica y el drenaje deficiente, debido a que es un suelo Alfisol.

Los Molisoles son suelos de color oscuro que se han desarrollado a partir de sedimentos minerales en climas templado húmedo a semiárido, aunque también se presentan en regímenes fríos y cálidos con una cobertura vegetal integrada fundamentalmente por gramíneas. Tienen una estructura granular que facilita el movimiento del agua y el aire. En estos suelos se obtienen rendimientos muy altos sin utilizar gran cantidad de fertilizantes.

Los Alfisoles son suelos formados en superficies jóvenes. Tienen un horizonte subsuperficial con un enriquecimiento secundario de arcillas desarrollado en condiciones de acidez o de alcalinidad sódica. Se los asocia generalmente con suelos pobre en materia orgánica y de poco espesor. La mayoría de los Alfisoles se forman bajo vegetación forestal. Presentan una alta saturación en todo su perfil.

Por otra parte, en la figura IX, se presentan los diferentes tipos de suelos según la aptitud agrícola-ganadera determinada mediante el Índice de Productividad del suelo, índice numérico que toma en cuenta parámetros diversos como materia orgánica, fertilidad, profundidad del suelo, salinidad y aspectos climáticos, entre otros. El IP tiene una escala entre 1 – 100.

“El Índice de Productividad (IP) se afirma en la presunción de que el suelo es el mayor determinante del rendimiento de cultivos debido a que proporciona el medio ambiente para el crecimiento de la raíz. Investigadores evaluaron el potencial productivo relativo de la tierra calculando un IP basado en la capacidad de disponibilidad de agua del suelo, la resistencia para el crecimiento y desarrollo de la raíz (densidad aparente), y adecuado PH para una profundidad de 1 metro” (Marelli, 2003). Se destaca que dominan suelos con aptitud ganadera por sobre la agrícola.⁸

⁸ Datos tomados del Código de Planeamiento Urbano de la Municipalidad de Ayacucho

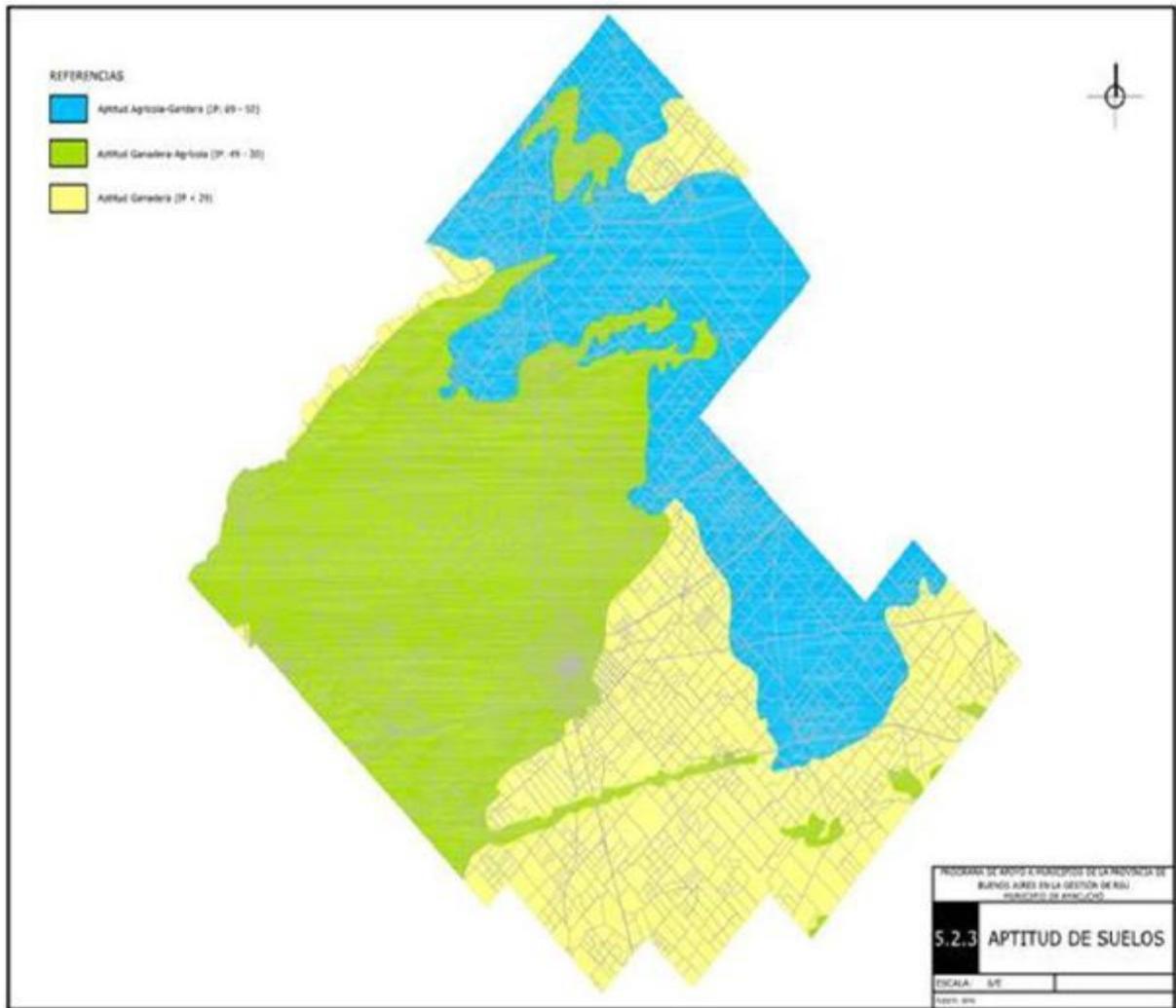


Fig. 9: Tipos de suelos según la aptitud agrícola-ganadera.⁹

AMBIENTE Y USOS DEL SUELO EN LA CUENCA DEL ARROYO TANDILEOFÚ

Las Sierras Septentrionales de la provincia de Buenos Aires, denominadas también "Sistema Serrano de Tandilia", han sido señaladas por Sánchez y Núñez (2004) como indiscutible eco región del territorio bonaerense debido a sus importantes funciones regionales, tanto ecológica como socioeconómica.

⁹ ■ Aptitud Agrícola-Ganadera.
■ Aptitud Ganadera-Agrícola.
■ Aptitud Ganadera.

El sistema hidrográfico es característico de las zonas de relieves con escasa pendiente o incluso negativos. Por lo general la totalidad de los cursos son de escurrimiento encauzado en el momento de máxima precipitación, aunque la mayoría no son funcionales hasta llegado ese momento, es decir, no se observa un gran desarrollo fluvial de las cuencas.

Las características que marcan las cuencas de esta región en particular y las de toda la provincia de Buenos Aires en general, son un pico de crecidas rápido y sostenido unos pocos días luego de las precipitaciones. Estos arroyos y canales tienen sus nacientes en la zona de las sierras del sistema de Tandilia, con abundantes materiales en suspensión que son depositados al entrar en contacto con la depresión.

Este fenómeno se produce al disminuir la pendiente produciéndose una pérdida de la capacidad de transporte. Luego las aguas avanzan como una fina película que se derrama sobre campos y ciudades, dejando tras de sí multitud de lagunas que se alojan en las viejas depresiones originadas por los vientos del cercano pasado geológico, denominadas "cubetas de deflación", y son uno de los problemas ambientales más graves que tiene la provincia de Buenos Aires.

El sistema de drenaje es endorreico o arreico de tipo dos, dando lugar a grandes y prolongadas inundaciones durante períodos de precipitaciones abundantes. Dicha situación se debe a que los cauces derivan en pendientes extremadamente chatas, generando derrames y anegamientos más o menos prolongados.

El arroyo Tandileofú pertenece a la Cuenca del Arroyo Ajó. Una sección del cauce del Tandileofú es entubado en el Partido de Ayacucho conectando sus aguas con el arroyo Chelforó. En el Partido de Gral. Guido las aguas corrientes son concentradas –en alguna medida- a través de un canal artificial (Canal N°2) que las conduce hacia un sistema de lagunas que desaguan en la Bahía Samborombón a través del arroyo Ajó (Departamento de Ingenieros de la Provincia, 1900).¹⁰

La cuenca del Tandileofú es atravesada por la Ruta Nacional N° 226 y la Provincial N° 74; ambas rutas comunican la Cuenca con la ciudad de Tandil y con los partidos de Balcarce y Ayacucho respectivamente. Cabe mencionar que, si bien

¹⁰Anneis, G. (1990) "Partido de Maipú: sus marcos naturales y estructura territorial", en Atlas social, demográfico y territorial de Maipú. Disponible en <https://geografiamaipu.webnode.com.ar/files/200000070-d9fa6daf35/Cap%C3%ADtulo%20-%20Maip%C3%BA%20sus%20marcos%20naturales%20y%20estructura%20territorial.pdf>

la SAT (Sistema de Alerta Temprana) se localiza en el medio rural del Partido de Tandil, tiene vertientes vinculadas a la ciudad de Tandil. Más allá de las rutas, la Cuenca está atravesada por una amplia red de caminos internos que permiten el acceso a los establecimientos agropecuarios y a un conjunto importante de parajes pertenecientes al Partido (Fulton, Iraola, Desvío Aguirre, El Solcito y Los Mimbres).¹¹

Según el mismo estudio, centrado en el partido de Tandil, pero analizando la Cuenca Baja del Arroyo que es la contigua y equivale a la del Partido de Ayacucho, este es un Subsistema ambiental donde predominan tierras con relieves planos-muy ligeramente inclinados y moderado potencial de escurrimiento superficial en los que suelen insertarse diferentes elementos geomórficos, principalmente cubetas (micro y mesodepresiones), lomadas, y una red compleja de vías de escurrimiento muy poco marcadas. Presenta áreas con buena y regular a restringida aptitud para cultivos anuales de renta y otras áreas de aptitud regular a restringida para pasturas. Actualmente es ocupado por establecimientos mixtos en los que se realizan cultivos de ciclo corto (trigo, soja, maíz, girasol); cultivos mixtos (granos y forrajes) y ganadería de cría y recria. El sistema de ocupación preponderante es agropecuario y se lo considera como un subsistema ambiental donde predominan tierras con relieves planos-muy ligeramente inclinados. El grado de artificialización es bajo y el impacto Ecológico es bajo a moderado.

Existen allí problemas ambientales como contaminación hídrica y del suelo y subsuelo debido a la generación de residuos sólidos y líquidos; eliminación de la vegetación nativa por diversas intervenciones antrópicas.

¹¹ ORDENACION AMBIENTAL DE LA CUENCA SUPERIOR DEL ARROYO TANDILEOFÚ (TANDIL, BUENOS AIRES, ARGENTINA) Sánchez, Roberto O.1 Nuñez, Mariana V. En <http://observatoriageograficoamericalatina.org.mx/egal12/Geografiasocioeconomica/Ordenamientoterritorial/30.pdf>

CAMBIO CLIMÁTICO Y RECURRENCIA DE INUNDACIONES EN EL PARTIDO DE AYACUCHO

*"Vacunos caminando con el agua tapándole las patas, alambrados caídos, tractores y cosechadoras encastradas en el barro, miles de hectáreas enteras de campo afectadas. El trágico paisaje representa el dolor de los productores, a poco de comenzar la siembra gruesa 2017/2018 en la llanura pampeana."*¹²

La Región Pampeana ha experimentado durante las últimas décadas del siglo XX un aumento de las precipitaciones. Se debe hacer mención además a la relación entre los diferentes montos de precipitaciones con las tres fases del fenómeno El Niño Oscilación del Sur: El Niño, La Niña y Neutral y por ende con la humedad del suelo. La cuenca del Río Salado es la más sensible a los excesos y la región sudoeste de la provincia a las deficiencias. Pero la alta presencia de valores por encima de montos considerados "umbral" implica una constante de riesgo. Este último es una condición latente o potencial y su nivel o grado depende de la intensidad probable del evento desencadenante y de los niveles de vulnerabilidad existentes.¹³

Si bien no existen estudios específicos sobre la zona, sin duda podemos enmarcar la recurrencia y la creciente magnitud de las inundaciones como resultado de una serie de factores relacionados con las condiciones históricas y naturales, el cambio climático y las acciones antrópicas. La pérdida de la vegetación autóctona, el uso intensivo de los suelos para uso agropecuario, las modificaciones resultantes de la creciente urbanización y la modificación de los cauces naturales de los arroyos y bañados con motivo de su uso para la agricultura son algunas de las causas de la cada vez más preocupante recurrencia e intensidad de los períodos de sequía como de su opuesto: las inundaciones y la saturación de los suelos.

En los últimos 20 años, la recurrencia de períodos de lluvias intensas y las consecuentes inundaciones con períodos de sequía extrema permiten analizar el modo que estas condiciones afectan directamente al partido de Ayacucho. Las

¹²<https://www.infobae.com/economia/2017/08/29/el-mapa-de-las-inundaciones-millonarias-perdidas-en-agricultura-y-ganaderia/>

¹³ "Buenos Aires y el problema de las inundaciones en un contexto pampeano, metropolitano y rioplatense" Por Leonardo Fernández (2015) Disponible en https://www.ungs.edu.ar/wp-content/uploads/2015/08/Ecolog%C3%ADa-y-urbanismo-frente-a-las-inundaciones_-Leonardo-Fernandez-UNGS.pdf

imágenes siguientes corresponden a las inundaciones del año 2015. Como fenómeno meteorológico extraordinario, puede citarse la recurrencia de 3 períodos anuales de lluvias intensas y por encima de la media anual y la consecuente recarga hídrica de los suelos, las napas freáticas y los cauces de agua superficial. Las áreas más afectadas fueron las lindantes al cauce del A° Tandileofú, desde su deslinde entre los partidos de Ayacucho y Tandil hasta las inmediaciones de su encuentro con el Arroyo Chelforó.¹⁴



Fig. 10: Área correspondiente al tramo previo a la canalización del A° Tandileofú. Club Independiente



Fig. 11: Av. Solanet y Sarmiento, A° Tandileofú entubado.

¹⁴ Nota periodística inundación 2015, Diario "la Verdad" de Ayacucho.



Fig. 12: Acceso a La Constanca. Camino Rural anegado por desborde del A° Tandileofú.

Para el Año 2017, según un informe del INTA, la superficie total afectada hídricamente, del ámbito territorial de INTA Cuenca del Salado, ronda las 2.330.000 hectáreas, de las cuales tiene agua en superficie más de 1.450.000 hectáreas y alrededor de 863.000 hectáreas anegadas, sin piso o con encharcamientos importantes evidentes. Se estima que hay 3% de superficie que puede estar "empastadas, pero sin piso" o con agua subsuperficial que no puede leerse en las imágenes, lo que indicaría que la superficie anegada podría ser de unas 190.000 hectáreas más a las que en este informe se presentan.

Este análisis, indica que el partido de Ayacucho, constituye el "ámbito territorial político" con mayor superficie afectada desde el punto de vista hídrico con más de 236.000 hectáreas afectadas, lo cual representa de su territorio el 35%.¹⁵

¹⁵ Informe disponible en <https://inta.gob.ar/documentos/actualizacion-de-informacion-sobre-afectacion-hidrica-a-nivel-del-ambito-territorial>

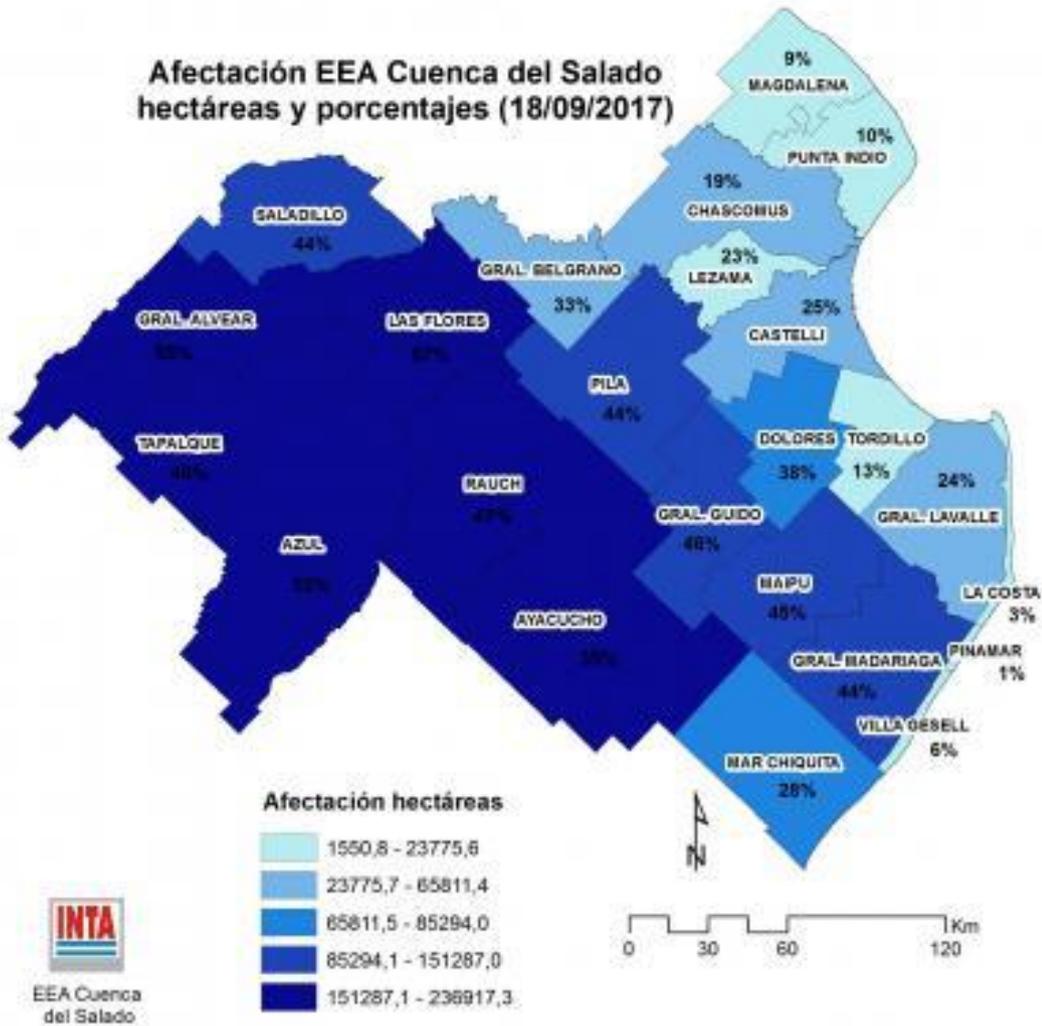


Fig. 13: Cuenca del Salado, Partido de Ayacucho, 236.917,3 Has afectadas por inundaciones.

OBRAS PÚBLICAS Y GESTIÓN DE LAS INUNDACIONES EN EL PARTIDO DE AYACUCHO

"El pueblo de Ayacucho está colocado en una planicie esencialmente baja y húmeda, y atravesado por el arroyo Tandileofú, que además de su cauce, está canalizado en varios puntos, salvando de esta suerte la población de las inundaciones que ponían en riesgo la vida de sus habitantes. Las calles son trazadas a la moderna bastante anchas, y los edificios, salvo raras excepciones, reúnen condiciones higiénicas." ¹⁶

¹⁶ Dr. Ezequiel Meira. Informe presentado al Concejo Deliberante de Ayacucho. 1887

Según indica Florentino Ameghino en su estudio sobre sequías e inundaciones en la Provincia de Buenos Aires del año 1884, “el agua se la debe retener donde cae, ya que cuando no infiltra en el suelo, escurre hacia los bajos y cursos de agua, causando anegamientos e inundaciones. “La obra de Ameghino, si bien analiza cuestiones muy puntuales de la época, comienza con una frase que tiene notable actualidad: “Todos esperan con impaciencia el día que el pico del trabajador empiece la excavación de los canales de desagüe (...) Todos abrigan la esperanza de que dichos trabajos librarán a la Provincia de las inundaciones”.

Sin embargo, el autor advierte que “si ellos [los canales] no son complemento de obras más eficaces y de mayor consideración, reportarán probablemente más perjuicios que beneficios”. Para Ameghino era evidente que “las aguas excedentes de las planicies elevadas y terrenos de poco declive corren a los ríos con lentitud, pero es permitido suponer que por medio de los canales de desagüe se precipitarían a los cauces de los ríos” y entonces *“las crecientes y desbordes se producirían con mayor rapidez que ahora y ocasionarían estragos aún más considerables en un menor espacio de tiempo”*. *“Como complemento de todos estos males, (...) la enorme cantidad de materias terrosas arrastradas por las aguas pluviales a los canales de desagüe, sería llevada por estos a la embocadura de ellos o de los ríos en donde se acumularían en forma de barras que obstruirían el curso de las aguas”*.¹⁷

Diversos autores han referido sobre la impronta política que la inversión en la obra pública, y especialmente las hidráulicas, definen las orientaciones en la planificación y el financiamiento destinados a ellas.¹⁸

Podrían pensarse las primeras etapas de las obras hidráulicas modernas en la Argentina desde fines del Siglo XIX a partir del paradigma higienista, cuya propuesta (relacionada con los inicios de la conformación del Estado liberal en la Argentina) y modo de acción se relacionó con la necesidad de saneamiento de las

¹⁷ Florentino Ameghino (1884). Las secas y las inundaciones...

¹⁸ Maximiliano Ivickas-Magallán (2017) Historia Contemporánea 55: 637-668 ISSN: 1130-2402 — e-ISSN: 2340-0277 DOI: 10.1387/hc.18096 POLÍTICA, ACCIÓN ESTATAL Y BIENESTAR EN EL AGRO. BUENOS AIRES (1958-1966) Antonio Vaquer, Historia de la Ingeniería en Argentina (Buenos Aires: Editorial Universitaria de Buenos Aires, 1968); Centro Argentino de Ingenieros, Historia de la ingeniería argentina (Buenos Aires: Centro Argentino de Ingenieros, 1982); Rogelio A. Trelles, La ingeniería sanitaria en la República Argentina. Algunos antecedentes para su historia (Buenos Aires: Facultad de Ingeniería / Instituto de Ingeniería Sanitaria, 1982). Mirta Z. Lobato, “La Ingeniería: Industria y organización del trabajo en la Argentina de entreguerras”, Estudios del Trabajo 16 (1998): 47-68; Anahí Ballent, “Ingeniería y Estado: la red nacional de caminos y las obras públicas en la Argentina, 1930-1943”, Historia, Ciencias, Saúde - Manguinhos 15.3 (2008): 827-847.

grandes ciudades de la Argentina acuciadas por las epidemias de fiebre amarilla en la década de 1860/70.¹⁹

La creación de diferentes organismos del Estado y la creciente profesionalización y especialización de los ingenieros. De algún modo, la ingeniería sanitaria relacionada con la hidráulica encuentra un amplio espacio para su desarrollo, relacionándose directamente con el impulso modernizador experimentado hasta las primeras dos décadas del Siglo XX. Recordemos el caso de La Plata, ciudad fundada en 1880 bajo el paradigma higienista y en cual la sanidad del agua y el ambiente fueron fundamentales para su diseño y planificación.²⁰

Luego de décadas de desarrollos paralelos, puede decirse que la llegada del peronismo en 1946 comenzó un proceso de planificación dirigida a financiar obras públicas destinadas fundamentalmente a infraestructura escolar, sanitaria y de viviendas para los sectores pobres de las ciudades de la Argentina. Si bien no existen estudios al respecto, la falta de referencia sobre la existencia de grandes obras hidráulicas en la provincia de Buenos puede indicar que el eje de las políticas de gobierno en infraestructura se centró en la provisión de servicios. Cabe destacar también que, frente a la trágica inundación que arrasó con gran parte de la ciudad de Tandil en noviembre de 1951 no incidió en que se hicieran obras acordes en el corto plazo.

La construcción del dique de contención comenzó en el año 1956 y finalizó en 1964 bajo la presidencia de Arturo Frondizi y la gobernación de Oscar Alende. En esta etapa iniciada luego de la caída del peronismo y bajo el impulso de la "modernización" y de la ideología desarrollista, los sucesivos gobiernos aplicarán medidas de financiamiento y planificación tendientes al mejoramiento de las condiciones de vida de los pobladores rurales y de las ciudades más pequeñas del interior del país (Magallán). En este contexto puede pensarse también la obra de gran envergadura que significó el entubamiento del Aº Tandileofú en el tramo de su paso por la planta urbana que comienza en 1960.

Desde aquellos años, las obras de limpieza y dragado de su cauce dependen exclusivamente del financiamiento municipal. Con poca injerencia técnica, sin financiamiento y con escasas herramientas tecnológicas, estas obras

¹⁹ Howlin, Diego (octubre de 2004). «Vómito Negro, Historia de la fiebre amarilla, en Buenos Aires de 1871» Revista Persona n° 34.

²⁰ Soler, Ricardo (1982). «100 años de vida platense» El Día. Sociedad Impresora Platense.

de limitan al dragado y limpieza del cauce en el tramo de los 3 km previos al ingreso del arroyo entubado a la planta urbana. Estas tareas se realizan sin una sistematicidad ni planificación y con mano de obra y dirección con personal poco especializado en el área de incumbencia. En el último año se han colocado puentes premoldeados y alcantarillas para garantizar la circulación y los accesos a los servicios de los pobladores rurales.²¹

Estas obras civiles, sin embargo, no responden a un plan general hidráulico para el partido, sino que son paliativos a corto plazo y resultado de la injerencia de distintas áreas de gobierno que cubren desorganizadamente la falta de un área específica para planificar las obras hidráulicas necesarias para resolver problemas estructurales e históricos del partido de Ayacucho. Resta mencionar que el partido de Ayacucho está comprendido dentro del Plan Maestro Integral de la Cuenca del Río Salado en el nodo correspondiente a la región deprimida y para la cual no se prevé el financiamiento estatal para obras hidráulicas en el mediano plazo.²²

Por último, resta hacer una referencia a un plan de obras expedido por el Ministerio de Infraestructura bonaerense en el año 2009, dependiente de la Dirección Provincial de Saneamiento y Obras Hidráulicas del Gobierno de la Provincia de Buenos Aires. Allí se clasifica al partido de Ayacucho como partido que posee cascos urbanos con deficiencias en los sistemas de prevención de inundaciones. Allí se manifiesta que *"El Plan de Ordenamiento Hídrico del Faldeo Norte de las sierras de Tandil (1995) definió la necesidad de llevar a proyecto ejecutivo obras de defensa en los cascos urbanos de Ayacucho - Azul - Tandil - Olavarría, así como también la subcanalización de los arroyos La Corina, Cortaderas, El Perdido, Los Huesos, Chapaleofú, Langueyú, Tandileofú y Chelforó. Dentro de las obras a realizar se encuentran:*

- a)- *Obras de regulación en el A°Tapalqué, aguas arriba de la ciudad de Olavarría.*
- b)- *Proyecto de regulación del A°Blanco, aguas arriba del entubamiento existente en la ciudad de Tandil (La presa de regulación del denominado Ramal H se encuentra en ejecución).*

²¹ "Los trabajos consistentes a la colocación de nuevos conductos pluviales, la reconstrucción de las bocas de tormenta y las conexiones correspondientes permitieron un mejor escurrimiento del agua de lluvia en zonas", en La Verdad <http://www.laverdadayacucho.com.ar/general/18510-obras-hidraulicas-que-permiten-el-escurrimiento.html>

²² Disponible en <http://www.mosp.gba.gov.ar/sitios/hidraulica/informacion/planmaestro.php>

c)- *Proyecto de obras de regulación del A° Azul aguas arriba de la ciudad de Azul, Presa Manantiales y La Isidora.*

d)- *By-Pass y obras de control arroyo Chapaleoufú en la ciudad de Rauch.*

e)- *By-Pass y obras de control Arroyo Tandileofú en la ciudad de Ayacucho.”*²³

A pesar de este antecedente, las obras no fueron realizadas hasta el momento.

Resulta de suma importancia entonces, proyectar obras en el mediano plazo que ayuden a mitigar los impactos de las continuas e históricas inundaciones en el partido para lograr un mejoramiento sustantivo en la producción agropecuaria y en la vida de los pobladores de la ciudad y el campo ayacuchense.

²³ Disponible en <http://www.mosp.gba.gov.ar/sitios/hidraulica/informacion/Plan%20Hidraulico%202009.pdf>

CAPÍTULO 2

INTRODUCCIÓN:

PROBLEMÁTICA DE LA CUENCA URBANA.

Diseño y ampliación de desagües pluviales de la Ciudad de Ayacucho

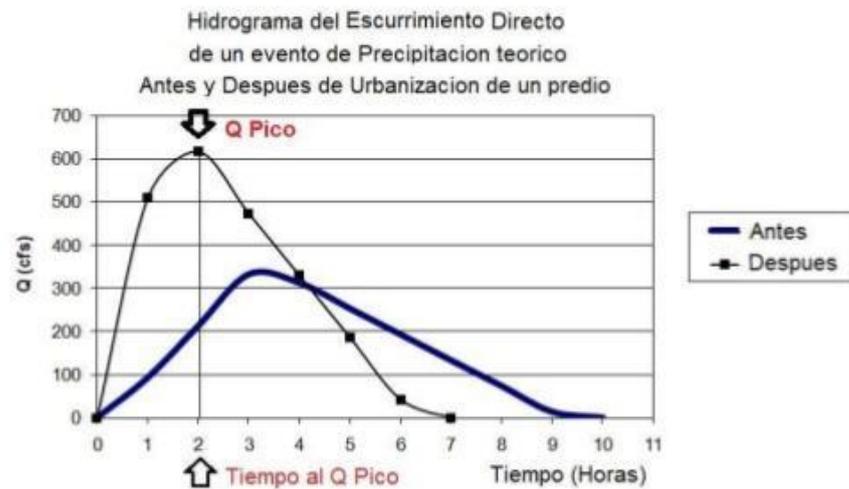
Introducción

La cuenca urbana ha sido en algún momento de la historia una cuenca rural, que como causa de la continua perturbación del ambiente ha modificado su morfología natural. La impermeabilización de parte de la superficie de la cuenca implica una reducción de áreas de infiltración, con lo que aumenta el escurrimiento superficial y se reduce la infiltración, la percolación y el escurrimiento subsuperficial y subterráneo. Todas las modificaciones en la superficie y las redes artificiales de drenaje implican una aceleración del flujo.

La variación del riesgo de inundación es una comparación entre la probabilidad de inundación en un mismo escenario ambiental antes y después de la perturbación producida por la urbanización.

El hidrograma post urbanización difiere del hidrograma pre urbanización en tres grandes características (i) el volumen total de escurrimiento es mayor; (ii) el escurrimiento se acelera y (iii) el caudal máximo aumenta. Puede afirmarse que la urbanización tiene un impacto mayor en eventos frecuentes u ordinarios que en eventos extraordinarios.

Planificación urbanización – Modelo LTHIA



Urbanización:

Mayor Volumen total "Esguerrido"
Aumenta el Caudal (Q) Pico y
Adelanta el Tiempo al Pico



El Municipio permite el desarrollo, pero se debe mantener el Hidrograma Pre-desarrollo

Fig. 14: Comparación hidrogramas de esguerrimientos pre y post urbanización.

El clima en la cuenca se altera a medida que se urbaniza, como así también se han observado incrementos en las precipitaciones del orden del 5 al 15% debido al aumento de la temperatura de los ambientes urbanos. Las redes de desagües rurales se convierten en redes de conductos subterráneos y canales artificiales.

En la Cuenca hidrográfica urbanizada se distinguen dos componentes básicos respecto al sistema de esguerrimiento superficial, el macro y el micro drenaje:

Las obras de macro drenaje se deben proyectar para que puedan eliminar o reducir los daños provocados por lluvias excepcionales, generalmente asociadas a recurrencias entre 10 y 100 años, es la porción del sistema de drenaje total que colecta, almacena y transporta el esguerrimiento que excede la capacidad del sistema menor. En general es el camino natural de las aguas y es generalmente menos controlado que el sistema menor.

Las obras de micro drenaje se proyectan para operar sin inconvenientes ante tormentas con periodos de retorno menores (2 a 5 años) y corresponde a la porción del sistema de drenaje total que colecta, almacena y transporta escurrimiento de lluvias de frecuencias ordinarias.

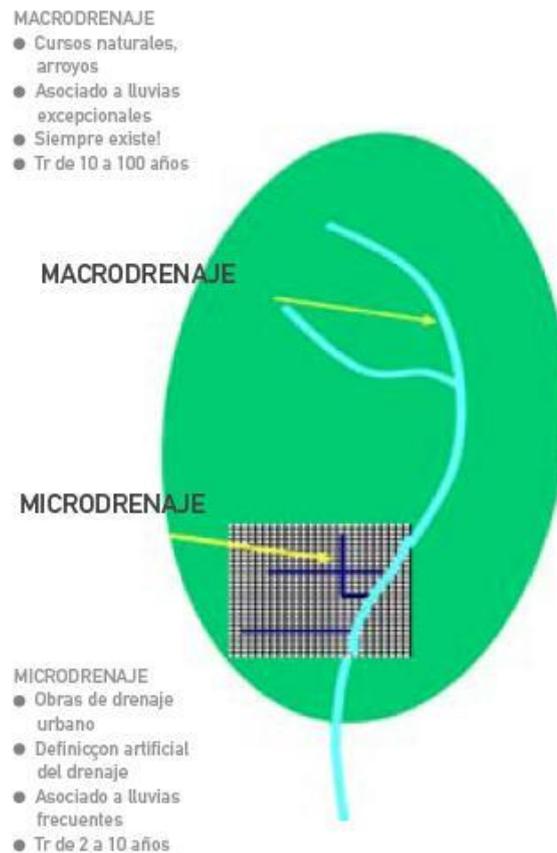


Fig. 15: Obras Macro y Micro drenaje.

Según la UNESCO se han identificado y cuantificado en valores medios los siguientes impactos a cauces producidos por el incremento de la urbanización:

- Caudales máximos se incrementan de 2 a 5 veces sobre los caudales de pre urbanización.
- La frecuencia de eventos de inundaciones puede incrementar desde 1 / 2 años a 3 / 5 veces cada año.

- El escurrimiento alcanzara el cauce receptor mucho más rápido (hasta un 50%).
- Se reducirá el caudal base debido a una menor infiltración.
- La sedimentación producida por un incremento de la erosión llenará tramos de remanso en los cauces, impactando directamente la vida acuática.
- La cantidad de contaminantes que entran al sistema fluvial durante y después de la urbanización se incrementan por un orden de magnitud.

SITUACIÓN ACTUAL DE LOS BARRIOS

La concentración del flujo crece en la medida en que la urbanización se desarrolla (B° La feria, B° Bellas Artes, B° Embarcadero, B° El Estadio, B° Martin Fierro). Así mismo la velocidad del escurrimiento también aumenta, produciendo un descenso del intervalo de tiempo (tiempo que transcurre entre el tiempo del baricentro del hietograma y el del pico del hidrograma). Esta mayor velocidad de flujo limita su atenuación y lleva a la cuenca a ser más sensible a tormentas intensas de corta duración. La calidad del escurrimiento, especialmente en los cuerpos receptores, también sufrirá desmejoras, debido al incremento de nutrientes, contaminación fecal y la introducción de contaminantes como metales pesados, herbicidas, etc.

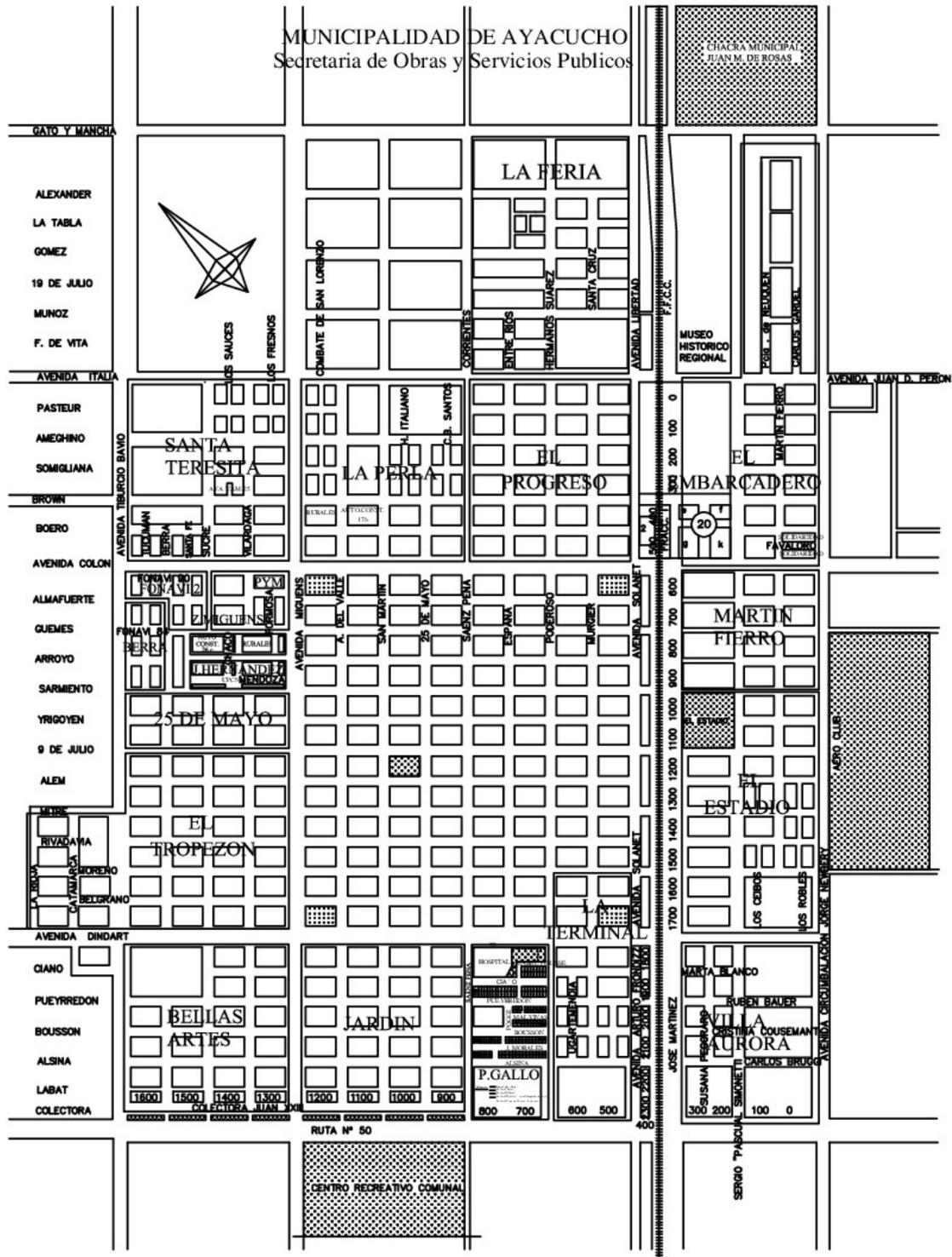


Fig. 16: Casco urbano ciudad de Ayacucho.

MUNICIPALIDAD DE AYACUCHO
 Secretaria de Obras y Servicios Públicos
 ZONIFICACION BARRIOS

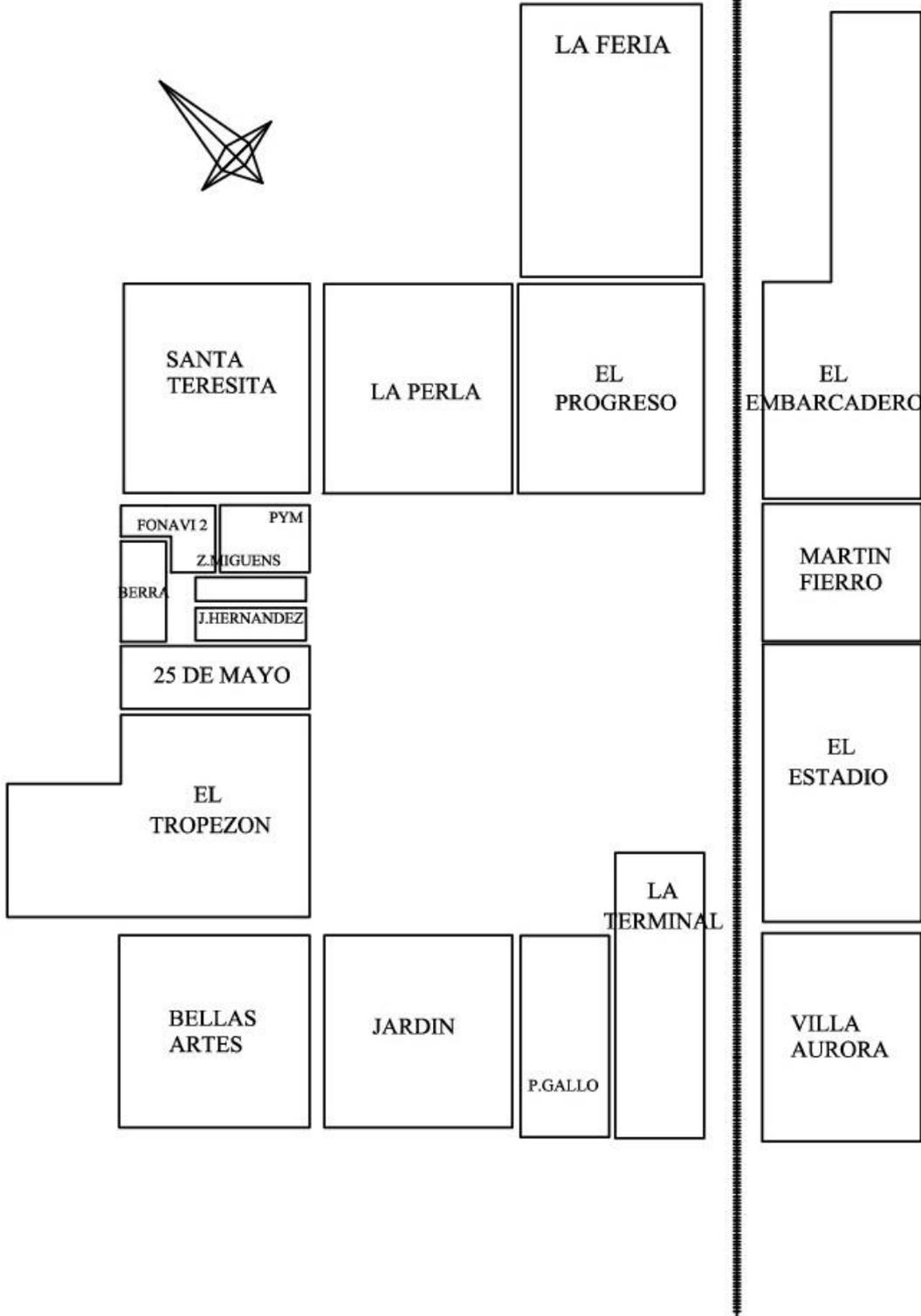


Fig. 17: Zonificación y distribución de Barrios.

El cambio de la cuenca urbana es permanente, debido a las variaciones continuas en el uso de la tierra, por lo tanto, en el diseño de drenaje urbano las características de la cuenca no pueden ser definidas como permanentes, lo que dificulta la fijación y agrupación de objetivos en términos precisos.

El crecimiento sostenido de la concentración urbana lleva asociado una importante perturbación sobre el medio ambiente natural. Los impactos más relevantes sobre los ambientes urbanos que deben tender a mitigarse pueden describirse como: aumento de riesgo de inundación; decrecimiento de la calidad de agua superficial subterránea e incremento de procesos de erosión sedimentación.

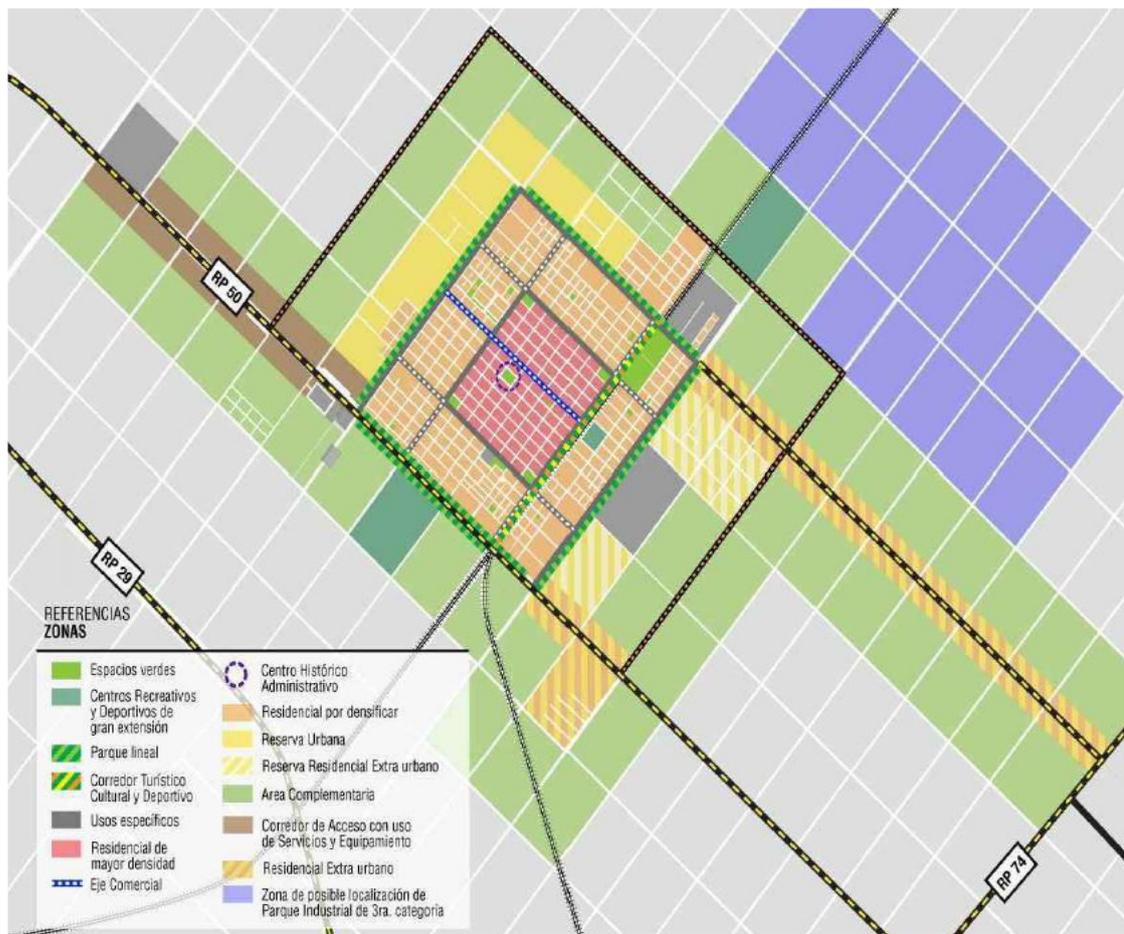


Fig. 18: Esquema Director de Ordenamiento Urbano: Zonificación, Uso de Suelo.

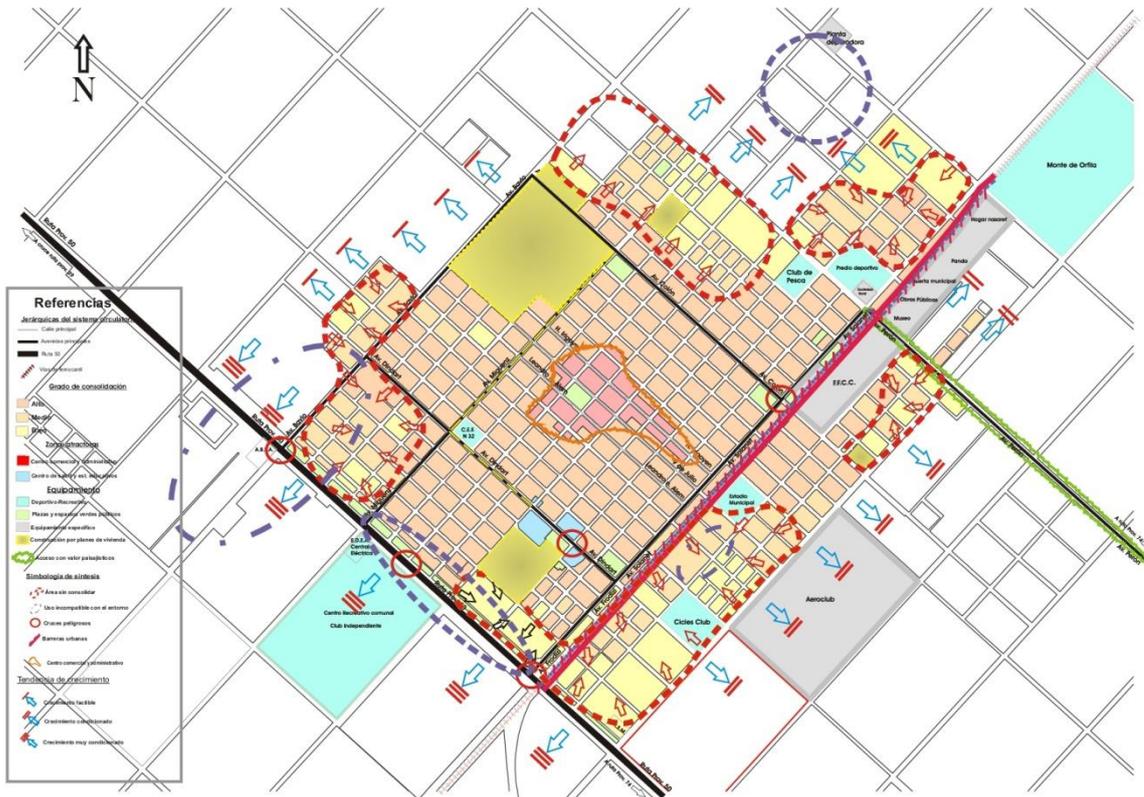


Fig. 19: Esquema Director de Ordenamiento Urbano: Tendencia de crecimiento urbano.

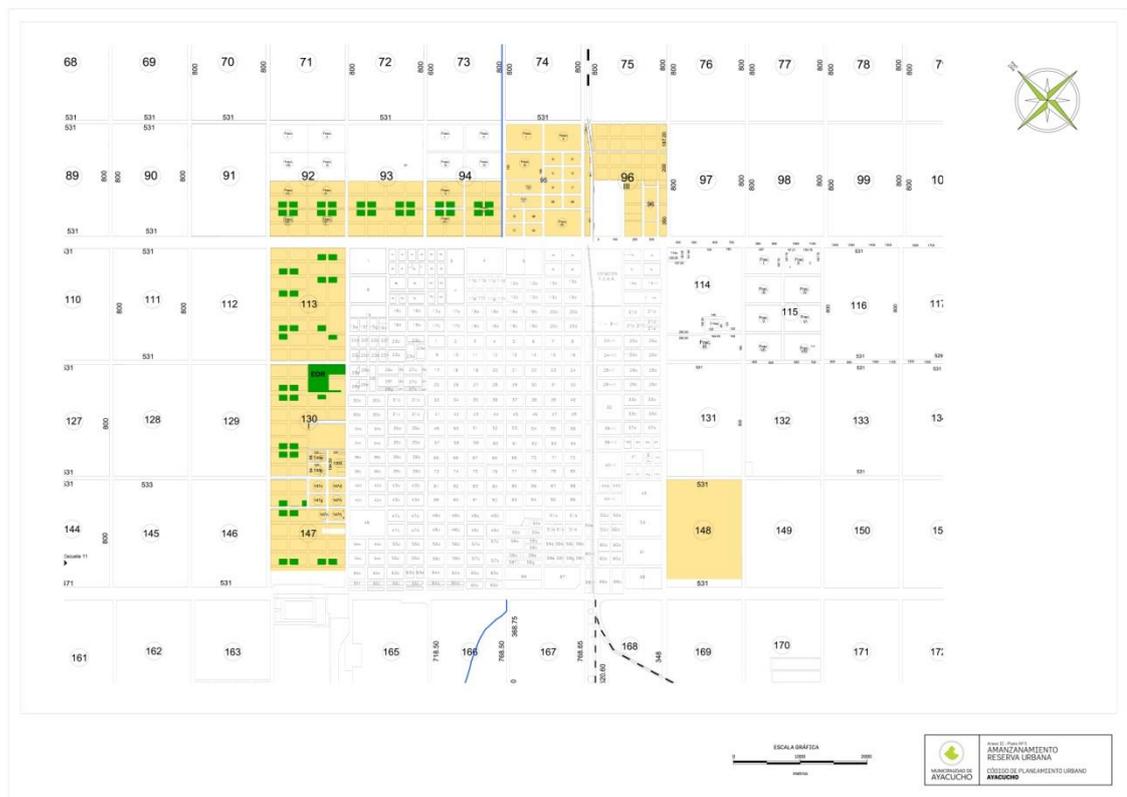


Fig. 20: Esquema Director de Ordenamiento Urbano: Amanzamiento Reserva Urbana.

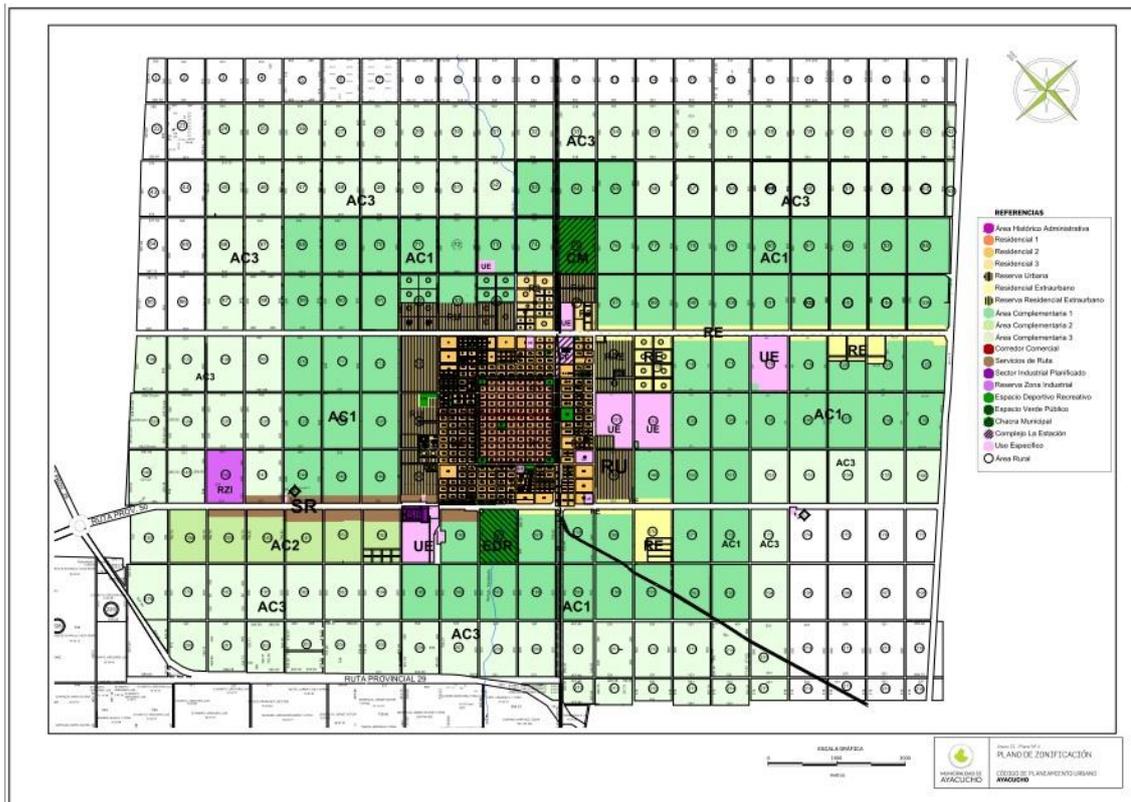


Fig. 21: Esquema Director de Ordenamiento Urbano: Zonificación Periurbana.

DIAGNOSTICO.

El abordaje del problema de drenaje urbano generalmente se realiza solo inmediatamente después de su ocurrencia y el problema de las inundaciones urbanas muchas veces es relegado en las prioridades del gobierno, en especial cuando se presentan ciclos hidrológicos secos.

En lo que respecta a las políticas de ocupación, en general, para proyectos de loteo y nuevas urbanizaciones, el municipio solo exige que el proyecto de drenaje pluvial asegure el drenaje eficiente del sector, sin considerar el impacto del aumento de caudal aguas abajo. Una característica causante del descontrol observado es que, quien impermeabiliza no sufre las consecuencias, los efectos hidrológicos solo se verifican aguas abajo.²⁴

Cuando no se controla la urbanización o no se amplía la capacidad del sistema de drenaje, la ocurrencia de crecidas urbana aumenta, con pérdidas sociales y económicas para toda la comunidad, pudiendo afirmarse que a medida

²⁴ Código de planeamiento urbano Ciudad de Ayacucho.

que aumenta el porte de la ciudad se agravan las consecuencias por falta de planificación y reglamentación.

La repuesta técnica a este problema es disciplinar la ocupación urbana a través de una densificación compatible con los riesgos de inundación y sustentabilidad del ecosistema.



Fig. 22: Aº Tandileofú y Canales aliviadores.



Fig. 23: Aº Tandileofú, Canales aliviadores Arata y Newbery.

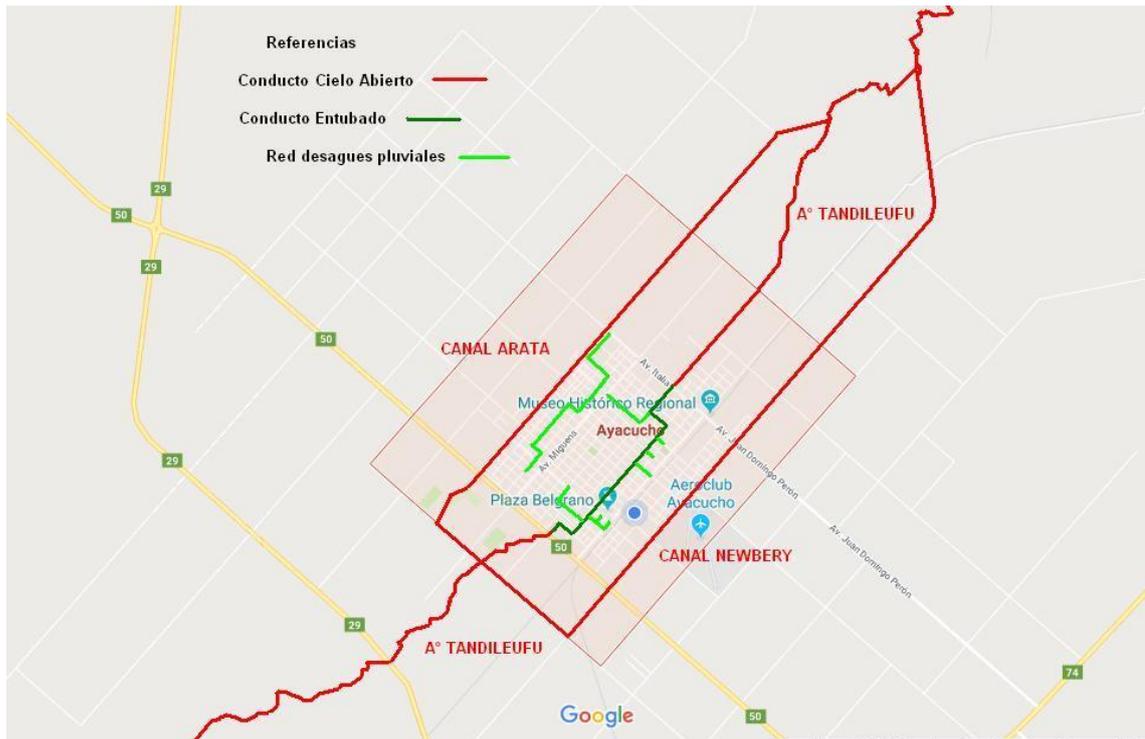


Fig. 24: Red Desagües Pluviales Urbanos y Periurbanos.

ANÁLISIS ESTADO ACTUAL.

El abordaje del análisis correspondiente al diseño hidrológico e hidráulico del sistema inicial o menor de drenaje pluvial en la cuenca urbana se representa en la siguiente figura:

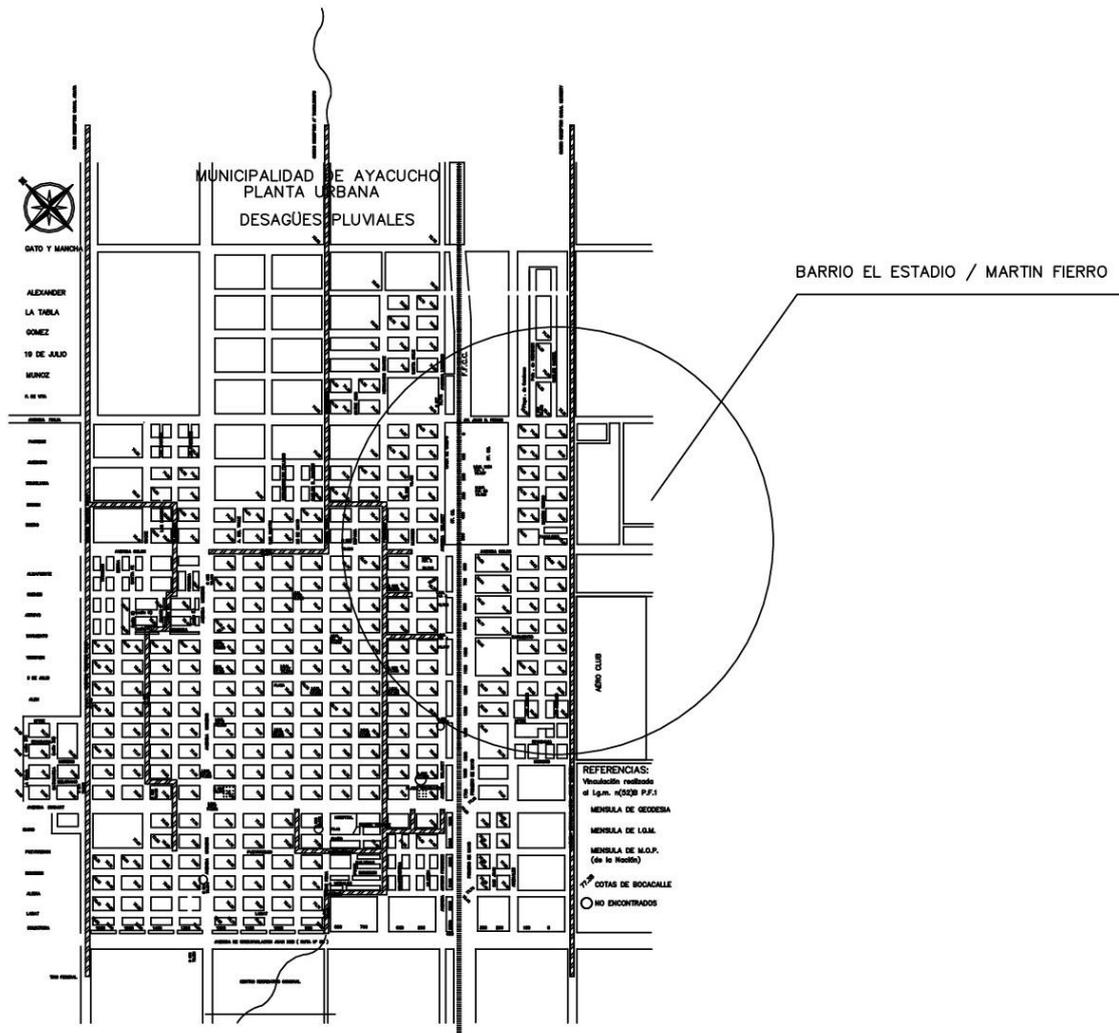


Fig. 25: Desagües Pluviales Urbanos y zona afectada.

Sobre la evaluación del diseño hidráulico, se realizó análisis topográfico de la cuenca y puntos de diseño; se adoptó como conducto principal la traza misma del curso receptor entubado (A° Tandileofú), pero con los años y el crecimiento demográfico y social ya descrito, éste ha quedado obsoleto, es por eso que más adelante sobre el proyecto de desvío del A° Tandileofú aguas arriba (capítulo 3), se intentará dar solución a esta problemática actual.

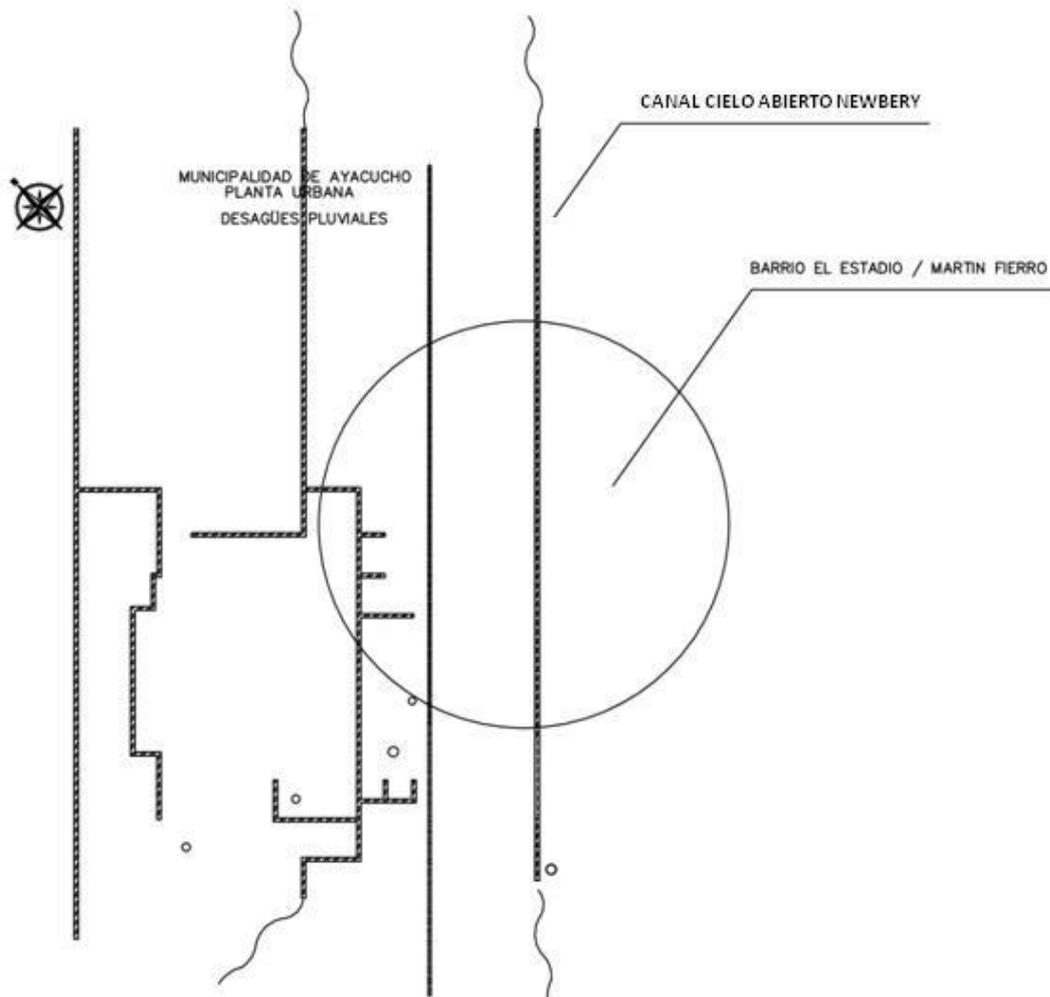


Fig. 26: Desagües Pluviales Urbanos y zona afectada.

Bajo un diagnóstico inicial e inspección ocular del archivo fotográfico correspondiente a la última crecida e inundación importante en el año 2015, se debe dar solución al área del Aeroclub, situada en los barrios El Estadio y Martin Fierro y ejecutar un proyecto de desagües pluviales a curso receptor Newbery, siendo este un claro ejemplo de la falta de infraestructura a nuevos crecimientos poblacionales.



Fig. 27: Inundación Club Independiente, año 2015.



Fig. 28: Zona Afectada Avda. Solanet y Sarmiento.



Fig. 29: Obras recientes: Cordón Cuneta Av. Newbery.

MEMORIA DESCRIPTIVA B° EL ESTADIO.

Por tratarse de cuenca urbana las escorrentías superficiales comienzan en los terrenos internos a las manzanas (escorrentías mantiformes) los que aportan a las calles y luego por sus cunetas el flujo encauzado. Para determinar el tiempo de escurrimiento mantiforme se utiliza la expresión:

$$T_m = 0,7 \times (1,10 - c) \times L^{0,5} \times S^{-0,33}$$

Donde:

C: coeficiente de escorrentía para R= 5 años (adimensional) ²⁵

L: longitud de recorrido mantiforme (m)

S: pendiente longitudinal del escurrimiento (m/m)

T_m: tiempo de escurrimiento mantiforme (min)

Considerando el punto más alejado de la Subcuenca, el fondo de terreno de longitud promedio 30 m (L) y una pendiente longitudinal hacia la calle del 1% (S=0,01), se calculan los tiempos de viaje por el cordón cuenta desde el terreno más alejado hasta el punto de diseño de la subcuenca:

²⁵ DPH, Dirección Provincial de Hidráulica. www.mosp.gba.gov.ar Los desagües urbanos se diseñan para una recurrencia de 2 o 5 años, los reservorios se diseñan/verifican para 50 o 100 años ya que son estructuras que se utilizan ante eventos extremos. En caso que tenga descarga ante cierta sobre elevación se diseña una descarga regulada con una conducción que pueda conducir escurrimientos de 2 o 5 años de recurrencia.

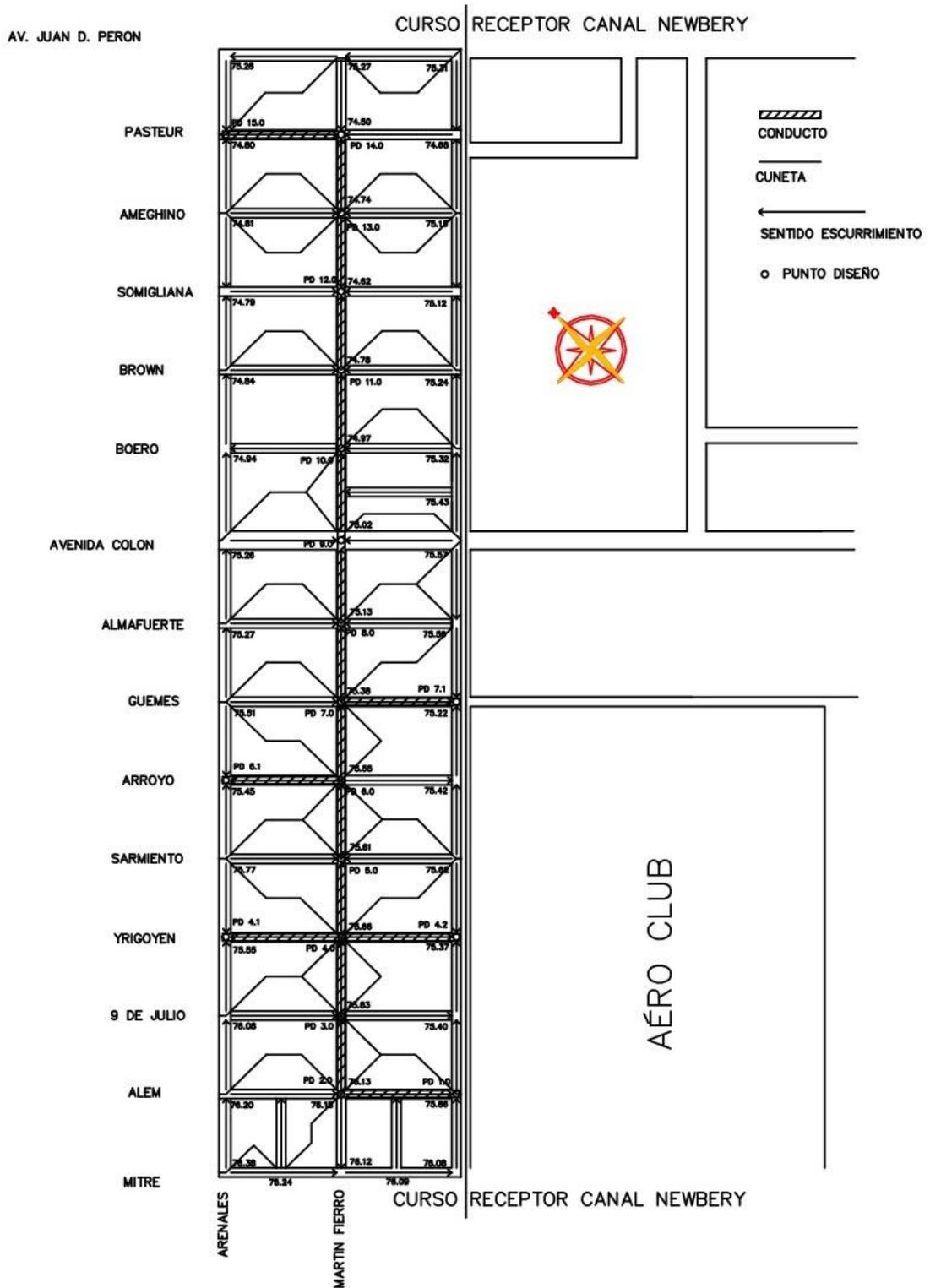


Fig. 30: Sub Cuencas y sentido escurrimiento superficial.

subsecuencia	tiempo de escurrimiento mantiforme Tm [min]	tiempo de escurrimiento encauzado						tiempo de concentración [hs]
		cota del punto alejado	cota de punto de diseño	Long e/p.alejado y p. diseño [m]	pendiente promedio	velocidad de escurrimiento [m/seg]	tiempo recorrido en cunetas [seg]	
15.0	8,74	75,31	74,80	280	0,0016	0,612	457,52	0,273
14.0	8,93	75,31	74,50	180	0,0041	0,980	183,73	0,200
13.0	8,72	75,15	74,74	120	0,0034	0,892	134,51	0,183
12.0	9,96	75,15	74,62	180	0,0027	0,795	226,41	0,229
11.0	10,25	75,26	74,78	280	0,0017	0,631	443,86	0,294
10.0	10,60	75,57	74,97	180	0,0033	0,879	204,80	0,234
9.0	10,19	75,27	75,02	180	0,0013	0,552	326,29	0,260
8.0	10,19	75,51	75,13	180	0,0019	0,667	269,90	0,245
7.1	10,19	75,62	75,22	180	0,0020	0,684	263,07	0,243
7.0	10,25	75,55	75,38	120	0,0010	0,472	254,46	0,242
6.1	10,19	75,61	75,45	180	0,0008	0,433	415,95	0,285
6.0	10,28	75,61	75,55	120	0,00034	0,282	425,35	0,289
5.0	10,19	75,77	75,61	100	0,0016	0,612	163,40	0,215
4.2	10,60	75,86	75,37	180	0,0024	0,750	240,15	0,243
4.1	11,41	76,08	75,55	120	0,0044	1,015	118,24	0,223
4.0	10,35	75,83	75,66	120	0,0014	0,572	209,62	0,231
3.0	10,20	76,20	75,83	180	0,00066	0,393	457,94	0,297
2.0	10,19	76,38	76,13	180	0,0010	0,484	372,03	0,273
1.0	10,20	76,38	75,86	280	0,0017	0,631	443,86	0,293

Tabla 5: Tiempos de escurrimiento encauzado Barrio El Estadio.

Se adoptarán pendientes de cálculo coincidentes con la pendiente longitudinal del cordón cuneta para cada caso.

Para calcular la velocidad de escurrimiento por las cunetas de las calles se utiliza la ecuación de Manning:

$$U = (1/n) \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Donde:

n: Coeficiente de Manning (0,015) adimensional

i: Es la pendiente de la línea de energía para escurrimiento uniforme (m/m)

Rh: Es el radio hidráulico (cociente entre el área de la sección transversal al escurrimiento y el perímetro mojado (m), tirante de 0,10 m.

U: Velocidad de escurrimiento por cordón cuneta (m/s)

Los puntos de diseño corresponden a las intersecciones de calles a las cuales llegan escurrimientos que no tienen salida superficial, a estos puntos en particular se los denomina bajos.

Los siguientes puntos de diseño son los que corresponden a cruces de calles a los cuales aportan tres escurrimientos y solo hay una salida superficial al escurrimiento.

Los puntos así denominados corresponden a puntos de diseño por los cuales pasará la traza del conducto subterráneo que colectará los excedentes pluviales superficiales para conducirlos hasta el cuerpo receptor (Canal Newbery).

De esta manera se realiza la traza tentativa para los tramos de los conductos a realizar:

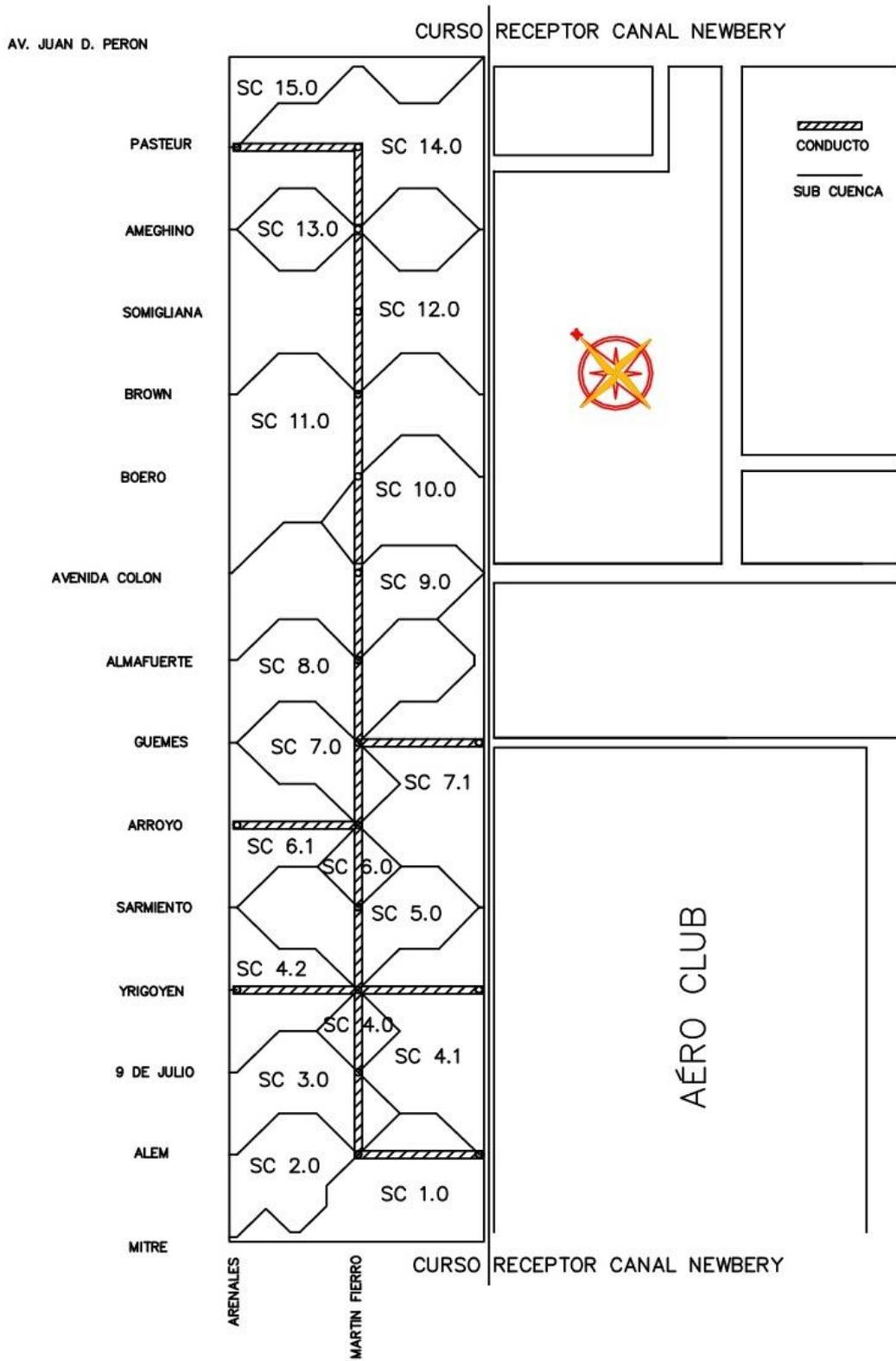


Fig. 31: Sub Cuencas y Traza Tentativa conducto pluvial.

Se identifican todos los puntos de acceso al sistema de desagües llamados puntos de diseño, de menor a mayor desde el punto aguas abajo hacia los puntos ubicados aguas arriba.

A cada punto de diseño le aporta una subcuenca, numerada coincidentemente con el punto en que descarga. Se calculan las superficies de cada una expresándolas en hectáreas.

Se calcula luego el coeficiente de escorrentía ponderado haciendo el promedio pesado de las aéreas que aportan a cada punto de diseño.

$$C_p = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A_t}$$

La impermeabilidad de las manzanas es variable y se asigna un coeficiente de escorrentía a cada tipo, Condición I: (0,80) Área comercial central, Condición II: (0,60) Área con edificios de departamentos, Condición III: (0,50) Áreas con residencias aisladas, Condición IV: (0,30) Áreas con parques recreacionales y Condición Calle: (0,56).

Punto de Diseño	Máximo Recorrido	TOTAL [Ha]	Tipo III	Calles	Coef. Escorrentía Ponderada
			0,5	0,56	
15.0	280	0,83	0,51	0,33	0,52
14.0	180	2,21	1,69	0,52	0,51
13.0	120	1,06	0,87	0,19	0,51
12.0	180	2,35	1,76	0,59	0,52
11.0	280	2,50	1,92	0,58	0,51
10.0	180	1,16	0,84	0,32	0,52
9.0	180	1,67	1,14	0,53	0,52
8.0	180	1,53	1,21	0,32	0,51
7.1	180	1,75	1,31	0,44	0,52
7.0	120	0,81	0,66	0,15	0,51
6.1	180	0,91	0,66	0,25	0,52
6.0	120	0,28	0,21	0,07	0,52
5.0	100	1,34	1,10	0,24	0,51
4.2	180	1,56	1,21	0,35	0,51
4.1	120	0,91	0,66	0,25	0,52
4.0	120	0,28	0,21	0,07	0,52
3.0	180	1,00	0,65	0,35	0,52
2.0	180	0,84	0,61	0,23	0,52
1.0	280	1,48	1,02	0,46	0,52

Tabla 6: Coeficientes de escorrentía ponderados.

Se determinan los tiempos de concentración (en minutos) de cada cuenca, obtenidos de la suma del tiempo de escurrimiento mantiforme y el tiempo de viaje por los cordones cuneta de hormigón.

subcuenca	tiempo de escurrimiento mantiforme Tm [min]
15.0	8,74
14.0	8,93
13.0	8,72
12.0	9,96
11.0	10,25
10.0	10,60
9.0	10,19
8.0	10,19
7.1	10,19
7.0	10,25
6.1	10,19
6.0	10,28
5.0	10,19
4.2	10,60
4.1	11,41
4.0	10,35
3.0	10,20
2.0	10,19
1.0	10,20

Tabla 7: Tiempos de escurrimientos mantiformes.

Con los valores de las áreas, los coeficientes de escorrentía ponderados, y las lluvias de diseño de cada una de las subcuencas (ecuaciones de lluvias correspondientes a la zona de Azul y alrededores, para una recurrencia de 5 años), se calculan los caudales (m³/s), que superficialmente aportan a cada punto de diseño utilizando la fórmula del método racional: ²⁶

$$Q = \left[\frac{C_p \cdot I \text{ (mm/h)} \cdot \text{área (ha)}}{\quad} \right]$$

²⁶ Curvas IDF para el centro de la Provincia de Buenos Aires, Instituto de Hidrología de Llanuras, si bien existen datos de precipitaciones máximas diarias del SMN de la zona de Tandil Aero, aún no han sido procesadas para definir una ecuación más exacta que defina éste área en estudio y nuevas curvas IDF, quedando pendiente el desarrollo de estas curvas en un futuro proyecto de alcance a esta tesis de grado.

$$I \text{ [mm/h]} = c / (Tc \text{ [min]}^e + f)$$

	c	e	f
T=50	1963	0,760	6,17
T=25	1964	0,773	7,21
T=10	1913	0,787	8,58
T=5	1941	0,803	12,8

Tabla 8: Coeficientes para el uso de las curvas IDF en la zona de Azul y aledaños.

subcuenca	Intensidad [mm/h]	Caudal [m ³ /seg]
15.0	87,29	0,11
14.0	96,32	0,30
13.0	98,83	0,15
12.0	92,44	0,31
11.0	85,04	0,30
10.0	91,86	0,15
9.0	88,66	0,21
8.0	90,48	0,20
7.1	90,71	0,23
7.0	90,88	0,10
6.1	85,94	0,11
6.0	85,51	0,03
5.0	94,22	0,18
4.2	90,66	0,20
4.1	93,20	0,12
4.0	92,21	0,04
3.0	84,73	0,12
2.0	87,25	0,11
1.0	85,12	0,18

Tabla 9: Caudales por subcuencas.

Conocida el área total de la cuenca, se determina el porcentaje que llega a cada cuenca en cada esquina. Luego aplicando el área que aporta el sumidero se calcula la proporción del caudal que deberá erogar a cada uno.

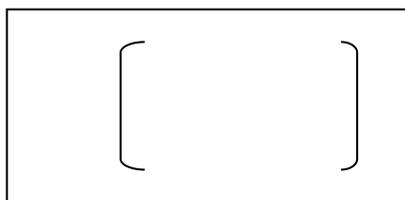
Para pre dimensionar los sumideros tipo ventana se asume que cada metro de sumidero conduce un caudal de 80 lats/seg. Se considera como longitud mínima de sumidero 2 mts. y se adopta la longitud en función de la necesaria para el cálculo.

Punto de Diseño	Long nec. [m]	Longitud necesaria de sumidero por esquina [m]								Longitud adoptada de sumidero por esquina [m]								Long nec. [m]
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	
15.0	1,32	1,39	-	-	-	-	-	-	-	2,00	-	-	-	-	-	-	-	2,00
14.0	3,79	0,28	0,91	0,87	0,26	0,28	0,89	0,55	0,28	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	16,00
13.0	1,87	0,53	0,53	0,53	0,53	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
12.0	3,89	0,25	0,78	0,78	0,25	0,25	0,83	0,83	0,25	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	16,00
11.0	3,79	0,40	0,67	0,21	0,2	1,95	0,4	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
10.0	1,91	0,46	0,55	0,79	0,23	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
9.0	2,67	0,39	0,50	0,22	0,23	0,84	0,57	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
8.0	2,46	0,45	0,45	0,24	0,24	0,78	0,45	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
7.1	2,84	0,59	0,45	0,45	1,52	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
7.0	1,30	0,45	0,45	0,24	0,24	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
6.1	1,40	0,30	0,41	0,41	0,3	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
6.0	0,43	0,22	0,22	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
5.0	2,24	0,48	0,48	0,24	0,24	0,48	0,48	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
4.2	2,52	0,27	0,45	0,45	1,50	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
4.1	1,52	0,35	0,48	0,48	0,35	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
4.0	0,46	0,23	0,23	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
3.0	1,53	0,40	0,70	0,2	0,20	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
2.0	1,31	0,42	0,95	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
1.0	2,27	0,41	0,63	1,27	-	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	6,00

Tabla 10: Cálculo de sumideros por puntos de diseño.

Habiendo dimensionado los vertederos, se pre dimensionan los conductos. Para el caso de primer tramo de conducto se toma el caudal de aporte a la subcuenca directa que vierte. En cambio, a partir del segundo tramo y en adelante, a cada punto de diseño deben ser comparados los tiempos de concentración de las subcuenchas más el del transporte dentro de cada tramo de conducto y se adopta el mayor tiempo para calcular la intensidad de lluvia, el caudal y pre dimensionar así cada tramo.

Los conductos serán circulares, escurriendo con un tirante igual al diámetro, pero sin que se generen presiones en el intradós del conducto. Se consideran entonces que escurren a superficie libre, utilizando para el diseño la siguiente expresión:



$$D = \frac{3,21 \cdot Q \cdot n^{3/8}}{\sqrt{i}}$$

Donde:

Q: Caudal de diseño.

n: Coeficiente de Manning (n=0,0013 para conductos de hormigón)

i: Pendiente longitudinal del tramo de conducto a diseñar.

Para pre dimensionar el tramo1 se considera el aporte de la subcuenca 15 con un caudal de 0,12 m³/seg, considerando una tapada de 0,96 mts, para que en el punto más bajo del terreno (PD punto de diseño 14) quede con una tapada mínima de 0,80 y pendiente longitudinal 0,013 m/m. Se verifica que la velocidad de escurrimiento sea superior a la mínima establecida de 0,75 m/s.

En estas condiciones el diámetro de cálculo resulta de 0,47 mts, y se adopta el diámetro comercial de 0,60 mts. Se calcula luego el tramo 2, el tiempo de viaje del escurrimiento del caudal aportado por la subcuenca 15 dentro del tramo 2 y se suma al tiempo de concentración calculado para la subcuenca 15, para luego comparar el resultado con el tiempo de concentración de la subcuenca 14. Con el mayor de estos tiempos se calcula la intensidad de la precipitación sobre las subcuencas 15 y 14 que aportan al tramo de conducto 2.

Luego se calcula el caudal total a transportar en el tramo en estudio y se determina el diámetro necesario del mismo modo que para el tramo anterior. En este caso, el caudal es de 0,38 m³/seg, la pendiente longitudinal 0,013 m/m, se verifica tapada y velocidades mínimas.

Utilizando esta metodología, se pre dimensionan los demás tramos. La siguiente tabla presenta los cálculos realizados de acuerdo con el método anteriormente explicado:

tramo		long tramo	total [ha]	coef escorr pond	tiempo conc		intensidad		Caudal [m3 /seg]	cota T.N	
										inic tramo	fin tramo
15 -- 14	1	110	0,83	0,52	0,273		87,29		0,11	74,80	74,50
			2,21	0,51	0,200						
14 -- 13	2	80	3,04	0,52	0,313		83,12		0,36	74,50	74,74
			1,06	0,51	0,183						
13 -- 12	3	80	4,10	0,52	0,343		80,39		0,47	74,74	74,62
			2,35	0,52	0,229						
12 -- 11	4	80	6,45	0,52	0,373		77,87		0,72	74,62	74,78
			2,50	0,51	0,294						
11 -- 10	5	80	8,95	0,51	0,402		75,54		0,97	74,78	74,97
			1,16	0,52	0,234						
10 -- 09	6	90	10,11	0,51	0,432		73,38		1,06	74,97	75,02
			1,67	0,52	0,260						
09 -- 08	7	90	11,78	0,52	0,465		71,12		1,20	75,02	75,13
			1,53	0,51	0,245						
08 -- 07	8	80	13,31	0,52	0,499		69,03		1,31	75,13	75,38
			0,81	0,51	0,242						
07 -- 7.1	9	110	15,31	0,52	0,528		67,29		1,47	75,22	75,38
			0,81	0,51	0,242						
07 -- 06	10	80	1,19	0,52	0,326		81,93		0,14	75,38	75,55
			0,28	0,52	0,289						
6.1 -- 06	11	110	0,91	0,52	0,285		85,94		0,11	75,45	75,55
			0,28	0,52	0,289						
06 -- 05	12	80	0,28	0,52	0,289		85,56		0,03	75,55	75,61
			1,34	0,51	0,215						
05 -- 04	13	80	1,62	0,51	0,319		82,63		0,19	75,61	75,66
			0,28	0,52	0,231						
04 -- 4.2	14	110	2,81	0,51	0,348		81,80		0,33	75,37	75,66
			1,56	0,52	0,231						
4.1 -- 04	15	110	0,91	0,52	0,223		108,08		0,14	75,55	75,66
			0,28	0,52	0,231						
04 -- 03	16	80	0,28	0,52	0,231		92,18		0,04	75,66	75,83
			1,00	0,52	0,297						
03 -- 02	17	80	1,28	0,52	0,261		88,64		0,16	75,83	76,13
			0,84	0,52	0,273						
02 -- 01	18	110	2,12	0,52	0,290		85,43		0,26	76,13	75,86

Tabla 11: Cálculo de caudales por tramo de diseño.

tramo		i del tramo	cota intrados		tapada		Diam teorico	Diam adopt	veloc flujo	tiempo flujo
			inic tramo	fin tramo	inic tramo	fin tramo				
15 -- 14	1	0,0013	73,84	73,70	0,96	0,80	0,45	0,60	0,37	0,0817
14 -- 13	2	0,0013	73,70	73,60	0,80	1,14	0,72	0,80	0,72	0,0308
13 -- 12	3	0,0013	73,60	73,25	1,14	1,37	0,80	0,80	0,94	0,0237
12 -- 11	4	0,0013	73,25	73,15	1,37	1,63	0,93	1,00	0,92	0,0243
11 -- 10	5	0,0013	73,15	73,04	1,63	1,93	1,04	1,10	1,02	0,0218
10 -- 09	6	0,0013	73,04	72,93	1,93	2,09	1,08	1,10	1,12	0,0224
09 -- 08	7	0,0013	72,93	72,81	2,09	2,32	1,13	1,20	1,26	0,0198
08 -- 07	8	0,0013	72,81	72,71	2,32	2,67	1,17	1,20	1,16	0,0191
07 --7.1	9	0,0013	72,24	72,71	2,98	2,67	1,22	1,20	1,30	0,0234
07 --06	10	0,0013	72,71	72,81	2,67	2,74	0,51	0,60	0,49	0,0449
6.1 --06	11	0,0013	72,75	72,81	2,70	2,74	0,47	0,60	0,40	0,0770
06 -- 05	12	0,0013	72,81	72,71	2,74	2,90	0,30	0,60	0,12	0,1815
05 -- 04	13	0,0013	72,71	72,60	2,90	3,06	0,57	0,60	0,67	0,0330
04 --4.2	14	0,0013	71,88	72,60	3,49	3,06	0,70	0,80	0,65	0,0468
4.1 -- 04	15	0,0013	72,53	72,60	3,02	3,06	0,51	0,60	0,50	0,0612
04 -- 03	16	0,0013	72,60	72,50	3,06	3,33	0,31	0,60	0,13	0,1685
03 -- 02	17	0,0013	72,50	72,60	3,33	3,53	0,54	0,60	0,58	0,0383
02 -- 01	18	0,0013	72,60	71,92	3,53	3,94	0,64	0,80	0,52	0,0588

Tabla 12: Cálculo de tapadas mínimas y diámetros por tramo de diseño.

MEMORIA DE CÁLCULO Bº EL ESTADIO

FORMULAS Y DATOS A UTILIZAR PARA EL CALCULO DEL COEF. ESCORRENTIA

PONDERADA:

- Máximo recorrido: Es la longitud máxima que recorre el agua dentro de cada subcuenca.

- Coefficientes de impermeabilidad:

Tipo I: 0.8 (área comercial central); Tipo II: 0.60 (área con edificios de departamentos); Tipo III: 0.50 (Áreas con Residencias aisladas); Tipo IV: 0.30 (Áreas con Parques recreacionales) y Calles: 0.56

- Coefficientes de escorrentía ponderada:

$$C_p = \sum C_i \cdot A_i / A_t$$

Punto de Diseño	Máximo Recorrido	TOTAL [Ha]	Tipo III	Calles	Coef. Escorr. Ponderada
			0,5	0,56	
15.0	280	0,83	0,51	0,33	0,52
14.0	180	2,21	1,69	0,52	0,51
13.0	120	1,06	0,87	0,19	0,51
12.0	180	2,35	1,76	0,59	0,52
11.0	280	2,50	1,92	0,58	0,51
10.0	180	1,16	0,84	0,32	0,52
9.0	180	1,67	1,14	0,53	0,52
8.0	180	1,53	1,21	0,32	0,51
7.1	180	1,75	1,31	0,44	0,52
7.0	120	0,81	0,66	0,15	0,51
6.1	180	0,91	0,66	0,25	0,52
6.0	120	0,28	0,21	0,07	0,52
5.0	100	1,34	1,10	0,24	0,51
4.2	180	1,56	1,21	0,35	0,51
4.1	120	0,91	0,66	0,25	0,52
4.0	120	0,28	0,21	0,07	0,52
3.0	180	1,00	0,65	0,35	0,52
2.0	180	0,84	0,61	0,23	0,52
1.0	280	1,48	1,02	0,46	0,52

Tabla 13: Coeficientes de escorrentía ponderados por punto de diseño.

FORMULAS Y DATOS A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACION:

- Tiempo de Esgurrimento Mantiforme:

$$T_m = 0,7 \times (1,10 - c) \times L^{0,5} \times S^{-0,33}$$

Donde:

C= Coef. De escorrentía ponderado

L= Longitud del recorrido Mantiforme= 30 mts.

S=Pendiente Longitudinal del escurrimento= 0.01

- Velocidad de Esgurrimento:

$$U = (1/n) \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Donde:

n= Coef. De Manning=0.013

R_h= Radio Hidráulico= 0.11

i= Pendiente promedio

- Tiempo Recorrido en cunetas:

Relación entre Longitud de punto más alejado de la subcuenca y punto de diseño y Velocidad de Esgurrimento.

- Tiempo de Concentración:

T_c= Tiempo de Esc. Mantiforme [hs] + Tiempo recorrido en cunetas [hs]

subcuenca	tiempo de escurrimiento mantiforme Tm [min]	tiempo de escurrimiento encauzado						tiempo de concentración [hs]
		cota del punto alejado	cota de punto de diseño	Long e/p. alejado y p. diseño [m]	pendiente promedio	velocidad de escurrimiento [m/seg]	tiempo recorrido en cunetas [seg]	
15.0	8,74	75,31	74,80	280	0,0016	0,612	457,52	0,273
14.0	8,93	75,31	74,50	180	0,0041	0,980	183,73	0,200
13.0	8,72	75,15	74,74	120	0,0034	0,892	134,51	0,183
12.0	9,96	75,15	74,62	180	0,0027	0,795	226,41	0,229
11.0	10,25	75,26	74,78	280	0,0017	0,631	443,86	0,294
10.0	10,60	75,57	74,97	180	0,0033	0,879	204,80	0,234
9.0	10,19	75,27	75,02	180	0,0013	0,552	326,29	0,260
8.0	10,19	75,51	75,13	180	0,0019	0,667	269,90	0,245
7.1	10,19	75,62	75,22	180	0,0020	0,684	263,07	0,243
7.0	10,25	75,55	75,38	120	0,0010	0,472	254,46	0,242
6.1	10,19	75,61	75,45	180	0,0008	0,433	415,95	0,285
6.0	10,28	75,61	75,55	120	0,00034	0,282	425,35	0,289
5.0	10,19	75,77	75,61	100	0,0016	0,612	163,40	0,215
4.2	10,60	75,86	75,37	180	0,0024	0,750	240,15	0,243
4.1	11,41	76,08	75,55	120	0,0044	1,015	118,24	0,223
4.0	10,35	75,83	75,66	120	0,0014	0,572	209,62	0,231
3.0	10,20	76,20	75,83	180	0,00066	0,393	457,94	0,297
2.0	10,19	76,38	76,13	180	0,0010	0,484	372,03	0,273
1.0	10,20	76,38	75,86	280	0,0017	0,631	443,86	0,293

Tabla 14: Tiempos de concentración total por subcuencas.

FORMULAS Y DATOS A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DE LONGITUD SUMIDEROS:

- Intensidad:

Ecuaciones de lluvias correspondientes a la zona de Azul y alrededores, para una recurrencia de 5 años y coeficientes para el uso de las curvas IDF en dicha zona.

$$I \text{ [mm/h]} = c / (Tc \text{ [min]}^e + f)$$

	c	e	f
T=50	1963	0,760	6,17
T=25	1964	0,773	7,21
T=10	1913	0,787	8,58
T=5	1941	0,803	12,8

Tabla 15: Coeficientes para el uso de las curvas IDF en la zona de Azul y alrededores.

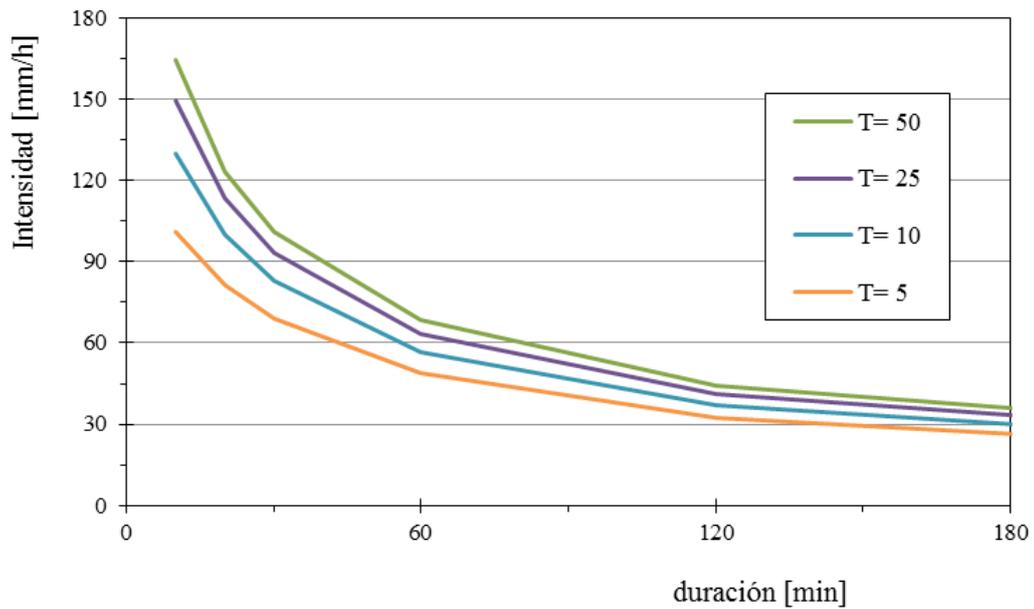


Fig. 32: Curvas IDF para la zona de Azul (centro de la provincia de Buenos Aires), detalle para menos de 3 hs.

Donde:

Tc= Tiempo de concentración

C, e, f = coeficientes de ajuste producto de la combinación de resultados sub diarios y diarios con los cuales se elaboraron gráficos pertinentes para una duración menor a 3 hs

- Caudal:

$$Q = \frac{C_p \cdot I \text{ (mm/h)} \cdot \text{Área (ha)}}{360}$$

Donde:

Cp= Coef. Escorrentía ponderada

I= Intensidad

Área= correspondiente a cada subcuenca

- Longitud necesaria:

$$L = \text{Caudal} / 0,08$$

Cada metro de longitud de sumidero capta 80 Lts/seg, correspondientes a 0,08 m³/seg.

Punto de Diseño	Long nec. [m]	Longitud necesaria de sumidero por esquina [m]								Longitud adoptada de sumidero por esquina [m]								Long nec. [m]
		1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	
15.0	1,44	1,39	-	-	-	-	-	-	-	2,00	-	-	-	-	-	-	-	2,00
14.0	4,56	0,28	0,91	0,87	0,26	0,28	0,89	0,55	0,28	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	16,00
13.0	2,31	0,53	0,53	0,53	0,53	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
12.0	4,47	0,25	0,78	0,78	0,25	0,25	0,83	0,83	0,25	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	16,00
11.0	4,06	0,40	0,67	0,21	0,2	1,95	0,4	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
10.0	2,18	0,46	0,55	0,79	0,23	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
9.0	2,95	0,39	0,50	0,22	0,23	0,84	0,57	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
8.0	2,78	0,45	0,45	0,24	0,24	0,78	0,45	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
7.1	3,21	0,59	0,45	0,45	1,52	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
7.0	1,48	0,45	0,45	0,24	0,24	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
6.1	1,51	0,30	0,41	0,41	0,3	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
6.0	0,46	0,22	0,22	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
5.0	2,63	0,48	0,48	0,24	0,24	0,48	0,48	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	12,00
4.2	2,85	0,27	0,45	0,45	1,50	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
4.1	1,76	0,35	0,48	0,48	0,35	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
4.0	0,53	0,23	0,23	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
3.0	1,63	0,40	0,70	0,2	0,20	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	8,00
2.0	1,43	0,42	0,95	-	-	-	-	-	-	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	4,00
1.0	2,43	0,41	0,63	1,27	-	-	-	-	-	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	6,00

Tabla XVI: Longitud necesaria de sumidero por esquina de punto de diseño.

FORMULAS Y DATOS A UTILIZAR PARA EL CÁLCULO DE CONDUCTOS PLUVIALES:

- Diámetro:

$$D = \frac{3,21 \cdot Q \cdot n^{3/8}}{\sqrt{i}}$$

Donde:

Q= Caudal de diseño

n= Coeficiente de Manning (n=0,0013 ductos H⁰)

i= Pendiente Long. del tramo de conducto a diseñar.

- Velocidad de Flujo:

$$V = (4 \cdot Q / \pi \cdot D^2)$$

- Tiempo de flujo:

$$T = \text{Long. Tramo} / \text{Velocidad Flujo}$$

tramo		long tramo	total [ha]	coef escorr pond	tiempo conc		intensidad		Caudal [m3 /seg]	cota T.N	
										inic tramo	fin tramo
15 -- 14	1	110	0,83	0,52	0,273		87,29		0,11	74,80	74,50
			2,21	0,51	0,200						
14 -- 13	2	80	3,04	0,52	0,313		83,12		0,36	74,50	74,74
			1,06	0,51	0,183						
13 -- 12	3	80	4,10	0,52	0,343		80,39		0,47	74,74	74,62
			2,35	0,52	0,229						
12 -- 11	4	80	6,45	0,52	0,373		77,87		0,72	74,62	74,78
			2,50	0,51	0,294						
11 -- 10	5	80	8,95	0,51	0,402		75,54		0,97	74,78	74,97
			1,16	0,52	0,234						
10 -- 09	6	90	10,11	0,51	0,432		73,38		1,06	74,97	75,02
			1,67	0,52	0,260						
09 -- 08	7	90	11,78	0,52	0,465		71,12		1,20	75,02	75,13
			1,53	0,51	0,245						
08 -- 07	8	80	13,31	0,52	0,499		69,03		1,31	75,13	75,38
			0,81	0,51	0,242						
07 --7.1	9	110	15,31	0,52	0,528		67,29		1,47	75,22	75,38
			0,81	0,51	0,242						
07 --06	10	80	1,19	0,52	0,326		81,93		0,14	75,38	75,55
			0,28	0,52	0,289						
6.1 --06	11	110	0,91	0,52	0,285		85,94		0,11	75,45	75,55
			0,28	0,52	0,289						
06 -- 05	12	80	0,28	0,52	0,289		85,56		0,03	75,55	75,61
			1,34	0,51	0,215						
05 -- 04	13	80	1,62	0,51	0,319		82,63		0,19	75,61	75,66
			0,28	0,52	0,231						
04 --4.2	14	110	2,81	0,51	0,348		81,80		0,33	75,37	75,66
			1,56	0,52	0,231						
4.1 -- 04	15	110	0,91	0,52	0,223		108,08		0,14	75,55	75,66
			0,28	0,52	0,231						
04 -- 03	16	80	0,28	0,52	0,231		92,18		0,04	75,66	75,83
			1,00	0,52	0,297						
03 -- 02	17	80	1,28	0,52	0,261		88,64		0,16	75,83	76,13
			0,84	0,52	0,273						
02 -- 01	18	110	2,12	0,52	0,290		85,43		0,26	76,13	75,86

Tabla XVII: Cálculo de caudales por tramo de diseño.

tramo	i del tramo	cota intrados		tapada		Diam teorico	Diam adopt	veloc flujo	tiempo flujo	
		inic tramo	fin tramo	inic tramo	fin tramo					
15 -- 14	1	0,0013	73,84	73,70	0,96	0,80	0,45	0,60	0,37	0,0817
14 -- 13	2	0,0013	73,70	73,60	0,80	1,14	0,72	0,80	0,72	0,0308
13 -- 12	3	0,0013	73,60	73,25	1,14	1,37	0,80	0,80	0,94	0,0237
12 -- 11	4	0,0013	73,25	73,15	1,37	1,63	0,93	1,00	0,92	0,0243
11 -- 10	5	0,0013	73,15	73,04	1,63	1,93	1,04	1,10	1,02	0,0218
10 -- 09	6	0,0013	73,04	72,93	1,93	2,09	1,08	1,10	1,12	0,0224
09 -- 08	7	0,0013	72,93	72,81	2,09	2,32	1,13	1,20	1,26	0,0198
08 -- 07	8	0,0013	72,81	72,71	2,32	2,67	1,17	1,20	1,16	0,0191
07 -- 7.1	9	0,0013	72,24	72,71	2,98	2,67	1,22	1,20	1,30	0,0234
07 -- 06	10	0,0013	72,71	72,81	2,67	2,74	0,51	0,60	0,49	0,0449
6.1 -- 06	11	0,0013	72,75	72,81	2,70	2,74	0,47	0,60	0,40	0,0770
06 -- 05	12	0,0013	72,81	72,71	2,74	2,90	0,30	0,60	0,12	0,1815
05 -- 04	13	0,0013	72,71	72,60	2,90	3,06	0,57	0,60	0,67	0,0330
04 -- 4.2	14	0,0013	71,88	72,60	3,49	3,06	0,70	0,80	0,65	0,0468
4.1 -- 04	15	0,0013	72,53	72,60	3,02	3,06	0,51	0,60	0,50	0,0612
04 -- 03	16	0,0013	72,60	72,50	3,06	3,33	0,31	0,60	0,13	0,1685
03 -- 02	17	0,0013	72,50	72,60	3,33	3,53	0,54	0,60	0,58	0,0383
02 -- 01	18	0,0013	72,60	71,92	3,53	3,94	0,64	0,80	0,52	0,0588

Tabla XVIII: Cálculo de tapadas mínimas y diámetros por tramo de diseño.

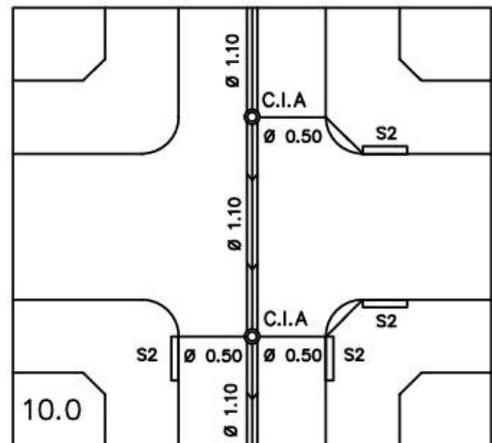
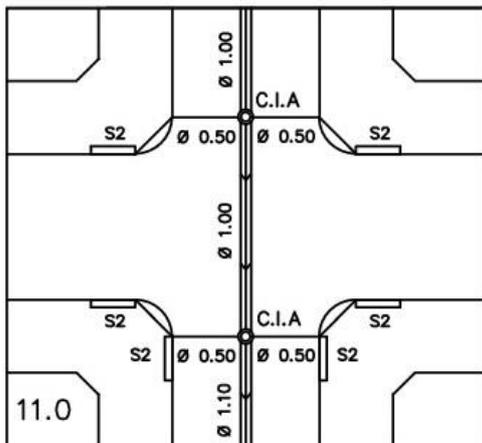
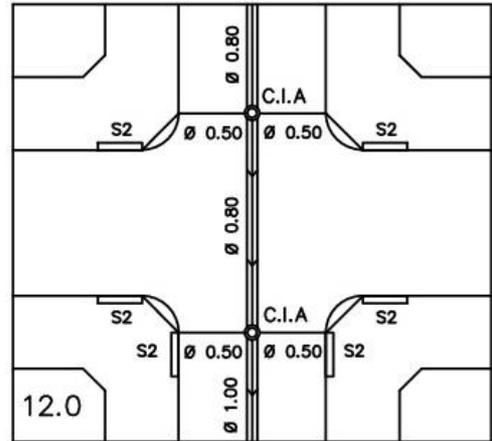
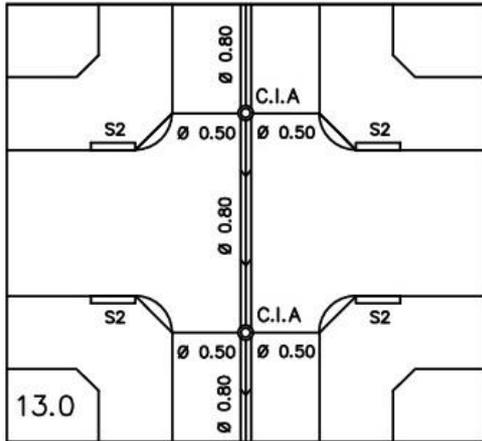
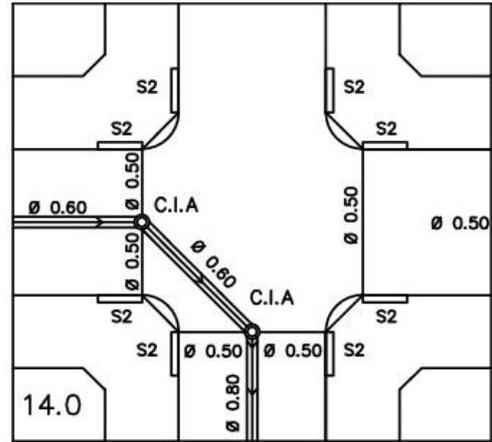
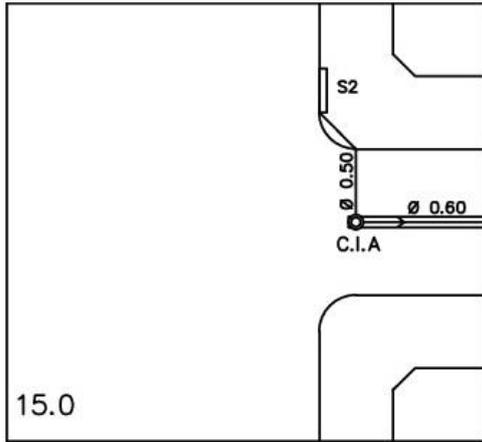
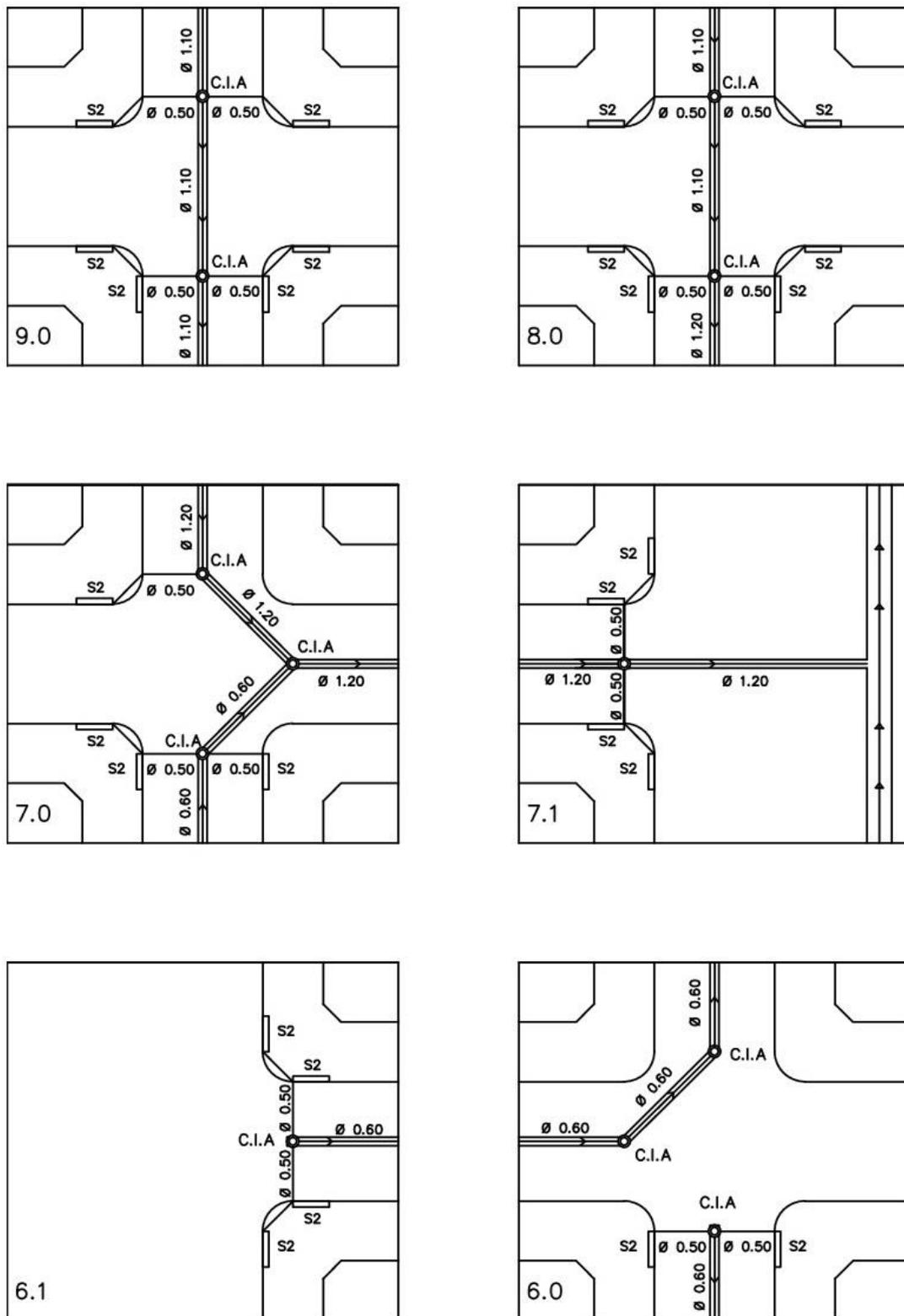
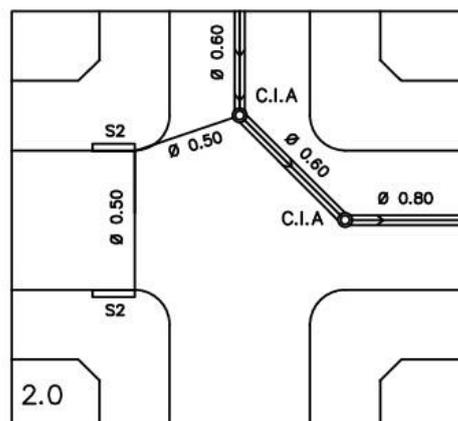
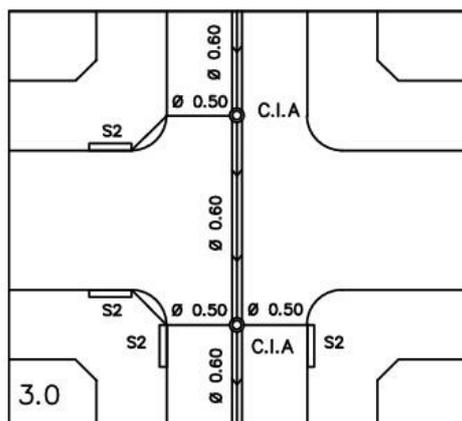
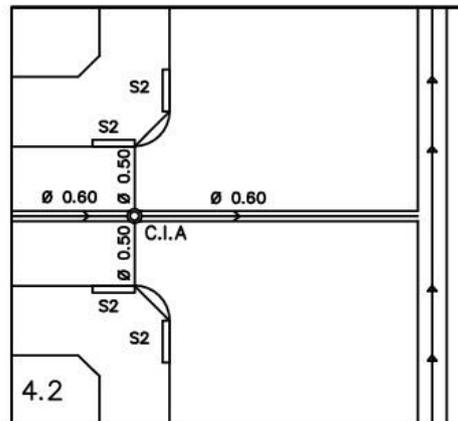
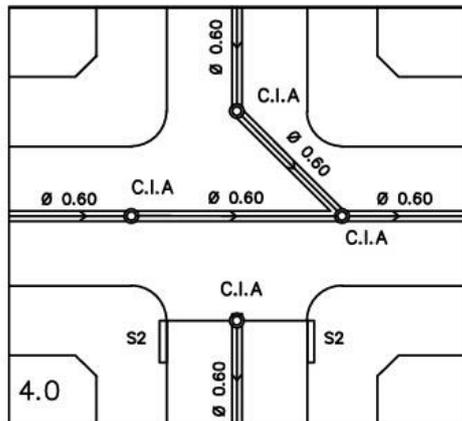
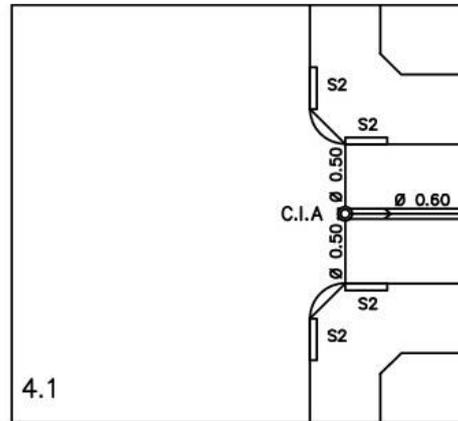
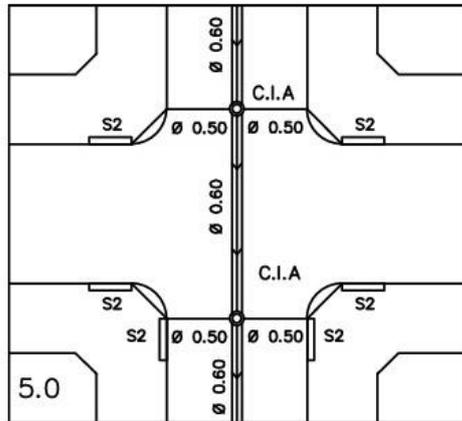


Fig. 33: Detalles esquinas, sumideros y conductos, Puntos diseño 15 a 10.



CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERRY

Fig. 34: Detalles esquinas, sumideros y conductos, Puntos diseño 9 a 6.



CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERY

Fig. 35: Detalles esquinas, sumideros y conductos, Puntos diseño 5 a 2.

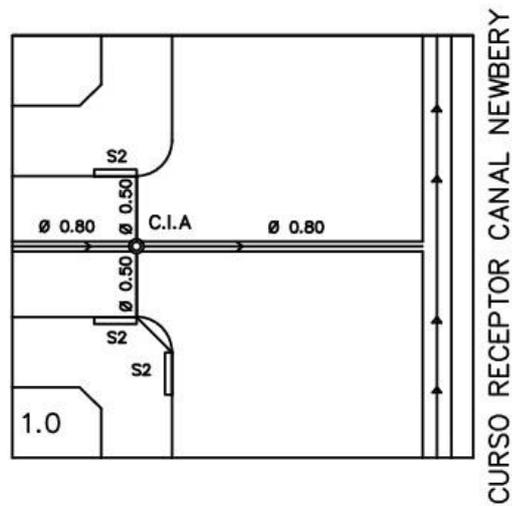


Fig. 36: Detalles esquinas, sumideros y conductos, Punto diseño 1 a curso receptor.

CONSIDERACIONES FINALES.

El riesgo de inundación es un valor estadístico que permite cuantificar la posibilidad de que los habitantes de una vivienda, un barrio, una región, etc., sea afectada por un anegamiento ante la presentación de un determinado evento, en nuestro caso una lluvia.

En bibliografía desarrollada por la UNESCO, se ejemplifica a través de algunas situaciones medidas, el impacto que la urbanización produce en las áreas urbanizadas:²⁷

- 0,1 has de área rural se convierte en urbana per cápita de incremento poblacional.
- Un aumento de la impermeabilidad de 40% produce una disminución del 50% en los tiempos de distribución del escurrimiento y un aumento del 90% del caudal máximo de crecidas.

²⁷ Informe de las Naciones Unidas sobre los recursos hídricos en el mundo 2015: agua para un mundo sostenible: datos y cifras <https://unesdoc.unesco.org/Notice>

- Cuando la densidad poblacional pasa de 0,4 hab/ha a 50 hab/ha, los tiempos de distribución de los escurrimientos se reducen a la décima parte y los volúmenes escurridos aumentan diez veces.

En la cuenca hidrográfica urbanizada se distinguen dos componentes básicos del sistema de escurrimiento superficial: el macro y el micro drenaje. Las obras de macro drenaje se deben proyectar para que puedan eliminar o reducir los daños provocados por lluvias excepcionales, generalmente asociadas a recurrencias entre 10 y 100 años. Las obras de micro drenaje se proyectan para operar sin inconvenientes ante tormentas con periodos de retorno menores, entre 2 y 10 años.

A partir de esta ampliación conceptual en el análisis macro y micro drenajes en el campo de acción a seguir para la mitigación de inundaciones, se deberán tomar acciones tempranas frente a las inundaciones:

Medidas Estructurales:

- Obras: canalizaciones, desvíos, terraplenes, diques, protección de márgenes, conductos, etc.
- Embalses multipropósito para retención, regulación, recreación, etc.
- Prácticas de conservación de suelos y corrección de cuencas (modificaciones de cobertura vegetal, corrección de surcos, etc.)

Medidas No estructurales:

- Elaboración de mapas de riesgo de inundación.
- Zonificación de las áreas inundables.
- Sistemas de seguros.
- Regulación legal.
- Actuación de prevención.
- Sistemas de alarma y prevención de crecidas.
- Planes de Defensa Civil ante inundaciones.

Las medidas no estructurales plantean la convivencia entre la población y las inundaciones. Reducen daños y tienden a minimizar los costos de las medidas estructurales. Contemplan la regulación mediante la cual se imponen una serie de prohibiciones y limitaciones al uso y ocupación del suelo dentro del valle de inundación o zonas inundables de los diferentes cursos de agua.

Existen diversos factores que alientan la ocupación del valle de inundación de cursos de agua:

- La llanura de inundación presenta zona de desarrollo económico.
- Permite el asentamiento de vías de comunicación.
- El costo del terreno y los impuestos son relativamente bajos.
- Existe un desconocimiento total o parcial sobre riesgo de inundación.
- Existencia de obras de protección que pueden inducir a suponer la eliminación del riesgo de inundación.
- Disponibilidad de mayores recursos de agua. Posibilidad de explotación pesquera.

Actualmente se contempla al valle de inundación en mayor medida como un recurso importante de suelo más que como zona con riesgo potencial de inundación. Criterios generales establecen zonas para la determinación de áreas de riesgo:

Zona con prohibición total del uso del suelo: es la zona con mayores afectaciones por las crecidas y su límite puede definirse por la crecida asociada a un periodo medio de retorno de 100 años. En esta zona se establecerán restricciones importantes de los usos del suelo, y en función de los valores de cotas de agua y velocidades y de las obstrucciones de flujo.

Zona con restricciones de los usos del suelo: es la zona que puede ser afectada por las crecidas máximas extraordinarias, y su límite se puede definir por ejemplo por la crecida de 500 años de periodo medio de retorno. En esta zona las restricciones de los usos del suelo serán menos limitativas, permitiéndose mayores densidades.

Zona con restricciones parciales de los usos del suelo: es la zona que puede ser afectada por las crecidas máximas extraordinarias, y su límite se puede definir por ejemplo por la crecida de 500 años de periodo medio de retorno. En esta zona las restricciones de los usos del suelo serán menos limitativas, permitiéndose mayores densidades, y características de las edificaciones menos estrictas, con continuidad con los límites de la zona anterior asociada a 100 años.

El histórico proceso de urbanización que ha sufrido la cuenca condujo a la sobreexplotación de los recursos naturales y a la ocupación de áreas vulnerables a las inundaciones. El crecimiento no controlado de superficies impermeables, la falta de espacio para el manejo eficiente de las aguas y la aplicación sistemática de obras de drenaje pluvial originaron escenarios complejos en relación al drenaje urbano y las inundaciones.

La inundación urbana por lluvias intensas se asocia al aumento incontrolado de la impermeabilización en dicha área urbana, sin que existan medidas correctivas. Ello sumado al tipo de obras de drenaje, provoca la concentración de caudales superiores a la capacidad del micro drenaje y, como tal, la ocurrencia de este tipo de inundaciones. También se asocian a los problemas de manejo y gestión de residuos sólidos (basura, sedimentos, etc.).

Otros enfoques del drenaje urbano, presuponen como única solución a los problemas de inundaciones, la realización de obras de conducción, mediante las cuales se maximiza la interconexión de superficies generalmente impermeabilizadas. Este concepto nos lleva a evaluar un impacto ambiental muy alto, siendo más favorable para la ciudad de Ayacucho la generación de áreas de retención y almacenamiento temporario del agua de lluvia donde ella cae, como también la interposición de superficies permeables a fin de lograr la disociación de las superficies impermeabilizadas.

CAPITULO 3

INTRODUCCION:

MEDIDAS Y ACCIONES, CONTROL DE DRENAJE

Existen actualmente medidas y acciones que contribuyen a mitigar los efectos indeseados de las crecidas tales como canalizaciones, diques o terraplenes, sistemas de alerta temprana, generación de áreas de atenuación, regulación del manejo del agua, entre otras. En cada caso, surge la necesidad de analizar la conveniencia de implementar medidas tales como la generación de un plan de manejo del recurso hídrico que contemple:

- Obras de mejora de la conducción hídrica
- Obras de regulación hídrica
- Controles del cumplimiento de las regulaciones
- Control de las canalizaciones
- Conocimiento de las aguas subterráneas
- Monitoreo de alturas y caudales
- Sistema de alerta temprana de crecidas
- Participación de los comités de cuenca y autoridades
- Actuación coordinada de los sectores representativos

Consideramos de vital importancia entonces, y en vistas de colaborar en un futuro en la confección de un plan de Manejo Hídrico de la Cuenca del TANDILEOFÚ, la proyección y el diseño de obras que permitan prevenir las crecidas, manejar controladamente los caudales y morigerar el efecto de las inundaciones principalmente sobre el casco urbano de la Ciudad de AYACUCHO.

Es conocido que las inundaciones constituyen fenómenos naturales que pueden revestir el carácter de eventos catastróficos, dependiendo de los forzantes (precipitaciones y su intensidad), características específicas del área geográfica considerada (planicies de escasa pendiente), condiciones hídricas antecedentes en relación a la capacidad de almacenamiento del sistema y también en gran medida

los factores adicionales antrópicos (infraestructura vial e hídrica, urbanización, incremento de la densidad habitacional, etc.)

Aún bajo esas condiciones, la trascendencia de los eventos de inundación es aún mayor cuando se afectan vidas humanas y se daña ostensiblemente a la infraestructura.

Frente a este panorama y teniendo en cuenta los antecedentes locales, los componentes de nuestro proyecto son dos y se detallan a continuación.

-Componente 1: Medidas Estructurales

a. Obras de Drenaje y Control de Inundaciones. Están constituidas por las obras de infraestructura hidráulica que ayuden a controlar inundaciones. Este objetivo se logrará de dos maneras: mantener el agua dentro del cauce del Arroyo, o bien, evitar que el agua que ha salido de los cauces alcance poblaciones o zonas de gran interés por cuestiones urbanas y/o productivas.

b. Obras de regulación, rectificación y protección, en función de la forma de manejo de la corriente de agua, que pueden sintetizarse en:

b.1. Obras de regulación. Estas acciones consisten en la construcción de obras que intercepten directamente el agua de lluvia o la que escurre por los cauces para almacenarla en un área previamente seleccionada. Este grupo de estructuras está integrado fundamentalmente por presas (de almacenamiento, rompe-picos, etc.) y cauces de alivio (permanentes o temporales) que permiten almacenar temporalmente toda, o al menos una parte, de la creciente generada en la parte alta de la cuenca tributaria y, posteriormente, descargarlas en forma controlada.

b.2. Obras de rectificación. Su función es facilitar la conducción rápida del agua por su cauce, dragando el arroyo para conservar o incrementar su capacidad, algunas de las estructuras que forman parte de este grupo de obras son: la rectificación de los cauces (por medio de la canalización), o bien, el incremento de la pendiente (mediante el corte de meandros).

b.3. Obras de protección. Confinan el agua dentro del cauce del arroyo (bordos longitudinales a lo largo del cauce) o bien evitar que la inundación alcance poblaciones o zonas productivas de importancia (bordos perimetrales).

En síntesis, el objetivo de las medidas estructurales es evitar o reducir los daños provocados por una inundación, mediante la construcción de obras planeadas y diseñadas cuidadosamente. Para proteger la zona urbana que es cruzada por el Arroyo Tandileofú entubado, se propone como medidas estructurales la retención, almacenamiento y derivación del cauce, realizando modificaciones en su traza y modificando puentes y alcantarillas, si fuese necesario.

- Componente 2: Medidas No Estructurales

Este tipo de medidas no se basa en la construcción de estructuras físicas sino en la planeación, organización, coordinación y ejecución de una serie de ejercicios de protección civil que buscan evitar o disminuir los daños causados por las inundaciones y pueden ser de carácter permanente o aplicable sólo durante la contingencia. Son medidas indirectas o institucionales.

Dichas acciones se llevan a cabo en menos tiempo que las de tipo estructural y tienden a prevenir el problema de las inundaciones.

Las principales acciones por desarrollar dentro de este tipo de medidas se relacionan con una adecuada operación de la infraestructura hidráulica (canalizaciones, compuertas, presas) existente en la región intervenida, Planes de Protección Civil, Planes de Regulación de uso del suelo, ordenamiento ambiental y políticas de desarrollo urbano y el desarrollo y puesta en marcha de un Sistema de Monitoreo y Alerta Temprana de Crecidas (SAT).²⁸

El objetivo del Proyecto es mejorar la protección de la población ante riesgos de inundaciones y reducir los costos económicos asociados a dichos eventos. Los objetivos específicos son:

- Mejorar la capacidad de conducción del arroyo a intervenir, a través de una rectificación y canalización, reemplazo y ampliación de puentes y alcantarillas.

²⁸ El SAT está concebido como un sistema integrado de mecanismos y procedimientos orientados a la detección anticipada de fenómenos que representan un peligro o probables causales de daños a la infraestructura y la población, vinculado a la comunicación y rápida respuesta de los organismos, instituciones y población que asumen una actitud responsable y se movilizan para evitar daños y pérdidas de vidas y bienes, próximamente a implementarse en el partido de Ayacucho con centro de monitoreo en la ciudad de Azul y Tandil.

- Aumentar el nivel de protección contra las inundaciones a través de presas de regulación y retención de caudales del arroyo a intervenir.
- Mejorar la gestión del riesgo hídrico a través de la implementación de un sistema de alerta temprana y el fortalecimiento de las capacidades municipales para tener un control efectivo de inundaciones.

DESARROLLO

En parte, estas inundaciones se generan por derrames del Arroyo Tandileofú, por el ingreso de aguas arriba que provienen de las Sierras de Tandil y aportes de excesos de los campos del partido. Asimismo, estas inundaciones afectan las áreas urbanas y rurales y provocan el anegamiento de la red de caminos rurales municipales.

Con respecto a las precipitaciones, si se observa el siguiente mapa, se apreciará una paulatina disminución de éstas, llegando al límite crítico de la aridez en el confín occidental de la pampa, registrando unos 550 mm anuales. De aquí parte la división entre la pampa húmeda y seca. La cantidad y tipo de régimen de las precipitaciones están determinados por la acción que ejerce el Centro Anticiclónico del Atlántico Sur (CAAS).²⁹

²⁹ En la pampa bonaerense se puede distinguir dos grandes ambientes si tenemos en cuenta la humedad de la misma. Una, es la llanura húmeda, ubicada en el Este de la pcia, que recibe las mayores precipitaciones y por ende, constituye la principal área productora de carne y granos del país. Y la otra es la pampa seca, que está situada al sudoeste de la anterior y es el área de transición a la meseta patagónica. La escasez de agua superficiales y los numerosos salares son muestras de la disminución de la humedad.



Fig. 37: Isohietas pluviométricas, unen los puntos de igual precipitación acumulada en un cierto período, Ayacucho posee un régimen de precipitaciones que ronda los 850 milímetros anuales.

El CAAS influye directamente sobre el territorio ubicado al norte del Río Colorado. Los vientos que emite soplan de Este a Oeste, y a medida que avanzan sobre el territorio bonaerense van descargando su humedad y las lluvias, por lo tanto, van disminuyendo en ese mismo sentido.

Como consecuencia del aumento de las temperaturas en verano, se forma en el centro-norte del país un centro de baja presión que atrae los vientos cálidos y húmedos del Nordeste generando la mayor cantidad de lluvias. En el norte de la provincia se registran más precipitaciones porque los vientos del noreste llegan con mayor humedad.

En lo que respecta a la hidrografía, no presenta uniformidad en la red fluvial, que declina en direcciones opuestas según las subregiones. Así, en la pampa ondulada al Norte, los ríos, no muy caudalosos, pero bien definidos en el relieve, llevan rumbos NE, desde el Carcarañá hasta el Riachuelo. Dirección opuesta tiene el río Salado, mientras que sus afluentes de la margen derecha vuelven a la orientación del NE. La zona que yace al medio de la línea de sierras bonaerenses tiene desagüe hacia el S y SE, de manera que existe una suerte de dispositivo hidrográfico radial centrífugo, a partir del centro de la provincia de Buenos Aires.

Por último, el otro factor que da uniformidad a la región pampeana es el origen y la frecuencia de los vientos. Durante el invierno la región se encuentra

azotada por las masas de aire de origen antártico que producen repentinos y acentuados cambios de tiempo. De esa procedencia son el pampero y la sudestada.

El pampero consiste en un avance de aire frío a través de la estepa y la pampa, con rumbo SO a NE, que desplaza y levanta masas de aire caliente, originando lluvias en su frente avanzado y una brusca caída termométrica. Y el llamado sudestada se desplaza inicialmente en el mismo rumbo que el anterior, pero a través del Atlántico Sur, y culmina finalmente, sobre la cuenca fluvial del Plata, donde se localiza un centro ciclónico.



Fig. 38: Las subregiones de la llanura bonaerense son definidas puramente con criterios físicos (relieve, clima e hidrografía).

En el siguiente mapa (Fig. 39) se puede observar las condiciones descritas. La ausencia de una uniformidad hidrográfica está determinada por las grandes diferencias en altura con respecto al nivel del mar. El noroeste de la provincia (pampa arenosa) carece de una red hídrica debido a que los médanos están en sentido transversal a la pendiente. La mayoría de los arroyos y ríos nacen en los dos sistemas serranos con una red fluvial con dirección diferente.

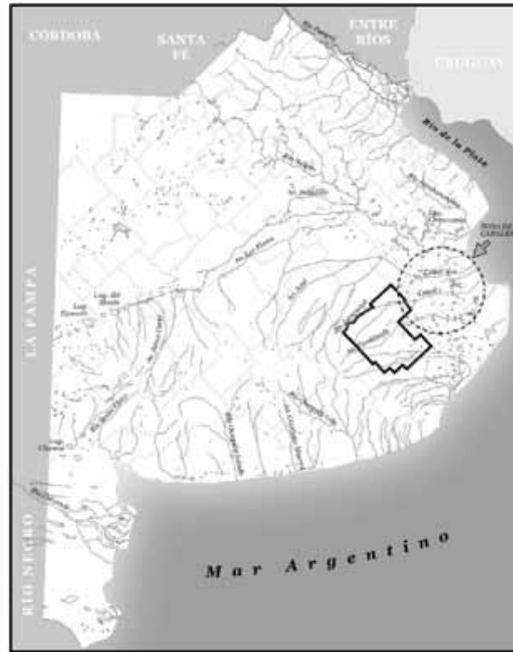


Fig. 39: Red Fluvial de la provincia de Buenos Aires.

Ayacucho se encuentra dentro de la subregión denominada “pampa deprimida”. Esta unidad está definida por la cuenca del río Salado, que cubre casi el 13 por ciento de la provincia de Buenos Aires. El río Salado surca un área chata, formando lagunas y bañados, acrecentándose esporádicamente su caudal con el aporte de varios ríos y arroyos que llegan a él solo en época de grandes crecientes, generando inundaciones en manto.

Las causas de las inundaciones de manto en el partido de Ayacucho se deben a una serie de factores; no es solo la baja altitud que posee, que es aproximadamente de 75 metros S.N.M y una pendiente escasamente marcada, sino que, por un lado, se encuentra cerca del Sistema de Tandilia que actúa como un vigoroso centro de dispersión de las aguas pluviales que bajan directamente hacia el río de la Plata y el Atlántico, atravesando a los campos del partido y la Ciudad de Ayacucho. Todos los arroyos que cruzan al partido nacen en el sistema de Tandilia, como, por ejemplo, A° Tandileofú, Chelforó, Perdido y el Arroyo Langueyú, entre otros.

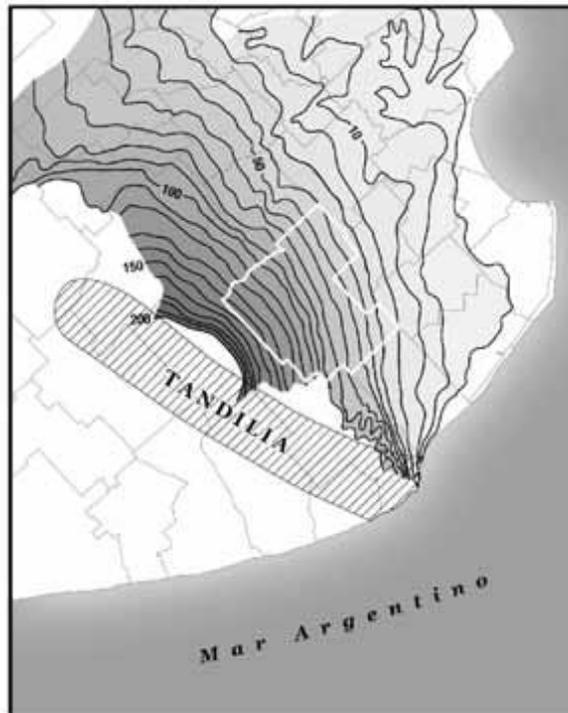


Fig. 40: Curvas de Nivel partido de Ayacucho, La mayor altitud que posee el partido se encuentra al suroeste, determinado por la cercanía al sistema de Tandilla.

Por otro lado, estos factores recién descriptos se ven agravados por el diseño de la red vial, frecuentemente en dirección transversal al del flujo de agua, provocando artificialmente la formación de grandes diques de contención de agua. Un ejemplo claro son las rutas provinciales N° 29 y N° 50 que provocan serios problemas de escurrimiento del agua pluvial en épocas de grandes inundaciones. Es importante resaltar también el trazado de las vías del ferrocarril que se halla paralelo a la ruta N° 29 agudizando aún más el problema de escurrimiento. Para paliar este grave problema de las inundaciones, se han construido canales directos al Río de la Plata con el objetivo de direccionar el agua de origen pluvial con mayor facilidad sobre la Bahía de Samborombón, ya que ésta no posee una altitud importante.

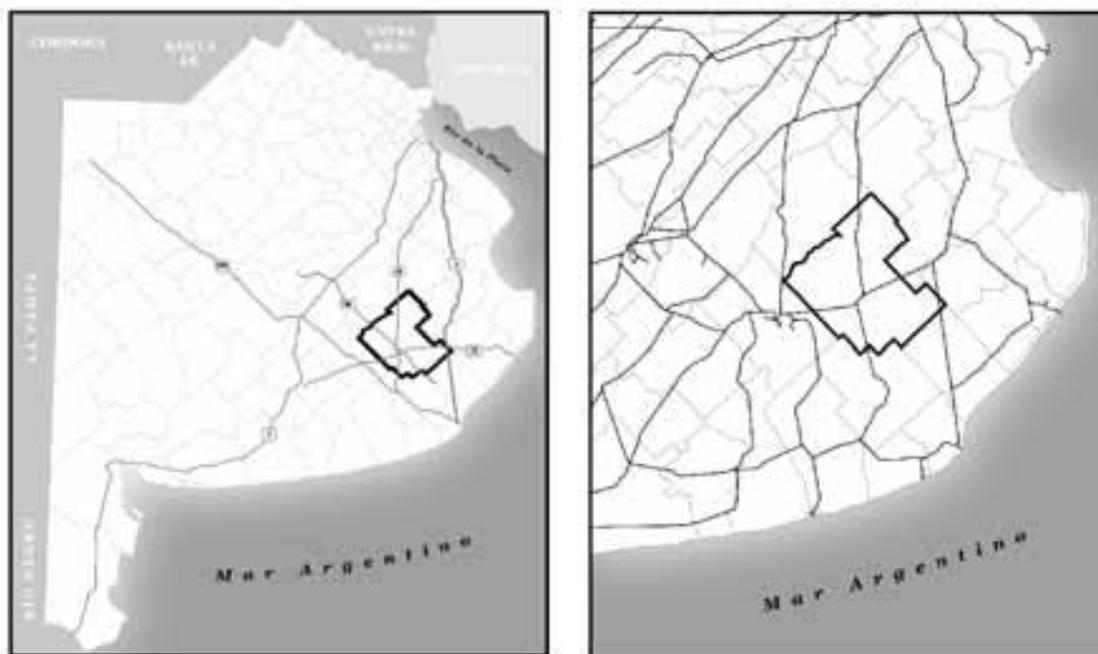


Fig. 41: Mapa de Rutas que atraviesan el partido (RP 29 y RP 50) y red ferroviaria, emplazada sobre terraplén perpendicular al escurrimiento natural del agua.

Las Sierras Septentrionales de la provincia de Buenos Aires, denominadas también "Sistema Serrano de Tandilia", han sido señaladas por Sánchez y Núñez (2004) como indiscutible eco región del territorio bonaerense debido a sus importantes funciones regionales, tanto ecológicas como socioeconómicas. El segmento superior de la Cuenca del Arroyo Tandileofú³⁰ ocupa una superficie de 31.200 ha, lo que equivale al 6,3% del área del partido de Tandil. En dicho Partido las vertientes de la CSAT (cuenca superior del A° Tandileofú) concentran las corrientes de agua hacia el NE, sin llegar a desarrollar un desagüe atlántico natural. Dicha situación se debe a que los cauces derivan en pendientes extremadamente chatas, generando derrames y anegamientos más o menos prolongados.³¹

Como puede apreciarse en la Figura 39, la sección del cauce del Tandileofú es entubado en el Partido de Ayacucho conectando sus aguas con el arroyo Chelforó. En el Partido de Gral. Guido las aguas corrientes son concentradas –en alguna medida- a través de un canal artificial (Canal N°2) que las conduce

³⁰ Convencionalmente asumida como área que engloba las vertientes del arroyo Tandileofú dentro del Partido de Tandil

³¹ Sanchez, R. y Nuñez, M. (2004). "ORDENACION AMBIENTAL DE LA CUENCA SUPERIOR DEL ARROYO TANDILEOFU (TANDIL, BUENOS AIRES, ARGENTINA)", disponible en <http://observatoriogeograficoamericalatina.org.mx/egal12/Geografiasocioeconomica/Ordenamientoterritorial/30.pdf>

hacia un sistema de lagunas que desaguan en la Bahía Samborombón a través del arroyo Ajó (Departamento de Ingenieros de la Provincia, 1900).

Todos los arroyos que cruzan el Partido de Ayacucho pasan a ser tributarios y/o formadores de algún canal.

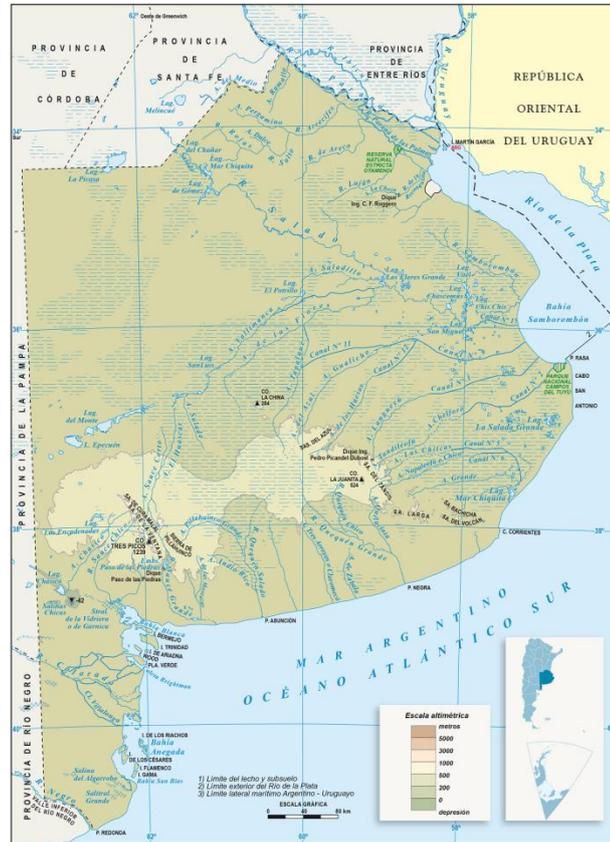


Fig. 42: Red Hidrográfica, Provincia de Buenos Aires (Fuente: <http://www.mosp.gba.gov.ar>).

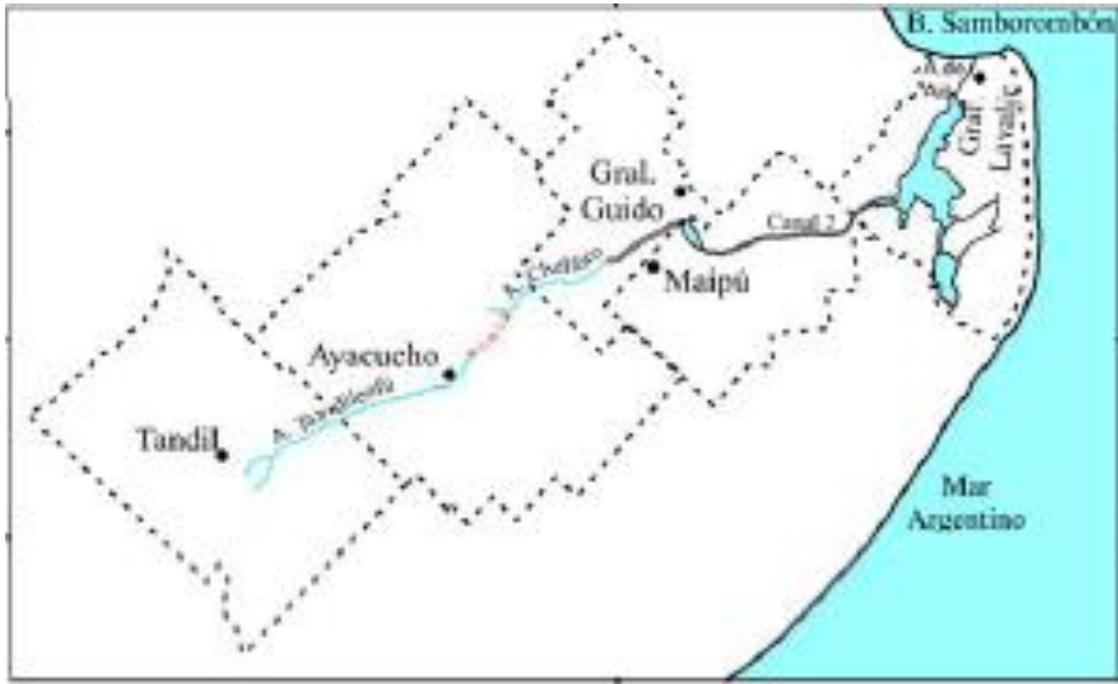


Fig. 43: Vinculación A° Tandileofú, A° Chelforó y Canal 2, Provincia de Buenos Aires (Fuente: <http://www.mosp.gba.gov.ar>).

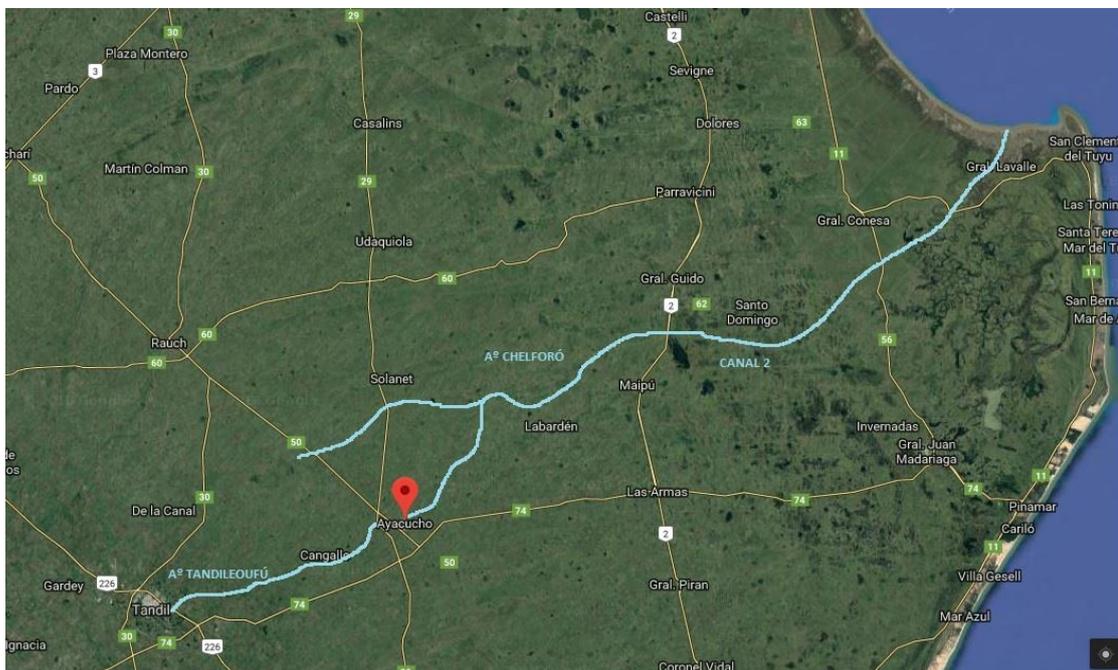


Fig. 44: Imagen satelital del A° Tandileofú, A° Chelforó y Canal 2, Provincia de Buenos Aires.

OBRAS PROPUESTAS

AMPLIACIÓN DEL CAUCE DEL ARROYO TANDILEOFÚ.

Como se expresó anteriormente, se planteó la factibilidad de realizar acciones sobre el cauce principal del A° Tandileofú, a los fines de facilitar la evacuación de las aguas, para de esta forma realizar una protección activa sobre el casco urbano.

La obra se corresponde con la rectificación, ampliación del cauce y canalización del Arroyo desde Estación La Constancia y Cangallo hasta el ingreso a la ciudad de Ayacucho, donde se prevé una pequeña presa reguladora de 0,6 a 1 Hm³ y luego desde allí aguas abajo continuará la canalización del arroyo Tandileofú hacia la confluencia del Arroyo Chelforó en una extensión total de 27200 metros, con una pendiente longitudinal de aproximadamente 0.14 m/m, generando un By Pass aliviador de los canales preexistentes.

Como se fue nombrando a lo largo del trabajo, el material de estudio se centra en la cuenca hidrográfica del Arroyo Tandileofú, tomando como punto de desagüe el comienzo del ejido municipal de Ayacucho para de esta forma controlar los efectos que toda la porción de cuenca en estudio genera sobre la localidad descrita.

Delimitación de la cuenca:

La delimitación de la cuenca en estudio se realizó a partir de un modelo digital de elevación adquirido desde la plataforma earthexplorer.usgs.gov del satélite espacial "ASTER GDEM v2 (1arc-second)" de 30 metros de resolución y se procesó mediante la plataforma ArcGIS. Del mismo se obtuvo un mapa topográfico (Figura 47) de la zona en estudio:

EE EarthExplorer - Home x

← → ↻ <https://earthexplorer.usgs.gov>

USGS
science for a changing world

EarthExplorer - Home Page Expires In 1:50:20

Home 1 New System Message Login Register Feedback Help

Search Criteria Data Sets Additional Criteria **Results**

4. Search Results

If you selected more than one data set to search, use the dropdown to see the search results for each specific data set.
Note: You must be logged in to download and order scenes

Show Result Controls

Data Set Click here to export your results >

ASTER GLOBAL DEM

« First » Previous 1 Next » Last »

Displaying 1 - 1 of 1

1 Entity ID: ASTGDEM2_0938W059
Coordinates: -37.5, -58.6
Acquisition Date: 17-OCT-11

« First » Previous 1 Next » Last »

Search Criteria Summary (Show) Clear Criteria

Mapa **Satélite** (36° 59' 19" S, 058° 15' 58" W) Options Overlays

Search Criteria Summary (Show) Clear Criteria

Mapa **Satélite** (36° 59' 19" S, 058° 15' 58" W) Options Overlays

Fig. 45: fuente <https://earthexplorer.usgs.gov/>.

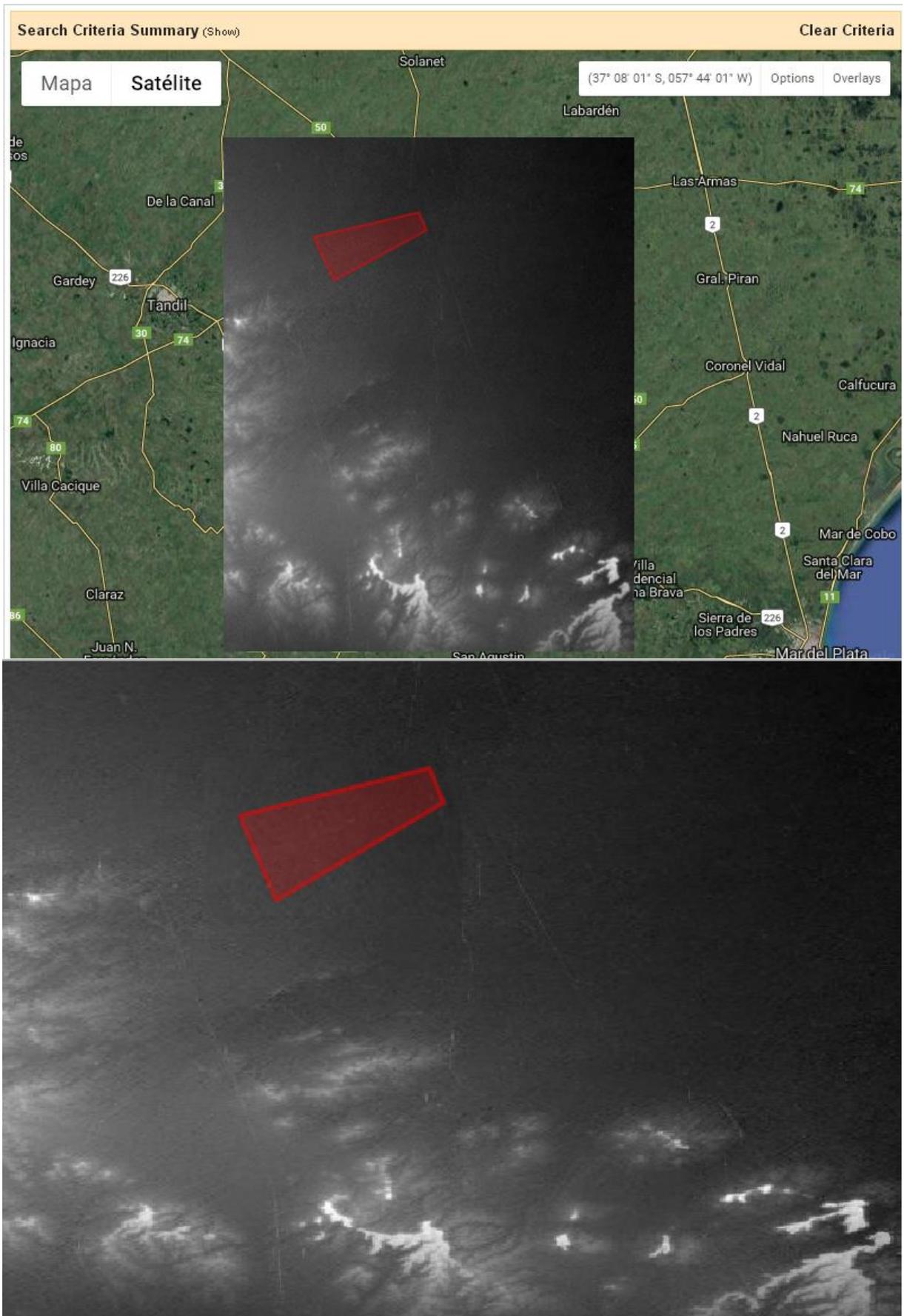


Fig. 46: imagen satélite Aster Gdem v2, USGS earthexplorer.

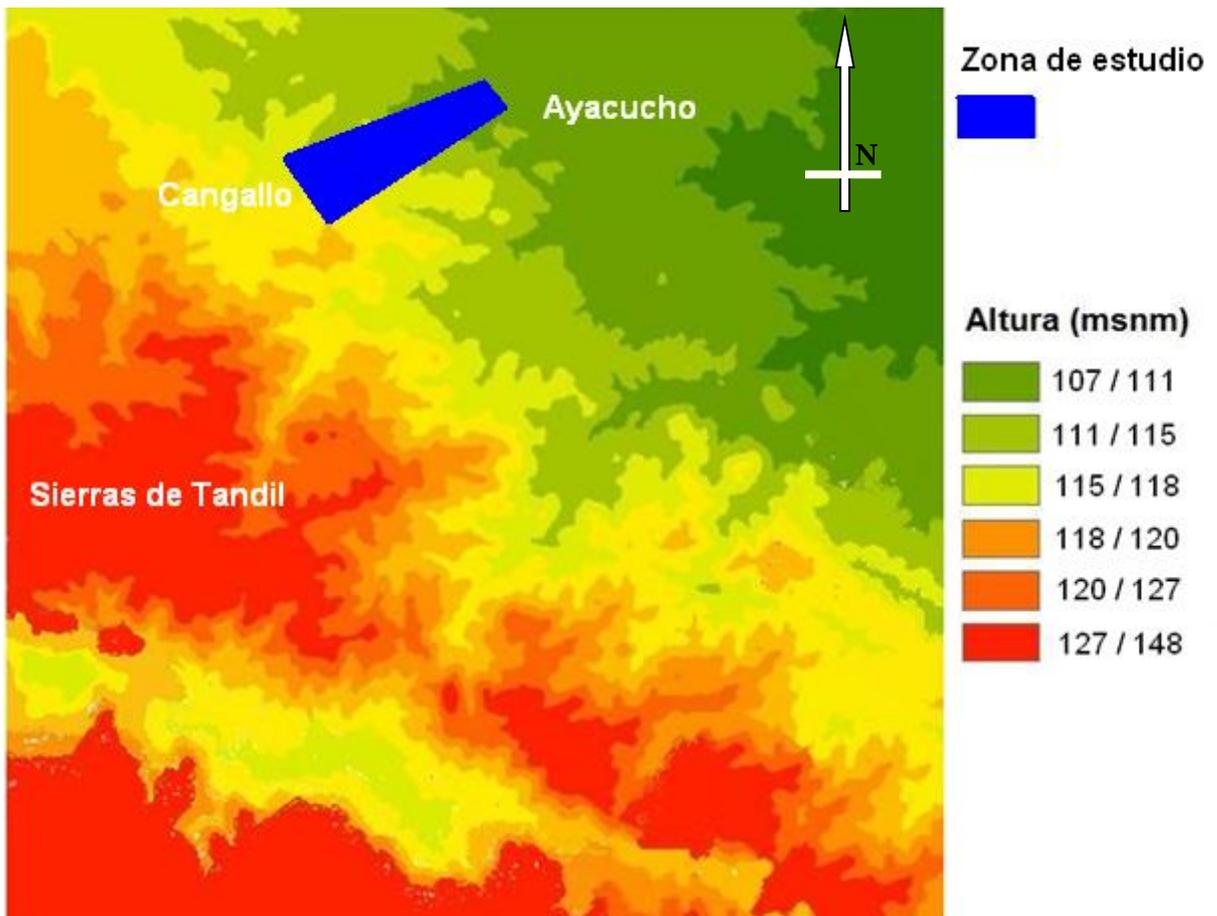


Fig. 47: Modelo digital de elevación, procesada con ArcGis.

Se observa en la figura 47 cómo hacia el noreste, los valores de tono verde hacen referencia a valores bajos de altura y de menor pendiente a medida que se acercan a la confluencia del A° Chelforó y Tandileofú, mientras que, hacia el sudoeste, en tonos rojos, se hace presencia la cadena de sierras correspondientes al sistema de Tandilia.

Utilizando la herramienta ArcGis se determinó la red de drenaje de la cuenca, creando modelos de dirección y acumulación de flujo que estima el movimiento que proyecta una gota de agua sobre el terreno. De esta forma se proyectó el movimiento del flujo tomando como referencia la pendiente más empinada como valor determinante para decidir hacia donde se direccionará el flujo, yendo de lugares más elevados hacia otros de menor altura.

Tomando valores de dirección, de acumulación del flujo y diferencia de altura entre curvas de nivel que conforman la divisoria de aguas, logramos conformar la red hídrica de la cuenca, eligiendo como punto de desagüe el acceso

a la cava, sobre la cual desarrollaremos el proyecto de presa reguladora en capítulos posteriores.

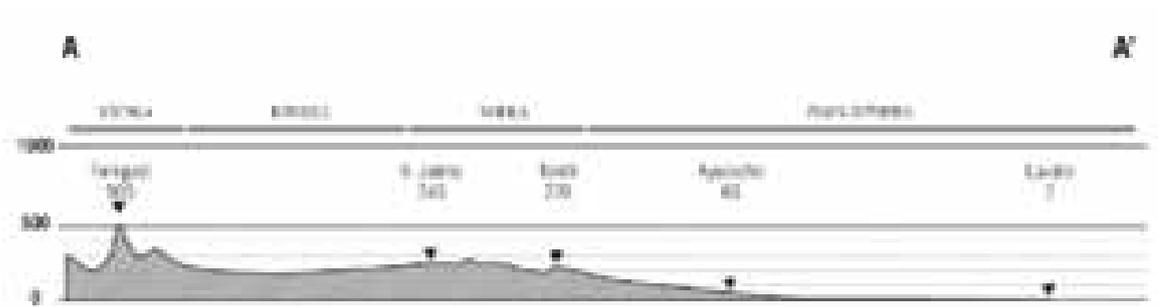


Fig 48: Perfil topográfico que permite establecer las diferencias altitudinales que se presentan a lo largo de un recorrido. Aquí se puede observar la uniformidad y la baja altitud que posee el partido de Ayacucho. Sin lugar a dudas, esto provoca un obstáculo natural al escurrimiento del agua en momentos de grandes inundaciones, condición característica de La Pampa Deprimida.

La cuenca ha quedado delimitada entre las líneas de cresta (Puntos altos) y la línea de puntos bajos denominada línea de Talweg. Al disponer gráficamente de las curvas de nivel, establecimos su área, forma, pendiente media y longitud del cauce principal.

En el plano siguiente demarcaremos los puntos bajos por medio de la línea de talweg que es hacia donde escurren las aguas de la cuenca y los puntos altos (cresta) que delimitan cuencas contiguas. Determinamos líneas de talweg uniendo puntos de máxima curvatura cuya convexidad se dirige hacia las curvas de nivel de mayor cota y las crestas cuya convexidad se dirige a las curvas de nivel de menor cota.

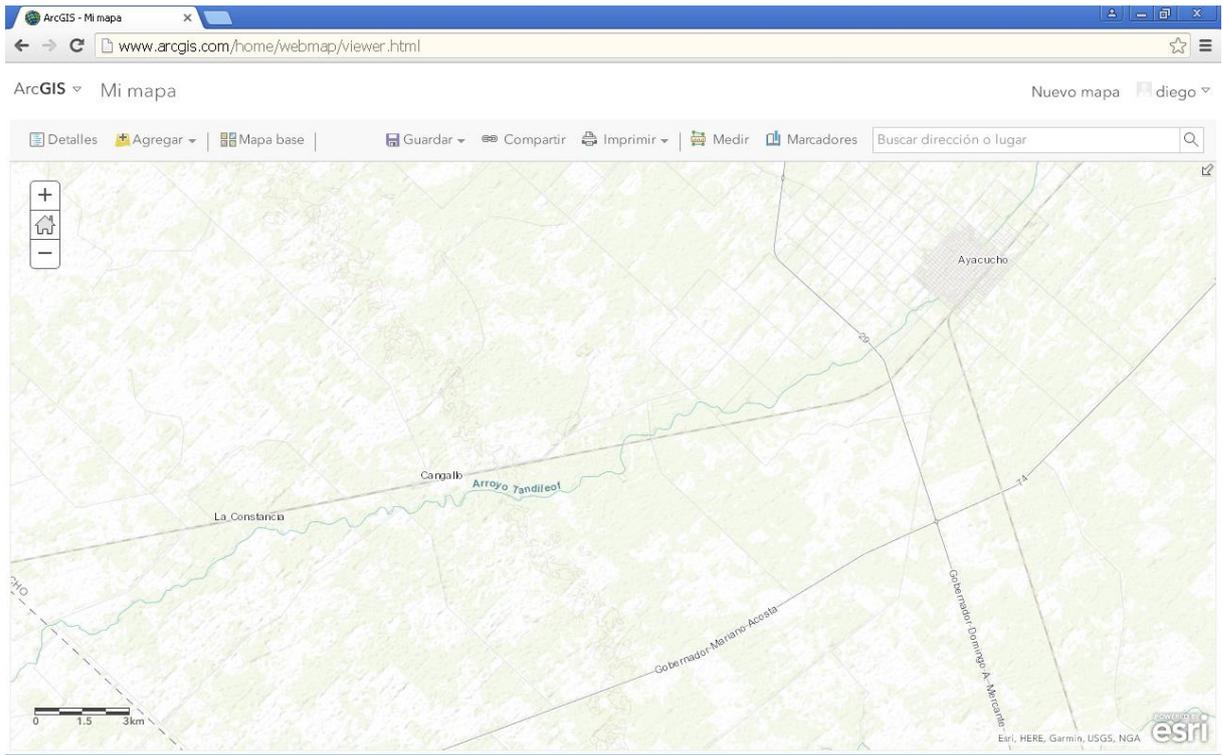


Fig. 49: Plataforma ArcGis.

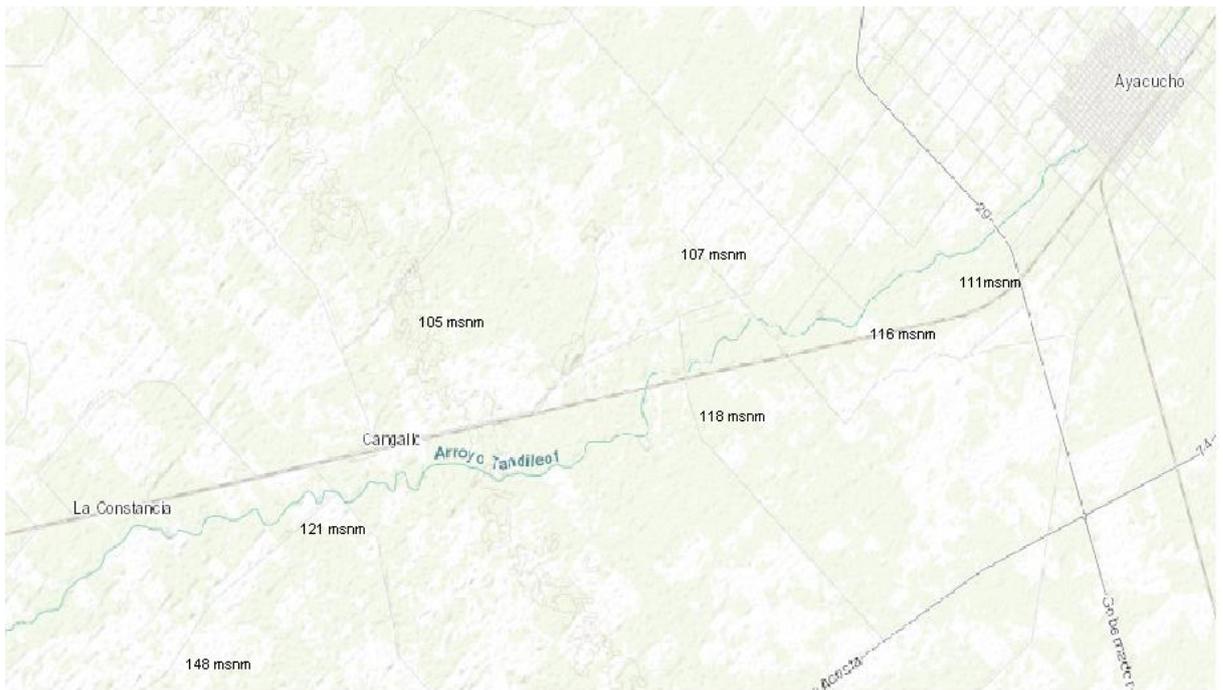


Fig. 50: Mapa Topográfico ArcGis.

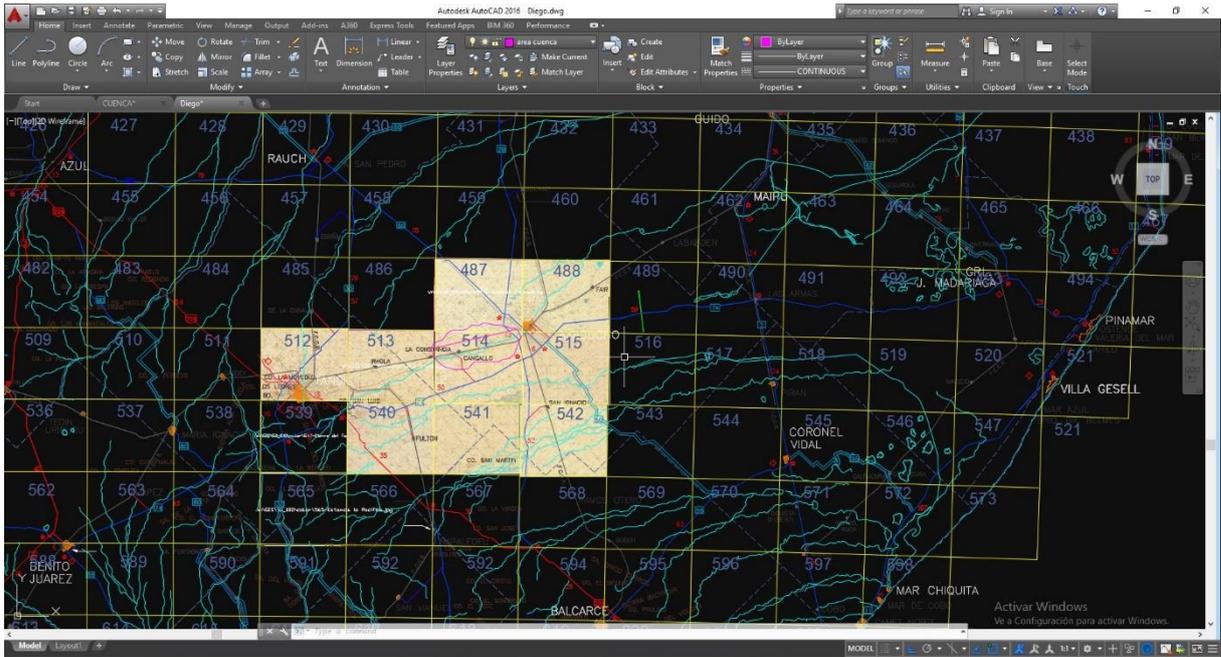


Fig. 51: Distribución planchetas IGN, Provincia de Buenos Aires.

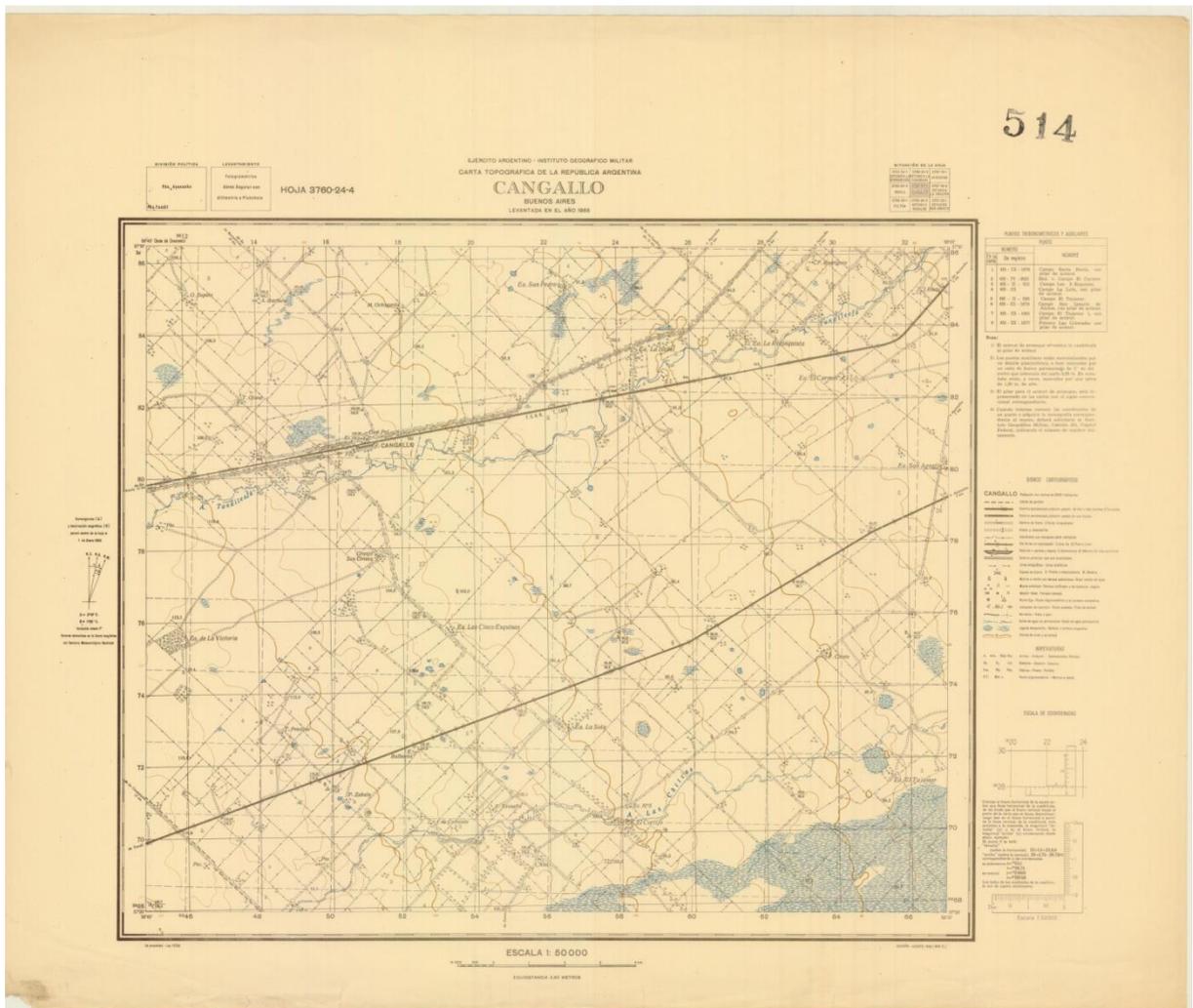


Fig. 51: Carta topográfica 514, Cangallo, Provincia de Buenos Aires.

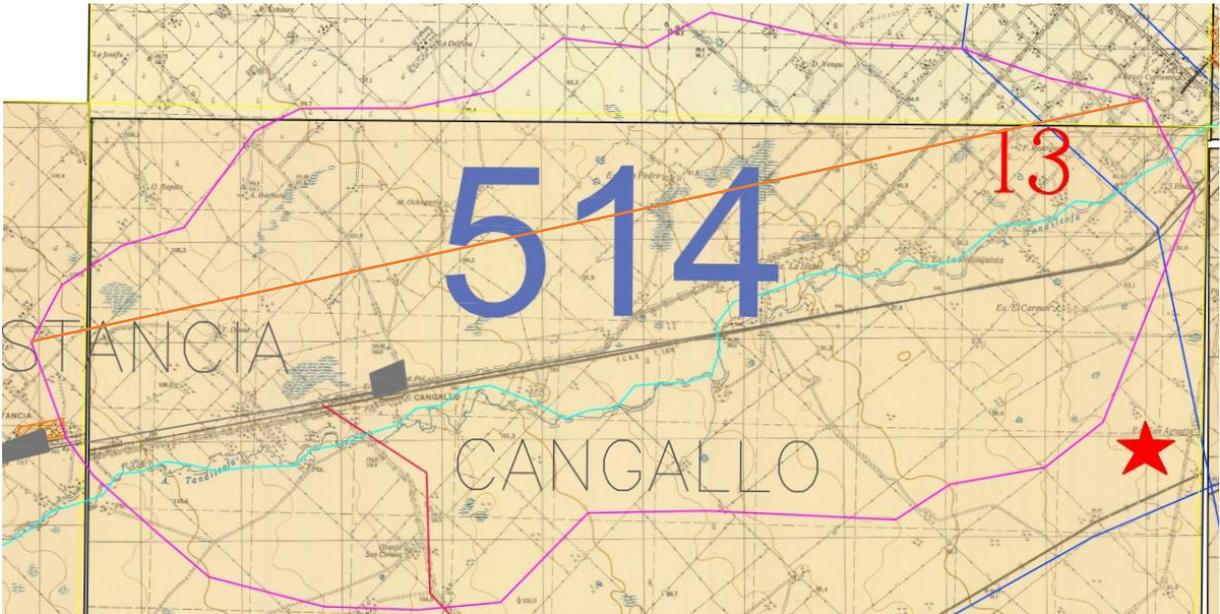


Fig. 52: Delimitación de cuenca en estudio, líneas de cresta, talweg y cauce principal.

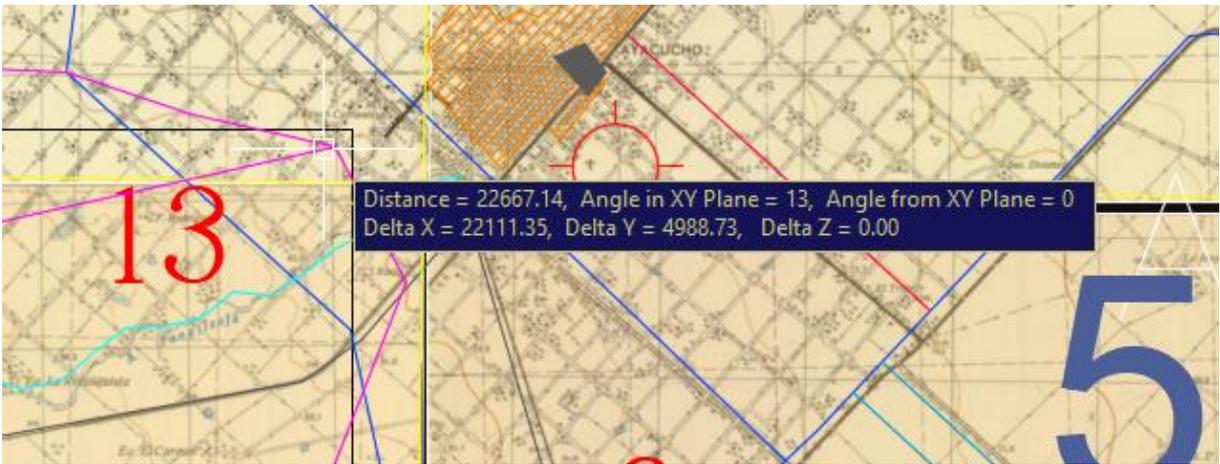


Fig. 53: Longitud cauce principal.

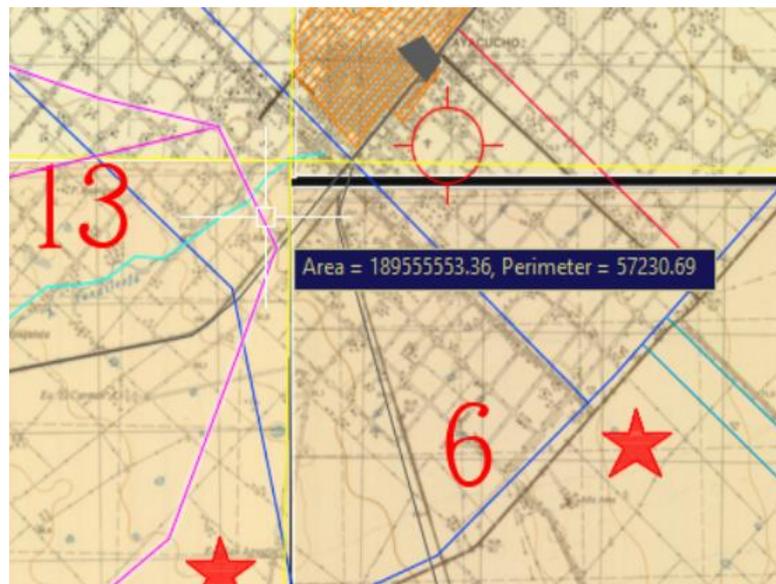


Fig. 54: Área de cuenca media en estudio.

Parámetros morfométricos de la cuenca

Las características topográficas (pendientes), geológicas (permeabilidad) y fitográficas (cobertura vegetal) de la cuenca definen su comportamiento hidrológico conjuntamente con las características climáticas de la región.

El análisis de las características morfométricas y funcionales de la cuenca hidrográfica a través de parámetros de forma, relieve y red de drenaje, resultan básicos en la modelación hidrológica para determinar el movimiento y captación del agua de lluvia (Gaspari et al, 2009).

De acuerdo a las características de la cuenca en estudio, dichos parámetros adquieren los siguientes valores:

DESCRIPCION	UNIDADES	VALOR
SUPERFICIE		
Área de la cuenca	Km ²	189,55
Perímetro de la cuenca	Km	57,23
COTAS		
Máxima	msnm	112,5
Mínima	msnm	80
RED HÍDRICA		
Longitud del cauce principal	Km	22,66
Pendiente del cauce principal	%	0,14

Tabla 19: Parámetros geomorfológicos Cuenca del Arroyo Tandileofú

Tiempo de Concentración y Tormenta Proyecto de la cuenca

El tiempo de concentración de una cuenca sigue siendo relativamente desconocido por las características que pueda presentar la cuenca. El procedimiento habitual en un estudio hidrológico es calcularlo según varias fórmulas escogidas entre las existentes para después emplear el valor medio obtenido. De esta media se derivan los demás resultados hidrológicos, resultados que influirán en el futuro dimensionamiento del canal a proyectar, alcantarillas puentes y presa reguladora de crecidas.

La definición conceptual del tiempo de concentración (T_c), es la duración temporal del recorrido de una masa de agua desde la parte más distante de la cuenca hasta la salida (punto más bajo de ésta). La anterior definición se basa en

el concepto físico de la escorrentía y es aceptada casi de forma unánime por la mayoría de los investigadores de la materia; pudiéndose citar a Kirpich (1940), Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU. USACE (1952, 1962), US SCS capítulo 15 (1972), Schultz y López (1974), Subramanya (1984), Ponce (1989), Wanielista (1990), Wanielista y otros (1997), McCuen (1998), Garg (2001), etc.

Por otra parte, al realizar el análisis directo de hidrogramas para obtener la medida del tiempo de concentración, existen diferencias importantes entre los distintos autores, algunos, como Kirpich (1940), USACE (1962), Bell y Kar (1969), NIRCS (1972), Shultz y López (1974), y McCuen y otros (1984), lo definen como la diferencia de tiempo entre el final del exceso de lluvia (lluvia que produce escorrentía) y el punto de inflexión del hidrograma donde comienza la curva de recesión (el punto de inflexión es el punto de la rama descendente del hidrograma en el que cesa la escorrentía directa y domina el flujo superficial).

También McCuen y otros (1984), Subramanya (1984), Huber (1987), McCuen (1998), y Garg (2001) consideran una definición con matices diferentes, caracterizándolo como el tiempo contabilizado desde el centro de gravedad de la lluvia intensa hasta el punto de inflexión del hidrograma. Ambas definiciones son útiles para cuantificar T_c si se dispone de un hidrograma e histograma.

Por último, Viessman y Lewis (2002) consideran que se puede definir el tiempo de concentración a partir de la observación de la escorrentía superficial. Si se aplica una lluvia uniforme a una cuenca, las zonas más cercanas a la salida contribuyen a la escorrentía casi de inmediato. Mientras la lluvia continúa, los aportes de la zona de aguas arriba llegan posteriormente, hasta que el flujo de todos los puntos de la cuenca se concentra en la zona baja. Por lo tanto, el tiempo de concentración se corresponde con la duración necesaria, con lluvia uniforme, para que el total de la cuenca contribuya a la escorrentía directa en la sección final del cauce.³²

Desde el punto de vista empírico existen numerosas formas de calcular los tiempos de concentración adaptando fórmulas a situaciones, lugares, ambientes y cuencas específicas. Así, al no existir antecedentes de trabajos científicos de cálculo de tiempos de concentración sobre la zona en estudio,

³² "Utilización de modelos hidráulicos bidimensionales en la determinación del tiempo de concentración", Tesis Doctoral, autor Dra. Paloma Batanero Akerman, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, año 2015

se calcularon aquellas más utilizadas en Argentina para cuencas urbanas y rurales, para así obtener un dato estadístico y confiable.

Calculo de Tc según formulas clásicas

1) **Fórmula de Williams (1922)**, aplicable a cuencas menores de 50 millas cuadradas (129,5 Km²).

Williams, G. B. en su publicación "*Flood Discharged and the dimensions of spilways in India*". Engeneering (London), Vol. 134, 1922, p. 321.

$$T_c = (60 L A^{0,4}) / (D S^{0,2})$$

Siendo:

L =Longitud de la cuenca en millas.

A =área de la cuenca en millas cuadradas.

D =diámetro de una cuenca circular de la misma área, en millas.

S =pendiente de la cuenca, en porcentaje.

2) **Fórmula de Kirpich (1940)**, aplicable a cuencas rurales, pendientes entre 3 y 10%.

Kirpich, Z. P. en su publicación "*Time of concentration of small agricultural watersheds*", Civ. Eng. (N.Y.), 10(6), 362.1940 propone la siguiente formula.

$$T_c = 0,066 (L / \sqrt{S})^{0,77}$$

Siendo:

L =Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en Km

S =pendiente promedio de la cuenca (m/m)

3) **Fórmula de Kerby (1959)**, aplicable a cuencas menores a 4 Hectáreas, pendientes menores a 0,01.

Kerby, W. S. en su publicación "*Time of concentration studies*", Civ. Engineering, March, 1959.

$$T_c = 0,8275 (L*N)^{0,467} / (S^{0,233})$$

Siendo:

L =Longitud del flujo superficial, en pies.

S =pendiente de la superficie de flujo (pies/pie).

N =índice de retardo.

Tc =tiempo de concentración en minutos.

Tipo de superficie	N
Pavimentada (sup impermeable suave)	0,02
Suelo compactado liso	0,10
Hierba rala, cultivos en surcos, sup desnuda moderadamente rugosa	0,20
Pastizal o herbáceo medio	0,40
Bosque de hoja caduca	0,60
Bosque de coníferas, bosque de hoja caduca con restos vegetales importantes o hierba densa	0,80

Tabla 20: Valor promedio del coeficiente de retardo de "N" (A partir de Kerby, 1959)

4) **Fórmula de Izzard (1946)**, desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Boreau of Public Roads para flujo superficial en caminos y áreas cubiertas de césped; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0,0070 para pavimentos muy lisos hasta 0,012 para pavimentos de hormigón y 0,06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser menor o igual a 500.

Izzard, C. F. "*Hydraulics of runoff from developed surfaces*", Proc., 26th Annual meetings of the Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Vol.26, 129|146. 1946.

$$T_c = 525 (0,0000276 i + c) L^{0,33} / (S^{0,233} i^{0,667})$$

Siendo:

i = intensidad de lluvia, mm/h

C = coeficiente de retardo

L = longitud de la trayectoria de flujo, m

S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m

5) **Fórmula de Johnston y Cross (1949)**, desarrollada para cuencas con áreas entre 25 y 1624 millas (64,7 y 4206,1 Km²).

Johnston, D., and W.P. Cross. "Elements of applied Hydrology". Ronald Press, New York, 1949.

$$T_c = 300 (L^{0,5}) / (S^{0,5})$$

Siendo:

L =Longitud de la cuenca, en millas.

S =pendiente de la cuenca (pies/millas).

6) **Fórmula de California Culverts (1942, 1955)**, esencialmente es la ecuación de Kirpich desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (U.S-Bureau of Reclamation, 1973, pp. (67-71).

"California Culvert Practice", 2nd ed. Department of Public Works, Division of Highways, Sacramento, 1955.

$$T_c = 0,0195 (L^3 / H)^{0,385}$$

Siendo:

L =Longitud del cauce principal, en metros.

H=desnivel máximo de la cuenca en metros.

7) **Fórmula de Henderson y Wooding (1964)**, basada en la teoría de la onda cinemática para flujo en un área superficial.

Henderson, F. M., and R. A. Wooding. "Overland Flow and Groundwater Flow from a Steady Rain of Finite Duration". Journal of Geophysical Research, Vol. 69, No. 8, 1964, pp. 1531-1540.

$$T_c = 0,94 (L*n)^{0,6} / (S^{0,3} i^{0,4})$$

Siendo:

L =Longitud del flujo superficial, pies.

n=coeficiente de rugosidad de manning.

S = pendiente del flujo en superficie, pies/pie.

I = intensidad de lluvia, pulg/h.

8) Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965), Aron y Enborge (1973)

Morgali, J. R., and R. K. Linsley. "Computer Analysis of Overland Flow". Journal of the Hydraulics Division, Vol. 91, No. HY3, 1965, pp. 81–100.

Aron, G., and C. E. Erborge. "A Practical Feasibility Study of Flood Peak Abatement in Urban áreas". Report. U.S. Army Corps of Engineers, Sacramento, Calif., 1973.

$$T_c = 7 L^{0,6} n^{0,6} / (i^{0,4} S^{0,3})$$

Siendo:

L = Longitud del flujo superficial, m.

n=coeficiente de rugosidad de manning.

S = pendiente promedio del terreno, m/m.

I = intensidad de lluvia, mm/h.

Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i (intensidad de lluvia) como Tc son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para Tc.

9) Fórmula de la Federal Aviation Administration (1970)

"Circular on Airport Drainage". Report A/C 150-5320-5B. Federal Aviation Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 1970.

$$T_c = 0,7035 (1,1-C) L^{0,5} / S^{0,333}$$

Siendo:

C = coeficiente de escorrentía del método racional

L = longitud del flujo superficial en metros

S = pendiente de la superficie; (m/m)

Tc= tiempo de concentración (minutos)

Desarrollada a partir de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el U. S. Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser

usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.

10) **Ecuación de retardo SCS (1973)**

Esta expresión aparece por primera vez en el manual "A Method for estimating Volume and rate of Runoff in small watersheds". SCS-TP-149, de abril de 1973, desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola, que ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2.000 acres (aprox. 800 Has). Se ha encontrado que generalmente se ajusta adecuadamente si la zona se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación. Se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies. La ecuación supone que $T_c = 1.67 \times T_{\text{retardo de la cuenca}}$.

$$T_c = 0,0136 L^{0,8} [(1000/CN)-9]^{0,7} / S^{0,5}$$

Siendo:

T_c = tiempo de concentración (minutos)

L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m

CN = número de curva SCS

S = Pendiente promedio de la cuenca, % (m/m)

11) **Fórmula del U.S. Soil Conservation Service (1975, 1986)**

Aparece en los manuales: "Urban Hydrology for Small Watersheds". Technical Release 55. U.S. Soil Conservation Service, Washington, D.C., 1975 y "Urban Hydrology for Small Watersheds". Technical Release 55, 2nd ed. U.S. Soil Conservation Service, Washington, D.C., 1986.

$$T_c = 1/60 * \sum L/V$$

Siendo:

L = longitud de la trayectoria de flujo (pies).

V = velocidad promedio (pies por segundo) para diferentes superficies.

Las gráficas de flujo superficial de la figura 53 muestran la velocidad promedio como una función de la pendiente del curso de agua y de la cubierta superficial. (Véase la Tabla 21); desarrollado como una suma de los tiempos de recorrido, V se puede calcular empleando la ecuación de Manning.

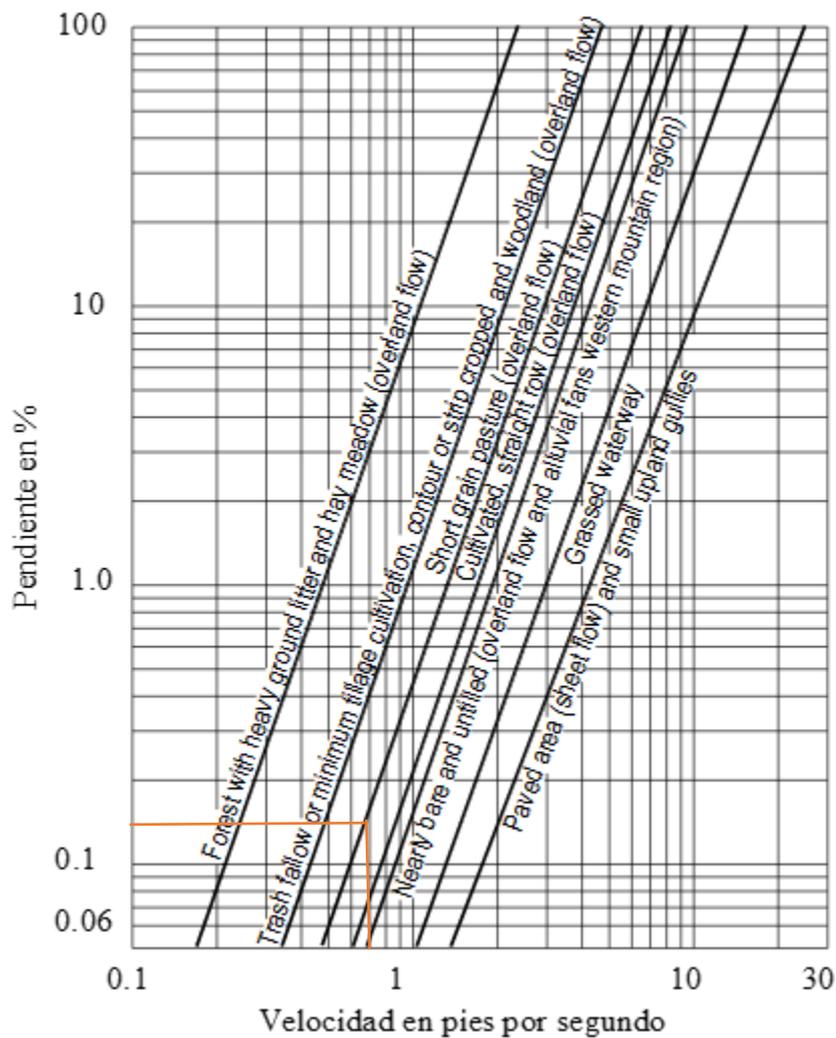


Fig. 53: Gráficas de velocidad promedio del SCS (1975, 1986)

Uso de la tierra / régimen de flujo	n	R _n (pies)	k
Labranza convencional			
Con residuos	0.19	0.06	1.2
Sin residuos	0.09	0.05	2.2
Cultivos agrícolas			
Cultivos en surcos rectos	0.04	0.12	9.1
Cultivos en bandas	0.05	0.06	4.6
Barbecho	0.045	0.05	4.5
Pastizales	0.13	0.04	1.3
Abanicos aluviales	0.017	0.04	10.3
Canalización en hierba	0.095	1.0	15.7
Cárcavas	0.04	0.05	23.5
Área pavimentada (flujo laminar)	0.011	0.06	20.8
Área no pavimentada (flujo laminar)	0.025	0.2	20.4
Cuneta pavimentada	0.011	0.2	46.3

Tabla 21 Coeficientes de velocidad con relación a la pendiente para la estimación de los tiempos de circulación por el método de la velocidad de flujo superficial (según McCuen, 1998)

12) **Fórmula de Témez (1978)**, Aplicable a pequeñas cuencas rurales de área hasta 200 km², posteriormente emplea esta misma fórmula en su Método Racional Modificado, presentado en el XXIV Congreso Internacional de la IAHR, Madrid 1991, tomo A, pp 33-40.

En el manual titulado "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales", para el MOPU, Dirección General de Carreteras, de 1978, Témez propone la siguiente expresión para el cálculo del tiempo de concentración:

$$T_c = 0,3 (L / S^{0,25})^{0,75}$$

Siendo:

L = longitud del cauce más largo, km

S = pendiente promedio de la cuenca, m/m

13) **Fórmula de Papadakis y Kazan (1986)**, desarrollado a partir de los datos del USDA, Servicio de Investigación de 84 pequeñas cuencas rurales de 22 estados
Papadakis, C. N., and M. N. Kazan. "Time of Concentration in Small Rural Watersheds". Technical Report 101/08/86/CEE. Civil Engineering Department, University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio, 1986.

$$T_c = (0,66 * L^{0,5} * n^{0,52}) / (S^{0,31} * i^{0,38})$$

Siendo:

L = longitud de la trayectoria de flujo, pies

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente media de la trayectoria de flujo, pies/pie

i = intensidad de lluvia, pulg/h

14) **Fórmula de TxDOT (1994)**, (modificada de la FAA).

"Hydraulic Design Manual". Texas Department of Transportation, Austin, 1994.

$$T_c = 0,702 (1,1-C) L^{0,5} / S^{0,333}$$

Siendo:

C = coeficiente de escorrentía del método racional

L = longitud del flujo superficial, m

S = pendiente de la superficie, m/m

15) **Fórmula del Natural Resources Conservation Service (1997)**

"Ponds—Planning, Design, Construction". Agriculture Handbook No. 590. U.S. Natural Resources Conservation Service, Washington, D.C., 1997.

$$T_c = 0,0526 ((1000/CN)^{-9}) L^{0,8} / S^{0,5}$$

Siendo:

CN = número de curva (método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los EEUU para el cálculo de la escorrentía).

L = longitud de flujo, pies

S = pendiente media de las cuencas hidrográficas, %

16) **Fórmula de Chen and Wong (1993), Wong (2005)**, Aplicable para agua a 26°C, flujo superficial en las parcelas de ensayo de 1 m de ancho por 25 m de largo. Pendientes entre 2% y 5%.

Chen, C. N., and T. S. W. Wong. "Critical Rainfall Duration for Maximum Discharge from Overland Plane". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No. 9, 1993, pp. 1040–1045.

Wong, T. S. W. "Assessment of Time of Concentration Formulas for Overland Flow". Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 131, No. 4, 2005, pp. 383–387.

$$T_c = 0,595 (3,15)^{0,33k} * C^{0,33} * L^{0,33(2-k)} / S^{0,33} * i^{0,33(1+k)}$$

Siendo:

C, k = constantes (para superficies pavimentadas suaves, C = 3, k = 0.5. Para hierba, C=1, k = 0)

L = longitud de la superficie plana, m

S = pendiente superficial, m/m

i = intensidad de lluvia neta, mm/h

17) **Fórmula de Passini**, t_c = tiempo de concentración (horas), i = pendiente media del cauce principal (%), S = área de la cuenca (km²), L = longitud del cauce principal (km), a = alejamiento medio

$$T_c = a \frac{(SL)^{1/3}}{i^{0.5}}, \text{ Siendo } 0.04 \leq a \leq 0.13$$

$$a = \frac{L}{\sqrt{S}}$$

18) **Fórmula de Bransby-Williams**, T = tiempo de concentración (horas), L = distancia máxima a la salida (km), D = diámetro del círculo de área equivalente a la superficie de la cuenca (km), M = área de la cuenca (km²), F = pendiente media del cauce principal (%)

$$T = \frac{L}{1.5 D} \sqrt[5]{\frac{M^2}{F}}$$

19) **Fórmula de Ventura-Heras**, t_c = tiempo de concentración (horas), i = pendiente media del cauce principal (%), S = área de la cuenca (km²), L = longitud del cauce principal (km), a = alejamiento medio

$$T_c = a \frac{S^{0.5}}{i}, \text{ Siendo } 0.05 \leq a \leq 0.5$$

$$a = \frac{L}{\sqrt{S}}$$

20) **Fórmula de Giandotti**, t_c = tiempo de concentración (horas), S = área de la cuenca (km²), L = longitud del cauce principal (km), H = elevación media de la cuenca o diferencia de nivel principal (m).

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H}}$$

Debido a las diferentes maneras como fueron concebidas éstas expresiones, la variabilidad de los resultados entre una y otra puede ser bastante

alta, razón por la cual el criterio de elección juega un papel fundamental en la definición del Tc de la cuenca; por ello es que, de las 20 expresiones obtenidas por las fórmulas precedentes, han sido seleccionadas aquellas que más se ajustan a las características topográficas y geológicas de la cuenca, para luego promediar los resultados obtenidos:

Fórmula aplicada	selección	observaciones	Tc (min)
Williams	Si	área de cuenca ok	722
Kirpich	No	pendientes mayores	–
Kerby	No	área de cuenca menor	–
Izzard	No	requiere proceso iterativo	–
Johnston y Cross	Si	área de cuenca ok	409
California Culverts	No	cuencas montañosas	–
Henderson y Wooding	No	función de I mm/h	–
Morgali y Linsley, Aron y Enborge	No	requiere proceso iterativo	–
Federal Aviation Administration	Si	cuencas urbanas y periurbanas	543
retardo SCS	Si	área de cuenca ok	467
U.S. Soil Conservation Service	Si	no condiciona cuenca	1770
Témez	Si	área de cuenca ok	638
Papadakis y Kazan	No	función de I mm/h	–
TxDOT	Si	modificación de FAA	542
Resources Conservation Service	No	núm. de curva no establecida	–
Chen and Wong	No	pendientes mayores	–
Passini	No	no verifica alejamiento medio	–
Bransby Williams	Si	no condiciona cuenca	701
Ventura Heras	No	no verifica alejamiento medio	–
Giandotti	Si	no condiciona cuenca	1171
MEDIANA			638

Tabla 22: Tiempos de Concentración estimados para la cuenca del Arroyo Tandileofú con resultados estadísticos obtenidos; han sido eliminados del cálculo estadístico aquellos tiempos de concentración extremos que alteran al resto (Johnston y Cross y U.S. Soil Conservation Service)

La precipitación de diseño empleada en el modelo es aquella obtenida de la curva Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), desarrollada para el centro de la provincia de Buenos Aires, por CIC (Comisión de Investigaciones Científicas de la provincia de Buenos Aires) en conjunto con IHLLA, Instituto de Hidrología de Llanura, curvas IDF para la zona de Azul (centro de la provincia de Buenos Aires), detalle para más de 3 hs. La ecuación siguiente ha de emplearse con los coeficientes que correspondan de la Tabla 23, siendo d (min) el tiempo de concentración obtenido y T5, T10, T25 y T50 periodos de recurrencia.

$$\text{Intensidad [mm / h]} = \frac{c}{d [\text{min}]^e + f}$$

	c	e	f
T= 50	1963	0.760	6.17
T= 25	1964	0.773	7.21
T= 10	1913	0.787	8.58
T= 5	1941	0.803	12.8

Tabla 23. Coeficientes para el uso de las curvas IDF en la zona de Azul y alrededores.

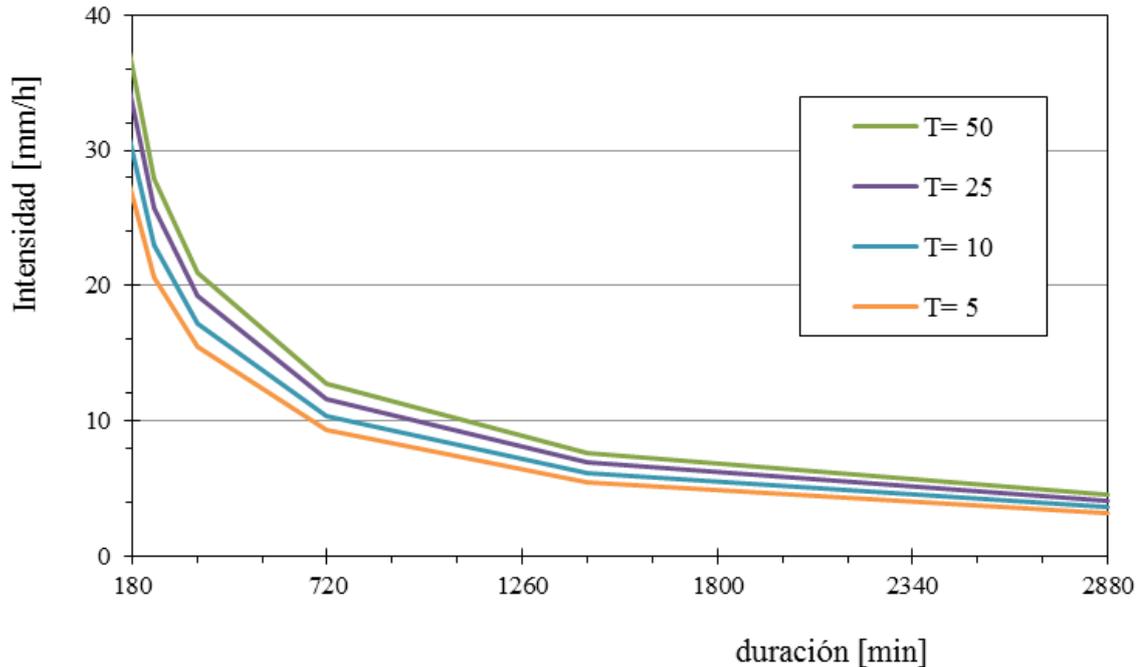


Fig. 54: Curvas IDF válidas en el partido de Azul y en el entorno cercano del centro de la provincia de Buenos Aires, detalle para más de 3 hs.

Con el fin de determinar la tormenta proyecto del modelo, se decidió utilizar aquella que coincidía en su duración con el tiempo de concentración de la cuenca. Para ello se tomó el valor de TC correspondiente a la mediana, que elimina, en su cálculo estadístico, aquellos valores extremos, tomando 638 min como el tiempo de concentración ubicado en el centro de la distribución normal.

Tc (min)	Recurrencia (años)	Intensidad (mm/h)
638	T5	11,70
	T10	12,53
	T25	14,02
	T50	15,19

Tabla 24: Intensidad de precipitación para distintos años de recurrencia, Fuente: Elaboración propia

Determinación de caudales de salida:

Utilizando el modelo matemático hidrológico HEC-HMS y contando con todos los resultados obtenidos a lo largo de este trabajo, se calculó el caudal de salida con subcuencas de aporte al reservorio, y solo a éstas se le asignó datos de tiempo de concentración y geomorfología de suelo, para luego correr el modelo con la lluvia de diseño, para distintos tiempos de recurrencia, 5 años para el diseño / verificación de canal de descarga y 50 años para el diseño / verificación del reservorio, ambos desarrollados en el capítulo 4 y 5 respectivamente.

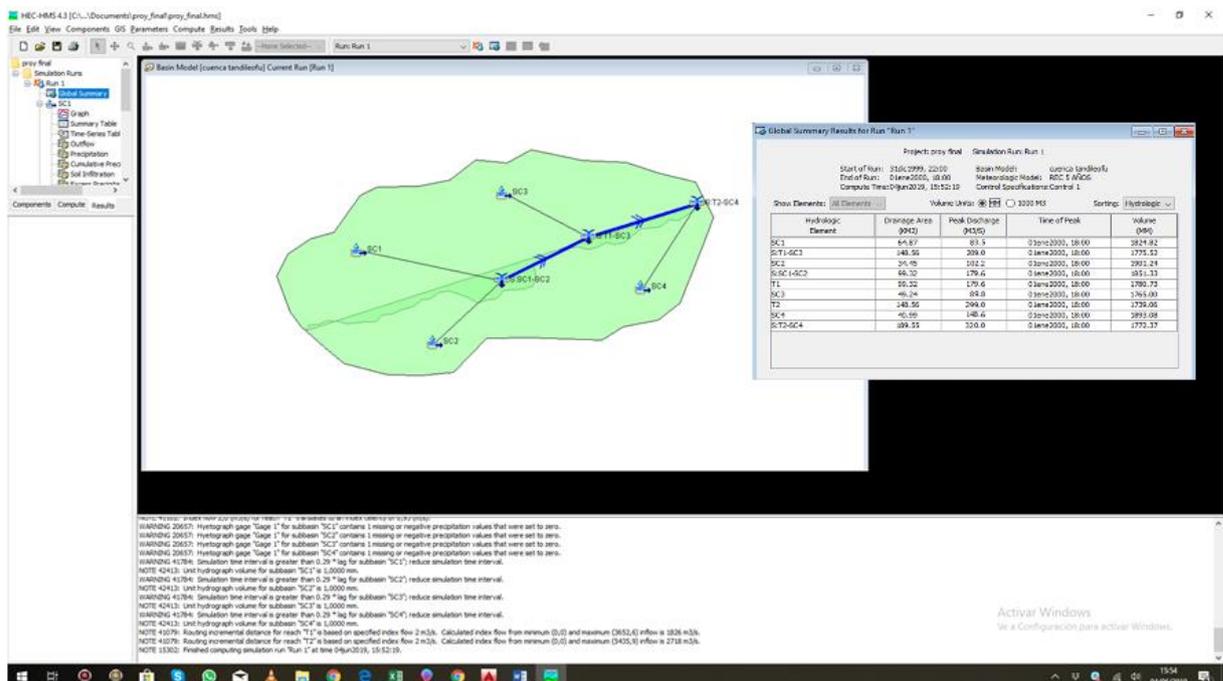


Fig. 55: Resultados de la corrida HEC-HMS, punto de desagüe de la cuenca inferior del A° Tandileofú.

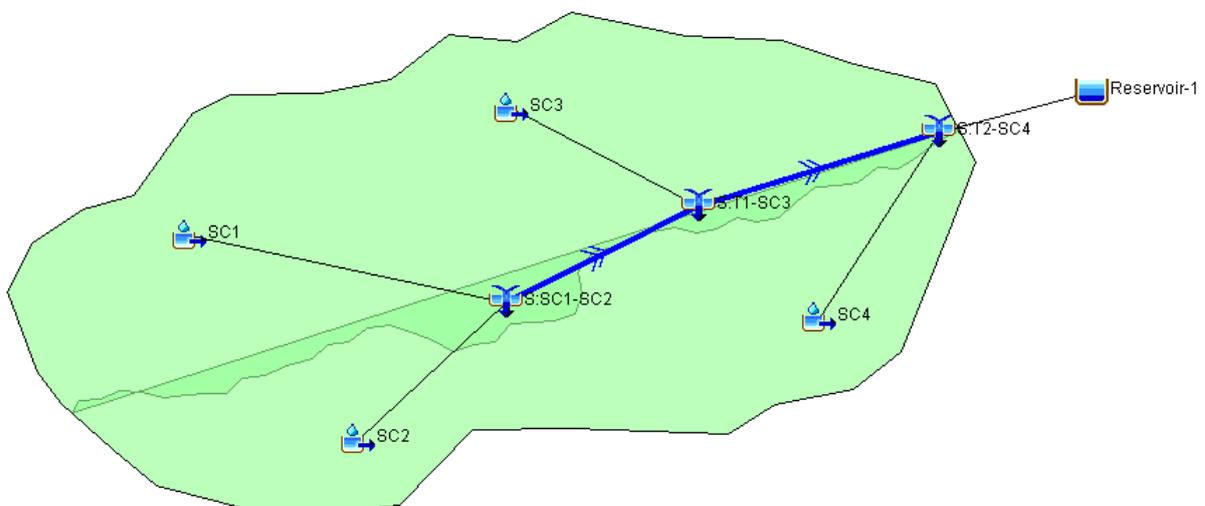


Fig. 56: Sub cuencas y tramos.

Duración de la Tormenta:	24 horas
Intervalo de Tiempo:	60 min.
Ubic. del Bloque de Int. Max.	1 hora
Recurrencia	5 años

$Y=c/((D)^e-f)$	c	1941
	e	0,803
	f	12,80

número orden	Duración		Intensidad	Precipitación	
	min	hrs	mm/hr	Acumulada mm	Incremental mm
1	60	1,00	138,81	138,81	138,81
2	120	2,00	57,21	114,42	-24,40
3	180	3,00	37,39	112,17	-2,25
4	240	4,00	28,24	112,97	0,80
5	300	5,00	22,91	114,54	1,58
6	360	6,00	19,39	116,34	1,80
7	420	7,00	16,88	118,17	1,83
8	480	8,00	14,99	119,96	1,79
9	540	9,00	13,52	121,69	1,73
10	600	10,00	12,33	123,35	1,66
11	660	11,00	11,36	124,94	1,59
12	720	12,00	10,54	126,46	1,52
13	780	13,00	9,84	127,91	1,46
14	840	14,00	9,24	129,31	1,40
15	900	15,00	8,71	130,65	1,34
16	960	16,00	8,25	131,94	1,29
17	1020	17,00	7,83	133,18	1,24
18	1080	18,00	7,47	134,38	1,20
19	1140	19,00	7,13	135,53	1,16
20	1200	20,00	6,83	136,65	1,12
21	1260	21,00	6,56	137,73	1,08
22	1320	22,00	6,31	138,78	1,05
23	1380	23,00	6,08	139,80	1,02
24	1440	24,00	5,87	140,78	0,99

Rec. años	c	e	f
5,0	1941,0	0,803	12,8
10,0	1913,0	0,787	8,58
25,0	1964,0	0,773	7,21
50,0	1963,0	0,760	6,17

$$Intensidad [mm / h] = \frac{c}{d [min]^e + f}$$

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: proy final Simulation Run: Run 1

Start of Run: 31dic1999, 22:00 Basin Model: cuenca tandileofu
End of Run: 01ene2000, 18:00 Meteorologic Model: REC 5 AÑOS
Compute Time: 04jun2019, 15:52:19 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SC1	64.87	83.5	01ene2000, 18:00	1824.82
S:T1-SC3	148.56	209.0	01ene2000, 18:00	1775.52
SC2	34.45	102.2	01ene2000, 18:00	1901.24
S:SC1-SC2	99.32	179.6	01ene2000, 18:00	1851.33
T1	99.32	179.6	01ene2000, 18:00	1780.73
SC3	49.24	89.8	01ene2000, 18:00	1765.00
T2	148.56	299.0	01ene2000, 18:00	1739.06
SC4	40.99	148.6	01ene2000, 18:00	1893.08
S:T2-SC4	189.55	320.0	01ene2000, 18:00	1772.37

Tabla 25: Resultados obtenidos de la corrida HMS

Consideraciones finales

Hemos llevado adelante en este capítulo de alguna manera el proceso de cálculo para lograr definir un caudal pico de diseño, delimitando en primera medida la cuenca, determinando su área de aporte, longitud del cauce, pendiente, tipo de suelo, tipo de cobertura vegetal, etc; fueron consideradas todas las frecuencias de recurrencia (5, 10, 25, 50 años), se calculó de manera empírica el tiempo de concentración e intensidad de lluvia bajo las curvas IDF correspondientes a la zona, tomando como hipótesis la tormenta de diseño coincidente con el tiempo de concentración de la cuenca y de allí por aplicación de modelos computacionales se determinó el caudal de diseño.

Se podrá observar que todo el proceso de cálculo tiene su apoyo en fórmulas empíricas y desarrollos complejos de distribución de probabilidades y ocurrencias de lluvias procesadas por modelos hidrológicos de aplicación específicos, donde las observaciones del profesional a cargo del estudio son fundamentales.

La importancia y necesidad de las curvas IDF en el diseño hidráulico en la ingeniería lleva muchas veces a trabajar con datos disponibles, aunque no sean tan amplios y abundantes como es deseable desde el punto de vista científico; datos provenientes del SMN, lecturas de red de estaciones automáticas, combinación de datos pluviométricos de distinta procedencia, frecuencia y formas de medición, cantidad de años de registro disponibles, ajustes estadísticos y extrapolación de datos, estudio de campo.

Hay un objetivo claro desde la ingeniería, dar solución al diseño hidráulico en el entorno del partido de Ayacucho y debido a las diferentes formas como fueron concebidas las expresiones de cálculo, la variabilidad de los resultados entre una y otra puede ser bastante alta, razón por la cual el criterio del analista juega un papel fundamental en la definición y proceso de la información disponible.

Como expresara en su tesis doctoral "Utilización de modelos hidráulicos bidimensionales en la determinación del tiempo de concentración", la Dra. Paloma

Batanero Akerman, Ingeniero de caminos, canales y puertos, "(...) *El tiempo de concentración de una cuenca sigue siendo relativamente desconocido para los ingenieros (...)*", adoptando como procedimiento habitual en un estudio hidrológico el cálculo según varias fórmulas escogidas entre las existentes para luego emplear el valor medio obtenido, de esta media derivan luego los resultados hidrológicos, resultados que influirían en el futuro dimensionamiento de las infraestructuras.

En definitiva, hemos observado que no existe una metodología cierta respecto al cálculo y diseño hidrológico, razón por la cual en este capítulo pretendimos adoptar una de ellas, quedando abierta la discusión a posteriores estudios más profundos en el desarrollo y la búsqueda de soluciones que den respuesta a la complejidad de las obras que este tipo de estudios hidrológicos requiere.

CAPITULO 4

INTRODUCCION:

ACCIONES SOBRE EL CAUCE DEL A° TANDILEOFÚ:

Como se expresó anteriormente, se planteó la factibilidad de realizar acciones sobre el cauce del A° Tandileofú, a los fines de facilitar la evacuación de las aguas, para de esta forma realizar una protección activa sobre el casco urbano.

El presente capítulo tiene la particularidad de dividirse en 4 ejes, el primero corresponde a la definición de traza tentativa de canal a construir como rectificación del arroyo Tandileofú, bermas, canteras de acopio por movimientos de suelo y su desvío a reservorio, seleccionándose para ello una cava que se encuentra a la vera de la ruta provincial 29, en el "Parque Industrial 2", sobre el ingreso norte de la ciudad.

Segundo eje: diseño y verificación de canal no revestido para caudal pico determinado previamente en el capítulo anterior, verificación de velocidades (arrastre de material por pendientes máximas), bordes libres, bermas para caudal de crecidas y ajuste de dimensiones.

Tercer eje: diseño de puente losa sobre RP50 y RP29 sobre nueva traza y desvío del A° Tandileofú.

Cuarto eje: Propuesta de estabilizaciones de suelos para terraplenar caminos rurales en la utilización de suelos disponibles por dragado de canal y rectificación del arroyo Tandileofú.

PRIMER EJE:

Área de influencia del proyecto

La obra de canalización se llevará a cabo a lo largo de aproximadamente 27,2 km, de los cuales 10,5 km corresponden a readecuación cauce y los 16,7 km restantes a la rectificación y limpieza del arroyo, aguas abajo de las Sierras de Tandil, desde Estación Cangallo y Paraje La Constancia, pasando por la ciudad de Ayacucho hasta su confluencia con el A° Chelforó en la Estancia Los Dos Arroyos. (Figura 1)

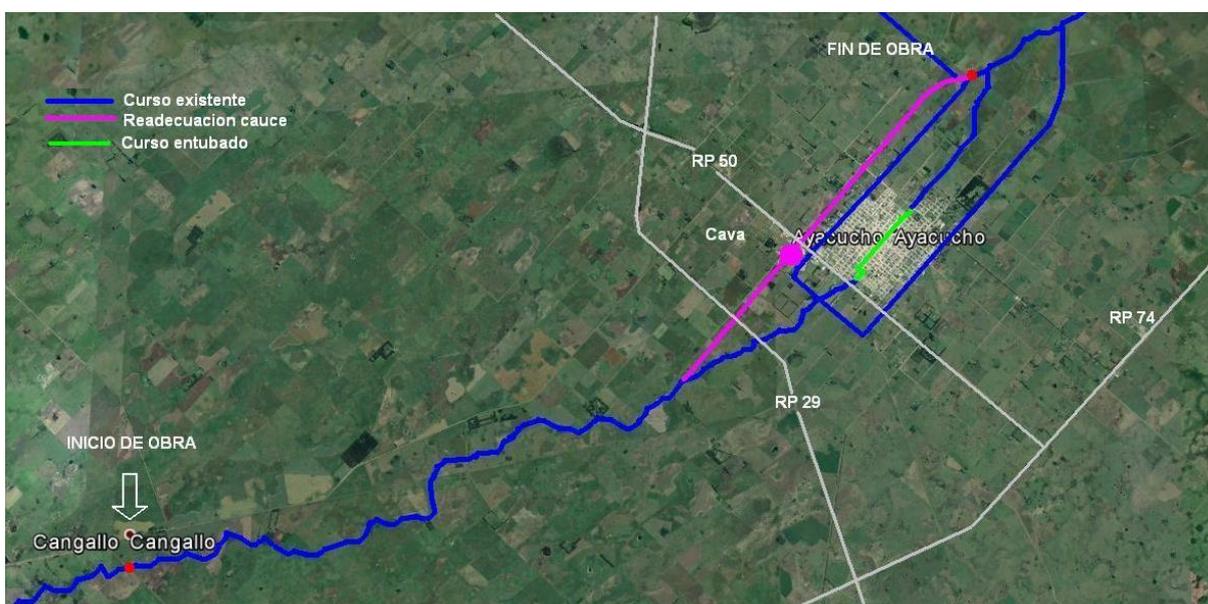


Fig. 1: Traza de la obra

Se podrían diferenciar dos sectores antagónicos. Uno netamente rural y otro antropizado y de carácter urbano comprendido entre el Club Independiente (escasos metros aguas arriba del Puente de Ruta Provincial N°50) hasta Estancia Los Dos Arroyos.

En el comienzo de la readecuación del cauce y, lindero a la misma sobre margen derecha está emplazada la cava, lugar de reservorio y control de crecidas.



Fig. 2: Áreas de mayor antropización



Fig. 3: Áreas de inundación para reservorio y embalse para control de crecidas

La ampliación y readecuación del cauce no prevé obras complementarias de defensa, indicando que su emplazamiento se encuentra en la zonificación del parque industrial y durante la ejecución de la obra se contempla un vertedero.

Sin embargo, con el ensanche se reducirán los riesgos de inundación y tiempo de permanencia del agua, beneficiando directamente a los pobladores de la ciudad.

En la siguiente figura, se comprobaron las cotas de nivel y problemas de anegabilidad del suelo desde el arroyo hacia las zonas aledañas, por medio de planchetas IGN, archivos fotográficos y control de tipos de suelos y por medio de escala de colores, se identificaron los distintos niveles del terreno en la siguiente

escala de valores, manifestando la vulnerabilidad de la localidad ante eventos de desborde del arroyo. (Figura 4)

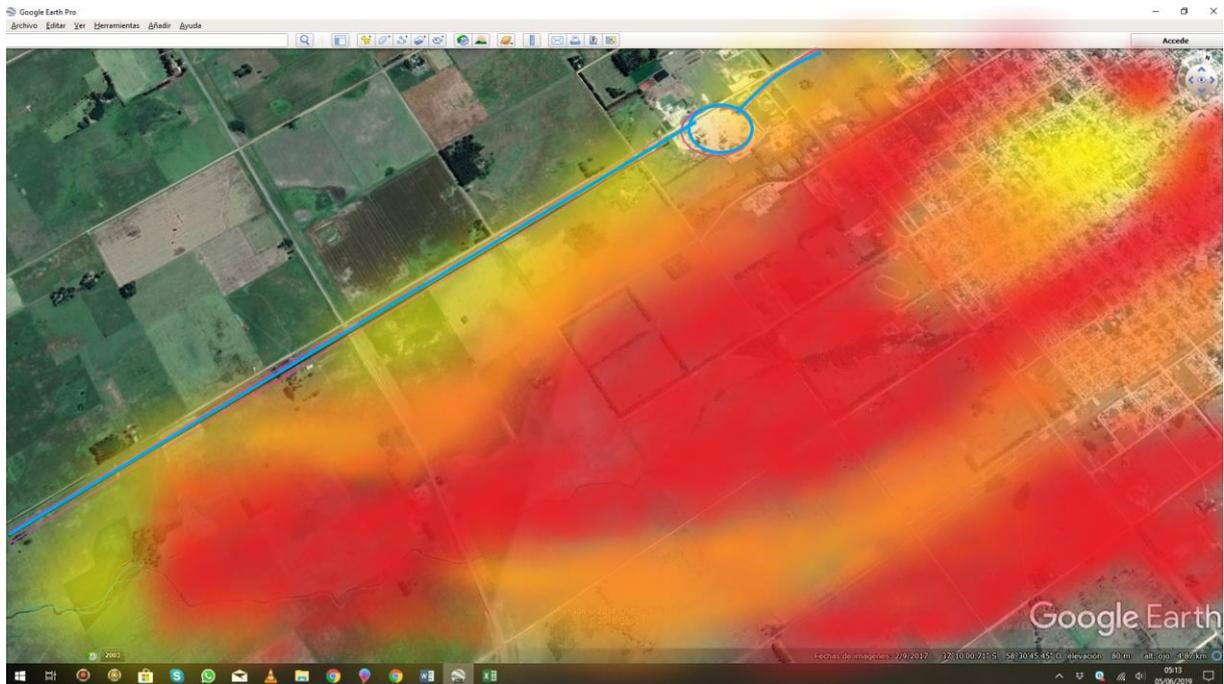


Fig. 4: Modelo digital del terreno para determinar sectores vulnerables

En las cercanías al embalse proyectado, sobre margen derecha aguas abajo del canal a ejecutar, está el Club Tiro Federal cuya cancha de Rugby, parqueización y equipamiento lumínico se verá afectada por la obra, razón por la cual se deberá contemplar la reconstrucción total de la cancha, parqueización, ambientación de espacios públicos (lugares de esparcimiento, juegos para niños, bancos) y re instalación de artefactos lumínicos, a fin de subsanar los daños acontecidos por la obra.

El embalse abarcará un área total de aproximadamente 10 has y además del Club Tiro Federal, se encuentran allí perforaciones de la empresa ABSa, con lo cual el destino de la cava ha dejado de cumplir su función de cantera, dado que existe la posibilidad que esta tarea traiga aparejado un problema grave con el bulbo de presión de suelo respecto a las perforaciones de agua aledañas y la depresión de sus napas.

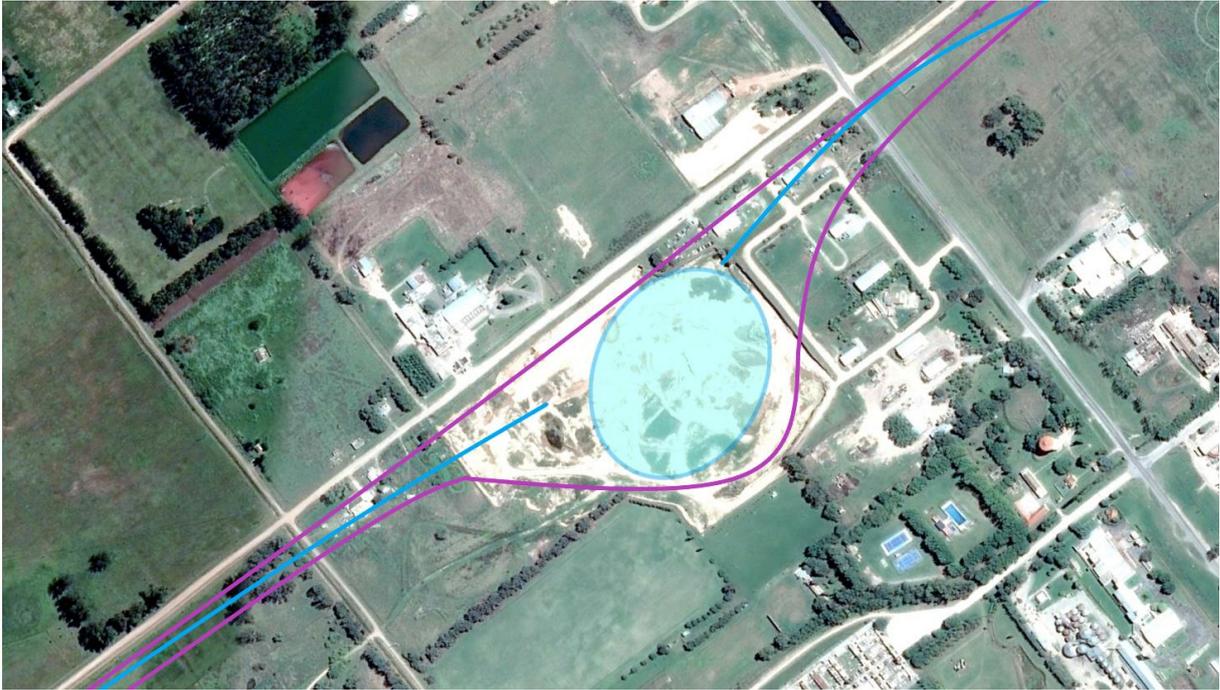


Fig.5: Cancha de rugby y pileta abierta Club Tiro federal

Cabe mencionar que el Cementerio Municipal no se verá afectado con la realización de la obra ya que la misma comienza 2km aguas arriba de este, a escasos metros de la RPN29. (Figura 6).

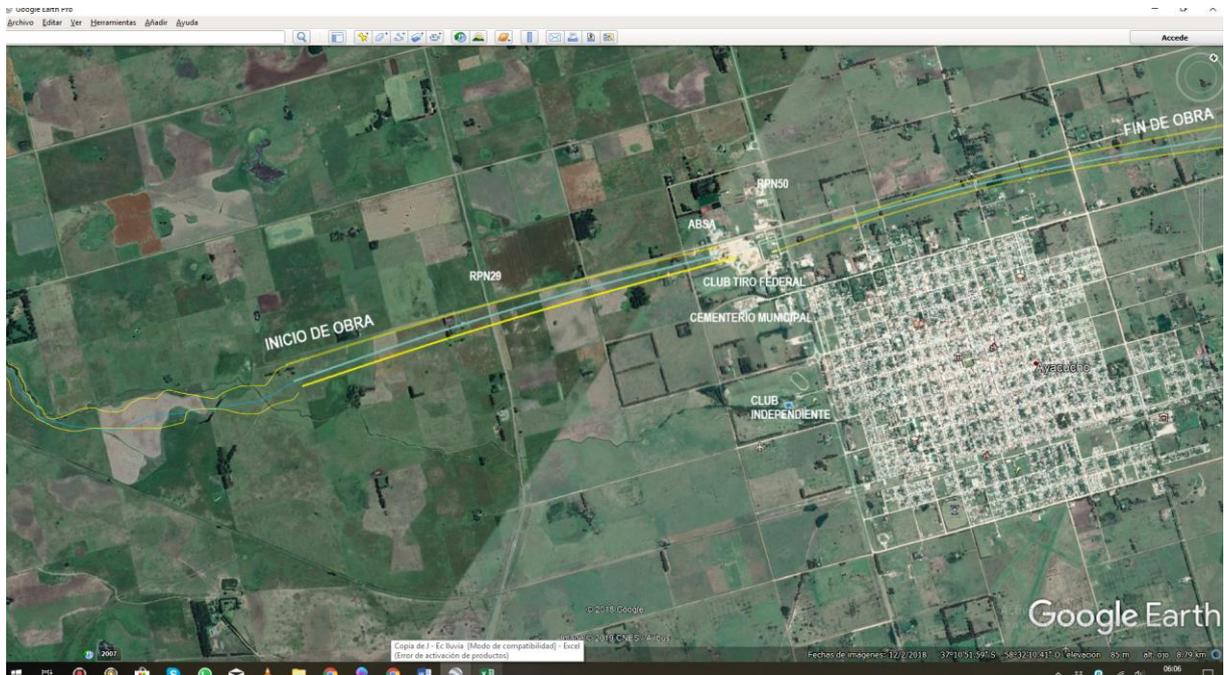


Fig.6. Área de inicio de Obra

El área de influencia directa del Proyecto comprende a las zonas de mayor urbanización cercanas a las obras, como ser el Club Tiro Federal y Club

Independiente (resulta muy afectado por las inundaciones dadas su cercanía al arroyo y el cual será uno de los mayores beneficiarios del Proyecto).

Del mismo modo, el área de influencia social comprendería también a otros barrios (por ejemplo, Barrio Matadero, Parque Industrial I y II) y a las poblaciones que habitan - u obtienen ingresos o medios de subsistencia - en los predios rurales en donde se desarrollarán las obras (donde existirán potencialmente impactos positivos y negativos, estos últimos mitigables a partir de medidas previstas).

El primer sector de la readecuación atraviesa un sector netamente rural, sin antropización, cuyo uso es netamente agropecuario.

Cercano a la Ruta Provincial N°29, a margen izquierda del arroyo, se encuentra un camino rural, el cual servirá de traza al canal proyectado, facilitando el acceso y egreso de maquinaria a la zona de obra.



Fig.7: Foto área acceso y egreso de zona inicio de obra

En el tramo final de la obra, sobre margen izquierda se encuentran nuevos barrios residenciales con propiedades de alto valor económico.

No se prevé cambio de margen sobre los 10.5 km de excavación, dado que es un tramo netamente lineal y no se encuentran obstrucciones que imposibiliten las tareas a desarrollar, como así tampoco se encuentran en el área, zonas vulnerables que deban ser preservadas en términos ambientales y culturales.

Estructura circulatoria:

El sistema circulatorio de la ciudad de Ayacucho, se estructura en torno a las siguientes rutas: la Ruta Provincial N° 29, la Ruta Provincial N° 74 y la Ruta Provincial N°50 que delimitan el casco urbano, aunque la tendencia en los últimos años ha sido extenderse de estos límites. De estas arterias, se derivan los principales accesos a la ciudad.

Desde la Ruta Provincial N°50, se accede a la localidad de Ayacucho por la Av. Bavio y desde la Ruta Provincial N° 74 por el Acceso Perón y también por Ruta Prov.n°50, que vincula la RP29 y RP74 de Oeste a Este. Esta arteria absorbe los principales movimientos circulatorios de las áreas industriales y servicios de la región.

Con la realización de la obra de ampliación de los puentes de RPN°50 y RPN°29 se deberá prever los desvíos pertinentes de tráfico a fin de generar los menores inconvenientes posibles.

SEGUNDO EJE:

Pre dimensionamiento y verificación canal trapezoidal

El canal proyectado será de sección compuesta. Tendrá una sección principal trapecial en coincidencia con la traza del actual Arroyo Tandileofú, cuya base de fondo será de 5 metros aproximadamente, con taludes laterales de inclinación 2:1 (h:v).³³

³³ “ Mécanique de sols appliquée”, Terzaghi y Peck, Editorial Dunod, París, 1957, Tabla XVII

Material	Talud	Valor del talud (m)	Valor de θ
Roca sana no alterada	0: 0.25	$m=0/0.25= 0$	90°
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25:0.5	$m=.25/0.5=0.50$	$63^\circ 43'$
Rocas alteradas	1:1	$m=1/1= 1$	45°
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.5:1	$m=.5/1= 0.50$	$63^\circ 43'$
Suelo limoso-arenoso con grava gruesa	1:1.5	$m=1/1.5= 0.67$	$56^\circ 58'$
Arenisca blanda	1.5:2.0	$m=1.5/2= 0.75$	$53^\circ 13'$
Limo arcilloso	0.75:1.0	$m=.75/1= 0.75$	$53^\circ 13'$
Limo arenoso	1.5:2.0	$m=1.5/2= 0.75$	$53^\circ 13'$
Material poco estable, arena y tierra arenosa	2:1	$m=2/1= 2$	$26^\circ 56'$
Mampostería	0.4:1	$m=0.4/1= 0.40$	$68^\circ 19'$
Concreto	1:1 1.25:1	$m=1/1= 1$ $m=1.25/1=1.25$	45° $38^\circ 65'$
Tierra algo arcillosa	1.5:1	$m=1.5/1= 1.5$	$33^\circ 69'$

Tabla 19: Taludes recomendados en canales construidos en varias clases de materiales.

Sobre ambas márgenes del cauce, el talud alcanza una altura aproximada de 5 m medidos desde el fondo actual, donde nace una berma lateral cuyo ancho se proyectó de 10 metros., donde luego se desarrolla un talud con la misma inclinación 2:1 hasta el terreno natural.

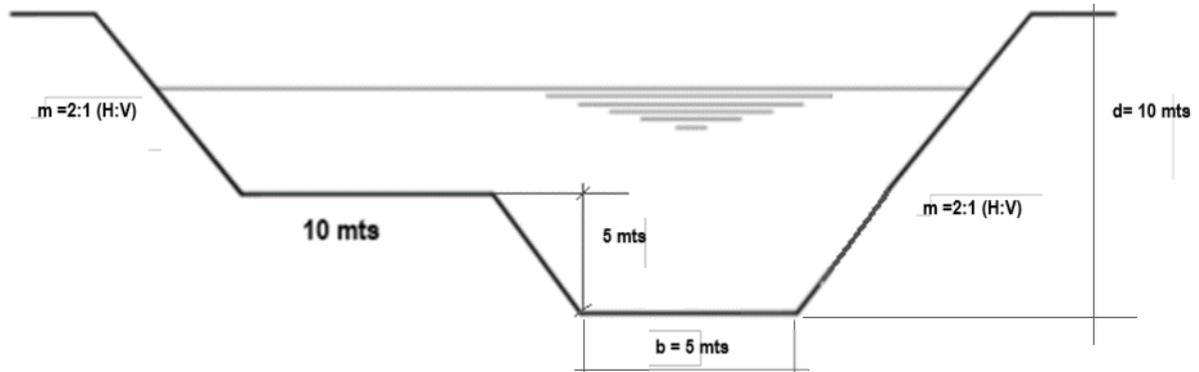


Fig.8: Sección del canal con berma lateral

La sección compuesta transversal del canal puede componerse de distintas subsecciones, cada una de ellas con diferente rugosidad que las demás. También puede ocurrir algo similar en un cauce natural. La concepción de esta doble sección, persigue ese objetivo de mantener el funcionamiento del arroyo en

estiajes, manteniendo sus meandros, ampliando su sección (bermas) para el momento de ocurrencia de crecidas.

La sección transversal trapezoidal compuesta adoptada es la más eficiente para canales de tierra debido a que proveen las pendientes necesarias para estabilidad.

Como se expresó anteriormente, se planteó la factibilidad de realizar acciones sobre el cauce principal del arroyo Tandileofú; la obra se corresponde con la ampliación del cauce del arroyo aguas abajo de la Ruta Nacional N°29 en una extensión de 10500 metros, con una pendiente longitudinal de aproximadamente 0.0012 m/m y la conformación del cauce para adecuar la embocadura y restitución a canal aliviador previo regulación de crecidas por embalse a proyectarse en la cava municipal.

De esta forma, el ancho mínimo de berma es de 10 metros, extendiéndose sobre margen izquierda en toda la traza, a excepción de 1600 metros aguas abajo cerca de la confluencia con el A° Chelforó, donde se canalizará sobre margen derecha a fin de minimizar futuros conflictos socio-culturales, ya que en ese sector se ha registrado un área de significativo valor económico-inmobiliario como asentamiento de barrios residenciales.

Diseño de canales no revestidos (de tierra): Consiste en limitar la velocidad media a un valor que no cause erosión en las paredes del canal. La velocidad máxima permisible o velocidad no erosionable, es la mayor velocidad promedio que no causara erosión en las paredes y fondo del canal. Esta velocidad, depende principalmente del tamaño, clase de material de las paredes y del tirante del flujo, y solo puede estimarse con base a la experiencia y criterio.

La velocidad mínima permisible se determina teniendo presente el material solido transportado por el agua; se define como la velocidad por debajo de la cual el material solido contenido en el agua decanta, produciendo depósito en el lecho del canal.

La velocidad minima para evitar el azolvamiento en los canales de tierra se recomienda sea de 0.40 m/s. La velocidad máxima permisible se determina de acuerdo con la naturaleza de las paredes del canal: se le define como la velocidad por encima de la cual se produce la erosión de las paredes del canal.

La velocidad máxima permisible en canales de tierra deberá ser 1.2 m/s. (suelos limo-arcillosos) para evitar la erosión de los taludes y del fondo del canal.

Verificación de sección de canal 1, aguas arriba de embalse:

$$Q = 320 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 1.2 \text{ m/seg}$$

$$n = 0.025$$

$$m = 2:1 = 2$$

$$A = Q/V = 320/1.2 = 267 \text{ m}^2$$

$$\text{Tan } \theta/2 = ((1+m^2)^{1/2}) - m$$

$$\text{Tan } \theta/2 = ((1+(2)^2)^{1/2}) - 2 = 0.2361$$

Luego, el tirante bajo la condición máxima eficiencia es:

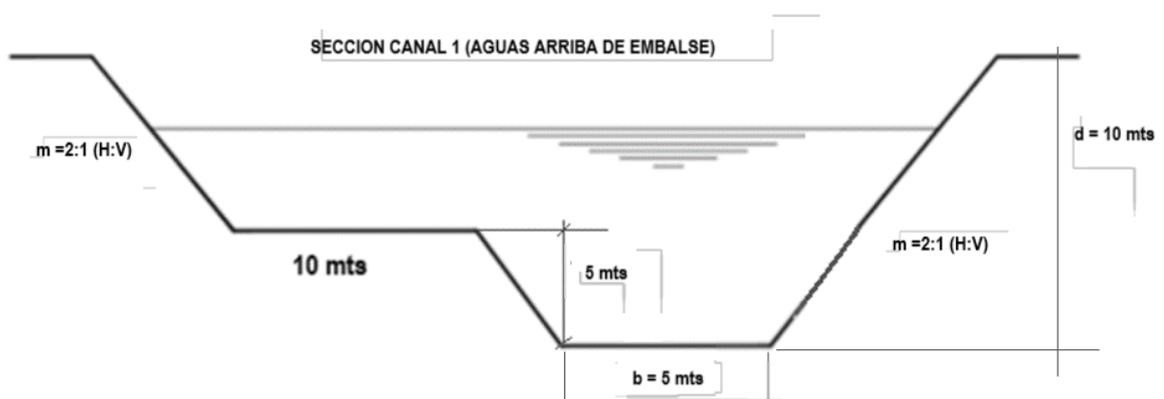
$$d = (A / (2 \text{Tan } \theta/2 + \cot \theta))^{1/2} = (267 / (2 * (0.2361) + 2))^{1/2}$$

$$d = (267 / 2.47)^{1/2} = 10.39 \text{ m}$$

Luego para talud de 2:1, $b/d = 0.472$

$$\text{Entonces } b = (0.472) * (10.39) = 4.9 \text{ m}$$

Por lo tanto, verifica para caudal diseño de tramo 1



Verificación de sección de canal 2, aguas abajo de embalse:

$$Q = 120 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 0.85 \text{ m}/\text{seg}$$

$$n = 0.025$$

$$m = 2:1 = 2$$

$$A = Q/V = 120/0.85 = 141 \text{ m}^2$$

$$\text{Tan } \theta/2 = ((1+m^2)^{1/2}) - m$$

$$\text{Tan } \theta/2 = ((1+(2)^2)^{1/2}) - 2 = 0.2361$$

Luego, el tirante bajo la condición máxima eficiencia es:

$$d = (A / (2 \text{Tan } \theta/2 + \cot \theta))^{1/2} = (141 / (2 * (0.2361) + 2.11))^{1/2}$$

$$d = (267 / 2.47)^{1/2} = 7.38 \text{ m}$$

Luego para talud de 2:1, $b/d = 0.472$

$$\text{Entonces } b = (0.472) * (7.38) = 3.5 \text{ m}$$

Por lo tanto, verifica para caudal diseño de tramo2 (en esta situación particular el diseño de la sección será con caudales y velocidades reguladas por el embalse.



TERCER EJE:

Puentes

Como consecuencia de la ampliación de la sección hidráulica del A° Tandileofú, en proximidades del acceso a la ciudad de Ayacucho, los puentes vehiculares existentes sobre la Ruta Provincial N°50 y Ruta Provincial N° 29, constituyen un estrangulamiento del curso de agua, en épocas de crecidas, poniendo en riesgo por el remanso que generan aguas arriba, a ciertos sectores de la ciudad.

A efectos de mitigar los riesgos de inundación que los puentes existentes podrían generar en épocas de crecidas, se propone la construcción de nuevos puentes aliviadores a los existentes.

Puente sobre Ruta Provincial N° 29

Para el caso del Puente sobre la RPN°29, para que el tránsito no sea interrumpido se prevé la ejecución un desvío hacia RP74 por RP50 siendo este enlace de Oeste a Este desde Rotonda Acceso por RP29 a la ciudad hacia su vinculación acceso por RP74 hacia la ciudad de Tandil.

Características del nuevo puente:

La obra en cuestión trata de un Puente Recto de viga pretensada de cuatro tramos en la traza de la RP N°29 a 1100m del puente existente en dirección Este - Oeste. La longitud entre ejes de juntas es de 60 m. con longitud de viga 15 m (luz de viga 14.20mts) cada una. El mismo cruzará la canalización de sección trapecial y berma, que tendrá un ancho de fondo de 5m, berma de 10 m y taludes con pend 2 horiz y 1 vert.

El puente es categoría A-30 según el Reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad. EL ancho de calzada es de 7.30 m. con banquetas laterales de 3.00m y veredas de 1.20m de ancho útil. El ancho total del tablero es de 16.82m. De sección simétrica donde el eje del puente coincide con el eje de la RP N°29



Geometría de la sección transversal y cotas:

El tablero tiene un ancho total de 16.82m. El ancho total de pavimento es de 13.30m donde se demarcará el ancho de calzada 7.30m, las banquetas de 3.00m en sus laterales. La pendiente transversal para desagüe es de 2% hacia los cordones laterales. En el cordón se ubicarán caños para desagües de 4" de Hº Gº que atraviesan la losa de calzada cada 3.50m y dispuestos verticalmente volcando directamente al canal. Con baranda de defensa vehicular de HºAº que limita la calzada con la vereda peatonal y en el borde libre del puente se ubicarán barandas metálicas peatonales de 1.10m de altura. La cota rasante es +83.29 IGM sin pendiente longitudinal.

La cota fonda de la viga más baja es de +81.90 IGM. Mientras que la cota de proyecto del canal en esta progresiva es de +78.32 IGM, esto garantiza una altura libre de 3.58m entre el canal central y el fondo de viga.

Superestructura:

Es del tipo puente viga prefabricada postesada. Puente de 4 tramos, de 14.20 m e/ejes juntas cada uno y de 60 m de longitud total e/ejes de juntas. Esta sección está constituida por 8 vigas prefabricadas de 100 cm de altura y un largo de 14.20 m, las vigas se encuentran separadas 2.00 m entre sí y apoyan sobre estas una serie de losetas prefabricadas apoyadas a tope entre sí, de espesor 7cm, el cual cumplen la función resistente y además como encofrado para la losa superior, de espesor 13cm, hormigonada in situ conjuntamente con dos vigas de arriostamiento extremas en la zona de apoyos. La viga postesada es de hormigón tipo H-40 y el resto del tablero de hormigón H-30. El tablero llevará juntas tipo Thormak en cada línea de apoyos.

Las vigas llevan un tesado parcial con un grado de pretensado de 0.84 que presupone pretensado total para el 70 % de las sobrecargas actuando sobre el puente. Estas apoyarán sobre apoyos de neopreno de 150 x 300 mm² de área con 2 capas de 8.mm cada una, totalmente vulcanizados.

La pendiente para desagües del 2% es dada por la variación de altura de los tetones de apoyos ubicados sobre los dinteles de pila y estribos.

Infraestructura de Estribos:

Está formada 5 por pilotes columnas de 0.90 m de diámetro que rematan en un dintel que es además bancada de apoyo de las vigas de la superestructura. El estribo cuenta con muros de vuelta en sus laterales, el espaldón en frente y además de una losa de fondo, el conjunto cargado con suelo estabiliza al estribo frente a los empujes de suelos. El puente cuenta con dos losas de acceso de 6.00 m de longitud con un espesor promedio de losa 0.25 m. las mismas están protegidas con muros de contención de suelos en sus laterales. La cota fundación de los pilotes es de +66.89 IGM con 12.60m de largo de pilote hasta la losa de fondo, desde el fondo de losa hasta el dintel se realizará una columna de 90x90cm.

Pila del puente:

Está formada 4 por pilotes columnas de 0.80 m de diámetro que rematan en un dintel, de 0.90m de altura y 1.40m de ancho, que es además bancada de apoyo de las vigas de la superestructura.

La cota fundación es de +64.89 IGM, con 14.00m de largo de pilote

Calidad de los materiales:

- Hormigón H-10 S/CIRSOC para contrapisos
- Hormigón H-25 S/CIRSOC para infraestructura
- Hormigón H-30 S/CIRSOC para revest. canal
- Hormigón H-40 S/CIRSOC para superestructura
- Acero ADN – 420 S/CIRSOC
- Acero p/postesado IRAM-IAS U 500-03 tipo C1900 Mpa Baja Relajación
- Recubrimientos:

I – Pilotes in situ 5.0 cm.

II – losa acceso y muros contención in situ 4.0 cm.

III– Pantallas y dinteles 4.0cm

IV – Losa super y vigas 3.0cm

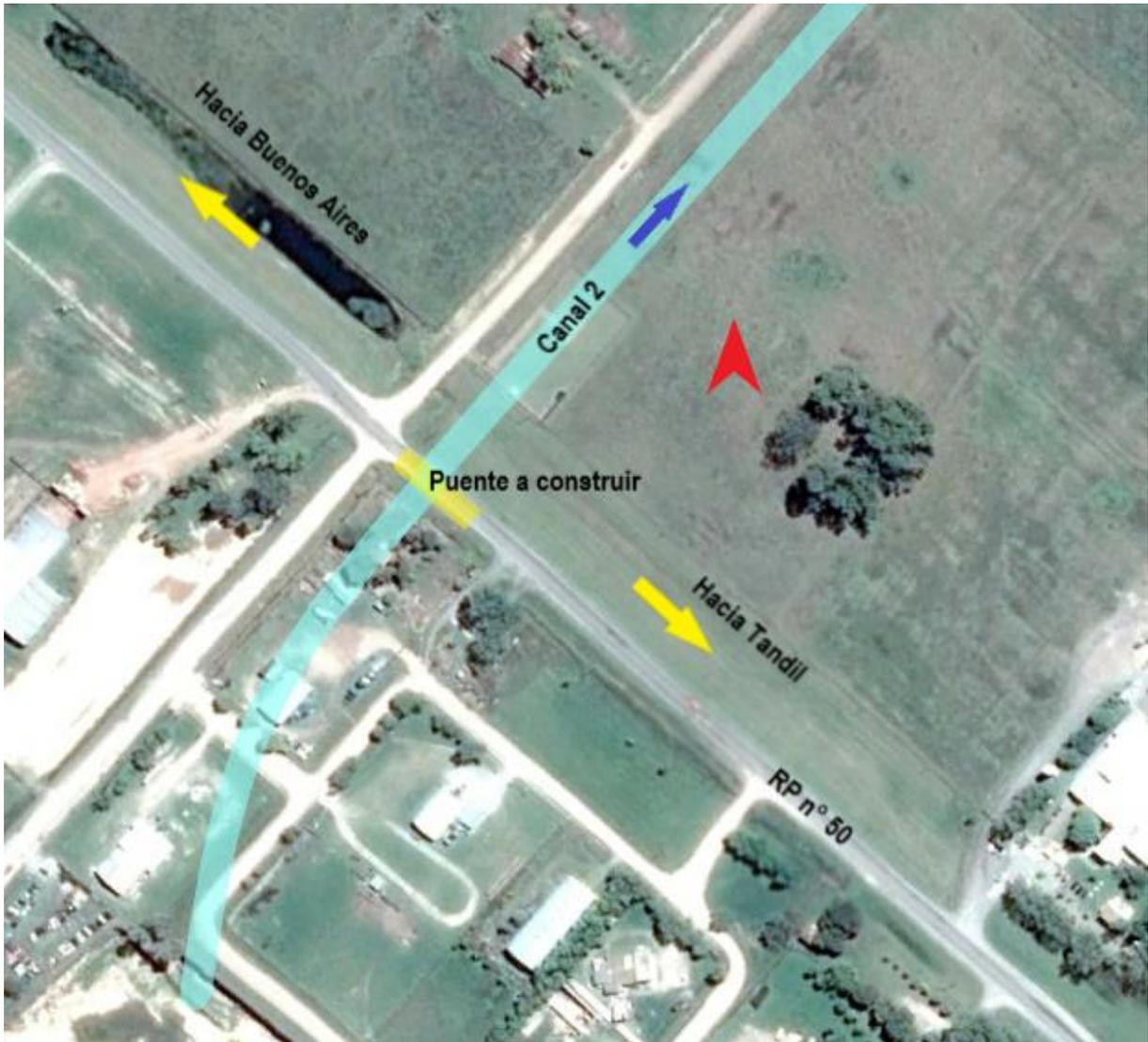
Puente sobre Ruta Provincial N° 50

Para el caso del Puente sobre la RPN°50, para que el tránsito no sea interrumpido se prevé la ejecución un desvío hacia RP74 por RP 29, siendo este enlace de Oeste a Este desde Rotonda Acceso por RP29 a la ciudad hacia su vinculación acceso por RP74 hacia la ciudad de Tandil.

Características del nuevo puente:

La obra en cuestión trata de un Puente Recto de viga pretensada de cuatro tramos en la traza de la RP N°29 a 1100m del puente existente en dirección Este - Oeste. La longitud entre ejes de juntas es de 60 m. con longitud de viga 15 m (luz de viga 14.20mts) cada una. El mismo cruzará la canalización de sección trapecial y berma, que tendrá un ancho de fondo de 5m, berma de 10 m y taludes con pend 2 horiz y 1 vert.

El puente es categoría A-30 según el Reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad. EL ancho de calzada es de 7.30 m. con banquetas laterales de 3.00m y veredas de 1.20m de ancho útil. El ancho total del tablero es de 16.82m. De sección simétrica donde el eje del puente coincide con el eje de la RP Nº29



Geometría de la sección transversal y cotas:

El tablero tiene un ancho total de 16.82m. El ancho total de pavimento es de 13.30m donde se demarcará el ancho de calzada 7.30m, las banquetas de 3.00m en sus laterales. La pendiente transversal para desagüe es de 2% hacia los cordones laterales. En el cordón se ubicarán caños para desagües de 4" de Hº Gº que atraviesan la losa de calzada cada 3.50m y dispuestos verticalmente volcando

directamente al canal. Con baranda de defensa vehicular de H⁹A⁰ que limita la calzada con la vereda peatonal y en el borde libre del puente se ubicarán barandas metálicas peatonales de 1.10m de altura. La cota rasante es +82.00 IGM sin pendiente longitudinal.

La cota de fondo de la viga más baja es de +80.70 IGM. Mientras que la cota de proyecto del canal en esta progresiva es de +76.20 IGM, esto garantiza una altura libre de 4.5 m entre el canal central y el fondo de viga.

Superestructura:

Es del tipo puente viga prefabricada postesada. Puente de 3 tramos, de 14.20 m e/ejes juntas cada uno y de 45 m de longitud total e/ejes de juntas. Esta sección está constituida por 8 vigas prefabricadas de 100 cm de altura y un largo de 14.20 m, las vigas se encuentran separadas 2.00 m entre sí y apoyan sobre estas una serie de losetas prefabricadas apoyadas a tope entre sí, de espesor 7cm, el cual cumplen la función resistente y además como encofrado para la losa superior, de espesor 13cm, hormigonada in situ conjuntamente con dos vigas de arriostamiento extremas en la zona de apoyos. La viga postesada es de hormigón tipo H-40 y el resto del tablero de hormigón H-30. El tablero llevará juntas tipo Thormak en cada línea de apoyos.

Las vigas llevan un tesado parcial con un grado de pretensado de 0.84 que presupone pretensado total para el 70 % de las sobrecargas actuando sobre el puente. Estas apoyarán sobre apoyos de neopreno de 150 x 300 mm² de área con 2 capas de 8.mm cada una, totalmente vulcanizados.

La pendiente para desagües del 2% es dada por la variación de altura de los tetones de apoyos ubicados sobre los dinteles de pila y estribos.

Infraestructura de Estribos:

Está formada por 5 pilotes columnas de 0.90 m de diámetro que rematan en un dintel que es además bancada de apoyo de las vigas de la superestructura. El estribo cuenta con muros de vuelta en sus laterales, el espaldón en frente y además de una losa de fondo, el conjunto cargado con suelo estabiliza al estribo frente a los empujes de suelos. El puente cuenta con dos losas

de acceso de 6.00 m de longitud con un espesor promedio de losa 0.25 m. las mismas están protegidas con muros de contención de suelos en sus laterales. La cota fundación de los pilotes es de +66.89 IGM con 12.60m de largo de pilote hasta la losa de fondo, desde el fondo de losa hasta el dintel se realizará una columna de 90x90cm.

Pila del puente:

Está formada 4 por pilotes columnas de 0.80 m de diámetro que rematan en un dintel, de 0.90m de altura y 1.40m de ancho, que es además bancada de apoyo de las vigas de la superestructura.

La cota fundación es de +64.89 IGM, con 14.00m de largo de pilote

Calidad de los materiales:

- Hormigón H-10 S/CIRSOC para contrapisos
- Hormigón H-25 S/CIRSOC para infraestructura
- Hormigón H-30 S/CIRSOC para revest. canal
- Hormigón H-40 S/CIRSOC para superestructura
- Acero ADN – 420 S/CIRSOC
- Acero p/postesado IRAM-IAS U 500-03 tipo C1900 Mpa Baja Relajación
- Recubrimientos:

I – Pilotes in situ 5.0 cm.

II – losa acceso y muros contención in situ 4.0 cm.

III– Pantallas y dinteles 4.0cm

IV – Losa super y vigas 3.0cm

CUARTO EJE:

Disposición de Suelos:

Los suelos resultantes de las excavaciones serán depositados en recintos longitudinales al arroyo, ubicados en un sector comprendido entre 300 a 500 m del borde del arroyo, en coincidencia con la pendiente lateral regional, de forma tal que no se produzcan caballones u obstrucciones al normal escurrimiento.

Para el depósito de los suelos, se deberá previamente extraer y acopiar temporalmente el suelo vegetal del sitio identificado como recinto (aproximadamente 0.50m de profundidad) ya que este suelo será dispuesto en la capa superior del recinto una vez finalizada su conformación permitiendo el mantenimiento de la capa de humus superior. Estos yacimientos de acopio distan aproximadamente 2.5 km entre sí.



Ubicación preliminar para la disposición de tierra sobrante (recintos)

Para la ejecución de la obra será necesaria la excavación de 1.590.068 m³ de suelo para la conformación de la nueva sección de canal, y la construcción de los 2 puentes. La utilización práctica de este suelo podrá ser estudiada con mucho detenimiento dado que corresponde a un suelo arcilloso A-7 y deberá ser estabilizado y compensado granulométricamente y físicamente con CUV para lograr una resistencia media aceptable en los suelos del partido de Ayacucho.

Se presenta aquí algunos ensayos realizados a suelos locales, correspondiendo a la clasificación de suelos de tipo A7-6, Humedad Optima de 24.5 %, Valor soporte relativo (VSR) a densidad prefijada según norma VN E6-84 =2 %,- Hinchamiento de 1.2 %, Índice de plasticidad 15.

Transcripción de Informe de Estudios de Suelos característicos de la zona en estudio: En las zonas de caminos existe como capa de rodamiento una mezcla de suelo seleccionado con piedra partida que no llega a clasificarse como un estabilizado granular por el porcentaje que esta última interviene en la mezcla (10 %). En todos los sectores a partir de los -0,40 metros existen suelos de alta plasticidad. Todas las muestras de suelo analizadas corresponden a suelos compuestos de arcilla y escasa cantidad de material grueso con presencia de partículas uniformes de limo, materia orgánica. Son suelos expansivos y se contraen con el secado, dando origen a una notable fisuración. Su estructura capilar está compuesta por poros muy pequeños y el agua se mueve lentamente en su interior, por ello es que tanto la absorción como el secado se producen muy lentamente, la presión capilar que ejerce el agua desde las zonas húmedas hacia aquellas más secas es elevada desarrollando fuerzas expansivas. Los cambios de volumen de estos suelos son notables y dependen de la variación del grado de humedad. Por debajo de un determinado contenido de humedad se deforman rápidamente cuando se les aplica una carga externa, y se contraen cuando la carga desaparece. Más allá de los notables cambios volumétricos ligados a la variación del contenido de humedad, a la baja resistencia cuando absorben humedad, a la necesidad de interponer estratos si se utilizan como plateas o bases para pavimentos, los suelos A-7 son elásticos y generan rebotes cuando la carga cesa: por lo tanto no es posible conseguir un alto grado de compactación y los hacen inaceptables como sub rasantes para pavimentos flexibles.(Informe rescatado del Municipio de Ayacucho para acceso fábrica de helados en Parque Industrial 1,sector rural del partido de Ayacucho).

CAPITULO 5

INTRODUCCION:

DISEÑO DE EMBALSE:

Si bien los desagües urbanos se diseñan para 2 o 5 años (Dirección de Hidráulica aprueba Recurrencia a 2 años), los reservorios se diseñan/verifican para 50 o 100 años ya que son estructuras que se utilizan ante eventos extremos.

Para el caso que tenga descarga ante cierta sobreelevación se diseña una descarga regulada con una conducción que pueda conducir escurrimientos de 2 o 5 años de recurrencia, es decir, ingresan caudales con Recurrencias a 50 o 100 y se erogan a Recurrencias de 2 o 5 años.

Este reservorio queda definido por embalse, denominado así a la acumulación de agua debido a una obstrucción en el lecho del arroyo que cierra parcial o totalmente su cauce. El volumen de agua retenido en el vaso topográfico será de 96.000 metros cuadrados. Dicho embalse se formará artificialmente inundando una cava, dando lugar a un lago artificial, construido con el fin de controlar las crecidas por pico del arroyo Tandileofú y almacenar agua durante la estación lluviosa y distribuirla durante la estación seca (Bustamante, 1996).

El embalse artificial se emplazará en una pequeña cuenca, principalmente pluvial, generados al construir la presa en el cauce del arroyo y su principal finalidad será la de regular el caudal del arroyo, almacenando el agua de los períodos húmedos para utilizarlos durante los períodos más secos para el riego, para el abastecimiento de agua potable, para permitir la navegación y principalmente contener los caudales extremos de las crecidas (laminación de crecidas).

ZONIFICACION DEL RESERVORIO

Según Roldán Pérez & Ramírez Restrepo (2008), un embalse tiene una zonificación horizontal y se divide en 3 zonas, las mismas poseen características independientes.

Zona ribereña o cola del embalse: Esta zona contiene restos vegetales entremezclados con capas de sedimentos elásticos, la velocidad del flujo disminuye rápidamente, sedimentándose partículas de arena y limo gruesas. La zona ribereña es por lo general poco profunda en consecuencia aeróbica. La velocidad y la turbulencia del arroyo, disminuidas en esta zona, no mantienen por mucho tiempo las algas en suspensión, y la alta turbidez minimiza la penetración lumínica, por lo que la fotosíntesis debe ser baja.

Zona de transición o zona media del embalse: En esta área se sedimentan arcillas y limos de tamaño grueso y medio, y materia orgánica particulada. En esta zona comienza la falta o disminución de oxígeno, por lo que el procesamiento biológico de materia orgánica particulada fina puede agotar rápidamente el oxígeno. Estas condiciones aceleran la desnitrificación y la resolubilización del fósforo, el manganeso y el hierro absorbidos al material particulado sedimentado, y la liberación del H₂S a la columna de agua. Una de las principales características de esta zona es su dinámica (Thornton *et al.*, 1990)³⁴ (Ver Figura 1).

Zona lacustre: Es la más profunda del embalse, con características similares a la de un lago. En ella predomina el plancton, disminuye la sedimentación del material inorgánico, la penetración de luz es suficiente para promover la producción primaria. Existe en esta zona limitación potencial de nutrientes y la producción de materia orgánica excede el procesamiento de la misma dentro de la zona de mezcla.

³⁴ Estratificación térmica de un ecosistema acuático. La desnitrificación es un proceso en el cual el amonio se oxida a nitrito luego a nitrato, el cual en condiciones anóxicas se convierte en N₂ (nitrógeno gas, que se pierde a la atmósfera).

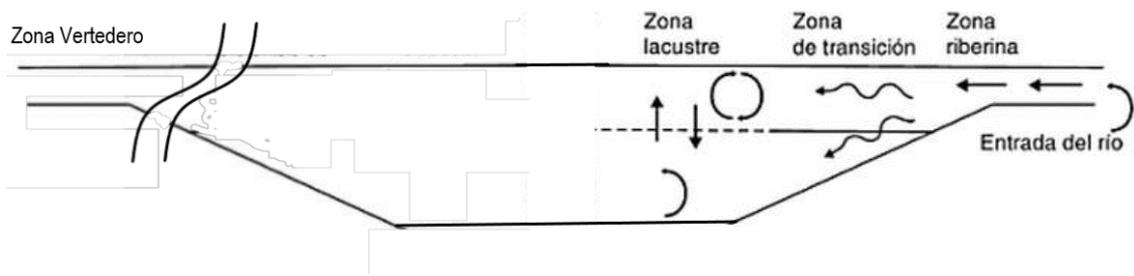


Fig. 1: Zonas de un embalse, Fuente: Fundamentos de la limnología tropical

El embalse será de tipo frontal (onstream reservoirs) que están ubicados sobre el lecho fluvial y no requerirá volumen adicional para almacenar los sedimentos. Tendrá una descarga de fondo para la eliminación de los sólidos depositados por medio de una purga hidráulica (limpieza, eliminación de sólidos) que se efectuará, por lo general, una vez al año, siempre que las condiciones hidrológicas lo permitan y retendrá los excesos de agua en períodos de alto escurrimiento para ser más efectivos en los controles de crecidas. (Rocha Felices, mayo 2011). Se caracterizará como embalse pequeño o pondaje: $V < 1 \text{ Mm}^3$ (0.8 a 1 Hm^3), para suplir consumos locales o demandas pico.

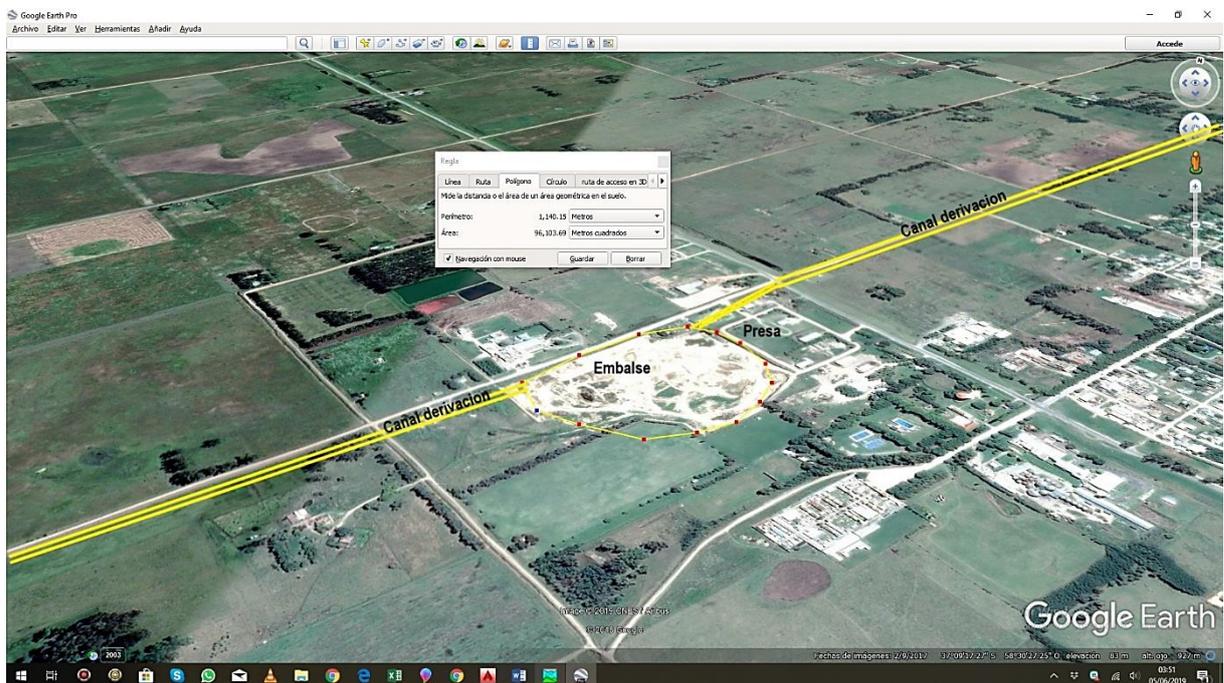


Fig. 2: Ubicación del reservorio. Acceso sur, Ciudad de Ayacucho.



Fig. 3: Estructuras base del embalse control de crecidas Acceso sur, Ciudad de Ayacucho.

Estructuras que conforman el embalse: Consta de las siguientes estructuras hidráulicas básicas (Ver Figura 4):

- La presa.
- El vertedero o aliviadero.
- Las obras de toma.



Fig.4: Elementos constitutivos de un embalse. Diseño y Construcción de pequeñas presas, 2011.

Presas:

La presa, dique o represa es una pared que se coloca en un sitio determinado del cauce de una corriente natural con el objeto de almacenar parte del caudal que transporta la corriente (Giraldo Betancourt, 2014). La pared debe ser diseñada para que soporte las fuerzas que se generan por la presión del agua, y para que impida filtraciones a lo largo de su estructura y en las superficies de contacto entre la estructura y el terreno natural adyacente. Además, la presa debe contar con obras complementarias que permitan el paso del agua que no se embalsa y con estructuras de toma para captar y entregar el agua embalsada a los usuarios del sistema (Arango Tobón).

Los elementos que conforman la presa, según el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (2012), son:

Los paramentos, caras o taludes: Son las dos superficies más o menos verticales principales que limitan el cuerpo de la presa, el interior o de aguas arriba, que está en contacto con el agua, y el exterior o de aguas abajo.

La corona o cresta: Es la superficie que delimita la presa superiormente. Corresponde a la parte superior de la presa y a veces la misma es proyectada con camino transitable y otras no.

Los estribos o empotramientos: Son los laterales del muro que están en contacto con la cerrada contra la que se apoya.³⁵

La cimentación: Es la parte de la estructura de la presa, a través de la cual se transmiten las cargas al terreno, tanto las producidas por la presión hidrostática como las del peso propio de la estructura.

Las compuertas: Son los dispositivos mecánicos destinados a regular el caudal de agua a través de la presa.

El desagüe de fondo: Permite mantener el denominado caudal ecológico aguas abajo de la presa y vaciar la presa en caso de ser necesario.

³⁵ Es el punto concreto del terreno donde se construye la presa. Normalmente, todas las presas de tipo gravedad, arco y contrafuerte están hechas de este material.

Tipo de presa

En este apartado consideraremos 2 tipos de presa a definir, Presa de tierra construida con selección de materiales locales y Presa de escollera, debido a las cercanías a las canteras en la localidad de Tandil.

Las presas de tierra son el tipo más común, debido básicamente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo. La mayor parte del volumen de relleno o la totalidad está constituida de suelos finos, materiales que pueden tener como máximo gravas. La ventaja de estas presas es que se adaptan fácilmente a la cimentación del terreno natural; además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros.

El talud húmedo de la presa de tierra puede variar de 2,25:1 a 4:1, mientras que el talud seco (aguas abajo) varía de 2:1 a 3:1, dependiendo de las condiciones del terreno de cimentación y de los materiales disponibles en cantera.

El talud mojado a su vez suele protegerse con enrocado para mermar la erosión que pueda ocasionar el oleaje. La estabilidad de la presa de tierra, se efectúa mediante el método del Círculo de Falla, que se basa en representar el posible deslizamiento de una masa de suelo simulando una superficie cilíndrica en una sección del talud de la presa. La presa de tierra tiene un núcleo impermeable ubicado en el centro de la sección. Este núcleo tiene como objeto evitar filtraciones, pues estas pueden generar pérdida de agua y falla por sifonamiento de la propia presa. (Ver Figura 5)

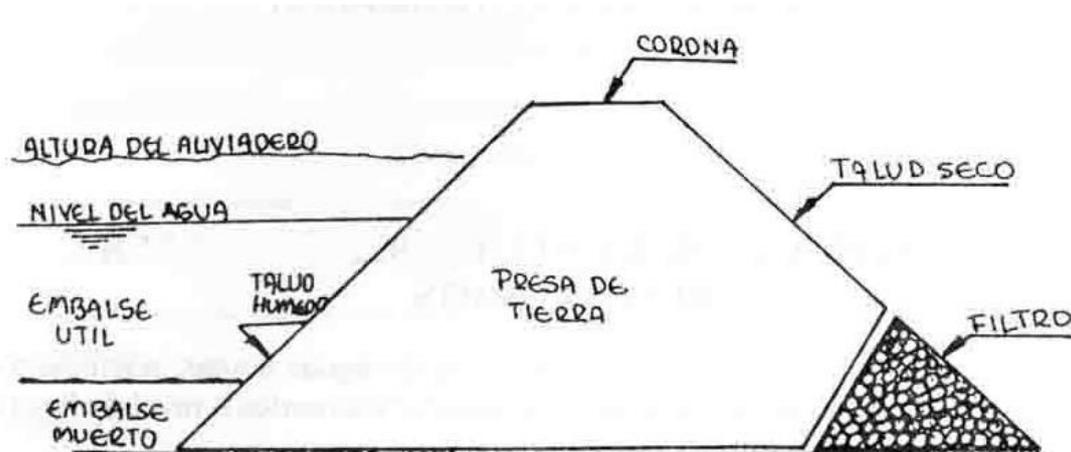


Fig. 5: Partes de una presa de tierra, Fuente: Manual técnico p/ manejo integral de cuencas hidrográficas, 1997

Las presas de tierra requieren aliviaderos separados de la presa porque el principal problema de una presa de tierra consiste en que puede sufrir daños graves, e incluso ser destruida por la erosión producida en el caso de un vertido por su coronación. Por ello se debe de prever suficiente capacidad para el aliviadero.

La presa de tierra compactada será de tipo heterogénea con pantalla. Es la sección más común de las presas de tierra compactada. Tiene un núcleo central impermeable, cubierto por zonas de materiales más permeables. La pantalla será fina de material impermeable que constituye una pared que impide el paso del agua. La pantalla puede ser de material bituminoso. (Ver Figura 6)

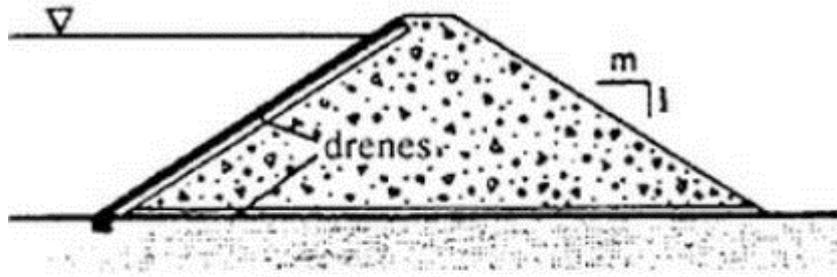


Figura 6: Presa de tierra heterogénea con pantalla. Fuente: <http://ocw.usal.es/enseñanzas-tecnicas/ingenieriacivil.pdf>

Las presas de escollera o de enrocamiento se han definido como una presa cuya mayor parte de la estructura está compuesta de piedras volcadas o en capas.

Se denominan así, cuando el cuerpo de la misma, está constituido en más de un 50% de materiales procedentes de rocas y gravas, o por materiales que como máximo contienen un 10% de materiales finos. Los materiales mencionados son acumulados, distribuidos y compactados en el cuerpo de la presa.

Las presas de escollera con pantalla se construyen con rocas de todos los tamaños, que aseguran la estabilidad, y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La ubicación y disposición de dicha pantalla será exterior en el paramento de aguas arriba con lámina de concreto asfáltico. (Ver Figura 7)



**Con cubierta: membrana asfáltica o
de concreto aguas arriba**
 $m = 1.6 - 2.0$

Figura 7: Principales variantes de presas de enrocado, Fuente: <http://es.slideshare.net/ardromeda/presa-42111791>

Independientemente del tipo de presa según proyecto, en ambos casos serán presas no vertedero, para evitar que no se viertan por su coronación. Este tipo de presas permite el empleo en su construcción de tierra y escollera. A menudo se combinan estos tipos para dar lugar a una estructura compuesta formada, por ejemplo, presa de gravedad con aliviadero, completada con diques de tierra.

Aliviadero o vertedor

El aliviadero o estructura de alivio o vertedor, descarga los excesos que llegan al embalse, los cuales no se desean almacenar. Su característica más importante es la de evacuar con facilidad las máximas crecientes que llegan al vaso de almacenamiento. Su insuficiencia provoca el desborde del agua por encima de la cresta de la presa y el posible colapso de esta estructura sobre todo si se trata de una presa de tierra o enrocado. (Fattorelli & Fernández, 2011)

Según la Bureau Of Reclamation, 1970: La función de los vertederos en las presas de almacenamiento y en las reguladoras es dejar escapar el agua excedente o de crecidas que no cabe en el espacio destinado para almacenamiento.

los volúmenes en exceso se tomarán de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducirán por un canal de drenaje natural de nuevo al arroyo en su confluencia con el arroyo Chelforó aguas abajo de la ciudad en la Estancia Los Dos Arroyos.

La importancia y amplitud de su capacidad es de extraordinaria importancia en las presas de tierra y en las de enrocamiento, que tienen el riesgo de ser destruidas si son rebasadas.

Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y debe estar localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen, ni socaven el talón de aguas abajo de la presa.

El vertedero poseerá estructura de control, que regulará y controlará las descargas del depósito, será preferentemente de escurrimiento libre, el agua debe pasar guiada suavemente sobre la cresta con el mínimo de turbulencia. La lámina de agua se adhiere al paramento del perfil y es guiada sobre la superficie de talud del canal de descarga, y éste canal conducirá las aguas descargadas por la estructura de control hacia el cauce natural, aguas abajo de la presa. La estructura de conducción estará proyectado un canal excavado en una de las laderas, en los extremos de la presa. El perfil longitudinal del canal tendrá poca pendiente. La sección del canal será trapecial y se construirá de hormigón armado, para soportar las solicitaciones producidas sobre la estructura.

La energía hidráulica producida por el agua, al caer desde el nivel de aguas máximas de crecida del depósito hasta el lecho del cauce natural, se convierte en energía cinética que se manifiesta en altas velocidades, las cuales, si se trata de disminuirlas, producen grandes presiones sobre las estructuras. Por este motivo, se diseñará una estructura terminal de tipo trampolín que permita descargar el agua en el cauce natural, sin erosiones o socavaciones peligrosas en el talón de la presa, y que no produzca daños en las estructuras vecinas. (Bustamante, 1996)

Obra de toma

Las obras de toma son un conjunto de estructuras formadas por una entrada o toma, un túnel o conducto a través de un estribo o de la presa y una estructura de salida. Este conjunto permite tomar las aguas del embalse y pasarlas al canal principal. Debe tener suficiente capacidad para descargar las aguas,

abastecer las demandas dispuestas para la operación del embalse, de acuerdo a los requerimientos para niveles mínimos del mismo (Fattorelli & Fernández, 2011).

La estructura de toma tendrá una cámara de entrada, con rejilla removible en la boca de acceso de las aguas, será de hormigón armado con dimensiones mínimas, para que pueda trabajar un hombre en su interior y se ubicará en el fondo del embalse, en la cota o nivel mínimo útil.

La tubería de conducción será un conducto cerrado a presión, que se colocará enterrado a través de la presa. La ubicación de este conducto será en sus extremos, donde la presión de la presa sobre el terreno natural es mínima, o menor que en el centro donde la presa tiene mayor altura. Para disminuir las filtraciones a lo largo de la superficie de contacto del conducto y del terraplén, se proyectará utilizar dentellones de collar.³⁶

Los dispositivos de control que se instalen en la presa podrán ser por medio de válvulas de regulación y de cierre, compuertas de acero protegido o de fierro fundido, principalmente válvulas de mariposa y válvulas de compuertas ya que el punto de control estará ubicado en el extremo de aguas abajo de la tubería, la cual estará diseñada para operar con descarga libre.

La estructura terminal y disipadora será una cámara de salida, en la cual descarga la tubería de conducción. El efecto amortiguador de la cámara, será por medio de una sección de canal rectangular, con aletas, que empalma con el canal derivado del embalse y se colocará un pedraplén de cinco metros de longitud, a la salida de la cámara, para evitar la socavación del fondo del canal.

³⁶ Estructuras anulares que rodean totalmente el conducto, se construyen de hormigón armado y se colocan sobre un relleno asfáltico, pre-moldeado en las juntas entre tubos, para evitar esfuerzos secundarios sobre la tubería.

DISEÑO DEL EMBALSE

Para el diseño se debe determinar el tamaño de almacenamiento, incluyendo el volumen muerto, el útil, de crecidas, las pérdidas, y el borde libre; así como también del diseño de las obras necesarias para su óptimo mantenimiento (vertedero o aliviadero, obras de toma, y orificios de purga).

Operación del embalse:

Es la simulación del comportamiento del embalse a través del tiempo. Las reglas de operación están afectadas por los datos hidrológicos, por lo que la regulación que se establece para el embalse debe ser ajustada de acuerdo con las condiciones reales de funcionamiento que se presenten. Los estudios comprenden: Determinar la descarga óptima del embalse (teniendo en cuenta almacenamientos largos o estacionales, multianuales, anuales, mensuales; para suplir las fluctuaciones de la demanda en horas picos (regulación horaria, diaria, semanal) y la operación del embalse en épocas de sequía o de precipitaciones extremas.

Además, durante la operación del embalse se puede determinar el volumen necesario a embalsar para suplir la demanda, determinar el consumo máximo que se puede garantizar si se tiene como limitante el volumen del embalse y optimizar los proyectos multipropósito.

La operación del embalse está regulada por la ecuación de continuidad:

$$V = V_{\text{ingreso}} - V_{\text{salida}}$$

V = Cambio en el almacenamiento durante un período dado (semana, mes).

V_{ingreso} = Aportes al embalse durante un período dado (semana, mes).

V_{salida} = Caudales de demanda, vertimiento, pérdidas durante un período dado (estas pérdidas en el embalse pueden ser por evaporación o por filtración).

La operación del embalse se hace para un ciclo. Un ciclo se considera formado por el número de años para los cuales existen datos hidrológicos. Para la mayoría de estudios se buscan datos de mínimo 20 años.

Para realizar la operación, se asume que el caudal que ha ocurrido en el pasado se repite en el futuro. Y debe tener capacidad suficiente para suplir las necesidades de contención de excesos hídricos de la cuenca. Se puede dar el caso de que la demanda de agua exceda la capacidad disponible del embalse. En estos casos, por ejemplo, corresponderá aumentar la altura de la presa y a veces también se hace necesario la construcción de diques para aumentar la capacidad de almacenamiento. En nuestro caso particular, se regulará el caudal de crecida por obra de toma y vertedero a canal aliviador.

Altura de la presa:

La altura de la presa, quedara definida e implícitamente controlada por la topografía y las condiciones geológicas del sitio de cierre del Arroyo. Los datos básicos necesarios a tener en cuenta para la obra de cierre, serán los mapas topográficos del vaso que permitan determinar las relaciones de cota-volumen y cota-área. (Fattorelli & Fernández, 2011):

- Curva capacidad-elevación o cota-volumen se obtiene mediante la integración de la curva área-elevación. Indica el volumen almacenado correspondiente a cada elevación. Curva área-elevación o cota-superficie se construye a partir de información topográfica planimetrando el área comprendida entre cada curva de nivel del vaso topográfico. Esta curva indica la superficie inundada correspondiente a cada elevación. Para el caso que nos ocupa se procederá a inundar la cava existente que posee una superficie de 9.6 Has y altura 8 mts con capacidad de embalsar 0,8 Hm³ a 1Hm³. Para la confección de los mismos han sido tenido en cuenta datos de caudales, volúmenes anuales y mensuales de series históricas, datos de aporte de sedimentos en el río, de demandas estimadas a nivel anual y mensual, datos climáticos de lluvias, evaporación, vientos y datos de crecientes.

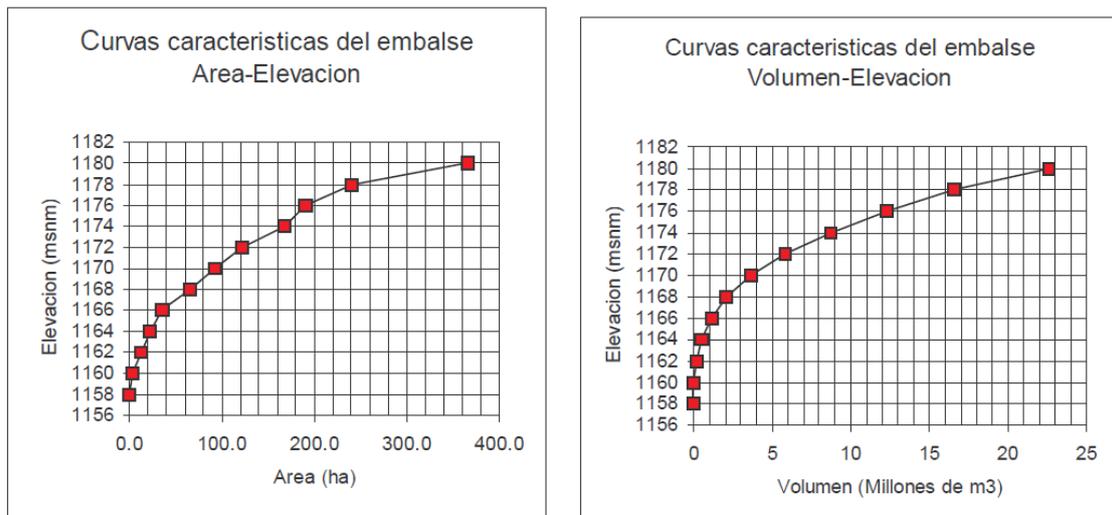


Fig. 8: relaciones de cota-volumen y cota-área. (Fattorelli & Fernández, 2011)

Volúmenes característicos del embalse:

Los volúmenes característicos del embalse están asociados a los niveles, de esta forma se tiene: **Volumen muerto:** Está ubicado por debajo del nivel muerto del embalse (NME) y es donde se acumularán los sedimentos durante la vida útil del embalse. **Volumen útil:** Es el volumen de almacenamiento ubicado entre el nivel mínimo de operación del embalse (NMOE) y el nivel de aguas normales (NNE). **Volumen de laminación:** Es el volumen, como su nombre indica, que se utiliza para reducir el caudal vertido en las crecidas, para limitar los daños aguas abajo.

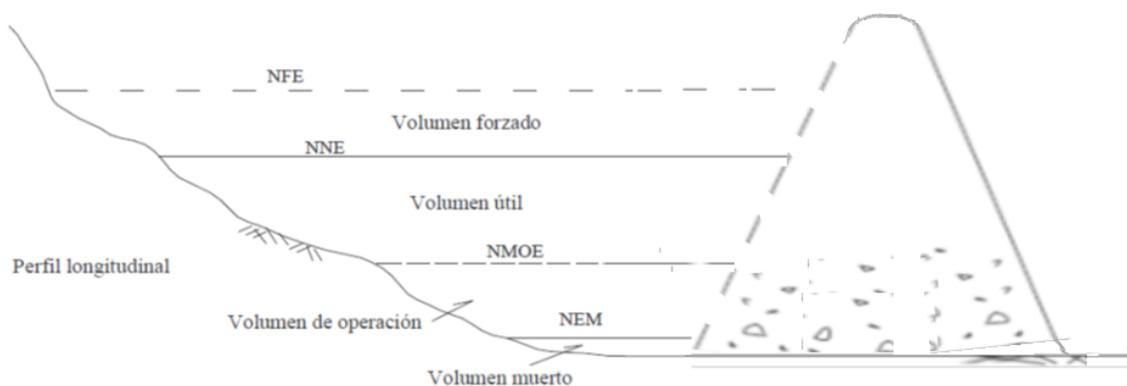


Fig. 9: Identificación de volúmenes característicos. Perfil Longitudinal

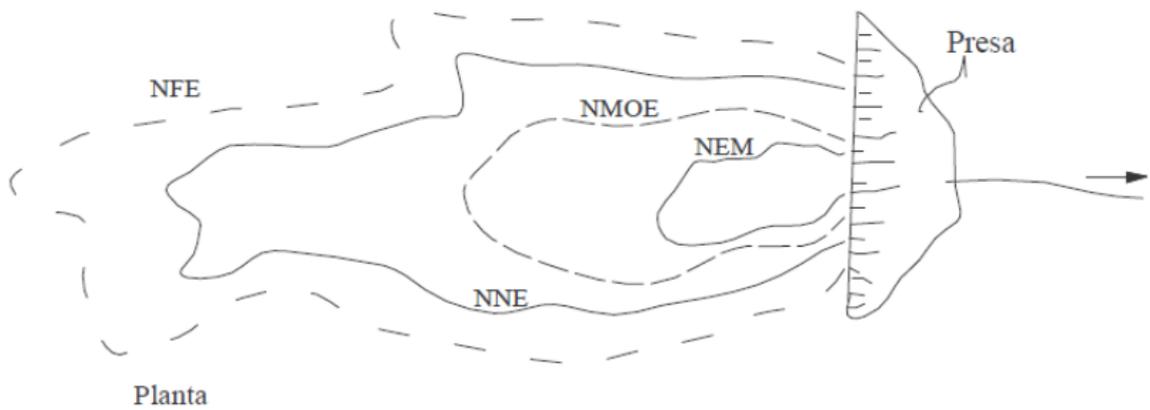


Fig. 10: Identificación de volúmenes característicos. Vista en planta

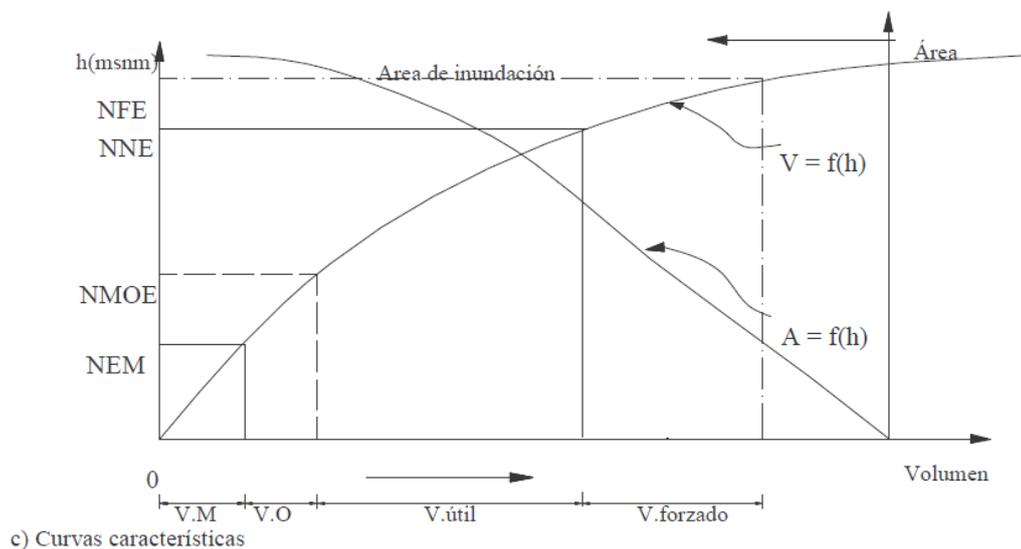


Fig. 11: Representación de los niveles característicos de un embalse, Fuente. Estructuras hidráulicas. Embalses.

Determinación del volumen muerto del embalse (VM):

Para el dimensionamiento del embalse, se requiere contar con estimativos suficientemente precisos del tipo, magnitud y variación a través del tiempo, del transporte de sólidos por las corrientes de agua que llegan al embalse. Esta información es útil para planear medidas de control de erosión en la cuenca del embalse y anticipar los efectos de modificaciones en el valle sobre la producción de sedimentos. Los factores principales que afectan el transporte de sedimentos al embalse son las características hidráulicas del cauce, de los materiales del cauce, factores hidrometeorológicos que afectan el proceso erosivo, factores

topográficos, que en combinación con lluvias copiosas generan crecientes rápidas con alto potencial de arrastre y factores erosivos agravados por reforestación.

El sedimento en suspensión es el que interesa porque el arrastre de fondo en su mayoría se deposita en la cola del embalse. El sedimento en suspensión se deposita en el embalse en una proporción diferente según sean las características del sedimento, las normas de operación y la relación entre la descarga del arroyo y el volumen del embalse.

Si el embalse retiene el agua por varios meses tendrá más sedimentación que aquel que en pocos días descargue el agua que recibe. El porcentaje del sedimento que ingresa y es retenido en el embalse, se llama "eficiencia de atrape" (ηA), la cual es función de la relación entre el volumen del embalse (VE) en m³ y el volumen anual de la descarga del arroyo (VDR), en m³:

$$\eta A = f (VE / VDR)$$

Así, el embalse pequeño que se pretende generar (aproximadamente 0,5 Hm³) en comparación con la magnitud de la descarga anual del arroyo, dejará pasar gran parte del sedimento. La relación volumen del embalse vs volumen anual de descarga del arroyo ha sido tratado por Brune y Churchill:

VE / VDR	ηA	
	BRUNE	CHURCHILL
0,01	0,45	0,47
0,10	0,86	0,72
1,00	0,98	0,88
10,00	0,98	0,96

Tabla 1. Eficiencia de atrape de embalses, Fuente. (USBR, 1987).³⁷

La determinación teórica del material suspendido es difícil, y se hace preciso recurrir a la toma directa de muestras de campo. El material suspendido usualmente es predominante y sobre todo es alto en épocas lluviosas. El material de lecho usualmente se considera como un 25% del suspendido.

Para el dimensionamiento del volumen muerto de un embalse, se requiere contar con información de caudales máximos y de aporte y calidad de los sedimentos que llegan al embalse.

³⁷ USBR: United States Berau of Reclamation

Las gravas finas, arenas, limos y arcillas constituyen el mayor porcentaje de sedimentos que contribuyen a la formación del embalse muerto. El mayor porcentaje de aporte de sedimentos se da cuando se presenta una creciente por lo que los caudales máximos son los que se consideran para la determinación del volumen muerto.

Existen dos formas para calcular el volumen muerto que deben ser considerados, teniendo en cuenta si se tienen o no información sobre caudal y sedimentos.

$$VM = (CQT / \rho bT) * FC$$

VM = Volumen muerto.

C =concentración de sedimentos en un intervalo de tiempo Δt [kg/m^3]

Q = caudal máximo mensual [m^3/s]

T = vida útil de la obra [años]

ρbT = densidad bulk del sedimento al cabo de la vida útil del embalse, peso volumétrico del sedimento [kg/m^3]

FC = factor de conversión de unidades 1 año = 31.536.000 segundos

$$\rho bT = \rho bi + \beta \log T$$

ρbi = densidad bulk inicial [kg/m^3]

β = coeficiente de consolidación

Lane & Koelzer (1953) dan los siguientes valores para el cálculo de los parámetros anteriores.

Estado del embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	ρbi (kg/m^3)	β	ρbi (kg/m^3)	β	ρbi (kg/m^3)	β
Siempre/casi siempre lleno	1500	0	1050	90	500	250
Embalse algo bajo	1500	0	1185	45	750	170
Embalse casi vacío	1500	0	1275	15	950	100
Embalse normalmente vacío	1500	0	1320	0	1250	0

Tabla 2. Valores de ρbi y β .

El volumen muerto se puede calcular: mes a mes o año a año considerando la información hidrológica disponible.

El volumen muerto total en un año se obtiene sumando el volumen muerto obtenido para cada intervalo de tiempo Δt en un año y multiplicándolo por el número de años de vida del embalse, y también puede tomarse preliminarmente entre un 8% y un 12 % del volumen útil (Guevara, 2000).

Determinación del volumen útil (VU):

Para determinar el volumen útil del embalse se busca tener el embalse lleno la mayor parte del año, la operación del embalse se inicia considerándolo lleno al inicio del ciclo y al finalizar la operación del embalse se debe chequear que el almacenamiento al final de la operación sea igual al almacenamiento al inicio de la operación, esto implica que se siga con la operación del embalse hasta que logre el ajuste.

La operación del embalse se puede hacer para períodos semanales, mensuales, anuales, o multianuales, con la limitación de que los aportes medios del arroyo al embalse en un período dado puedan superar la demanda media en el mismo período. (Fattorelli, S., & Fernandez, P. C.)

Para obtener la primera aproximación se usa la comparación de la curva de masa de volúmenes del arroyo vs la curva de masa de los volúmenes de las demandas estimadas denominado diagrama de Rippl (Ver Figura 12).

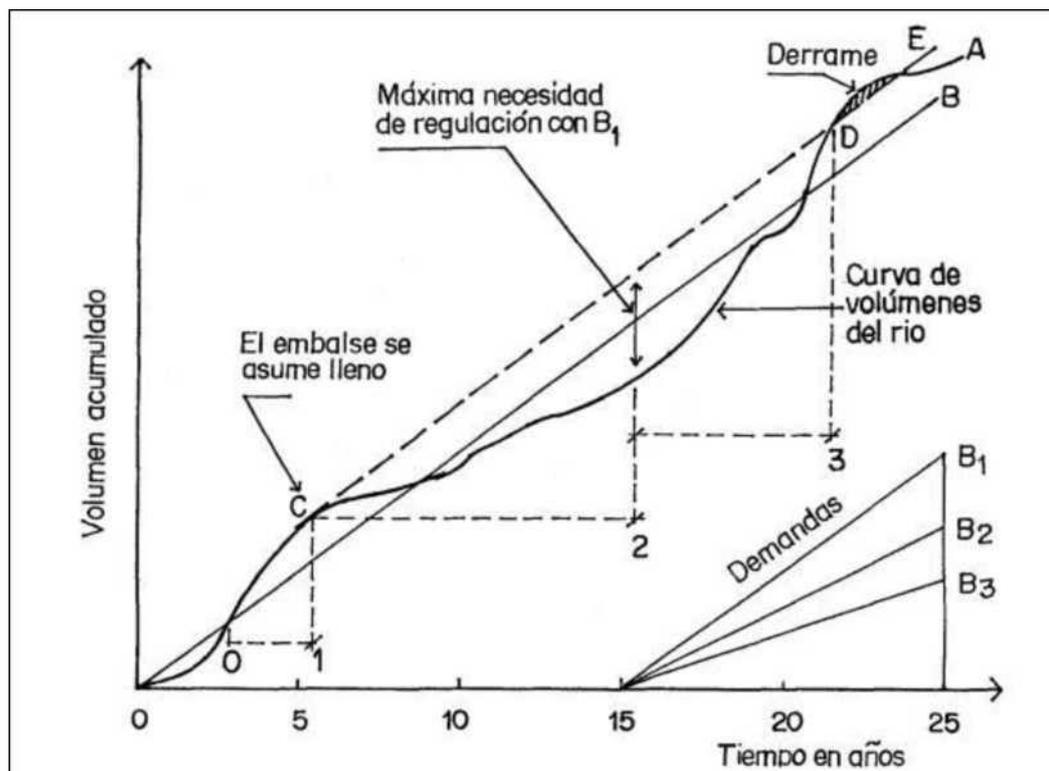


Fig. 12: Diag. de Rippl para calcular capacidad necesaria en embalse en un río. (Fattorelli & Fernández, 2011)

Las curvas de masa permiten visualizar los períodos secos y los abundantes. Es importante destacar que no siempre resulta fácil seleccionar el período más crítico, porque frecuentemente una sucesión de períodos moderadamente secos resulta más grave que un sólo período muy seco, pero más corto.

La proyección de la línea de volúmenes de las demandas acumuladas a través de todo el período seco, indica en su máxima separación un valor que leído en la escala de las ordenadas da el volumen de operación necesario para satisfacer la demanda estimada a través de un período seco igual al histórico. La línea de volúmenes de las demandas acumuladas debe siempre interceptar en algún punto a la línea de volúmenes acumulados de lo contrario la demanda estimada no puede ser satisfecha.

La pendiente de la curva de masa del arroyo, en cualquier instante, es una medida del caudal medio en ese instante. Con el diagrama de Rippl se puede resolver el problema para una capacidad dada de embalse determinar la demanda que puede satisfacer.

En ciertos casos, la capacidad del embalse está fijada por razones topográficas, geológicas o constructivas. El procedimiento en este caso, consiste en trazar para los diferentes períodos de sequías líneas de demanda tales que, la máxima separación de la curva de masa, no supere el valor fijado de capacidad del embalse predeterminada.

De todas las líneas trazadas, aquella que tenga la menor pendiente será la que satisface la demanda primaria (caudal firme). Otros niveles de demanda superiores corresponderán a demandas secundarias que implican el riesgo de una determinada posibilidad de sequía. La elección de un determinado riesgo de sequía depende del uso del recurso, por lo tanto, de las consecuencias sociales y económicas que la restricción pueda ocasionar.

Un breve comentario sobre las pérdidas de agua en el embalse:
Evaporación (en función de la superficie media del embalse y del número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío); infiltración (a través de la presa, fondo y contorno del embalse), tomado como un porcentaje del volumen útil del embalse, la información necesaria no siempre está disponible.

SUELOS DEL EMBALSE	INFILTRACIÓN MENSUAL (%)
Impermeable	1
Regular impermeabilidad	1.5
Permeabilidad	2 a 5

Tabla 3. Valores de infiltración mensual.

Tanto las pérdidas por evaporación como por infiltración se calculan para un período de tiempo igual al del déficit continuo de mayor duración.

Cálculo del volumen de crecidas (VC):

En todos los estudios de embalses se deben hacer análisis hidrológicos de las crecidas del arroyo, ya que el adecuado control de estas contribuye no sólo con la seguridad hacia aguas abajo de la presa, sino a la estabilidad de la misma.

El volumen de crecidas, en los embalses de control de crecidas, o el volumen total del embalse en aquellas que se construyen sólo para ese fin, tiene como objetivo amortiguar el pico del hidrograma de la creciente, embalsando agua en el momento que se producen los valores máximos de caudal, para luego descargar al arroyo los mismos volúmenes en tiempos más largos (caudales menores).

En un embalse el volumen de crecidas es un espacio vacío reservado para almacenar temporariamente agua, mientras que el volumen de operación es tomar control del agua embalsada para usos posteriores.

El dimensionamiento del volumen de crecidas implica el cálculo previo de la creciente de diseño, determinado esto en el capítulo anterior bajo modelización matemática computacional en corrida para recurrencia 5 /50 años con software HEC-HMS 4.3, para luego dar paso a la siguiente metodología de trabajo:

- Se realiza un diseño preliminar de los descargadores y del vertedero de crecidas.
- Se selecciona la descarga máxima posible.
- Se efectúa la curva de descarga de la presa para diferentes niveles del embalse.
- Finalmente, se simula el tránsito de la creciente del proyecto y se calcula el nivel máximo preliminar del embalse.

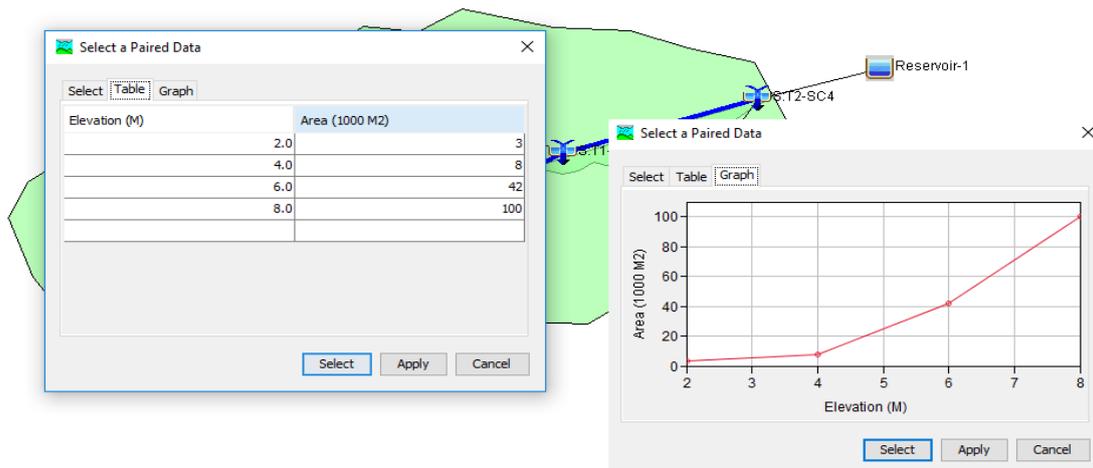


Fig.13: Variación Elevation / Área de reservorio

Parar finalizar con este marco teórico haremos algunas consideraciones respecto a volúmenes de crecidas superiores que hacen a la seguridad del embalse:

Cálculo del borde libre (BL): Es el nivel que no se ocupa con agua, evita que por efecto de olas o movimientos en la superficie libre del embalse el agua derrame por encima de la presa. Esta situación sería altamente indeseable principalmente en presas de tierra y material mixto.

En el cálculo del borde libre (BL) intervienen: la acción del viento, la inclinación de la superficie del embalse, el choque de las olas en la presa, revanchas y el asentamiento de la presa.

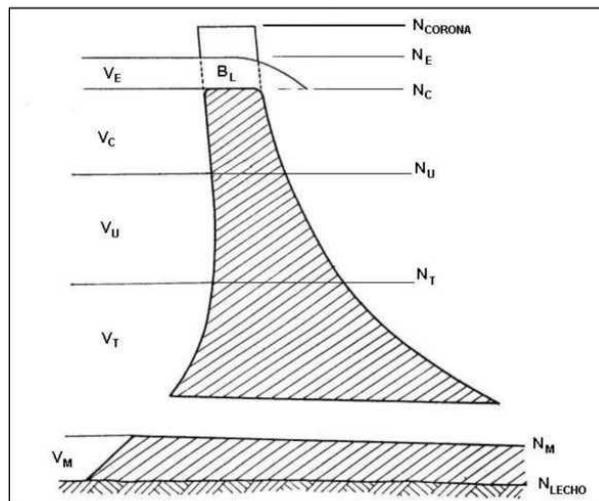


Fig. 14: la presa debe tener una altura superior al nivel máximo que puedan alcanzar las aguas.

Acción del viento: El oleaje en el embalse es causado por el viento y por los movimientos propios del agua. La altura de las olas varía con la magnitud de la velocidad del viento y su persistencia, es decir, el tiempo que el viento se mantiene en una misma dirección a una determinada velocidad.

Para el embalse proyectado, la acción del viento se puede considerar como un factor de seguridad adicional en el borde libre de la presa. La acción del viento no tiene un papel importante en el cálculo del Borde libre, pero es recomendable hallarlo.

En estos casos, es más importante tener más atención con la inclinación de la superficie del embalse, así como también el asentamiento de la presa.

Las presas deben tener suficiente borde libre arriba del nivel máximo del embalse para que las ondas no puedan sobrepasar la cresta.

El oleaje causado por el viento se calcula por medio de fórmulas empíricas, siendo las más utilizadas, Fórmula de Diakon y Fórmula de Stevenson – Molitor, recomendando calcular la altura de la ola para dos casos:

- a) Considerar el fetch para la dirección del viento dominante.³⁸
- b) Considerar la fetch para la dirección del viento no dominante pues esta combinación puede resultar en mayor altura de la ola.



Fig. 15: Fetch en un embalse.

Altura de trepada de la ola: La ola al chocar contra la cresta de la presa sufre una sobreelevación que debe tenerse en cuenta al determinar el borde libre

³⁸ Se denomina fetch, a la mayor distancia rectilínea directa desde algún punto de la presa hasta el borde opuesto del embalse

de la presa. Este efecto se puede considerar incrementando la altura de la ola (Bustamante, 1996):

Altura total de trepada de la ola sobre superficie vertical: $1.3 \cdot h_0$

Altura total de trepada de la ola sobre superficie inclinada: $1.5 \cdot h_0$

Sobre - elevación de la superficie libre del embalse ("Setup"): Bajo la acción de vientos continuados en una misma dirección se produce un efecto de "marea" o ascenso de la superficie libre del agua sobre la costa del embalse, orientada de frente a la dirección del viento. Si ese efecto se produce sobre la presa, este ascenso se manifiesta con una elevación de la superficie del agua sobre la misma. Serán considerados: h_2 =Altura de ascenso del agua [m]; V =Velocidad del viento [km/h]; F =Fetch [km]

Asentamiento: En los diques de tierra también se debe considerar su asentamiento, el cual debe ser calculado por el proyectista de la presa.

Revancha: Corresponde a la diferencia entre la cota de coronamiento del muro y la altura máxima del agua, considerando los temporales de lluvias y viento asociados. Esta revancha debe ser superior a 0,9 m. Algunos autores consideran esta altura como la altura de seguridad para los eventuales asentamientos en el muro, y la consideran igual a 0,2 % de la altura máxima del muro, con un mínimo de 0,60 m.

CONCLUSION

Básicamente el embalse creado por una presa que interrumpe el cauce natural del arroyo, pone a disposición del operador del embalse un volumen de almacenamiento potencial que puede ser utilizado para múltiples fines, algunos de ellos complementarios y otros conflictivos entre sí; se pueden distinguir los usos que para su maximización requieren que el embalse esté lo más lleno posible, garantizando un caudal regularizado mayor, en función de las dimensiones del pequeño embalse proyectado.

Decíamos previamente que estos volúmenes de almacenamiento potencial pueden representar un avance tecnológico y el desarrollo de nuevos horizontes en el partido de Ayacucho, como así también algunos efectos colaterales y/o negativos que aquí damos a conocer en líneas generales:

Ventajas de los embalses:

- Mejoramiento en el suministro de agua a núcleos urbanos en épocas de sequía.
- Desarrollo de la industria pesquera.
- Incremento de las posibilidades de recreación.
- Mantenimiento de reservas de agua para diferentes usos.
- Incremento de vías navegables y disminución de distancias para navegación.
- Control de crecientes de los ríos y daños causados por inundaciones.
- Mejoramiento de condiciones ambientales y paisajísticas.

Desventajas de los embalses:

- Pérdidas en la actividad agroindustrial por inundación de zonas con alto índice de desarrollo.
- Alteración de los hábitats y los paisajes fluviales.
- Alteración de las zonas bajas que perturba el ciclo natural de peces y otros organismos acuáticos (alteración de corredores ecológicos naturales)
- Desplazamiento de comunidades enteras.
- Inestabilidad en los taludes que se encuentran cerca al valle, generando deslizamientos de material en algunos casos.

- Posible incremento de la actividad sísmica, especialmente durante el llenado de embalses muy grandes.

Me permito hacer un breve comentario y recomendaciones a la existencia tecnológica de muchos modelos computacionales que simulan las operaciones de los embalses y entre ellos, los principales que se encuentran a disposición son: HEC-1 y HMS; HEC-ResSim (Reservoir System Simulation) Dambrk; Breach; FLdwav, Hec-RAS, TELEMAC.

Presento aquí algunas características de algunos de ellos para dar continuidad a un desarrollo más exhaustivo del proyecto.

Modelo HEC-1: Tiene una rutina de tránsito por embalses que trabaja con la ecuación de continuidad. Este modelo fue superado por el HMS.

Modelo HEC-RESSIM (Reservoir System Simulation): Este modelo, para simular operación de embalses, es de la serie de "new generation" del HEC. La última versión (software y el manual del usuario) se encuentra disponible en internet en la página del HEC (www.hec.usace.army.mil).

- Modelación de la cuenca ("Watershed Setup"), el cual es una colección de datos asociados con un sistema particular de embalse bajo estudio.

- Redes de embalses ("Reservoir Network") es un módulo que permite la posibilidad de simular diferentes operaciones y alternativas.

- Simulación ("Simulation") es el módulo donde se genera la simulación del embalse. Este modelo permite obtener salidas en forma tabular o gráfica.

Modelo HEC-RAS versión 4.0: (marzo 2008) incluye opciones de rotura de presas y de terraplenes y márgenes.

SSIIM (Sediment Simulation In Intakes With Multiblock Option): modela la zona de estudio por medio de una malla y parámetros como topografía, caudal, rugosidad, entradas y salidas de agua, etc. y arroja resultados de velocidades horizontales, verticales, de corte, parámetros de turbulencia, tirantes de agua, etc.

Telemac: TELEMAC-MASCARET, es un programa de modelación hidráulica basado en el método del elemento finito, el cual se combina con otras herramientas para realizar análisis más específicos (El software fue desarrollado por el Laboratorio Nacional de Hidráulica, un departamento de la División de Investigación y Desarrollo de Electricidad de Francia. Actualmente es de gratuito y de código abierto).

REFLEXIONES FINALES:

El presente trabajo permite en primer lugar dar cuenta de la importancia de la mirada interdisciplinaria que necesariamente debe incorporar cualquier proyecto y obra de ingeniería. Sin olvidar el impacto social y ambiental de nuestro trabajo, sin duda, en su instancia de investigación y proyección nos ha permitido integrar los conocimientos adquiridos de modo tal que también se transforma en un aporte a la comunidad.

En segundo lugar, las obras proyectadas requieren sin duda de financiamiento externo dada la complejidad y envergadura de las mismas. El ítem costos de obra no ha sido incorporado en la presente investigación, pero las dimensiones abordadas y proyectadas permiten vislumbrar un panorama claro para quienes gestionan fondos y políticas públicas necesarias para su financiamiento.

Este tipo de obras en su relación costos beneficios mitigará los efectos climáticos a largo plazo, avanzando en dos frentes muy importantes, como lo es los estudios hidrológicos del partido de Ayacucho sin precedentes y el estudio y utilización de suelos estabilizados para compensar caminos rurales, tan necesarios para productores locales y escuelas rurales.

Si bien el panorama actual es complejo en términos de financiamiento, un plan integral permitirá abordar en un breve periodo de tiempo el territorio del que nos hemos ocupado en nuestro estudio. Por lo tanto, la escala micro que hemos adoptado en este abordaje de la problemática es sin duda un aporte fundamental que deberá ser tomada en cuenta para una correcta elaboración y aplicación de dicho plan. -



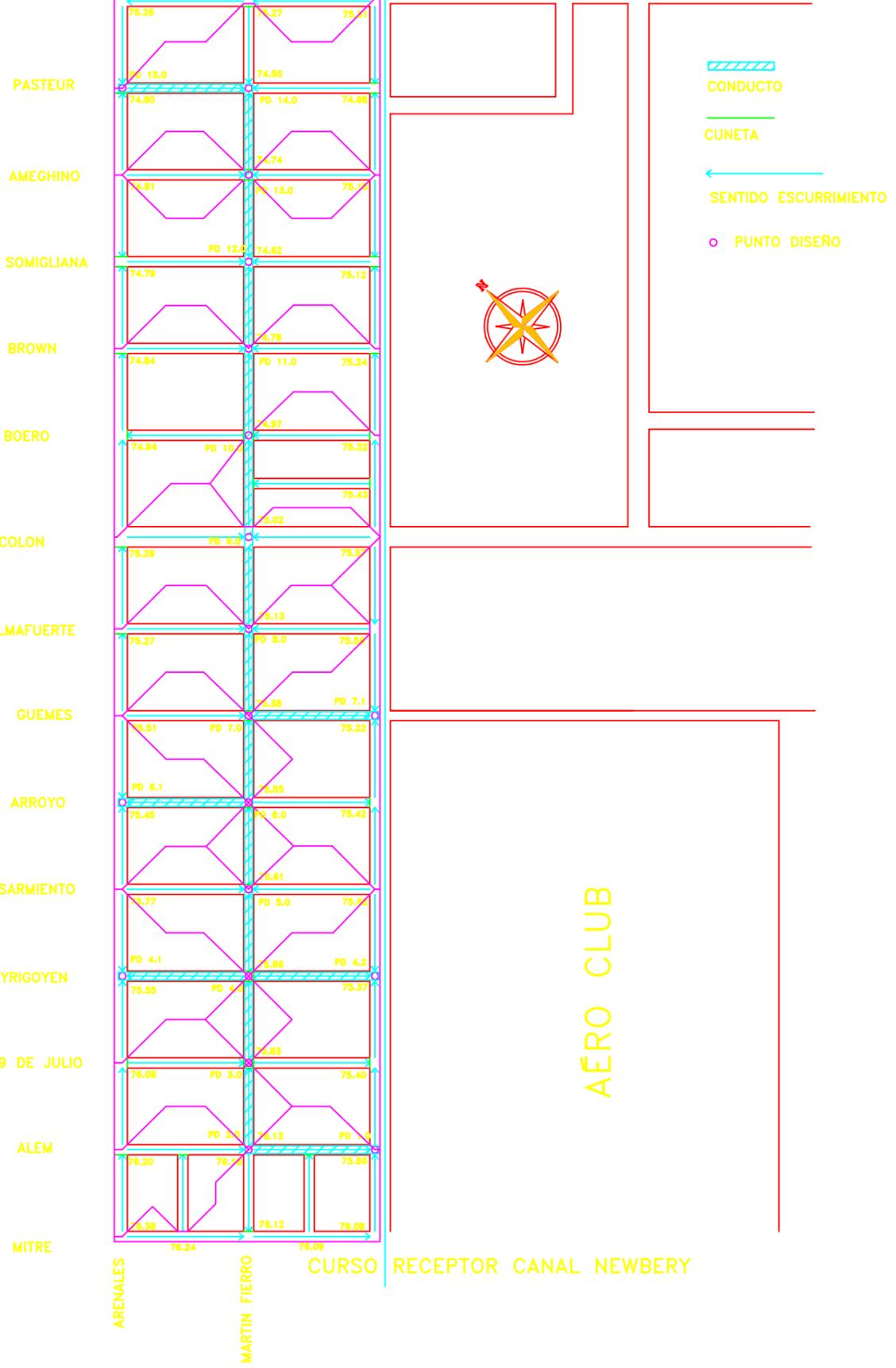
**MUNICIPALIDAD DE AYACUCHO
PLANTA URBANA**

- REFERENCIAS:**
 Vinculación realizada
 al I.g.m. n(52)B P.F.1
- MENSULA DE GEODESIA
 - ⊖ MENSULA DE I.G.M.
 - ⊕ MENSULA DE M.O.P.
(de la Nación)
 - 71.38 COTAS DE BOCACALLE
 - NO ENCONTRADOS

RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL ARROYO TANDILEOFU PARA EL CONTROL
 DE INUNDACIONES DEL PARTIDO DE AYACUCHO
 REFERENCIA: DESAGUES PLUVIALES URBANOS MUNICIPALIDAD DE AYACUCHO
 ING.CIVIL DIEGO MORENO

AV. JUAN D. PERON

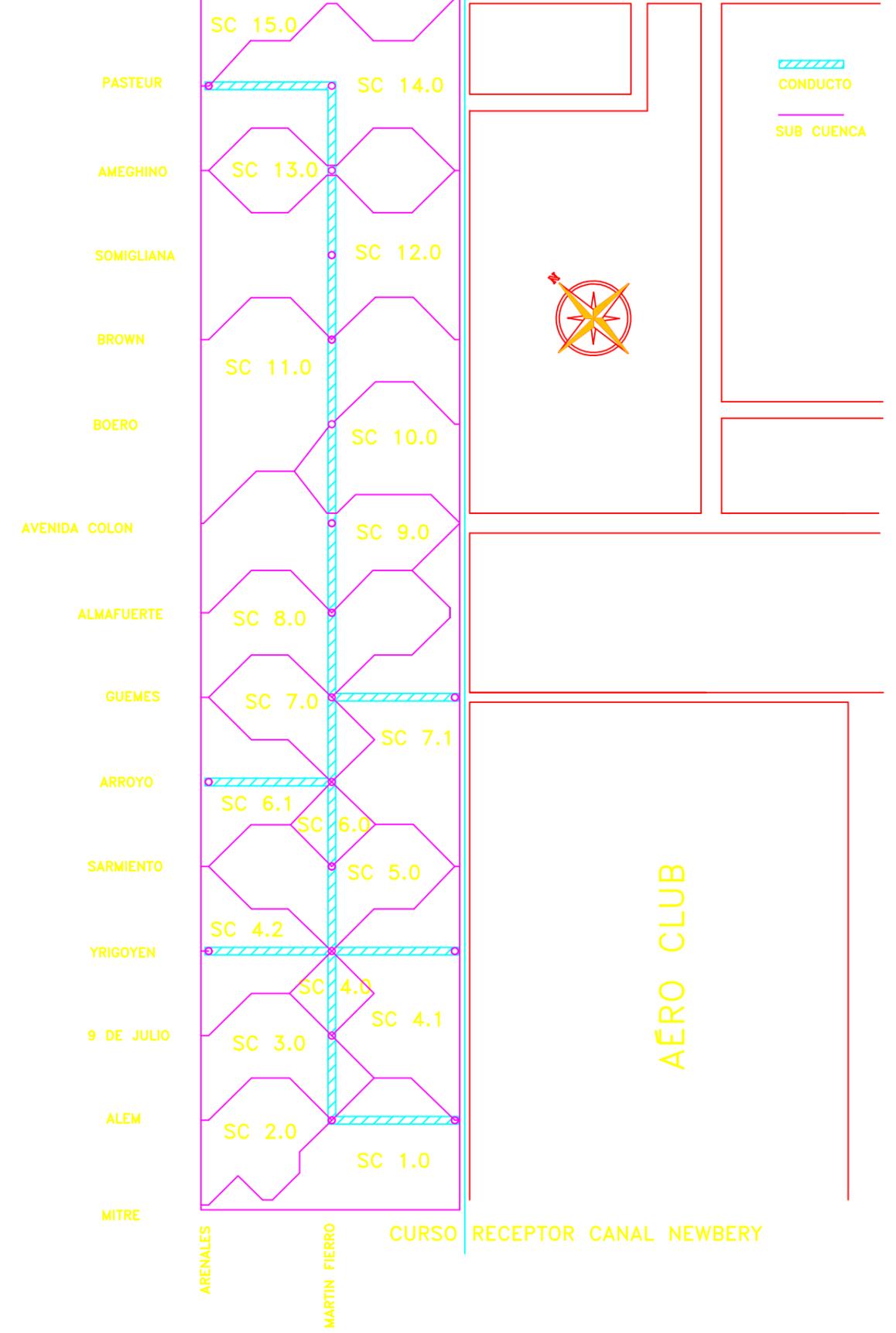
CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERY



AÉRO CLUB

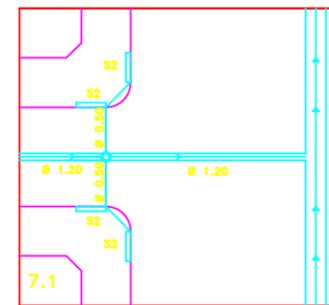
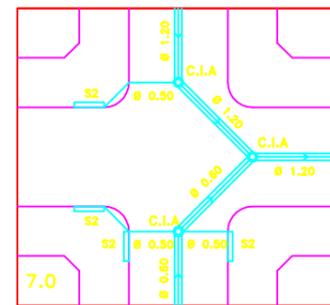
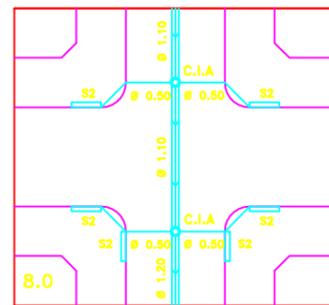
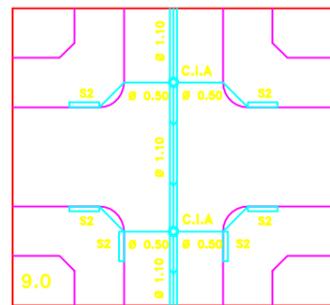
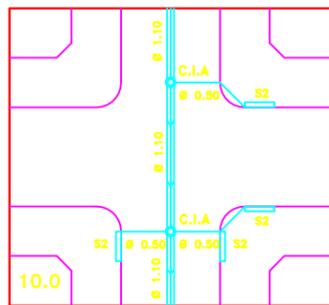
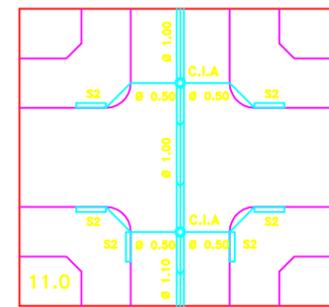
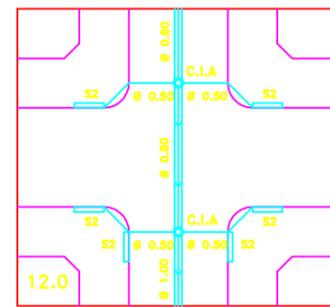
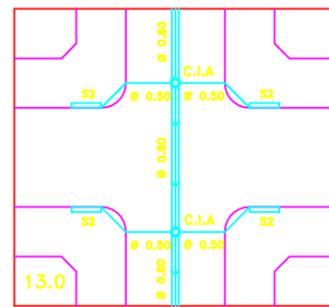
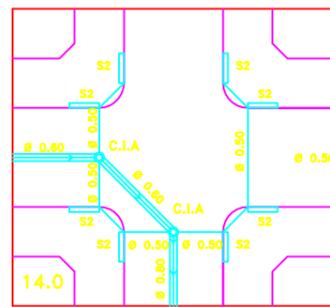
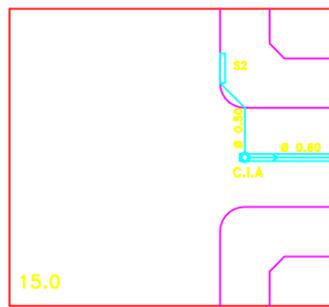
AV. JUAN D. PERON

CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERY

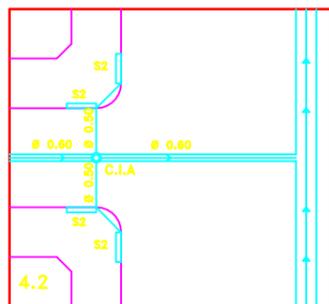
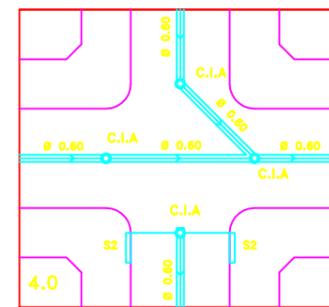
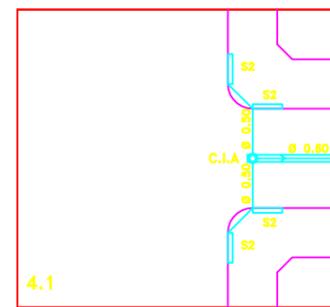
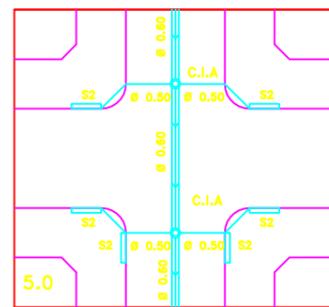
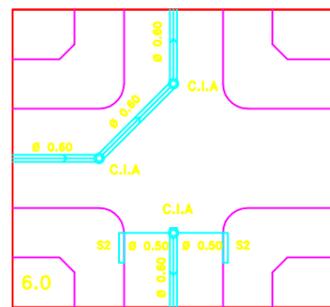
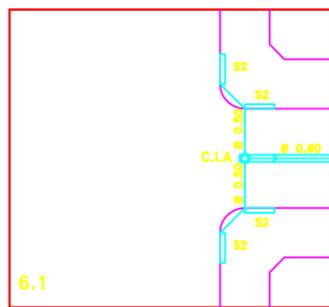


AÉRO CLUB

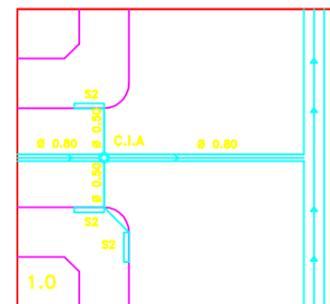
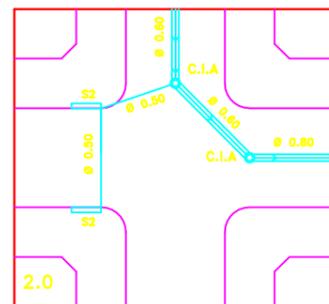
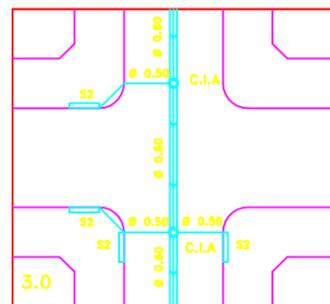
RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL ARROYO TANDILEOFÚ PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DEL PARTIDO DE AYACUCHO
 REFERENCIA: SUBCUENCA Y TRAZA TENTATIVA CONDUCTO PLUVIAL, B° EL ESTADIO
 ING.CIVIL DIEGO MORENO



CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERRY



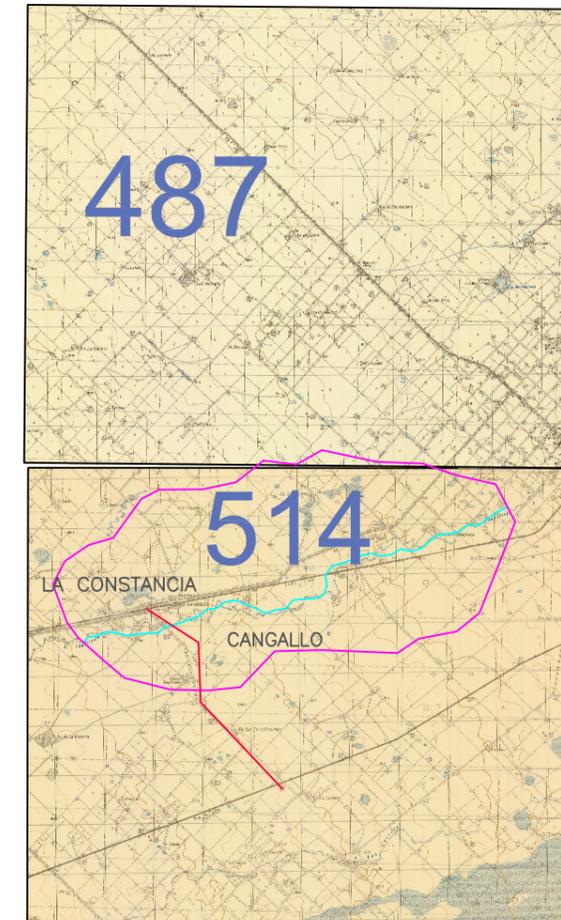
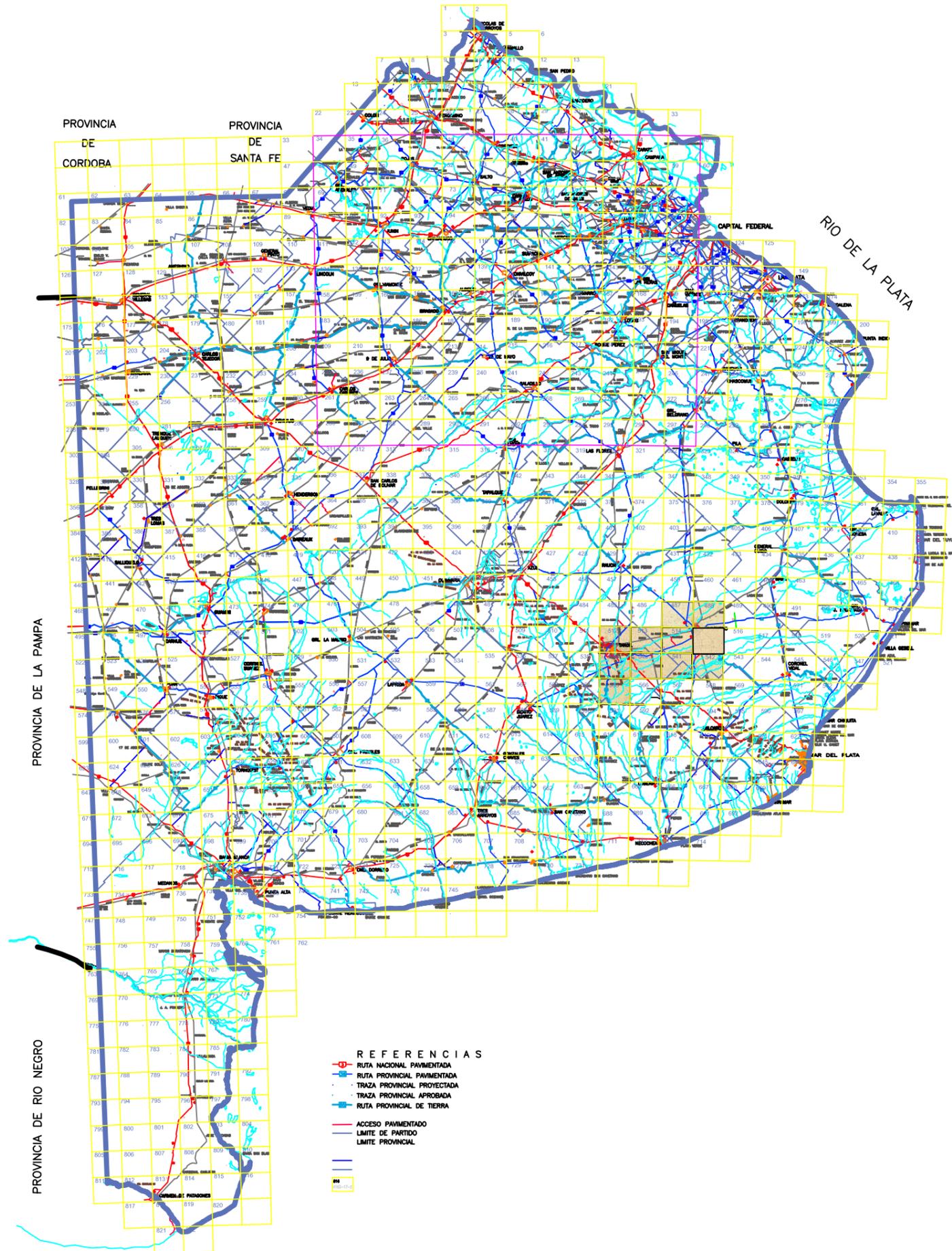
CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERRY



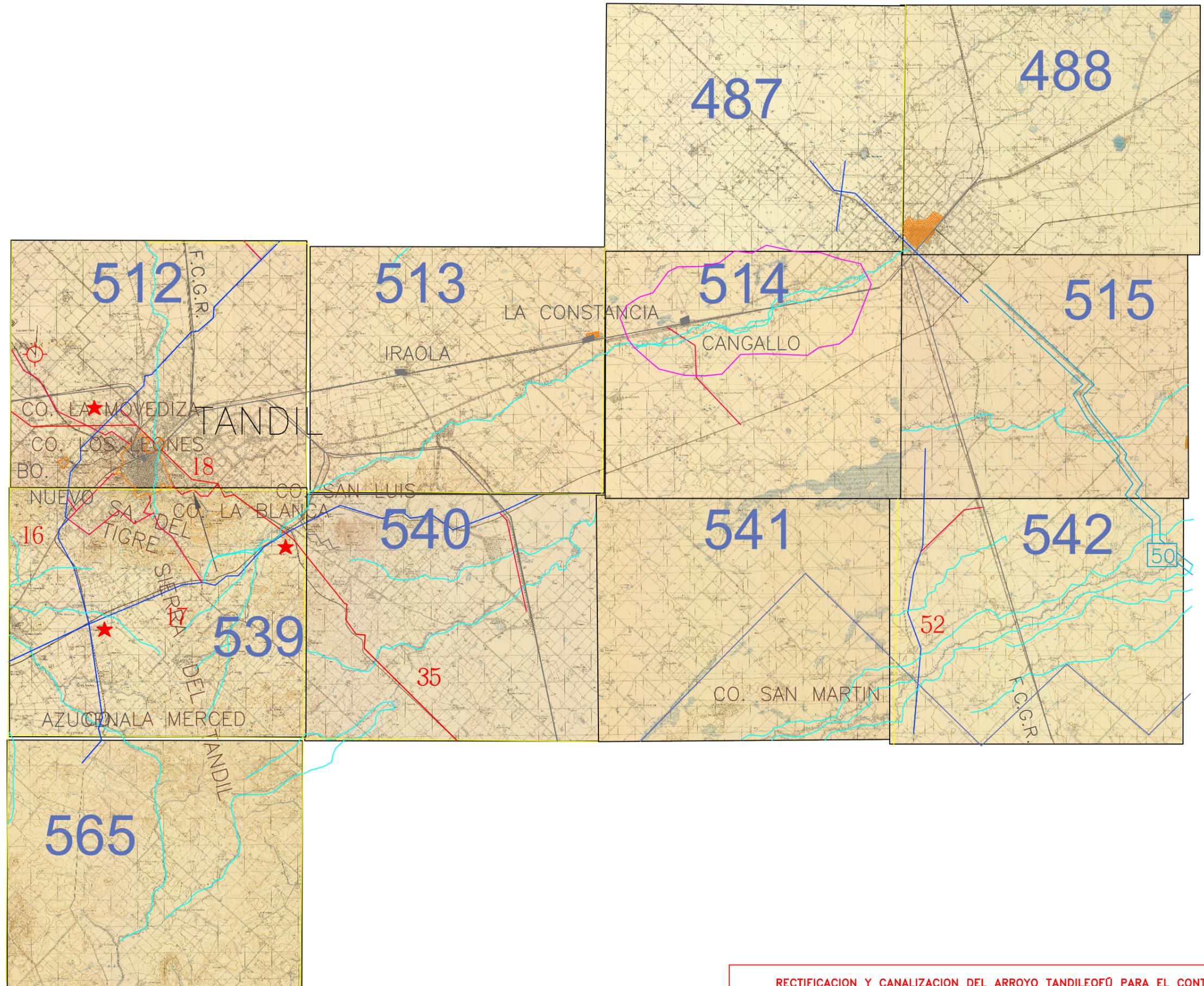
CURSO RECEPTOR CANAL NEWBERRY

RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL ARROYO TANDILEOFÚ PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DEL PARTIDO DE AYACUCHO
 REFERENCIA: DETALLES ESQUINAS – SUMIDEROS CONDUCTOS Y PTOS. DE DISEÑO

ING.CIVIL DIEGO MORENO



RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL ARROYO TANDILEOFÚ PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES DEL PARTIDO DE AYACUCHO
 REFERENCIA: CUENCA MEDIA A° TANDILEOFÚ
 PROVINCIA DE BUENOS AIRES
 ING.CIVIL DIEGO MORENO



RECTIFICACION Y CANALIZACION DEL ARROYO TANDILEOFÚ PARA EL CONTROL
 DE INUNDACIONES DEL PARTIDO DE AYACUCHO
 REFERENCIA: CUENCA MEDIA A° TANDILEOFÚ
 PROVINCIA DE BUENOS AIRES

ING.CIVIL DIEGO MORENO