



Universidad Nacional del Nordeste

Facultad de Ingeniería

2025

TRABAJO FINAL



ANTEPROYECTO DE INFRAESTRUCTURA URBANA – PUERTO TIROL

AUTORES:

- Berbel, Rubén Darío
- Gómez, Fernando Matías
- Pastor, Carlos Alfredo

TUTORES:

- Ing. Salgado, Alejandro
- Ing. Biain, Rolando Horacio

ASESORES:

- Ing. Arce, Ricardo Matías
- Ing. Mg. Ruberto, Alejandro

AGRADECIMIENTOS

Queremos expresar nuestro sincero agradecimiento a esta Casa de Estudios, y en particular a la Facultad de Ingeniería, por brindarnos la formación, el espacio y el acompañamiento necesarios a lo largo de nuestra carrera.

En especial, agradecemos a quienes contribuyeron de manera directa a la elaboración de este anteproyecto: al Ing. Rolando Biain, tutor del trabajo, por su guía constante; al Ing. Ariel Fracalossi, por su colaboración en el desarrollo de los estudios de suelo; al Ing. Ricardo Matías Arce, por sus aportes técnicos; y al Ing. Alejandro Salgado, profesor responsable de la asignatura “Trabajo Final”, por su orientación y compromiso durante todo el proceso.

INDICE

1. Introducción	pág. 1
2. Objetivo	pág. 2
3. Diseño	pág. 3
4. Ubicación del terreno	pág. 4
5. Características de la zona	pág. 5
6. Relevamiento topográfico	pág. 9
7. Estudio de suelo	pág. 13
7.1 Generalidades	pág. 13
7.2 Objetivos	pág. 13
7.3 Marco geológico	pág. 13
7.4 Trabajos de campo	pág. 14
7.4.1 Barrenos	pág. 14
7.4.2 Calicatas	pág. 14
7.4.3 Nivel freático	pág. 14
7.4.4 Ubicación de la auscultación	pág. 15
7.5 Trabajos de laboratorio	pág. 16
7.6 Descripción del perfil geotécnico	pág. 17
7.6.1 Descripción estratigráfica – Barrenos	pág. 17
7.6.2 Calicatas	pág. 18
8. Obra vial	pág. 19
8.1 Tratamiento del suelo	pág. 19
8.1.1 Interacción suelo-cal	pág. 19
8.1.2 Procedimiento constructivo de una calle de ripio con estabilización de suelo con cal	pág. 22
8.2 Resultados de ensayos	pág. 24
9. Adecuación hidráulica	pág. 30
9.1 Estudio estadístico	pág. 30
9.2 Método S.C.S.	pág. 42
9.3 Diseño hidráulico de la laguna de retardo	pág. 48
9.4 Hidrología urbana	pág. 58

9.4.1 Método racional	pág. 59
9.4.2 Determinación de bocas de tormenta	pág. 74
9.4.3 Dimensionamiento de los conductos	pág. 75
9.4.4 Canal principal de salida a cuneta RN 16	pág. 78
9.4.5 Canales secundarios de entrada a laguna	pág. 81
9.4.6 Verificación alcantarilla existente	pág. 82
9.4.7 Solución final	pág. 85
10. Obra sanitaria	pág. 91
10.1 Distribución de agua potable	pág. 91
10.1.1 Componentes y consideraciones para el diseño	pág. 91
10.1.2 Consideraciones para el cálculo hidráulico de cañerías	pág. 100
10.1.3 Cálculo de las cañerías de distribución de agua potable	pág. 102
10.1.4 Modelado	pág. 105
10.2 Cálculo de la cisterna	pág. 116
11. Predimensionado de la platea de fundación	pág. 122
12. Alumbrado público	pág. 127
12.1 Iluminación de calles internas	pág. 127
12.1.1 Altura de luminaria H	pág. 127
12.1.2 Disposición de las luminarias	pág. 129
12.1.3 Iluminancia media E_m	pág. 130
12.1.4 Factor de mantenimiento f_m	pág. 131
12.1.5 Factor de utilización η	pág. 131
12.1.6 Distancia entre luminarias D	pág. 133
12.2 Iluminación de la Avenida de Acceso	pág. 133
12.2.1 Altura de luminaria H	pág. 134
12.2.2 Disposición de las luminarias	pág. 134
12.2.3 Iluminancia media E_m	pág. 134
12.2.4 Factor de mantenimiento f_m	pág. 134
12.2.5 Distancia entre luminarias D	pág. 135
13. Cómputo y presupuesto	pág. 136
14. Análisis preliminar de rentabilidad	pág. 142

15. Conclusiones	pág. 143
16. Recomendaciones	pág. 144
Bibliografía	pág. 145
ANEXO	pág. 146

1. Introducción

Este trabajo presenta el diseño de un loteo comercial promovido por un propietario privado, en cumplimiento de los requisitos normativos del municipio de Puerto Tirol. No se trata de un barrio cerrado ni de uso exclusivo, sino de una propuesta de urbanización abierta con fines de comercialización de parcelas.

El terreno abarca una superficie de 58,2 hectáreas dentro de un predio total de 100 hectáreas, localizado en una zona de expansión del ejido municipal. La falta de un plan director o de desarrollo urbano en el área presenta desafíos en términos de planificación y control territorial. Un plan de desarrollo urbano es un instrumento de planificación que define de manera anticipada cómo debe organizarse el crecimiento de una ciudad o sector urbano: establece zonas residenciales, comerciales, espacios verdes, trazados viales y servicios, buscando un crecimiento ordenado, sostenible y previsible. En ausencia de dicho instrumento, este loteo adopta criterios técnicos propios que garantizan funcionalidad y cumplimiento normativo, evitando impactos negativos en el entorno.

El proyecto busca generar un espacio urbano atractivo para su comercialización, que combine lotes amplios, trazado funcional, conectividad interna, obras hidráulicas adecuadas y una distribución estratégica de áreas verdes. De este modo, se contribuye al desarrollo urbano ordenado del municipio desde una lógica privada, con plusvalía inmediata, pero sin desplazar ni suplantar las funciones de un plan urbano general.

2. Objetivo

El objetivo es proyectar un loteo impulsado por un propietario privado, garantizando su viabilidad técnica, legal y operativa, mediante:

La correcta distribución y dimensionamiento de lotes conforme a normativa municipal (mínimo 18 x 30 m).

La incorporación de servicios básicos: agua potable, red eléctrica, calles de ripio y sistema de drenaje pluvial.

La definición de un esquema vial interno que asegure la conectividad y permita futuras ampliaciones de infraestructura.

La reserva de espacios verdes públicos, cumpliendo con los porcentajes exigidos por ordenanza local.

La mitigación de impactos mediante adecuación hidráulica del terreno con cunetas, obras de retardo y conducción del escurrimiento superficial hacia infraestructura existente.

Además, se pretende que la propuesta represente una alternativa inmobiliaria competitiva, con características superiores a las mínimas exigidas, tanto en tamaño de parcelas como en infraestructura urbana, priorizando la funcionalidad, seguridad y atractivo comercial del proyecto.

3. Diseño

El diseño del loteo contempla un total de 516 parcelas, distribuidas del siguiente modo:

400 lotes internos, organizados en 20 manzanas:

12 lotes por manzana de 20 m x 40 m

8 lotes por manzana de 20 m x 30 m

116 lotes perimetrales, de 18 m x 40 m, ubicados sobre el perímetro del predio.

Estas dimensiones superan los mínimos exigidos por la normativa vigente (18 x 30 m), ofreciendo mayor flexibilidad para construcción, mejor ventilación, iluminación natural y valorización del inmueble. (Ver Plano N°18).

Infraestructura técnica proyectada:

Red de agua potable: contemplada para abastecer cada lote individual, con conexión a red existente.

Red eléctrica: se prevé tendido de media y baja tensión, adecuado a la demanda proyectada.

Calles de ripio: calzada de 8 m de ancho, con buena transitabilidad.

Cunetas laterales: de sección rectangular (50 cm x 40 cm), para conducción de aguas pluviales.

Veredas municipales: de 6 m de ancho por lado, sumando una sección vial total de 20 m. (Ver Plano N°15).

Obras hidráulicas:

El loteo se apoya en una laguna de retardo como obra de mitigación hídrica, destinada a reducir el caudal pico de escurrimiento hacia aguas abajo. Esta laguna está conectada a un sistema de cunetas y canales de tierra que derivan el flujo hacia la infraestructura existente de la Ruta Nacional 16, sin interferir en el funcionamiento de obras preexistentes.

Espacios verdes:

Se destina entre un 11% y un 13% de la superficie total a áreas verdes y espacios públicos, distribuidos estratégicamente para dar cumplimiento normativo. Se incluyen los sectores 5, 14 y 19, así como el entorno de la laguna artificial, integrados funcional y paisajísticamente al loteo.

Participación técnica:

El diseño fue desarrollado con el aporte profesional de la arquitecta Érika Wagner, hija del propietario, quien colaboró en el trazado urbano y definiciones espaciales clave. También se mantuvo interacción directa con la Municipalidad de Puerto Tirol, donde se solicitaron y verificaron los requisitos técnicos y normativos para la aprobación del proyecto. (Ver Anexos: Requerimientos Municipales, Plano N°15 y N°18).

4. Ubicación del terreno

El predio para realizar el emprendimiento inmobiliario de encuentran ubicado sobre ruta nacional Nº16 en la Localidad de Puerto Tirol Departamento Libertad y cuya denominación catastral es Cir II, Sec A, Ch 63. Con una superficie de 96 Ha.

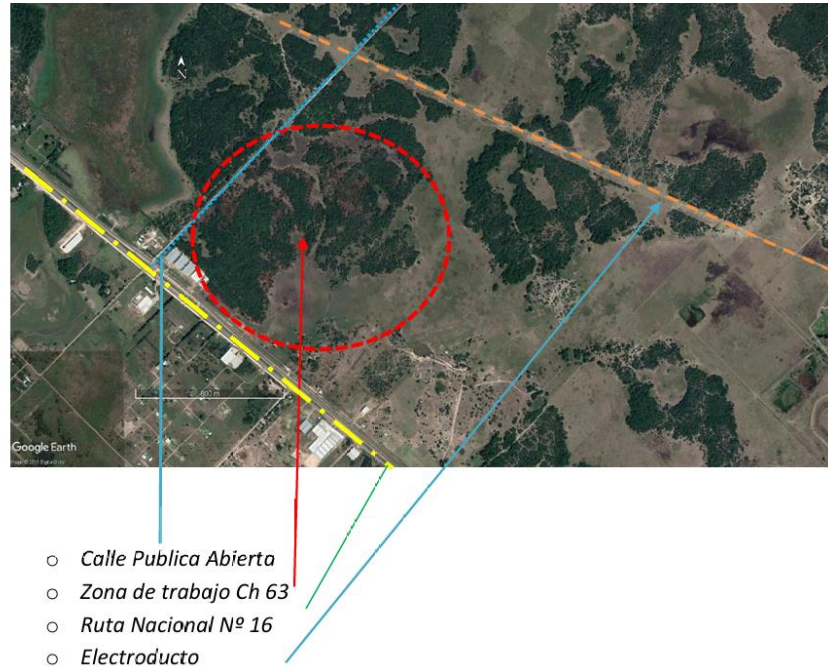


Figura 1: Entorno del terreno en estudio. (Fuente: Agrimensor José Manuel Speciale).

En la figura 1 se puede visualizar las zonas de trabajo, electroducto, calles alambradas, zonas de vegetación, zonas bajas entre otros.

5. Características de la zona

Para esta tarea se cuenta con información de base facilitada por el Sr Guillermo Wagner, la misma consiste en un documento de Certificado de Riesgo hídrico otorgado por la Administración Provincial del Agua (APA) (VER ANEXO), y un relevamiento topográfico del terreno con curvas de nivel.

Además, se dispone de imágenes satelitales de los servidores de Google Earth para distintas fechas en especial la del evento meteorológico de noviembre del 2009 en la que se aprecia claramente las características hidrológicas del terreno y la cuenca a la que pertenece.



Figura 2: Zonificación de riesgo hídrico. (Fuente: Elaboración Propia)

Certificado de riesgo hídrico

Un certificado de riesgo hídrico es un documento técnico que evalúa si un terreno o proyecto se encuentra en una zona con riesgo de inundación, anegamiento o afectación por aguas superficiales o subterráneas.

El mismo sirve para:

- Determinar la viabilidad hídrica de obras o loteos.
- Establecer si se requieren medidas de mitigación (como lagunas de retardo, defensas, canalizaciones).
- Obtener autorizaciones de organismos provinciales o municipales antes de ejecutar una obra.

Generalmente lo emite un organismo hídrico provincial, en nuestro caso la Administración Provincial del Agua.

El dictamen de la APA se apoya en dos resoluciones que posee el organismo:

- Una es la 303/17 que establece las restricciones al uso del suelo por crecidas del río Paraná, Paraguay y Área Metropolitana de la Gran resistencia (AMGR), dentro de la superficie defendida por las obras y terraplenes del Plan Director de defensa del AMGR

del Ing. Sánchez Guzmán. Defensa Norte, defensa frontal Paraná y traza original al 2º puente Chaco – Corrientes al Sur

- La segunda es la resolución 121/14 que delimite las zonas de riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR.

De acuerdo a la resolución 303/17 el APA determina que el terreno se encuentra ZONA DE RIESGO LEVE, en su totalidad.

Se define como Restricción Leve en el AMGR a la línea “Por encima de las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones de Obra de Control Barranqueras y acceso pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con crecidas del río Negro ubicadas por encima de la crecida de tiempo de recurrencia de 100 años en la condición de río regulado”.

Tabla 2: Cotas MOP para zonas de riesgo hídrico en el AMGR, Río Negro. (Fuente: APA).

Sección	Zonificación de Riesgo Hídrico			
	Prohibida Por debajo de la Línea de Ribera. Cotas MOP	Severa Hasta las cotas MOP	Leve Regulada Hasta las cotas MOP	Leve Por encima de las cotas MOP
Puerto Tirol	48,99	50,0	51,0	51,0
Bergano	48,74	50,0	51,0	51,0
Ruta Nacional 11	48,53	50,0(AA)/49,0(Aa)	51,0(AA)/50,0(Aa)	51,0(AA) / 50,0(Aa)
San Fernando	48,38	49,0	50,0	50,0
Sarmiento	48,24	49,0	50,0	50,0
Vélez Sarsfield	48,20	49,0	50,0	50,0
San Martín	48,08	49,0	50,0	50,0
OC Barranqueras	48,08	49,0	50,0	50,0

AA: Aguas arriba. Aa: Aguas abajo.

La cota asociada a esta la restricción leve es de 51.00 MOP que transformada al plano comparativo IGN (-0.554) resulta de 50.446, según el relevamiento plan altimétrico realizado por el agrimensor José Speciale, todo el terreno se encuentra con cotas IGN por encima de 51.00 por lo tanto se cumple y se certifica la denominación de restricción leve.

Según el Anexo III de la 303/17 en su inciso 4.1.4. Usos Permitidos en Zona de restricción Leve quedan permitidos todos los usos según los distritos del código de planeamiento urbano ambiental y reglamento general de construcciones de los municipios del AMGR y/o normas complementarias de los mismos.

Por lo tanto, se interpreta que no hay limitaciones desde el punto de vista hídrico para la construcción de edificaciones, siempre y cuando se ajuste a las normativas del municipio, en caso de la localidad e Tirol.

La segunda limitación de la APA está fijada por la Resolución 121/14, riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR, el terreno tiene un 26% del área en zona de restricción severa y un 74% en zona de restricción leve. Para esta resolución se define como:

- Zona de restricción severa, donde se aconseja la no construcción de viviendas y conjuntos habitacionales de media o alta densidad, ya que aparecen con agua en situaciones de precipitaciones con recurrencia variables entre 5 y 10 años, y que no

tienen planes directores de desagües pluviales, por lo que no se puede prever qué sistemas de desagües deben construirse.

- Zona de restricción leve, suelos del AMGR que, ante la presencia de precipitaciones elevadas, mayores a 10 años de recurrencia, no se inundan, y en ese caso se habilita la construcción de viviendas, acorde a lo que establecen las reglamentaciones municipales. Es decir, hay un área de 71 Ha que se puede utilizar para la construcción de viviendas, esta área puede evidenciarse claramente en la imagen satelital del año 2009 en el mes de noviembre.

Además, se cuenta con los planos elaborados por el APA donde se aprecia que el loteo se sitúa en un entorno con buen comportamiento hidrológico, donde la intervención planificada y controlada de los escurrimientos ha permitido mantener un nivel de riesgo bajo, entonces se concluye que se garantiza condiciones adecuadas para el desarrollo urbano proyectado.

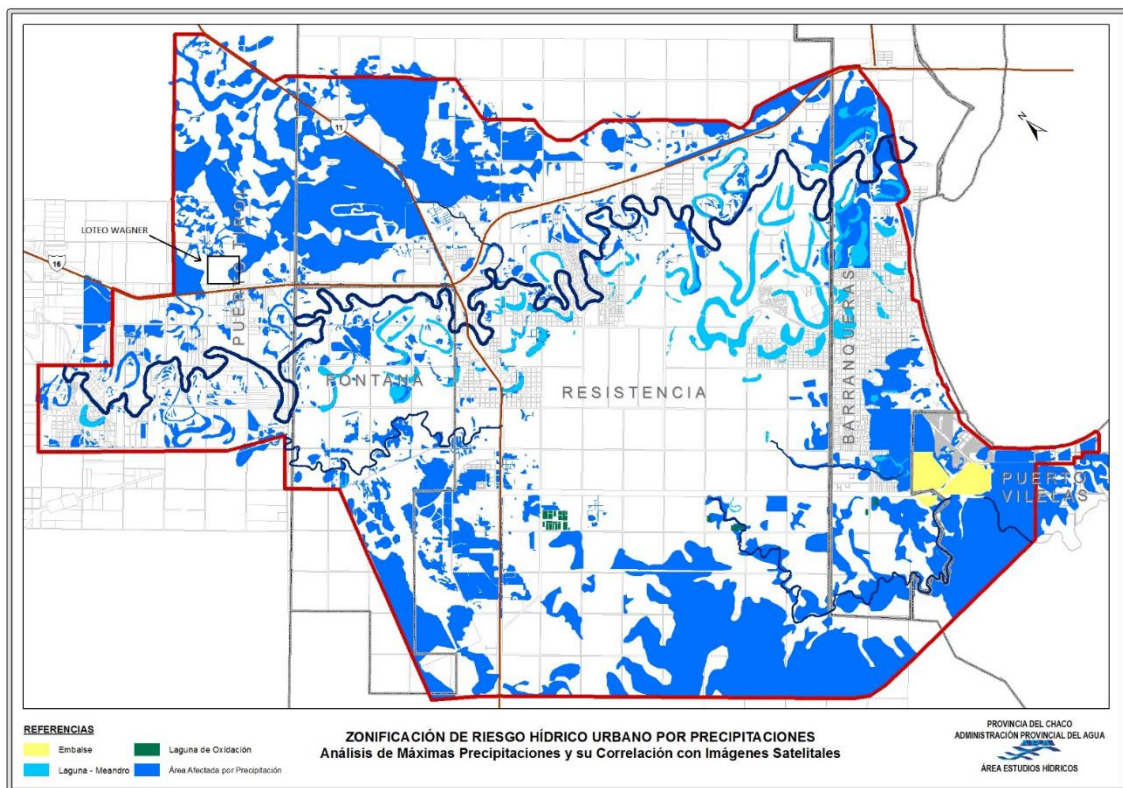


Figura 3: Zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitación en el AMGR. Fuente: Administración Provincial del Agua.



Figura 4: Acercamiento zona de estudio. Fuente: Administración Provincial del Agua.

6. Relevamiento topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico llevado a cabo por el Agrimensor José Manuel Speciale, contratado por el señor Wagner, propietario del terreno, quien asumió los costos correspondientes a dicho servicio. Este relevamiento resultó fundamental para establecer las cotas, pendientes naturales y condicionantes geométricos del predio, a fin de posibilitar un diseño adecuado del loteo. Este estudio preliminar tiene como objetivo primordial obtener información precisa y detallada sobre las características físicas del terreno, incluyendo su relieve, pendientes y puntos de interés. Estos datos son esenciales para la correcta planificación y diseño del futuro barrio, garantizando la viabilidad técnica y la optimización del espacio en función de las necesidades de la comunidad y las normativas municipales.

Para el relevamiento de altimetría, se vinculó con un punto fijo I.G.N. que se encuentra a 1km de la zona a relevar cuya nomenclatura es 6303 con una coordenada que tiene por latitud $-27^{\circ} 23' 06.7113''$, longitud $-59^{\circ} 01' 53.5338''$ y una altitud de 71,176.

Se relevaron puntos de 25 a 50 metros de distancia de Este- Oeste y Norte – Sur. Cada punto tiene coordenadas geodésicas – más la Cota I.G.N.

Tabla 1: Relevamiento topográfico. (Fuente: Agrimensor José Manuel Speciale).

N° de punto	Coordenadas		Cota
	X	Y	Z [m]
1	5594830,222	6972956,872	51
2	5594440,691	6972573,346	51
3	5595128,868	6971875,627	51
4	5595826,587	6972563,804	51
5	5595138,41	6973261,671	51
6	5595457,253	6972217,543	41,43
7	5594901,779	6971995,781	50,916994
8	5595038,543	6972230,031	50,9554277
9	5595026,19	6972223,487	51,0246631
10	5595019,837	6972229,321	51,1106815
11	5595678,634	6972428,446	51,3682594
12	5595282,337	6972247,967	51,44
13	5595773,984	6972552,385	51,4539186
14	5595732,22	6972459,932	51,4741588
15	5595740,926	6972580,42	51,4818137
16	5595342,582	6972120,013	51,5
17	5595767,079	6972493,667	51,5021098
18	5595539,6	6972385,134	51,5286534
19	5595833,067	6972557,566	51,544254
20	5595611,482	6972398,863	51,5740588
21	5595388,831	6972342,432	51,5842964
22	5595438,762	6972356,604	51,6121741
23	5595692,51	6972668,509	51,6158285
24	5595666,505	6972726,169	51,6669426
25	5595121,839	6972236,924	51,6806683

26	5595045,788	6972233,807	51,6875636
27	5595046,462	6972154,05	51,6980473
28	5595092,426	6972193,918	51,6984221
29	5594997,258	6972086,985	51,7237318
30	5595615,681	6972731,045	51,731372
31	5595149,067	6972319,95	51,7370331
32	5595248,02	6972326,974	51,7479237
33	5595826,794	6972563,956	51,7600889
34	5595595,286	6972677,02	51,7880053
35	5595569,201	6972602,218	51,8010126
36	5594953,039	6972300,182	51,8546747
37	5595446,665	6972501,132	51,9172929
38	5595514,996	6972573,648	51,9487329
39	5594962,94	6972351,931	51,9965798
40	5595279,549	6972316,766	52,0071642
41	5595481,618	6972546,253	52,0150847
42	5594947,028	6972234,378	52,03
43	5594963,311	6972068,234	52,0474373
44	5594954,111	6972060,841	52,05
45	5594844,172	6972363,349	52,06
46	5595083,905	6971972,324	52,1499767
47	5595067,739	6972367,066	52,15
48	5595095,775	6971978,281	52,1801368
49	5595067,486	6972447,694	52,1981889
50	5595124,572	6971914,637	52,243887
51	5595263,594	6972125,32	52,25
52	5595093,072	6971953,546	52,2654421
53	5595093,063	6971953,573	52,279846
54	5594330,252	6972468,43	52,2934589
55	5594749,877	6972450,716	52,36
56	5594911,3	6972138,074	52,36
57	5595150,421	6971883,945	52,3811764
58	5595357,658	6972705,393	52,46
59	5595236,129	6972660,08	52,48
60	5595120,541	6972514,065	52,5070564
61	5595374,936	6972539,576	52,5494099
62	5595128,857	6971875,598	52,5886227
63	5594922,327	6972483,296	52,595733
64	5595443,278	6972868,809	52,63
65	5595241,83	6972486,738	52,6908793
66	5594746,779	6972553,196	52,78
67	5595484,209	6972708,562	52,82
68	5595408,583	6972981,17	52,83
69	5595089,66	6972596,922	53,0533688
70	5595086,256	6972647,494	53,1964339

71	5594888,843	6971974,9	53,3973037
72	5594585,938	6972700,835	53,4035163
73	5594520,083	6972597,643	53,429811
74	5595228,807	6972805,903	53,4318188
75	5595228,807	6972805,891	53,4328619
76	5594950,24	6972646,743	53,438
77	5595041,857	6972778,83	53,4531038
78	5594627,228	6972751,17	53,4665682
79	5595270,822	6973109,253	53,5048502
80	5594623,635	6972495,05	53,5058522
81	5595173,723	6972780,434	53,5110071
82	5595302,432	6973093,221	53,512002
83	5595310,914	6973075,45	53,5198401
84	5594838,432	6972720,903	53,52
85	5594579,422	6972573,201	53,523195
86	5595200,507	6973118,088	53,5471912
87	5595093,596	6973071,356	53,5516097
88	5595182,425	6972860,631	53,5559604
89	5594961,939	6972848,354	53,5724201
90	5595182,424	6972860,585	53,5774001
91	5594623,257	6972711,174	53,5818568
92	5595127,174	6973132,509	53,6017335
93	5595004,214	6972958,259	53,6116526
94	5595069,966	6973187,596	53,6170046
95	5595215,31	6972919,209	53,6195582
96	5595100,925	6972975,012	53,6293299
97	5595155,941	6972928,072	53,650876
98	5594746,184	6972781,381	53,6809477
99	5594831,809	6972858,616	53,7065208
100	5595082,373	6973214,028	53,7153291
101	5594787,289	6972809,136	53,7233302
102	5595132,904	6973267,112	53,7271277
103	5595082,313	6973214,024	53,7371596
104	5594440,716	6972573,344	53,7433101
105	5594576,165	6972706,873	53,7745561
106	5594496,144	6972625,317	53,8446148
107	5594704,593	6972835,486	53,8471323
108	5594968,528	6973100,439	53,8654312
109	5594632,073	6972778,627	53,9433513

Con el cálculo de los límites de la Ch 63 más el relevamiento Planialtimétrico realizado en el terreno se obtuvo:

- Triangulación del terreno

- Ubicación de los puntos relevado
- Curvas de niveles
- Modelo digital del terreno
- Perfiles longitudinales
- Perfiles transversales
- Pendientes

7. Estudio de suelos

7.1. Generalidades

Se realizó un estudio de suelo con la ayuda de la empresa Sigma SRL dentro de la superficie de las 58,2 hectáreas destinada al loteo que proporcionará datos fundamentales para la correcta planificación urbana, el diseño de las infraestructuras y la mitigación de posibles problemas geotécnicos, contribuyendo así a la calidad de vida y la seguridad de la comunidad.

Como se está en una etapa de ante proyecto en el trabajo de campo, se ejecutaron 2 (dos) calicatas de poca profundidad con obtención de muestras, y 5 (cinco) barrenos, ensayándolos luego en laboratorio (VER ANEXO FOTOGRAFIA). Además, se ha realizado un reconocimiento del terreno y zonas aledañas.

7.2. Objetivos

A partir de las tareas mencionadas se recabó la información necesaria para llegar a cumplimentar los siguientes objetivos perseguidos:

- Caracterización de los perfiles geotécnicos del subsuelo.
- Verificación del nivel freático.
- Determinación de las características físicas, mecánicas e hidráulicas del suelo.
- Análisis de la existencia de posibles riesgos geotécnicos particulares.
- Determinación de la solución de cimentación más adecuada a la realidad de la interacción terreno-paquete estructural.
- Recomendación de consideraciones útiles a tener en cuenta a la hora de la planificación y ejecución de la obra.

7.3. Marco geológico

La zona de estudio está ubicada dentro de la región geológica denominada Llanura Chaco-Pampeana. Su rasgo morfológico más notorio es la ausencia casi total de relieve. Esto se corresponde con una parte no muy móvil de la corteza, dentro de una tendencia negativa, donde en un pasado geológico, sedimentos marinos y continentales se fueron acumulando. Incluso en la actualidad, sedimentos son depositados en cantidades variables, principalmente a partir del deterioro de las elevaciones montañosas ubicadas en el oeste, arrastradas por ríos y vientos hacia lugares de deposición. Puede ser considerado como un amplio bosque de piedemonte o un gran aluvión sencillo. El espesor de la secuencia sedimentaria no se manifiesta a sí mismo como uniforme a través de toda el área. El basamento cristalino no aflora dentro de la Llanura Chaco-Paranaense, aunque sí lo hace sobre los asentamientos serranos que lo rodean. De acuerdo a estudios realizados por Yacimientos Petrolíferos Fiscales (YPF) por medio de sondeos, en la zona del Gran Resistencia, el basamento cristalino se encontraría a una profundidad de 1.000m a 2.000m. [RUSSO, A., FERELLO, R. Y CHEBLI, G.; 1979].

El dominio estudiado se caracteriza geológicamente, según diversos mapas del Servicio Geológico Minero Argentino (SEMAR), por una unidad litoestratigráfica de depósitos fluviales en la planicie loésica. Dicha unidad pertenece al Pleistoceno, dentro del período Cuaternario. Los suelos de esta unidad tienen una litología de arcillas, limos arcillosos. Esto puede visualizarse en la Fig. 2, con nomenclatura "Qaf", en color rosa claro.

El material testificado se ajusta a la serie estratigráfica que se deduce de la cartografía del SegemAR (2016).

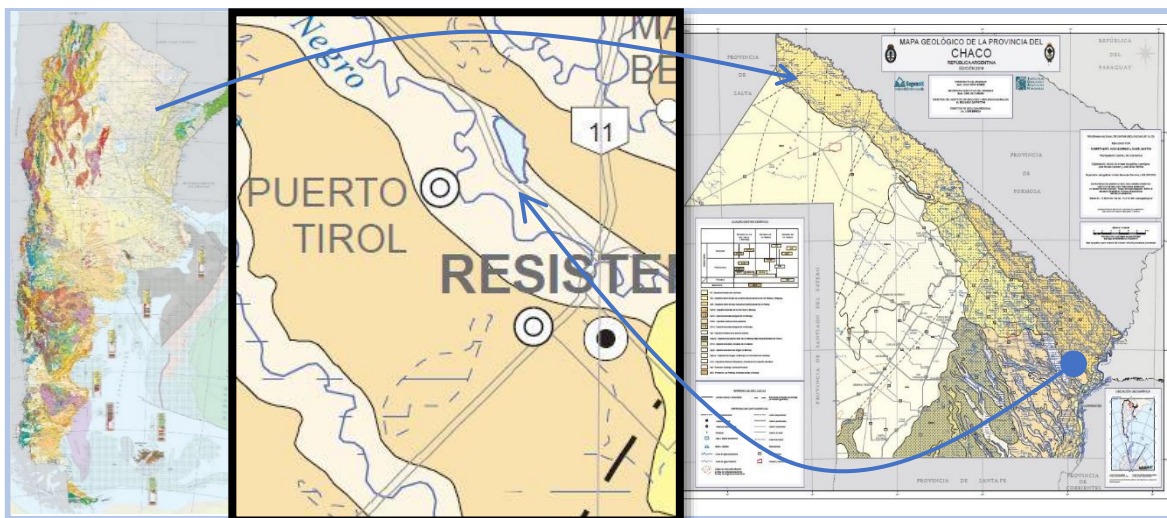


Figura 5: Mapa geológico de la provincia del Chaco, escala 1:750.000. (Fuente: SegemAR)

7.4. Trabajos de campo

Para el reconocimiento del terreno se ha procedido a la realización de 5 (cinco) sondeos mediante barreno manual y 2 (dos) calicatas, tomando muestras de suelo.

6.4.1. Barrenos

Los sondeos se realizaron mediante barreno manual en toda la subrasante con motivo de extracción de muestra a efecto de reconstruir la secuencia estratigráfica, permitiendo mediante visual directa y tacto volcar en planillas de campañas las condiciones naturales en las que se encontraba el suelo en el momento del estudio, (color, textura, etc.) para luego proceder a la identificación precisa mediante los ensayos de clasificación según método H.R.B. y S.U.C.S.

Las muestras se recogen en doble bolsa de polietileno, y protegidas de los rayos solares, para evitar alteraciones en el contenido de humedad.

6.4.2. Calicatas

Se llevó a cabo la ejecución de dos (2) calicatas a cielo abierto a fin obtener muestras en cantidad suficiente para la realización en laboratorio de ensayos de clasificación según sistema H.R.B., sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.) y compactación, como así también poder visualizar la secuencia estratigráfica.

Las muestras se recogen en doble bolsa de polietileno, y protegidas de los rayos solares, para evitar alteraciones en el contenido de humedad.

6.4.3. Nivel freático

Al momento de realizado los estudios de campo, no se detectaron filtraciones en las profundidades estudiadas.

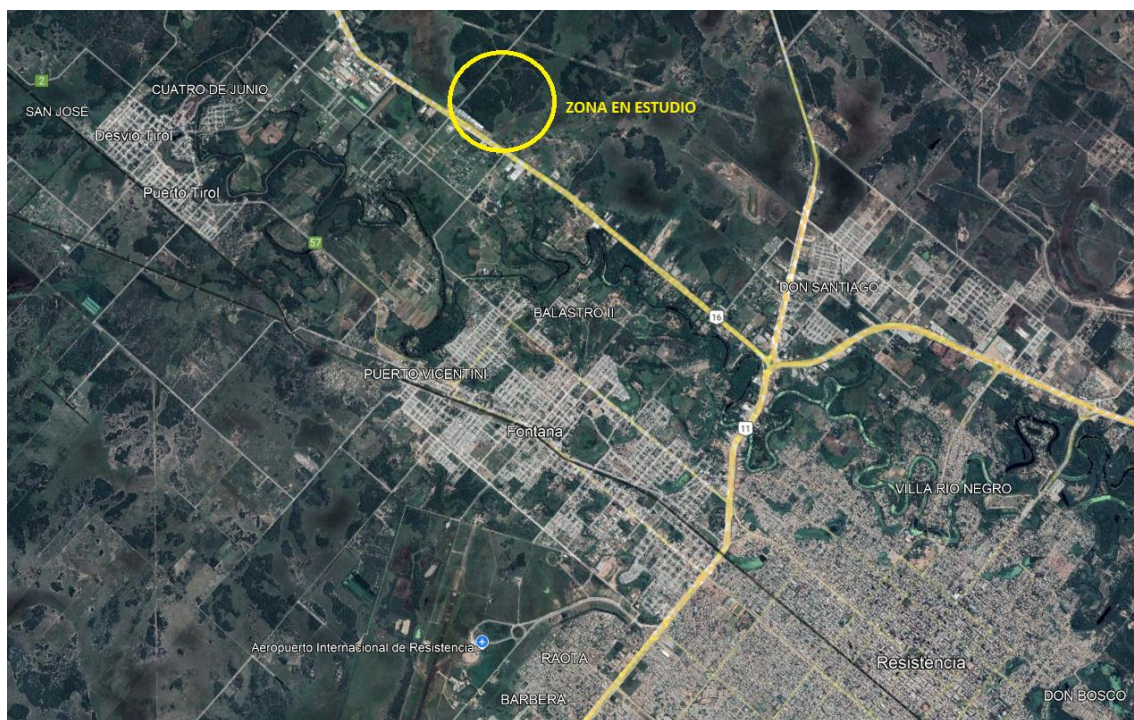


Figura 6: Zona de estudio. (Fuente: Elaboración propia)



Figura 7: Zona de estudio. (Fuente: Elaboración propia)

6.4.4. Ubicación de la auscultación

Las auscultaciones fueron ubicadas donde se ha decidido construir, donde se detecta que se puede producir una modificación de las condiciones geotécnicas como consecuencia de los trabajos a realizar o donde existan potenciales riesgos para las construcciones, para las personas o para terceros.

La misma se encuentra detallada a continuación:

Tabla 3: Barrenos. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

BARRENO +DCP	Prof.	Coordenadas	
ID	(m)	Latitud "S"	Longitud "O"
B1	0,60	27°22'33.79"	59° 2'18.17"
B2	0,60	27°22'25.21"	59° 2'36.70"
B3	0,60	27°22'10.21"	59° 2'19.71"
B4	0,60	27°22'23.17"	59° 2'4.30"
B5	0,60	27°22'22.85"	59° 2'22.41"

Tabla 4: Calicatas. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Calicata	Prof.	Coordenadas	
ID	(m)	Latitud "S"	Longitud "O"
CL-1	1,00	27°22'27.91"	59° 2'28.41"
CL-2	1,00	27°22'18.76"	59° 2'14.50"



Figura 8: Ubicación de barrenos y calicatas. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl)

7.5.Trabajos de laboratorio

Los ensayos realizados sobre las muestras permiten:

- Identificar y clasificar las muestras
- Obtener los parámetros geotécnicos relevantes para el diseño del proyecto

En base a lo enunciado, se realizaron los siguientes ensayos sobre la totalidad de las muestras extraídas:

- Contenido de humedad (IRAM N° 10.519/70).
- Límite líquido (IRAM N° 10.501/68).
- Límite plástico e índice de plasticidad (IRAM N° 10.502/68).
- Tamizado por vía seca y/o húmeda (IRAM N° 10.507/59).
- Clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos "S.U.C.S." (IRAM N° 10.509/81) y H.R.B (VN-E4-84).
- Compactación de suelos (VN-E5-93).
- Determinación del valor soporte e hinchamiento de suelos (VN-E6-84).

7.6. Descripción del perfil geotécnico

7.6.1. Descripción estratigráfica-barrenos

En base a los trabajos realizados se puede observar la presencia de los siguientes estratos de suelo con sus respectivas características y profundidades:

Tabla 5: Clasificación de suelos barreno 1. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Profundidad (m)	Clasificación H.R.B.	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
0,00 – 0,60	A7-6 (21)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 88%.

Tabla 6: Clasificación de suelos barreno 2. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Profundidad (m)	Clasificación H.R.B.	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
0,00 – 0,60	A7-6 (19)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

Tabla 7: Clasificación de suelos barreno 3. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Profundidad (m)	Clasificación H.R.B.	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
0,00 – 0,60	A7-6 (21)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

Tabla 8: Clasificación de suelos barreno 4. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Profundidad (m)	Clasificación H.R.B.	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
0,00 – 0,60	A7-6 (20)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

Tabla 9: Clasificación de suelos barreno 5. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Profundidad (m)	Clasificación H.R.B.	Clasificación S.U.C.S.	Descripción
0,00 – 0,60	A7-6 (20)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

7.6.2. Calicatas

Tabla 10: Clasificación de suelos calicata 1. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN H.R.B.	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN
0,00 – 1,00	A7-6 (21)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

Tabla 11: Clasificación de suelos calicata 2. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

PROFUNDIDAD (M)	CLASIFICACIÓN H.R.B.	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN
0,00 – 1,00	A7-6 (26)	CL	Arcilla de plasticidad media. Contenido de material fino: 89%.

8. Obra Vial

8.1. Tratamiento del suelo

Luego de los estudios de laboratorio y según la clasificación dada por el método H.R.B se obtuvo que se está en presencia de un suelo A-7 6 muy arcilloso, por lo tanto, propenso a tener variaciones de volúmenes con diferentes grados de humedad a lo largo del tiempo.

Debido a esto se procede a la estabilización del suelo valiéndose del pliego de especificaciones técnicas generales de la DNV edición 1998 SECCION C. V. por la adición de un agente estabilizante, en nuestro caso, Cal.

La misma consiste en el cambio de las propiedades físico-químicas del suelo inicial donde tenemos una mezcla íntima de suelo, cal y agua, que compactada a alta densidad se transforma en un material fuerte y durable con buena resistencia a compresión y flexión, manteniéndose estas propiedades a través del tiempo.

En los suelos mejorados con cal, se producen modificaciones en varias de sus propiedades. Entre las más importantes se cuentan reducciones en:

- la plasticidad
- la susceptibilidad al agua
- los cambios volumétricos

8.1.1. Interacción suelo cal

Reacciones y Modificaciones del Suelo

Después de agregar cal al suelo, se producen varias reacciones y modificaciones importantes en las primeras horas. El proceso implica un intercambio de cationes y una floculación y aglomeración de las partículas de arcilla. Los cationes de calcio y magnesio presentes en la cal reemplazan a los cationes de sodio y potasio en el agua que rodea a los minerales arcillosos, lo que reduce significativamente la susceptibilidad del suelo al agua. Para que este proceso se lleve a cabo de manera efectiva, se requieren ciertas condiciones, como una humedad adecuada, una distribución uniforme de la cal, un suelo bien desmenuzado y una temperatura superior a 5 °C. El tiempo también juega un papel importante, ya que el proceso se acelera con el incremento de la temperatura. En la práctica, entre el mezclado y la distribución, transcurren algunas horas, y usualmente se mezcla el suelo con la cal y se deja reposar durante un lapso antes de distribuirlo y compactarlo.

Reacciones Inmediatas

Las reacciones inmediatas que ocurren después de agregar cal al suelo incluyen el intercambio de cationes y la floculación y aglomeración de las partículas de arcilla. Estas reacciones producen una significativa disminución de la susceptibilidad al agua de las arcillas y mejoran la trabajabilidad del suelo. Las modificaciones en la plasticidad del suelo también se producen de manera inmediata, lo que se refleja en una reducción del índice de plasticidad y un aumento del límite de contracción.

Reacciones Lentas

Las reacciones químicas entre la cal y el suelo arcilloso comienzan de inmediato, pero su progreso depende de varios factores, como la concentración de cal, el contenido de humedad y la temperatura. Las reacciones lentas se refieren a la formación de compuestos cementicios a partir de la reacción de la cal con los silicatos y aluminatos del suelo. Cuando se agrega suficiente cal, el pH del suelo se eleva, lo que solubiliza los silicatos y aluminatos y permite la formación de nuevos minerales cementicios. Estos minerales se combinan con los cationes de calcio y magnesio presentes en la cal, lo que forma silicatos de calcio y magnesio. La reacción continúa mientras haya hidróxido de calcio y silicatos disponibles en el suelo.

Reacciones Positivas y Negativas

Las reacciones positivas se refieren a la formación de compuestos cementicios que aumentan la rigidez y la resistencia del suelo. Sin embargo, las reacciones negativas pueden ocurrir cuando el suelo estabilizado con cal se expone al aire o al agua de lluvia, lo que puede generar una capa de mayor rigidez que el resto del suelo. Esta capa puede no acompañar las deformaciones producidas por las cargas, lo que puede afectar el comportamiento del paquete estructural. Para controlar este fenómeno, es necesario limitar o impedir el acceso de los agentes que proveen de anhídrido carbónico.

Modificaciones en la Plasticidad y Trabajabilidad

La adición de cal a un suelo cohesivo reduce su plasticidad y aumenta su trabajabilidad. El límite plástico se incrementa, mientras que el límite líquido no cambia significativamente, lo que resulta en una disminución del índice de plasticidad. La reducción de la plasticidad se produce debido a la formación de compuestos cementicios que rigidizan el suelo. El punto de inflexión de la curva de límite plástico se conoce como el "punto de fijación de cal", que marca el límite a partir del cual los incrementos adicionales de cal aportan principalmente a la obtención de cementación.

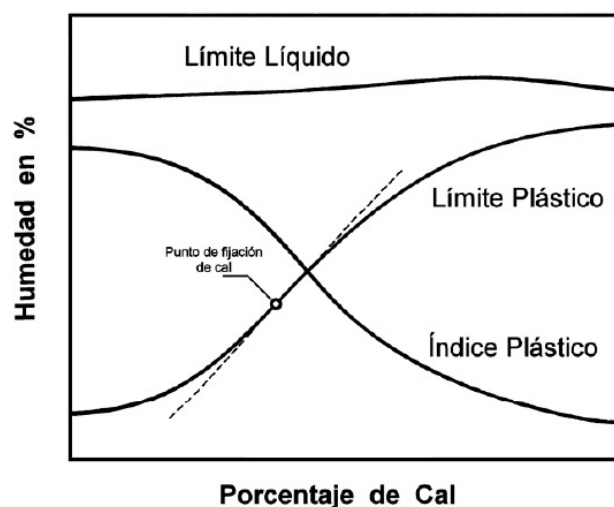


Figura 9: Plasticidad y trabajabilidad. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Materiales Viales.)

Modificación de la Granulometría

La adición de cal a un suelo cohesivo provoca una modificación en la granulometría del suelo debido a la aglomeración de partículas. Las cargas electronegativas en la superficie de los minerales arcillosos son mayores en los bordes y aristas de las partículas, lo que provoca la migración de iones de intercambio hacia esos puntos y la formación de contactos que generan la aglomeración de partículas. Como resultado, el suelo adquiere una granulometría más gruesa que la del suelo sin tratar, con una estructura de granos que adopta formas tridimensionales asimilables a un reticulado espacial.

Características de Densificación

Las modificaciones producidas por la aglomeración de partículas hacen que el peso específico del suelo cal sea menor que el del suelo solo. Además, en la rama seca del ensayo de compactación, se requiere un cierto grado de saturación para que el agua adquiera un rol de lubricante. Estos factores contribuyen a la disminución de la densidad máxima y el aumento de la humedad óptima del suelo cal en comparación con el suelo solo. La densidad máxima continúa decreciendo a medida que se incrementa el contenido de cal, y el contenido de humedad óptima se incrementa con el aumento de contenido de cal. Debido a que la densidad seca se emplea como parámetro de control en obra, es importante utilizar la curva apropiada para cada condición de control.

Importancia de la Humedad

Las humedades de moldeo superiores a la óptima favorecen en cierto grado la estabilización del suelo, lo que muestra la necesidad del vehículo agua para que se cumplan los procesos de interacción entre el suelo y la cal. Un uso común de la cal es "secar" un suelo con exceso de humedad para poder compactarlo, aunque en realidad no existe tal secado, sino cambios en las propiedades físicas del suelo que permiten compactarlo con mayor contenido de humedad. La resistencia mecánica del suelo cal es más elevada que la del suelo solo y menos afectada por el incremento de la humedad.

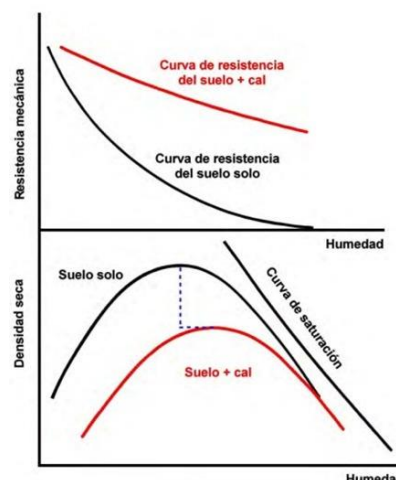


Figura 10: Resistencia mecánica y Densidad. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Materiales Viales)

Cambios Volumétricos

La adición de cal a un suelo reduce significativamente el hinchamiento potencial y la presión de expansión. Esto se debe a la disminución de la afinidad del suelo con el agua, causada por la saturación de iones de calcio, y la formación de una matriz cementada que rigidiza el suelo. Además, la contracción por secado también se reduce significativamente. La reducción de los cambios volumétricos es una propiedad altamente valorada en capas estructurales de los pavimentos, ya que mejora la estabilidad y durabilidad de la estructura.

Resistencia Mecánica

En general, la adición de cal a un suelo mejora su resistencia mecánica debido a la menor susceptibilidad al agua que adquiere el suelo tratado. La formación de una matriz cementada y la reducción de la afinidad con el agua contribuyen a mejorar la resistencia del suelo, lo que lo hace más estable y duradero.

ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN

- Suelos estabilizados con cal:

En los suelos estabilizados con cal, el desarrollo de la cementación requiere consideraciones especiales sobre el desempeño en servicio. Durante el curado, una capa de este material desarrolla un estado de macro y micro fisuración, que se completa con el proceso de compactación de las capas siguientes y las cargas a que está sometida la capa en servicio. Como resultado, la capa no se comporta como una losa sólida, sino más bien como un sistema de bloques articulados yuxtapuestos que transfieren cargas por resistencia friccional en los planos de fisura. Las fisuras son típicas de un material rígido, producidas con muy bajas deformaciones de rotura.

Comportamiento como Material Granular

Debido a este estado de fisuración, una capa de suelo estabilizado con cal se comporta como un material granular. Esto permite caracterizar la mezcla a través del ensayo de valor soporte relativo, siempre y cuando se asegure la rotura de la matriz cementicia en cada probeta para reproducir la condición que alcanza en el camino. El criterio desarrollado por el Dr. Celestino Ruiz, quien estudió este fenómeno en Argentina, proporciona una base para aplicar el ensayo CBR a suelos estabilizados con cal de manera efectiva.

- Compresión simple y tracción por compresión diametral.

8.1.2. Procedimiento Constructivo de una Calle de Ripio con Estabilización de Suelo con Cal

En nuestro barrio se llevará a cabo la construcción de una calle de ripio con estabilización de suelo con cal siguiendo los lineamientos del pliego de especificaciones técnicas generales de DNV edición 1998 SECCION C. III. siendo un proceso complejo que requiere una planificación y ejecución cuidadosas. A continuación, se describirá brevemente el procedimiento constructivo:

Preparación del Terreno

La preparación del terreno es fundamental para asegurar la estabilidad y durabilidad de la calle de ripio. En primer lugar, se debe realizar una limpieza del terreno, eliminando obstáculos, vegetación y materiales inadecuados que puedan interferir con la construcción de la calle. Esto se hace para evitar problemas durante la construcción y asegurar una superficie uniforme. A continuación, se debe nivelar el terreno para asegurar una superficie uniforme y evitar problemas de drenaje. La nivelación se realiza para garantizar que la calle tenga una pendiente adecuada para el drenaje de agua. Finalmente, se debe compactar el terreno para eliminar aire y agua que puedan estar presentes en el suelo, lo que aumenta la densidad del suelo y mejora su estabilidad.

Estabilización del Suelo con Cal

La estabilización del suelo con cal es un proceso que mejora las propiedades mecánicas del suelo arcilloso. La cal reacciona con las partículas de arcilla y forma una estructura más rígida y estable. Para estabilizar el suelo con cal, se debe aplicar la cal en la cantidad adecuada según las especificaciones técnicas de Vialidad Nacional Argentina, generalmente entre 3% y 6% del peso del suelo. Luego, se debe mezclar la cal con el suelo arcilloso hasta alcanzar una mezcla homogénea, asegurando que la cal esté uniformemente distribuida en el suelo. Finalmente, se debe compactar la mezcla de suelo y cal para asegurar su estabilidad, aumentando la densidad de la mezcla y mejorando su resistencia.

Construcción de la Calle de Ripio

La construcción de la calle de ripio se realiza sobre la superficie estabilizada con cal. En primer lugar, se debe colocar una capa de material granular (ripio) sobre la superficie estabilizada, con un espesor de acuerdo a las especificaciones técnicas, generalmente entre 10 y 20 cm.

La capa de base proporciona una base sólida para la calle y ayuda a distribuir las cargas. Luego, se debe compactar la capa de base para asegurar su estabilidad y densidad.

A continuación, se debe colocar una capa adicional de ripio sobre la capa de base, con un espesor de acuerdo a las especificaciones técnicas, generalmente entre 5 y 10 cm. La capa de rodadura proporciona una superficie de rodadura suave y resistente. Finalmente, se debe compactar la capa de rodadura para asegurar su estabilidad y densidad.

Acabado y Mantenimiento

El acabado y mantenimiento de la calle de ripio son fundamentales para asegurar su durabilidad y seguridad.

En primer lugar, se debe nivelar la superficie para asegurar una superficie uniforme. Luego, se debe realizar una compactación final para asegurar la estabilidad de la calle.

Finalmente, se debe realizar mantenimiento regular para asegurar la durabilidad de la calle, incluyendo la limpieza de cunetas y drenajes, la reparación de baches y grietas, y la recompactación de la superficie.

Ventajas de la Estabilización con Cal

La estabilización con cal ofrece varias ventajas, incluyendo la mejora de la resistencia del suelo arcilloso, la reducción de la humedad en el suelo, y la mejora de la compactación del suelo. Estas ventajas reducen la posibilidad de deformaciones y asentamientos, mejorando la estabilidad y durabilidad de la calle.

En conclusión, la construcción de una calle de ripio con estabilización de suelo con cal es un proceso que requiere una planificación y ejecución cuidadosas. La estabilización con cal mejora las propiedades mecánicas del suelo arcilloso, lo que reduce la posibilidad de deformaciones y asentamientos. La construcción de la calle de ripio se realiza sobre la superficie estabilizada, y el acabado y mantenimiento son fundamentales para asegurar la durabilidad y seguridad de la calle.

8.2. Resultado de los ensayos:

Tabla 12: Clasificación de suelo cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Tanices	RETIENE PASA	Suelo cal: Calicata C1 Prof.: 0,00-1,00 % de CAL: 0	Suelo cal: Calicata C1 Prof.: 0,00-1,00 % de CAL: 2	Suelo cal: Calicata C1 Prof.: 0,00-1,00 % de CAL: 3
---------	---------------------	--	--	--

	P. Total	Gramos 100,0	%	Gramos 100,0	%	Gramos 100,0	%
4	Retiene	0,0		0,0		0,0	
	Pasa	100,0	100,0%	100,0	100,0%	100,0	100,0%
10	Retiene	0,2		0,2		0,2	
	Pasa	99,8	99,8%	99,8	99,8%	99,8	99,8%
40	Retiene	0,3		0,3		0,3	
	Pasa	99,5	99,5%	99,5	99,5%	99,5	99,5%
100	Retiene	13,3		13,3		13,3	
	Pasa	86,2	86,2%	86,2	86,2%	86,2	86,2%
200	Retiene	6,8		6,8		6,8	
	Pasa	79,4	79,4%	79,4	79,4%	79,4	79,4%

Humedad natural	25,4 %		%		%	
Constantes Físicas	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.	L.L.	L.P.
Número de Golpes	30		23		26	
Pesafiltro Nro.	26	29	24	23	19	26
Pf + Sh = a	47,95	47,35	49,02	41,70	42,10	47,17
Pf + Ss = b	38,66	41,76	42,52	38,65	37,25	43,10
Pf = f	20,88	22,55	21,88	22,42	21,51	20,88
Agua = a-b =c	9,29	5,59	6,50	3,05	4,85	4,07
Ss = b-f =d	17,78	19,21	20,64	16,23	15,74	22,22
lim% = C x 100/d	53,59	29,10	31,15	18,79	30,97	18,32
Indice Plastico	24,5		12,4		12,7	

Clasificación H.R.B	A7-6 (21)	A-6 (8)	A-6 (8)
---------------------	-----------	---------	---------

Tabla 13: Ensayo Proctor 0% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

SUELO CAL:			
CALICATA	C1		
% de CAL:	0		
CONSTANTES FISICAS		CARACTERISTICAS DE ENSAYO	
Material:	SUELO	Tipo de prueba:	T-99
Clasif. H.R.B. :	A7-6 (21)	Peso pisón:	2500 gr.
L.L. :	53,59	Altura de caída:	30,5 cm
L.P. :	29,1	Nº de capas:	3
I.P. :	24,5	Golpes por capa:	25

Tabla 14: Ensayo Proctor 0% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

ENSAYO N°	% AGUA APROX.	Peso Suelo+Molde	PESO Molde	PESO Suelo húmedo	VOLUMEN Molde	DENSIDAD DEL SUELO		Observ.
						HUMEDO	SECO	
1		3441	1725	1716	945	1,82	1,63	
2		3581	1725	1856	945	1,96	1,73	
3		3636	1725	1911	945	2,02	1,75	
4		3656	1725	1931	945	2,04	1,73	
ENSAYO N°	N° PESAFILTRO	Pesafiltro + Suelo Húmedo	Pesafiltro + Suelo Seco	PESO Pesafiltro	PESO Agua	Peso Suelo Seco	HUMEDAD %	Observ.
1	A-1	100,00	89,82		10,18		11,33	
2	A-2	100,00	87,95		12,05		13,70	
3	A-3	100,00	86,55		13,45		15,54	
4	A-4	100,00	84,70		15,30		18,06	

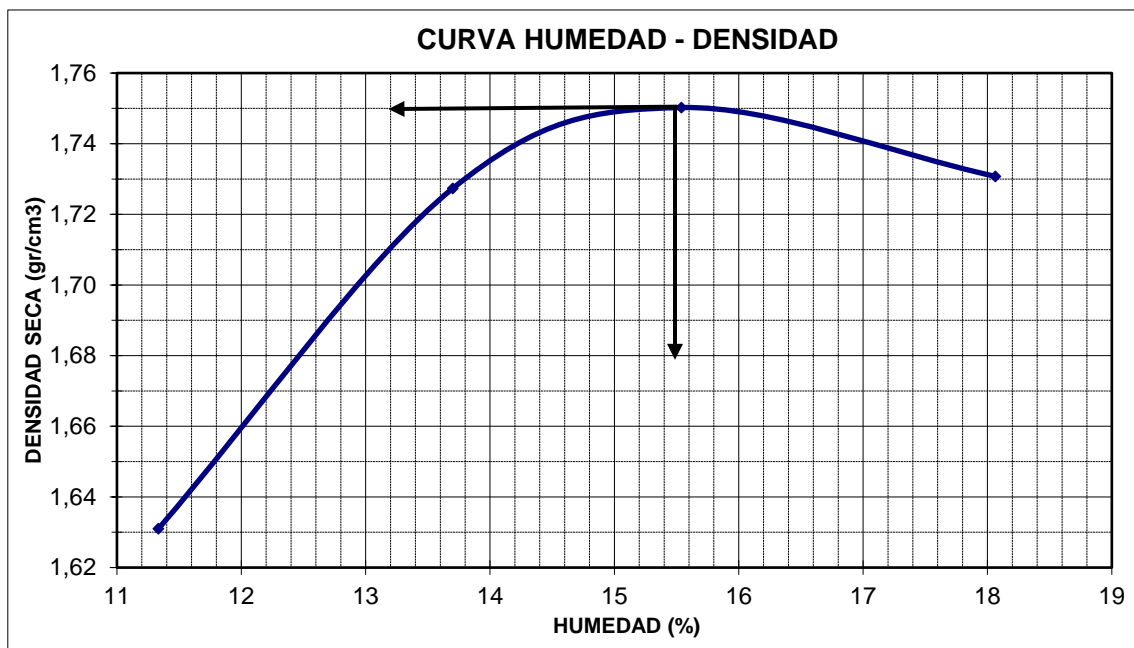


Figura 11: Humedad Óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Tabla 15: Humedad y densidad óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

DENSIDAD MAXIMA (gr/cm³):	1,75
HUMEDAD OPTIMA (%):	15,5

Tabla 16: Ensayo Proctor 2% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

SUELO CAL:			
CALICATA	C1		
% de CAL:	2		
CONSTANTES FISICAS		CARACTERISTICAS DE ENSAYO	
Material:	SUELO	Tipo de prueba:	T-99
Clasif. H.R.B. :	A6 (8)	Peso pisón:	2500 gr.
L.L. :	31,15	Altura de caída:	30,5 cm
L.P. :	18,79	Nº de capas:	3
I.P. :	12,4	Golpes por capa:	35

Tabla 17: Ensayo Proctor 2% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

ENSAYO N°	% AGUA APROX.	Peso Suelo+Molde	PESO Molde	PESO Suelo húmedo	VOLUMEN Molde	DENSIDAD DEL SUELO		Observ.
						HUMEDO	SECO	
1		3436	1725	1711	945	1,81	1,62	
2		3564	1725	1839	945	1,95	1,70	
3		3632	1725	1907	945	2,02	1,73	
4		3650	1725	1925	945	2,04	1,72	
ENSAYO N°	N° PESAFILTRO	Pesafiltro + Suelo Húmedo	Pesafiltro + Suelo Seco	PESO Pesafiltro	PESO Agua	Peso Suelo Seco	HUMEDAD %	Observ.
1	A-5	100,00	89,28		10,72		12,01	
2	A-6	100,00	87,43		12,57		14,38	
3	A-7	100,00	85,96		14,04		16,33	
4	A-8	100,00	84,37		15,63		18,53	

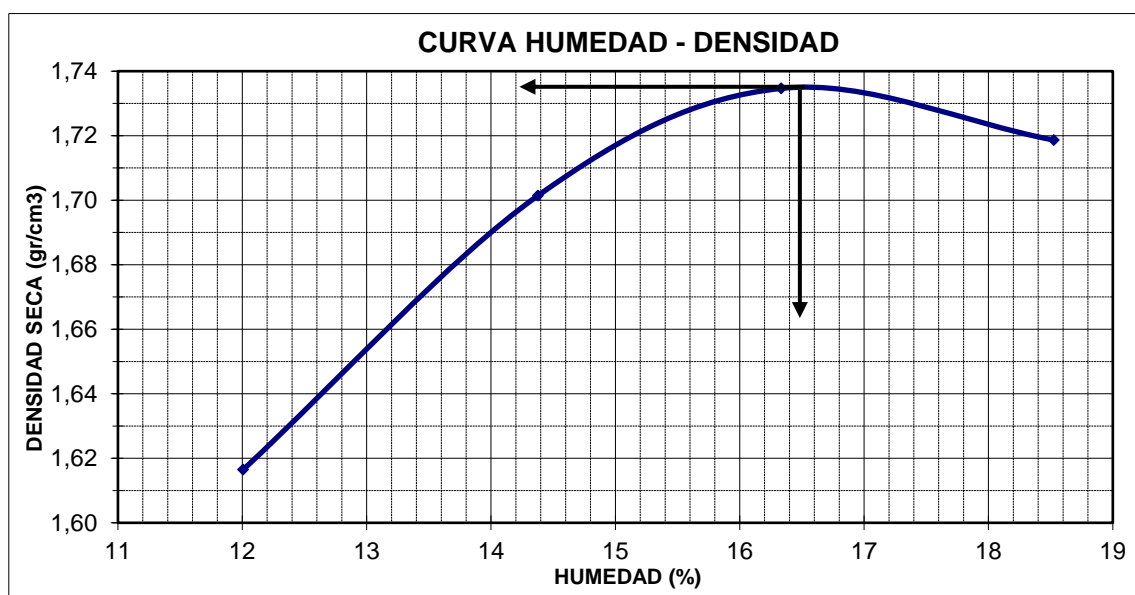


Figura 12: Humedad Óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Tabla 18: Humedad y densidad óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

DENSIDAD MAXIMA (gr/cm3):	1,735
HUMEDAD OPTIMA (%):	16,5

Tabla 19: Ensayo Proctor 3% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

SUELO CAL:			
CALICATA	C1		
% de CAL:	3		
CONSTANTES FISICAS		CARACTERISTICAS DE ENSAYO	
Material:	SUELO	Tipo de prueba:	T-99
Clasif. H.R.B. :	A6 (8)	Peso pisón:	2500 gr.
L.L. :	30,97	Altura de caída:	30,5 cm
L.P. :	18,32	Nº de capas:	3
I.P. :	12,7	Golpes por capa:	35

Tabla 20: Ensayo Proctor 3% de cal. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

ENSAYO N°	% AGUA APROX.	Peso Suelo+Molde	PESO Molde	PESO Suelo húmedo	VOLUMEN Molde	DENSIDAD DEL SUELO		Observ.
						HUMEDO	SECO	
1		3441	1725	1716	945	1,82	1,63	
2		3581	1725	1856	945	1,96	1,73	
3		3636	1725	1911	945	2,02	1,75	
4		3656	1725	1931	945	2,04	1,73	
ENSAYO N°	N° PESAFILTRO	Pesafiltro + Suelo Húmedo	Pesafiltro + Suelo Seco	PESO Pesafiltro	PESO Agua	Peso Suelo Seco	HUMEDAD %	Observ.
1	A-1	100,00	89,82		10,18		11,33	
2	A-2	100,00	87,95		12,05		13,70	
3	A-3	100,00	86,55		13,45		15,54	
4	A-4	100,00	84,70		15,30		18,06	

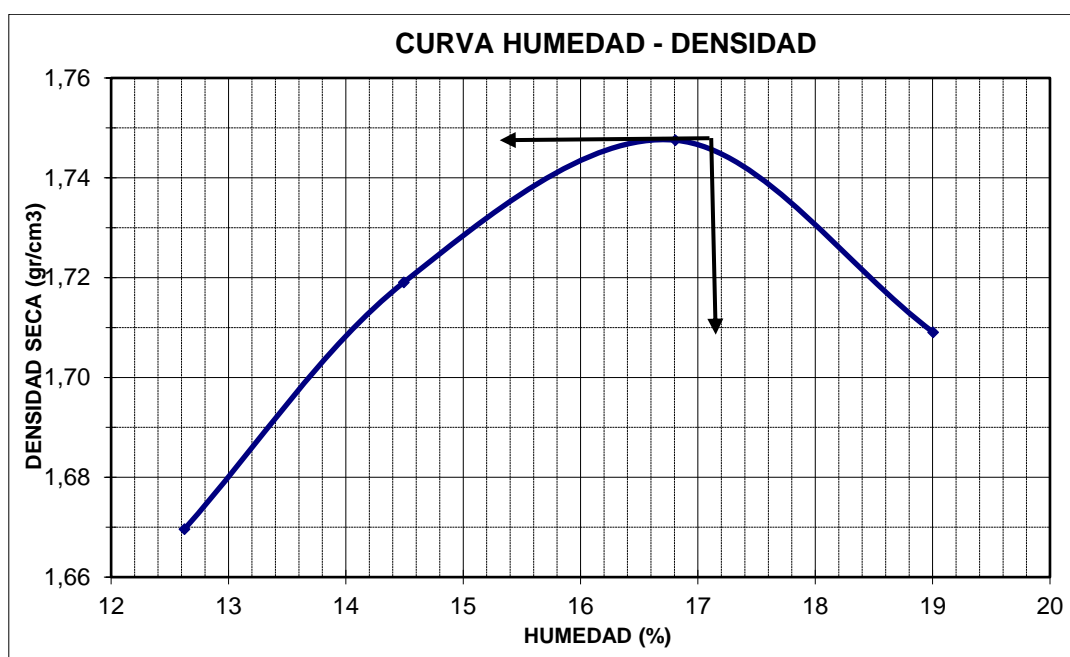


Figura 13: Humedad Óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Tabla 21: Humedad y densidad óptima. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

DENSIDAD MAXIMA (gr/cm3):	1,748
HUMEDAD OPTIMA (%):	16,8

Tabla 22: Compresión simple y tracción por compresión diametral. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

Calicata	Probeta Nº	Edad (días)	Marca Cal	Peso Probeta (gr)	Diám. (cm)	Sección (cm2)	Altura (cm)	Volumen (cm2)	Densidad		% húm. de preparación	Lectura dial	F aro	P total (kg)	Factor de correcc.	Resist. (kg/cm2)	Proctor		Observaciones
									húm.	seca							D máx	Hum óp	
C1	1	7	FGH	1906	10,16	81,1	11,66	945	2,02	1,75	15,30	100	3,86	386	0,92	4,4	1,75	15,5	suelo solo
C1	2	7	FGH	1917	10,16	81,1	11,66	945	2,03	1,76	15,30	106	3,86	409	0,92	4,6	1,75	15,5	suelo solo
C1	3	7	FGH	1896	10,16	81,1	11,66	945	2,01	1,67	19,90	83	7,78	646	0,92	7,3	1,74	16,5	suelo + 2% de Cal
C1	4	7	FGH	1924	10,16	81,1	11,66	945	2,04	1,74	16,90	94	7,78	731	0,92	8,3	1,74	16,5	suelo + 2% de Cal
C1	5	7	FGH	1936	10,16	81,1	11,66	945	2,05	1,75	17,20	106	7,78	825	0,92	9,4	1,75	16,8	suelo + 3% de Cal
C1	6	7	FGH	1927	10,16	81,1	11,66	945	2,04	1,74	17,20	102	7,78	794	0,92	9,0	1,75	16,8	suelo + 3% de Cal

Se adopta:

- Capa de ripio de 10 cm de espesor.
- Subrasante estabilizada con cal al 3% de 20 cm espesor.

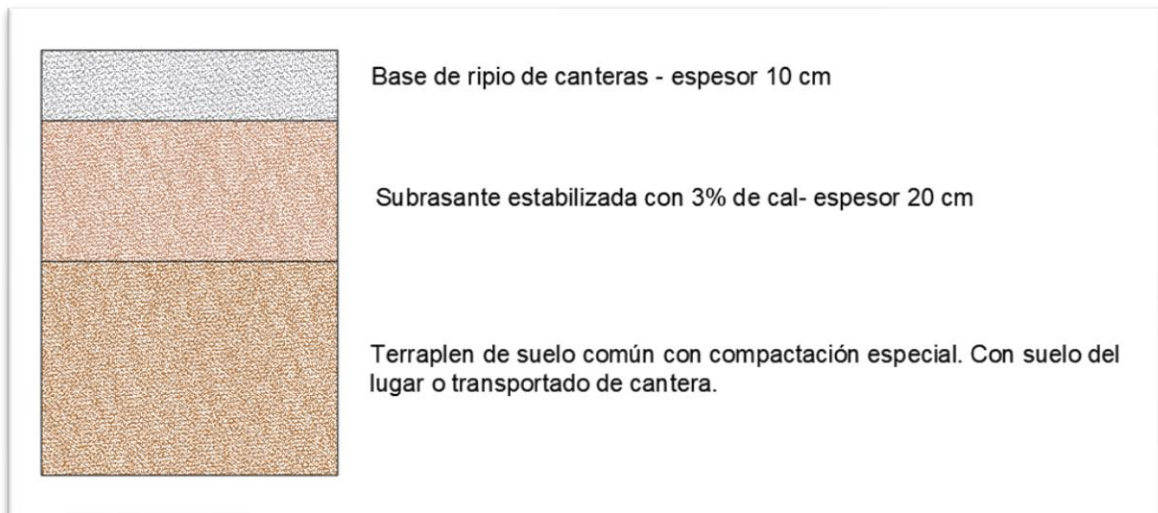


Figura 14: Paquete estructural. (Fuente: Empresa Estudio Sigma srl).

9. Adecuación hidráulica

El desarrollo de la adecuación hidráulica del loteo se realiza mediante el diseño integral del sistema de drenaje pluvial, con el fin de asegurar un funcionamiento eficiente dentro del predio y lograr una integración adecuada con el entorno hidrológico, evitando generar interferencias con los escurrimientos provenientes de terrenos vecinos o dirigidos hacia ellos (Ruberto, 2025).

Como paso inicial, se realizó un análisis estadístico de precipitaciones a fin de determinar las lluvias de diseño correspondientes a periodos de retorno de 5 y 10 años. Con estos datos se aplicó el método del Soil Conservation Service (SCS), lo que permitió estimar el volumen de almacenamiento requerido para la laguna de retardo proyectada. Esta laguna tendrá la función de atenuar los caudales pico generados durante eventos de lluvia, minimizando el impacto hidrológico sobre el sistema receptor.

El siguiente desafío consistió en definir el destino del volumen de agua evacuado por el vertedero de la laguna. Como solución, se proyectó un canal de conducción que conecta la salida del vertedero con la cuneta paralela a la Ruta Nacional N.º 16. A través de esta cuneta, el escurrimiento se dirige hacia una alcantarilla existente ubicada en el kilómetro 24,62, la cual permite la descarga final hacia el río Negro.

Cabe señalar que, como parte de los estudios de base, se incorporó un análisis de riesgo hídrico elaborado por la Administración Provincial del Agua (APA), solicitado por el propietario del predio. Este informe permitió identificar zonas críticas dentro del terreno en relación con el comportamiento del agua, lo que fortaleció el criterio de diseño adoptado.

(VER DOCUMENTO DE RIESGO HÍDRICO EN ANEXO)

9.1. Estudio estadístico

Para dimensionar adecuadamente un reservorio de retardo pluvial que permita mitigar los efectos del desarrollo urbano sobre el régimen hidrológico de la cuenca, se procedió a realizar un análisis estadístico de precipitaciones con base en una serie de datos históricos de 20 años.

El objetivo fue determinar una lluvia de diseño representativa para distintos períodos de retorno (5 y 10 años), a fin de ajustar el diseño del sistema a condiciones hidrológicas críticas pero razonables y no tener que asumir una lluvia arbitraria o tomarla de fuentes que no representen la cuenca en estudio.

Se decidió aplicar diferentes distribuciones de probabilidad (Normal, Gumbel, Log-Pearson III y Gibrat-Galton) a la serie de precipitaciones máximas anuales, y posteriormente evaluar el ajuste de cada modelo mediante el cálculo del error cuadrático medio de la variable y de la frecuencia entre los valores observados y los teóricos. Este procedimiento permitió identificar la distribución que mejor representa el comportamiento de las lluvias extremas en la región de estudio, y con ello, estimar con mayor precisión las precipitaciones asociadas a los períodos de retorno considerados.

Una vez obtenida la precipitación de diseño, se procedió a utilizar el método SCS para calcular el escurrimiento directo generado por el evento. Se efectuaron dos simulaciones: una para la condición previa al loteo (natural) y otra para la condición urbanizada. A partir de ello, se pudo cuantificar el volumen de escurrimiento excedente generado exclusivamente por la urbanización, el cual constituye el volumen objetivo que el reservorio debe almacenar temporalmente para reducir el impacto del desarrollo sobre los caudales de salida de la cuenca.

De este modo, el volumen del reservorio no fue determinado de forma arbitraria, sino como resultado de un proceso técnico que busca emular el comportamiento hidrológico preexistente y evitar incrementos en los caudales pico que puedan afectar aguas abajo.

Gauss:

Para aplicar el método se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

Ajuste de la distribución normal: Se asume que la distribución de las precipitaciones anuales puede aproximarse a una distribución normal (o gaussiana), basándose en el principio de que la precipitación anual puede ser vista como la suma de muchos eventos independientes.

Estimación de parámetros: Se calculan la media aritmética (promedio) y la desviación estándar de la muestra de 20 años. Estos valores se utilizan como estimadores de los parámetros de la distribución normal (media μ y desviación estándar σ).

Media aritmética de la muestra:

$$X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad \longrightarrow \quad \mu$$

Desvío estándar de la muestra:

$$S = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - X)^2 \right]^{1/2} \quad \longrightarrow \quad \sigma$$

Luego se calcula la frecuencia relativa para cada intervalo, que es el cociente entre las observaciones que se encuentran en dicho intervalo y el total de observaciones de la serie muestral, para poder acumularlas y de esta forma hallar la frecuencia acumulada.

$$fs(x_i) = \frac{n_i}{n}$$

$$Fs(x_i) = fs(x_i) + fs(x_{i-1})$$

Estandarización para el período de retorno: Para un período de retorno específico, se busca el valor de la variable normal estándar (z) correspondiente a la probabilidad de que la precipitación sea igualada o excedida en un año dado. La probabilidad de excedencia para un período de retorno de T años es $1/T$.

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

El valor correspondiente a la función de distribución de probabilidad normal (o probabilidad acumulada), se encuentra utilizando la Tabla N.º 1 (VER ANEXO), mientras que la función de probabilidad incremental (densidad de probabilidad) se calcula desacumulando los valores de la función de distribución de probabilidad.

Finalmente, la bondad del ajuste puede probarse comparando los valores teóricos y con los muestrales de las funciones de frecuencia relativa por medio del Test de X², cuya ecuación es:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^m \frac{n \cdot [f_s(x_i) - p(x_i)]^2}{p(x_i)}$$

Donde:

m: número de intervalos de clase

n: número total de observaciones

Este valor se compara con el valor de la distribución de probabilidad χ^2 que se encuentra tabulado según el nivel de confianza adoptado (95% es el valor que se toma habitualmente) y el número de grados de libertad. Dichos valores figuran en la Tabla N°2 (VER ANEXO).

El número de grados de libertad es:

$$v = m - p - 1$$

Donde:

v: número de grados de libertad

p: número de parámetros de la función de distribución teórica

Grados de libertad 6, con esto ingreso a tabla, como 12,6 es mayor a 4,25 se acepta la hipótesis nula, es decir, la distribución se ajusta a la información. Se acepta el ajuste de la distribución normal a la información de la serie hidrológica analizada.

Es importante recordar que el método de Gauss tiene limitaciones para variables hidrológicas debido a su rango infinito y simetría, por lo que los resultados deben interpretarse considerando estas restricciones.

Tabla 23: Datos de lluvias. (Fuente: Elaboración propia).

AÑO HIDROLÓGICO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	sumatoria anual	promedio anual
2004-2005	106	161	177	128	58	17	98	303	71	69	3	16	1207	100,6
2005-2006	33	70	114	48	100	29	83	87	32	63	13	11	683	56,9
2006-2007	23	147	42	104	162	93	137	94	7	5	1	23	838	69,8
2007-2008	127	207	50	166	99	102	78	41	18	150,5	1	30,2	1069,7	89,1
2008-2009	57	219	65	16	125	154	49	30	87	17	41	24	884	73,7
2009-2010	33	52	779,8	180	338	165,8	83	71	170	5	35	42	1955	162,9
2010-2011	90	42	25	204	154	285	27	124	61	24	38	0	1074	89,5
2011-2012	64	133	269	42	55	48	85	103	40	37	14	78	968	80,7
2012-2013	14	155	117	72	66	88	278	168	62	104	24	20	1168	97,3
2013-2014	39	92	169	49	119	131	309	86	68	42	26	0	1130	94,2
2014-2015	14	27	114	124	48	223	79	105	200	207	8	45	1194	99,5
2015-2016	0	158	195	219	145	74	135	204	7	181	36	0	1354	112,8
2016-2017	10	180	128	182	90	34	134	398	188	36	3	11	1394	116,2
2017-2018	82	57	59	38	390	22	156	16	180	27	10	13	1050	87,5
2018-2019	64	104	273	185	497	125	141	130	270	9	61	58	1917	159,8
2019-2020	5	96	163	82	148	118	50	49	44	24	15	0	794	66,2
2020-2021	1	41	89	57	189	54	122	139	24	99	0	4	819	68,3
2021-2022	81	107	237	56	23	3	234	164	41	36	5	32	1019	84,9
2022-2023	7	134	70	26	59	68	38	32	86	8	15	0	543	45,3
2023-2024	88	116	127	221	42	272	172	271	38	1	13	89	1450	120,8
promedio mensual	46,9	114,9	163,1	110,0	145,4	105,3	124,4	130,8	84,7	57,2	18,1	24,8	1125,5	

Tabla 24: GAUSS. (Fuente: Elaboración propia).

GAUSS									
Intervalo	Rango	ni	fs(xi)	Fs(xi)	Zi	F(xi)	P(xi)	χ^2	TR (años)
1	<55	1	0,05	0,05	-1,29	0,0985	0,0985	0,4776	10,2
2	55-65	1	0,05	0,1000	-0,96	0,1685	0,07	0,1143	14,3
3	65-75	4	0,2	0,3000	-0,62	0,2676	0,0991	2,0547	10,1
4	75-85	2	0,1	0,4000	-0,29	0,3859	0,1183	0,0566	8,5
5	85-95	4	0,2	0,6000	0,04	0,516	0,1301	0,7511	7,7
6	95-105	3	0,15	0,7500	0,37	0,6443	0,1283	0,0734	7,8
7	105-115	1	0,05	0,8000	0,70	0,758	0,1137	0,7138	8,8
8	115-125	2	0,1	0,9000	1,04	0,8508	0,0928	0,0112	10,8
9	>125	2	0,1	1,0000	infinito	1	0,1492	0,0000	6,7
		20	1,0000				1	0,0000	
	Σ							4,25	

Tabla 25: Media y desvió estándar de la serie. (Fuente: Elaboración propia).

MEDIA	DESVIO
93,793	30,132

Tabla 26: Precipitación para tiempos de recurrencia 5-10 años. (Fuente: Elaboración propia).

Cálculo de precipitación para tiempos de recurrencia 5-10 años				
T.R	P(Xi)	1-P(Xi)	Z	P(mm)
5	0,2	0,80	-0,86	67,93
10	0,1	0,90	-1,30	54,67

Gumbel:

El ajuste por el método de Gumbel se realiza en forma analítica y gráfica partiendo de la expresión doble exponencial con la cual el método define la probabilidad de ocurrencia de un valor mayor o igual al analizado:

$$P_{(x)} = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Donde:

P(x): Probabilidad de ocurrencia de un valor mayor o igual a x.

e: Base de los logaritmos naturales.

y: Variable reducida de Gumbel.

La variable reducida y puede determinarse en forma analítica por la siguiente expresión:

$$y = \alpha(x - x_0)$$

en la cual α y X_0 son parámetros que permiten el ajuste de la serie de datos, siendo calculados por las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{1}{0,78 \cdot \sigma}$$

$$x_0 = x - \frac{0,5772}{\alpha}$$

De ese modo es posible adjudicarle a cada uno de los términos de la serie su correspondiente probabilidad y período de retorno promedio calculando la variable reducida y para desarrollar luego la expresión $P(x)$.

Tabla 27: Gumbel. (Fuente: Elaboración propia).

GUMBEL				
Nº de orden m	Variable hidrológica Xi	Variable reducida y	Probabilidad	TR (años)
1	162,9	3,52	0,03	34,18
2	159,8	3,38	0,03	29,98
3	120,8	1,73	0,16	6,14
4	116,2	1,53	0,19	5,13
5	112,8	1,39	0,22	4,52
6	100,6	0,87	0,34	2,91
7	99,5	0,82	0,36	2,81
8	97,3	0,73	0,38	2,61
9	94,2	0,59	0,42	2,36
10	89,5	0,39	0,49	2,04
11	89,1	0,38	0,50	2,02
12	87,5	0,31	0,52	1,92
13	84,9	0,20	0,56	1,79
14	80,7	0,02	0,63	1,60
15	73,7	-0,28	0,73	1,36
16	69,8	-0,44	0,79	1,27
17	68,3	-0,51	0,81	1,23
18	66,2	-0,60	0,84	1,19
19	56,9	-0,99	0,93	1,07
20	45,3	-1,49	0,99	1,01

Tabla 28: Media y desvío estándar de la serie. (Fuente: Elaboración propia).

MEDIA	DESVIO
93,79	30,13

Tabla 29: Precipitación para tiempos de recurrencia 5-10 años. (Fuente: Elaboración propia).

Cálculo de precipitación para tiempos de recurrencia 5-10 años			
T. R	P(X)	$Y=-LN(-LN(1-P(X)))$	$P(mm)=(y/\alpha) + x_0$
5	0,2	1,50	115,48
10	0,1	2,25	133,12

Log Pearson III:

Para la determinación analítico propuesta por el método de Log-Pearson III se deben transformar los valores de la serie dada a sus logaritmos decimales, obteniéndose luego los siguientes tres parámetros:

Media aritmética:

$$\bar{X}_{\log(x)} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \log(X_i)$$

Desvío estándar:

$$\sigma_{\log(x)} = \left[\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\log(X_i) - \bar{X}_{\log(x)})^2 \right]^{1/2}$$

Coefficiente de asimetría:

$$g = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\log(X_i) - \bar{X}_{\log(x)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (\sigma_{\log(x)})^3}$$

Estos tres parámetros caracterizan a la serie de precipitaciones a analizar, pudiendo obtenerse la magnitud de las lluvias, aplicando la función generalizada de frecuencia adaptada al método:

$$\log(X_i) = \bar{X}_{\log(x)} + K \cdot \sigma_{\log(x)}$$

donde K (factor de frecuencias) se halla tabulado como función del Tiempo de Retorno (o de la probabilidad) y del coeficiente de asimetría g Tabla N.º 4 (VER ANEXO).

Para lograr el ajuste gráfico se debe trabajar en escala normal-logarítmico, en el cual se representan los pares de valores de la variable hidrológica versus la probabilidad (en %), obtenidos de la siguiente manera: para cada valor máximo de la serie se calcula se respectivo factor K con la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{\log(X_i) - \bar{X}_{\log(x)}}{\sigma_{\log(x)}}$$

Con este valor de K se ingresa en la Tabla N.º 4 por la fila correspondiente al coeficiente de asimetría de la serie y por interpolación simple se obtiene su probabilidad (en %). Recordando el concepto de que la probabilidad de ocurrencia de un valor mayor o igual a uno dado es el valor recíproco del Tiempo de Recurrencia (TR).

El cálculo señalado debe hacerse para los n valores de la serie y la representación gráfica para n/2 valores por lo menos, verificando que cubran todo el rango de la variable. Una vez graficados,

se aproxima una línea continua que los una, pudiendo resultar una curva en el caso que el coeficiente de asimetría sea distinto de cero, o será una recta en el caso de que g sea nulo, lo que significa que la distribución de frecuencia es simétrica para la serie estudiada.

Será considerado en nuestro caso de estudio nulo el valor de g cuando esté comprendido entre -0.05 y $+0.05$, obteniéndose el mismo con una aproximación de dos decimales. Partiendo de los conceptos anteriores, se procede al manejo de la gráfica para la obtención de los valores buscados.

Tabla 30: Log-Pearson III. (Fuente: Elaboración propia).

LOG-PEARSON III							
Nº de orden m	Variable hidrológica X_i	$\log(x_i)$	$[\log(x_i) - \chi_{\log(x_i)}]^2$	$[\log(x_i) - \chi_{\log(x_i)}]^3$	K_i	Probabilidad	TR (años)
1	162,9	2,2119	0,0677	0,0176	1,900	0,030	33,11
2	159,8	2,2034	0,0634	0,0160	1,838	0,034	29,24
3	120,8	2,0822	0,0170	0,0022	0,953	0,175	5,72
4	116,2	2,0651	0,0129	0,0015	0,828	0,205	4,88
5	112,8	2,0524	0,0101	0,0010	0,736	0,238	4,21
6	100,6	2,0025	0,0026	0,0001	0,371	0,379	2,64
7	99,5	1,9978	0,0021	0,0001	0,337	0,380	2,63
8	97,3	1,9883	0,0013	0,0000	0,267	0,405	2,47
9	94,2	1,9739	0,0005	0,0000	0,162	0,442	2,26
10	89,5	1,9518	0,0000	0,0000	0,001	0,500	2,00
11	89,1	1,9501	0,0000	0,0000	-0,012	0,504	1,98
12	87,5	1,9420	0,0001	0,0000	-0,071	0,525	1,90
13	84,9	1,9290	0,0005	0,0000	-0,166	0,559	1,79
14	80,7	1,9067	0,0020	-0,0001	-0,329	0,617	1,62
15	73,7	1,8675	0,0071	-0,0006	-0,615	0,719	1,39
16	69,8	1,8441	0,0116	-0,0012	-0,786	0,780	1,28
17	68,3	1,8341	0,0138	-0,0016	-0,859	0,802	1,25
18	66,2	1,8206	0,0172	-0,0023	-0,957	0,815	1,23
19	56,9	1,7552	0,0386	-0,0076	-1,435	0,876	1,14
20	45,3	1,6556	0,0877	-0,0260	-2,162	0,969	1,03
			SUMA	-0,0008			

Tabla 31: Media, desvió estándar y coeficiente de asimetría de la serie. (Fuente: Elaboración propia).

MEDIA	DESVIO	asimetria
2,0	0,14	-0,02

Tabla 32: Valores de frecuencia K. (Fuente: Elaboración propia).

g=0	TR	1,0101	1,25	2	5	10	25	50	100
	P(x)	99%	80%	50%	20%	10%	4%	2%	1%
		-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326

Tabla 33: Precipitación para tiempos de recurrencia 5-10 años. (Fuente: Elaboración propia).

Cálculo de precipitación para 5-10 años					
T.R	P(X)	P(x)%	K	$\log(x_i)=x\log+k*\sigma\log(X)$	X(mm)
5	0,2	20	0,842	2,07	116,68
10	0,1	10	1,282	2,13	134,05

Gibrat-Galton:

Para la aplicación del método de GIBRAT–GALTON debe considerarse el ajuste y la utilización en forma eminentemente gráfica y recordar la relación que vincula al tiempo de recurrencia (TR) como recíproco de la probabilidad mayor o igual:

$$TR_{(x_i)} = \frac{1}{P_{(x_i)}}$$

El método transforma la distribución normal en una función logarítmica de la forma:

$$Z_i = a.\log(X_i - X_0) + b$$

en la cual, a, X0 y b son tres constantes que permiten el ajuste adecuado de los datos de la serie a la función de distribución propuesta. La determinación de esas constantes se realiza en forma gráfica.

El término denominado frecuencia experimental (f) es equivalente al que anteriormente se denominó probabilidad de ocurrencia mayor o igual P(x). Se determina luego su complemento respecto de la unidad para obtener la frecuencia acumulada (F) que a su vez representa la probabilidad de ocurrencia de un valor menor o igual al analizado.

El valor de la variable tipificada (Zi) para cada término se obtiene ingresando en la tabla de distribución normal o de Gauss (Tabla N.º 1).

Luego se procede a la representación gráfica en papel aritmético-logarítmico de los valores (Xi-X0) en escala logarítmica y (Zi) en la escala decimal o aritmética.

Una vez trazada la recta correspondiente al ajuste logrado, se estará en condiciones de obtener los valores de la variable hidrológica analizada para los tiempos de recurrencia solicitados, ingresando con diferentes valores de la variable tipificada i z por la escala correspondiente, recordando que:

$$TR = \frac{1}{f} = \frac{1}{1-F}$$

En forma similar, en el caso que se quiera determinar la probabilidad de que un valor de la variable hidrológica sea igualado o superado en su Tiempo de Recurrencia, se debe proceder en

forma inversa, es decir, se ingresa a la gráfica por la escala logarítmica, se intercepta la recta y se obtiene el valor de la variable tipificada Z_i en el eje de las abscisas.

Tabla 34: Gibrat-Galton. (Fuente: Elaboración propia).

GIBRAT - GALTON					$X_0 = 0$	$X_0 = 10$	$X_0 = 20$	
Nº de orden m	Variable hidrológica X_i	Frecuencia experimental	Frecuencia acumulada	Z_i	$X_i - X_0$	$X_i - X_0$	$X_i - X_0$	Z_i
1	162,9	0,0476	0,9524	1,669	162,9	152,9	142,9	1,669
2	159,8	0,0952	0,9048	1,309	159,8	149,8	139,8	1,309
3	120,8	0,1429	0,8571	1,068	120,8	110,8	100,8	1,068
4	116,2	0,1905	0,8095	0,876	116,2	106,2	96,2	0,876
5	112,8	0,2381	0,7619	0,713	112,8	102,8	92,8	0,713
6	100,6	0,2857	0,7143	0,566	100,6	90,6	80,6	0,566
7	99,5	0,3333	0,6667	0,431	99,5	89,5	79,5	0,431
8	97,3	0,3810	0,6190	0,303	97,3	87,3	77,3	0,303
9	94,2	0,4286	0,5714	0,180	94,2	84,2	74,2	0,180
10	89,5	0,4762	0,5238	0,060	89,5	79,5	69,5	0,060
11	89,1	0,5238	0,4762	-0,060	89,1	79,1	69,1	-0,060
12	87,5	0,5714	0,4286	-0,180	87,5	77,5	67,5	-0,180
13	84,9	0,6190	0,3810	-0,303	84,9	74,9	64,9	-0,303
14	80,7	0,6667	0,3333	-0,431	80,7	70,7	60,7	-0,431
15	73,7	0,7143	0,2857	-0,566	73,7	63,7	53,7	-0,566
16	69,8	0,7619	0,2381	-0,713	69,8	59,8	49,8	-0,713
17	68,3	0,8095	0,1905	-0,876	68,3	58,3	48,3	-0,876
18	66,2	0,8571	0,1429	-1,068	66,2	56,2	46,2	-1,068
19	56,9	0,9048	0,0952	-1,309	56,9	46,9	36,9	-1,309
20	45,3	0,9524	0,0476	-1,669	45,3	35,3	25,3	-1,669

Tabla 35: Media y desvío estándar de la serie. (Fuente: Elaboración propia).

MEDIA	DESVIO
93,79	30,13

A continuación, se adjunta el gráfico de donde obtenemos los valores correspondientes a 5 y 10 años de recurrencia:

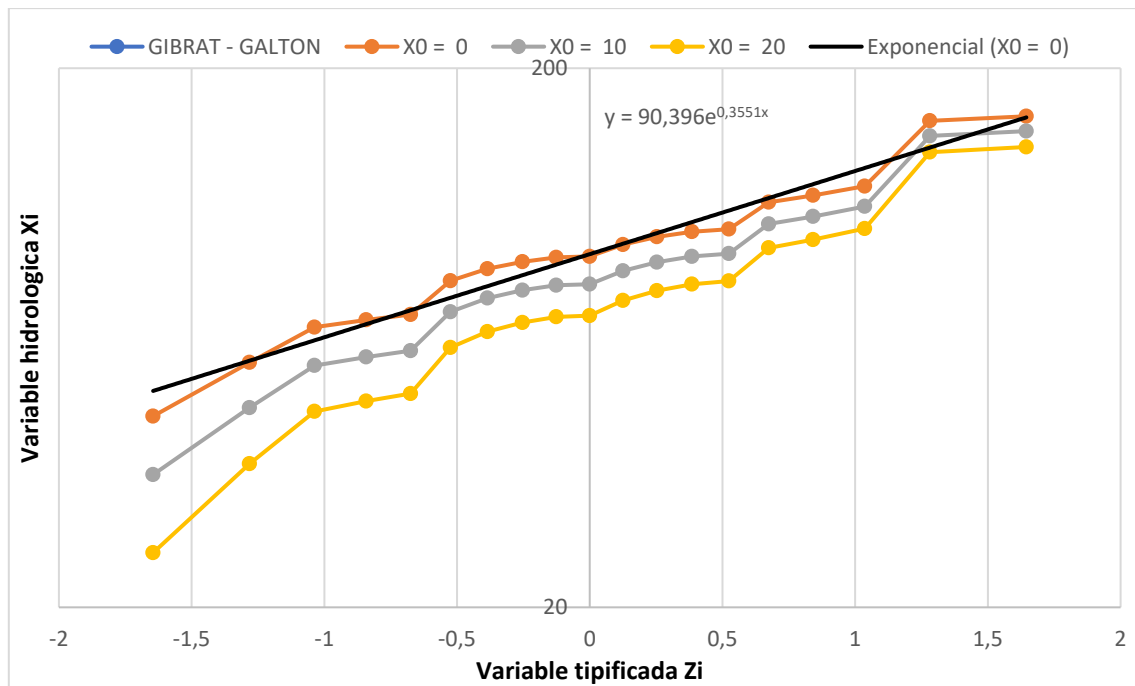


Figura 15: Gráfico Gibrat-Galton. (Fuente: Elaboración propia).

Tabla 36: Probabilidad para 5 y 10 años de recurrencia. (Fuente: Elaboración propia).

Del gráfico					
T. R	P(X)	F=1-P(X)	zi	(X-x0)mm	X mm
5	0,2	0,8	0,842	120,0	120,0
10	0,1	0,9	1,282	139,9	139,9

Verificación de la precisión del ajuste de las funciones de distribución de probabilidades a través del error cuadrático medio de la frecuencia (ECMF) y del error cuadrático medio de la variable (ECMV)

Finalmente se verifica la precisión del ajuste con cada una de las funciones de distribución de probabilidades desarrolladas a través del cálculo del ECMF y del ECMV.

Ambos errores son obtenidos de confrontar cada distribución teórica con los datos muestrales y son de utilidad para determinar la distribución de mejor ajuste.

Error cuadrático medio de la frecuencia ECMF:

$$ECMF = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{i(x_i)} - P_{j(x_i)})^2}{n}}$$

Donde:

$P_{i(x_i)}$: frecuencia experimental correspondiente a un valor de la variable xi

$P_{j(x_i)}$: frecuencia teórica correspondiente a una distribución j para la variable xi

n: longitud de la serie muestral analizada

Cada serie de valores anuales analizada tiene una distribución experimental relacionada con su longitud (n), lo cual permite asignar a cada uno de los términos ordenados que la componen, una frecuencia denominada experimental. Entre las varias fórmulas existentes para la valoración de dicha frecuencia experimental, se utilizará la de Weibull que ya ha sido aplicada en el método de Gibrat-Galton, donde:

$$f = \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

m: número de orden de cada valor de la variable

El valor de la frecuencia teórica o probabilidad de ocurrencia de cada término para el método de Gibrat-Galton deberá calcularse entrando en el gráfico con $x_i - x_0$, y con el valor de z_i ir a la tabla correspondiente para obtener F y luego $f = 1 - F$, que es el valor de frecuencia teórica a colocar en el cuadro. Para las distribuciones de Gumbel y Log-Pearson III se recurre directamente al gráfico, entrando con el valor de la variable hidrológica y calculando su probabilidad de ocurrencia. En el método de Gumbel se puede usar directamente la expresión de cálculo de probabilidad.

Tabla 37: ECMF. (Fuente: Elaboración propia).

ERROR CUADRATICO MEDIO DE LA FRECUENCIA								
Nº de orden m	Variable hidrológica X_i	Frecuencia experiment al $P_{(x_i)}$	Gumbel $P_{(x_i)}$	$[P(x_i) - P(x_j)]^2$	Log- Pearson III $P_{(x_i)}$	$[P(x_i) - P(x_j)]^2$	Gibrat - Galtón $P_{(x_i)}$	$[P(x_i) - P(x_j)]^2$
1	162,9	0,050	0,03	0,000	0,03	0,000	0,0427	0,000
2	159,8	0,100	0,03	0,004	0,03	0,004	0,0485	0,003
3	120,8	0,150	0,16	0,000	0,17	0,001	0,1949	0,002
4	116,2	0,200	0,19	0,000	0,21	0,000	0,2266	0,001
5	112,8	0,250	0,22	0,001	0,24	0,000	0,2514	0,000
6	100,6	0,300	0,34	0,002	0,38	0,006	0,3669	0,004
7	99,5	0,350	0,36	0,000	0,38	0,001	0,3821	0,001
8	97,3	0,400	0,38	0,000	0,40	0,000	0,4052	0,000
9	94,2	0,450	0,42	0,001	0,44	0,000	0,4404	0,000
10	89,5	0,500	0,49	0,000	0,50	0,000	0,5	0,000
11	89,1	0,550	0,50	0,003	0,50	0,002	0,504	0,002
12	87,5	0,600	0,52	0,006	0,53	0,006	0,5239	0,006
13	84,9	0,650	0,56	0,008	0,56	0,008	0,5596	0,008
14	80,7	0,700	0,63	0,006	0,62	0,007	0,6179	0,007
15	73,7	0,750	0,73	0,000	0,72	0,001	0,7123	0,001
16	69,8	0,800	0,79	0,000	0,78	0,000	0,7611	0,002
17	68,3	0,850	0,81	0,002	0,80	0,002	0,7823	0,005
18	66,2	0,900	0,84	0,004	0,81	0,007	0,8078	0,009
19	56,9	0,950	0,93	0,000	0,88	0,005	0,9032	0,002
20	45,3	1,000	0,99	0,000	0,97	0,001	0,975	0,001
$\sum [P_{(x_i)} - P_{(x_j)}]^2$			0,038		0,053		0,053	
ECMF [%]			4,489814154		5,271824811		5,26707449	

Error cuadrático medio de la variable ECMV:

$$ECMV = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_{i(P_i)} - X_{j(P_i)})^2}{n}}$$

Donde:

X_i : valor de la variable al que le corresponde una frecuencia experimental P_i

$X_{j(P_i)}$: valor teórico de la variable correspondiente a una distribución f para la frecuencia experimental P_i

Cada uno de los valores de la variable (X_j) se obtiene en las 3 distribuciones, entrando al gráfico correspondiente con el valor de probabilidad dado por la frecuencia experimental, e interceptando la recta o curva para así obtener el valor de la variable (X_j). En el caso de la distribución de Gumbel se puede hallar dicho valor en forma analítica, despejando el valor de la variable de la expresión de cálculo de la probabilidad. Para el método de Gibrat-Galtón, como ya se ha visto, a partir de F se calculó z por la tabla, y así poder entrar al gráfico, obteniendo $(x_i - x_0)$.

Tabla 38: ECMV. (Fuente: Elaboración propia).

ERROR CUADRATICO MEDIO DE LA VARIABLE								
Nº de orden m	Variable hidrológica X_i	Frecuencia experimental al $P_{(x_i)}$	Gumbel $X_{j(P_{xi})}$	$[X_i - X_{j(P_{xi})}]^2$	Log- Pearson III $X_{j(P_{xi})}$	$[X_i - X_{j(P_{xi})}]^2$	Gibrat - Galtón $X_{j(P_{xi})}$	$[X_i - X_{j(P_{xi})}]^2$
1	162,9	0,050	162,88	0,00	162,88	0,00	160,06	7,96
2	159,8	0,100	159,75	0,00	159,75	0,00	141,21	343,81
3	120,8	0,150	120,83	0,00	120,83	0,00	129,80	80,49
4	116,2	0,200	116,17	0,00	116,17	0,00	121,43	27,68
5	112,8	0,250	112,83	0,00	112,83	0,00	114,70	3,48
6	100,6	0,300	100,58	0,00	100,58	0,00	108,98	70,53
7	99,5	0,350	99,50	0,00	99,50	0,00	103,97	19,97
8	97,3	0,400	97,33	0,00	97,33	0,00	99,44	4,45
9	94,2	0,450	94,17	0,00	94,17	0,00	95,27	1,22
10	89,5	0,500	89,50	0,00	89,50	0,00	91,36	3,46
11	89,1	0,550	89,14	0,00	89,14	0,00	87,63	2,28
12	87,5	0,600	87,50	0,00	87,50	0,00	84,04	12,00
13	84,9	0,650	84,92	0,00	84,92	0,00	80,51	19,42
14	80,7	0,700	80,67	0,00	80,67	0,00	77,00	13,41
15	73,7	0,750	73,70	0,00	69,83	14,95	73,46	0,06
16	69,8	0,800	69,83	0,00	68,25	2,51	69,80	0,00
17	68,3	0,850	68,25	0,00	66,17	4,34	65,93	5,37
18	66,2	0,900	66,17	0,00	56,92	85,56	61,68	20,15
19	56,9	0,950	56,92	0,00	45,25	136,11	56,70	0,05
20	45,3	1,000	45,25	0,00	0,00	2047,56	50,02	22,74
$\sum [X_i - X_{j(P_{xi})}]^2$			0,00		2291,03		658,52	
ECMV			2,13966E-05		10,98092711		5,887175025	
ECMV [%]			0,002139658		1098,092711		588,7175025	

Para determinar la lluvia de diseño en el proyecto de loteo, se utilizaron cuatro métodos estadísticos:

Gauss, Gumbel, Log Pearson III, y Gibrat-Galton. El objetivo fue encontrar el método que mejor se ajustara a nuestra serie muestral.

Se calculó el error cuadrático medio (ECM) de la variable y la frecuencia para cada método. Los resultados mostraron que Gumbel y Log Pearson III presentaron el mismo ECM en la variable, lo que sugiere un ajuste similar en la distribución de la lluvia.

Sin embargo, al analizar el ECM de la frecuencia, se observó que Gumbel presentó un error significativamente menor en comparación con Log Pearson III. Esto indica que Gumbel es el método que mejor captura la variabilidad de la frecuencia de la lluvia en nuestra serie muestral.

En conclusión, los resultados sugieren que el método de Gumbel es el más adecuado para estimar la lluvia de diseño en este proyecto de loteo. Esto se debe a su capacidad para capturar tanto la distribución de la lluvia como la variabilidad de la frecuencia, lo que lo convierte en una herramienta valiosa para la planificación y diseño de proyectos de ingeniería hidrológica.

9.2. Método SCS

Antes de aplicar dicho método, es importante exponer la problemática de los suelos de llanura, especialmente en lo relativo al escurrimiento del agua, por tratarse de un tema relevante en la ingeniería civil y ambiental.

Comprender las dinámicas propias de los suelos de llanura antes de aplicar el método SCS resulta fundamental, especialmente para analizar las condiciones naturales que determinan el comportamiento del agua en estos territorios.

Reconocer la baja pendiente como una característica intrínseca del relieve, asociada a sistemas de baja energía, permite interpretar los movimientos del agua no como una problemática, sino como una realidad físico-natural a considerar al momento de planificar la ocupación del suelo.

Evaluar la aptitud del terreno para usos urbanos implica identificar factores como la permeabilidad, la capacidad de retención de agua y la dinámica de escurrimiento superficial, con el fin de diseñar soluciones que se adapten a la lógica propia del entorno.

Prever la acumulación temporal de agua, adaptar las infraestructuras al régimen hidrológico local y planificar drenajes acordes a estas condiciones son acciones necesarias para intervenir de manera sustentable.

Para intervenir racionalmente en contextos de llanura, es necesario adaptar las estrategias de gestión hídrica a las condiciones propias del relieve de baja energía, caracterizado por escurrimientos superficiales lentos, retención temporal de agua y predominio de movimientos verticales.

Diseñar soluciones que acompañen estos procesos naturales permite hacer compatible el uso urbano del suelo con la dinámica hídrica del ambiente. Algunas acciones a considerar incluyen:

- Implementar drenajes artificiales estratégicos: Incorporar canales, cunetas y alcantarillas para facilitar el movimiento del agua superficial en función de las pendientes existentes, sin alterar drásticamente la topografía natural.
- Mejorar las condiciones de infiltración: Incorporar materiales de mayor permeabilidad (como arena o grava) o técnicas de escarificación del suelo, para favorecer la infiltración en sectores donde se identifique un impedimento físico al ingreso del agua.
- Controlar procesos erosivos puntuales: Establecer coberturas vegetales o estructuras de retención en zonas donde el escurrimiento concentrado pueda generar remoción de suelo, siempre priorizando soluciones compatibles con el entorno.

Adaptar el proyecto a estas condiciones, en lugar de enfrentarlas como obstáculos, permite lograr un desarrollo urbano sostenible, funcional y respetuoso con la lógica del territorio.

Desarrollo del método de Servicio de Conservación de Suelos:

Estimación del volumen de escurrimiento directo generado por una precipitación

Para determinar el volumen de escurrimiento necesitamos estimar el valor del número de curvas (CN), el cual depende de las características tales como:

- Condición de humedad antecedente CHA: para determinarla se ingresa en la tabla número 1 de la guía de trabajos prácticos, teniendo el dato de las precipitaciones de los 5 días anteriores al día en estudio y sabiendo que la precipitación se produjo en una estación de crecimiento con desarrollo vegetativo se obtiene el tipo de condición que para nuestro caso es C.H.A. II, es decir una media.
- Uso de la tierra y condiciones del suelo: esto figura en la tabla 2 del Anexo. El uso de la tierra se refiere al tipo de cultivo (barbecho, cereales, pasto) y al tratamiento o practica (surcos, fajas de nivel) para cuatro grupos hidrológicos que se clasifican según la intensidad para infiltrar el agua, los cuales son: a) intensidad de infiltración alta, b) moderada, c) lenta, d) muy lenta. En los cuales se hace distinción entre condiciones hidrológicas deficientes, regulares y buenas.

Esta tabla está construida para una condición de humedad antecedente clase II donde $I_a = 0,2 * S$. Mediante el empleo de la tabla 3 del anexo se efectúa la corrección transformando los valores correspondientes de una humedad antecedente clase II a una de clase I o III. Conocido este valor se calculó el valor del escurrimiento directo Q.

Estimación del volumen de la laguna para una lluvia de 5 años de recurrencia:

Terreno sin intervención (58,2 ha):

A través de un análisis de fotointerpretación de imágenes satelitales, se determinó que la cobertura del suelo en la cuenca en su estado natural (sin intervención antrópica) se compone aproximadamente en un 70% por áreas boscosas y en un 30% por zonas de pastizales. Adicionalmente, se identificó que el tipo de suelo predominante presenta características arcillosas con baja permeabilidad, por lo que se lo clasifica dentro del Grupo Hidrológico C, según la clasificación establecida por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS). Esta caracterización del uso del suelo y de las condiciones hidrológicas permitió establecer los parámetros necesarios para la aplicación del método SCS clásico, a fin de estimar el escurrimiento superficial directo generado por una lluvia de diseño sobre la cuenca. El análisis se realizó sobre una superficie total de 58,2 hectáreas correspondientes al área sin urbanizar, utilizando los valores de Número de Curva (CN) apropiados para cada tipo de cobertura, condición hidrológica y por sobre todas las cosas adaptándolo a las características de los suelos de la zona en estudio.

Tabla 39: CN. (Fuente: Servicio de conservación de suelos de los EEUU).

Uso de la tierra o cubierta	Tratamiento o práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
Cereales	en surco	deficientes	65	76	84	88
	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
Leguminosa muy densas o praderas en rotación	en surco	deficientes	66	77	85	89
	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	69	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
Pastos		deficientes	68	79	86	89
		regulares	49	69	79	84
		buenas	39	61	74	80
	en faja a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en faja a nivel	regulares	25	59	75	83
	en faja a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas (permanentes)		Buenas	30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

Tabla 40: Cuadro resumen CN ponderado. (Fuente: Elaboración propia).

USO DE TIERRA	CONDICION HIDROLOGICA	PARA CLASE II	Área[ha]	Área [%]	CN PONDERADO
BOSQUES	ByC: BUENAS	58,00	40,74	70,00	58,60
PASTOS	ByC: BUENAS	60,00	17,46	30,00	
			Total área= 58,20		

Calcular el CN ponderado:

$$CN = (58 \times 40,74 \text{ ha} + 60 \times 17,46 \text{ ha}) / 58,2 \text{ ha} = 58,6$$

Obtener la retención potencial máxima (S) en pulgadas:

$$S = 1000 / CN - 10 = 1000 / 58,6 - 10 = 7,06 \text{ pulgadas}$$

Convertir la lluvia de 115,48 mm a pulgadas:

$$P = 115,48 \text{ mm} / 25,4 = 4,55 \text{ pulgadas}$$

Verificar que $P > 0,2 \cdot S \rightarrow 4,55 > 0,728 \rightarrow$ aplicar la fórmula de escurrimiento:

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) = (4,55 - 1,412)^2 / (4,55 + 5,648) = 3,138^2 / 10,238 = 9,847 / 10,198 = 0,96 \text{ pulgadas}$$

Convertir el escurrimiento a mm:

$$Q = 0,96 \text{ pulgadas} \times 25,4 = 24,38 \text{ mm}$$

Calcular el volumen escurrido:

$$V = 24,38 \text{ mm} \times 58,2 \text{ ha} \times 10 = 14.233 \text{ m}^3$$

Terreno con intervención (58,2 ha):

Para el análisis hidrológico del área correspondiente al loteo urbanizado, se realizó una caracterización detallada del uso del suelo a través de fotointerpretación, identificándose los siguientes porcentajes sobre el total de 58,20 hectáreas: bosques (11,03%), pastos (25,75%), edificaciones (32,06%) y calles con cunetas (31,16%). Esta distribución refleja el impacto de la urbanización sobre la superficie original, incorporando superficies impermeables significativas que modifican sustancialmente el comportamiento del escurrimiento superficial.

Debido a que se trata de un entorno urbano consolidado, el análisis se realizó aplicando el método SCS adaptado para áreas urbanas, según los lineamientos del TR-55 (Technical Release 55) del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos. Este enfoque permite una estimación más precisa del escurrimiento superficial directo, teniendo en cuenta el efecto de superficies pavimentadas, techos, compactación del suelo y sistemas de drenaje urbanos.

Se adoptó, al igual que en el análisis del estado natural, un Grupo Hidrológico C para el suelo, en función de su naturaleza arcillosa y baja permeabilidad. A partir de los diferentes tipos de cobertura identificados, se asignaron los valores de Número de Curva (CN) correspondientes a cada uso del suelo urbano según la tabla específica del TR-55, y se calculó un CN ponderado representativo del conjunto del loteo.

Tabla 41: CN. (Fuente: United States Departamento of Agriculture).


 United States Department of Agriculture		Table 2-2a Runoff curve numbers for urban areas ^{1/}			
Cover description		Curve numbers for hydrologic soil group			
Cover type and hydrologic condition	Average percent impervious area ^{2/}	A	B	C	D
Fully developed urban areas (vegetation established)					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) ^{3/} :					
Poor condition (grass cover < 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50% to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover > 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) ^{4/}		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-inch sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
1/8 acre or less (town houses)	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
2 acres	12	46	65	77	82
Developing urban areas					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) ^{5/}					
		77	86	91	94
Idle lands (CN's are determined using cover types similar to those in table 2-2c).					
^{1/} Average runoff condition, and I _a = 0.2S. ^{2/} The average percent impervious area shown was used to develop the composite CN's. Other assumptions are as follows: impervious areas are directly connected to the drainage system, impervious areas have a CN of 98, and pervious areas are considered equivalent to open space in good hydrologic condition. CN's for other combinations of conditions may be computed using figure 2-3 or 2-4. ^{3/} CN's shown are equivalent to those of pasture. Composite CN's may be computed for other combinations of open space cover type. ^{4/} Composite CN's for natural desert landscaping should be computed using figures 2-3 or 2-4 based on the impervious area percentage (CN = 98) and the pervious area CN. The pervious area CN's are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition. ^{5/} Composite CN's to use for the design of temporary measures during grading and construction should be computed using figure 2-3 or 2-4 based on the degree of development (impervious area percentage) and the CN's for the newly graded pervious areas.					

Tabla 42: Cuadro resumen CN ponderado. (Fuente: Elaboración propia).

USO DE TIERRA	CONDICION HIDROLOGICA	PARA CLASE II	Área[ha]	Área [%]	CN PONDERADO
BOSQUES	ByC: BUENAS	58,00	6,42	11,03	73,83
PASTOS	C: BUENAS	60,00	14,98	25,75	
EDIFICACIONES	C: BUENAS	80,00	18,66	32,06	
CALLES y CUNETAS	C: BUENAS	84,50	18,14	31,16	
		Total área=	58,20		

Calcular el CN ponderado:

$$CN = (58 \times 6,42 + 60 \times 14,98 + 80 \times 18,66 + 84,5 \times 18,14) / 58,2 = 73,83$$

Obtener la retención potencial máxima (S):

$$S = 1000 / 73,83 - 10 = 3,55 \text{ pulgadas}$$

Verificar $P > 0,2S \rightarrow 4,55 > 0,398 \rightarrow$ aplicar la fórmula:

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) = (4,55 - 0,71)^2 / (4,55 + 2,84) = 3,84^2 / 7,39 = 14,74 / 7,39 = 1,99 \text{ pulgadas}$$

Convertir a mm:

$$Q = 1,99 \times 25,4 = 50,5 \text{ mm}$$

Calcular el volumen escurrido:

$$V = 50,5 \text{ mm} \times 58,2 \text{ ha} \times 10 = 29.483 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de la laguna de retardo.

Obtener el volumen adicional generado por la urbanización:

$$\Delta V = V \text{ urbanizado} - V \text{ natural} = 29.483 \text{ m}^3 - 14.233 \text{ m}^3 = 15.250 \text{ m}^3$$

Se concluye que ese es el volumen que debe ser almacenado por la laguna de retardo para mantener el mismo régimen hidrológico previo a la intervención del loteo. Evitar así sobredimensionar o subdimensionar la obra, eligiendo el volumen de la laguna de forma justificada y técnica.

Estimación del volumen de la laguna para una lluvia de 10 años de recurrencia:

Cabe aclarar que para esta situación lo único que cambia es la precipitación de diseño, por ende, los porcentajes de usos de suelo se mantienen iguales al caso anterior.

Terreno sin intervención (58,2 ha):

Calcular el CN ponderado:

$$CN = (58 \times 40,74 \text{ ha} + 60 \times 17,46 \text{ ha}) / 58,2 \text{ ha} = 58,6$$

Obtener la retención potencial máxima (S) en pulgadas:

$$S = 1000 / CN - 10 = 1000 / 58,6 - 10 = 7,06 \text{ pulgadas}$$

Convertir la lluvia de 134,05 mm a pulgadas:

$$P = 133,12 \text{ mm} / 25,4 = 5,24 \text{ pulgadas}$$

Verificar que $P > 0,2S \rightarrow 5,24 > 1,412 \rightarrow$ aplicar la fórmula de escurrimiento:

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) = (5,24 - 1,412)^2 / (5,24 + 5,648) = 3,828^2 / 10,88 = 14,65 / 10,88 = 1,35 \text{ pulgadas}$$

Convertir el escurrimiento a mm:

$$Q = 1,35 \text{ pulgadas} \times 25,4 = 34,29 \text{ mm}$$

Calcular el volumen escurrido:

$$V = 34,29 \text{ mm} \times 58,2 \text{ ha} \times 10 = 19.886 \text{ m}^3$$

Terreno con intervención (58,2 ha):

Calcular el CN ponderado:

$$CN = (58 \times 6,42 + 60 \times 14,98 + 80 \times 18,66 + 84,5 \times 18,14) / 58,2 = 73,83$$

Obtener la retención potencial máxima (S):

$$S = 1000 / 73,83 - 10 = 3,55 \text{ pulgadas}$$

Verificar $P > 0,2S \rightarrow 5,24 > 0,71 \rightarrow$ aplicar la fórmula:

$$Q = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S) = (5,24 - 0,71)^2 / (5,24 + 2,84) = 4,53^2 / 8,08 = 20,52 / 8,08 = 2,54 \text{ pulgadas}$$

Convertir a mm:

$$Q = 2,54 \times 25,4 = 64,52 \text{ mm}$$

Calcular el volumen escurrido:

$$V = 64,52 \text{ mm} \times 58,2 \text{ ha} \times 10 = 37.585 \text{ m}^3$$

Determinación del volumen de la laguna de retardo

Obtener el volumen adicional generado por la urbanización:

$$\Delta V = V \text{ urbanizado} - V \text{ natural} = 37.585 \text{ m}^3 - 19.886 \text{ m}^3 = 17.699 \text{ m}^3$$

Tenemos presente que las cunetas también almacenan agua de lluvia favoreciendo al reservorio, en ese sentido se presenta el cálculo del volumen de agua almacenado por las mismas:

$$\text{Perímetro total de Mz 1 a 23 excepto la Mz 5, 14 y 19} = 20 \times 2 \times (91,4 + 190,21) \text{ m} = 11.264,4 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro total Mz 5, 14 y 19} = 3 \times 2 \times (190,21 + 61,88) \text{ m} = 1.512,54 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro total de manzanas perimetrales (a hasta ñ)} = 2 \times 593,08 \text{ m} + 870,51 \text{ m} = 2.056,67 \text{ m}$$

$$\text{Sección cuneta} = 0,4 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} = 0,20 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen total almacenado por cunetas} = (11264,4 + 1512,54 + 2056,67) \text{ m} \times 0,2 \text{ m}^2 = 2.966,72 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total almacenado por los canales 1 a 4} = (0,5 \times 0,4) \text{ m}^2 \times (173 + 110 + 208 + 225) \text{ m} = 716 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total almacenado por el canal principal} = (1,8 \times 1,25) \text{ m}^2 \times (213) \text{ m} = 479,25 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total almacenado extra: } 2.966,72 \text{ m}^3 + 716 \text{ m}^3 + 479,25 \text{ m}^3 = 4161,97 \text{ m}^3$$

9.3. Diseño hidráulico de la laguna de retardo

La laguna de retardo proyectada tiene como función principal mitigar el impacto hidrológico del desarrollo urbano del Loteo Wagner, atenuando el escurrimiento superficial hacia el sistema receptor. Su diseño se basa en la aplicación del método SCS para estimar el volumen de retención necesario, considerando eventos de diseño con un período de retorno de 5 años.

Características geométricas

La laguna fue proyectada con las siguientes dimensiones:

Superficie en planta: 100 m x 70 m

Profundidad máxima: 2 m

Taludes laterales: 1:1 (pendiente 45°)

Estas características geométricas permiten disponer de un volumen total de almacenamiento de 14.028,99 m³.

Condición de disponibilidad del volumen útil

Para garantizar que el volumen útil se encuentre completamente disponible al momento del evento de diseño, la laguna deberá mantenerse normalmente con un nivel de agua inferior al labio del vertedero de descarga. Cabe mencionar que se adopta un vertedero rectangular de 1,80 m de ancho y 1,25 m de profundidad (Ver figura 24). En caso de adoptarse un nivel permanente por encima del fondo, ya sea por criterios ambientales o paisajísticos, deberá aumentarse la capacidad total del reservorio, de forma que el volumen comprendido entre ese nivel y el vertedero sea al menos igual al volumen de diseño requerido.

Análisis de capacidad y verificación frente a lluvias más severas

El volumen de retención requerido fue estimado en 15.250 m³ para una lluvia con período de retorno de 5 años. Este valor supera levemente la capacidad geométrica de la laguna (14.028,99 m³), pero al considerar los volúmenes adicionales almacenados en otros elementos del sistema—2.966,72 m³ en cunetas y 1.195,25 m³ en canales de entrada y salida—la capacidad total disponible asciende a 18.190,96 m³, lo que permite satisfacer holgadamente el volumen de diseño.

Asimismo, se evaluó el comportamiento del sistema frente a un evento más extremo, correspondiente a una lluvia con período de retorno de 10 años, que genera un volumen de escurrimiento estimado en 17.699 m³. Esta verificación adicional demuestra que la laguna, en conjunto con las obras complementarias de retención, posee una capacidad total de almacenamiento suficiente incluso frente a precipitaciones más severas, otorgando un margen de seguridad adecuado y validando el criterio adoptado en el diseño.

Se adjuntan la planta, los cortes de las diferentes secciones LM del reservorio siguiendo el eje longitudinal del reservorio y los volúmenes excavados correspondiente a cada uno de ellos.

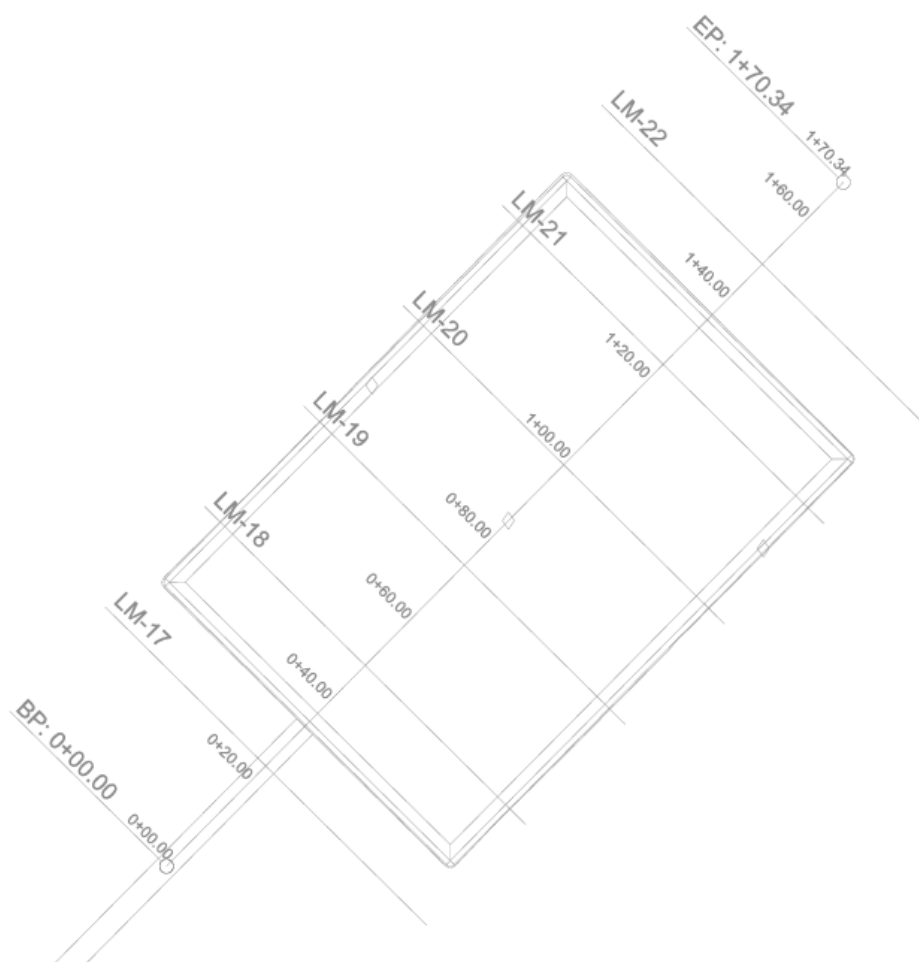


Figura 16: Planta Reservorio-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 17: Perfil transversal Reservorio LM 17-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 18: Perfil transversal Reservoirio LM 18-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).

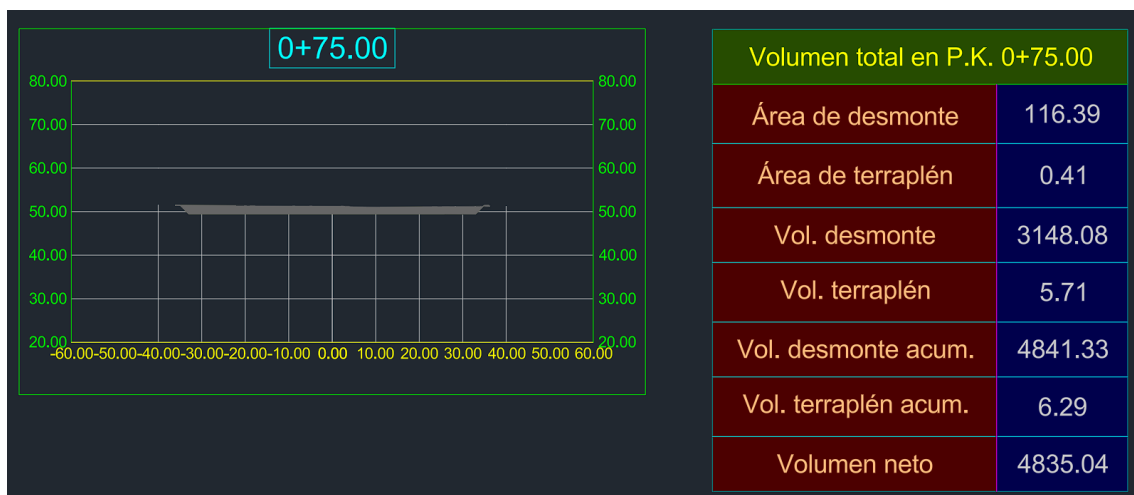


Figura 19: Perfil transversal Reservoirio LM 19-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 20: Perfil transversal Reservoirio LM 20-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 21: Perfil transversal Reservoirio LM 21-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).

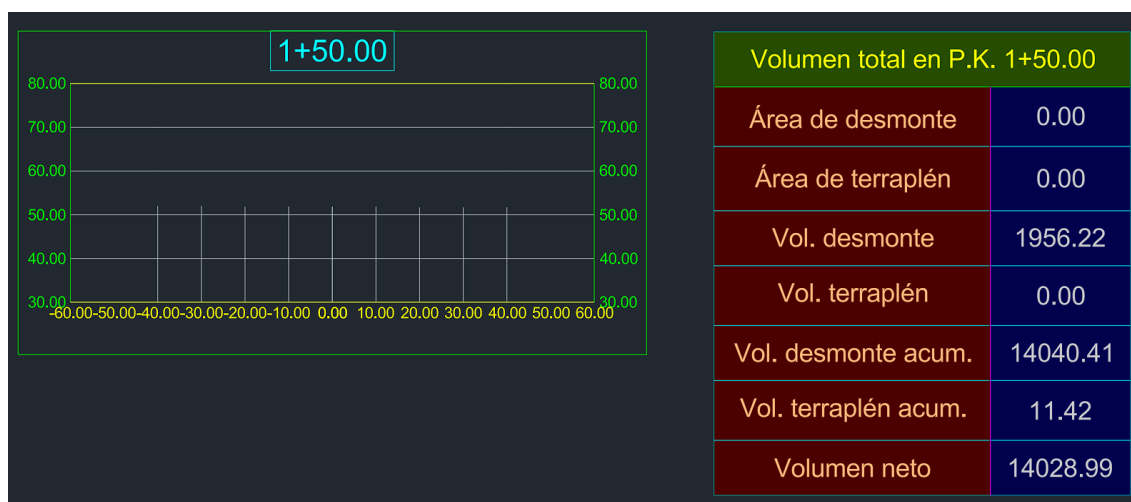


Figura 22: Perfil transversal Reservoirio LM 22-Civil Cad 3D 2023. (Fuente: Elaboración propia).

Ahora bien, para caracterizar hidráulicamente el comportamiento del reservorio ante eventos de escurrimiento, es necesario establecer una serie de relaciones funcionales entre variables claves. Entre las más relevantes se encuentran: la curva altura–caudal erogado, la curva altura–superficie y, a partir de ambas, la curva caudal erogado–almacenamiento.

La relación altura–caudal erogado se obtiene a partir del análisis del vertedero del sistema, considerando su geometría, tipo (rectangular, trapezoidal, cresta ancha, etc.) y coeficientes de descarga asociados. Esta curva permite determinar el caudal evacuado en función de la altura del agua sobre la cresta del vertedero, siendo un elemento clave para el diseño y verificación de la capacidad de evacuación del sistema. En esencia, esta relación representa la capacidad de descarga del reservorio frente a diferentes niveles hídricos.

Por otro lado, la relación altura–superficie describe cómo varía el área del espejo de agua en función del nivel. Esta relación depende directamente de la morfología del reservorio y es esencial para calcular el volumen de almacenamiento asociado a cada altura, a través de una integración incremental.

Combinando ambas curvas, es posible construir la relación caudal erogado–almacenamiento, que resulta fundamental para los modelos hidrológicos que consideran almacenamiento

temporal. Esta última relación permite analizar la respuesta del sistema ante distintos escenarios de ingreso de caudal y evaluar la eficiencia del reservorio como estructura de atenuación de crecidas.

A continuación, se presentan las tablas de las relaciones anteriormente mencionadas:

Tabla 43: Relación cota-caudal. (Fuente: Elaboración propia).

H(m)	Q(m ³ /s)
49,9	0
50	0,00
50,1	0,00
50,2	0,00
50,3	0,00
50,4	0,00
50,5	0,00
50,6	1,06
50,7	1,30
50,8	1,55
50,9	1,82
51	2,10
51,1	2,39
51,2	2,69
51,3	3,01
51,4	3,34
51,5	3,68

Tabla 44: Relación cota-volumen. (Fuente: Elaboración propia).

Relación cota- volumen	
H(m)	vol(m ³)
49,5	0,00
49,6	635,22
49,7	1273,69
49,8	1915,41
49,9	2560,38
50	3208,63
50,1	3860,14
50,2	4514,92
50,3	5172,99
50,4	5834,35
50,5	6499,00
50,6	7166,95
50,7	7838,21
50,8	8512,78
50,9	9190,66

51	9871,88
51,1	10556,42
51,2	11244,29
51,3	11935,51
51,4	12630,08
51,5	13328,00

Tabla 45: Relación cota-superficie. (Fuente: Elaboración propia).

Relación cota-superficie	
H(m)	Superficie(m2)
49,5	0,00
49,6	6352,21
49,7	6368,44
49,8	6384,69
49,9	6400,96
50	6417,25
50,1	6433,56
50,2	6449,89
50,3	6466,24
50,4	6482,61
50,5	6499,00
50,6	6515,41
50,7	6531,84
50,8	6548,29
50,9	6564,76
51	6581,25
51,1	6597,76
51,2	6614,29
51,3	6630,84
51,4	6647,41
51,5	6664,00

Tabla 46: Relación caudal-almacenamiento. (Fuente: Elaboración propia).

Q(m3/s)	S(m3/s*día)
0,00	0,0296
0,00	0,0371
0,00	0,0447
0,00	0,0523
0,00	0,0599
0,00	0,0675
0,00	0,0752
1,06	0,0830
1,30	0,0907

1,55	0,0985
1,82	0,1064
2,10	0,1143
2,39	0,1222
2,69	0,1301
3,01	0,1381
3,34	0,1462
3,68	0,1543

De igual manera determinamos " μ " según Hamilton – Smith

$$\mu = 0,616 \left(1 - \frac{b}{10B}\right)$$

$$\mu = 0,616 \left(1 - \frac{1}{18}\right)$$

$$\mu = 0,582$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot \mu \cdot b \cdot h^{3/2}$$

Figura 23: Fórmula de caudal erogado vertedero rectangular utilizada en los cálculos. (Fuente: Hamilton-Smith).

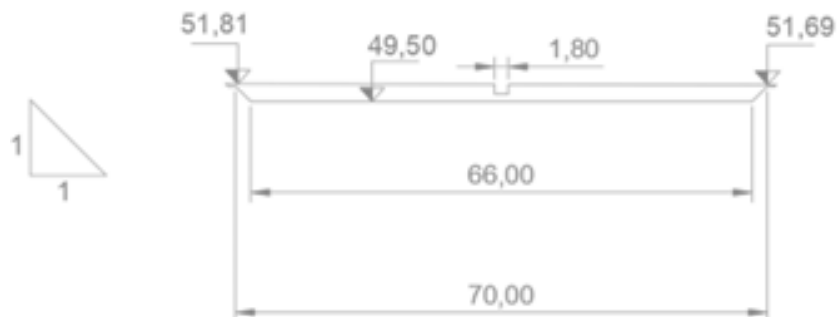


Figura 24: Esquema vertedero rectangular. (Fuente: Elaboración propia).

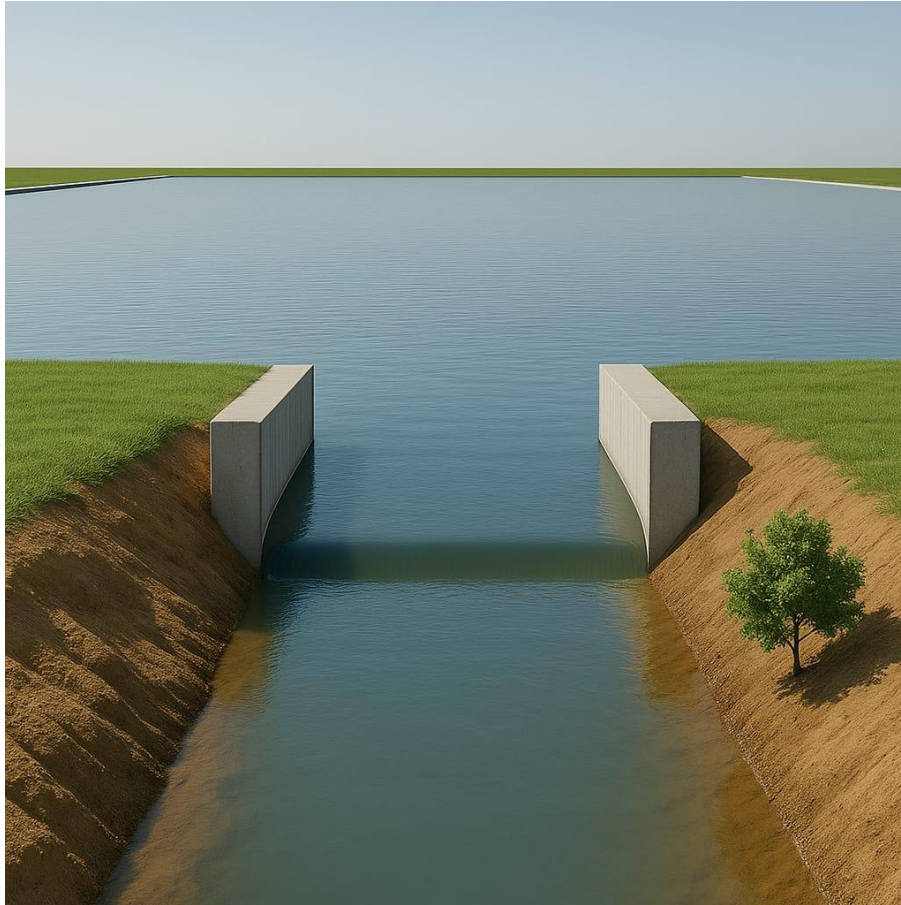


Figura 25: Esquema laguna, vertedero y canal. (Fuente: Elaboración propia).

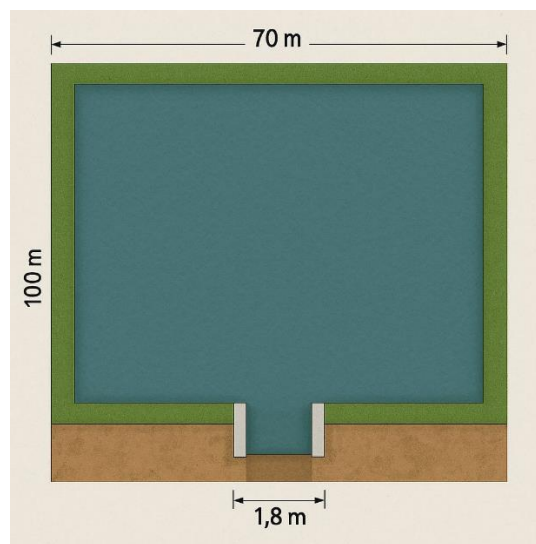


Figura 26: Esquema planta de laguna. (Fuente: Elaboración propia).

Se observa en la siguiente imagen del año 2009 donde se tuvo un total acumulado de 219 mm de precipitación en el mes de octubre, donde se ve que nuestro loteo no recibe aportes de cuencas externas al mismo.



Figura 27: Google Earth- Octubre 2009. (Fuente: Elaboración propia).

Como vemos el loteo Wagner se localiza en el ámbito de la cuenca baja del río Negro, la cual abarca extensas llanuras con escasa pendiente y procesos de escurrimiento superficial dominados por eventos pluviales intensos.

Históricamente, el área del loteo participaba del régimen hidrológico de esta cuenca, drenando de manera difusa hacia el sur/sureste mediante escurrimientos superficiales. El nuevo desarrollo urbano reorganiza esta escorrentía mediante canales y una laguna de retardo, pero no introduce un flujo artificial hacia otra cuenca, por lo que no constituye un trasvase entre cuencas en sentido estricto.

Analizando el impacto hidrológico señalamos los siguientes aspectos:

- Pertenencia a la misma cuenca: Dado que el loteo ya formaba parte de la cuenca baja del río Negro, el escurrimiento pluvial que ahora se encauza no representa un aporte externo. Esto significa que el balance hídrico de la cuenca no se ve alterado de manera significativa.
- Laguna de retardo: La presencia de una laguna de retardo permite retrasar y reducir los caudales pico, mitigando el impacto en la infraestructura existente (cunetas, alcantarillas, canales).
- Reducción del riesgo aguas abajo: Al controlar los picos de escurrimiento, el sistema contribuye a disminuir el riesgo de erosión, anegamientos e inundaciones en los tramos inferiores del sistema de drenaje.

Entonces se puede concluir que el loteo Wagner, al mantenerse dentro de los límites naturales de la cuenca baja del río Negro y al implementar un sistema de regulación hídrica mediante laguna de retardo, no genera un impacto hidrológico significativo aguas abajo. El proyecto representa una mejora en la gestión del escurrimiento, ya que canaliza de forma controlada el flujo que anteriormente era difuso y potencialmente caótico en eventos extremos.

Por lo tanto, se puede afirmar que el proyecto no implica un trasvase intercuenas, sino una optimización del escurrimiento dentro de una misma unidad hidrográfica, lo cual constituye una intervención sustentable desde el punto de vista hidrológico.

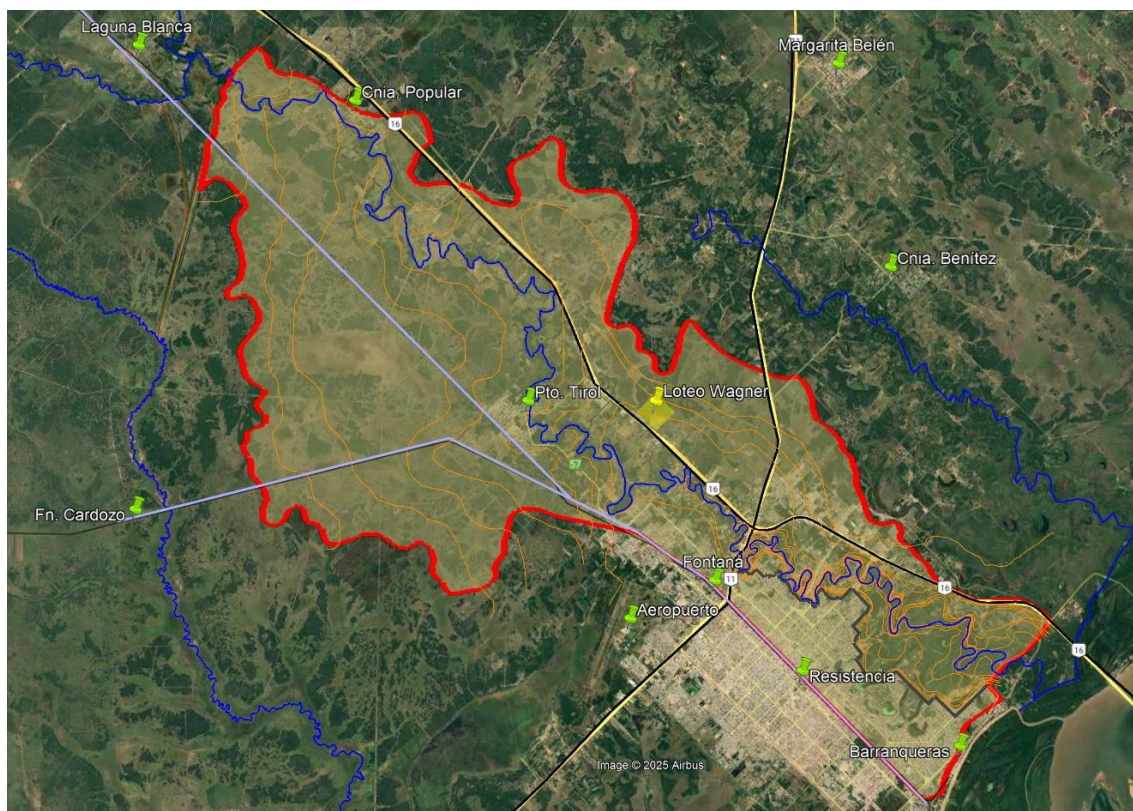


Figura 28: Cuenca baja del Rio Negro. (Fuente: APA).

9.4. Hidrología Urbana

La Hidrología Urbana es la disciplina que estudia la ocurrencia distribución y circulación del agua en las ciudades, su evolución en el tiempo considerando sus características físicas y también químicas y bacteriológicas, y particularmente su relación con los habitantes y el medio ambiente urbano, con el objeto de lograr una disposición ordenada y racional dentro del ciclo hidrológico de las áreas densamente ocupadas.

En una cuenca urbana, se reduce la infiltración, percolación, escurrimiento subsuperficial y subterráneo; con el consiguiente aumento del volumen de escorrentía superficial. Además, la urbanización altera el patrón espacial de flujo e incrementa la eficiencia hidráulica a través de la reducción de rugosidades, lo cual conlleva a un incremento en la velocidad del escurrimiento y por lo tanto a una reducción del tiempo de retardo. Todo esto hace que una cuenca, después de la urbanización, se torne más sensible a lluvias intensas de corta duración.

Una de las estructuras más importantes para el control de las aguas de escurrimiento pluvial es una adecuada red de conductos que drene el agua de lluvia hacia cuerpos receptores. La red de conductos cumple la función de transportar la escorrentía producida por una lluvia de diseño, con el objetivo de crear condiciones razonables de tránsito vehicular y peatonal durante lluvias frecuentes.

El objetivo del presente consiste en diseñar la red drenaje de la zona en estudio, con la utilización de las curvas IDF de Resistencia Chaco, separados a una distancia aproximadamente 12 km de Puerto Tirol.

Metodología para el diseño de una red de desagües pluviales urbanos

El proceso metodológico de diseño tiene como objetivo disponer de una adecuada red de conductos que drene, ordenadamente y en tiempos compatibles con la demanda urbana, el agua de lluvia hacia los cuerpos receptores.

- Proteger la vida, la salud y los bienes de las personas, que constituye lo que se conoce como Función Básica. (Orsolini, Zimmermann y Basile, 2017)
- Permitir el tránsito vehicular y peatonal en lluvias frecuentes, que es la denominada Función Complementaria. (Orsolini, Zimmermann y Basile, 2017)

El proyecto del sistema, por lo tanto, debe contemplar:

- Selección del Diámetro de los conductos
- Determinación de las pendientes de los conductos, siguiendo el criterio de respetar en la mayor medida posible la pendiente del terreno natural, lo que permitiría tener profundidades de excavación bastante uniformes en la colocación y garantizar mejores condiciones para la descarga en el cuerpo receptor
- Distribución y localización apropiada de conductos, bocas de tormenta y bocas de registro
- El Caudal máximo de diseño, que en la mayoría de los casos recomienda utilizar el Método Racional

Criterios básicos para la formulación del proyecto de conductos

1. Se considera el flujo en conductos a superficie libre para los caudales de diseño (Qd).
2. Diámetro del conducto: el menor diámetro comercial disponible con capacidad para conducir el Qd.
3. Los conductos requieren una tapada mínima, para protección de su estructura por cargas externas.
4. En cualquier boca de registro, el diámetro aguas abajo deberá ser mayor que el diámetro de aguas arriba, para evitar efectos de remanso que generen retardos en la conducción.
5. Debe verificarse una Velocidad mínima de escurrimiento para Autolimpieza.
6. Debe controlarse una Velocidad máxima para prevenir erosión interna.
7. El Sistema de conductos es una red dendrítica con brazos que convergen hacia aguas abajo, tratando de simular el proceso natural.

9.4.1. Método Racional

El Método Racional, al que la literatura inglesa atribuye a Lloyd-George en 1906, si bien los principios del mismo fueron establecidos por Mulvaney en 1850, se usa prácticamente en todos los proyectos de drenaje vial, urbano o agrícola, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello es recomendable que su uso se limite a Cuencas con extensiones inferiores a las 250 ha (Chow, Maidment y Mays, 1988).

El Método Racional es utilizado para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño, y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la Determinación de Caudales Máximos.

La expresión utilizada por el mismo es:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde:

Q: Caudal máximo [m³/s]

C: Coeficiente de escorrentía, adimensional, es el parámetro por excelencia del método, y requiere una estimación detallada de sus valores para cuencas Rurales y Urbanas.

I: Intensidad de la Lluvia de Diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y con frecuencia compatible con el período de retorno seleccionado para el diseño (Curvas de I-D-F) [mm/h]

A: Área de la cuenca. [ha]

La mayoría de los autores (Chow, Maidment y Mays, 1988) -(Viessman, W., y Lewis, G.L. ,1996)-(Linsley, R.K., Franzini, J.B., Freyberg, D.L., y Tchobanoglous, G. ,1992) que hacen referencia al uso del Método Racional coinciden

en señalar las siguientes limitaciones:

- Proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente para el diseño;
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- El Método Racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.
- Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad, esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad antecedente del suelo, etc.
- Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la escorrentía superficial.

Premisas para la utilización del método racional

Respetar la limitación de aplicarlo solamente a cuencas pequeñas, cuyas superficies no superen los 2,5 km². Analizar el Coeficiente de Escorrentía C de modo que su adopción resulte de haber evaluado en la cuenca:

- Impermeabilidad.
- Almacenamiento superficial.
- Intensidad de precipitación.

- Pendiente del plano de escurrimiento de la cuenca.
- Vegetación.

En el caso de áreas heterogéneas, con sensibles variaciones en el uso del suelo, resulta conveniente calcular un Coeficiente de Escorrentía Ponderado.

La Intensidad Media Máxima de lluvia es otro de los factores fundamentales de la fórmula racional, la cual se obtiene a partir de las curvas Intensidad -Duración Frecuencia, para una duración del evento $D = t_c$, tiempo de concentración de la cuenca, en minutos u horas. Asimismo, la frecuencia resulta inversa al tiempo de retorno, por lo que $f = 1/TR$ y $TR = 2 - 10$ años

Por otra parte, el tiempo de concentración es la dimensión adoptada para la duración del evento de diseño y por lo tanto resulta importante considerar cómo está determinado el mismo.

$$t_c = t_m + t_{cu} + t_{co}$$

t_m = tiempo de flujo mantiforme, o escurrimiento sobre terreno natural, que en un área urbana lo forman el movimiento del agua en patios, lotes baldíos, plazas y espacios abiertos, estacionamientos, etc.

t_{cu} = tiempo de flujo en cunetas o zanjas.

t_{co} = tiempo de flujo en conductos

El Tiempo de Concentración (t_c) puede ser definido como el mayor tiempo alcanzado para los diferentes recorridos posibles del agua en la cuenca, hasta alcanzar el punto de salida. Cuando se carece de los datos de campo que permitirían resolver la expresión anterior, se recurre a fórmulas empíricas.

Dimensionamiento de conductos

Para seleccionar los diámetros de conductos de alcantarillado en áreas urbanas, se calcula el diámetro mínimo requerido y se elige el siguiente diámetro comercial disponible.

Una vez que se ha calculado el caudal máximo de diseño que debe transportar el conducto utilizando la fórmula racional, se determina el diámetro D requerido para conducir dicho caudal, partiendo de una dimensión de sección circular, que resulta la de mayor eficiencia para el transporte.

Es usual suponer que el conducto transporta lleno bajo condiciones gravitacionales, pero que no se presuriza, y entonces la pendiente de fricción (S_f) iguala a la pendiente del conducto (S_o), por lo que la capacidad puede calcularse utilizando la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R h^{\frac{2}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}}$$

$$A = \frac{\pi * \Phi^2}{4}$$

$$Pm = \pi * \Phi$$

$$Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{\Phi}{4}$$

$$Q = \frac{0,312}{n} * \Phi^{\frac{8}{3}} * S_o^{\frac{1}{2}}$$

$$\Phi = \left[\frac{3,21 * n * Q}{S_o^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Expresión que es válida para Q en m³/s y Φ en metros en el Sistema Internacional de unidades.

A partir de los datos topográficos representados en el plano, se representan los sentidos de escurrimientos de las calles y luego el área de aporte correspondiente.

Para determinar el caudal máximo de diseño se utilizaremos el método racional, el cual fue descripto al principio del capítulo. Con dicho caudal se establecerán las dimensiones de las bocas de tormenta y el diámetro de los conductos.

Área de Aporte de la Cuenca: 58,2 ha

La intensidad media máxima se determina a partir de las curvas Intensidad Duración-Frecuencia, en este caso de la Ciudad de Resistencia Chaco. Para ello es necesario hallar el tiempo de concentración de la cuenca, que se calcula como la suma de los tiempos de escurrimiento mantiforme (no encauzado) y el tiempo de flujo canalizado (encauzado). Para esta ocasión se utiliza la fórmula de Kirpich:

- Fórmula de Kirpich: Desarrollada a partir de información de SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10 %): para flujos superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar a t_c por 0,4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0,2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

Cálculo del caudal:

Aplicando la fórmula de Kirpich en intervenciones del medio natural (urbanización alta o baja), se modifica la velocidad de escurrimiento, por lo que, en alta urbanización, a esa fórmula se le

aplica un coeficiente de 0,4 porque autores como (Viessman & Lewis, 1996) y (el TR-55 SCS, 1975) recomiendan ajustar el tiempo de concentración cuando cambian las condiciones de escurrimiento, especialmente en urbanización, y reconocen que los métodos empíricos como Kirpich requieren ajustes si se aplican fuera del contexto rural original. En nuestro caso al no tener calles asfaltadas, tomamos un coeficiente de 0,5 de alta densidad de viviendas.

$$Qp = 0,275 \times C \times I \times A$$

Siendo:

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad de lluvia ($\frac{mm}{h}$)

A: área de aporte de la cuenca (km²)

El coeficiente de escorrentía se seleccionó con la ayuda de la siguiente tabla considerando las características de nuestro loteo: C=0,34

Tabla 47: Coeficientes de escorrentía. (Fuente: Hidrología Aplicada-Vente Chow).

Coefficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Característica de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre</i> (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio</i> (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena</i> (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58

La intensidad media máxima se determina a partir de las curvas Intensidad Duración-Frecuencia, en este caso del AMGR Chaco período 1960-2019 confeccionada por APA que posteriormente utilizaremos en los cálculos. Para ello es necesario hallar el tiempo de concentración de la cuenca. Para esta ocasión se calcula con la fórmula de Kirpich-1940 y la de la onda cinemática:

Kirpich-1940:

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

Donde:

Tc: es el tiempo de concentración expresado en (mín.);

L: es la longitud del curso (Km)

S: la pendiente media longitudinal del curso en (m/m).

Tabla 48: Pendiente media de la longitud del curso. (Fuente: Elaboración propia).

Longitud (m)	cota entrada (m)	cota salida (m)	ΔH (m)	Pendiente Si (m/m)
1.300	52,65	51,7	0,95	0,000731

$$t_c = 3,989 \times (1,3^{0,77}) \times (0,000731^{-0,385}) = 78,70 \text{ min}$$

Ecuaciones de onda cinemática Morgali y linsley (1965), Aron y Erborge (1973):

$$t_c = \frac{0,94 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{(i^{0,4} S^{0,3})}$$

Siendo:

L: longitud del flujo superficial [pies]

n: rugosidad de Manning

i: intensidad de precipitación [pulg/h]

S: pendiente promedio del terreno [pies/pie]

Dicho método requiere de un proceso iterativo ya que tanto i como t_c son incógnitas, entonces para poder realizar la primera iteración nos valemos de la de precipitación correspondiente al t_c obtenido por Kirpich.

1era iteración: $t_c=78,70$ min, $L= 4265,09$ pies, $n=0,023$, $S=0,000731$ pies/pie

$$i = \frac{2725,371}{(78,70+29,434)^{0,82}} = 58,56 \text{ mm/h} = 2,31 \text{ pulg/h}$$

$$t_c = \frac{0,94 \times 4265,09 \text{ pies}^{0,6} \times 0,023^{0,6}}{(2,31 \text{ pulg/h}^{0,4} \times 0,000731 \text{ pies/pie}^{0,3})} = 92,02 \text{ min}$$

2da iteración: $t_c=93$ min, $L= 4265,09$ pies, $n=0,023$, $S=0,000731$ pies/pie

$$i = \frac{2725,371}{(93+29,434)^{0,82}} = 52,89 \text{ mm/h} = 2,08 \text{ pulg/h}$$

$$t_c = \frac{0,94 \times 4265,09 \text{ pies}^{0,6} \times 0,023^{0,6}}{(2,08 \text{ pulg/h}^{0,4} \times 0,000731 \text{ pies/pie}^{0,3})} = 95,85 \text{ min}$$

3ra iteración: $t_c=96$ min, $L= 4265,09$ pies, $n=0,023$, $S=0,000731$ pies/pie

$$i = \frac{2725,371}{(96+29,434)^{0,82}} = 51,85 \text{ mm/h} = 2,04 \text{ pulg/h}$$

$$t_c = \frac{0,94 \times 4265,09 \text{ pies}^{0,6} \times 0,023^{0,6}}{(2,04 \text{ pulg/h}^{0,4} \times 0,000731 \text{ pies/pie}^{0,3})} = 96,61 \text{ min}$$

4ta iteración: $t_c=96,81$ min, $L= 4265,09$ pies, $n=0,023$, $S=0,000731$ pies/pie

$$i = \frac{2725,371}{(96,81+29,434)^{0,82}} = 51,57 \text{ mm/h} = 2,03 \text{ pulg/h}$$

$$t_c = \frac{0,94 \times 4265,09 \text{ pies}^{0,6} \times 0,023^{0,6}}{(2,03 \text{ pulg/h}^{0,4} \times 0,000731 \text{ pies/pie}^{0,3})} = 96,81 \text{ min}$$

Como la diferencia entre el t_c ingresado para el cálculo de intensidad de precipitación es despreciable con respecto al t_c calculado, se concluye que el $t_c=96,81$ min

Ecuación de retardo SCS

$$t_c = \frac{100 \times L^{0,8} \times \left[\left(\frac{1.000}{CN} \right) - 9 \right]^{0,7}}{1.900 \times S^{0,5}}$$

Siendo:

L : longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria del flujo) [pies]

S : pendiente promedio de la cuenca [%]

CN: número de curva SCS

$$tc = \frac{100 \times 4265,09 \text{ pies}^{0,8} \times \left[\left(\frac{1.000}{73,83}\right) - 9\right]^{0,7}}{1.900 \times 0,0731^{0,5}} = 450,27 \text{ min}$$

Se resume entonces que para estimar el tiempo de concentración de la cuenca del loteo Wagner (58,2 ha), se aplicaron distintos métodos con el objetivo de evaluar su adecuación a las características del sitio. Inicialmente, se utilizó la fórmula de Kirpich, que arrojó un tiempo de concentración de 78,70 minutos.

Si bien este método es recomendado principalmente para cuencas de montaña, se empleó este valor como punto de partida para el proceso iterativo del método de la onda cinemática.

Mediante esta metodología, que considera variables clave como la rugosidad del terreno, la pendiente, la longitud del flujo superficial y la intensidad de la precipitación, se obtuvo un tiempo de concentración de 96,81 minutos. Esta estimación se consideró más representativa del comportamiento del escurrimiento superficial en una cuenca urbanizada, ubicada en una zona de llanura, pero con un curso de flujo definido de 1300 metros.

Por otro lado, el método del SCS arrojó un valor de 450,27 minutos, que se consideró excesivamente elevado para las condiciones físicas y urbanas del sitio. En consecuencia, se adoptó el valor obtenido por la onda cinemática, al brindar una mejor representación de la dinámica hidrológica local.

Intensidad de Precipitación:

La Intensidad de Precipitación I [mm/h] se obtuvo a partir de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia).

$$i = \frac{A}{(Tc + B)^c}$$

Los parámetros intervinientes en la fórmula se los obtuvo de la tabla de período 1960-2019 confeccionada por el APA, siendo esta una relación matemática, generalmente empírica, entre la intensidad de una precipitación, su duración y la frecuencia con la que se observa. Para un Tiempo de Retorno igual a 5 años, los parámetros A, B y C toman los siguientes valores:

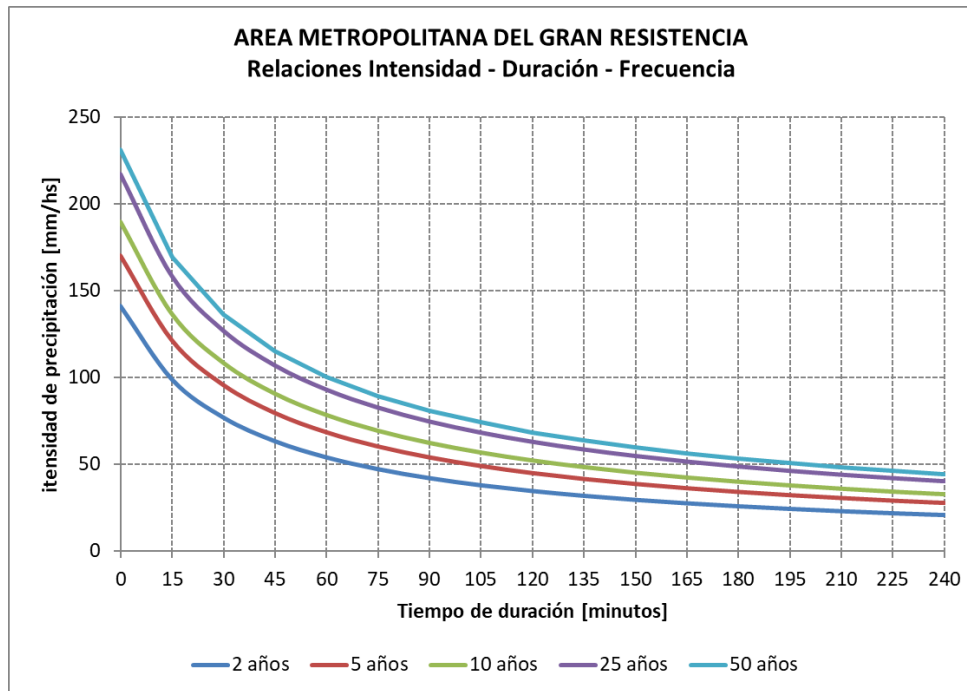


Figura 29: Curvas IDF del AMGR Período 1960-2019. (Fuente: APA).

Tabla 49: Parámetros de la intensidad. (Fuente: APA).

TR	5 años	
A	2725,371	
B	29,434	
C	0,82	
i	[mm/h]	Intensidad de lluvia
A, B, C	[-]	Parámetros de ajuste
Tc	[minutos]	Tiempo de duración

$$i = \frac{2725,371}{(96,81 + 29,434)^{0,82}} = 51,57 \text{ mm/h}$$

$$Q_p = 0,50 * 0,275 * 0,34 * 51,57 * 0,582 = 1,40 \frac{m^3}{s}$$

Con el caudal pico para la cuenca, y de modo de simplificado se pondero uniformemente el mismo por unidad de superficie, y teniendo en cuenta que diseñamos las manzanas con una dimensión de 100 por 200 metros entre ejes de calles, es decir 2 hectáreas, con este valor de superficie se pudo inferir el caudal que cada manzana aportará por cada frente. Además, el área perimetral se subdivide en dos, una de 0,4 ha y otra de 0,8 ha.

- Caudal por hectárea: $Q_p/A = \frac{1,40 \frac{m^3}{s}}{58,2 \text{ ha}} = 0,024 \frac{m^3}{s \cdot ha}$
- Caudal por Manzana: $0,024 \frac{m^3}{s \cdot Ha} * 2 \text{ ha} = 0,048 \frac{m^3}{s}$
- Caudal por frente: $0,048 \frac{m^3}{s} / 4 = 0,012 \frac{m^3}{s}$
- Caudal por frente perimetral (100 m): $0,024 \frac{m^3}{s \cdot ha} * 0,4 \text{ ha} = 0,0096 \frac{m^3}{s}$

- Caudal por frente perimetral (200 m): $0,024 \frac{m^3}{s \cdot ha} * 0,8 \text{ ha} = 0,0192 \frac{m^3}{s}$
- Caudal por Manzana Av.: $0,024 \frac{m^3}{s \cdot ha} * 1,37 \text{ ha} = 0,0329 \frac{m^3}{s}$
- Caudal por frente Av.: $0,0329 \frac{m^3}{s} / 4 = 0,0082 \frac{m^3}{s}$

A continuación, se procede a calcular la capacidad de transporte de la cuneta. Este elemento, que actúa como un canal, recibe los excesos provenientes de las manzanas.

Determinación Cuneta de Calle de Tierra

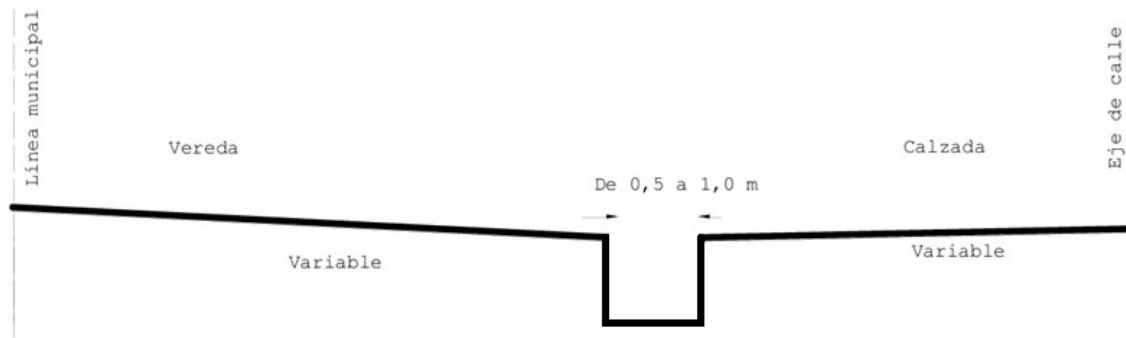


Figura 30: Esquema cuneta. (Fuente: Elaboración propia).

Por Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

El tratamiento para este caso es semejante a la hidráulica de canales abiertos sin revestimiento, teniendo en cuenta las situaciones particulares que presentan en una cuadra con cunetas en la cual se tienen un número variable de entradas vehiculares, las que generalmente son de caños de hormigón circular o de mampostería con tableros de madera u hormigón.

Valores de n de Manning que pueden ser utilizados:

Tabla 50: Coeficiente de Manning. (Fuente: Ven Te Chow 1959).

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140

Con la ayuda de la tabla y considerando que se realizará un mantenimiento que mejorará las condiciones de escurrimiento $n=0,0023$ correspondiente a una cuneta limpia.

Tabla 51: Método Racional. (Fuente: Elaboración propia).

Cálculo hidráulico cuneta							
Manzana	Cota calle de tierra		Longitud tramo[m]	Pendiente tramo[m/m]	Caudal[m ³ /s]		Verifica
	Inicio[m]	Fin[m]			Frete	Cuneta	
1	53,57	53,05	100	0,0012	0,012	0,086	SI
	53,47	52,4	100	0,0067	0,012	0,204	SI
	53,57	53,07	200	0,0005	0,012	0,056	SI
	53,45	52,4	200	0,00325	0,012	0,142	SI
2	53,57	53,05	100	0,0012	0,012	0,086	SI
	52,93	52,4	100	0,0013	0,012	0,090	SI
	53,45	52,4	200	0,00325	0,012	0,142	SI
	53,57	52,53	200	0,0032	0,012	0,141	SI
3	53,75	53,17	100	0,0018	0,012	0,106	SI
	53,3	52,53	100	0,0037	0,012	0,152	SI
	53,57	52,53	200	0,0032	0,012	0,141	SI
	53,75	52,9	200	0,00225	0,012	0,118	SI
4	53,75	53,15	100	0,002	0,012	0,112	SI

	53,49	52,9	100	0,0019	0,012	0,109	SI
	53,75	52,9	200	0,00225	0,012	0,118	SI
	53,55	53,09	200	0,0003	0,012	0,043	SI
5	53,55	51,88	100	0,0127	0,0082	0,281	SI
	53,54	53,04	100	0,001	0,0082	0,079	SI
	53,55	53,09	200	0,0003	0,0082	0,043	SI
	53,49	51,88	200	0,00605	0,0082	0,194	SI
6	52,36	51,88	100	0,0008	0,012	0,071	SI
	53,52	53,09	100	0,0003	0,012	0,043	SI
	53,49	51,88	200	0,00605	0,012	0,194	SI
	53,52	51,96	200	0,0058	0,012	0,190	SI
7	53,57	51,96	100	0,0121	0,012	0,275	SI
	53,68	53,12	100	0,0016	0,012	0,100	SI
	53,52	51,96	200	0,0058	0,012	0,190	SI
	53,77	53,28	200	0,00045	0,012	0,053	SI
8	53,77	53,25	100	0,0012	0,012	0,086	SI
	53,68	53,21	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	53,77	53,28	200	0,00045	0,012	0,053	SI
	53,65	53,21	200	0,0002	0,012	0,035	SI
9	53,65	52,35	100	0,009	0,012	0,237	SI
	53,61	53,14	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	53,65	53,21	200	0,0002	0,012	0,035	SI
	53,54	52,35	200	0,00395	0,012	0,157	SI
10	53,47	52,4	100	0,0067	0,012	0,204	SI
	52,82	51,66	100	0,0076	0,012	0,218	SI
	53,47	52,42	200	0,00325	0,012	0,142	SI
	52,8	51,66	200	0,0037	0,012	0,152	SI
11	52,93	52,4	100	0,0013	0,012	0,090	SI
	52,37	51,66	100	0,0031	0,012	0,139	SI
	52,8	51,66	200	0,0037	0,012	0,152	SI
	52,93	51,97	200	0,0028	0,012	0,132	SI
12	53,3	52,53	100	0,0037	0,012	0,152	SI
	52,62	51,97	100	0,0025	0,012	0,125	SI
	52,93	51,97	200	0,0028	0,012	0,132	SI
	53,3	52,22	200	0,0034	0,012	0,146	SI
13	53,49	52,9	100	0,0019	0,012	0,109	SI
	53	52,22	100	0,0038	0,012	0,154	SI
	53,3	52,22	200	0,0034	0,012	0,146	SI
	53,49	52,6	200	0,00245	0,012	0,124	SI
14	53,54	53,09	100	0,0005	0,0082	0,056	SI
	53	52,55	100	0,0005	0,0082	0,056	SI
	53,49	52,6	200	0,00245	0,0082	0,124	SI
	53,49	52,55	200	0,0027	0,0082	0,130	SI
15	53,52	53,09	100	0,0003	0,012	0,043	SI
	52,95	52,51	100	0,0004	0,012	0,050	SI

	53,49	52,55	200	0,0027	0,012	0,130	SI
	53,62	52,51	200	0,00355	0,012	0,149	SI
16	53,68	53,12	100	0,0016	0,012	0,100	SI
	53,09	52,51	100	0,0018	0,012	0,106	SI
	53,62	52,51	200	0,00355	0,012	0,149	SI
	53,68	52,69	200	0,00295	0,012	0,136	SI
17	53,68	53,21	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	53,09	52,62	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	53,68	52,69	200	0,00295	0,012	0,136	SI
	53,61	52,62	200	0,00295	0,012	0,136	SI
18	53,61	53,14	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	53,02	52,4	100	0,0022	0,012	0,117	SI
	53,61	52,62	200	0,00295	0,012	0,136	SI
	53,54	52,4	200	0,0037	0,012	0,152	SI
19	53	52,55	100	0,0005	0,0082	0,056	SI
	52,6	51,98	100	0,0022	0,0082	0,117	SI
	53	51,98	200	0,0031	0,0082	0,139	SI
	52,95	52,2	200	0,00175	0,0082	0,104	SI
20	52,95	52,51	100	0,0004	0,012	0,050	SI
	52,6	52,15	100	0,0005	0,012	0,056	SI
	52,95	52,2	200	0,00175	0,012	0,104	SI
	52,91	52,15	200	0,0018	0,012	0,106	SI
21	53,09	52,51	100	0,0018	0,012	0,106	SI
	52,65	52,15	100	0,001	0,012	0,079	SI
	52,91	52,15	200	0,0018	0,012	0,106	SI
	53,09	52,22	200	0,00235	0,012	0,121	SI
22	53,09	52,62	100	0,0007	0,012	0,066	SI
	52,78	52,22	100	0,0016	0,012	0,100	SI
	53,09	52,22	200	0,00235	0,012	0,121	SI
	53,02	52,38	200	0,0012	0,012	0,086	SI
23	53,02	52,4	100	0,0022	0,012	0,117	SI
	52,78	51,74	100	0,0064	0,012	0,200	SI
	53,02	52,38	200	0,0012	0,012	0,086	SI
	52,8	51,74	200	0,0033	0,012	0,143	SI
a	52,82	51,87	200	0,00275	0,0192	0,131	SI
b	53,47	52,42	200	0,00325	0,0192	0,142	SI
c	53,57	53,07	200	0,0005	0,0192	0,056	SI
d	53,57	53,05	100	0,0012	0,0096	0,086	SI
e	53,57	53,05	100	0,0012	0,0096	0,086	SI
f	53,75	53,17	100	0,0018	0,0096	0,106	SI
g	53,75	53,15	100	0,002	0,0096	0,112	SI
h	53,55	51,88	100	0,0127	0,0096	0,281	SI
i	52,36	51,88	100	0,0008	0,0096	0,071	SI
j	53,77	51,96	100	0,0141	0,0096	0,296	SI
k	53,77	53,25	100	0,0012	0,0096	0,086	SI

l	53,65	52,35	100	0,009	0,0096	0,237	SI
m	53,54	52,35	200	0,00395	0,0192	0,157	SI
n	53,54	52,4	200	0,0037	0,0192	0,152	SI
ñ	52,8	51,74	200	0,0033	0,0192	0,143	SI

Con respecto a la velocidad máxima admisible teniendo en cuenta que nuestro suelo está compuesto de arcilla dura, vemos que las velocidades reales calculadas con Manning son inferiores al correspondiente valor de la siguiente tabla:

Tabla 52: Velocidades admisibles. (Fuente: "Food and Agriculture Organization of the United Nations")

Velocidades medias máximas admisibles del agua en canales y conducciones elevadas	
Tipo de suelo o de revestimiento	Velocidad media máxima admisible (m/s)
CANALES SIN REVESTIR	
Arcilla blanda o muy menuda	0.2
Arena pura muy fina o muy ligera	0.3
Arena suelta muy ligera o fango	0.4
Arena gruesa o suelo arenoso ligero	0.5
Suelo arenoso medio y légamo de buena calidad	0.7
Légamo arenoso, grava pequeña	0.8
Légamo medio o suelo aluvial	0.9
Légamo firme, légamo arcilloso	1.0
Grava firme o arcilla	1.1
Suelo arcilloso duro, suelo de grava común, o ardila y grava	1.4
Piedra machacada y ardila	1.5
Grava gruesa, guijarros, esquisto	1.8
Conglomerados, grava cementada, pizarra blanda	2.0
Roca blanda, capas de piedras, capa dura	2.4
Roca dura	4.0
CANALES REVESTIDOS	
Hormigón de cemento moldeado a pie de obra	2.5
Hormigón de cemento prefabricado	2.0
Piedras	1.6-1.8
Bloques de cemento	1.6
Ladrillos	1.4-1.6
Membrana de plástico sumergida	0.6-0.9
CONDUCCIONES ELEVADAS	
Hormigón o metal liso	1.5-2.0
Metal ondulado	1.2-1.8
Madera	0.9-1.5

Tabla 53: Verificación Velocidades en cuneta. (Fuente: Elaboración propia).

Mz	Frente	S terreno natural	Área[m ²]	Rh[m]	Q[m ³ /s]	Velocidad[m/s]
1	arriba	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
	abajo	0,007	0,200	0,154	0,204	1,022
	izquierda	0,001	0,200	0,154	0,056	0,279
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,142	0,712
2	arriba	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432

	abajo	0,001	0,200	0,154	0,090	0,450
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,142	0,712
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,141	0,706
3	arriba	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
	abajo	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,141	0,706
	derecha	0,002	0,200	0,154	0,118	0,592
4	arriba	0,002	0,200	0,154	0,112	0,558
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,109	0,544
	izquierda	0,002	0,200	0,154	0,118	0,592
	derecha	0,000	0,200	0,154	0,043	0,216
5	arriba	0,013	0,240	0,154	0,281	1,172
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,079	0,395
	izquierda	0,000	0,200	0,154	0,043	0,216
	derecha	0,006	0,200	0,154	0,194	0,971
6	arriba	0,001	0,200	0,154	0,071	0,353
	abajo	0,000	0,200	0,154	0,043	0,216
	izquierda	0,006	0,200	0,154	0,194	0,971
	derecha	0,006	0,200	0,154	0,190	0,951
7	arriba	0,012	0,200	0,154	0,275	1,373
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,100	0,499
	izquierda	0,006	0,200	0,154	0,190	0,951
	derecha	0,000	0,200	0,154	0,053	0,265
8	arriba	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	izquierda	0,000	0,200	0,154	0,053	0,265
	derecha	0,000	0,200	0,154	0,035	0,177
9	arriba	0,009	0,200	0,154	0,237	1,184
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	izquierda	0,000	0,200	0,154	0,035	0,177
	derecha	0,004	0,200	0,154	0,157	0,785
10	arriba	0,007	0,200	0,154	0,204	1,022
	abajo	0,008	0,200	0,154	0,218	1,088
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,142	0,712
	derecha	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
11	arriba	0,001	0,200	0,154	0,090	0,450
	abajo	0,003	0,200	0,154	0,139	0,695
	izquierda	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,132	0,661
12	arriba	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
	abajo	0,003	0,200	0,154	0,125	0,624
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,132	0,661
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,146	0,728

13	arriba	0,002	0,200	0,154	0,109	0,544
	abajo	0,004	0,200	0,154	0,154	0,770
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,146	0,728
	derecha	0,002	0,200	0,154	0,124	0,618
14	arriba	0,000	0,200	0,154	0,056	0,279
	abajo	0,000	0,200	0,154	0,056	0,279
	izquierda	0,002	0,200	0,154	0,124	0,618
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,130	0,649
15	arriba	0,000	0,200	0,154	0,043	0,216
	abajo	0,000	0,200	0,154	0,050	0,250
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,130	0,649
	derecha	0,004	0,200	0,154	0,149	0,744
16	arriba	0,002	0,200	0,154	0,100	0,499
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
	izquierda	0,004	0,200	0,154	0,149	0,744
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,136	0,678
17	arriba	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,136	0,678
	derecha	0,003	0,200	0,154	0,136	0,678
18	arriba	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,117	0,586
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,136	0,678
	derecha	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
19	arriba	0,000	0,200	0,154	0,056	0,279
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,117	0,586
	izquierda	0,003	0,200	0,154	0,139	0,695
	derecha	0,002	0,200	0,154	0,104	0,522
20	arriba	0,000	0,200	0,154	0,050	0,250
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,056	0,279
	izquierda	0,002	0,200	0,154	0,104	0,522
	derecha	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
21	arriba	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
	abajo	0,001	0,200	0,154	0,079	0,395
	izquierda	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
	derecha	0,002	0,200	0,154	0,121	0,605
22	arriba	0,001	0,200	0,154	0,066	0,330
	abajo	0,002	0,200	0,154	0,100	0,499
	izquierda	0,002	0,200	0,154	0,121	0,605
	derecha	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
23	arriba	0,102	0,200	0,154	0,011	0,055
	abajo	0,006	0,200	0,154	0,200	0,999
	izquierda	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432

	derecha	0,003	0,200	0,154	0,143	0,717
a	frente	0,003	0,200	0,154	0,131	0,655
b	frente	0,003	0,200	0,154	0,142	0,712
c	frente	0,001	0,200	0,154	0,056	0,279
d	frente	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
e	frente	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
f	frente	0,002	0,200	0,154	0,106	0,530
g	frente	0,002	0,200	0,154	0,112	0,558
h	frente	0,013	0,240	0,154	0,281	1,172
i	frente	0,001	0,200	0,154	0,071	0,353
j	frente	0,014	0,240	0,154	0,296	1,235
k	frente	0,001	0,200	0,154	0,086	0,432
l	frente	0,009	0,200	0,154	0,237	1,184
m	frente	0,004	0,200	0,154	0,157	0,785
n	frente	0,004	0,200	0,154	0,152	0,759
ñ	frente	0,003	0,200	0,154	0,143	0,717

9.4.2. Determinación de la Boca de Tormenta

Para el dimensionamiento de las bocas de tormentas de cordón, utilizamos la siguiente expresión:

$$Q = 1,7 * L * y^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

- Q: Caudal en m³ /s.
- L: longitud de la reja vertical en m.
- y: profundidad de la lámina.

$$L = \frac{Q}{1,7 * y^{\frac{3}{2}}}$$

Y= 0,40 m

En la siguiente tabla se muestra los valores obtenidos de la ecuación:

Tabla 54: Longitud de rejilla. (Fuente: Elaboración propia).

IMBRONAL	CAUDAL [m ³ /s]	LONGITUD CALCULADA[m]	LONGITUD ADOPTADA[m]
1	0,058	0,134	0,4
2	0,365	0,848	0,9
3	0,168	0,391	0,4
4	0,151	0,351	0,4

5	0,086	0,201	0,4
6	0,144	0,335	0,4
7	0,086	0,201	0,4
8	0,072	0,167	0,4
9	0,168	0,391	0,4
10	0,082	0,191	0,4

9.4.3. Dimensionamiento de los conductos

- Conductos de vinculación:

El agua captada por los Imbornales o Bocas de Tormentas necesita ser conducida hasta los conductos Secundarios y Principales, ello se lleva a cabo a través de los denominados conductos de vinculación. Los parámetros fundamentales son básicamente el material y la carga hidráulica.

Para el cálculo pueden ser utilizadas cualquiera de las fórmulas más conocidas, es decir apoyados por ejemplo en la ecuación de Manning cuando el conducto no está a presión, trabaja a sección llena y flujo uniforme, en estas condiciones el diámetro es:

$$D = \left(\frac{3,21 * Q * n}{\sqrt{S_0}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Adoptando pendiente del caño 0,02 y trabajando con el caudal que produce la mayor solicitud y obteniendo la rugosidad de la siguiente tabla:



Tabla 55: Coeficiente de Manning. (Fuente: Empresa Molecor).

Material	Prandtl-Colebrook		Hazen-Williams		Manning	
	k (mm)		c		n	
	Nueva	En servicio	Nueva	En servicio	Nueva	En servicio
PRFV	0,03	0,06	110	100	0,009	0,010
PVC	0,002	0,003	150	140	0,007	0,009
PVC-O	0,003	0,007	150	140	0,007	0,009



Figura 31: Tuberías Pead. (Fuente: Catalogo empresa Krah).

Tabla 56: Diámetro de caños. (Fuente: Catalogo empresa Krah).

Diámetro interno	PN1	PN2	PN3	PN4	PN5	PN6	PN8	PN10
DN/ID	Espesor							
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
300	4	4	6	8	10	12	16	20
400	4	6	8	11	13	16	22	27
500	4	7	10	13	17	20	27	34
600	4	8	12	16	20	24	32	40
700	5	9	14	18	23	28	37	47
750	5	10	15	20	25	30	40	50
800	6	11	16	21	26	32	43	54
900	6	12	18	24	30	36	48	60
1000	7	13	20	26	33	39	53	67
1100	7	14	22	29	36	43	58	74
1200	8	16	23	31	39	47	64	80
1300	9	17	25	34	42	51	69	87
1400	9	18	27	36	46	55	74	94
1600	11	21	31	42	52	63	85	107
Perfil								
Rigidez mínima (Kn/m²)	SN2				SN2			
Rigidez máxima (kN/m²)	Segun requerimiento de proyecto				Según requerimiento de proyecto			
Consulte por diámetros mayores y/o presiones intermedias								

Ocupando Manning por ser un conducto trabajando a gravedad, calculamos los diámetros de los conductos:

Tabla 57: Conductos de vinculación. (Fuente: Elaboración propia).

CONDUCTO SALIDA IMBORNAL	Q [m³/s]	So [m/m]	DIÁMETRO [m]	SE ADOPTA [mm]
1	0,058	0,02	0,19	400
2	0,365	0,02	0,38	400
3	0,168	0,02	0,28	400
4	0,151	0,02	0,27	400
5	0,086	0,02	0,22	400
6	0,144	0,02	0,27	400
7	0,086	0,02	0,22	400
8	0,072	0,02	0,21	400
9	0,168	0,02	0,28	400
10	0,082	0,02	0,22	400

- Conductos principales:

Estos conductos nacen a partir de la existencia del primer sumidero en el sistema de desagües, pueden ser de cualquier forma de sección, fundamentalmente se los debe diseñar para que trabajen a gravedad, con lo cual es aplicable por ejemplo la ecuación de Manning, con la única precaución de controlar muy bien las condiciones de borde fundamentalmente en zonas de poca pendiente de tal manera de no producir en el sistema efectos de remanso. A estos conductos

generalmente se los debe diseñar para que trabajen a gravedad, con lo cual es aplicable la ecuación de Manning:

$$D = \left(\frac{3,21 * Q * n}{\sqrt{S_o}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Este conducto fue trazado en el plano de la cuenca como también el conducto secundario que es el que lleva el agua de los imbornales más lejanos al conducto principal.

Luego se pasó a el cálculo de la pendiente de conducto principal.

Esa cota es: Cota salida=51,7 m, La longitud del conducto es L=1300m

Donde la cota de entrada al conducto principal del imbornal 5 es:

Cota imbornal 5= 52,65 m

Los cuales tienen una tapada de 40 cm en la calle de tierra y una pendiente de 0,002, y se los coloca sobre la vereda.

Entonces la cota de entrada al imbornal será:

Cota entrada= 52,65m-0,40m= 52,25m

Entonces se hace:

La pendiente entonces será: $S = (\text{cota entrada} - \text{cota salida}) / \text{longitud conducto} = (52,25 - 51,7) \text{ m} / 1100 \text{ m} = 0,0005 \text{ m/m}$

Entonces el conducto principal tiene una pendiente de 0,0005 m/m.

Tabla 58: Conducto Principal. (Fuente: Elaboración propia).

CONDUCTO PRINCIPAL				
TRAMO	Q [m ³ /s]	LONGITUD [m]	DIÁMETRO [m]	SE ADOPTA [mm]
1	0,086	400	0,39	600
2	0,230	200	0,56	600
3	0,317	300	0,63	700
4	0,557	140	0,78	800
5	0,790	35	0,88	900

Alcantarilla tubo de hormigón armado

Pieza prefabricada de hormigón, que lleva armadura con función estructural y presenta sección uniforme en toda su longitud interna, excepto en la proximidad de sus extremos. Las uniones se componen de un extremo macho, un extremo hembra e incorporan una junta elástica, además de la realización de alas externas cuya función es mejorar el ingreso del agua.

Tabla 59: Alcantarillas de H°A°. (Fuente: Empresa Viguetec).

CAÑOS	PESO	ESPESOR	LARGO ÚTIL	CARGA DE PRUEBA
Caño IRAM 400 x 1000	182 Kg	45 mm	1,00 m	2000 daN/m
Caño IRAM 600 x 1200	475 Kg	60 mm	1,20 m	3000 daN/m
Caño IRAM 800 x 1200	820 Kg	65 mm	1,20 m	3900 daN/m
Caño IRAM 800 x 1200	1120 Kg	80 mm	1,20 m	5200 daN/m
Caño Comercial 400 x 1000	180 Kg	45 mm	1,00 m	2000 daN/m
Caño Comercial 600 x 1200	470 Kg	60 mm	1,20 m	3000 daN/m
Caño Comercial 800 x 1200	815 Kg	65 mm	1,20 m	3900 daN/m
Caño Comercial 800 x 1200	815 Kg	65 mm	1,20 m	3900 daN/m

* Cabezales con guardarruedas para todas las medidas.

* CAÑOS IRAM FABRICADOS BAJO NORMA 11629. * HORMIGÓN H30

Para las esquinas se colocarán tubos prefabricados de hormigón armado con diámetro nominal de 400 excepto el cruce de calle que se encuentra entre la manzana 10 y 11 debido a que este transporta el caudal de 4 manzanas (Manzanas 2,3,11 y 12).

Tabla 60: Diámetro de alcantarillas. (Fuente: Elaboración propia).

TUBO PREFABRICADO DE CRUCE DE ESQUINA			
Q [m ³ /s]	LONGITUD [m]	DIÁMETRO [m]	SE ADOPTA [mm]
0,176	8	0,52	600

9.4.4. Canal principal de salida a cuneta RN 16

La laguna consta de un vertedero rectangular de 1,25 metro de alto por 1,8 metro de ancho que, considerando el máximo nivel del pelo de agua, erogará 3,68 m³/s que será el valor con el que se dimensionará este canal. Se realiza la verificación de la velocidad mediante la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{2}{3}} * (s)^{\frac{1}{2}}$$

Luego aplicando la ecuación de Manning, se determina el caudal máximo que puede transportar la sección hidráulica. La fórmula utilizada es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q: Caudal (m³/s)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

A: Área de la sección mojada (m²)

Rh: Radio hidráulico (m), definido como el cociente entre el área de la sección mojada y el perímetro mojado

S: Pendiente del canal (m/m)

Para el caso particular de una sección de canal rectangular, se consideró:

$A=hxl$, siendo h la profundidad del flujo y l el ancho del canal

$P_m=l+2h$, correspondiente al perímetro mojado

Al fijar la profundidad del canal en 1,25 m, se procede a despejar el ancho requerido para cumplir con un caudal de diseño de 3,68 m³/s, utilizando un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,023 correspondiente a un canal de tierra limpio y una pendiente longitudinal de 0,003 m/m. A partir de esta formulación, se determinó que el ancho necesario del canal es de 2,5 m.

Tabla 61: Canal principal. (Fuente: Elaboración propia).

Canal	Caudal (m ³ /s)	Ancho (m)	Profundidad (m)	n	Área (m ²)	P _m (m)	R _h (m)	L(m)	S(m/m)	V(m/s)
Principal	3,87	2,5	1,25	0,023	2,5	4,5	0,556	213	0,001	1,213

Luego se opta por revestir el canal con hormigón a fin de reducir las dimensiones del canal. Esta modificación implica una reducción del coeficiente de rugosidad, adoptando un valor correspondiente al hormigón acabado de 0,015 (ver tabla 36). Con este cambio, se garantiza un régimen hidráulico seguro y compatible con la durabilidad del canal ya que la máxima admisible para este tipo es de 2,5 m/s (ver tabla 26) y la que se tiene en estas condiciones en el canal es de 1,719 m/s.

Tabla 62: Coeficiente de Manning. (Fuente: Ven Te Chow).

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500

Tabla 63: Canal principal. (Fuente: Elaboración propia).

Canal	Q de ingreso (m3/s)	Ancho (m)	Profundidad (m)	n	Área (m2)	Pm (m)	Rh (m)	L(m)	S (m/m)	v (m/s)	Q máx que soporta (m3/s)
Principal	3,68	2	1,25	0,015	2,5	4,5	0,556	213	0,001	1,719	4,30

9.4.5. Canales secundarios de entrada a laguna

Del análisis de hidrología urbana se determinaron los caudales de diseño para dimensionar los canales 1, 2, 3 y 4, luego se procedió a la verificación de las velocidades admisibles en los mismos utilizando la ecuación de Manning como en el caso del conducto principal además de su capacidad máxima de transporte de agua.

Tabla 64: Canales secundarios de tierra. (Fuente: Elaboración propia).

Canal	Q de ingreso (m ³ /s)	Ancho (m)	Profundidad (m)	n	Área (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	L (m)	S (m/m)	V (m/s)	Q máx que soporta (m ³ /s)
Secundario 1	0,058	0,5	0,4	0,023	0,2	1,3	0,154	110	0,007	1,071	0,21
Secundario 2	0,365	1,1	0,4	0,023	0,44	1,9	0,232	173	0,003	0,933	0,41
Secundario 3	0,168	0,7	0,4	0,023	0,28	1,5	0,187	208	0,002	0,607	0,17
Secundario 4	0,790	2,3	0,4	0,023	0,92	3,1	0,297	225	0,003	0,999	0,92

En el cálculo de los canales secundarios, se obtuvieron dimensiones variables en función del caudal a conducir y de la pendiente longitudinal del terreno utilizando como base un revestimiento de tierra con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,023.

Sin embargo, al optar por revestir los canales con hormigón, se reducen significativamente las pérdidas por fricción, lo que permite disminuir el tamaño de las secciones transversales para un mismo caudal, debido a la mejora en la eficiencia hidráulica ($n=0,015$). Esta decisión no solo optimiza el diseño desde el punto de vista hidráulico, sino que también aporta ventajas constructivas y de mantenimiento.

Como solución general y con el objetivo de homogeneizar la obra, se propone ejecutar de hormigón todos los canales secundarios. Esto facilita la ejecución, mejora la durabilidad del sistema y reduce la dispersión de criterios constructivos dentro del proyecto.

Tabla 65: Canales secundarios de hormigón. (Fuente: Elaboración propia).

Canal	Q de ingreso (m ³ /s)	Ancho (m)	Profundidad (m)	n	Área (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	L (m)	S (m/m)	V (m/s)	Q máx que soporta (m ³ /s)
Secundario 1	0,058	0,5	0,4	0,015	0,2	1,3	0,154	110	0,007	1,643	0,33
Secundario 2	0,365	0,8	0,4	0,015	0,32	1,6	0,200	173	0,003	1,297	0,42
Secundario 3	0,168	0,6	0,4	0,015	0,24	1,4	0,171	208	0,002	0,879	0,21
Secundario 4	0,790	1,5	0,4	0,015	0,6	2,3	0,261	225	0,003	1,406	0,84

Se puede apreciar que las velocidades no superan la velocidad admisible para canales revestidos de hormigón de 2,5 m/s (ver tabla 26).

9.4.6. Verificación alcantarilla existente



Figura 32: Alcantarilla existente. (Fuente: Elaboración propia).

Debido a la topografía de la zona en que se realiza el análisis, se considera a la alcantarilla trabajando a flujo a superficie libre, con un flujo de funcionamiento subcrítico el 100% del tiempo. En el caso de que esta premisa no se cumpla, será necesario de realizar en la alcantarilla trabajos de mantenimiento y puesta en funcionamiento para mejorar el escurrimiento. No es objetivo de este trabajo especificar tales tareas, sino realizar un análisis hidráulico de funcionamiento en situaciones ideales de conservación. Para este caso, el caudal soportado por la alcantarilla será:

$$Q = C * A3 \sqrt{2 * g(Hr + So * L - y3 - Hf2 - 3)}$$

Con:

- C: Coeficiente de descarga.
- A3: Sección transversal de la alcantarilla
- Hr: Altura del pelo de agua en la entrada.
- S0: Pendiente del fondo de la alcantarilla.
- Hf: Perdida por fricción en la alcantarilla.
- L: Longitud del canal en dirección transversal.
- Y3: Tirante a la salida.

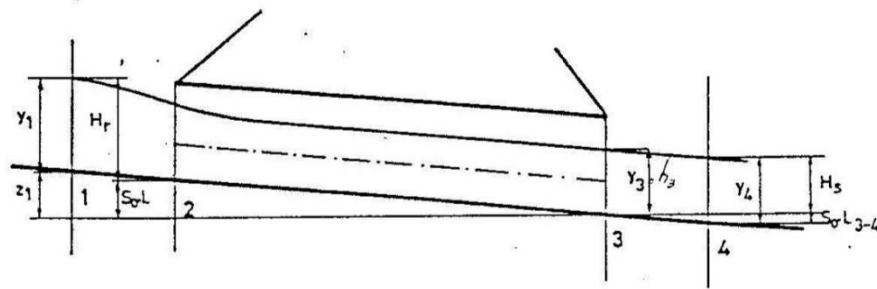


Figura 33: Flujo tipo 3. (Fuente: Patricia A. Llonch- Omar H. Serri)

$$Hf_{2-3} = \frac{Q^2 * n^2 * L}{A^2 * Rh^{(2/3)}}$$

- Con $Rh = \text{Área} / \text{Perímetro mojado}$.

Tabla 66: Dimensiones de Alcantarillas (Fuente: Plano Alcantarilla tipo-Anexo)

CUADRO 1 - ALCANTARILLA RECTA - DIMENSIONES

H (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	s (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)
0.50	0.45	0.20	0.84	$d = nL + (n-1)b + 1.414k$	VARIABLE S/CUADRO 2	0.15	0.33	0.09	0.20	1.36	1.19	0.25	0.08
0.75	0.45	0.25	1.04			0.15	0.29	0.07	0.25	1.61	1.47	0.38	0.10
1.00	0.45	0.25	1.23			0.15	0.29	0.07	0.25	1.88	1.74	0.51	0.10
1.25	0.60	0.30	1.44			0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	2.04	0.64	0.12
1.50	0.60	0.30	1.63			0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	2.31	0.77	0.12
1.75	0.65	0.35	1.83			0.25	0.47	0.11	0.35	2.81	2.59	0.90	0.14
2.00	0.70	0.40	2.03			0.30	0.52	0.11	0.40	3.09	2.87	1.03	0.14

Considerando el siguiente esquema de la alcantarilla con un alto superior a un metro, se tiene:

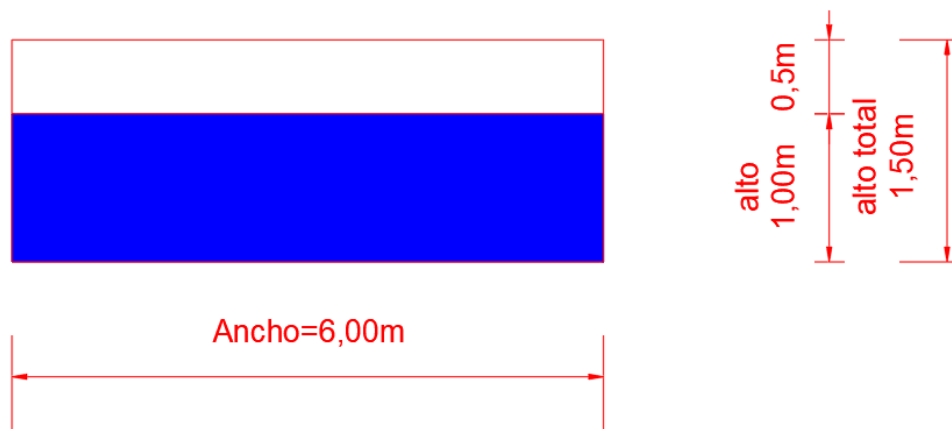


Figura 34: Nivel de agua dentro de la alcantarilla. (Fuente: Elaboración propia).

Se adoptan los siguientes parámetros.

Tabla 67: Cuadro resumen. (Fuente: Elaboración propia).

C	0,8	
Ao	9	m ²
g	9,8	m/s ²
Hr	1	m
So	0,04	m/m
L	48	m
y ₃	0,4	m
n	0,01	por ser H°
Amoj	6	m ²
Rh	0,75	m

Se obtienen los siguientes valores finales.

$$Hf^2 - 3 = Q^2 * 0,00039311$$

$$Q = 32,6 \frac{m^3}{s}$$

Tabla 68: Caudal soportado. (Fuente: Elaboración propia).

Alcantarilla KM 24,62	Ancho(m)	Alto(m)	Altura de Remanso (m)	Caudal Soportado(m ³ /s)
DNV 0-41211-I	6	1,5	1	32,6

La alcantarilla de nivelación soporta un caudal de $32,6 \frac{m^3}{s}$ y comparando con el máximo caudal que saldría del loteo es de $3,68 \frac{m^3}{s}$ vemos que el mismo representa un 11,84 % del anterior teniendo presente que la misma fue dimensionada para un tiempo de recurrencia de 50 años. Cabe destacar que los datos fueron obtenidos del inventario de Vialidad Nacional (VER PLANO ANEXO).

9.4.7. Solución final

Cálculo estimado del caudal erogado por el vertedero



Figura 35: Longitud vertedero natural. (Fuente: Elaboración propia).

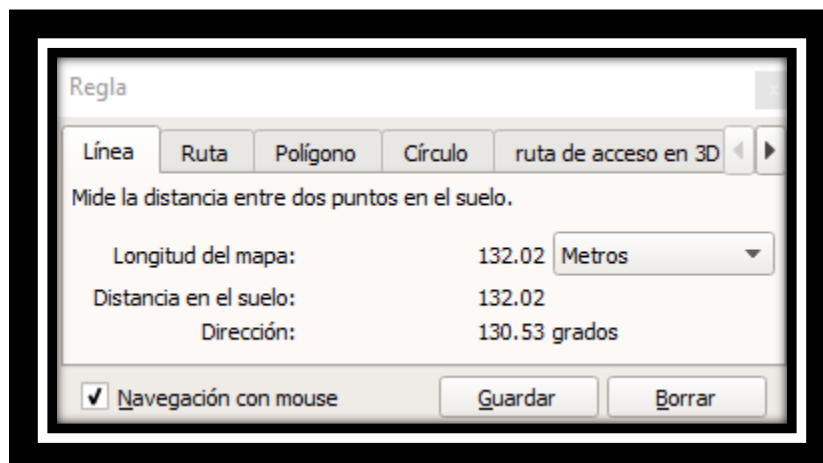


Figura 36: Datos de longitud vertedero natural. (Fuente: Google Earths).

En este apartado se presenta el cálculo del caudal que escurriría a través de una loma situada a la salida de la laguna Lapacho al lado del terreno en estudio. Se asume que esta loma funciona como un vertedero natural de pared gruesa, por lo que se aplica la fórmula clásica para cálculo de caudal en vertederos de este tipo.

La fórmula utilizada para calcular el caudal es:

$$Q = C \times L \times H^{3/2}$$

Donde:

- C es el coeficiente de descarga.
- L es la longitud efectiva del vertedero (m).
- H es la altura del agua sobre la cresta (m).

Este coeficiente C representa la eficiencia del vertedero y depende de la geometría de la cresta. Para vertederos de pared gruesa (cresta ancha con bordes verticales), el valor típico de C se encuentra entre 1.6 y 1.7.

El valor del coeficiente $C = 1.7$ se basa en referencias hidráulicas clásicas como (Henderson, F.M. (1966):

Este coeficiente es considerablemente mayor que el utilizado para vertederos de borde afilado, debido a la mayor eficiencia en el flujo causada por la pared gruesa que minimiza pérdidas.

La loma en cuestión se asimila a un vertedero natural de pared gruesa porque actúa como una barrera física que provoca un salto en el nivel del agua, permitiendo que el flujo escurrido se calcule mediante esta fórmula. La longitud del vertedero corresponde a la extensión de la loma a lo largo de la que el agua puede escurrir, que en este caso es de 132 metros.

La justificación para considerar alturas de lámina de agua entre 5 y 20 cm se basa en la observación directa del entorno de la loma. Tal como se aprecia en la imagen de campo, se trata de una zona alta con presencia de vegetación natural, incluyendo pastizales y árboles. Este tipo de cobertura vegetal, común en zonas de llanura con suelos poco compactados, permite suponer que los escurrimientos superficiales pueden alcanzar estos espesores sin formar cauces definidos, y en condiciones de saturación moderada.



Figura 37: Vegetación Laguna Lapacho. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 38: Vegetación Laguna Lapacho. (Fuente: Elaboración propia).

Se consideran las siguientes alturas del agua sobre la cresta (H) para evaluar diferentes escenarios de escurrimiento:

- 0.05 m (5 cm)
- 0.10 m (10 cm)
- 0.15 m (15 cm)
- 0.20 m (20 cm)

Se calcula el caudal para cada caso utilizando la fórmula mencionada y el coeficiente $C=1.7$.

Tabla 69: Cuadro resumen de las diferentes alturas del agua sobre la cresta. (Fuente: Elaboración propia).

Altura H (m)	Caudal Q (m ³ /s)
0,05	2,50
0,10	7,10
0,15	13,00
0,20	20,10

El sistema de drenaje pluvial proyectado para el loteo contempla una adecuada recolección y conducción de los escurrimientos superficiales, garantizando el manejo eficiente del agua de lluvia y su incorporación al sistema hidráulico regional.

El escurrimiento generado en el área urbanizada del loteo es captado a través de canales de desagüe pluvial que conducen el agua hacia una laguna de retardo ubicada en un sector estratégico del predio. Esta laguna, de dimensiones y características técnicas adecuadas para su función, recibe el aporte de cuatro ingresos principales, correspondientes a los canales de drenaje que colectan el agua proveniente del área urbanizada.

Una vez almacenada en la laguna, el agua es evacuada de manera controlada a través de un vertedero rectangular que descarga hacia una cuneta paralela a la Ruta Nacional N°16. Esta cuneta actúa como canal receptor y de conducción, permitiendo el desplazamiento del agua hacia una alcantarilla existente ubicada en el kilómetro 24,62 de dicha ruta. Finalmente, el agua

continúa su curso natural por medio de un canal existente y desemboca en el cauce del río Negro, cerrando así el ciclo de escurrimiento superficial del área intervenida.

Este sistema ha sido diseñado considerando criterios de sostenibilidad, seguridad hidráulica y preservación del entorno, minimizando el impacto sobre los cursos receptores y asegurando el correcto funcionamiento ante eventos pluviales de distintas recurrencias.

Cabe destacar que esta alcantarilla también recibe escurrimientos provenientes de una cuenca natural más extensa, cuyo aporte es atenuado parcialmente por la Laguna Lapacho, un cuerpo de agua natural que actúa como reservorio intermedio.

La laguna Lapacho, si bien carece de estudios topo-batimétricos detallados, presenta evidencia empírica de su capacidad de laminación. En particular, el análisis de imágenes satelitales correspondientes al evento hidrológico extremo de noviembre de 2009 revela una marcada expansión de su superficie libre, indicando una significativa capacidad de almacenamiento temporal. Esta dinámica permite inferir su rol como atenuador natural del caudal pico que alcanza la alcantarilla de descarga aguas abajo.

Paralelamente, la laguna de retardo artificial proyectada para el loteo complementa este efecto, disminuyendo aún más el caudal pico instantáneo derivado directamente del desarrollo urbano.

Considerando que el escurrimiento atenuado proveniente del loteo Wagner alcanzará un caudal máximo de $3,68 \text{ m}^3/\text{s}$, y que el aporte adicional del vertedero natural contribuye con $20,10 \text{ m}^3/\text{s}$, se estima un caudal total de diseño de $23,78 \text{ m}^3/\text{s}$. Dado el funcionamiento regulador de la laguna Lapacho, dicho caudal no impactará en su totalidad sobre la alcantarilla existente, cuya capacidad hidráulica se estima en $32,6 \text{ m}^3/\text{s}$, manteniéndose así dentro de parámetros aceptables de funcionamiento.

Conclusiones y Recomendaciones

La incorporación del nuevo loteo al sistema de drenaje natural fue abordada con criterios técnicos adecuados, mediante la construcción de una laguna de retardo pluvial que modera los caudales generados por la urbanización. Esta infraestructura cumple un rol clave en evitar que el escurrimiento ingrese de forma directa e inmediata a la alcantarilla existente, cuya capacidad hidráulica es limitada.

La Laguna Lapacho, por su parte, actúa como un segundo nivel de regulación natural, contribuyendo al control del caudal pico. Aunque no se cuenta con información topo-batimétrica detallada para determinar su volumen de almacenamiento con precisión, las evidencias satelitales del evento de 2009 respaldan su efectividad como reservorio.

No obstante, se recomienda:

- Monitorear el comportamiento del sistema en eventos intensos, especialmente en cuanto al nivel de servicio de la alcantarilla de salida.
- Evaluar la incorporación de mediciones topográficas de la Laguna Lapacho a futuro, para dimensionar su capacidad efectiva de almacenamiento.
- Considerar, si fuera necesario, mejoras hidráulicas en el tramo de canal y alcantarilla existente, en función del comportamiento observado tras la urbanización del loteo.

Con estas medidas, se busca asegurar la compatibilidad del desarrollo urbano con el régimen hidrológico existente, respetando la capacidad del sistema de conducción y evitando impactos aguas abajo.

Es importante tener presente que la Ruta Nacional 16, que atraviesa el área de estudio, actúa como un parteaguas debido a su conformación sobreelevada respecto de los terrenos adyacentes. Esta característica topográfica ha condicionado históricamente el patrón de escurrimiento superficial en la zona, evitando el cruce libre del agua entre ambos márgenes. A lo largo de su trazado, la ruta cuenta con alcantarillas, cuya función principal es la nivelación hidráulica entre sectores, más que la conducción de grandes volúmenes de escurrimiento. De hecho, no se registran antecedentes de cortes en la calzada por anegamientos o excedencias hídricas desde su habilitación, lo que refuerza la premisa de que las obras existentes, en conjunto con la regulación aportada por las lagunas (natural y artificial), resultan suficientes para mitigar los impactos hidrológicos en eventos de diseño.



Figura 39: Esquema solución final. (Fuente: Elaboración propia).

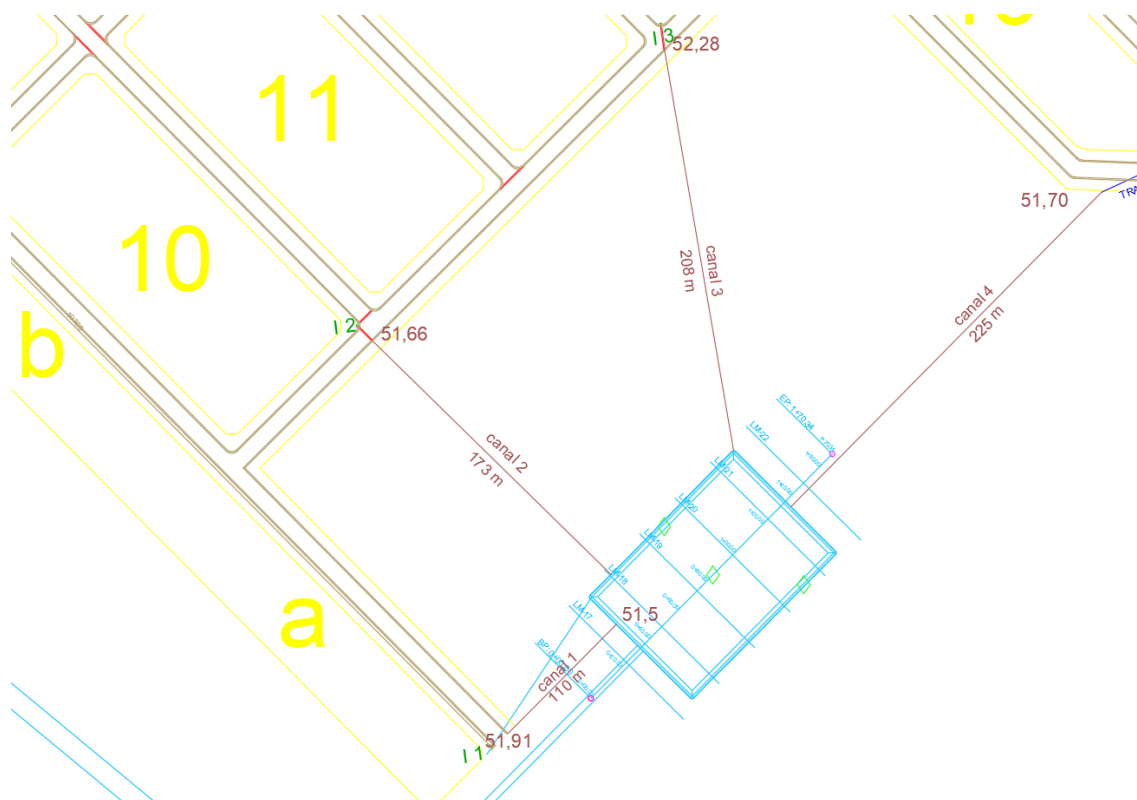


Figura 40: Esquema descarga de canales a laguna. (Fuente: Elaboración propia).

10. Obra sanitaria

10.1. Distribución de agua potable

La cisterna será abastecida por el primer acueducto mediante una cañería de nexo conectada en una derivación desde una válvula de aire que se encuentra entre los kilómetros 23 y 24 en la Ruta Nacional 16, evitando así tener que intervenir sobre la cañería de H° Pretensado, colocando una válvula reguladora de presión en el ingreso de la cisterna porque el acueducto tiene más de 6 kg de presión en ese punto. A continuación, se presenta el esquema de la distribución de la red de agua potable dentro del loteo:

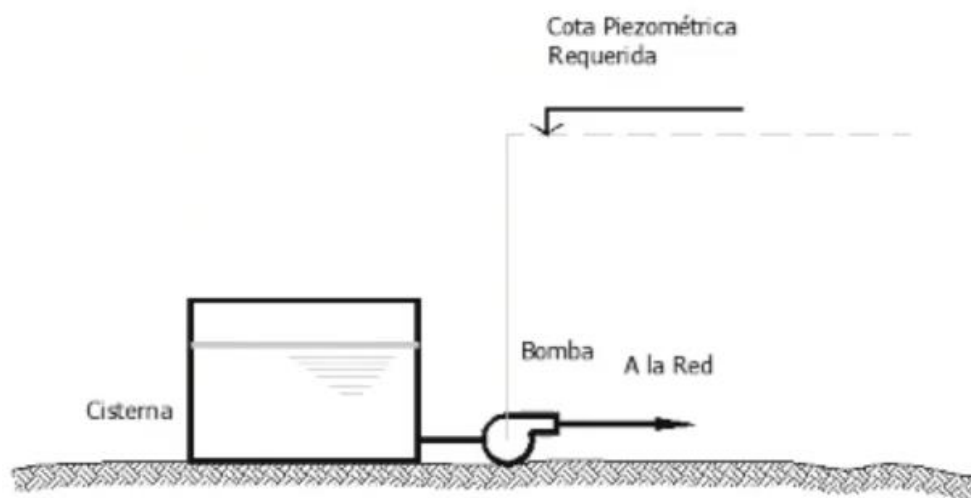


Figura 41: Esquema bombeo directo a la red. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Se adopta un sistema de red de mallas cerradas que posee cañerías conectadas entre sí, de forma tal que el agua puede llegar hasta un punto determinado siguiendo varios caminos posibles. Esto implica que la circulación del líquido esté determinada por el estado de depresiones de la red y se realice en uno u otro sentido en cada punto (posibilidad bidireccional) para una cañería perteneciente a una red mallada. Desde el punto de vista de la calidad del servicio son más seguras que las abiertas, pero su cálculo es más complejo y deben tomarse más variables para su resolución. En la siguiente tabla se indican las ventajas y desventajas de nuestra adopción.

Tabla 70: Ventaja y desventaja red cerrada mallada. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Tipo de Red	Ventaja	Desventaja
Cerrada Mallada	No presenta zonas de aguas muertas, el agua circula por toda.	Mayor costo.

10.1.1. Componentes y consideraciones para el diseño

Las redes cerradas se componen de los siguientes elementos:

1) Las cañerías maestras o principales son la columna vertebral de las mallas cerradas de agua potable. Estas cañerías:

- Conectan directamente con la fuente de suministro de agua (tanque o fuente)
- Se interconectan entre sí para formar la estructura base de la malla
- Alimentan a las cañerías secundarias que distribuyen el agua a los usuarios finales

El tamaño de estas cañerías maestras determina si pueden admitir conexiones domiciliarias directas o no. Son estas cañerías las que se calculan y diseñan cuidadosamente para garantizar un suministro de agua eficiente y confiable.

En el contexto de las mallas cerradas, estas cañerías maestras forman los marcos de malla que sostienen toda la estructura de distribución de agua potable.

2) Cañerías secundarias:

Las cañerías secundarias son las que completan la red de distribución de agua dentro de los límites definidos por las mallas principales. A diferencia de las cañerías maestras, los diámetros de estas cañerías secundarias:

- No se calculan mediante fórmulas hidráulicas
- Se determinan según factores como la densidad poblacional, tipo de zona urbana, longitud del tramo, tipo de usuarios y número de conexiones

La elección del diámetro adecuado para estas cañerías secundarias es principalmente una decisión económica, ya que representan la mayor parte de la red de distribución en la mayoría de las localidades.

En términos de diseño, las cañerías secundarias:

- No se interconectan entre sí
- Se cruzan a diferentes niveles
- Se alimentan desde sus extremos a través de las cañerías principales

3) Cañerías subsidiarias:

Las cañerías subsidiarias son tuberías que:

- Tienen un diámetro similar al de las cañerías secundarias
- Se instalan paralelamente a las cañerías maestras, conectando nudos adyacentes

Estas cañerías subsidiarias se utilizan cuando:

- Las cañerías maestras tienen un diámetro demasiado grande (300 mm o más) para permitir conexiones domiciliarias directas
- Otras circunstancias impiden la instalación de conexiones domiciliarias en las cañerías maestras

En esencia, las cañerías subsidiarias actúan como una capa intermedia entre las cañerías maestras y las secundarias, permitiendo una distribución más eficiente del agua a los usuarios finales.

4)Nudos (o nodo):

Los nudos o nodos son puntos clave en la red de distribución de agua donde se unen múltiples cañerías y el caudal de agua se divide o bifurca en diferentes direcciones.

Además de los nudos, existen otras singularidades en la red que no son propiamente nudos, como los cambios de dirección en las cañerías. Aunque no son nudos, estas singularidades también se identifican con una letra para facilitar su reconocimiento y localización en la red.

5)Tramo:

Un tramo se refiere a una sección específica de la tubería dentro de la red de distribución de agua, que conecta dos nudos consecutivos o un nudo y un punto singular.

En el anexo plano N°8, se muestran ejemplos de tramos, que son las porciones de cañería que se extienden entre nudos adyacentes, como ABD, DI, ACE, EI, DF, FII, EG y GII.

6)Malla:

Una malla es un circuito cerrado formado por cañerías principales que no se superponen con otros circuitos interiores. En el anexo plano N°8, se puede observar un esquema de una red de distribución de agua, donde se identifican nudos (A, C y D) y puntos singulares (B, E, F y G), que son cambios de dirección en la tubería.

Estas cañerías principales son las que alimentan la red y se calculan considerando solo las pérdidas de carga lineales, ignorando las pérdidas localizadas. Las cañerías principales se conectan entre sí y con las cañerías secundarias, formando nudos y mallas. Las cañerías secundarias, por su parte, se conectan a las cañerías principales en sus extremos para abastecerse de agua.

La red se alimenta y presuriza mediante bombas o tanques elevados (T) que distribuyen el agua por gravedad. El tamaño óptimo de una malla se determina considerando que la longitud de cada lado sea de 300 a 600 metros y la superficie total de la malla sea de 10 a 30 hectáreas.

7)Punto de equilibrio:

Los puntos de equilibrio son aquellos lugares en la red de distribución de agua donde la velocidad del agua es nula, es decir, el agua no circula. Esto se debe a que no existe diferencia de presión en estos puntos.

En el anexo plano N°8, los puntos de equilibrio se encuentran entre los nudos, como por ejemplo entre los nudos C-D y F-G, donde se identifican como puntos 1 y 2. En estos puntos, las presiones se igualan en dos puntos sucesivos de tramos distintos.

La ubicación de los puntos de equilibrio determina el sentido del flujo de agua en la red y divide la red en ramales. Por ejemplo, en el plano, se pueden identificar los ramales como Bomba-ABC1, Bomba-ADEF2, Bomba-AD1 y Bomba-ABCG2.

Es importante destacar que las mallas se cierran en los puntos de equilibrio y que las cañerías secundarias también tienen sus propios puntos de equilibrio. La adopción de estos puntos se hace para asignar el gasto alimentado por la cañería principal y su ubicación se determina considerando que los puntos más cercanos al tanque tienen mayor presión.

8)Ramales:

Un ramal está formado por una serie de tramos de cañería, cada uno con un diámetro constante, que se extienden desde el punto de alimentación hasta el punto de equilibrio. En el plano de la red, se pueden identificar varios ramales, como por ejemplo Bomba-ABC1, Bomba-ADEF2, Bomba-AD1 y Bomba-ABCG2.

Al diseñar y dimensionar las cañerías de la red de distribución, solo se calculan las cañerías principales, lo que constituye un problema hidráulico. Para dimensionar adecuadamente las cañerías, es necesario considerar cuatro variables clave:

El gasto de agua (g), la pérdida de energía por unidad de longitud (j), el diámetro interno de la cañería (D) y la velocidad del flujo (v). Conociendo dos de estas variables, se pueden calcular las otras dos, lo que permite determinar las características óptimas de las cañerías para la red de distribución.

Periodo y proyección de la demanda:

Todas las obras públicas deben planificarse a mediano plazo, considerando las necesidades actuales y futuras de la sociedad. Esto permite optimizar las inversiones, ampliar la vida útil de las infraestructuras y reducir el gasto público.

Para lograr esto, es fundamental evaluar adecuadamente las alternativas posibles, considerando no solo soluciones técnicas sino también diferentes períodos de diseño. Según las guías del ENOHSA, el período de diseño para las obras civiles debe ser de 20 años, mientras que para los equipos e instalaciones mecánicas y electromecánicas debe ser de 10 años, contados a partir del año inicial de operación.

Al diseñar una red de distribución, es esencial incluir un estudio demográfico que defina la evolución de la población a servir durante el período de diseño y su distribución espacial dentro de la planta urbana. Esto requiere realizar proyecciones demográficas anuales utilizando diferentes métodos, como:

- El método de la curva logística, que considera un crecimiento acelerado inicial seguido de una estabilización.
- El método de tasas geométricas decrecientes, que considera un crecimiento exponencial.
- El método de relación-tendencia, que considera el crecimiento poblacional en relación con el del departamento, provincia o país.
- El método de ajuste lineal de la tendencia histórica, que considera un crecimiento lineal.

Estos métodos permiten realizar proyecciones demográficas precisas y fundamentadas, lo que es esencial para diseñar y planificar obras públicas que satisfagan las necesidades actuales y futuras de la sociedad.

Proyección Demográfica por Ajuste Lineal de la Tendencia Histórica:

La población futura estimada se determina en función de un crecimiento lineal con la Ecuación 1.

$$P_n = P_0 + 1 + i \cdot n \quad (1)$$

Donde:

P_n: Población estimada al año 20 (hab);

P₀: Población inicial (hab) preferentemente menor a 10.000 hab.

n: Período de vida útil de la obra considerada (años).

i: tasa de crecimiento anual de la población (%).

Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente

El método utiliza para la proyección futura, la Ecuación 2 que es una expresión no lineal, similar a la del interés compuesto.

$$P_n = P_0 + 1 + i^n \quad (2)$$

La proyección demográfica mediante ajuste lineal de tendencia histórica y tasa geométrica decreciente requiere determinar la tasa de crecimiento anual de la población, representada por "i". Esto se puede lograr analizando datos censales.

Sin embargo, es importante tener en cuenta que la precisión de los resultados obtenidos a través de estos métodos disminuye a medida que se aleja la fecha de realización del estudio del año del último censo de población disponible.

Por lo tanto, para garantizar la consistencia de la proyección, es necesario comparar las cifras estimadas con la evolución real de indicadores demográficos indirectos, como el padrón electoral, el número de conexiones eléctricas, la matrícula escolar, entre otros, desde el año del último censo hasta la fecha de realización del estudio.

Población de proyecto

Para el cálculo de la población, deberá realizarse una recopilación de datos y antecedentes poblacionales del Departamento Libertad, principalmente para poder adoptar valores de tasas de crecimiento y con ella calcular la población futura al final del período de diseño. Según el Instituto Nacional de Estadística y Censos de la República Argentina los datos censados fueron:

- 2001 de 10.822 habitantes
- 2010 de 12.158 habitantes
- 2022 de 16.453 habitantes

Para el cálculo de la población inicial, se considerará un promedio de 4 personas por cada lote a subdividir, teniendo presente que la cantidad de lotes es de 516, pero debemos tener presente que al inicio solo la mitad del loteo estará en funcionamiento, por lo tanto:

P₀= (516 lotes*4 habitantes/lotes) /2=1032 habitantes, se adopta 1100 habitantes como población inicial.

Con estos datos de población se calculan las tasas de crecimiento mediante la siguiente fórmula, donde P_i se refiere a la cantidad de habitantes y T_i a los años:

$$\alpha_1 = \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\left(\frac{1}{T_2 - T_1} \right)} - 1 = \left(\frac{12.158 \text{ hab}}{10.822 \text{ hab}} \right)^{\left(\frac{1}{2010 - 2001} \right)} - 1 = 0,013$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{\left(\frac{1}{T_2-T_1}\right)} - 1 = \left(\frac{16.453 \text{ hab}}{12.158 \text{ hab}}\right)^{\left(\frac{1}{2022-2010}\right)} - 1 = 0,025$$

Se adopta para el cálculo la tasa de crecimiento mayor calculada.

Caudales de diseño (gastos a considerar):

Al diseñar una red de distribución de agua, es fundamental considerar los caudales de diseño, que se refieren a los consumos de agua para diferentes fines. Estos consumos pueden clasificarse en varias categorías, incluyendo:

- Uso doméstico
- Uso industrial y comercial
- Uso público
- Pérdidas y derroches

El consumo doméstico es el que se produce en los hogares para satisfacer necesidades cotidianas como la bebida, la cocina, el lavado y la higiene. En áreas urbanas con diferentes características, es importante considerar la distribución del consumo en cada zona según las condiciones locales.

En general, se estima que el consumo doméstico representa entre el 40% y el 60% del total del agua entregada a una población típica.

Para calcular los consumos y diseñar la red, es necesario considerar varios factores, incluyendo:

- Estimación de la demanda basada en el estudio de los niveles socioeconómicos
- Análisis de la trama urbana actual y futura
- Determinación de la distribución espacial de la población urbana, periurbana y rural
- Análisis de los planes y normas que fijan densidades demográficas
- Reunión de antecedentes sobre los servicios públicos y privados en la zona

Al considerar estos factores, se pueden plantear hipótesis de proyección de la población y distribución de la demanda, lo que facilita el cálculo de los consumos que deberá atender la red.

Consumo per cápita. Dotaciones de Cálculo:

La dotación de cálculo se refiere al consumo medio diario de agua por usuario, expresado en litros por habitante por día (l/hab.día). Para abastecer de agua a una población, es fundamental conocer el número de habitantes a servir y los consumos promedios per cápita, tanto actuales como futuros.

El consumo per cápita no es constante y varía según el período de diseño, la oportunidad diaria y la estación del año. Además, los consumos de agua presentan variaciones a lo largo del día y del año.

Para determinar la dotación de consumo para el diseño, es necesario considerar factores como la capacidad de la fuente, el clima, las características socioeconómicas locales y el tipo de servicio y usuarios.

A continuación, se presentan valores de dotación efectiva de consumo o de diseño media anual que pueden ser utilizados como referencia:

- Surtidores públicos: 40 l/hab.día
- Conexiones domiciliarias con medidor: 150 a 200 l/hab.día, con un máximo de 250 l/hab.día en zonas con clima semiárido o árido
- Conexiones domiciliarias sin medidor: 150 a 300 l/hab.día

Caudales característicos a considerar:

Como se mencionó anteriormente, el consumo de agua de una población puede variar significativamente a lo largo del año e incluso dentro de un mismo día. Esto se refleja en el hidrograma de caudales consumidos, que presenta picos y valles que son fundamentales para el diseño de las obras sanitarias.

Para garantizar una comunicación clara y precisa, el ENOHSa establece una nomenclatura específica, detallada en la Tabla 2, que debe ser utilizada para describir estos caudales.

Tabla 71: Denominación de los caudales. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Caudal	Nomenclatura	Descripción
Mínimo Horario	QA	Mínimo horario del día de menor consumo anual
Mínimo Diario	QB	Promedio del día de menor consumo anual
Medio Diario	QC	Promedio diario en el año
Máximo Diario	QD	Promedio del día de máximo consumo
Máximo Horario	QE	Máximo horario del día de máximo consumo

Los caudales de consumo pueden variar de un año a otro dentro del período de diseño. De hecho, si la población crece a lo largo de este período, es lógico esperar que los caudales de consumo también aumenten. Para cada año "n" dentro del período de diseño, los caudales de consumo se denominarán de acuerdo con la nomenclatura específica indicada en la Tabla 3.

Tabla 72: Definición de los caudales de diseño. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Nomenclatura	Descripción
QAn	Caudal Mínimo Horario del Año n
QBn	Caudal Mínimo Diario del Año n
QCn	Caudal Medio Diario del Año n
QDn	Caudal Máximo Diario del Año n
QEn	Caudal Máximo Horario del Año n

El caudal de diseño en redes de distribución de agua potable se basa en el consumo máximo horario de la población de diseño. Esto se debe a que la red de distribución no tiene capacidad de almacenamiento, sino que solo conduce agua. Por lo tanto, para enfrentar la máxima demanda, la red debe tener capacidad de respuesta para entregar el caudal máximo y mantener la presión mínima.

Para determinar el caudal de diseño, se multiplica el consumo medio diario, calculado en función de la dotación y la población futura, por tres coeficientes específicos, como se muestra en la Ecuación 3.

$$QC_n = \delta \cdot P_n \quad (3)$$

Donde:

δ : Dotación de cálculo

P_n : Población futura a servir en el año n.

Así α_1 permite pasar del consumo medio diario al consumo máximo diario, mediante la Ecuación 4. Este coeficiente es siempre mayor que uno (1).

$$QD_n = QC_n \cdot \alpha_1 = \delta \cdot P_n \cdot \alpha_1 \quad (4)$$

Por su parte α_2 permite pasar del consumo máximo diario (QD_n) al consumo máximo horario (QEn), mediante la Ecuación 5. Este coeficiente es siempre mayor que uno (1).

$$QEn = QD_n \cdot \alpha_2 = QC_n \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = \delta \cdot P_n \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (5)$$

Denominado α al producto entre α_1 y α_2 , QEn puede expresarse como se indica en la Ecuación 6.

$$QEn = QC_n \cdot \alpha \quad (6)$$

Coefficientes de Caudales:

El consumo de agua varía significativamente en diferentes lugares y momentos. No solo cambia a lo largo del día, sino también a lo largo del año. Esta variación se puede visualizar gráficamente, como se muestra en la Figura 5. En este gráfico, el eje horizontal representa los días del año, mientras que el eje vertical muestra los consumos promedio diarios de agua.

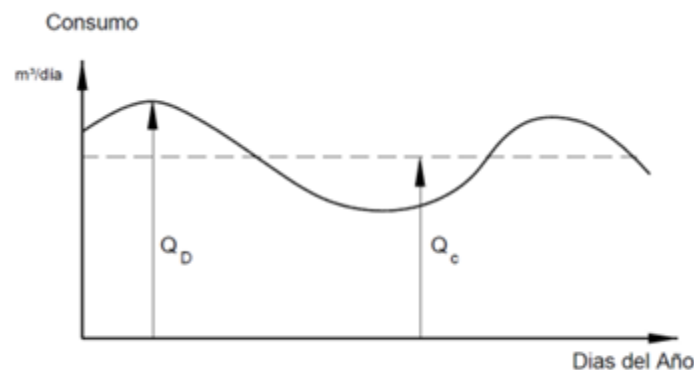


Figura 42: Variación del consumo durante el año. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

El valor Q_c corresponde al consumo medio anual. Sin embargo, para analizar la variación horaria del consumo en un día específico, se selecciona el día con el mayor consumo del año. Luego, se representa gráficamente esta variación (Figura 6), donde el eje horizontal muestra las horas del día y el eje vertical muestra los consumos horarios correspondientes.

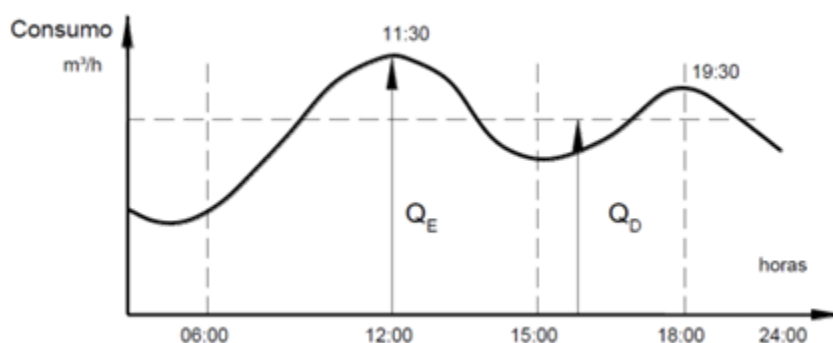


Figura 43: Variación del consumo durante el año. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

El valor Q_D representa el consumo medio diario, calculado durante las 24 horas del día consideradas en el gráfico. Por otro lado, el valor Q_E corresponde al máximo maximorum consumo horario registrado en ese día, también conocido como Caudal Máximo Horario. Estos valores están relacionados entre sí, como se establece en las Ecuaciones 7 y 8.

$$\alpha_1 = Q_{Dn}/Q_{Cn} \quad (7)$$

$$\alpha_2 = Q_{En}/Q_{Dn} \quad (8)$$

El coeficiente α que liga al caudal Q_E con el caudal medio Q_C se obtiene de la Ecuación 9.

$$\alpha = \alpha_1 * \alpha_2 = Q_{En}/Q_{Cn} \quad (9)$$

La gráfica que muestra la variación diaria está principalmente influenciada por las características del consumo en las áreas a abastecer, las cuales han sido explicadas anteriormente. Por lo general, en poblaciones situadas en regiones cálidas o templadas, el día con mayor consumo suele ser uno de los más calurosos del año. En nuestro país, esto ocurre parcialmente en los últimos días de diciembre o a principios de enero.

Las relaciones α_1 y α_2 se derivan de datos obtenidos de registros confiables y continuos, que abarcan al menos los últimos 36 meses, sobre el consumo de agua potable o las descargas cloacales de la población a abastecer. En caso de no disponer de estos datos, se pueden utilizar los valores indicados en la Tabla 4.

Tabla 73: Coeficiente de caudal. (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Población servida	α_1	α_2	α_1	β_1	β_2	β
500 h < P_s ≤ 3.000 h	1,4	1,9	2,66	0,6	0,5	0,3
3000 h < P_s ≤ 15.000 h	1,4	1,7	2,38	0,7	0,5	0,35
15.000 h < P_s	1,3	1,5	1,95	0,7	0,6	0,42

10.1.2. Consideraciones para el cálculo hidráulico de cañerías

Gasto Hectométrico (GHm):

El gasto hectométrico se define como la relación entre el consumo máximo por hora (Q_{En}) y la longitud total (L_{Total}) de las tuberías de la red, que incluye tanto las principales como las secundarias donde se conectan los usuarios. Este valor representa el caudal consumido por unidad de longitud (Ecuación 10).

$$GHm [l/s \cdot hm] = Q_{En} / L_{Total} \quad (10)$$

Conociendo el gasto hectométrico, uniforme para toda la red, se puede calcular el gasto correspondiente a cada uno de los tramos.

Gasto en Ruta (gr):

El gasto en ruta se refiere al caudal generado por el consumo de los usuarios en un tramo específico. Se calcula multiplicando el gasto hectométrico por la longitud del tramo, según la Ecuación 11.

$$Gr = GHm * L$$

Donde L es la longitud total de la cañería principal y secundaria que se abastece de ese tramo.

Gasto Total (gT):

El gasto total se considera como la suma del gasto en extremidad (ge) y el gasto en ruta del propio tramo, según la Ecuación 12.

$$gT = gr + ge$$

Gasto de Cálculo (gc):

Para calcular el diámetro de las cañerías, se deben considerar ambos caudales, gr y ge . Sin embargo, el gasto en ruta no recorre todo el tramo, sino que disminuye a medida que se avanza en el sentido del escurrimiento. Por lo tanto, se utiliza un gasto ficticio llamado gasto de cálculo (gc), que se considera uniforme en todo el tramo. Este gasto se calcula sumando el gasto en extremidad y el 50% del gasto en ruta, según la Ecuación 13.

$$gc = ge + 0,5 * gr$$

El cálculo de caudales se inicia desde los tramos que convergen a los puntos de equilibrio, donde ge suele ser nulo, hasta completar el total de los tramos que componen la red de distribución. Al final, se debe verificar que la sumatoria de los gastos en ruta de todos los tramos sea igual al gasto total.

Velocidades:

En el diseño de redes, se establecen velocidades mínimas y máximas. Las velocidades mínimas se relacionan con evitar la sedimentación y decantación de partículas en el interior de las cañerías. Las velocidades máximas se establecen porque potencian fenómenos que generan

inconvenientes, como golpes de ariete y acciones dinámicas en ramales de derivación. La velocidad máxima no debe superar 3,00 m/s. Las guías del ENOHSa establecen velocidades usuales en la Tabla 5.

Tabla 74: Velocidades usuales en tuberías de la red de distribución (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

DN de la tubería mm	Velocidad m/s
Menor o igual a 200	0,30 a 0,90
250 a 500	0,60 a 1,30
Mayor de 600	0,80 a 2

Métodos de Cálculo:

El Método Standard Mejorado se basa en el cálculo del ramal tramo por tramo, asumiendo un gasto constante en cada uno de ellos. Esto da como resultado una línea piezométrica con forma de parábola cóncava hacia arriba, que se asemeja a una poligonal parabólica que tiende a seguir la parábola de Mannes. En este método, el criterio económico sugiere utilizar mayores pérdidas de carga en los tramos próximos al tanque y disminuirlas en los tramos finales, de manera que la línea piezométrica real quede siempre por debajo de la teórica lineal y tienda a una envolvente parabólica.

Cada tramo del ramal tendrá su propia pérdida de carga unitaria y su correspondiente caudal de cálculo, lo que resulta en diámetros diferentes en cada tramo. Este método aborda tanto aspectos técnicos como económicos al aproximar su línea piezométrica poligonal a la línea piezométrica parabólica establecida por Mannes.

Clasificación de Ramales:

En redes con varias mallas, es necesario repetir el cálculo hasta ahora visto, cerrando todas las mallas y aceptando una diferencia de cierre de un metro. Para determinar el orden de cálculo, es necesario clasificar los ramales, lo que consiste en superponer perfiles de todos los ramales a partir de la piezométrica generada por la bomba y trazar la línea piezométrica teórica correspondiente para cada uno de ellos.

El ramal más desfavorable, por el cual se debe comenzar el cálculo, es aquel cuya pendiente piezométrica es menor. Luego, se siguen los ramales con valores piezométricos crecientes.

Tabla 75: Clasificación de ramales (Fuente: Elaboración propia).

Ramal	Pendiente	Posición
ABC(I)	25,11	2
AD(I)	25,11	2
ADEF(II)	14,69	1
ABCG(II)	14,69	1

Carga Estática y Presión Máxima:

Las presiones máximas están determinadas por las características de las tuberías de la red y por las condiciones de trabajo de las instalaciones internas de los edificios. La máxima presión se obtiene para los caudales mínimos circulantes, que pueden ser prácticamente nulos en horas de la noche.

Para limitar la presión máxima, se deben tomar medidas relacionadas con las alturas topográficas de los depósitos y las pendientes del terreno. Según las guías del ENOHSa, la máxima presión estática de servicio no debe superar los 50 m.c.a.

10.1.3. Cálculo de las cañerías de distribución de agua potable

- Periodo de Diseño (n) = 20 años
- Población Inicial (Po) = 1100 Hab
- Tasa de Crecimiento Anual (i) = 2,5%
- Dotación (δ) = 250 litros/(Hab*día)
- Presión Bomba (Ht) = 22 m
- Material de Caños PVC
- Diámetro Mínimo = 63 mm
- Presión Mínima = 12 m
- Tapada de Caño (t) = 1 m

1) Cálculo de Gasto Hectométrico (GHm)

Existen dos fórmulas para estimar la población futura (Pf), se utiliza la ecuación de **PROYECCIÓN DEMOGRÁFICA POR TASA GEOMÉTRICA DECRECIENTE** por ser la población inicial menor a 10000 Hab y considerar que va a haber más relación entre los mismos creciendo de forma exponencial la población.

Aunque sabemos que la manera correcta de utilizar cualquiera de las fórmulas es saber cuál se ajusta más al crecimiento poblacional medido con CENSOS ANTERIORES AL PROYECTO.

$$Pf = Po * (1 + i)^n = 1.100 \text{ Hab} * (1 + 0,025)^{20} = 1803 \text{ Hab}$$

Tabla 76: Coeficiente de caudal (Fuente: U.N.N.E – Facultad de ingeniería, cátedra de Ingeniería Sanitaria y Ambiental)

Población servida	α_1	α_2	α_1	β_1	β_2	β
500 h < Ps ≤ 3.000 h	1,4	1,9	2,66	0,6	0,5	0,3
3000 h < Ps ≤ 15.000 h	1,4	1,7	2,38	0,7	0,5	0,35
15.000 h < Ps	1,3	1,5	1,95	0,7	0,6	0,42

Como Pf=1803 Habitantes adopto $\alpha_1=1,4$, $\alpha_2=1,9$ y $\alpha=2,66$

- Caudal medio diario:

$$Q_{Cn} = \delta * Pf = 250 \frac{L}{\text{Hab} * \text{día}} * 1803 \text{ Hab} = 450.750 \frac{L}{\text{día}}$$

- Caudal máximo diario:

$$Q_{Dn} = Q_{Cn} * \alpha_1 = 450.750 \frac{L}{\text{día}} * 1,4 = 631.050 \frac{L}{\text{día}}$$

- Caudal máximo horario:

$$Q_{En} = Q_{Dn} * \alpha_2 = 631.050 \frac{L}{día} * 1,9 = 1.198.995 \frac{L}{día}$$

$$Q_{En} = 1.198.995 \frac{L}{día} * \frac{1 \text{ día}}{86.400 \text{ s}} = 13,88 \frac{Lts}{s}$$

- Caudal mínimo diario:

$$Q_{Bn} = Q_{Cn} * \beta_1 = 450.750 \frac{L}{día} * 0,6 = 270.450 \frac{L}{día}$$

- Caudal mínimo horario:

$$Q_{An} = Q_{Bn} * \beta_2 = 270.450 \frac{L}{día} * 0,5 = 135.225 \frac{L}{día}$$

$$Q_{An} = 135.225 \frac{L}{día} * \frac{1 \text{ día}}{86.400 \text{ s}} = 1,56 \frac{L}{s}$$

- Gasto Hectométrico:

$$G_H = Q_{En} / L_{TOTAL} = 13,88 \frac{L}{s} / 80,55 \text{ Hm} = 0,172 \frac{L}{s * Hm}$$

Fórmulas utilizadas para el dimensionamiento:

Pérdida de carga unitaria Hazen-Williams:

$$j = \frac{10,65}{(C)^{1,85}} * \frac{gc^{1,85}}{D^{4,87}} = [m/m]$$

Siendo:

C: coeficiente de H-W= 145

D: diámetro en metros

gc: caudal de cálculo m^3/s

$$D = \sqrt[4,87]{\frac{10,65 * gc^{1,85}}{(C)^{1,85} * j}}$$

Pérdida de carga total Darcy-Weisbach:

$$J = j * L_{principal} = [m]$$

Siendo:

L: longitud del tramo principal en metros

Tabla 77: Calculo de las cañerías de distribución de agua potable (Fuente: Elaboración propia)

RAMAL	TRAMO	Longitudes (hm)			Gastos (l/seg)					Jteórico (m/km)	Diámetro de cálculo (mm)	Diámetro comercial (mm)			Jreal (m/km)			V (m/s)	J (m)	Cota piezom. (m)		Dif. Cierre (m)	Cota terreno (m)		Carga disponible (m)	Carga estática (m)	Observaciones
		Ppal.	Sec.	Total	ge	gr	gt	0.5 gr	gc			Mayor	Menor	Adoptado	Mayor	Menor	Adoptado			Origen	Extremo		Origen	Extremo			
	CisA	2,00	0,00	2,00	13,85	0,34	14,20	0,17	14,03	2,15	150,60	150,60	131,80	150,60	4,02	7,70	4,02	0,79	0,80	74,20	73,40		52,20	52,77	20,63	23,00	PVC- DN 160 C/6
ADEF(2)	AD	4,85	12	16,85	5,82	2,90	8,72	1,45	7,27	1,38	146,20	150,60	131,80	131,80	1,19	2,28	2,28	0,53	1,11	73,40	72,29		52,77	52,95	19,34	21,63	PVC- DN 140 C/6
	DE	2	3	5	3,61	0,86	4,47	0,43	4,04	0,55	141,50	188,20	150,60	131,80	0,14	0,40	0,40	0,30	0,08	72,29	72,21		52,95	52,60	19,61	20,34	PVC- DN 140 C/6
ABCG(2)	EF(2)	8	13	21	0,00	3,61	3,61	1,81	1,81	0,55	104,20	131,80	117,60	59,20	0,17	0,30	0,30	0,66	0,24	72,21	71,96	0,08	52,60	52,96	19,00	20,61	PVC- DN 63 C/6
	CG(2)	6	7	13	0,00	2,24	2,24	1,12	1,12	0,55	86,80	117,60	103,60	59,20	0,12	0,23	0,23	0,41	0,14	72,19	72,05		52,52	52,96	19,09	20,67	PVC- DN 63 C/6
	BC	4,85	4,00	8,85	0,00	1,52	1,52	0,76	0,76	1,38	62,00	70,60	59,20	59,20	0,73	1,73	1,73	0,28	0,84	73,03	72,19		53,59	52,55	19,64	20,44	PVC- DN 63 C/6
	AB	4,00	4,00	8,00	3,76	1,38	5,13	0,69	4,45	1,38	121,30	131,80	117,60	131,80	0,92	1,60	0,92	0,33	0,37	73,40	73,03		52,77	53,59	19,44	21,63	PVC- DN 140 C/6
ABC(1)	BC(1)	4,85	4	8,85	0,00	1,52	1,52	0,76	0,76	1,38	62,00	70,60	59,20	59,20	0,73	1,73	1,73	0,28	0,84	73,03	72,19	0,46	53,59	52,55	19,64	20,44	PVC- DN 63 C/6
AD(1)	D(1)	4	3,85	7,85	0,00	1,35	1,35	0,68	0,68	1,38	59,30	70,60	59,20	59,20	0,59	1,39	1,39	0,25	0,55	72,29	71,73		52,95	52,55	19,18	20,34	PVC- DN 63 C/6
Σ		38,55	50,85	89,40		14,20																					

Tabla 78: Catalogo de tuberías (Fuente: Nicoll)

Dimensiones:			4kg/cm2		6kg/cm2		10kg/cm2	
DiamØ	Lt	Lu	e	Øint	e	Øint	e	Øint
63	6	5,89			1,9	59,2	3,0	57
75	6	5,88			2,2	70,6	3,6	67,8
90	6	5,87			2,7	84,6	4,3	81,4
110	6	5,86	2,2	105,6	3,2	103,6	5,3	99,4
125	6	5,85	2,5	120,0	3,7	117,6	6,0	113
140	6	5,85	2,8	134,4	4,1	131,8	6,7	126,6
160	6	5,84	3,2	153,6	4,7	150,6	7,7	144,6
200	6	5,83	4,0	192,0	5,9	188,2	9,6	180,8
225	6	5,80	4,5	216,0	6,6	211,8	10,8	203,4
250	6	5,77	4,9	240,2	7,3	235,4	11,9	226,2
280	6	5,76	5,5	269,0	8,2	263,6	13,4	253,2
315	6	5,76	6,2	302,6	9,2	296,6	15,0	285,0
355	6	5,74	7,0*	341,0*	10,4	334,2	16,9*	321,2*
400	6	5,70	7,9*	384,2*	11,7	376,6	19,1	361,8
450	6	5,65	8,8*	432,4*	13,1	423,8	21,5*	407,0*
500	6	5,60	9,8*	480,4*	14,6	470,8	23,8	452,4

10.1.4. Modelado

Una vez dimensionada las cañerías se realizó el modelado de la malla en el programa EPANET, donde para poder aplicarlo debemos cargar la demanda base a los nudos con los cálculos previamente realizados luego mostraremos los resultados arrojados por el mismo:

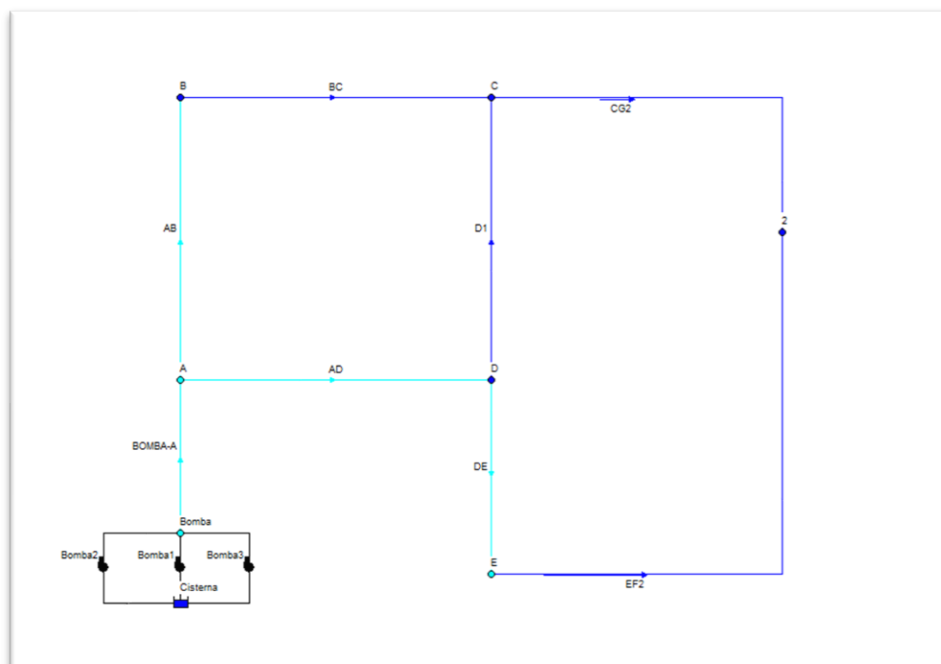


Figura 44: Modelado de la red en Epanet (Fuente: Elaboración propia)

Demanda Base

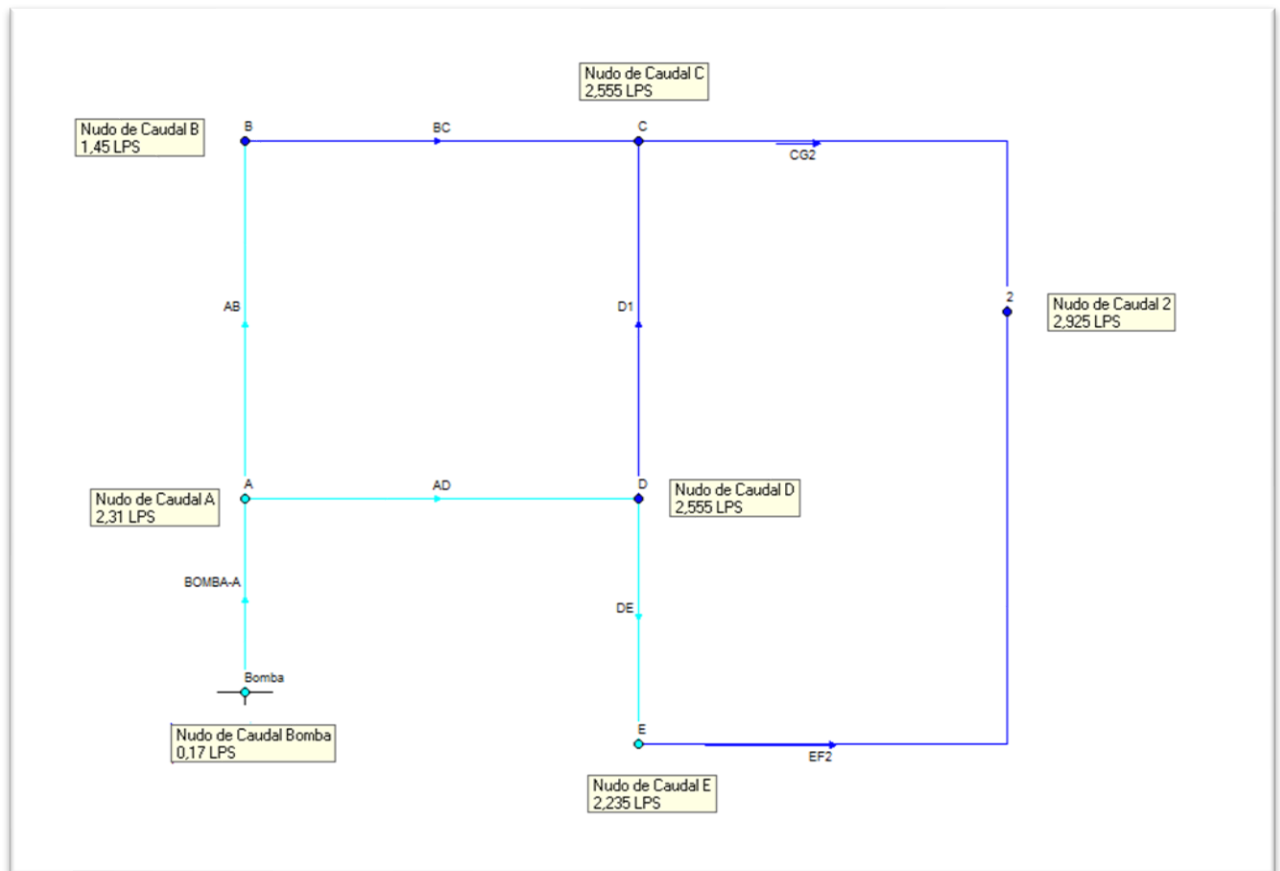


Figura 45: Demanda base modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Diámetros utilizados

Cañería Bomba-A:

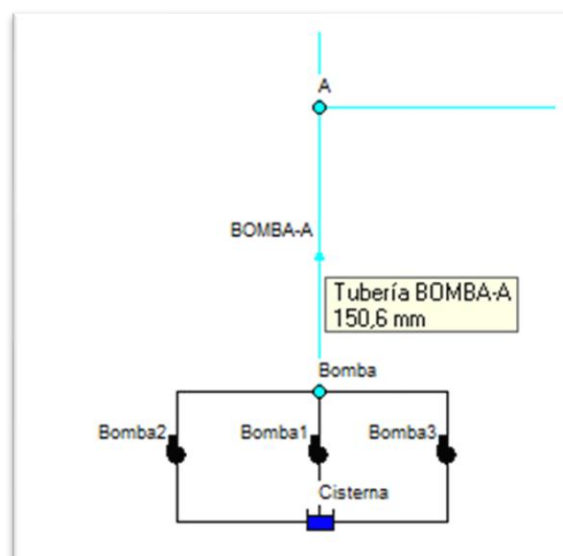


Figura 46: Cañería bomba-A, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería AB:

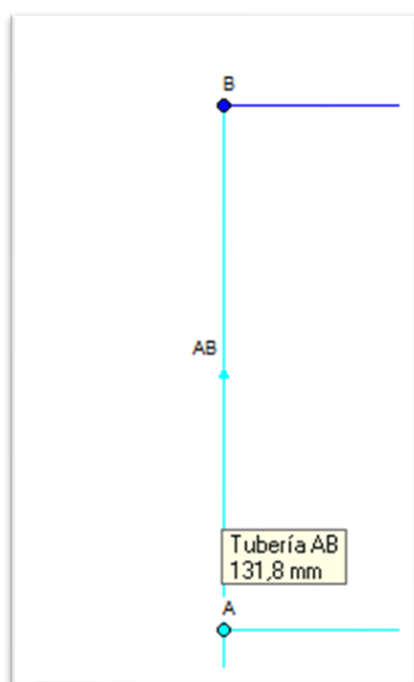


Figura 47: Cañería A-B, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería AD:

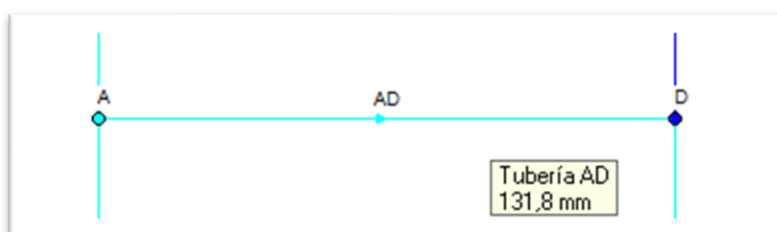


Figura 48: Cañería A-D, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería DE:

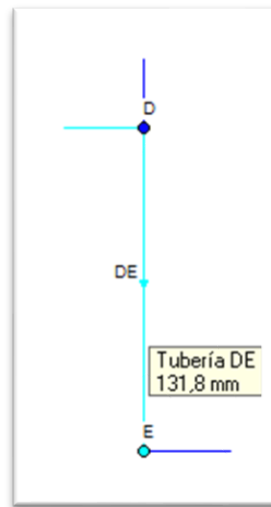


Figura 49: Cañería D-E, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería BC:

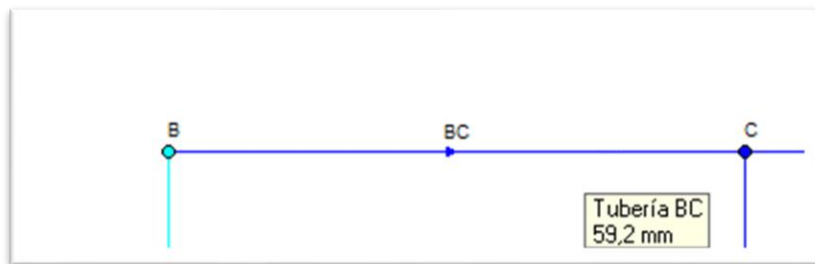


Figura 50: Cañería B-C, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería D1:

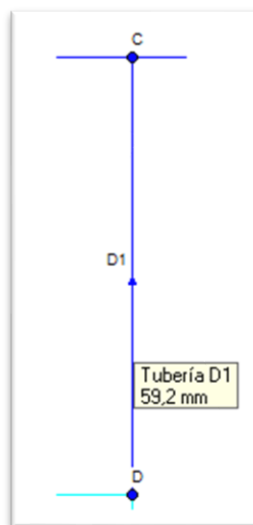


Figura 51: Cañería D-1, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería CG2:

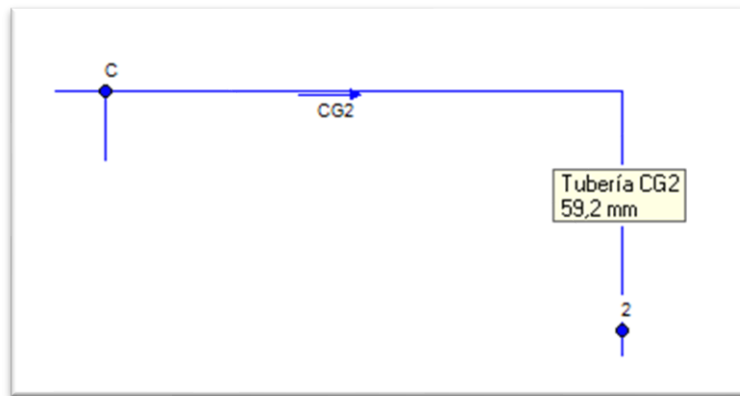


Figura 52: Cañería CG-2, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería EF2:

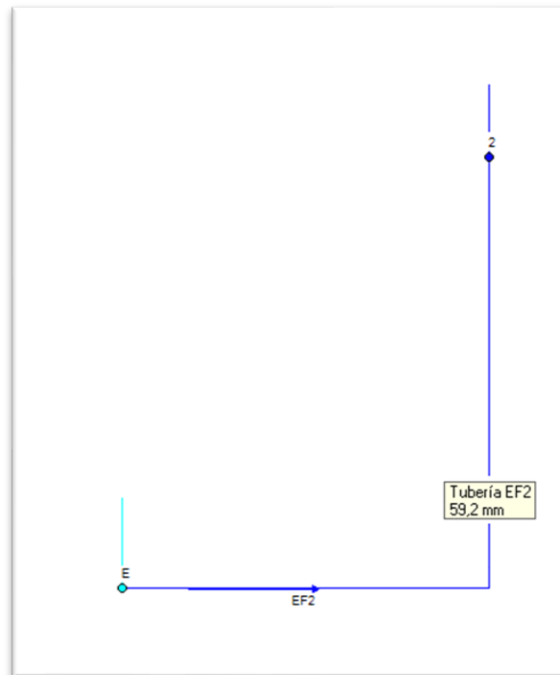


Figura 53: Cañería EF-2, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Velocidades

Las velocidades del agua dentro de las cañerías deben ser como mínimo 0,30 m/s y como vemos esto se cumple.

Cañería Bomba-A:

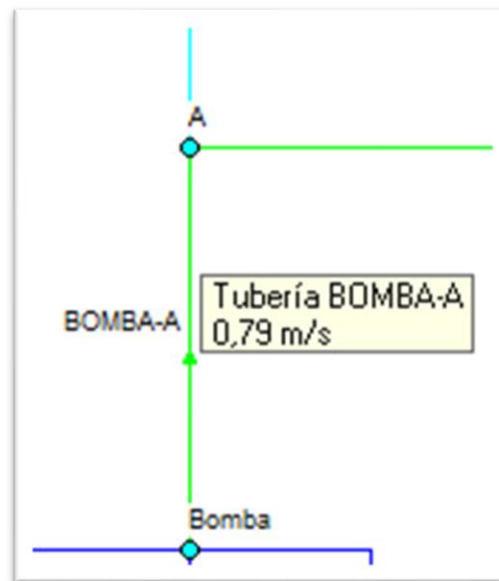


Figura 54: Velocidad Cañería bomba-A, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería AB:

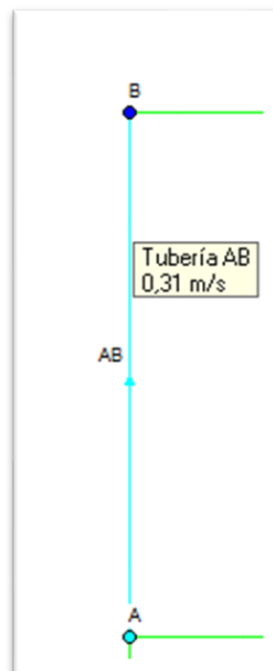


Figura 55: Velocidad cañería A-B, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería AD:

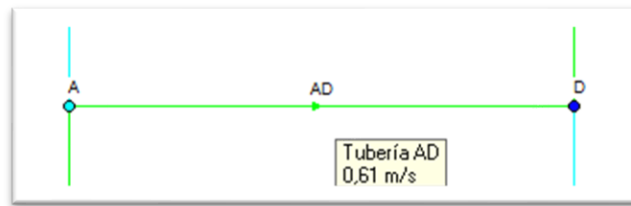


Figura 56: Velocidad cañería A-D, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería DE:

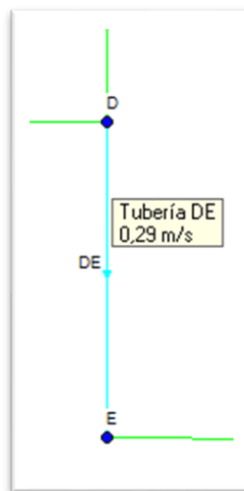


Figura 57: Velocidad cañería D-E, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería BC:

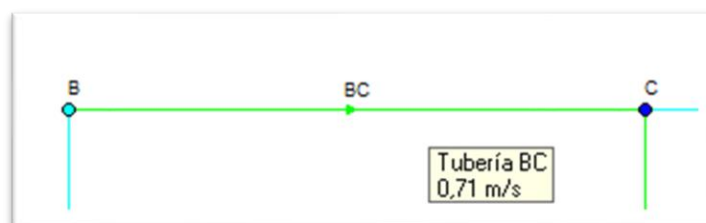


Figura 58: Velocidad cañería B-C, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería D1:

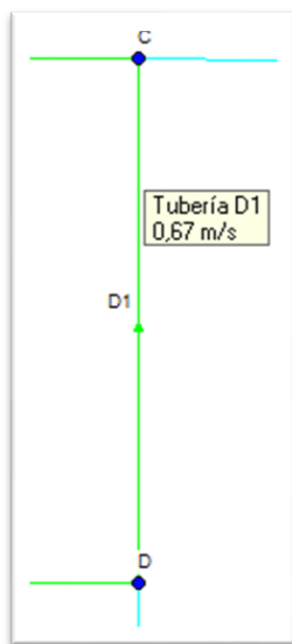


Figura 59: Velocidad cañería D-1, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería CG2:

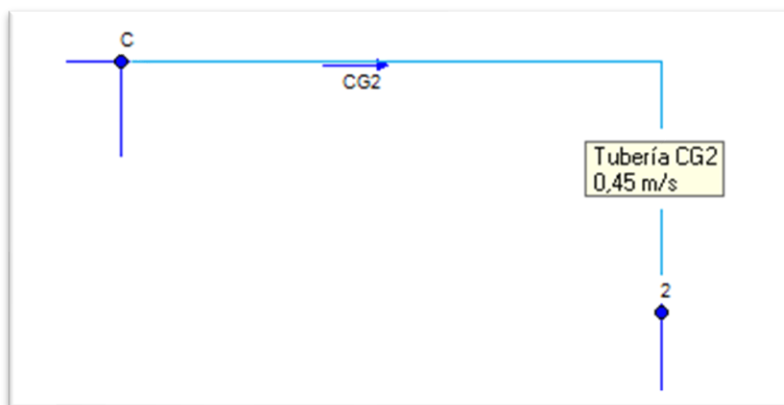


Figura 60: Velocidad cañería CG-2, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Cañería EF2:

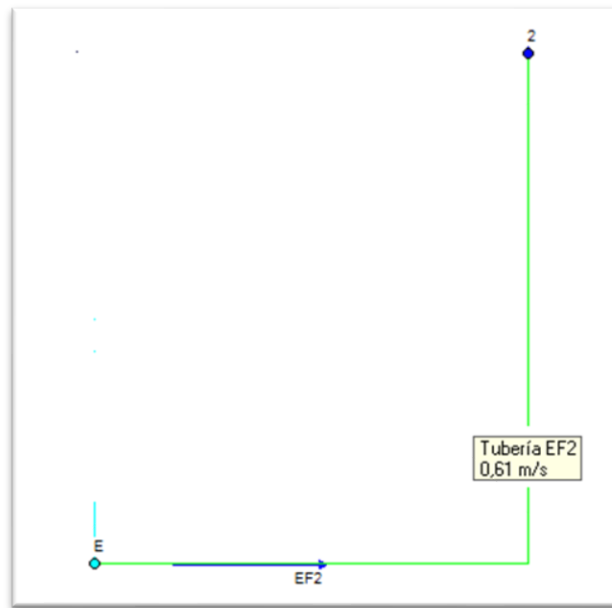


Figura 61: Velocidad cañería EF-2, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Presiones

Las presiones en los nudos de las cañerías deben ser como mínimo 12 m y como vemos esto se cumple.

Nudo caudal bomba:

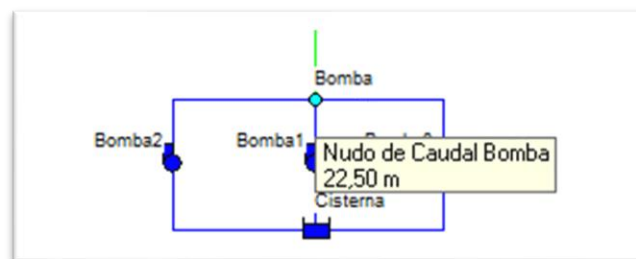


Figura 62: Presión nudo de caudal de bomba, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo A:



Figura 63: Presión nudo A, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo B:



Figura 64: Presión nudo B, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo C:

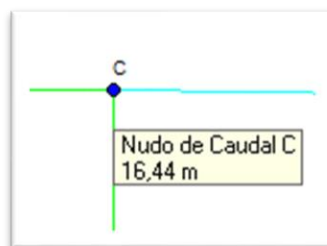


Figura 65: Presión nudo C, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo D:



Figura 66: Presión nudo D, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo E:

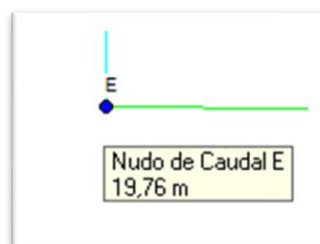


Figura 67: Presión nudo A, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Nudo 2:

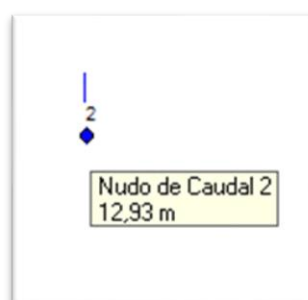


Figura 68: Presión nudo 2, Modelado de la red en Epanet. (Fuente: Elaboración propia)

Como conclusión vemos que los diámetros de las cañerías dimensionados aplicando el método standart mejorado cumplen con las necesidades mínimas de presión en los nudos y velocidades del agua dentro de las cañerías considerando los diámetros mínimos adoptamos para este tipo de instalación que es de 63 mm.

Tabla 79: Cuadro Resumen de tuberías de la red. (Fuente: Epanet)

Estado de las Líneas de la Red							
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérdida Unit. m/km	Factor Fricción	Estado
Tubería AB	400	131,8	3,40	0,25	0,55	0,023	Abierta
Tubería BC	485	59,2	1,95	0,71	9,68	0,022	Abierta
Tubería DE	200	131,8	3,92	0,29	0,71	0,022	Abierta
Tubería AD	485	131,8	8,32	0,61	2,89	0,020	Abierta
Tubería BOMBA-A	200	150,6	14,03	0,79	3,97	0,019	Abierta
Tubería EF2	800	59,2	1,68	0,61	7,37	0,023	Abierta
Tubería CG2	600	59,2	1,24	0,45	4,21	0,024	Abierta
Tubería D1	400	59,2	1,85	0,67	8,78	0,023	Abierta

Tabla 80: Cuadro Resumen de nudos de la red. (Fuente: Epanet)

Estado de los Nudos de la Red				
ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Nudo A	52,77	2,31	73,91	21,14
Nudo B	53,59	1,45	73,69	20,10
Nudo C	52,55	2,56	68,99	16,44
Nudo D	52,95	2,56	72,51	19,56
Nudo 2	53,54	2,92	66,47	12,93
Nudo E	52,60	2,23	72,36	19,76
Nudo Bomba	52,20	0,17	74,70	22,50
Embalse Cisterna	52,70	-14,20	52,70	0,00

Accesorios de la red

Para asegurar un correcto funcionamiento y mantenimiento se proyectó ubicar en la red los siguientes accesorios exigidos por la norma del ENOHSa:

- Válvulas esclusas: sirven para sectorizar la red y permitir aislar tramos cortos de cañerías en caso de necesidad de ejecución de tareas de reparación o mantenimiento, de forma tal que se interrumpa el servicio al menor número de usuarios posible. Se colocan en los extremos de las cañerías secundarias y en los nudos extremos de las cañerías principales. Constan de un conjunto compuesto por una válvula de retención y una válvula mariposa, que se colocan dentro de una cámara de mampostería, sobre una base de hormigón armado y bajo una tapa de chapa transitable.
- Hidrantes: son dispositivos desde los cuales los bomberos pueden conectarse a la red para tomar los caudales necesarios para contener incendios cercanos. Se colocan en distancias no mayores a 200m entre sí ya que el alcance máximo de la manguera es de 100m. Son del tipo con obturador a resorte y se colocan dentro de cámaras de mampostería, sobre una base de hormigón pobre y bajo una tapa de hierro fundido.

Por último, se contempla instalar un medidor por cada conexión domiciliaria, conformado por una cámara de PVC colocada a nivel de acera y a 0,6m de la línea municipal, conteniendo una llave de paso de bronce pesada y un caudalímetro de 1,5m³/h (ver plano 6.6).

10.2. Cálculo de la cisterna

Considerando que la cisterna tendrá 6 horas de autonomía, obtenemos el volumen mínimo necesario:

$$\text{Vol. Min. Cisterna} = \frac{450.750 \frac{\text{L}}{\text{día}} * 6h}{24 h/\text{día}} = 112.687,5 \text{ L} = 112,7 \text{ m}^3$$

Verificación para ver si el volumen mínimo es suficiente para manejar los caudales máximos y mínimos horarios:

Se estima que nuestra cisterna tendrá un ingreso del 95% del caudal medio diario=

$$0,95 * 450,750 \frac{\text{L}}{\text{día}} = 428,45 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$Q_{\text{ingreso horario}} = 428,45 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1 \frac{\text{día}}{24 h} = 17,85 \frac{\text{m}^3}{h}$$

Con el mismo hacemos el análisis para observar la variación del nivel del agua durante las 24 h del día dentro de la cisterna:

“Las localidades más pequeñas, con consumos casi exclusivamente domésticos, con comercios y actividades que se interrumpen al mediodía, generan altos picos horarios entre las 11:00 y las 14:00 horas. La red de agua potable debe responder muy rápidamente a estos picos de consumo, si bien las reservas domiciliarias contribuyen a atenuarlos.” ENOHSa, Fundamentación - Cap. II – Estudios preliminares para el diseño de las obras / pág. 122

Se estima que el caudal máximo se da en un promedio de 3 horas ($Q_{\text{máx}}$), el mínimo en 9 h y el caudal medio en el resto del día (12 h)

$$Q_{\text{medio horario}} = 450,75 \frac{\text{L}}{\text{día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{\text{L}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} = 18,79 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q_{\text{máximo horario}} = 631,05 \frac{\text{L}}{\text{día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{\text{L}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} = 26,29 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

$$Q_{\text{mínimo horario}} = 270,45 \frac{\text{L}}{\text{día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{\text{L}} * \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ h}} = 11,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

Teniendo en cuenta las duraciones y los caudales mínimos y máximos definimos con respecto al caudal de ingreso los volúmenes mínimos a manejar en la cisterna:

$$Vol_{\text{pico máximo}} = (Q_{\text{ingreso horario}} - Q_{\text{máximo horario}}) * \text{Duración} = \left(17,85 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} - 26,29 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) * 3 \text{ h} = 25,32 \text{ m}^3$$

$$Vol_{\text{pico mínimo}} = (Q_{\text{ingreso horario}} - Q_{\text{mínimo horario}}) * \text{Duración} = \left(17,85 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} - 11,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) * 9 \text{ h} = 59,42 \text{ m}^3$$

$$Vol_{\text{consumido}} = Q_{\text{máximo horario}} + Q_{\text{mínimo horario}} + Q_{\text{medio horario}} =$$

$$Vol_{\text{consumido}} = 26,29 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} * 3 \text{ hs} + 11,25 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} * 9 \text{ hs} + 18,79 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} * 12 \text{ hs} = 405,625 \text{ m}^3$$

El pulmón de agua es el volumen de agua almacenado en la cisterna que se mantiene por encima del nivel mínimo de operación, permitiendo absorber las variaciones en el consumo y asegurar la presión de distribución de la red.

$$Vol_{\text{pulmón}} = Vol_{\text{ingreso}} - Vol_{\text{consumido}} = 428,45 \text{ m}^3 - 405,625 \text{ m}^3 = 22,83 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, se adopta un volumen de la cisterna de 120.000 litros para garantizar que pueda manejar los caudales máximos y mínimos horarios. Como criterio de diseño se adoptan 3 cisternas modulares de 40.000 litros para cumplir con el volumen requerido.

Se adjunta la tabla en la que se muestra la variación de consumo de 3 días consecutivos, ya que se puede observar en el gráfico que el patrón se repite diariamente.

Tabla 81: Variación del volumen en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia)

	Horas	Qi[m3/h]	Qs[m3/h]		ΔQ [m3/h]	Vol. Remanente
DÍA 1	1	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	2	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	3	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	4	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	5	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	6	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	7	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00

DÍA 2	8	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	119,06
	9	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	118,12
	10	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	117,18
	11	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	116,24
	12	17,85	26,29	MAX	-8,44	107,80
	13	17,85	26,29	MAX	-8,44	99,36
	14	17,85	26,29	MAX	-8,44	90,92
	15	17,85	11,25	MIN	6,60	97,53
	16	17,85	11,25	MIN	6,60	104,13
	17	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	103,19
	18	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	102,25
	19	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	101,31
	20	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	100,37
	21	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	99,43
	22	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	98,49
	23	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	97,55
	24	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	96,61
	25	17,85	11,25	MIN	6,60	103,21
	26	17,85	11,25	MIN	6,60	109,81
	27	17,85	11,25	MIN	6,60	116,42
	28	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	29	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	30	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	31	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
DÍA 3	32	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	119,06
	33	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	118,12
	34	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	117,18
	35	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	116,24
	36	17,85	26,29	MAX	-8,44	107,80
	37	17,85	26,29	MAX	-8,44	99,36
	38	17,85	26,29	MAX	-8,44	90,92
	39	17,85	11,25	MIN	6,60	97,53
	40	17,85	11,25	MIN	6,60	104,13
	41	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	103,19
	42	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	102,25
	43	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	101,31
	44	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	100,37
	45	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	99,43
	46	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	98,49
	47	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	97,55
	48	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	96,61
	49	17,85	11,25	MIN	6,60	103,21
	50	17,85	11,25	MIN	6,60	109,81
	51	17,85	11,25	MIN	6,60	116,42
	52	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	53	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	54	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	55	17,85	11,25	MIN	6,60	120,00
	56	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	119,06
	57	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	118,12

58	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	117,18
59	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	116,24
60	17,85	26,29	MAX	-8,44	107,80
61	17,85	26,29	MAX	-8,44	99,36
62	17,85	26,29	MAX	-8,44	90,92
63	17,85	11,25	MIN	6,60	97,53
64	17,85	11,25	MIN	6,60	104,13
65	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	103,19
66	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	102,25
67	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	101,31
68	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	100,37
69	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	99,43
70	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	98,49
71	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	97,55
72	17,85	18,79	MEDIO	-0,94	96,61

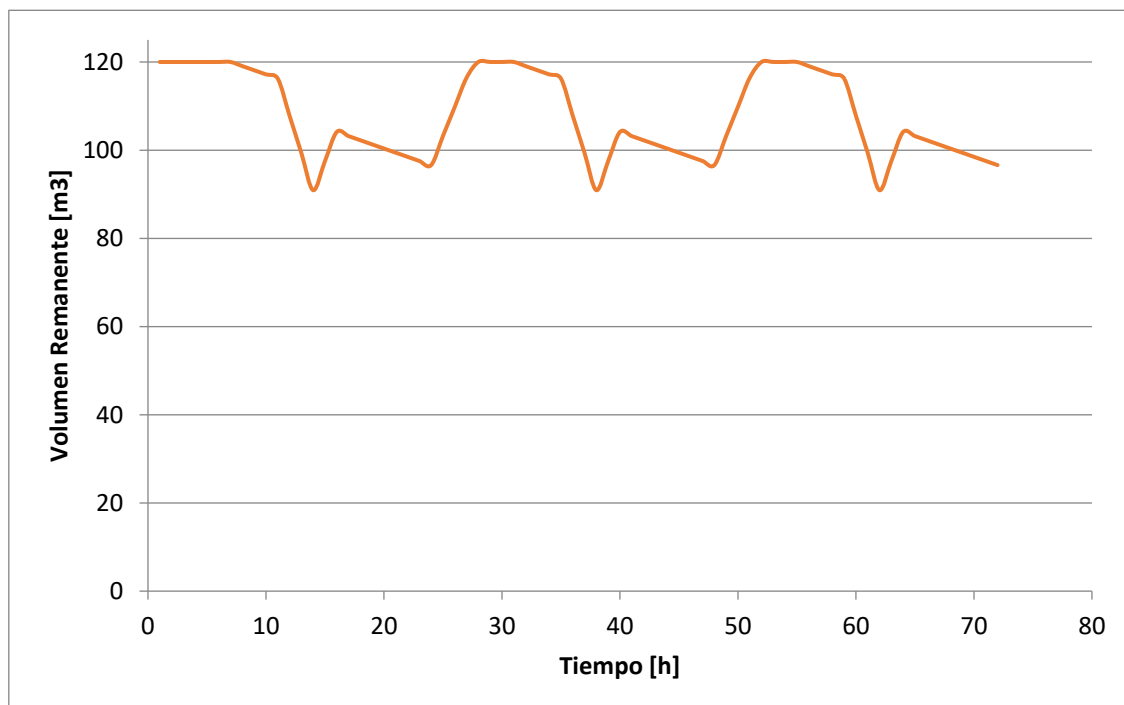


Figura 69: Variación del volumen en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia)



Figura 70: Cisterna. (Fuente: Empresa Mayper)

Tabla 82: Dimensiones de Cisterna. (Fuente: Catálogo Empresa Mayper)

Tabla de dimensiones		
Diámetro [m]	Capacidad [L]	Largo [m]
2,00	5000	2,40
	10000	4,00
	15000	5,60
	30000	10,35
2,50	10000	2,80
	15000	3,85
	20000	4,85
3,20	20000	3,50
	30000	4,75
	40000	6,00
	5000	7,20
	100000	13,50
4,00	50000	5,20
	80000	7,50
	100000	9,15
	125000	11,15
	150000	12,95
	165000	14,35
	175000	14,95

La distribución de agua potable contará con un sistema de presurización compuesto por tres bombas centrífugas: dos en operación y una en reserva, todas controladas mediante presostatos.

Se adoptó un sistema de bombeo directo a la red, en el que los equipos funcionan en paralelo. La activación de las bombas se regula mediante presostatos instalados a la salida del múltiple de impulsión, los cuales sensan la presión en la red y permiten el arranque automático de los equipos en función de la demanda.

En condiciones de bajo consumo, el sistema opera con una sola bomba en funcionamiento, suficiente para mantener la presión mínima requerida. A medida que aumenta el caudal demandado y disminuye la presión, el segundo equipo se activa automáticamente para reforzar el suministro. La tercera bomba permanece en reserva, lista para entrar en operación ante una falla o durante tareas de mantenimiento.

Se incorpora además un tanque compensador con el objetivo de amortiguar los transitorios hidráulicos generados durante los arranques y paradas de los equipos. Cuando la demanda disminuye y ambas bombas continúan en funcionamiento, el exceso de presión es absorbido por el tanque. Este libera paulatinamente el volumen acumulado hasta que los presostatos detectan la presión máxima y ordenan la detención progresiva de las bombas, asegurando un retorno estable al régimen de baja demanda.

Este sistema permite mantener condiciones hidráulicas estables, protege los componentes del sistema frente a golpes de ariete y optimiza el consumo energético, adaptándose automáticamente a las variaciones de consumo en la red.



Figura 71: Presurizadores. (Fuente: Empresa Solar Products)

11. Predimensionado de la platea de fundación para las cisternas

Verificación de la condición de rigidez

En capítulo 6 del Braja Das, se explica que “La unidad del término β , como se definió en la ecuación anterior, es (longitud). Este parámetro es muy importante al determinar si una losa de cimentación se debe diseñar mediante el método rígido convencional o con el método flexible aproximado. De acuerdo con el American Concrete Institute Committee 336 (1988), las losas se deben diseñar mediante el método rígido convencional si el espaciamiento de las columnas en una franja es menor que $1,75/\beta$. Si el espaciamiento de las columnas es mayor que $1,75/\beta$, se puede utilizar el método flexible aproximado”.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 * k}{4 * E_F * I_F}}$$

Siendo:

$K_{0,3}$ = módulo de balasto= 25 MN/m³

K: Módulo de balasto corregido = $K_{0,3} * 0,3/B = 0,68$ MN/m³

B = 11 metros

E_c : Modulo de elasticidad del H°=4700 MPa

I: Inercia de la base

$$I = \frac{11m * (0,3m)^3}{12} = 0,02475 m^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{11m * 0,68 \text{ MN/m}^3}{4 * 4700 \text{ MPa} * 0,02475 m^4}} = 0,36 m$$

Como nuestro l_c es 0 por ser una carga distribuida, haciendo $1,75/0,36 = 4,86$ m por lo tanto podemos aplicar el método rígido.

Peso de la Cisterna = $40.000 \text{ kg} * 1,025 = 41.000 \text{ kg} = 410 \text{ KN}$ (se aumentó un 2,5% considerando el peso de la cisterna vacía)

Adoptamos un espesor de losa de platea 30 cm

De Cirsoc 101 el peso específico del Hormigón Armado es de 25 KN/m³

Dimensiones de la losa de platea: 11 m* 8 m sujetos a las dimensiones de la cisterna

Peso propio total de la losa de platea: $25 \text{ KN/m}^3 * 0,30m * 11m * 8m = 660 \text{ KN}$

Peso Total: $3 * 410 \text{ KN} + 660 \text{ KN} = 1890 \text{ KN}$

$$\text{Tensión de trabajo: } \sigma_t = \frac{P_{\text{total}}}{A} = \frac{1890 \text{ KN}}{88 \text{ m}^2} * \frac{1 \text{ KG} * 1000 \text{ N} * 1 \text{ m}^2}{10 \text{ N} * 1 \text{ KN} * (100 \text{ cm})^2} = 0,21 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Tensión admisible: } 0,50 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 83: Coeficiente de Mf, Q. (Fuente: Manual Ing. Etürk)

Gleichlast							
$\lambda = l_y/l_x$	Momente $Q = q \cdot l_x \cdot l_y; \quad m_{..} = \eta_{..} \cdot Q$				Stützlasten $Q_s = \gamma_s \cdot Q$		Scheitel- beiwert
	η_{mx}	η_{my}	η_{mxy}	η_T	γ_x	γ_y	$\gamma = \frac{c}{l_y}$
1,0	0,0368	0,0368	0,0368	$\pm 0,0464$	0,250	0,250	0
1,1	0,0407	0,0326	0,0326	$\pm 0,0461$	0,227	0,273	0,091
1,2	0,0438	0,0287	0,0287	$\pm 0,0452$	-0,208	0,292	0,167
1,3	0,0459	0,0249	0,0249	$\pm 0,0439$	0,192	0,308	0,231
1,4	0,0475	0,0217	0,0218	$\pm 0,0424$	0,179	0,321	0,286
1,5	0,0486	0,0187	0,0192	$\pm 0,0410$	0,167	0,333	0,333
1,6	0,0491	0,0161	0,0173	$\pm 0,0393$	0,156	0,344	0,375
1,7	0,0493	0,0138	0,0158	$\pm 0,0376$	0,147	0,353	0,412
1,8	0,0491	0,0119	0,0145	$\pm 0,0359$	0,139	0,361	0,445
1,9	0,0488	0,0101	0,0134	$\pm 0,0345$	0,132	0,368	0,474
2,0	0,0482	0,0087	0,0124	$\pm 0,0331$	0,125	0,375	0,500

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{11 \text{ m}}{8 \text{ m}} \approx 1,4$$

$$\eta_{mx} = 0,0475$$

$$\eta_{my} = 0,0217$$

$$q = \frac{P_{\text{total}}}{A} = \frac{1890 \text{ KN}}{88 \text{ m}^2} = 21,47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$Q = q \cdot l_x \cdot l_y = 21,47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 8 \text{ m} * 11 \text{ m} = 1890 \text{ KN}$$

$$m_x = q * \eta_{mx} = 1890 \text{ KN} * 0,0475 = 89,77 \text{ KNm/m}$$

$$m_y = q * \eta_{my} = 1890 \text{ KN} * 0,0217 = 41,01 \text{ KNm/m}$$

Armadura de las losas:

Tabla 84: Coeficiente Kd. (Fuente: Ing. Oscar Möller)

β_1	H20	H25	H30				
	MPa = MN/m ²						
	20	25	30	f_y (MPa=MN/m ²)			
	0,85	0,85	0,85	E_s (MPa=MN/m ²)			
	k_d			k_e	e_c	e_t	k_c
	m / $\sqrt{\text{MN}}$			cm ² /MN	‰	‰	adimens.
	1,218	1,089	0,994	24,301	3,00	60,00	0,048
	0,890	0,796	0,727	24,766	3,00	30,00	0,091
	0,749	0,670	0,612	25,207	3,00	20,00	0,130
	0,668	0,598	0,546	25,625	3,00	15,00	0,167
	0,615	0,550	0,502	26,021	3,00	12,00	0,200
	0,577	0,516	0,471	26,399	3,00	10,00	0,231
	0,548	0,490	0,447	26,758	3,00	8,57	0,259
	0,525	0,470	0,429	27,100	3,00	7,50	0,286
	0,507	0,453	0,414	27,427	3,00	6,67	0,310
	0,492	0,440	0,402	27,739	3,00	6,00	0,333
	0,479	0,429	0,391	28,038	3,00	5,45	0,355
	0,469	0,419	0,383	28,324	3,00	5,00	0,375

Materiales:

Hormigón H-25 Acero ADN- 420.

Se adopta:

h= 30 cm

dx= 25 cm

dy= 24 cm

según eje x:

$$M_{nx} = \frac{m_x}{\phi} = \frac{89,77 \text{ KNm/m}}{0,9} = 99,74 \text{ KNm/m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,25 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,09974 \text{ MN}}{1 \text{ m}}}} = 0,79 \rightarrow \text{Se adopta } K_d=0,67, K_e=25,207$$

$$A_s = K_e * \frac{M_{nx}}{d} = 25,207 * \frac{0,09974 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}}{0,25} = 10,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima por contracción y temperatura:

$$A_{smin} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta: 1φ 10 mm c/ 7 cm (11,22 cm²/m) (abajo)

Separación máxima: S/CIRSOC 201-Art. 7.6.5: $S \leq 25 * d_b = 25 * 1,0 \text{ cm} = 25,00 \text{ cm}$ (B.C.)

según eje y:

$$M_{ny} = \frac{m_y}{\phi} = \frac{41,01 \text{ KNm/m}}{0,9} = 45,57 \text{ KNm/m}$$

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0,24 \text{ m}}{\sqrt{\frac{0,04557 \text{ MN}}{1 \text{ m}}}} = 1,12 \rightarrow \text{Se adopta } K_d=1,089, K_e=24,301$$

$$A_s = K_e * \frac{M_{ny}}{d} = 24,301 * \frac{0,04557 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}}{0,24} = 4,61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima por contracción y temperatura:

$$A_{smin} = 0,0018 * b * h = 0,0018 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta: 1φ 10 mm c/ 14 cm (5,49 cm²/m) (abajo)

Separación máxima: S/CIRSOC 201-Art. 7.6.5: $S \leq 25 * d_b = 25 * 1,0 \text{ cm} = 25,00 \text{ cm}$ (B.C.)

Verificación al corte de la losa de fundación:

$$\gamma_x = 0,321$$

$$\gamma_y = 0,179$$

Según eje y:

$$Q_y = q * \gamma_y = 1.890 \text{ KN} * 0,179 = 2 * 338,31 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{Q_y}{\phi} = \frac{676,62 \text{ KNm/m}}{0,75} = 902,16 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 11 \text{ m} * 0,25 \text{ m} = 2.291,63 \text{ KN}$$

No es necesario armadura de corte.

Según eje x:

$$Q_x = q * \gamma_x = 1890 \text{ KN} * 0,321 = 2 * 606,69 \text{ KN} = 1213,38 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{Qx}{\phi} = \frac{1213,38 \text{ KNm/m}}{0,75} = 1617,84 \text{ KN}$$

Contribución del hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{25 \text{ MPa}} * 8 \text{ m} * 0,25 \text{ m} = 1.666,64 \text{ KN}$$

No es necesario armadura de corte.

12. Alumbrado público

El método a utilizar para establecer la altura y el espaciamiento necesarios de las columnas de alumbrado público es el “Método de los lúmenes” (André-Eugène Blondel-1894), el cual tiene en cuenta la potencia de la luminaria a instalar y el ancho de calzada a iluminar. A partir de obras similares ejecutadas recientemente en la ciudad de Resistencia Chaco se decidió adoptar lámparas led de 149 watts de potencia para iluminar las calles internas del barrio y de 300 watts para la avenida de acceso.

El cálculo de la distancia entre luminarias se obtuvo despejando su valor de la siguiente fórmula:

$$E_m[lux] = \frac{\eta * f_m * n * \Phi_L}{A * D}$$

Donde:

- E_m = iluminancia media.
- η = factor de utilización de la luminaria obtenido de las curvas provistas por el fabricante.
- f_m = factor de mantenimiento obtenido de tabla en función del tipo de vía y del tipo de luminaria adoptada.
- n = número de lámparas en la luminaria.
- Φ_L (lúmenes) = flujo luminoso emitido por cada lámpara.
- A (m) = ancho de calzada.
- D (m) = distancia entre luminarias.

12.1. Iluminación de las calles internas

12.1.1. Altura de luminaria H

La altura de luminaria estará en función del flujo luminoso emitido por la lámpara. Del catálogo del fabricante de lámparas led, en este caso de marca Philips, se obtuvo para el modelo adoptado (BGP323 GRN195-/740 I DM SI T35) un flujo luminoso de 20.500 lúmenes.



SpeedStar

BGP323 GRN195-/740 I DM SI T35

SpeedStar Large, LED GreenLine 19500 lm, Distribution medium, Flat glass

Municipalities are under pressure to meet energy conservation goals by reducing their energy consumption and carbon footprint while complying with lighting norms and standards. Our SpeedStar LED luminaire addresses these fundamental issues and provides a solution to reduce the impact on our environment. SpeedStar is an energy-efficient luminaire requiring minimal maintenance and incorporating the easy-to-upgrade LEDGine, which can be connected to lighting regulation systems for further energy savings. This carbon-neutral luminaire is the ideal solution for functional road and street lighting.

Product data

General Information			
Lamp family code	GRN195 [LED GreenLine 19500 lm]	Embedded control	-
Light source replaceable	Yes	CE mark	Yes
Number of gear units	1 unit	Warranty period	5 years
Driver included	Yes	Flammability mark	-
Photocell	-	ENEC mark	ENEC mark
Remarks	<p>*-Per Lighting Europe guidance paper</p> <p>"Evaluating performance of LED based luminaires - January 2018": statistically there is no relevant difference in lumen maintenance between B50 and for example B10. Therefore, the median useful life (B50) value also represents the B10 value.</p>	Glow-wire test	Temperature 650 °C, duration 5 s
		EU RoHS compliant	Yes
Light Technical			
		Upward light output ratio	0.03
Light source engine type	LED	Luminous Flux	20.500 lm
Product family code	BGP323 [SpeedStar Large]	Standard tilt angle posttop	5°
Lighting Technology	LED	Standard tilt angle side entry	0°
		Correlated Color Temperature (Nom)	4000 K
		Luminous Efficacy (rated) (Nom)	138 lm/W

Figura 72: Catálogo Luminaria. (Fuente: Philips lighting)

De tabla 85 para un flujo de entre 20.000 lúmenes y 40.000 lúmenes se recomienda una altura de luminaria de entre 10m y 12m.

Tabla 85: Altura de luminaria. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnica/externor.htm#calculfu>)

Flujo de la lámpara Φ_L (lúmenes)	H (m)
$3.000 \leq \Phi_L < 10.000$	$6 \leq H < 8$
$10.000 \leq \Phi_L < 20.000$	$8 \leq H < 10$
$20.000 \leq \Phi_L < 40.000$	$10 \leq H < 12$
$\Phi_L \geq 40.000$	$H \geq 12$

Se adoptó un modelo de columna de 4 tramos de altura $H = 10\text{ m}$ con una longitud de pescante $L_p = 2\text{ m}$ (se adjunta plano del artículo provisto por el fabricante).

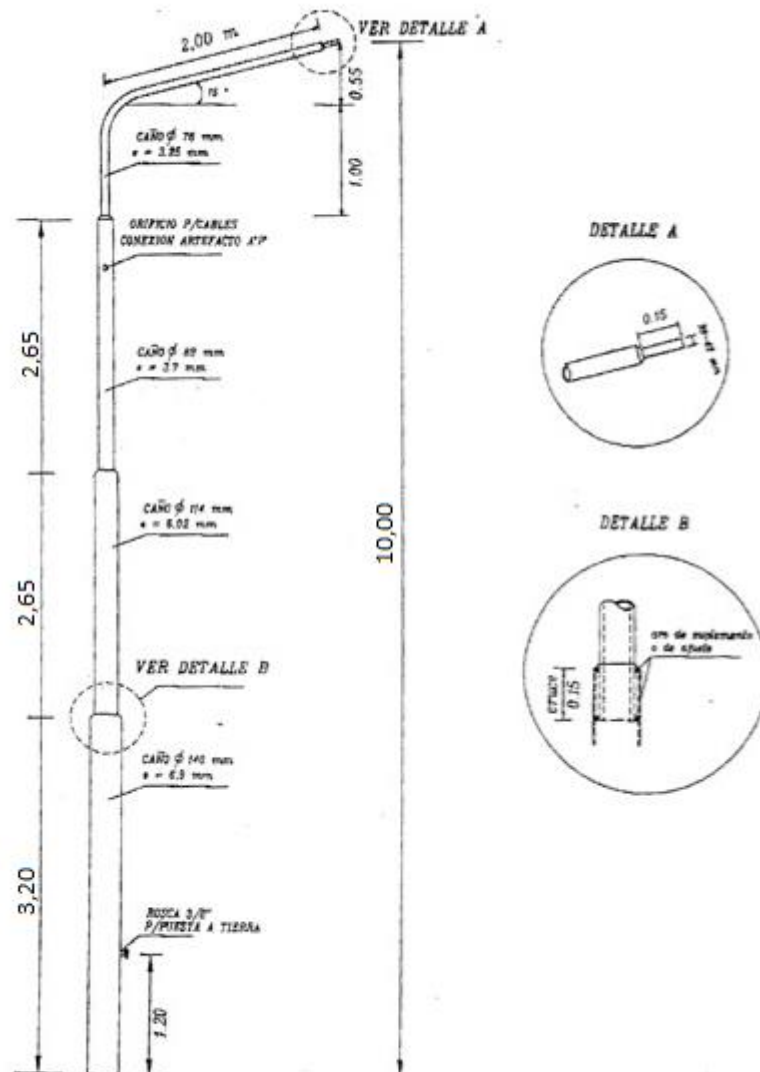


Figura 73: Catálogo Luminaria. (Fuente: Empresa Luis J. Drevniak)

12.1.2. Disposición de las luminarias

Las luminarias pueden disponerse de un solo lado de la calzada (unilateral), o a ambos lados de la misma, ya sea alternadas (en tresbolillo) o enfrentadas (pareadas) (ver figura 74). La disposición a adoptar dependerá de la relación entre el ancho de calzada (A) y la altura de la luminaria (H). En este caso:

Ancho de calzada = $A = 8\text{ m}$

$$\frac{A}{H} = \frac{8\text{ m}}{10\text{ m}} = 0,8$$

De tabla 86 para una relación $A / H \leq 1$ corresponde una disposición unilateral. Además, se optó por ubicarlas del lado izquierdo de la calzada.

Tabla 86: Disposición de luminaria. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnia/externor.htm#calcufu>)

Relación ancho de calzada / altura de luminaria (A / H)	Disposición
$A / H \leq 1$	Unilateral
$1 < A / H \leq 1,5$	Tresbolillo
$A / H > 1,5$	Pareada o doble axial

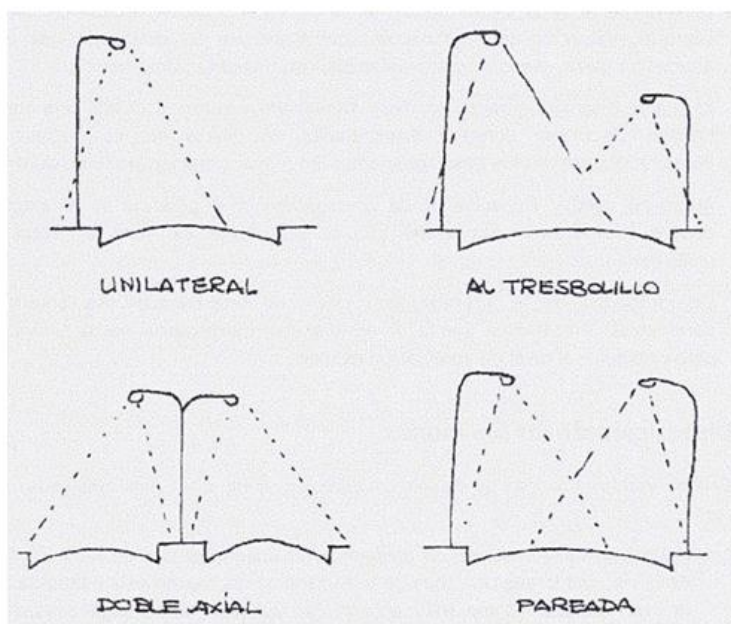


Figura 74: Disposición luminaria. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnia/externor.htm#calcufu>)

12.1.3. Iluminancia media E_m

El valor de iluminancia de la calle dependerá de su clasificación según la velocidad de circulación proyectada. La Ley Nacional de Tránsito, en su artículo 51, establece como velocidad máxima 40 km/h para calles en zonas urbanas. De tabla 87 una vía con una velocidad de circulación de entre 30km/h y 60 km/h se clasifica como del tipo B (de moderada velocidad) con una iluminancia media:

$$E_m = 35 \text{ lux}$$

Tabla 87: Iluminancia exigida. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnia/externor.htm#calcufu>)

Velocidad del tránsito (km/h)	Tipo de vía	Iluminancia media E_m (lux)
$V > 60$	A (de alta velocidad)	35
$30 < V \leq 60$	B (de moderada velocidad)	35
-	C (bicisendas)	30
$5 < V \leq 30$	D (de baja velocidad)	28
$V \leq 5$	E (peatonal)	25

12.1.4. Factor de mantenimiento f_m

La luminaria es el receptáculo que alberga y protege a la lámpara de las inclemencias del tiempo, pudiendo ser del tipo abierta o cerrada.

El factor de mantenimiento tiene en cuenta el nivel de suciedad de la calle y el tipo de luminaria. De tabla 88 adoptando una vía de suciedad media para una luminaria cerrada corresponde un valor:

$$f_m = 0,7$$

Tabla 88: Factor de mantenimiento. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnia/exterior.htm#calculfu>)

Característica de la vía	Factor de mantenimiento f_m	
	Luminaria abierta	Luminaria cerrada
Limpia	0,75	0,80
Media	0,68	0,70
Sucia	0,65	0,68

12.1.5. Factor de utilización η

El factor de utilización se obtiene de curvas de la luminaria provistas por el fabricante para el modelo adoptado. Dichas curvas se dividen en lado calzada (η_1) y lado acera (η_2), cuyos valores se obtienen ingresando con las relaciones $A1 / H$, donde $A1$ es la distancia entre el eje vertical de la luminaria y el cordón opuesto, y $A2 / H$, donde $A2$ es la distancia entre el eje y el cordón más cercano (ver figura 76).

Del fabricante fue posible obtener las curvas de la luminaria adoptada.

Distancia adoptada de columna a borde de cordón = $D_{cc} = 0,5m$

$$A1 = A + D_{cc} - L_p = 8m + 0,5m - 2m = 6,5m$$

$$A2 = A - A1 = 8m - 6,5m = 1,5m$$

$$\frac{A1}{H} = \frac{6,5m}{10m} = 0,65$$

$$\frac{A2}{H} = \frac{1,5m}{10m} = 0,15$$

Ingresando con $A_1 / H = 0,65$ a la curva del factor de utilización para el lado calzada se obtuvo:
 $\eta_1 = 0,29$

Ingresando con $A_2 / H = 0,15$ a la curva del factor de utilización para el lado acera se obtuvo:
 $\eta_2 = 0,045$

$\eta = \eta_1 + \eta_2 = 0,29 + 0,045 = 0,335$

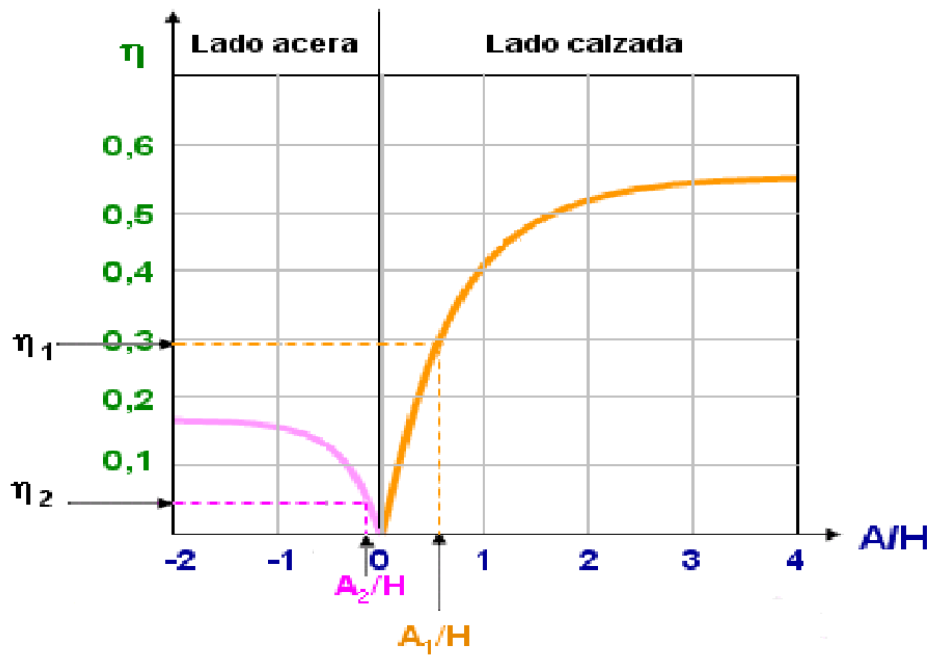


Figura 75: Factor de utilización. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnica/exterior.htm#calcufu>)

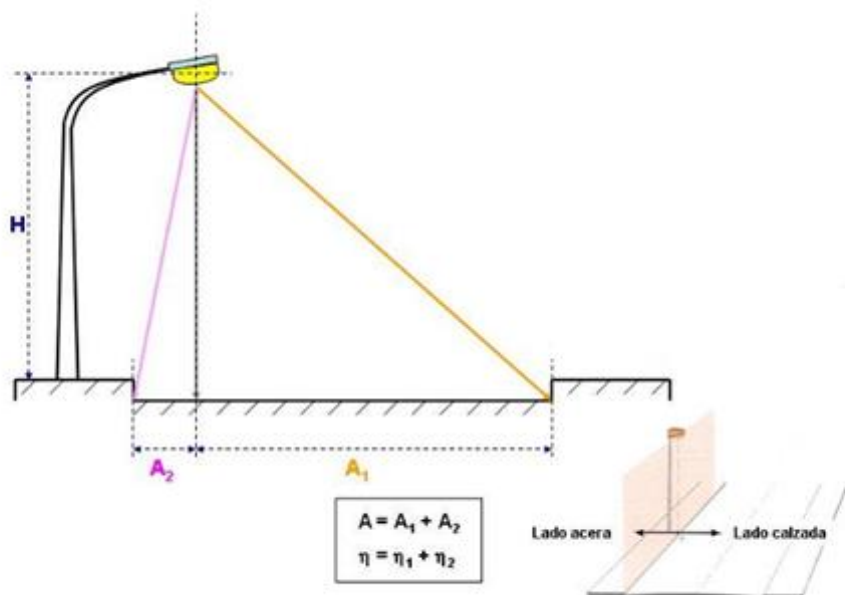


Figura 76: Parámetros del factor de utilización. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnica/exterior.htm#calcufu>)

12.1.6. Distancia entre luminarias D

$$D = \frac{\eta * f_m * n * \Phi_L}{A * Em} = \frac{0,335 * 0,7 * 1 * 20.500}{8 * 35} = 17,2 m$$

Para adecuar la distancia a la división parcelaria de las manzanas y por ser un método aproximado de cálculo se adoptó una distancia D = 20m, siendo necesarias 356 columnas simples (ver plano N°17-columnas de alumbrado público).

12.2. Iluminación de la avenida de acceso



Luces aerodinámicas para calles más brillantes

Información técnica sobre la luz

Order Code	Full Product Name	Flujo luminoso
911401658208	BRP593 LED242/NW 150W DM PSA P7 GM	24.200 lm
911401661408	BRP595 LED403/NW 250W DM PSA GM	40.300 lm
911401664008	BRP595 LED489/NW 300W DM PSR GM	48.900 lm
911401658808	BRP593 LED244/NW 150W DM SR P7T SRB GM	24.400 lm

Figura 77: Catálogo Luminaria. (Fuente: Philips lighting)

Altura de luminaria H Del catálogo del fabricante de lámparas led (ver figura 77) se obtuvo para el modelo adoptado (Phillips lighting BRP595 LED489/NW 300W DM PSR GM) un flujo luminoso de 48.900 lúmenes.

De tabla 85 para un flujo de entre 20.000 lúmenes y 40.000 lúmenes se recomienda una altura de luminaria de entre 10m y 12m.

Se adoptó un modelo comercial de altura H = 10m con pescante de longitud Lp = 2m).

12.2.1. Disposición de las luminarias

Ancho de cantero central = $Acc = 30m$

Ancho de cada calzada + mitad ancho de cantero central = $A = 8m + 15m = 23m$

Ancho total = $At = 2 * A = 2 * 23m = 46m$

$$\frac{At}{H} = \frac{46m}{10m} = 4,6$$

De tabla 86 para una relación $A / H > 1,5$ corresponde una disposición doble axial.

12.2.2. Iluminancia media E_m

La Ley Nacional de Tránsito, en su artículo 51, establece como velocidad máxima 60 km/h para avenidas en zonas urbanas. De tabla 87 una vía con una velocidad de circulación de entre 30km/h y 60 km/h se clasifica como del tipo B (de moderada velocidad) con una iluminancia media:

$E_m = 35lux$

12.2.3. Factor de mantenimiento f_m

El tipo de luminaria y el nivel de suciedad son los mismos que los de las calles internas por lo que:

$f_m = 0,7$

12.2.4. Factor de utilización η

$A_1 = A - L_p = 33m - 2m = 31m$

$A_2 = A - A_1 = 33m - 31m = 2m$

$$\frac{A_1}{H} = \frac{31m}{10m} = 3,1$$

$$\frac{A_2}{H} = \frac{2m}{10m} = 0,2$$

Ingresando con $A_1 / H = 3,1$ a la curva del factor de utilización para el lado calzada se obtuvo:
 $\eta_1 = 0,54$

Ingresando con $A_2 / H = 0,2$ a la curva del factor de utilización para el lado acera se obtuvo:

$\eta_2 = 0,09$

$\eta = \eta_1 + \eta_2 = 0,54 + 0,09 = 0,63$

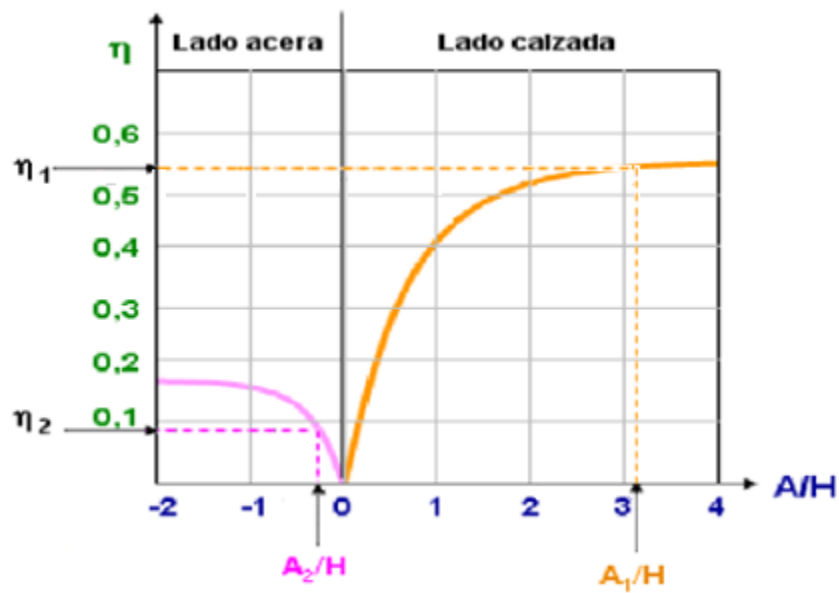


Figura 78: Factor de utilización. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnica/exterior.htm#calcufu>)

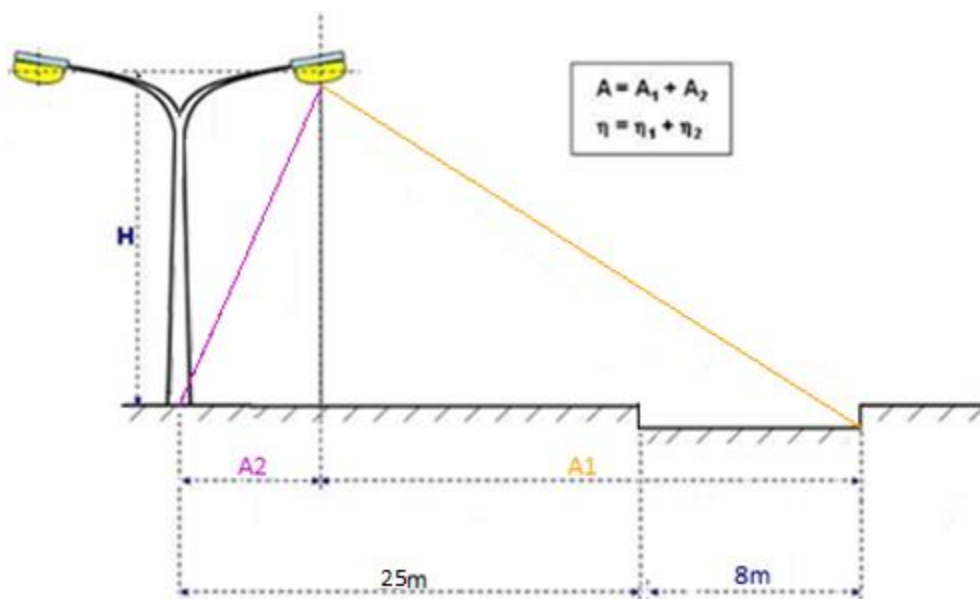


Figura 79: Parámetros del factor de utilización. (Fuente: <http://www.tuveras.com/luminotecnica/exterior.htm#calcufu>)

12.2.5. Distancia entre luminarias D

$$D = \frac{\eta * f_m * n * \Phi_L}{A * E_m} = \frac{0,63 * 0,7 * 1 * 48.900}{33 * 35} = 18,67 \text{ m}$$

Para adecuar la distancia a la división parcelaria de las manzanas y por ser un método aproximado de cálculo se adoptó una distancia $D = 20\text{m}$, siendo necesarias 30 columnas simples de doble pescante (ver plano N°17-columnas de alumbrado público).

13. Cómputo y presupuesto

Para presupuestar se realizó el correspondiente cómputo métrico, subdividiendo en trabajos, rubros e ítems elementales, agrupados y ordenados según la secuencia lógica de ejecución. En dichos trabajos se estimaron las cantidades de materiales, mano de obra y equipos que serán necesarios para la materialización del proyecto. El proceso de cómputo y presupuesto se realizó siguiendo las recomendaciones del libro “Cómputos y Presupuestos” de Mario Chandías, así como del Pliego de Condiciones y Especificaciones Técnicas de la Dirección Nacional de Vialidad y la normativa del ENOHSa. El método utilizado para obtener el costo-costo es el llamado “Método de análisis de precios unitarios” en el cual el mismo se define como la suma de los costos de materiales más los costos de la mano de obra de cada trabajo considerado como ítem (ver anexo).

Análisis de precios de ítems

Costo de materiales:

Se tuvieron en cuenta los precios de proveedores del mercado local y regional estimando un 15% extra por conceptos de pérdidas, flete, carga y descarga.

Costo de la mano de obra:

Se adopta para este proyecto la forma de pago más habitual en obras civiles, llamada “por contrato” en la cual el obrero recibe un jornal diario correspondiente a una jornada de trabajo de ocho horas. Este jornal diario se obtiene a partir del jornal básico horario acordado anualmente por convenio colectivo de trabajo, cuyo valor vigente desde marzo de 2025 se expresa en la tabla 89

Tabla 89: Jornales de salarios básicos con vigencia a partir del 1° de marzo 2025. (Fuente: UOCRA)

Mes Categoría		ZONA "A"
		Salario Básico
mar-25	Oficial Especializado	4741
	Oficial	4056
	Medio Oficial	3748
	Ayudante	3450
	Sereno	626681

Los jornales reales incluyen los beneficios sociales que deben otorgar los patrones por el solo hecho de tener obreros a su cargo. La incidencia en el jornal básico y su valor final se expresan en las tablas 90 y 91.

Tabla 90: Cargas sociales. (Fuente: Elaboración propia)

N°	Concepto	Incidencia (%)	Suma parcial incidencia (%)
1	Salario por tiempo efectivamente trabajado	100,00	
2	Asistencia perfecta	18,00	
3	Salarios pagados por tiempos no trabajados		
	a) Feriados pagos	5,33	
	b) Vacaciones pagas	6,38	
	c) Enfermedad inculpable	2,98	
	d) Licencias especiales pagas	0,43	
4	Asignación por vestimenta	3,63	
5	Sueldo anual complementario	11,41	
6	Suma de los conceptos 1 a 5		148,16
7	Fondo de cese laboral		
	a) Aporte al fondo de cese laboral	16,00	
	b) Contribución con destino al IERIC	0,16	
	c) Contribución con destino a UOCRA	0,32	
	d) Contribución con destino al FoDeCo	0,16	
8	Indemnización por fallecimiento	0,02	
9	Suma de conceptos 7 y 8		16,66
10	Contribuciones patronales		40,06
11	Seguro de vida obligatorio		9,58
12	Indemnización por causas climáticas		0,82
		Suma	215,28

Tabla 91: Jornales reales. (Fuente: Elaboración propia)

Categoría laboral	Jornal (\$/h)	Jornal (\$/día)
Oficial especializado	4741	37928
Oficial	4056	32448
Medio oficial	3748	29984
Ayudante	3450	27600

Costo operativo de equipos

El costo de los equipos considera dos tipos de gastos: gastos fijos y gastos de funcionamiento.

Gastos fijos:

Amortización del capital invertido:

$$Amortización \left[\frac{\$}{día} \right] = \frac{Costo\ total\ de\ equipos * h_{dt}}{VU}$$

Donde:

VU: Vida útil del equipo expuesto a la intemperie= 10.000 h o 5 años.

h_{dt} : horas de trabajo por día= 8 h/día.

Intereses del capital no amortizado:

$$Intereses \left[\frac{\$}{\text{día}} \right] = \frac{\text{Costo total de equipos} * i * h_{dt}}{2 * \text{Horas de uso por año}}$$

Donde:

i = tasa de interés anual= 30%= 0,30.

Gastos de funcionamiento:

Combustibles:

$$Combustibles \left[\frac{\$}{\text{día}} \right] = c_{go} * \text{Potencia total de equipos} * p_{go} * h_{dt}$$

Donde:

c_{go} : consumo de gasoil estimado para trabajo mediano= $0,16 \left[\frac{l}{HP * h} \right]$

p_{go} : precio del gasoil= $935,36 \left[\frac{\$}{l} \right]$

Lubricantes: se estiman como el 30% del valor del combustible.

$$Lubricantes \left[\frac{\$}{\text{día}} \right] = 0,30 * Combustibles$$

Reparaciones y repuestos: se estiman como el 70% de la amortización.

$$Reparaciones y repuestos \left[\frac{\$}{\text{día}} \right] = 0,70 * Amortización$$

El costo operativo es la sumatoria de los gastos mencionados.

$$\begin{aligned} \text{Costo operativo} \left[\frac{\$}{\text{día}} \right] \\ = Amortización + Intereses + Combustibles + Lubricantes \\ + Reparaciones y repuestos \end{aligned}$$

Costo – Costo sin materiales:

$$\text{Costo} - \text{Costo sin materiales} \left[\frac{\$}{u} \right] = \frac{\text{Costo operativo} + \text{Costo mano de obra}}{R}$$

Donde:

$R\left[\frac{\$}{u}\right]$: Rendimiento estimado de la mano de obra.

Costo – Costo:

$$\text{Costo} - \text{Costo}\left[\frac{\$}{\text{día}}\right] = \text{Costo de materiales} + \text{Costo} - \text{Costo sin materiales}$$

Presupuesto

El precio final de la obra (ver tabla 93) se obtuvo sumando al costo-costo total los siguientes conceptos:

- Gastos generales: son aquellos en los que debe incurrir la empresa para materializar la obra y que no formen parte del costo-costo, incluyendo gastos directos e indirectos. Para un anteproyecto es suficiente con estimarlos como un 15% del costo-costo.
- Beneficios: es la pretensión de la retribución del empresario, que varía según la ley de oferta y demanda entre el 7% y el 15% de la suma del costo-costo más los gastos generales. Se adoptó un valor medio del 10%.
- Impuestos: los gravámenes que afectan a la actividad de la construcción que fueron considerados son el impuesto al valor agregado (IVA = 21%) y el impuesto a los ingresos brutos de la provincia del Chaco del 3,2%. Estos se calcularon como un porcentaje de la suma de los conceptos anteriores.

Nota: Instalación eléctrica-Consideraciones preliminares

Dado que el título de Ingeniero Civil no habilita legalmente para el diseño ni el cálculo de redes eléctricas, se recurrió a la consulta con ingenieros electromecánicos especializados. En este caso, brindaron su asesoramiento los ingenieros electromecánicos Osvaldo Guster y Pablo Pasarino, quienes, en base a su experiencia profesional, recomendaron considerar en esta etapa de anteproyecto un valor estimativo del 10% del costo-costo total de obra para representar el rubro de instalación eléctrica, a los fines del cómputo y presupuesto general. Esta estimación es preliminar y sujeta a ajustes en etapas posteriores de proyecto ejecutivo.

Tabla 92: Cómputo y presupuesto. (Fuente: Elaboración propia)

PLANILLA CÓMPUTO Y PRESUPUESTO LOTE O							
N°	Ítem/Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Parcial	Precio total	% Incidencia
1	Red Vial					\$ 239.456.851,89	32,97%
1.1	Estudio de suelo	U	1	\$ 1.100.000,00	\$ 1.100.000,00		
1.2	Desbosque, destronque y limpieza de terreno	m ²	181.356,00	\$ 56,99	\$ 10.335.326,65		
1.3	Excavación para apertura de caja	m ³	54.406,80	\$ 392,99	\$ 21.381.437,04		
1.4	Preparación y compactación del suelo cal	m ³	36.271,20	\$ 1.454,18	\$ 52.744.871,78		
1.5	Colocación y compactación de la rasante granular de 10 cm de espesor	m ²	181.356,00	\$ 848,58	\$ 153.895.216,42		
2	Sistema de desagües pluviales					\$ 51.895.066,07	7,14%
2.1	Ejecución de cunetas excavadas y canales secundarios	m ³	3224,60	\$ 2.334,81	\$ 7.528.826,43		
2.2	Hormigón H21 para sumideros, cámaras y revestimiento de canales	m ³	0,43	\$ 165.926,72	\$ 72.012,19		
2.3	Provisión, acarreo e instalación de cañería de vinculación PEAD φ 400	m	1056	\$ 14.582,53	\$ 15.399.154,51		
2.4	Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 1 y 2 PEAD φ 600	m	600	\$ 18.058,53	\$ 10.835.119,61		
2.5	Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 3 PEAD φ 700	m	300	\$ 19.849,20	\$ 5.954.759,80		
2.6	Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 4 PEAD φ 800	m	150	\$ 21.534,53	\$ 3.230.179,90		
2.7	Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 5 PEAD φ 900	m	34	\$ 23.325,20	\$ 793.056,78		
2.8	Provisión, acarreo e instalación de alcantarilla prefabricada de hormigón	m	184,8	\$ 43.733,53	\$ 8.081.956,84		
3	Red de agua potable					\$ 136.000.273,33	18,72%
3.1	Excavación, tapado y compactación de zanja	m ³	642,6	\$ 14.928,28	\$ 9.592.909,60		
3.2	Prov. y coloc. cañerías PVC 63mm	m	2285	\$ 14.759,00	\$ 33.724.311,64		
3.3	Prov. y coloc. cañerías PVC 140mm	m	1085	\$ 15.232,63	\$ 16.527.400,54		
3.4	Prov. y coloc. cañerías PVC 160mm	m	200	\$ 16.297,15	\$ 3.259.430,45		
3.5	Provisión, acarreo e instalación de válvula esclusa φ4"	U	14	\$ 1.125.424,90	\$ 15.755.948,60		
3.6	Acarreo y colocación de hidrante a resorte con válvula esclusa	U	18	\$ 1.011.154,92	\$ 18.049.115,39		
3.7	Ejecución de conexión domiciliaria corta de agua	U	258	\$ 72.804,29	\$ 18.783.505,77		
3.8	Ejecución de conexión domiciliaria larga de agua	U	258	\$ 78.711,83	\$ 20.307.651,34		
4	Red eléctrica y alumbrado público					\$ 248.678.992,86	34,24%
4.1	Tendido eléctrico	Gl	1	\$ 66.029.000,00	\$ 66.029.000,00		
4.2	Alumbrado público simple pescante	U	356	\$ 456.090,85	\$ 162.368.342,59		
4.3	Alumbrado público doble pescante	U	30	\$ 676.055,01	\$ 20.281.650,27		
5	Obras de infraestructuras					\$ 50.287.819,46	6,92%
5.1	Estación de bombeo	Gl	1	\$ 34.289.341,95	\$ 34.289.341,95		
5.2	Ejecución Laguna, vertedero y canal de salida	Gl	1	\$ 15.998.477,50	\$ 15.998.477,50		
Total Costo-Costo						\$ 726.319.003,61	

Tabla 93: Precio de la obra. (Fuente: Elaboración propia)

Gastos generales (15% del costo-costo)	\$ 108.947.850,54
Subtotal 1=Costo-costo+gastos generales	\$ 835.266.854,15
Beneficios (10% del subtotal 1)	\$ 83.526.685,42
Subtotal 2=Subtotal 1+Beneficios	\$ 918.793.539,57
Impuestos=24,2% del subtotal 2	\$ 222.348.036,58
Precio de la obra	\$ 1.141.141.576,15

14. Análisis preliminar de rentabilidad

Si bien el análisis financiero integral del proyecto no forma parte del alcance de este anteproyecto, se puede realizar una evaluación preliminar de rentabilidad que permita estimar su viabilidad económica.

El costo estimado total de las obras de infraestructura asciende a \$1.141.141.576,15 pesos argentinos. Considerando un tipo de cambio aproximado de \$1.180 ARS/USD, esto representa un costo de inversión de alrededor de USD 967.069. Distribuido entre los 516 lotes que componen el loteo, el costo de infraestructura por lote resulta ser de aproximadamente USD 1.874.

En contraste, el valor de venta proyectado por lote es del orden de USD 10.000, lo que arroja una relación de recuperación de inversión altamente favorable, con una diferencia bruta de alrededor de USD 8.126 por lote, sin considerar otros costos indirectos como administrativos, legales, comerciales ni impuestos.

Este análisis rápido permite afirmar que, en términos generales, el emprendimiento resulta rentable desde el punto de vista económico, quedando pendiente para etapas posteriores la realización de un análisis financiero detallado, incluyendo flujo de fondos, plazos de ejecución, costos operativos, estructura fiscal y tasas de retorno.

15. Conclusiones

El desarrollo del anteproyecto del Loteo Wagner permitió definir lineamientos generales para la urbanización de una superficie de 100 hectáreas, contemplando criterios técnicos de drenaje pluvial, trazado urbano y conexión con la infraestructura vial y natural existente.

Se logró incorporar un sistema de retardo hidráulico mediante una laguna de almacenamiento pluvial, con el objetivo de mitigar el impacto del escurrimiento generado por el proceso de urbanización, garantizando un egreso controlado hacia la infraestructura vial nacional y los cuerpos receptores naturales.

Asimismo, se evaluó el comportamiento hidrológico del loteo, adecuando los caudales generados a la capacidad de conducción del sistema de canales y la alcantarilla existente, en coherencia con la nueva condición de escurrimiento combinada (natural y urbanizada).

Las decisiones adoptadas permiten avanzar hacia una urbanización técnicamente viable desde el punto de vista hidráulico, sin dejar de reconocer que aún restan completar estudios y definiciones clave para su ejecución.

16. Recomendaciones

- Verificar los posibles asentamientos diferenciales en la platea de fundación.
- Realizar ensayos de compactación y, de ser necesario, ejecutar soluciones de mejora del suelo para garantizar la estabilidad estructural de las viviendas.
- Definir que cada unidad habitacional deberá ejecutar su propia instalación sanitaria interna para el manejo de líquidos cloacales, previendo cámaras sépticas y sistemas de disposición final o conexión futura a red si estuviera prevista.
- Completar el estudio financiero del proyecto, a fin de establecer su viabilidad económica y proyecciones de inversión pública o privada.
- Avanzar en los estudios topográficos de detalle y en el diseño ejecutivo de obras hidráulicas, viales y estructurales, incorporando memoria de cálculo y planillas de cómputo y presupuesto.
- Considerar la obtención de permisos y autorizaciones correspondientes ante los organismos provinciales y nacionales competentes, especialmente por intervenir en zonas de escurrimiento que descargan en cauces regulados.
- Incluir campañas de inspección geotécnica complementaria, con calicatas o sondajes, para validar la capacidad del terreno ante cargas puntuales o lineales siguiendo los lineamientos del CIRSOC 401.
- Analizar en mayor detalle la cuenca del Río Negro para poder verificar con mayor precisión el funcionamiento hidráulico de la alcantarilla ubicada sobre la Ruta Nacional N.º 16, es necesario realizar un estudio más amplio que contemple toda la cuenca del río Negro. Esto permitirá identificar con mayor exactitud las subcuencas que aportan caudal al sector evaluado, estimar los caudales máximos de diseño con una base hidrológica más completa y evaluar adecuadamente la capacidad de conducción de la alcantarilla existente en relación con los aportes actuales y futuros.
- Será necesario proyectar y verificar hidráulicamente la alcantarilla de acceso al loteo, de manera que tenga la capacidad de recibir y conducir adecuadamente los caudales provenientes de las cunetas de la Ruta Nacional N.º 16. Además, se deberá considerar que dicha alcantarilla funcionará como paso vehicular, por lo que deberá estar diseñada para soportar cargas pesadas, incluyendo el tránsito de maquinarias de obra y vehículos de gran porte. Esto implica definir su geometría, sección estructural, materiales, pendiente y condiciones de entrada y salida, considerando tanto el escurrimiento superficial como los requerimientos de resistencia estructural.

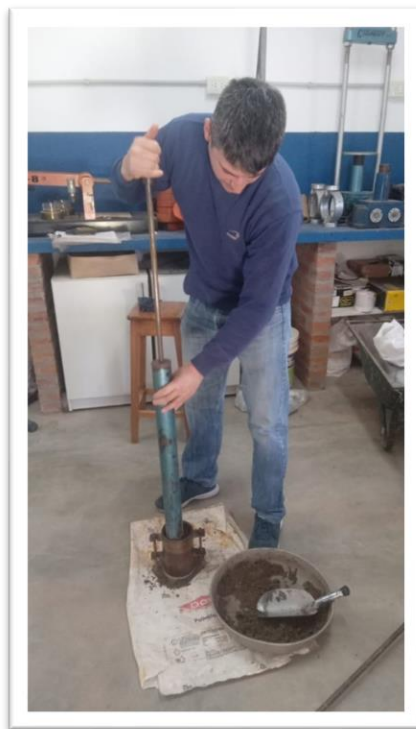
Bibliografía

- ❖ Programa Google Earth.
- ❖ Andrés Capelino. 2021. Proyecto integral de loteo en la Ciudad de Sunchales - Santa Fe.
- ❖ Ordenanza N° 730/06. "Ordenanza de loteo Municipalidad de Puerto Tirol".
- ❖ Ven Te Chow. 1988. "Hidráulica de canales abiertos". Editorial: Mc Graw-Hill - Nomos (2004). Bogotá, Colombia.
- ❖ Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (ENOHSA). "Criterios básicos para el estudio y el diseño".
- ❖ <http://www.nicoll.com.ar/index1.php>
- ❖ Programa EPANET.
- ❖ Linsley Kohler Paulus (1967). Hidrología para Ingenieros
- ❖ Dirección Nacional de Vialidad. "Pliego de Especificaciones Técnicas Generales".
- ❖ Ven Te Chow - Maidment, David R. - Mays, Larry W. 1988. "Hidrología aplicada". Editorial: Mc Graw-Hill - Nomos (2000). Bogotá, Colombia. Primera edición.
- ❖ Dalmati, Dante. 1962. "Manual de hidráulica - Tomo I". Centro de Estudiantes de Ingeniería de La Plata.
- ❖ Juárez Badillo, Eulalio - Rico Rodríguez Alfonso. 1970. "Mecánica de suelos - Tomo I". Editorial: Limusa (2005). México DF, México. Tercera edición.
- ❖ Asociación Argentina de Luminotecnia. 2001. "Iluminación – Tomo 2". Buenos Aires, Argentina.
- ❖ <http://www.catalogoslighting.com.ar/>
- ❖ APA-Anuario de precipitaciones Provincia del Chaco 1956-2017
- ❖ <http://www.tuveras.com/luminotecnia/exterio.htm#calcufu>
- ❖ Chandías, Mario. 2012. "Cómputos y Presupuestos". Buenos Aires, Argentina. 30° edición.
- ❖ <https://www.uocra.org/?s=nuevas-escalas-salariales>
- ❖ <https://m-atp.chaco.gob.ar/documentos/legislativos/ley-tarifaria-provincial-antes-ley-2071-01-01-25.pdf>
- ❖ Catálogo luminaria Philips lightning.
- ❖ Patricia A. Llonch - Omar H. Serri. 1985. Comportamiento Hidráulico de Alcantarilla viales
- ❖ <https://repositorio.segemar.gob.ar/handle/308849217/4254>
- ❖ Programa Civil 3D.
- ❖ <https://www.indec.gob.ar>

ANEXO

Fotografías estudio de suelos





Ordenanza de loteos Municipalidad de Puerto Tirol



LAS ISLAS MALVINAS GEORGIA Y
SANDWICH DEL SUR SON ARGENTINA

PUERTO TIROL, 9 de octubre de 2006.

VISTO:

La necesidad de lograr una ciudad funcionalmente equilibrada, integrada y articulada con los municipios vecinos y

CONSIDERANDO:

Que es necesario atender a la estética urbana fijando límites de edificación y estableciendo disposiciones específicas en distritos especiales

Que es voluntad de esta gestión, prever que la incorporación de nuevos terrenos al uso urbano se efectúe en forma progresiva y en concordancias con las reales necesidades de expansión, evitando la dispersión urbana que se deriva de actitudes prematuras o especulativas

Que la Constitución Provincial en su artículo 205 establece que son deberes y atribuciones del Concejo Municipal, dictar Ordenanzas y reglamentaciones sobre urbanismo, que aseguren planes de urbanización, desarrollo y ordenamiento

Que por ello y lo resuelto en sesión ordinaria N° 268/06 del 4 de octubre del 2006, en forma unánime por el cuerpo de concejales.

POR ELLO:

EL CONCEJO MUNICIPAL DE PUERTO TIROL SANCIONA CON FUERZA DE ORDENANZA:

ARTÍCULO 1°: Establecer la superficie de subdivisión de las siguientes Chacras y lotes:

Chacras	Lote	Chacras	Lote	Chacras	Lote
54	144	55	145	56	146
62	179	63	178	64	177
70	190	71	191	72	192
78	223	79	222	80	221
86	234	87	235	88	236
4	267	5	266	6	265
12	278	13	279	14	280
20	313	21	312	22	311

En parcelas de 18 mts. de frente, como mínimo y una superficie total de 540 mts. cuadrados, como mínimo.

ARTÍCULO 2°: Establecer que las superficies de subdivisión de parcelas mencionadas en el Art. 1° se aplicarán en los casos de nuevos edificios o instalaciones de cualquier tipo que incorporen un nuevo uso de suelo, como en los casos que en edificaciones o instalaciones de cualquier tipo ya existentes se pretendiere, en el futuro variar sus usos.

ARTÍCULO 3°: Establecer que a partir de la puesta en vigencia de la presente, queda sin efecto toda otra norma o parte ella que se contraponga a ésta.

ARTÍCULO 4°: REFRENDE la presente el Sr. Presidente y Secretario del Concejo.

ARTÍCULO 5°: TOMEN conocimiento las distintas dependencias para los trámites correspondientes.

ARTÍCULO 6°: COMUNÍQUESE. REGÍSTRESE. ELÉVESE copia a la Subsecretaría de Asuntos Municipales y Tribunal de Cuentas de la Provincia, EXHÍBASE en los transparentes Municipales por el término de diez (10) días, promulgándose así la presente, cumplido archívese.

ORDENANZA Nro. 730/06.

Wilfredo Abel Núñez
Secretario del concejo

Juan Antonio Videla
Presidente del Concejo



Avda. Chaco y A. Argentina Tel. 0362-4492438
- C.P. 3505 - PUERTO TIROL - CHACO -

"2016 - Año del Bicentenario de la Declaración de la Independencia de la Argentina"

PUERTO TIROL, 29 de Septiembre de 2016.-

VISTO:

La Nota N° 101/16 de fecha 19 de septiembre de 2016 de la Sra. Intendente Municipal Dra. Claudia Patricia Gronda; y

CONSIDERANDO:

Que por la misma solicita la reglamentación de los requisitos necesarios para la autorización de loteos que se realicen en la localidad;

Que lo solicitado es atribución del Concejo Municipal en un todo de acuerdo al Inciso B, Artículo 60 de la Ley N° 4233 "Orgánica de Municipios" y por la Constitución Provincial en su Artículo 205 Inciso 5;

Que es necesario brindar los servicios indispensables a todas aquellas personas que quieran afincarse en nuestra localidad;

Que según lo aprobado en sesión ordinaria N° 641/16 de fecha 28 de Septiembre de 2016.-

POR ELLO:

**EL CONCEJO MUNICIPAL DE PUERTO TIROL
SANCIONA CON FUERZA DE ORDENANZA:**

ARTICULO 1°: ESTABLECER para la autorización de los loteos que se realicen dentro del ejido municipal los siguientes requisitos:

- Apertura de calles.-
- Mejoramiento de calles, ripio.-
- Sistema de escurrimiento natural de aguas pluviales.-
- Suministro de agua potable, luz y conexión a red cloacal.-
- Informe de la Administración Provincial del Agua.-

ARTICULO 2°: DETERMINAR que si no es factible la conexión a la red cloacal se autorizara la realización de otros sistemas de tratamiento de efluentes.-

ARTÍCULO 3°: ESTABLECER que el o los propietarios de los loteos deberán reservar un espacio físico del doce por ciento del total de la superficie loteada a fin de ser utilizada como reserva municipal.-

ARTICULO 4°: DETERMINAR el cumplimiento de los requisitos establecidos en los artículos precedentes deberán ser solventados por el o los propietarios del loteo.-

ARTICULO 5°: REFRENDE la presente el Sr. Presidente y Secretario del Concejo.-

ARTICULO 6°: TOMEN conocimiento las distintas dependencias para los trámites correspondientes.-

ARTICULO 7°: COMUNÍQUESE. REGÍSTRESE, ELÉVESE copia a la Subsecretaria de Asuntos Municipales y Tribunal de Cuentas de la Provincia, EXHÍBASE en los transparentes Municipales por el termino de diez (10) días, promulgándose así la presente, cumplido archívese.-

ORDENANZA Nro. 1072/16.-

Hugo Eduardo Luque

Secretario del Concejo

Mario Guillermo Rodríguez

Presidente del Concejo-

Certificado de riesgo hídrico

Copia

1753-19

26 NOV 2019

RESISTENCIA,

VISTO:

La Actuación Simple N°E24-2019-4348/A, del Registro de Mesa de Entradas y Salidas de la Administración Provincial del Agua; y

CONSIDERANDO:

Que el mismo el Sr. Guillermo Wagner, solicita Certificado de Riesgo hídrico, para ser presentado ante quien corresponda;

Que el inmueble se ubica catastralmente en Circunscripción II, Sección A, Chacra 63, de la localidad de Puerto Tirol, Departamento Libertad;

Que por Resolución N°303/17 de esta Administración Provincial del Agua se establecen las definiciones de las distintas líneas de riesgo hídrico y las restricciones al uso del suelo de los predios que se ubican en el valle de inundación de los ríos Paraná y Paraguay, y en el Gran Resistencia, desde el límite de cuencas de los ríos Tragadero – Negro hasta la traza del acceso al futuro 2° Puente Resistencia – Corrientes;

Que conforme a los antecedentes obrantes en el Área Metropolitana del Gran Resistencia -A.M.G.R.- de esta Administración Provincial del Agua el inmueble identificado catastralmente en Circunscripción II, Sección A, Chacra 63, de la localidad de Puerto Tirol, Departamento Libertad, se encuentra **zona de Riesgo Leve 100%**, con las características y restricciones del terreno encuadradas con los usos permitidos del suelo por riesgo de inundación planteadas en la Resolución N°303/17;

Que conforme los antecedentes obrantes en el Área Metropolitana del gran Resistencia -A.M.G.R.- de esta Administración Provincial del Agua el inmueble identificado catastralmente en Circunscripción II, Sección A, Chacra 63, de la localidad de Puerto Tirol, Departamento Libertad se encuentra un **26% en zona de Riesgo Severo y 74% en zona de Restricción Leve sin Plan Director de Drenaje Urbano** por precipitaciones de acuerdo a lo establecido en la Resolución N° 121/14 de Zonificación de Riesgo Hídrico Urbano por precipitaciones en el AMGR;


Que el Directorio de la Administración Provincial del Agua debe actuar en todo lo normado por las leyes N° 3230 y N° 4255 –Código de Aguas- y conforme a las disposiciones del Código Civil, en temas relacionados a los recursos hídricos, y en los relacionados a línea de ribera y restricciones al uso de tierras inundables;

Que por todo lo expuesto se hace necesario el dictado del correspondiente instrumento legal;

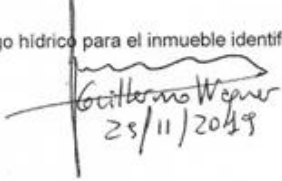
EL DIRECTORIO DE LA ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL DEL AGUA

RESUELVE:

ARTICULO 1º: OTORGAR la certificación de riesgo hídrico para el inmueble identificado catastralmen



Ing. Oscar M. A. Navarro
SECTOR INGENIERÍA TÉCNICA
ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL DEL AGUA



Guillermo Wagner
28/11/2019

Ing. Eduardo Roger Lima
VOCAL
Administración Provincial del Agua

Ing. Francisco M. Zisuela
PRESIDENTE
ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL
DEL AGUA

Documento 1: Certificado de Riesgo Hídrico 1 de 2

te en Circunscripción II, Sección A, Chacra 63, de la localidad de Puerto Tirol, Departamento Libertad, se encuentra en **zona de Riesgo Leve 100%**, con las características y restricciones del terreno encuadradas con los usos permitidos del suelo por riesgo de inundación planteadas en la Resolución N°303/17, de conformidad a las constancias obrantes en la presente Actuación Simple y los Considerandos.-

ARTICULO 2º: OTORGAR la certificación de riesgo hídrico por precipitaciones para el inmueble ubicado en catastralmente en Circunscripción II, Sección A, Chacra 63, de la localidad de Puerto Tirol, Departamento Libertad se encuentra un **26% en zona de Riesgo Severo y 74% en zona de Restricción Leve sin Plan Director de Drenaje Urbano** por precipitaciones de acuerdo a lo establecido en la Resolución N° 121/14 de Zonificación de Riesgo Hídrico Urbano por precipitaciones en el AMGR, de conformidad a las constancias obrantes en la presente Actuación Simple y los Considerandos;

ARTICULO 3º: DETERMINAR que las obras a ejecutar se realicen en condiciones adecuadas de cota de umbral que fija el Municipio de Puerto Tirol, de acuerdo a las construcciones ya existentes respetando la definición y ordenamiento del escurrimiento de la zona establecida por la misma Institución.-

ARTICULO 4º: REGISTRAR, comunicar al interesado, girar copia al Municipio de Puerto Tirol, y cumplido archivar.-

RESOLUCIÓN N° **1753-19**



Ing. Edmundo Roger Lima
VOCAL
Administración Provincial del Agua

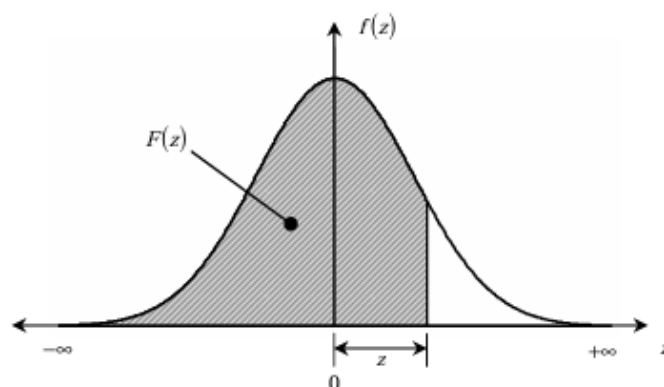
Ing. Francisco M. Zisuela
PRESIDENTE
ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL
DEL AGUA

Documento 2: Certificado de Riesgo Hídrico 2 de 2

Tablas estudio estadístico

Tabla N° 1: Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998



Para emplear la tabla para $z < 0$, usar $F_z(z) = 1 - F_z(-z)$, donde $F_z(-z)$ es el valor tabulado

Tabla N° 2: Valores percentiles para la distribución χ^2 con diferentes grados de libertad (v) y para distintos niveles de confianza en porcentaje

v	99.5%	99.0%	97.5%	95.0%	90.0%	75.0%	50.0%	25.0%	10.0%	5.0%	2.5%	1.0%	0.5%
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	0.455	0.102	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	0.575	0.211	0.103	0.0506	0.0201	0.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	0.584	0.352	0.216	0.115	0.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.78	5.39	3.36	1.92	1.06	0.711	0.484	0.297	0.207
5	16.7	15.1	12.8	11.1	9.24	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	0.831	0.554	0.412
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	0.872	0.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.17	1.69	1.24	0.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.3	7.58	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.3	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.1	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.8	30.6	27.5	25.0	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.26	5.23	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.4	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.7	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.4	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.26	7.43
21	41.4	38.9	35.5	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.03
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.3	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.3	24.3	19.9	16.5	14.6	13.1	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.6	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.6	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	42.9	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.1	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

El número de grados de libertad es: $v = m - p - 1$

donde:

m : número de intervalos de clase

p : número de parámetros de la función de distribución teórica

Tabla N° 4: Valores del factor de frecuencias K para la expresión del método Log-Pearson III

Coeficiente de asimetría g	Período de Retorno (años)							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	Nivel de probabilidad (%)							
	99%	80%	50%	20%	10%	4%	2%	1%
3.00	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.80	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.60	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.40	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.20	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.00	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.80	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.60	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.40	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.20	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.00	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.80	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.60	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.40	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.20	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.00	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.20	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.40	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.60	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.80	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.00	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.20	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.40	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.60	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.80	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.00	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.20	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.40	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.60	-3.889	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.80	-3.973	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.00	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Tabla N° 1: Clases de condición de humedad antecedente para una cuenca

Clases de condición de humedad antecedente	Lluvia total de los 5 a 30 días anteriores (mm)	
	Estación sin desarrollo vegetativo	Estación de crecimiento vegetativo
I	menos de 12.7mm	menos de 35.6 mm
II	de 12.7 a 27.9 mm	de 35.6 a 53.3 mm
III	más de 27.9 mm	más de 53.3 mm

Tabla N° 2: Números de curva de escorrentía para complejos hidrológicos suelo - cubierta (para las condiciones de humedad antecedente de una cuenca Clase II e Ia = 0,2 S, según el Servicio de Conservación de Suelos de los EEUU

Uso de la tierra o cubierta	Tratamiento o práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
Cereales	en surco	deficientes	65	76	84	88
	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
Leguminosa muy densas o praderas en rotación	en surco	deficientes	66	77	85	89
	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	69	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
Pastos		deficientes	68	79	86	89
		regulares	49	69	79	84
		buenas	39	61	74	80
	en faja a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en faja a nivel	regulares	25	59	75	83
	en faja a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas (permanentes)		Buenas	30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

Tabla N° 3: Conversión de Condición de Humedad Antecedente Clase II a Clases I y III.

CN para la condición II	CN para la condición		Valores de S [pulgadas]	La curva empieza donde P [pulgadas]
	I	III		
100	100	100	0.00	0.00
98	95	99	0.20	0.04
96	91	98	0.42	0.08
94	87	97	0.64	0.13
92	83	96	0.87	0.17
90	79	95	1.11	0.22
88	75	94	1.36	0.27
86	72	93	1.63	0.33
84	69	92	1.90	0.38
82	66	91	2.20	0.44
80	63	90	2.50	0.50
78	60	89	2.82	0.56
76	57	88	3.16	0.63
74	54	87	3.51	0.70
72	52	86	3.89	0.78
70	49	84	4.29	0.86
68	47	83	4.71	0.94
66	45	82	5.15	1.03
64	43	80	5.63	1.13
62	41	79	6.13	1.23
60	39	78	6.67	1.33
58	37	76	7.24	1.45
56	35	75	7.86	1.57
54	33	73	8.52	1.70
52	31	71	9.23	1.85
50	30	70	10.00	2.00
48	28	68	10.83	2.17
46	26	66	11.74	2.35
44	25	64	12.73	2.55
42	23	62	13.81	2.76
40	22	61	15.00	3.00
38	20	59	16.32	3.26
36	19	56	17.78	3.56
34	18	54	19.41	3.88
32	17	52	21.25	4.25
30	15	50	23.33	4.67
25	12	43	30.00	6.00
20	10	37	40.00	8.00
15	7	29	56.67	11.33
10	4	20	90.00	18.00
5	2	11	190.00	38.00
0	0	0	Infinito	Infinito

Análisis de precios de los ítems

Ítem 1.2: Desbosque, destronque y limpieza de terreno

Forma de pago:	\$/m ²
Rendimiento	20000 m ² /día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
			Suma	0

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Motoniveladora	1	170	135.246.629,39	135.246.629,39
Topadora	1	213	93.273.537,51	93.273.537,51
	Suma	383	228.520.166,90	228.520.166,90

2.1 Amortización	125216,53	\$/día
2.2 Intereses	95477,60	\$/día
2.3 Combustible	458550,89	\$/día
2.4 Lubricantes	229275,44	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	93912,40	\$/día
2.6 Costo operativo	1002432,86	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	2	29984	59968
Ayudante	0	27600	
		Sub-total	124864
Vigilancia (10% del Sub-total)			12486,4
		Suma	137350,4

4. Costo-Costo sin materiales	56,99	\$/m ²
-------------------------------	-------	-------------------

5. Costo-Costo total	56,99	\$/m ²
----------------------	-------	-------------------

Ítem 1.3: Excavación para apertura de caja

Forma de pago:	\$/m3
Rendimiento	5.000 m3/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
			Suma	0

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Motoniveladora	2	170	135.246.629,39	135.246.629,39
Topadora	2	213	93.273.537,51	93.273.537,51
		Suma	766	228.520.166,90

2.1 Amortización	125216,53	\$/día
2.2 Intereses	95477,60	\$/día
2.3 Combustible	917101,7728	\$/día
2.4 Lubricantes	458550,8864	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	93912,40	\$/día
2.6 Costo operativo	1690259,19	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	4	32448	129792
Medio oficial	4	29984	119936
Ayudante	0	27600	
		Sub-total	249728
Vigilancia (10% del Sub-total)			24972,8
		Suma	274700,8

4. Costo-Costo sin materiales	392,99	\$/m3
-------------------------------	--------	-------

5. Costo-Costo total	392,99	\$/m3
----------------------	--------	-------

Ítem 1.4: Preparación y compactación del suelo cal

Forma de pago:	\$/m ³
Rendimiento	1.600 m ³ /día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Cal	tn	0,0001350	110600	14,931
			Suma	14,931

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Motoniveladora	1	170	135.246.629,39	135.246.629,39
Tractor + arado de discos	1	36	8.389.800,00	8.389.800,00

Camión regador	1	380	55.955.700,00	55.955.700,00
Rodillo compactador pata de cabra	1	150	65.254.000,00	65.254.000,00
Pala cargadora frontal	1	170	69.915.000,00	69.915.000,00
	Suma	906	334.761.129,39	334.761.129,39

2.1 Amortización	183.430,76	\$/día
2.2 Intereses	139.865,95	\$/día
2.3 Combustible	1.084.718,28	\$/día
2.4 Lubricantes	542.359,14	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	137.573,07	\$/día
2.6 Costo operativo	2.087.947,20	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	1	37928	37928
Oficial	4	32448	129792
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	1	27600	27600
		Sub-total	195320
		Vigilancia (10% del Sub-total)	19532
		Suma	214852

4. Costo-Costo sin materiales	1439,25	\$/m ³
-------------------------------	---------	-------------------

5. Costo-Costo total	1454,18	\$/m ³
----------------------	---------	-------------------

Ítem 1.5: Colocación y compactación de la rasante granular de 10 cm de espesor

Forma de pago:	\$/m ²
Rendimiento	6.000 m ² /día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Ripio	m ³	0,10	2606,4786	260,64786
		Suma		260,64786

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Motoniveladora	2	170	135.246.629,39	270.493.258,78
Camión volcador	2	280	61.620.000,00	123.240.000,00
Camión regador	1	380	55.955.700,00	55.955.700,00
Rodillo compactador neumático	1	150	65.254.000,00	65.254.000,00
Suma		1430	318.076.329,39	514.942.958,78

2.1 Amortización	282.160,53	\$/día
2.2 Intereses	215.147,40	\$/día
2.3 Combustible	1.712.082,94	\$/día
2.4 Lubricantes	856.041,47	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	211.620,39	\$/día
2.6 Costo operativo	3.277.052,74	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	1	37928	37928
Oficial	5	32448	162240
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	1	27600	27600
		Sub-total	227768
Vigilancia (10% del Sub-total)			22776,8
		Suma	250544,8

4. Costo-Costo sin materiales	587,93	\$/m ²
-------------------------------	--------	-------------------

5. Costo-Costo total	848,58	\$/m ²
----------------------	--------	-------------------

Ítem 2.1 Ejecución de cunetas excavadas y canales secundarios

Forma de pago:	\$/m ³
Rendimiento	400 m ³ /día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
			Suma	0

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	69.198.549,00
	Suma	380	130.818.549,00	130.818.549,00

2.1 Amortización	71681,40	\$/día
2.2 Intereses	54657,06	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,552	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	53761,05	\$/día
2.6 Costo operativo	862538,17	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	1	27600	27600
		Sub-total	64896
Vigilancia (10% del Sub-total)			6489,6
		Suma	71385,6

4. Costo-Costo sin materiales	2334,81	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	2334,81	\$/u
----------------------	---------	------

Ítem 2.2 Hormigón H21 para sumideros, cámaras y revestimiento de canales

Forma de pago:	\$/m ³
Rendimiento	15 m ³ /día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario(\$)	Costo total(\$)
Hormigón H21	m ³	1	101910	101910
Encofrado	m ²	8	221,99	1775,92

Hierros ϕ 6	U	19	3002	57038
Alambre	Kg	1	2812,4	2812,4
			Suma	163536,32

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Herramientas varias	1	0	118.500	118.500,00
Suma		0	118.500,00	118.500,00

2.1 Amortización	64,93	\$/día
2.2 Intereses	49,51	\$/día
2.3 Combustible	0,00	\$/día
2.4 Lubricantes	0,00	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	48,70	\$/día
2.6 Costo operativo	163,14	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	2	27600	55200
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	2390,40	\$/u
5. Costo-Costo total	165926,72	\$/u

Ítem 2.3 Provisión, acarreo e instalación de cañería de vinculación PEAD ϕ 400

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PEAD ϕ 400	m	1	7057,33	7057,33
		Suma	7057,33	7057,33

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	14582,53	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 2.4 Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 1 y 2 PEAD ϕ 600

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PEAD ϕ 600	m	1	10533,33	10533,33
		Suma	10533,33	10533,33

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	18058,53	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 2.5 Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 3 PEAD ϕ 700

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PEAD ϕ 600	m	1	12324	12324
		Suma	12324	12324

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	19849,20	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 2.6 Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 4 PEAD ϕ 800

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PEAD ϕ 600	m	1	14009,33	14009,33
		Suma	14009,33	14009,33

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	21534,53	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 2.7 Provisión, acarreo e instalación de cañería principal tramo 5 PEAD ϕ 900

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PEAD ϕ 600	m	1	15800,00	15800,00
		Suma	15800,00	15800,00

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	23325,20	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 2.8 Provisión, acarreo e instalación de alcantarilla prefabricada de hormigón

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño prefabricado de hormigón	m	1	36208,33	36208,33
		Suma	36208,33	36208,33

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549,00	61.620.000,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	141.878.549,00	134.300.000,00

2.1 Amortización	73589,04	\$/día
2.2 Intereses	56111,64	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	55191,78	\$/día
2.6 Costo operativo	867331,12	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7525,20	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	43733,53	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 3.1 Excavación, tapado y compactación de zanja

Forma de pago:	\$/m3
Rendimiento	120 m3/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
			Suma	0

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549	69.198.549,00
Compactador manual	1	5,5	3.397.000	3.397.000
Camión regador	1	380	55.955.700	55.955.700
		Suma	765,5	190.171.249,00

2.1 Amortización	104203,42	\$/día
2.2 Intereses	79455,11	\$/día
2.3 Combustible	916503,1424	\$/día
2.4 Lubricantes	458251,5712	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	78152,57	\$/día
2.6 Costo operativo	1636565,82	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	2	37928	75856
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	4	27600	110400
		Sub-total	140752
Vigilancia (10% del Sub-total)			14075,2
		Suma	154827,2

4. Costo-Costo sin materiales	14928,28	\$/m3
-------------------------------	----------	-------

5. Costo-Costo total	14928,28	\$/m3
----------------------	----------	-------

Ítem 3,2 Prov. y coloc. cañerías PVC 63mm C6

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PVC 63mm C6	m	1,1	5229,405	5752,3455
Accesorios para caños de agua	gl	1	1394,508	1394,508
			Suma	7146,8535

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549	69.198.549,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	380	141.878.549,00
				141.878.549,00

2.1 Amortización	77741,67	\$/día
2.2 Intereses	59278,02	\$/día
2.3 Combustible	454959,104	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,552	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	58306,25	\$/día
2.6 Costo operativo	877764,60	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
			Suma
			35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7612,15	\$/m
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	14759,00	\$/m
----------------------	----------	------

Ítem 3,3 Prov. y coloc. cañerías PVC 140mm C6

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PVC 140mm C6	m	1,1	5786,75	6365,425
Accesorios para caños de agua	gl	0,9	1394,508	1255,0572
			Suma	7620,4822

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549	69.198.549,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	380	141.878.549,00

2.1 Amortización	77741,67	\$/día
2.2 Intereses	59278,02	\$/día
2.3 Combustible	454959,104	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,552	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	58306,25	\$/día
2.6 Costo operativo	877764,60	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7612,15	\$/m
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	15232,63	\$/m
----------------------	----------	------

Ítem 3,4 Prov. y coloc. cañerías PVC 160mm C6

Forma de pago:	\$/m
Rendimiento	120 m/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Caño PVC 160mm C6	m	1,1	6754,5	7429,95
Accesorios para caños de agua	gl	0,9	1394,508	1255,0572
			Suma	8685,0072

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549	69.198.549,00
Acoplado tanque 10.000 litros	1	0	11.060.000	11.060.000
		Suma	380	141.878.549,00

2.1 Amortización	77741,67	\$/día
2.2 Intereses	59278,02	\$/día
2.3 Combustible	454959,104	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,552	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	58306,25	\$/día
2.6 Costo operativo	877764,60	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7612,15	\$/m
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	16297,15	\$/m
----------------------	----------	------

Ítem 3,5 Provisión, acarreo e instalación de válvula esclusa $\phi 4''$

Forma de pago:	\$/u
Rendimiento	1 u/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Válvula esclusa $\phi 4''$	u	1	315822,25	315822,25
Tapa de chapa antideslizante 0,7x0,7m	u	1	133060,49	133060,49
Hormigón Clase E, H-8	m ³	0,08	123040,13	9843,2104
Ladrillo común	u	204	146,15	29814,6
Cal	tn	0,03	197500	5925
Arena silícea	m ³	0,16	21725	3476
Cemento portland normal	tn	0,02	205400	4108
			Suma	502049,5504

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
		Suma	280	61.620.000,00

2.1 Amortización	33764,38	\$/día
2.2 Intereses	25745,34	\$/día
2.3 Combustible	335233,024	\$/día
2.4 Lubricantes	167616,512	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	25323,29	\$/día
2.6 Costo operativo	587682,55	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	623375,35	\$/u
5. Costo-Costo total	1125424,90	\$/u

Ítem 3,6 Acarreo y colocación de hidrante a resorte con válvula esclusa

Forma de pago:	\$/u
Rendimiento	1 u/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Hidrante	u	1	141276,49	141276,49
Tapa de chapa antideslizante 0,3x0,3m	u	1	208600,82	208600,82
Hormigón Clase D, H-13	m ³	0,054	130748,16	7060,40064
Hormigón Clase E, H-8	m ³	0,054	123040,13	6644,17
Ladrillo común	u	123	146,15	17976,45
Cal	tn	0,02	110600	2212
Arena silícea	m ³	0,09	21725	1955,25
Cemento portland normal	tn	0,01	205400	2054
			Suma	387779,57

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
		Suma	280	61.620.000,00

2.1 Amortización	33764,38	\$/día
2.2 Intereses	25745,34	\$/día
2.3 Combustible	335233,024	\$/día
2.4 Lubricantes	167616,512	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	25323,29	\$/día
2.6 Costo operativo	587682,55	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	623375,35	\$/u
-------------------------------	-----------	------

5. Costo-Costo total	1011154,92	\$/u
----------------------	------------	------

Ítem 3,7 Ejecución de conexión domiciliaria corta de agua

Forma de pago:	\$/u
Rendimiento	10 u/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Medidor	u	1	47402,37	47402,37
Llave maestra para vereda	u	1	21331,58	21331,58
Caño PEAD 1/2"	m	3	167,02	501,06
			Suma	69235,01

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Suma		0	0,00	0,00

2.1 Amortización	0,00	\$/día
2.2 Intereses	0,00	\$/día
2.3 Combustible	0,00	\$/día
2.4 Lubricantes	0,00	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	0,00	\$/día
2.6 Costo operativo	0,00	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	3569,28	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	72804,29	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 3,8 Ejecución de conexión domiciliaria larga de agua

Forma de pago:	\$/u
Rendimiento	5 u/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Medidor	u	1	47402,37	47402,37
Llave maestra para vereda	u	1	21331,58	21331,58
Caño PEAD 1/2"	m	17	167,02	2839,32
			Suma	71573,27

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
		Suma	0	0,00

2.1 Amortización	0,00	\$/día
2.2 Intereses	0,00	\$/día
2.3 Combustible	0,00	\$/día
2.4 Lubricantes	0,00	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	0,00	\$/día
2.6 Costo operativo	0,00	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	1	32448	32448
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	3	27600	82800
		Sub-total	32448
Vigilancia (10% del Sub-total)			3244,8
		Suma	35692,8

4. Costo-Costo sin materiales	7138,56	\$/u
-------------------------------	---------	------

5. Costo-Costo total	78711,83	\$/u
----------------------	----------	------

Ítem 4.2 Alumbrado público simple pescante

Forma de pago:	\$/U
Rendimiento	U/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Columna de alumbrado de simple pescante	u	1	158.000,00	158.000,00
Lámpara led Philips BGP323 GRN195-/740 I DM SI T35 de 149 W	u	1	142.200,00	142.200,00
Cemento Portland Normal	tn	0,08	205.400,00	16.432,00
Arena sílicea	m ³	0,15	21.725,00	3.258,75
Agregado pétreo 6-20	tn	0,37	2.810,01	1.039,70
		Suma	530.135,01	320.930,45

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000,00	61.620.000,00
Grúa	1	140	25.880.400,00	25.880.400,00
		Suma	87.500.400,00	87.500.400,00

2.1 Amortización	47945,42	\$/día
2.2 Intereses	36558,39	\$/día
2.3 Combustible	502849,54	\$/día
2.4 Lubricantes	251424,77	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	35959,07	\$/día
2.6 Costo operativo	874737,18	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	4	27600	110400

	Sub-total	64896
Vigilancia (10% del Sub-total)		6489,6
	Suma	71385,6

4. Costo-Costo sin materiales	135.160,40	\$/u
-------------------------------	------------	------

5. Costo-Costo total	456.090,85	\$/u
----------------------	------------	------

Ítem 4.3 Alumbrado público doble pescante

Forma de pago:	\$/U
Rendimiento	5 U/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Columna de alumbrado de doble pescante	u	1	186.440,00	186.440,00
Lámpara led Phillips lighting BRP595 LED489/NW 300W DM PSR GM	u	1	279.660,00	279.660,00
Cemento Portland Normal	tn	0,08	205.400,00	16.432,00
Arena silícea	m ³	0,15	21.725,00	3.258,75
Agregado pétreo 6-20	tn	0,37	2.810,01	1.039,70
		Suma	696.035,01	486.830,45

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000,00	61.620.000,00
Grúa	1	140	25.880.400,00	25.880.400,00
	Suma	420	87.500.400,00	87.500.400,00

2.1 Amortización	47945,42	\$/día
2.2 Intereses	36558,39	\$/día
2.3 Combustible	502849,54	\$/día
2.4 Lubricantes	251424,77	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	35959,07	\$/día
2.6 Costo operativo	874737,18	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	4	27600	110400
		Sub-total	64896
Vigilancia (10% del Sub-total)			6489,6
		Suma	71385,6

4. Costo-Costo sin materiales	189.224,56	\$/u
-------------------------------	------------	------

5. Costo-Costo total	676.055,01	\$/u
----------------------	------------	------

Ítem 5.1 Ejecución estación de bombeo

Forma de pago:	\$/u
Rendimiento	0,167 u/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Cisterna de 40.000 litros	U	3	3.950.001,58	11.850.004,74
Presurizador	U	1	1.264.000,00	1.264.000,00
Cañería Aducción DN 160	m	500	6.754,50	3.377.250,00
Hierros ϕ 10	U	112	9.385,20	1.051.142,40
Alambre	Kg	11	2.812,40	30.936,40
Hormigón H25	m ³	27,6	124.892,68	3.447.037,97
Encofrado	m ²	11,4	221,99	2.530,69
Tablero de control	U	1	545.100,00	545.100,00
Bomba Q=108 m ³ /h; H=22m.c.a.	U	3	1.254.015,36	3.762.046,07
Estructura casilla sala de bombas	Gl	1	2.076.120,00	2.076.120,00
Accesorios	Gl	1	1.038.060,00	1.038.060,00
			Suma	28.444.228,26

2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61.620.000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69.198.549	69198549
Herramientas varias	1	0	355500	355500
	Suma	380	131.174.049,00	131.174.049,00

2.1 Amortización	71876,19	\$/día
2.2 Intereses	54805,60	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	53907,14	\$/día
2.6 Costo operativo	863027,59	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	1	37928	37928
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	0	29984	0
Ayudante	2	27600	55200
		Sub-total	102824
Vigilancia (10% del Sub-total)			10282,4
		Suma	113106,4

4. Costo-Costo sin materiales	5845113,69	\$/u
-------------------------------	------------	------

5. Costo-Costo total	34.289.341,95	\$/u
----------------------	---------------	------

Ítem 5.2 Ejecución Laguna, vertedero y canal de salida

Forma de pago:	\$/m3
Rendimiento	400 m3/día

1. Materiales				
Material	Unidad	Cantidad	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Hormigón H25	m ³	63	124.892,68	7.868.238,84
Hierros ϕ 8	U	1285	6.051,40	7.776.049,00
Alambre	Kg	125	2.812,40	351.550,00
Encofrado	m ²	1	221,99	221,99
		Suma		15.996.059,83

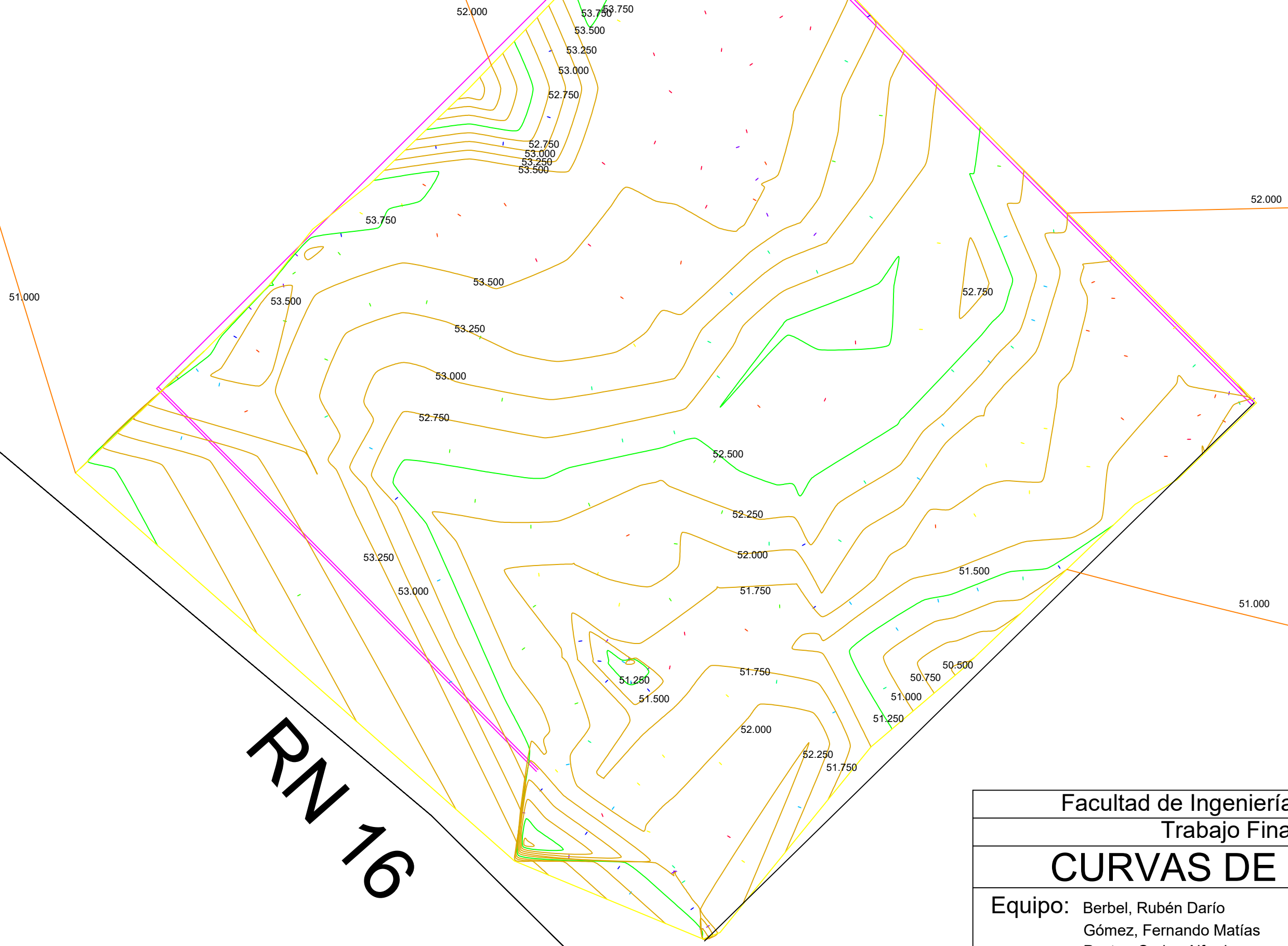
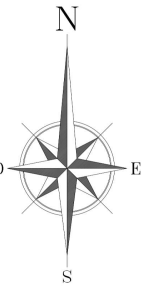
2. Equipos				
Material	Cantidad	Potencia (HP)	Costo unitario (\$)	Costo total (\$)
Camión volcador	1	280	61620000	61.620.000,00
Retropala	1	100	69198549	69198549
Herramientas varias	1	0	118500	118500
	Suma	380	130.937.049,00	130.937.049,00

2.1 Amortización	71746,33	\$/día
2.2 Intereses	54706,58	\$/día
2.3 Combustible	454959,10	\$/día
2.4 Lubricantes	227479,55	\$/día
2.5 Reparaciones y repuestos	53809,75	\$/día
2.6 Costo operativo	862701,31	\$/día

3. Mano de obra			
Categoría laboral	Cantidad	Jornal (\$/día)	Jornal total (\$/día)
Oficial especializado	0	37928	0
Oficial	2	32448	64896
Medio oficial	1	29984	29984
Ayudante	2	27600	55200
		Sub-total	94880
Vigilancia (10% del Sub-total)			9488
		Suma	104368

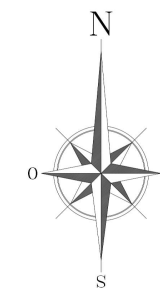
4. Costo-Costo sin materiales	2417,67	\$/m3
-------------------------------	---------	-------

5. Costo-Costo total	15.998.477,50	\$/m3
----------------------	---------------	-------



RN 16

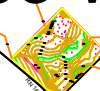
Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
CURVAS DE NIVEL	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 1
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:5000



Laguna Blanca

Pto Tirol

Loteo Wagner



Resistencia

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

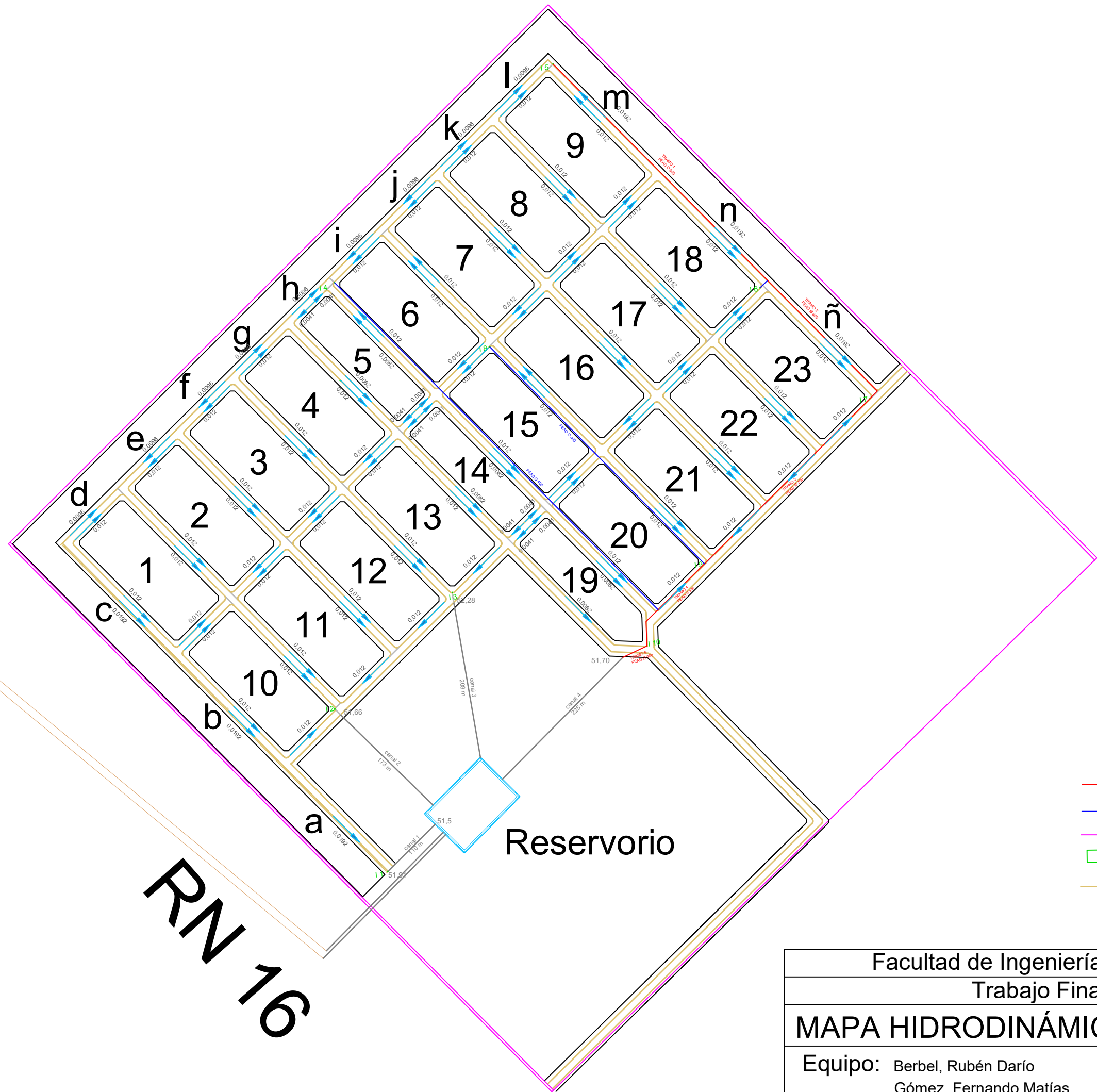
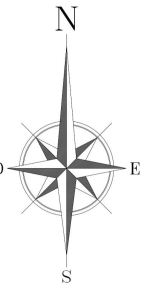
CUENCA BAJA DEL RÍO NEGRO

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 2

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:120.000



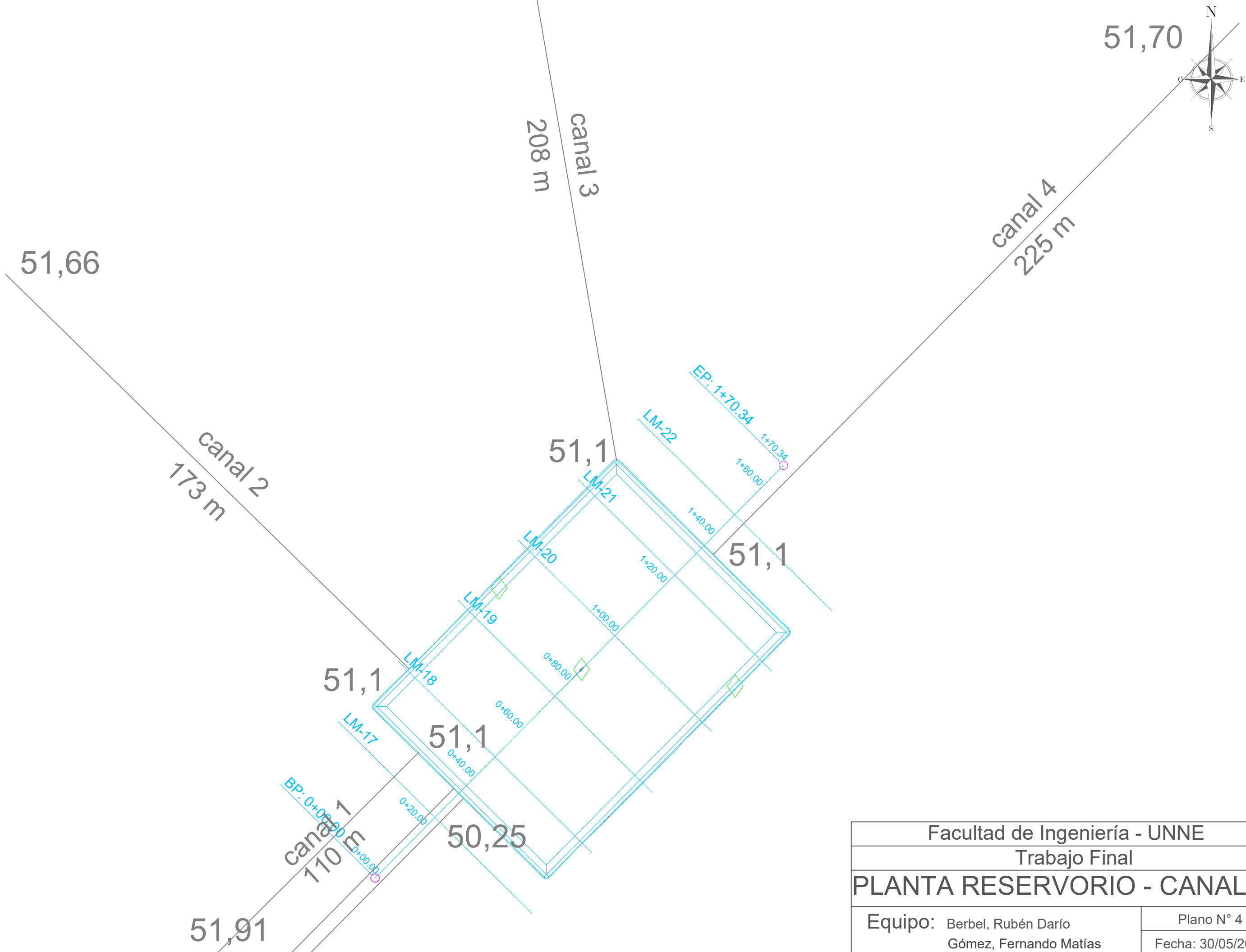
cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

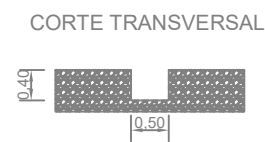
- Conductos principales
- Conductos secundarios
- Contorno
- Sumideros
- Cunetas

Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
MAPA HIDRODINÁMICA URBANA	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 3
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:5.000

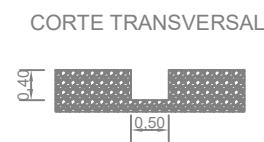


Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
PLANTA RESERVORIO - CANALES	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 4
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:1.000

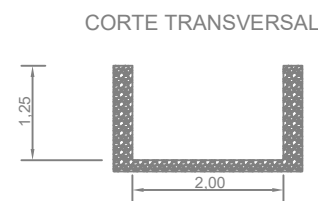
Canal 1



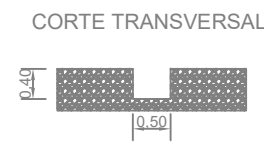
Canal 2



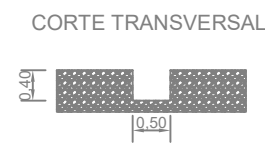
Canal Principal



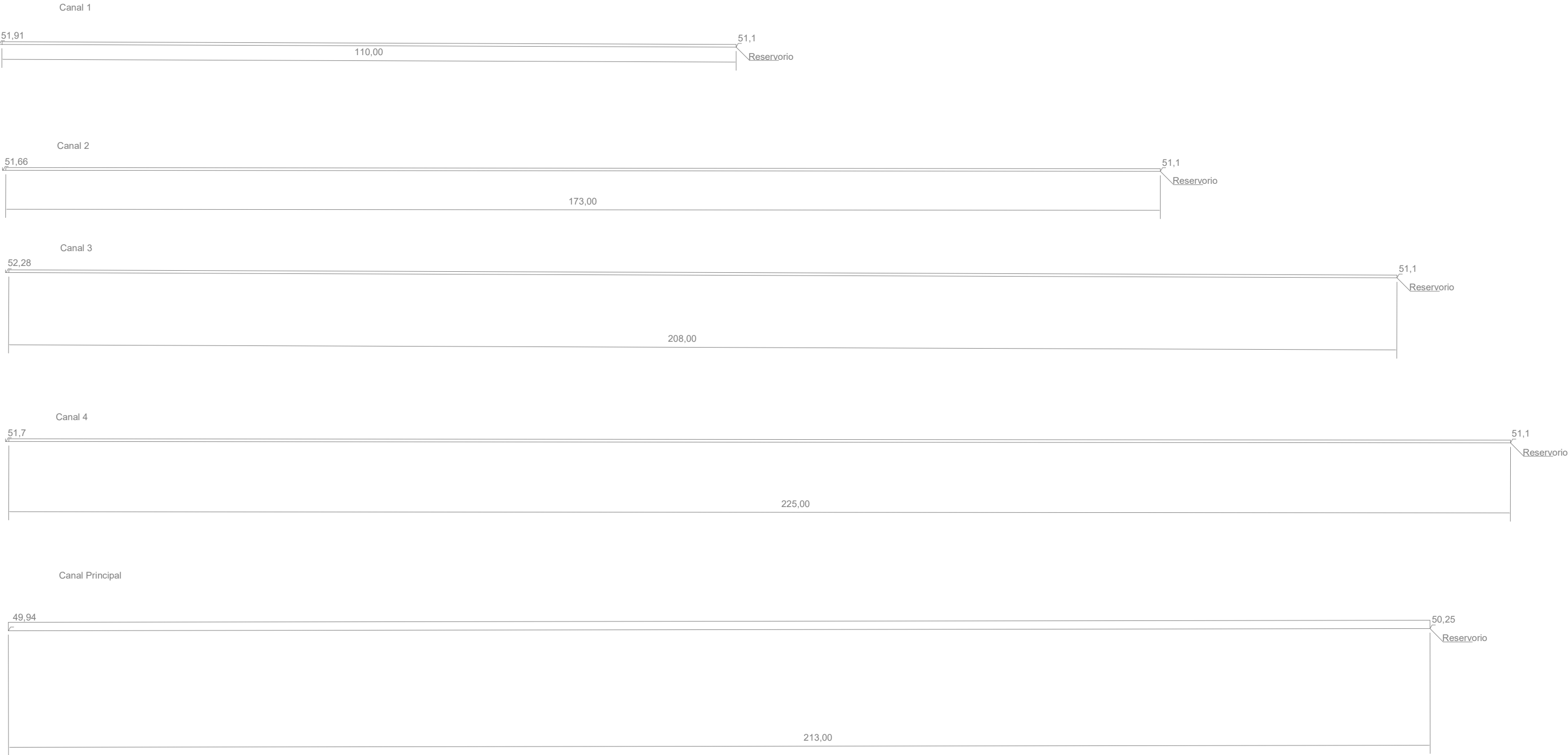
Canal 3



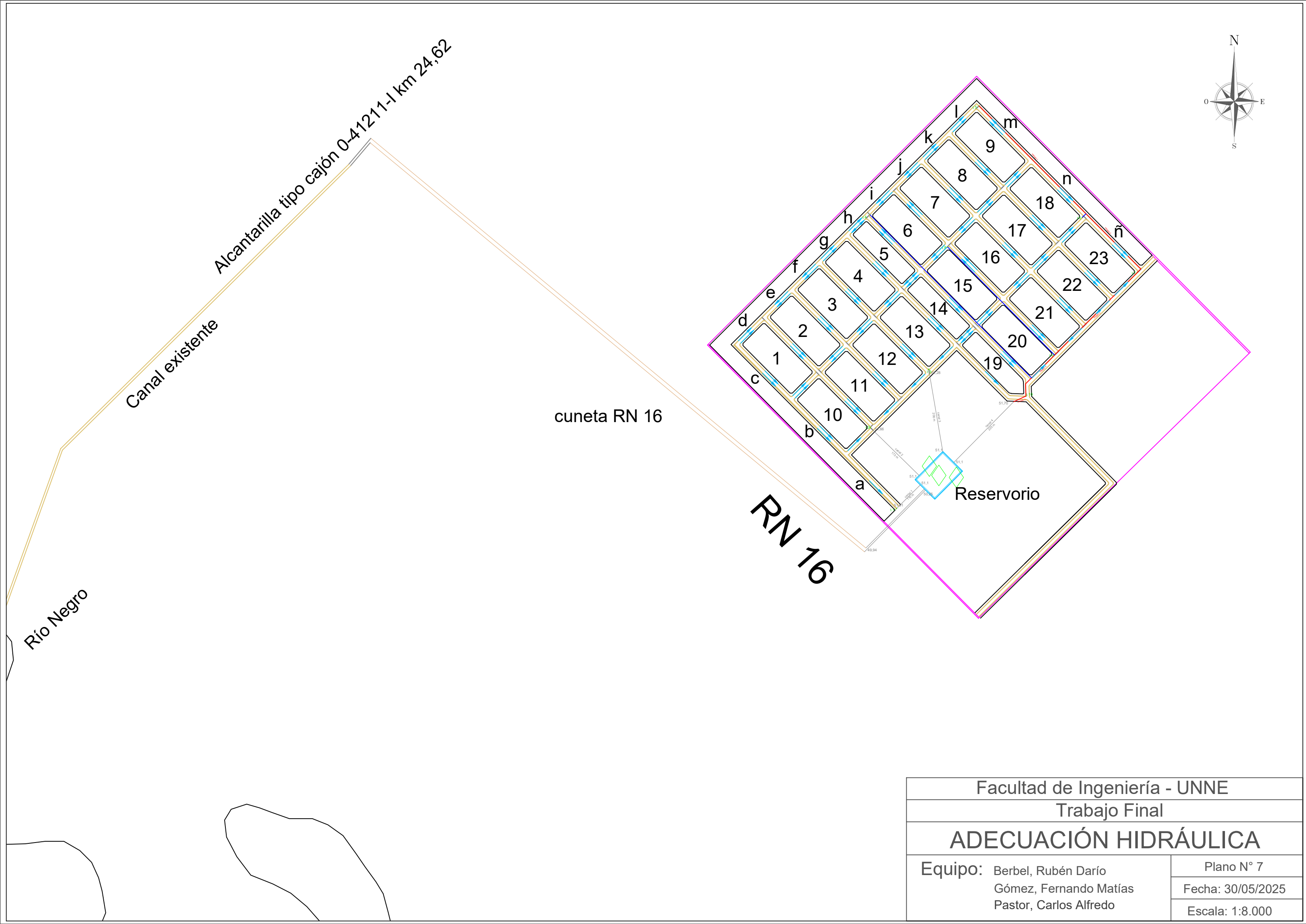
Canal 4



Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
CORTE TRANSVERSAL-CANALES	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 5
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:100



Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
CORTE LONGITUDINAL-CANALES	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 6
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:600



Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

1 2 3 4 5 6 7 8 9
10 11 12 13 14 15 16 17 18
19 20 21 22 23

a b c d e f g h i j k l m n ñ

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

1 2 3 4 5 6 7 8 9
10 11 12 13 14 15 16 17 18
19 20 21 22 23

a b c d e f g h i j k l m n ñ

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000

Canal existente

Alcantarilla tipo cajón 0-41211-I km 24,62

Río Negro

cuneta RN 16

RN 16

Reservorio

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

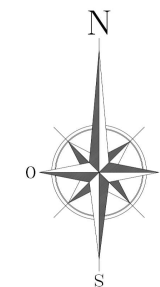
ADECUACIÓN HIDRÁULICA

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 7

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:8.000



REFERENCIAS:

— Cañería principal

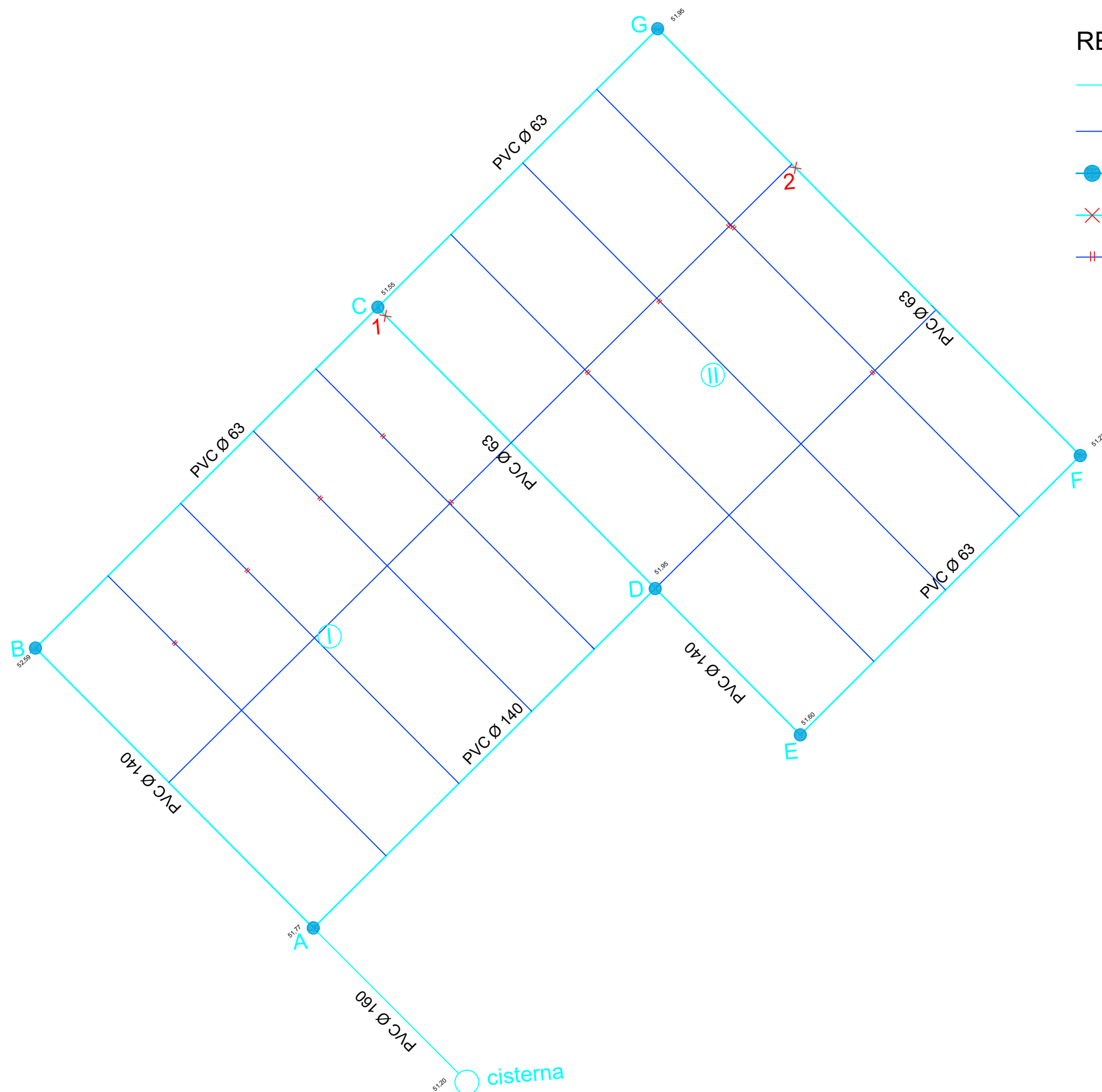
— Cañería secundaria

● Nudo

✕ Punto de equilibrio en cañería principal

|| Punto de equilibrio en cañería secundaria

Cota extremo de cañerías



Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

RED DE AGUA POTABLE

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 8

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:4000



REFERENCIAS:

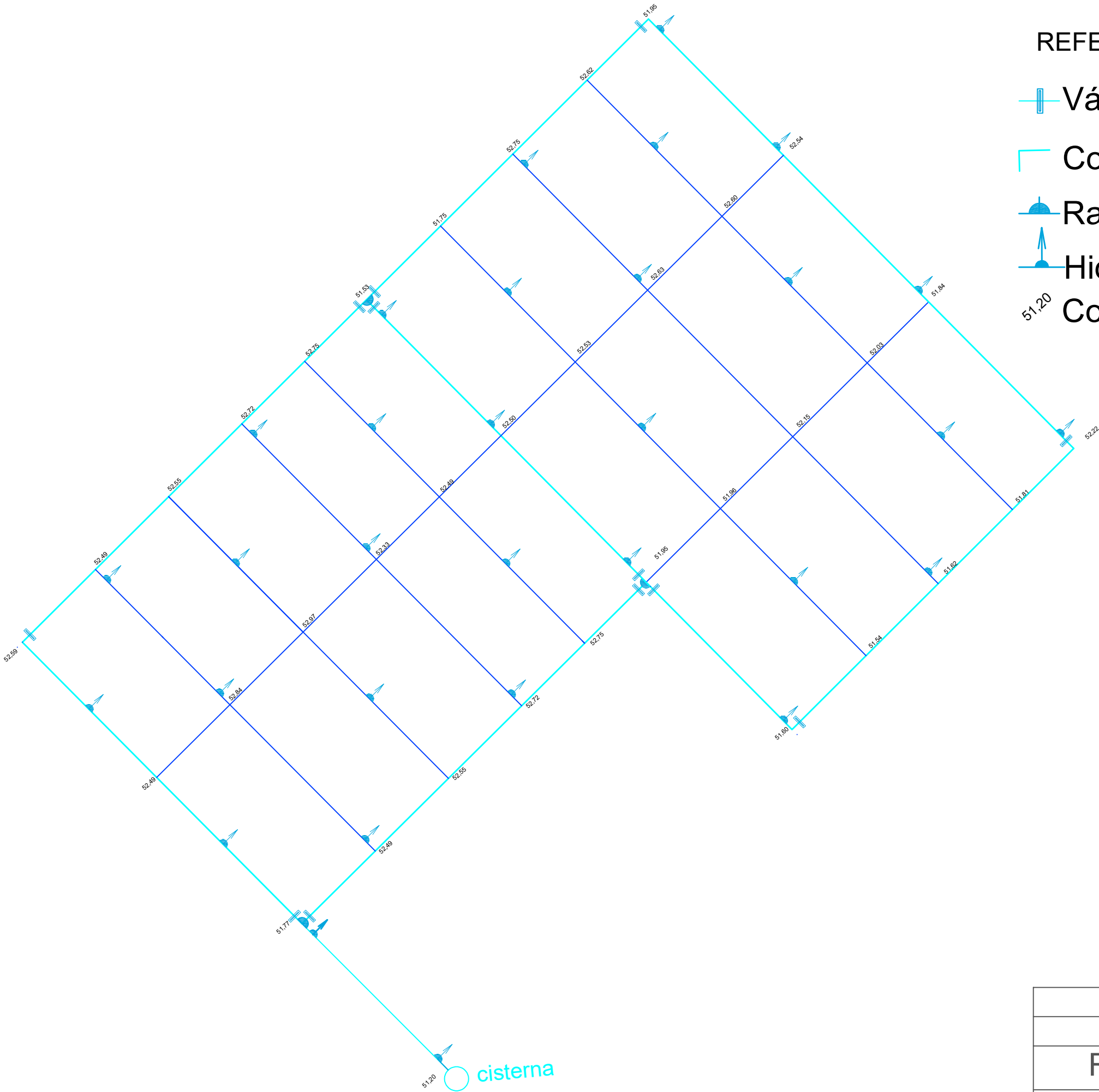
 Válvula esclusa

 Codo a 90°

 Ramal simple

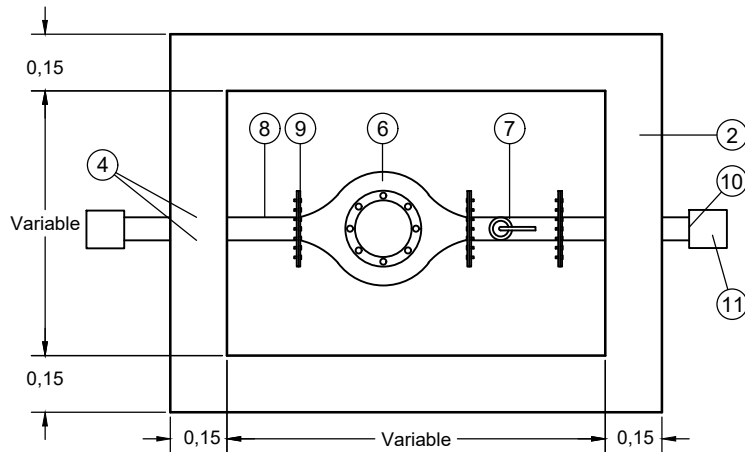
 Hidrantes

 Cotas

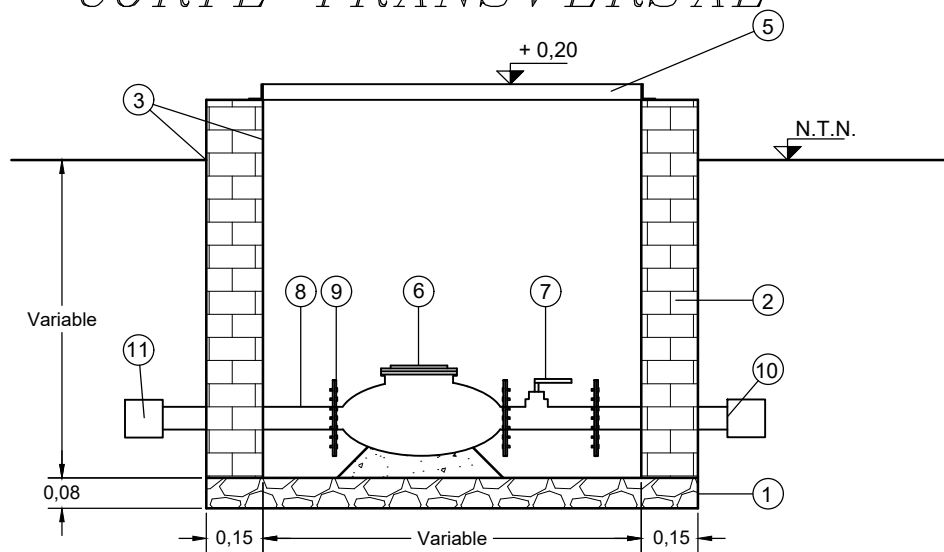


Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
RED DE AGUA POTABLE	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 9
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:4000

PLANTA



CORTE TRANSVERSAL



REFERENCIAS:

- ① HORMIGÓN POBRE
- ② PARED DE MAMPOSTERÍA e=15cm, REFUERZO 2Ø6mm c/4 HILADAS
- ③ TERMINACIÓN: interior AZOTADO HIDRÓFUGO ALISADO // exterior A LA INTEMPERIE, ENRASADO, PINTADO CON MATERIAL ASFÁLTICO
- ④ JUNTA DE NEOPRENE
- ⑤ TAPA DE CHAPA ANTIDESLIZANTE TRANSITABLE, MARCO PERFIL L ALAS IGUALES 1 ½"
- ⑥ VÁLVULA DE RETENCIÓN DN 80-3"
- ⑦ VÁLVULA MARIPOSA DN 80-3"
- ⑧ CAÑO H°G° DN 80-3" O ACERO BRIDADO
- ⑨ BRIDA
- ⑩ CUPLA CAMBIO DE MATERIAL
- ⑪ CAÑERÍA DE IMPULSIÓN Ø75 P.V.C. c/6 J.E.

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

CÁMARA VÁLVULA ESCLUSA

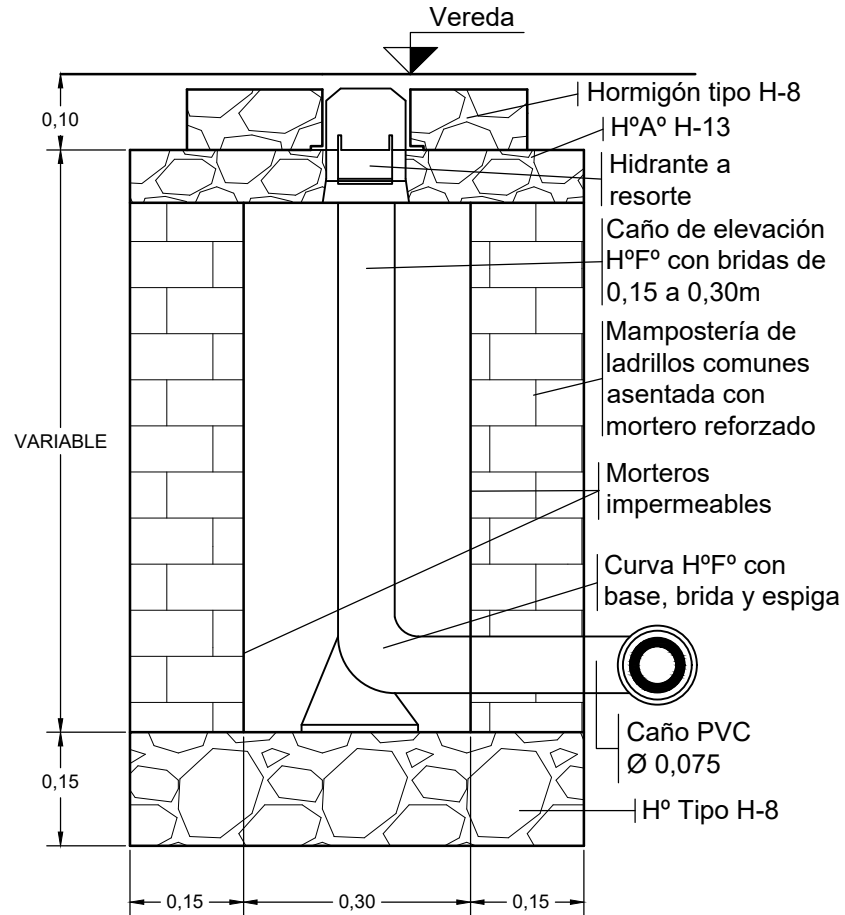
Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 10

Fecha: 30/05/2025

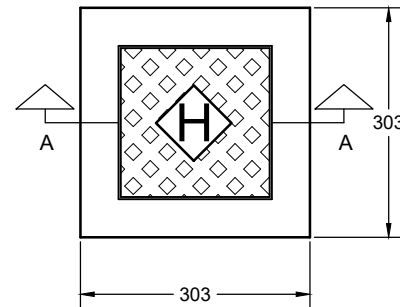
Escala: 1:20

CORTE INSTALACIÓN

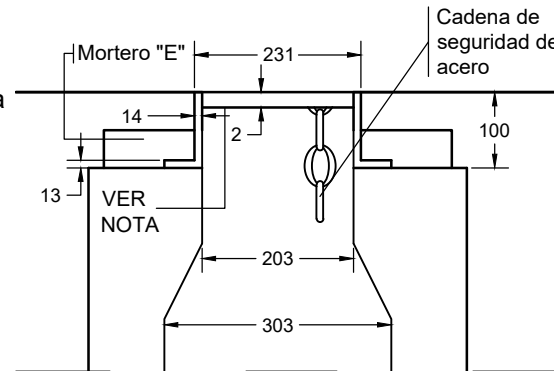


TAPA EN VEREDA

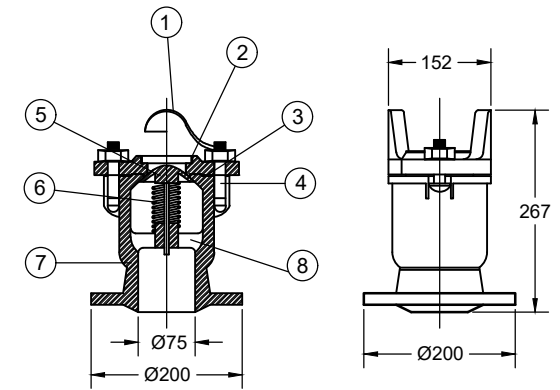
PLANTA



CORTE A-A



DETALLE HIDRANTE



REFERENCIAS:

- ① PIEZA SOPORTE: FUNDICIÓN DÚCTIL
- ② ANILLO DE ASIENTO DE LA COLUMNA: LATÓN ROJO FUNDIDO S/SAE N°40
- ③ ARANDELA: GOMA DUREZA SHORE A 55/70 10 GRADOS
- ④ 2 (DOS) BOLUNES: ACERO AL CARBONO S/SAE N°1035
- ⑤ OBTURADOR A RESORTE: LATÓN ROJO FUNDIDO S/SAE N°40
- ⑥ RESORTE: LATÓN PARA RESORTE S/SAE N°80 GRADO B
- ⑦ CUERPO: FUNDICIÓN DÚCTIL
- ⑧ BRIDA: FUNDICIÓN DÚCTIL ISO 2531

NOTAS DE TAPA EN VEREDA:

- Todas las medidas están expresadas en milímetros.
- El contratista deberá diseñar y detallar el bloque de anclaje de acuerdo a las condiciones del terreno natural.
- El material del marco y la tapa será de fundición dúctil.
- Deberá resistir una carga de ensayo de 250 KN según norma EN 124.

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

DETALLE HIDRANTE

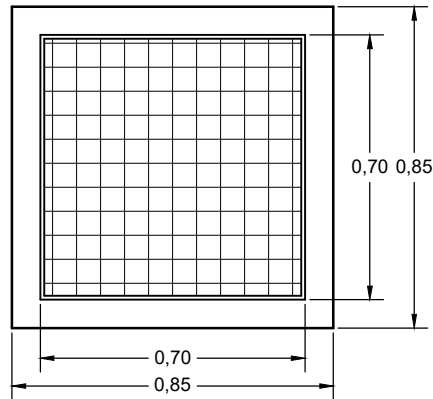
Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 11

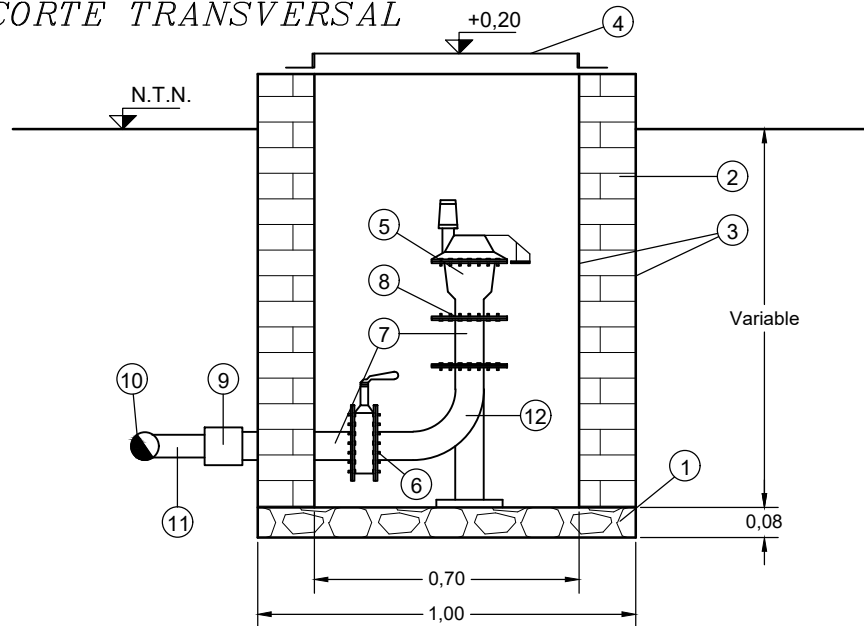
Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:10

PLANTA



CORTE TRANSVERSAL



REFERENCIAS:

- ① HORMIGÓN POBRE
- ② PARED DE MAMPOSTERÍA e=15cm, REFUERZO 2Ø6mm c/4 HILADAS
- ③ TERMINACIÓN: interior AZOTADO HIDRÓFUGO ALISADO // exterior A LA INTEMPERIE, ENRASADO, PINTADO CON MATERIAL ASFÁLTICO
- ④ TAPA DE H°F° 60x60cm
- ⑤ VÁLVULA DE AIRE DN 80-3"
- ⑥ VÁLVULA MARIPOSA DN 80-3"
- ⑦ CAÑO H°G° DN 80-3" O ACERO BRIDADO
- ⑧ BRIDA
- ⑨ CUPLA CAMBIO DE MATERIAL
- ⑩ CAÑERÍA DE IMPULSIÓN Ø75 P.V.C. c/6 J.E.
- ⑪ "T" P.V.C. Ø75-63
- ⑫ BRIDA A 90° CON BASE

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

CÁMARA VÁLVULA DE AIRE

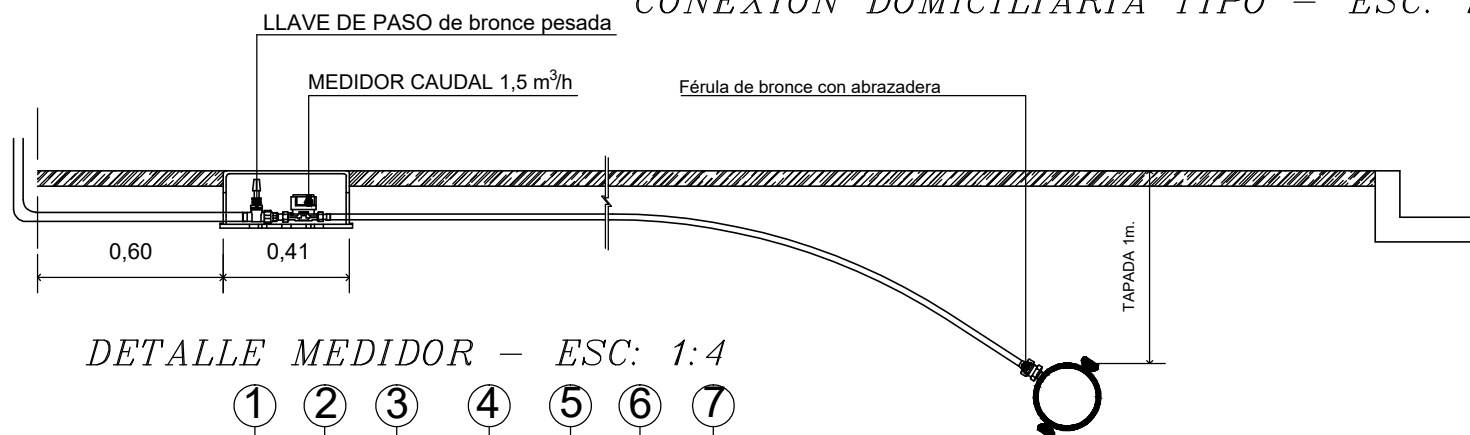
Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 12

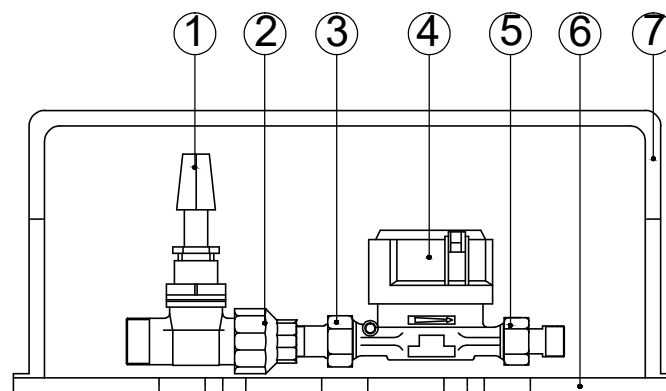
Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:20

CONEXION DOMICILIARIA TIPO – ESC: 1:20



DETALLE MEDIDOR – ESC: 1:4



- ① LLAVE MAESTRA DE BRONCE PESADA DE 1/2"
- ② REDUCCIÓN DE PPN DE 1" A 1/2"
- ③ UNIÓN DE BRONCE
- ④ MEDIDOR CAUDAL 1,5 m³/h
- ⑤ UNIÓN DE BRONCE DE 1"
- ⑥ BASE DE CAJA DE PLÁSTICO
- ⑦ CAJA DE PLÁSTICO

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

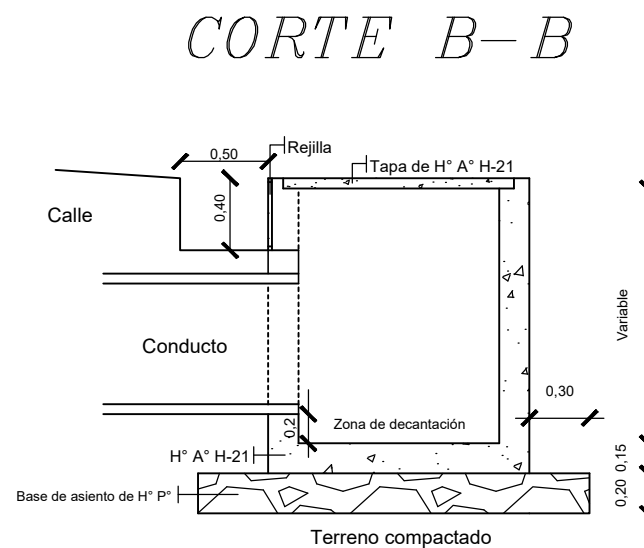
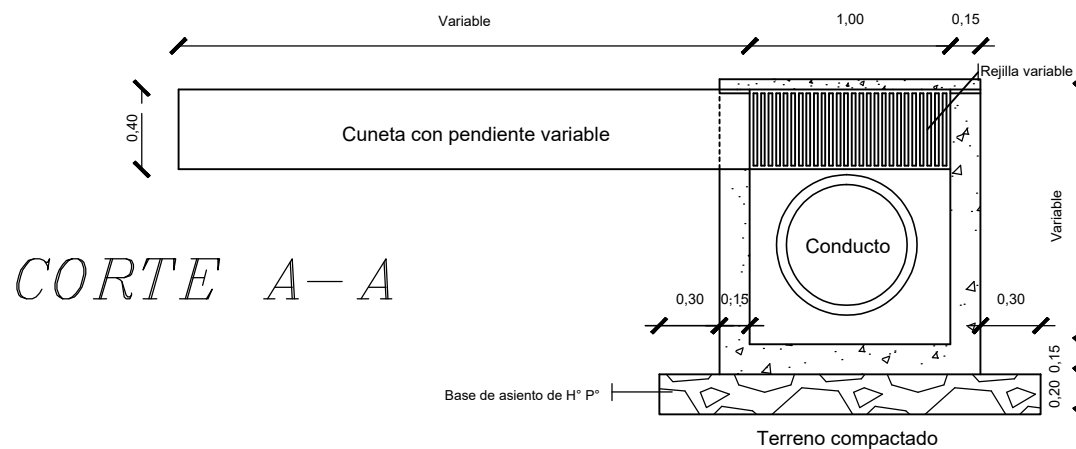
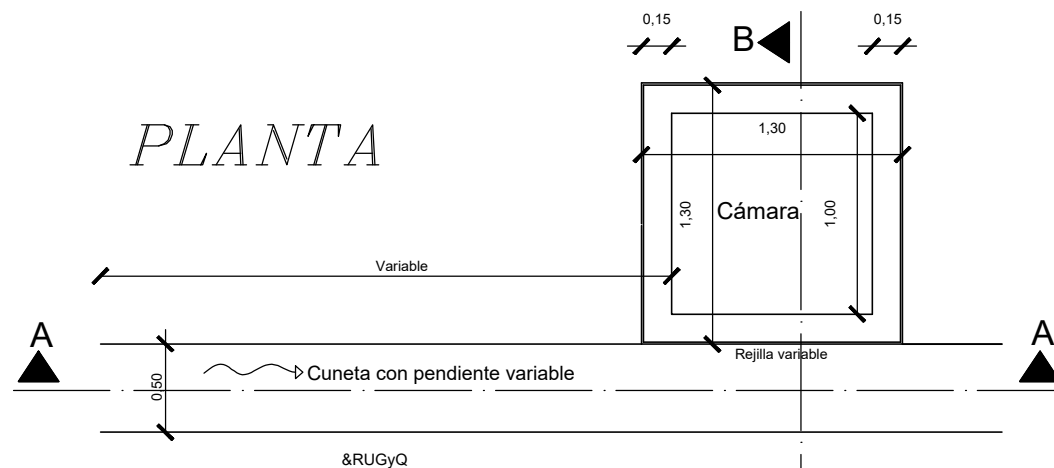
DETALLE MEDIDOR

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 13

Fecha: 30/05/2025

Escala: Varias



Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

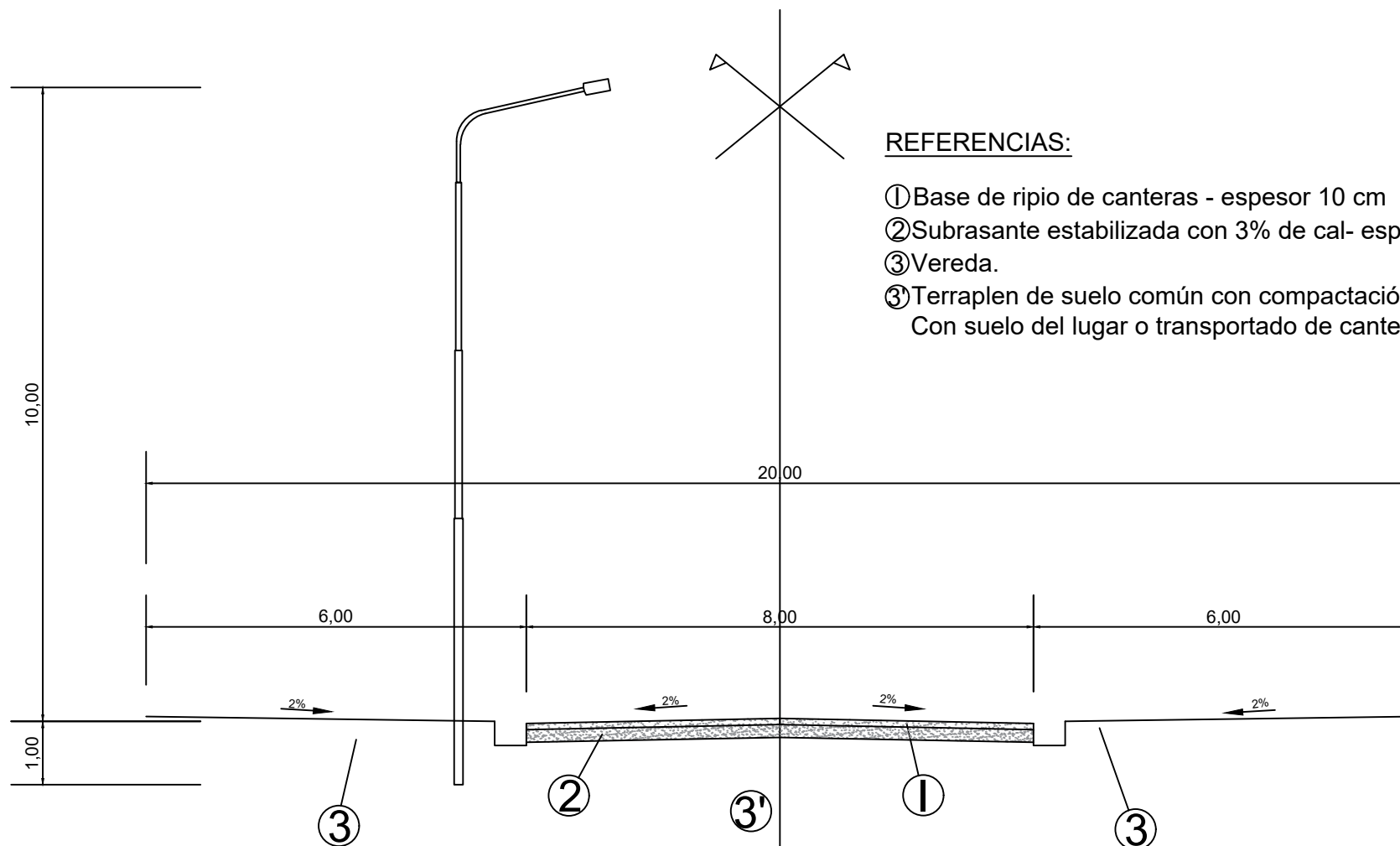
DETALLE SUMIDERO

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 14

Fecha: 30/05/2025

Escala: 1:40



REFERENCIAS:

- ① Base de ripio de canteras - espesor 10 cm
- ② Subrasante estabilizada con 3% de cal- espesor 20 cm
- ③ Vereda.
- ③ Terraplen de suelo común con compactación especial. Con suelo del lugar o transportado de cantera.

Facultad de Ingeniería - UNNE

Trabajo Final

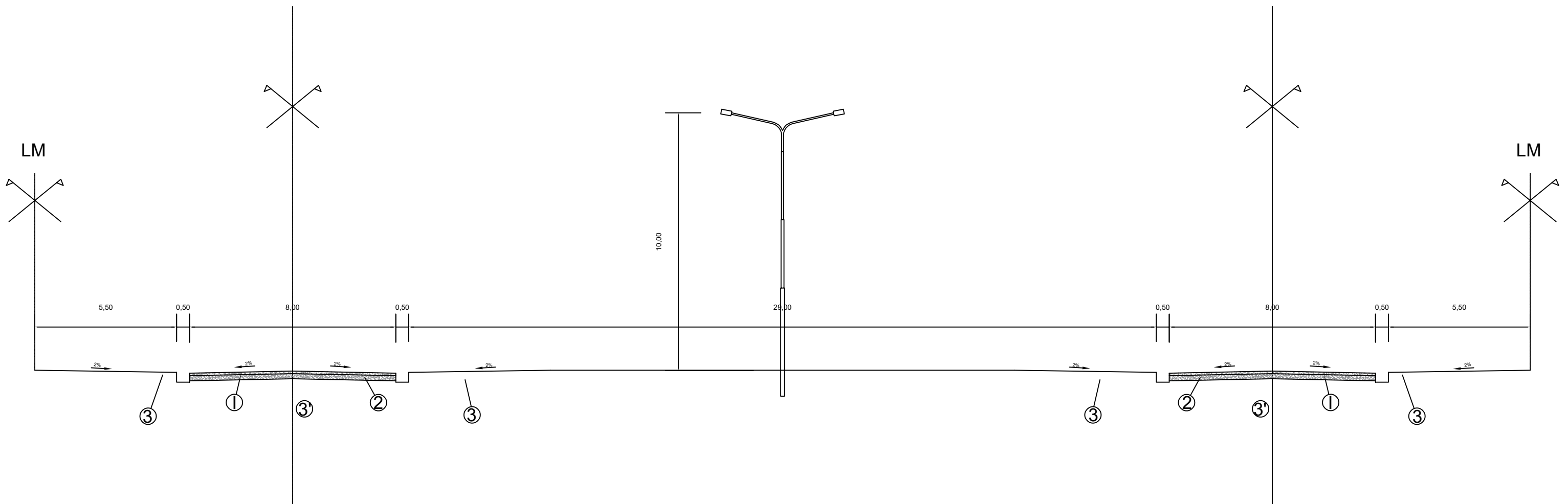
PERFIL TRANSVERSAL DE CALLE

Equipo: Berbel, Rubén Darío
Gómez, Fernando Matías
Pastor, Carlos Alfredo

Plano N° 15

Fecha: 30/05/2025

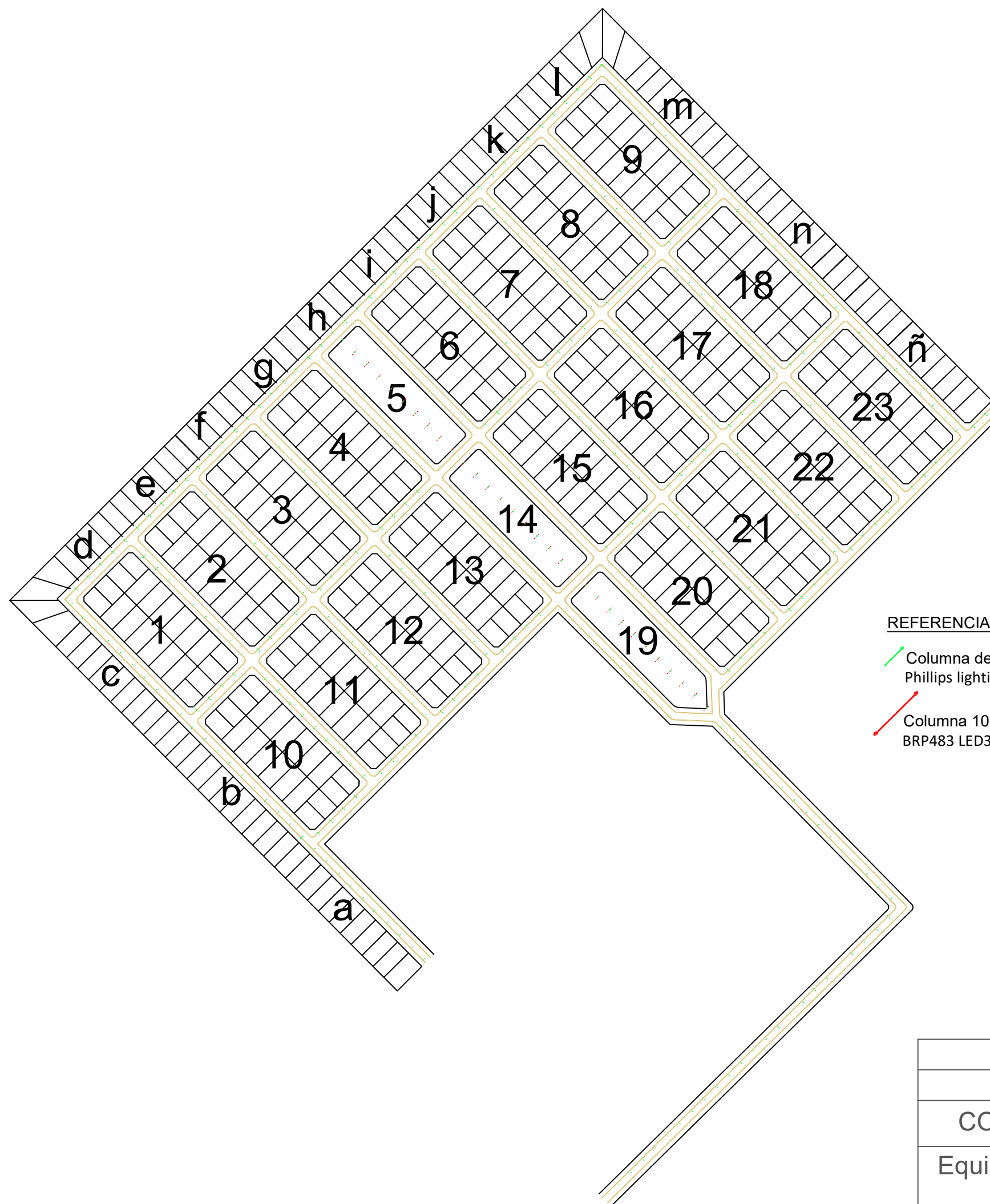
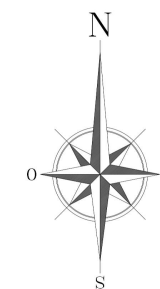
Escala: 1:100



REFERENCIAS:

- ① Base de ripio de canteras - espesor 10 cm
- ② Subrasante estabilizada con 3% de cal- espesor 20 cm
- ③ Vereda.
- ③' Terraplen de suelo común con compactación especial. Con suelo del lugar o transportado de cantera.

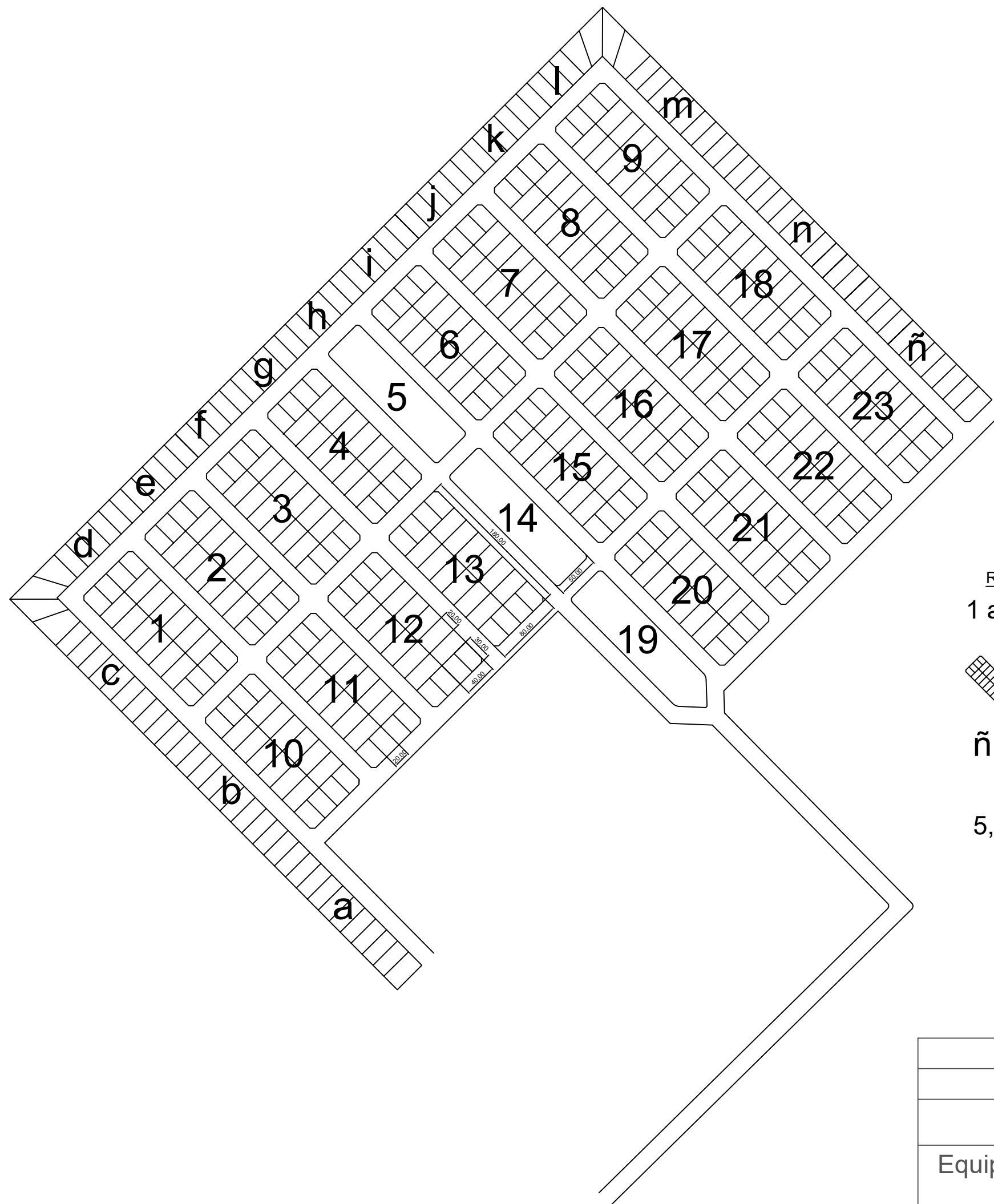
Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
PERFIL TRANSVERSAL AVENIDA	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 16
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:150




REFERENCIAS:

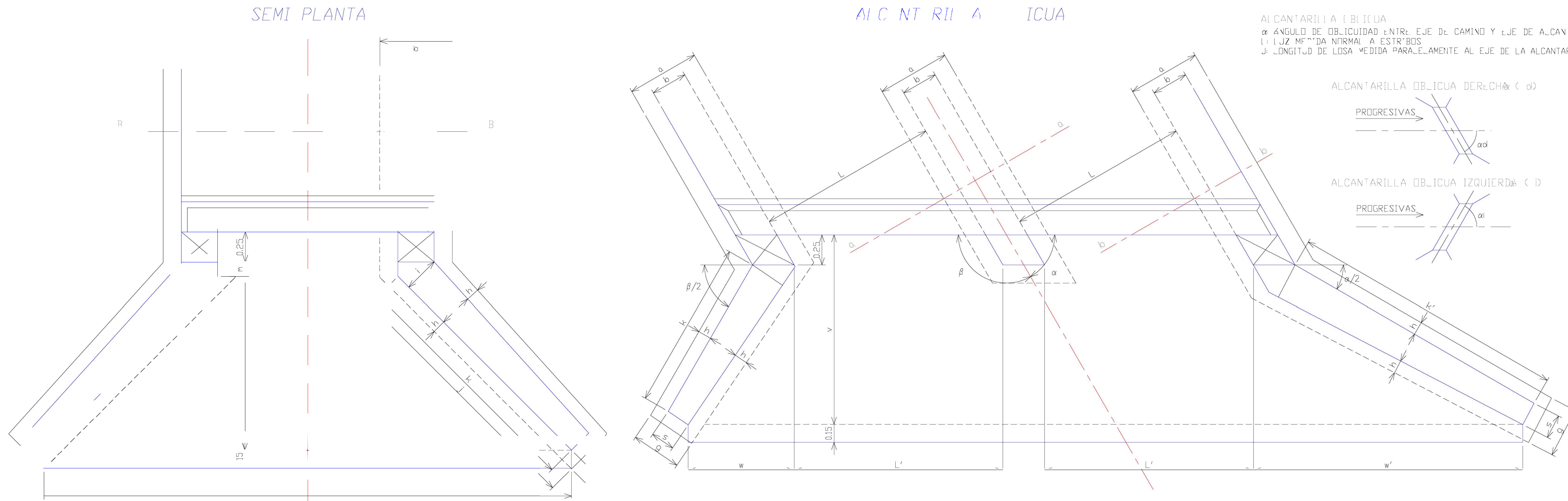
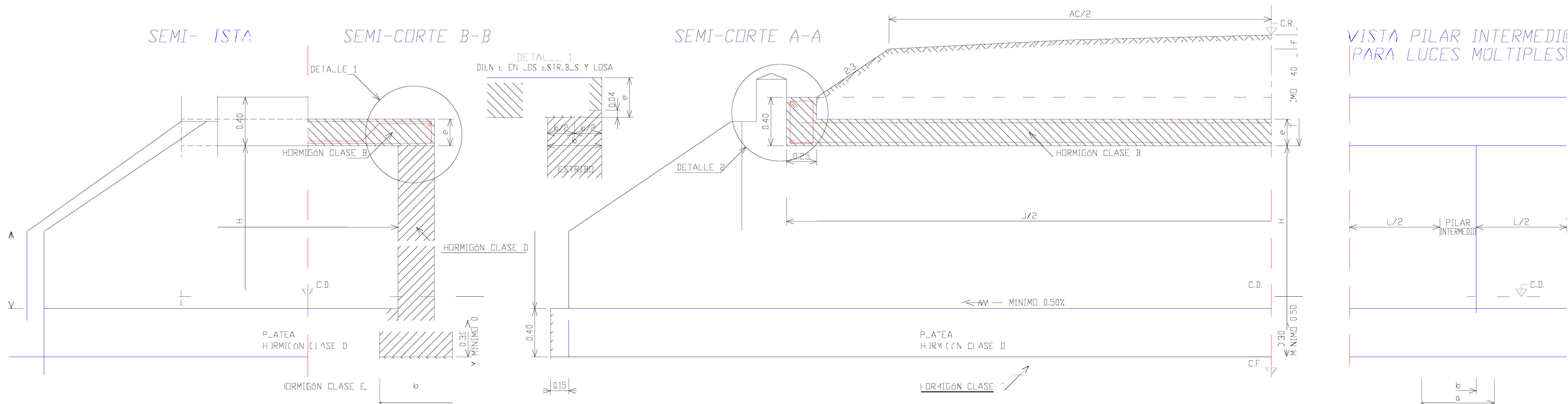
- Columna de 10 m; pescante 2 m; luminaria Phillips lighting BGP323 GRN195-/740 I DM SI T35
- Columna 10 m; pescante 2x2m; luminaria Phillips lighting BRP483 LED300/NW 200W DML PSR P7

Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
COLUMNA DE ALUMBRADO PÚBLICO	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 17
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:5.000



- REFERENCIAS:**
- 1 al 20 Número de manzanas
 -  División de lotes
 - ñ Manzanas perimetrales
 - 5,14 y 19 Parterre(espacio verde)

Facultad de Ingeniería - UNNE	
Trabajo Final	
DIVISIÓN DE LOTES	
Equipo: Berbel, Rubén Darío Gómez, Fernando Matías Pastor, Carlos Alfredo	Plano N° 18
	Fecha: 30/05/2025
	Escala: 1:5.000

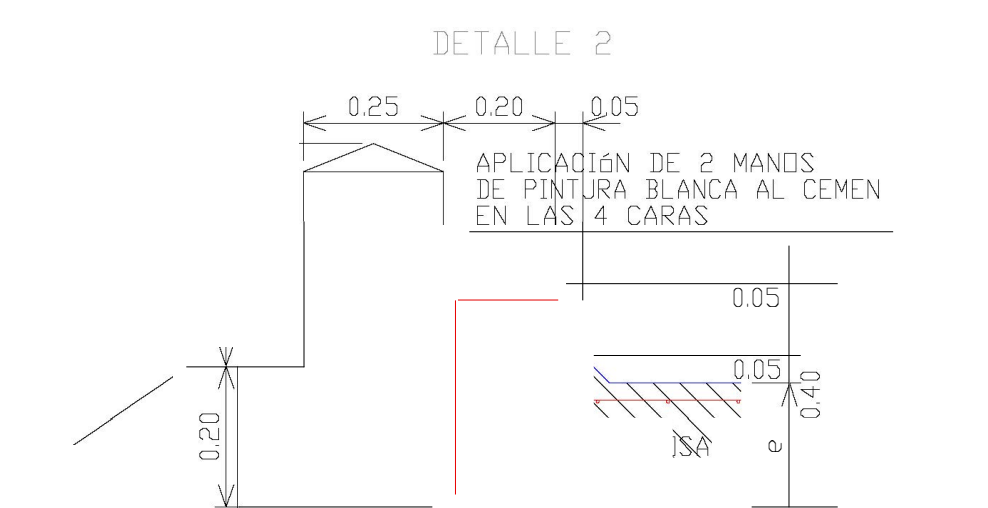
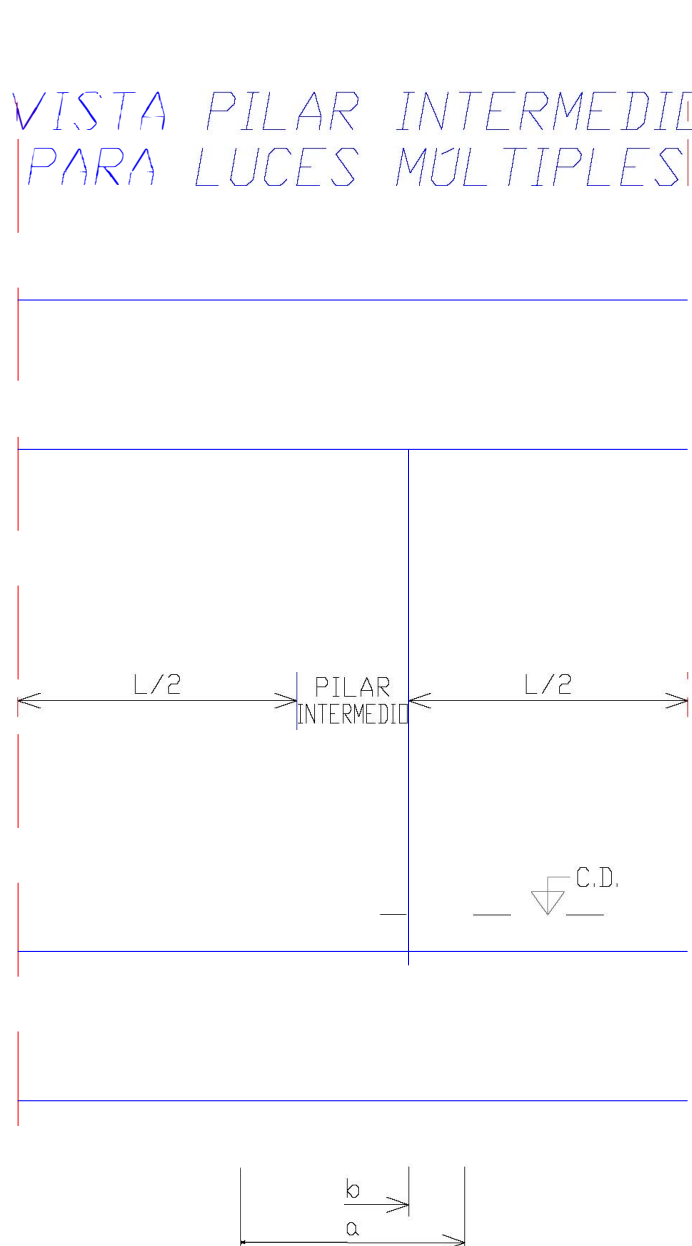


CUADRO 1 - ALCANTARILLA RECTA - DIMENSIONES												
H (m)	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)
0.50	0.45	0.10	0.84	0.10	0.15	0.33	0.09	0.20	1.36	0.19	0.25	0.08
0.75	0.45	0.25	1.04	0.10	0.15	0.29	0.07	0.20	1.6	0.17	0.38	0.10
1.00	0.45	0.25	1.23	0.10	0.15	0.29	0.07	0.20	1.88	0.17	0.51	0.10
1.25	0.60	0.10	1.44	0.10	0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	0.24	0.64	0.12
1.50	0.76	0.10	1.63	0.10	0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	0.31	0.77	0.12
1.75	0.65	0.35	1.83	0.10	0.25	0.47	0.11	0.30	2.81	0.39	0.90	0.14
2.00	0.70	0.40	2.03	0.10	0.30	0.52	0.11	0.40	3.09	0.47	1.03	0.14

CUADRO 2 - ESPESOR LOSA, ARMADURA Y TAPADA MÁXIMA												
TIPO	LUSA		ARMADURA		REPARACIÓN		LUCES MÚLTIPLES		LUCES MÚLTIPLES		LUCES MÚLTIPLES	
	L (m)	e (m)	φ (mm)	s (mm)	φ (mm)	s (mm)	φ (mm)	s (mm)	φ (mm)	s (mm)	φ (mm)	s (mm)
A	0.80	0.14	10	0.12	8	0.11	8	0.11	8	0.11	8	0.11
	1.00	0.16	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
	1.25	0.18	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
B	1.50	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
	2.00	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
	2.50	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
C	3.00	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
	3.50	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10
	4.00	0.20	10	0.11	8	0.10	8	0.10	8	0.10	8	0.10

NOTAS:
PARA LA LUCES MÚLTIPLES MAXIMAS DE TAMAÑO DE TUBERÍA EN LAS LUCES MÚLTIPLES LA RESISTENCIA AL CORTE - 4 kg/cm² O A LA FLEXIÓN - 50 kg/cm², $\sigma_c = 2400$ kg/cm².
EN LAS LUCES MÚLTIPLES LA MÁXIMA FATIGA ADMISIBLE EN EL TERRENO DE FUNDACIÓN DEBAJO DE LA ZAPA DE LOS PILARES ES 25 kg/cm².
EN TODOS LOS CASOS SE HA CONSIDERADO QUE EL PESO ESPECÍFICO DEL MATERIAL DE RELLENO ES DE 2 kg/cm³.
SI ALGUNA DE ESTAS CONDICIONES NO SE CUMPLEN SE INTRODUCIRÁN LAS MODIFICACIONES NECESARIAS.

MATERIALES
HORMIGÓN CLASE B: $\sigma_c > 210$ kg/cm²
ACERO TIPO III: $\sigma_s > 2400$ kg/cm² - $\sigma_s > 4200$ kg/cm²



CUADRO 3 - ALCANTARILLA ALCANTARILLA												
α (°)	0.80	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
45°	113	141	212	283	354	425	496	567	638	709	780	851
50°	104	131	196	261	332	403	474	545	616	687	758	829
55°	0.98	1.25	1.84	2.44	3.04	3.64	4.24	4.84	5.44	6.04	6.64	7.24
60°	0.92	1.15	1.72	2.30	2.88	3.46	4.04	4.62	5.20	5.78	6.36	6.94
65°	0.88	1.10	1.65	2.20	2.75	3.30	3.85	4.40	4.95	5.50	6.05	6.60
70°	0.85	1.07	1.6	2.13	2.66	3.19	3.72	4.25	4.78	5.31	5.84	6.37
75°	0.825	1.03	1.55	2.06	2.57	3.08	3.59	4.10	4.61	5.12	5.63	6.14
80°	0.815	1.02	1.53	2.04	2.55	3.06	3.57	4.08	4.59	5.10	5.61	6.12
85°	0.80	1.00	1.51	2.01	2.52	3.03	3.54	4.05	4.56	5.07	5.58	6.09

CUADRO 4 - ALCANTARILLA OBLICUA - DIMENSIONES										
H (m)	L (m)	S (m)	i (m)	h (m)	α	v (m)	k' (m)	k (m)	w (m)	a (m)
0.50	0.40	0.5	0.20	0.09	45°	0.84	1.7	0.57	0.36	1.30
					50°	0.84	1.06	0.57	0.37	1.16
					55°	0.83	0.98	0.58	0.38	1.04
					60°	0.83	0.90	0.58	0.40	0.93
					65°	0.83	0.85	0.59	0.42	0.82
					70°	0.82	0.79	0.60	0.44	0.77
					75°	0.82	0.74	0.61	0.46	0.71
					80°	0.81	0.70	0.61	0.49	0.65
					85°	0.81	0.67	0.63	0.52	0.59
					90°	0.80	0.64	0.64	0.55	0.56
0.75	0.55	0.75	0.25	0.07	45°	1.04	1.70	0.79	0.52	1.78
					50°	0.94	1.51	0.80	0.53	1.61
					55°	0.93	1.40	0.81	0.54	1.45
					60°	0.93	1.30	0.81	0.57	1.34
					65°	0.93	1.23	0.84	0.59	1.24
					70°	1.02	1.14	0.85	0.63	1.11
					75°	1.02	1.06	0.86	0.66	1.01
					80°	1.01	1.01	0.87	0.71	0.94
					85°	1.01	0.96	0.90	0.76	0.86
					90°	1.01	0.94	0.90	0.76	0.86
1.00	0.55	0.5	0.25	0.07	45°	1.34	2.46	1.12	0.64	2.50
					50°	1.34	2.24	1.14	0.67	2.28
					55°	1.33	2.05	1.14	0.71	2.03
					60°	1.33	1.90	1.15	0.75	1.85
					65°	1.33	1.80	1.19	0.78	1.72
					70°	1.32	1.67	1.21	0.84	1.54
					75°	1.32	1.56	1.24	0.90	1.42
					80°	1.31	1.46	1.25	0.96	1.29
					85°	1.31	1.40	1.30	1.02	1.18
					90°	1.31	1.39	1.30	1.02	1.18
1.25	0.80	0.20	0.30	0.11	45°	1.59	3.00	1.36	0.76	3.12
					50°	1.58	2.72	1.38	0.80	2.76
					55°	1.58	2.49	1.40	0.84	2.49
					60°	1.57	2.29	1.40	0.87	2.22
					65°	1.57	2.18	1.43	0.92	2.05
					70°	1.56	2.02	1.45	0.93	1.84
					75°	1.56	1.89	1.51	1.06	1.71
					80°	1.55	1.79	1.52	1.14	1.55
					85°	1.55	1.70	1.56	1.20	1.41
					90°	1.55	1.69	1.59	1.20	1.41
1.50	0.90	0.20	0.30	0.11	45°	1.89	4.79	1.69	0.89	3.84
					50°	1.89	4.45	1.71	0.94	3.4
					55°	1.88	4.14	1.74	0.99	3.07
					60°	1.87	3.89	1.74	1.05	2.74
					65°	1.87	3.64	1.81	1.12	2.52
					70°	1.86	3.44	1.83	1.21	2.27
					75°	1.86	3.25	1.89	1.30	2.10
					80°	1.85	3.09	1.91	1.39	1.91
					85°	1.85	2.95	1.98	1.49	1.75
					90°	1.85	2.93	1.93	1.51	1.75
1.75	1.05	0.25	0.35	0.12	45°	2.13	6.00	1.96	1.06	3.73
					50°	2.12	5.57	1.97	1.1	3.40
					55°	2.12	5.17	2.00	1.19	3.12
					60°	2.12	4.80	2.09	1.27	2.87
					65°	2.11	4.46	2.16	1.37	2.67
					70°	2.10	4.16	2.21	1.47	2.39
					75°	2.10	3.90	2.28	1.59	2.07
					80°	2.09	3.68	2.34	1.72	1.88
					85°	2.08	3.48	2.42	1.89	1.69
					90°	2.08	3.47	2.43	1.91	1.69
2.00	1.15	0.30	0.40	0.12	45°	2.48	7.00	2.29	1.27	4.86
					50°	2.47	6.46	2.31	1.33	4.39
					55°	2.47	5.94	2.34	1.4	3.9
					60°	2.46	5.40	2.37	1.40	3.68
					65°	2.45	5.00	2.43	1.47	3.38
					70°	2.44	4.60	2.47	1.59	3.04
					75°	2.43	4.20	2.50	1.72	2.80
					80°	2.42	3.80	2.57	1.84	2.53
					85°	2.42	3.40	2.67	1.99	2.33
					90°	2.42	3.40	2.67	1.99	2.33