





# PLANTA POTABILIZADORA DE AGUA MODULAR



*Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional San Rafael*

Orientadores de proyecto:

Ing. Vilches Roberto

Ing. Reviglio Hugo

*Lima Bruno José, Legajo 5586  
Moreno Rocío Macarena, Legajo 5594  
Taranto Daniela, Legajo 5606*



***Dedicado:***  
*A nuestras familias,  
por su incondicional apoyo.  
A los amigos de la vida,  
y a los que sumamos en este camino.*





## ÍNDICE GENERAL

<b>RESUMEN Y ABSTRACT</b>	<b>1</b>
RESUMEN	1
ABSTRACT	1
<b>1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>5</b>
1.1 INTRODUCCIÓN	5
1.2 ASPECTOS GLOBALES	5
1.3 IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO	6
1.4 IMPORTANCIA DE LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA	6
1.5 INFORMACIÓN GENERAL	8
1.5.1 NOMBRE DEL PROYECTO	8
1.5.2 DESCRIPCIÓN	8
1.5.3 UBICACIÓN	8
<b>2 DIAGNÓSTICO Y ANTECEDENTES</b>	<b>13</b>
2.1 MARCO DE REFERENCIA	13
2.2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	15
2.3 ANÁLISIS DE INVOLUCRADOS	16
2.4 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	18
2.5 ANÁLISIS DE LOS OBJETIVOS	19
2.5.1 OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO	21
<b>3 ALTERNATIVAS DE PROYECTO</b>	<b>25</b>
3.1 DEFINICIÓN DE LAS ALTERNATIVAS	25
3.1.1 ALTERNATIVA 1	25
3.1.2 ALTERNATIVA 2	26
3.1.3 ALTERNATIVA 3	26
3.1.4 ALTERNATIVA 4	27
3.1.5 ALTERNATIVA 5	28
3.2 COMPARACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS	28
<b>4 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DEL AGUA</b>	<b>33</b>
4.1 INTRODUCCIÓN	33
4.2 CALIDAD DEL AGUA	34
4.2.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	35
4.2.2 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	38

---

<b>4.3 ANÁLISIS DE DATOS</b>	<b>44</b>
4.3.1 DATOS OBTENIDOS	44
4.3.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS	45
<b>4.4 CONCLUSIONES</b>	<b>49</b>
<b><u>5 ASPECTOS LEGALES E INSTITUCIONALES</u></b>	<b><u>53</u></b>
<b>5.1 MARCO LEGAL</b>	<b>53</b>
5.1.1 EXPROPIACIÓN	53
5.1.2 SERVIDUMBRE	54
5.1.3 NORMATIVA CONSIDERADA	54
<b>5.2 MARCO INSTITUCIONAL</b>	<b>61</b>
5.2.1 NIVEL NACIONAL	61
5.2.2 NIVEL PROVINCIAL	61
5.2.3 NIVEL DEPARTAMENTAL	63
<b><u>6 PARÁMETROS DE DISEÑO</u></b>	<b><u>67</u></b>
<b>6.1 HORIZONTE DE DISEÑO</b>	<b>67</b>
<b>6.2 PERÍODO DE DISEÑO</b>	<b>67</b>
<b>6.3 VIDA ÚTIL</b>	<b>68</b>
6.3.1 VIDA ÚTIL DE UNA OBRA CIVIL	69
6.3.2 VIDA ÚTIL DE UN EQUIPAMIENTO	69
<b>6.4 DETERMINACIÓN DE POBLACIÓN DE DISEÑO</b>	<b>69</b>
<b>6.5 DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO</b>	<b>71</b>
6.5.1 TIPOS DE CONSUMOS	71
6.5.2 CAUDAL DE DISEÑO	75
6.5.3 PLANILLA DE CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO	76
6.5.4 DETERMINACIÓN DE MÓDULOS	77
6.5.5 DETERMINACIÓN DE CANTIDAD DE MÓDULOS	79
<b><u>7 ASPECTOS TÉCNICOS</u></b>	<b><u>83</u></b>
<b>7.1 INTRODUCCIÓN</b>	<b>83</b>
<b>7.2 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA</b>	<b>84</b>
<b>7.3 CAPTACIÓN DE AGUA SUPERFICIAL</b>	<b>85</b>
7.3.1 TIPOLOGÍAS DE TOMAS EN CAUCES	85
7.3.2 ADAPTABILIDAD AL PROYECTO	89
<b>7.4 CRIBADO</b>	<b>90</b>
7.4.1 TIPOS DE CÁMARAS DE REJAS	91
7.4.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA REJILLA	92
<b>7.5 ESTACIÓN DE AFORO</b>	<b>94</b>
7.5.1 MÉTODOS DE AFORO	94
7.5.2 CLASIFICACIÓN DE UNA ESTACIÓN DE AFORO	95

---





7.5.3	AFORO CON BARRERA TRIANGULAR	96
7.5.4	VERTEDEROS DE AFORO	96
7.5.5	AFORADORES	97
7.5.6	LIMNÍGRAFOS	101
<b>7.6</b>	<b>COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN</b>	<b>102</b>
7.6.1	COAGULACIÓN	102
7.6.2	REACTIVOS	104
7.6.3	FLOCULACIÓN	108
<b>7.7</b>	<b>SEDIMENTACIÓN</b>	<b>116</b>
7.7.1	FUNDAMENTOS DE LA SEDIMENTACIÓN	116
7.7.2	CLASIFICACIÓN DE LOS SEDIMENTADORES	121
7.7.3	MODELO TEÓRICO DE LA SEDIMENTACIÓN CONVENCIONAL	123
7.7.4	SEDIMENTADORES DE FLUJO HORIZONTAL	126
<b>7.8</b>	<b>FILTRACIÓN</b>	<b>130</b>
7.8.1	CLASIFICACIÓN DE LOS FILTROS	131
<b>7.9</b>	<b>DESINFECCIÓN</b>	<b>140</b>
7.9.1	FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE DESINFECCIÓN	141
7.9.2	MÉTODOS DE DESINFECCIÓN	142
<b>7.10</b>	<b>CONCLUSIÓN</b>	<b>148</b>
<b>8</b>	<b>DISEÑO DEL PROYECTO</b>	<b>153</b>
<b>8.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>153</b>
<b>8.2</b>	<b>BOCATOMA LATERAL CON BOMBEO</b>	<b>153</b>
8.2.1	DATOS	153
8.2.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	154
<b>8.3</b>	<b>CANAL DE INGRESO</b>	<b>162</b>
8.3.1	DATOS	162
8.3.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	163
<b>8.4</b>	<b>CASA QUÍMICA</b>	<b>163</b>
8.4.1	DATOS	163
8.4.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	163
<b>8.5</b>	<b>CANALETA PARSHALL</b>	<b>164</b>
8.5.1	DATOS	164
8.5.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	164
<b>8.6</b>	<b>FLOCULADOR</b>	<b>169</b>
8.6.1	DATOS	169
8.6.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	169
<b>8.7</b>	<b>SEDIMENTADOR</b>	<b>173</b>
8.7.1	DATOS	173
8.7.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	173
<b>8.8</b>	<b>FILTROS RÁPIDOS ABIERTOS</b>	<b>175</b>
8.8.1	DATOS	175
8.8.2	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	175
<b>8.9</b>	<b>CLORIFICACIÓN</b>	<b>177</b>

---

8.9.1	DATOS	177
8.9.2	DETERMINACIÓN DEL VALOR DE K	178
8.9.3	DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN	178
8.9.4	DETERMINACIÓN DE LA CANTIDAD DE CLORO PARA SOBREPASAR EL PUNTO DE QUIEBRE	178
8.9.5	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS CLORADORES	178
8.9.6	DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE CLORACIÓN	179
<b>8.10</b>	<b>CISTERNA</b>	<b>179</b>
8.10.1	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	179
8.10.2	TANQUE ELEVADO	180
8.10.3	DETERMINACIÓN DE LAS DIMENSIONES GENERALES	181
8.10.4	BOCA DE HOMBRE: UBICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.	184
8.10.5	CÁLCULO DE LA BOMBA	184
<b>8.11</b>	<b>EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN</b>	<b>185</b>
<b>9</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>189</b>

---

<b>9.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>189</b>
<b>9.2</b>	<b>FLOCULADOR</b>	<b>190</b>
9.2.1	ASPECTOS GENERALES	190
9.2.2	ANÁLISIS DE CARGAS	190
9.2.3	HIPÓTESIS DE CARGA	192
9.2.4	DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES	193
<b>9.3</b>	<b>SEDIMENTADOR</b>	<b>195</b>
9.3.1	ASPECTOS GENERALES	195
9.3.2	ANÁLISIS DE CARGAS	196
9.3.3	HIPÓTESIS DE CARGA	198
9.3.4	DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES	200
<b>9.4</b>	<b>FILTROS RÁPIDOS</b>	<b>213</b>
9.4.1	ASPECTOS GENERALES	213
9.4.2	ANÁLISIS DE CARGAS	213
9.4.3	HIPÓTESIS DE CARGA	215
9.4.4	DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES	216
<b>9.5</b>	<b>CISTERNA</b>	<b>225</b>
9.5.1	ASPECTOS GENERALES	225
9.5.2	ANÁLISIS DE CARGAS	226
9.5.3	HIPÓTESIS DE CARGA	227
9.5.4	DETERMINACIÓN DE SOLICITACIONES	229
<b>9.6</b>	<b>TANQUE ELEVADO</b>	<b>238</b>
9.6.1	ASPECTOS GENERALES	238
9.6.2	ANÁLISIS DE CARGAS	239
9.6.3	HIPÓTESIS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	245
9.6.4	CÁLCULO DE ESFUERZOS	246
9.6.5	DIMENSIONAMIENTO	253
<b>9.7</b>	<b>RESUMEN DE DIMENSIONAMIENTO</b>	<b>272</b>
9.7.1	TABLA RESUMEN - DIMENSIONAMIENTO VIGAS	272

---



9.7.2	TABLA RESUMEN - DIMENSIONAMIENTO COLUMNAS	273
9.7.3	TABLA RESUMEN - DIMENSIONAMIENTO LOSAS	274
<b>10</b>	<b>MEMORIA DESCRIPTIVA</b>	<b>277</b>
<b>10.1</b>	<b>ASPECTOS GENERALES</b>	<b>277</b>
<b>10.2</b>	<b>ASPECTOS CONSTRUCTIVOS</b>	<b>278</b>
10.2.1	NIVEL DE TERRENO DE LA PLANTA	278
10.2.2	TERRAPLENAMIENTO	278
<b>10.3</b>	<b>PROYECTO HIDRÁULICO SANITARIO</b>	<b>278</b>
10.3.1	SOLUCIÓN DE TRATAMIENTO ADOPTADA	278
10.3.2	CAUDAL DE DISEÑO	278
10.3.3	FUENTE DE CAPTACIÓN	278
<b>10.4</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>279</b>
10.4.1	FLUJO PRINCIPAL DEL AGUA	279
10.4.2	OBRA DE TOMA	279
10.4.3	SECTOR DE INGRESO A LA PLANTA	280
10.4.4	CÁMARAS DE DISPERSIÓN HIDRÁULICA	281
10.4.5	FLOCULACIÓN	281
10.4.6	SEDIMENTADORES	281
10.4.7	FILTROS	282
10.4.8	CLORIFICACIÓN	283
10.4.9	CISTERNAS DE ALMACENAMIENTO	283
10.4.10	ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA PARA LAVADO DE FILTROS (EBL)	284
10.4.11	ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA POTABLE (EBAP)	284
10.4.12	TANQUE ELEVADO	284
10.4.13	TRATAMIENTO DE BARROS PRODUCIDOS EN EL PROCESO	285
10.4.14	CASA QUÍMICA ASPECTOS GENERALES	285
10.4.15	EDIFICIOS DE SERVICIO DE LA PLANTA POTABILIZADORA	286
<b>11</b>	<b>EVALUACIÓN AMBIENTAL</b>	<b>289</b>
<b>11.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>289</b>
<b>11.2</b>	<b>INVENTARIO AMBIENTAL – BASE CERO</b>	<b>289</b>
11.2.1	DESCRIPCIÓN DEL ÁREA	289
11.2.2	FACTORES AMBIENTALES BIÓTICOS	291
11.2.3	FACTORES AMBIENTALES ABIÓTICOS	292
11.2.4	SUELO	293
11.2.5	MEDIO PERCEPTUAL	293
11.2.6	MEDIO SOCIO-ECONÓMICO	293
<b>11.3</b>	<b>ACCIONES PROPIAS DEL PROYECTO</b>	<b>294</b>
11.3.1	FASE DE PROYECTO	294
11.3.2	FASE CONSTRUCCIÓN.	294
11.3.3	FASE FUNCIONAMIENTO	296

11.3.4 FASE ABANDONO	297
<b>11.4 RELACIÓN ENTRE LAS ACCIONES DEL PROYECTO Y EL ENTORNO</b>	<b>298</b>
11.4.1 MATRIZ CAUSA – EFECTO Y MATRIZ DE IMPORTANCIA	298
11.4.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS	299
<b>11.5 PLAN DE MITIGACIÓN</b>	<b>306</b>
<b>11.6 PLAN DE CONTINGENCIAS</b>	<b>308</b>
11.6.1 INTENSIDAD DE CONTINGENCIAS	308
11.6.2 TIPOS DE CONTINGENCIAS	308
11.6.3 ROL DE LLAMADAS	311
<b>11.7 PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL</b>	<b>312</b>
<b>12 EVALUACIÓN ECONÓMICA FINANCIERA</b>	<b>315</b>
<b>12.1 MARCO DE LA EVALUACIÓN – NATURALEZA DEL PROYECTO</b>	<b>315</b>
<b>12.2 IDENTIFICACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DE COSTOS Y BENEFICIOS</b>	<b>316</b>
12.2.1 COSTOS DEL PROYECTO	316
12.2.2 BENEFICIOS DEL PROYECTO	318
<b>12.3 MEDICIÓN DE LA EFECTIVIDAD ECONÓMICA</b>	<b>320</b>
12.3.1 CUANTIFICACIÓN DE LA EFECTIVIDAD ECONÓMICA	320
<b>12.4 CONCLUSIONES</b>	<b>322</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>325</b>
<b>ANEXO 1: ANÁLISIS QUÍMICOS DEL AGUA</b>	<b>325</b>
<b>ANEXO 2: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA DE PLANTA</b>	<b>329</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>347</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b>	<b>349</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 - Distribución de Agua en el Planeta</i>	5
<i>Figura 1.2 - Localización del Proyecto</i>	8
<i>Figura 2.1 - Cuenca y Cauces principales del Rio Diamante</i>	14
<i>Figura 2.2 - Árbol de problemas y efectos</i>	19
<i>Figura 2.3 - Árbol de medios y fines</i>	21
<i>Figura 7.1 - Procesos llevados a cabo en una planta de potabilización</i>	83
<i>Figura 7.2- Esquema de sistema de abastecimiento de agua superficial.</i>	84
<i>Figura 7.3 - Esquema de sistema de abastecimiento de agua subterránea</i>	84
<i>Figura 7.4 – Bocatoma lateral con vertedero transversal</i>	86
<i>Figura 7.5 – Ubicación de la bocatoma en tramos rectos y curvos</i>	86
<i>Figura 7.6 – Bocatoma lateral con bombeo</i>	87
<i>Figura 7.7 - Bocatoma lateral por gravedad</i>	88
<i>Figura 7.8 - Bocatoma de fondo</i>	89



<i>Figura 7.9 - Componentes de una rejilla de barras paralelas</i>	92
<i>Figura 7.10 - Rejilla lateral inclinada</i>	93
<i>Figura 7.11 - Tipos de vertederos de pared delgada</i>	97
<i>Figura 7.12 - Canal de aforo Parshall</i>	98
<i>Figura 7.13 - Dimensiones en planta y en corte de canaleta Parshall</i>	99
<i>Figura 7.14 - Tamaño de las partículas suspendidas</i>	103
<i>Figura 7.15 - Modelo esquemático del proceso de coagulación</i>	107
<i>Figura 7.16 - Mezcladores de flujo pistón</i>	109
<i>Figura 7.17 – Retro mezcladores</i>	110
<i>Figura 7.18 - Floculadores hidráulicos</i>	111
<i>Figura 7.19 - Floculadores mecánicos</i>	112
<i>Figura 7.20- Gradientes de energía y pérdidas en floculadores de flujo horizontal</i>	112
<i>Figura 7.21 – Figuras actuantes en una partícula</i>	118
<i>Figura 7.22 – Tipos de sedimentadores</i>	122
<i>Figura 7.23 - Unidades de separación dinámica</i>	123
<i>Figura 7.24- Zonificación de un sedimentador convencional</i>	124
<i>Figura 7.25 – Esquema de sedimentación para diferentes velocidades de sedimentación</i>	124
<i>Figura 7.26 - Diagrama de sedimentación ideal</i>	125
<i>Figura 7.27 - Sedimentadores horizontales de forma rectangular</i>	127
<i>Figura 7.28 - Sedimentador circular de flujo horizontal</i>	127
<i>Figura 7.29 - Sedimentador de alta tasa</i>	127
<i>Figura 7.30 - Dispositivos de entrada para sedimentadores</i>	128
<i>Figura 7.31 - Vertedero de recolección de agua sedimentada</i>	129
<i>Figura 7.32 - Forma de la tolva de lodos</i>	130
<i>Figura 7.33 - Sistema de remoción de lodos en sedimentadores circulares</i>	130
<i>Figura 7.34 – Filtros lentos de arena</i>	132
<i>Figura 7.35 - Filtro rápido abierto</i>	134
<i>Figura 7.36 - Filtros rápidos cerrados</i>	139
<i>Figura 7.37- Curva punto de quiebre</i>	145
<i>Figura 7.38- Valores de K en función del PH y la temperatura del agua</i>	147
<i>Figura 7.39 – Esquema resumen de variantes de etapas de potabilización</i>	149
<i>Figura 8.1 - Condiciones hidráulicas del canal "El Cerrito"</i>	154
<i>Figura 8.2 - Esquema de bocatoma lateral con bombeo</i>	155
<i>Figura 8.3 - Parámetros hidráulicos del canal de conexión</i>	156
<i>Figura 8.4 - Relación de rugosidad en el tiempo</i>	160
<i>Figura 8.5 - Diagrama de Moody</i>	161
<i>Figura 8.6- Dimensiones standard de la canaleta Parshall</i>	164
<i>Figura 8.7 – Verificación de los parámetros de canal de ingreso con HCanales</i>	170
<i>Figura 8.8 - Condiciones hidráulicas de canal de floculador</i>	171
<i>Figura 8.9- Esquema Floculador</i>	173
<i>Figura 8.10- Esquema Sedimentador</i>	175
<i>Figura 8.11- Esquema de Filtros</i>	177
<i>Figura 8.12- Planta Edificio de administración</i>	185
<i>Figura 9.1- Esquema de presiones – Fuente: Elaboración Propia.</i>	191
<i>Figura 9.2- CALCAP paredes</i>	194
<i>Figura 9.3 - Distribución de las cargas actuantes de los paños a los elementos estructurales</i>	203
<i>Figura 9.4 - Diagrama de solicitaciones de columnas de sedimentador</i>	204
<i>Figura 9.5- Solicitaciones de vigas de coronamiento laterales de sedimentador</i>	204
<i>Figura 9.6 - Esfuerzos y reacciones sobre viga de coronamiento laterales de sedimentador</i>	205

<i>Figura 9.7 - Resultados sobre vigas de coronamiento extremas de sedimentador</i>	205
<i>Figura 9.8 - Cargas actuantes sobre columnas extremas de sedimentador</i>	207
<i>Figura 9.9 - Dimensionado de armadura de columnas extremas de sedimentador</i>	207
<i>Figura 9.10 - Armadura necesaria para columnas intermedias de sedimentadores</i>	209
<i>Figura 9.11 - Detalle de armado de columnas intermedias</i>	210
<i>Figura 9.12 – Diagrama de cargas, esfuerzos y reacciones de vigas de coronamiento de filtros</i>	219
<i>Figura 9.13 - Cargas actuantes sobre columnas extremas de filtro</i>	221
<i>Figura 9.14 - Dimensionado de armadura de columnas extremas de filtros</i>	222
<i>Figura 9.15 - Armadura necesaria para columnas intermedias de filtros</i>	223
<i>Figura 9.16- Solicitaciones de vigas de coronamiento laterales de la cisterna</i>	231
<i>Figura 9.17- Esfuerzos y reacciones sobre vigas de coronamiento laterales de cisterna</i>	231
<i>Figura 9.18- Cargas, esfuerzos y reacciones sobre vigas de coronamiento extremas de la cisterna</i>	232
<i>Figura 9.19- Armadura necesaria para columnas de extremo de la cisterna</i>	234
<i>Figura 9.20- Armadura necesaria para columnas intermedias de la cisterna</i>	235
<i>Figura 9.21- Esquema de carga en planta vigas de fundación cisterna</i>	236
<i>Figura 9.22- Esquema de carga en vista vigas de fundación cisterna</i>	237
<i>Figura 9.23 - Coordenadas locales</i>	239
<i>Figura 9.24 - Esquema de peso propio de tapa de tanque</i>	239
<i>Figura 9.25 - Esquema de peso propio de cuerpo de tanque</i>	240
<i>Figura 9.26 - Esquema de peso propio de base de tanque</i>	240
<i>Figura 9.27 - Sobrecarga debida al líquido del tanque elevado</i>	240
<i>Figura 9.28 - Solicitaciones del viento al tanque elevado</i>	241
<i>Figura 9.29 - Reacciones horizontales debidas al viento</i>	243
<i>Figura 9.30 - Definición de esfuerzos tangenciales debido a viento</i>	244
<i>Figura 9.31 – Esfuerzos actuantes y condiciones de apoyo de placa plana</i>	247
<i>Figura 9.32 - Esquema de sollicitación de losa de base</i>	249
<i>Figura 9.33 - Modelado de la torre de hormigón armado con ETabs</i>	251
<i>Figura 9.34 - Diagrama de momentos en los meridianos</i>	255
<i>Figura 9.35 - Cálculo de armadura de meridianos por CALCAP</i>	256
<i>Figura 9.36 - Diagrama de esfuerzos normales de cilindro</i>	257
<i>Figura 9.37 - Dimensionado de viga anillo</i>	259
<i>Figura 9.38 - Diagrama de interacción de la viga anillo</i>	260
<i>Figura 9.39 - Dimensionado de viga de sostenimiento</i>	261
<i>Figura 9.40 - Diagrama de interacción de la viga de sostenimiento</i>	262
<i>Figura 9.41 - Dimensionado de viga de viga de vinculación</i>	263
<i>Figura 9.42 - Diagrama de interacción de la viga de vinculación</i>	263
<i>Figura 9.43 - Dimensionado de viga de sostenimiento</i>	265
<i>Figura 9.44 - Dimensionado de viga anillo</i>	266
<i>Figura 9.45 - Diagrama de interacción de la viga anillo</i>	267
<i>Figura 9.46 – Diagrama de sollicitaciones de las zapatas aisladas</i>	268
<i>Figura 9.47 - Diagrama uniforme de tensiones sobre zapatas</i>	268
<i>Figura 9.48- Diagrama simplificado de tensiones de la zapata</i>	269
<i>Figura 11.1- Mapa político de San Rafael</i>	290
<i>Figura 11.2- Topografía y elevación de San Rafael</i>	290
<i>Figura 11.3- Imagen satelital de El Cerrito</i>	291
<i>Figura 11.4- Mapa de perforaciones en el El Cerrito</i>	293
<i>Figura 11.5- Clasificación de los impactos</i>	298
<i>Figura 11.6- Matriz causa- efecto</i>	305
<i>Figura 11.7- Matriz de importancia</i>	306



## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 - Involucrados en el Proyecto</i>	17
<i>Tabla 3.1 – Matriz de comparación de alternativas</i>	29
<i>Tabla 4.1- Características físico-químicas, Promedio Matriz y Marginal Izquierdo</i>	45
<i>Tabla 4.2- Características físico-químicas, muestras de agua subterránea</i>	45
<i>Tabla 4.3- Análisis de resultados</i>	46
<i>Tabla 6.1 - Periodos de diseño. Sistema de agua potable</i>	68
<i>Tabla 6.2 - Censos de población del distrito "El Cerrito"</i>	69
<i>Tabla 6.3 - Obtención de la población actual con diferentes leyes de crecimiento</i>	70
<i>Tabla 6.4 - Consumos de uso doméstico</i>	71
<i>Tabla 6.5 - Consumos típicos para servicio con y sin medidores</i>	72
<i>Tabla 6.6 - Consumo de agua en establecimientos educativos</i>	72
<i>Tabla 6.7 - Consumo de agua en diferentes instituciones</i>	73
<i>Tabla 6.8 - Consumos de tipo comercial</i>	73
<i>Tabla 6.9 - Consumo de agua en industrias</i>	74
<i>Tabla 6.10 - Nomenclaturas de caudales característicos</i>	75
<i>Tabla 6.11 –Datos iniciales para cálculo de caudal de diseño del distrito "El Cerrito"</i>	76
<i>Tabla 6.12 - Planilla de cálculo de demanda de agua potable del distrito "El Cerrito"</i>	77
<i>Tabla 6.13 - Población de los distritos de San Rafael del año 2001</i>	78
<i>Tabla 6.14 - Planilla de cálculo de demanda de agua potable por módulo</i>	79
<i>Tabla 6.15 - Planilla de cálculo de cantidad de módulos por distritos</i>	80
<i>Tabla 7.1 – Tipología de sistemas de captación de agua superficial</i>	85
<i>Tabla 7.2 – Adaptabilidad de los diferentes tipos de tomas</i>	90
<i>Tabla 7.3 - Características de las rejillas</i>	93
<i>Tabla 7.4 - Métodos de obtención de velocidad</i>	95
<i>Tabla 7.5 - Requerimientos de sumergencia de canaleta Parshall</i>	98
<i>Tabla 7.6 - Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal</i>	100
<i>Tabla 7.7 - Dimensiones de las canaletas Parshall</i>	100
<i>Tabla 7.8 - Coeficientes de canaleta Parshall</i>	101
<i>Tabla 7.9 – Propiedades de partículas coloidales</i>	104
<i>Tabla 7.10 – Coagulantes más utilizados</i>	106
<i>Tabla 7.11 Clasificación de los floculadores</i>	110
<i>Tabla 7.12 - Valores de peso específico y viscosidad dinámica</i>	115
<i>Tabla 7.13 - Ventajas y desventajas de floculadores hidráulicos de flujo horizontal</i>	115
<i>Tabla 7.14 - Parámetros de diseño de floculadores hidráulicos de flujo horizontal</i>	116
<i>Tabla 7.15 - Criterios de diseño para floculadores hidráulicos de flujo horizontal</i>	116
<i>Tabla 7.16 – Clasificación de los procesos de sedimentación</i>	117
<i>Tabla 7.17 – Clasificación de los sedimentadores</i>	121
<i>Tabla 7.18- Clasificación de los filtros</i>	131
<i>Tabla 7.19 – Sistemas de drenaje</i>	136
<i>Tabla 7.20 - Comparación entre diferentes tipos de filtros</i>	140
<i>Tabla 8.1 - Valores de rugosidad absoluta de tubos</i>	159
<i>Tabla 8.2-Pérdidas de carga en accesorios</i>	161
<i>Tabla 8.3- Resumen diseño canaleta Parshall</i>	165
<i>Tabla 8.4 - Cálculo de la cañería de descarga</i>	183
<i>Tabla 8.5 - Cálculo de bomba centrífuga de tanque de almacenamiento</i>	184
<i>Tabla 9.1- Cálculo losa en una dirección- floculador</i>	195
<i>Tabla 9.2 - Características del sedimentador</i>	196
<i>Tabla 9.3- Cálculo losas en dos direcciones- sedimentador</i>	202

<i>Tabla 9.4 - Dimensionado de viga de coronamiento</i>	206
<i>Tabla 9.5 - Cargas y esfuerzos obtenidos de vigas de fundación de sedimentador</i>	211
<i>Tabla 9.6 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de sedimentador</i>	212
<i>Tabla 9.7- Características de los filtros</i>	213
<i>Tabla 9.8- Cálculo losas en una dirección- Filtros</i>	217
<i>Tabla 9.9- Cálculo losas en dos direcciones- filtros</i>	218
<i>Tabla 9.10 - Dimensionado de viga de coronamiento de filtro</i>	220
<i>Tabla 9.11 - Cargas y esfuerzos obtenidos de vigas de fundación de filtros</i>	224
<i>Tabla 9.12 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de sedimentador</i>	224
<i>Tabla 9.13- Características de la cisterna</i>	226
<i>Tabla 9.14- Cálculo de losas en una dirección- Cisterna</i>	229
<i>Tabla 9.15- Cálculo losas en dos direcciones- Cisterna</i>	230
<i>Tabla 9.16 - Dimensionado de viga de coronamiento</i>	232
<i>Tabla 9.17 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de cisterna</i>	237
<i>Tabla 9.18 - Dimensiones del tanque</i>	238
<i>Tabla 9.19 - Cálculo de centro de gravedad del tanque</i>	248
<i>Tabla 9.20 - Esfuerzos máximos de elementos estructurales de torre de tanque</i>	252
<i>Tabla 9.21 - Solicitaciones de las cimentaciones</i>	253
<i>Tabla 9.22 – Esfuerzos máximos de viga anillo</i>	259
<i>Tabla 9.23 – Esfuerzos máximos de viga de sostenimiento</i>	261
<i>Tabla 9.24 – Esfuerzos máximos de vigas de vinculación</i>	263
<i>Tabla 9.25 – Esfuerzos máximos de viga de fundación</i>	264
<i>Tabla 9.26 – Esfuerzos máximos de viga anillo</i>	266
<i>Tabla 9.27 - Solicitaciones críticas de las cimentaciones</i>	268
<i>Tabla 9.28 - Dimensionamiento de los lados de las zapatas</i>	269
<i>Tabla 9.30 - Dimensionamiento de armadura de zapata</i>	270
<i>Tabla 9.31 - Verificación al vuelco de las zapatas</i>	272
<i>Tabla 9.32- Resumen de dimensionamiento de vigas</i>	273
<i>Tabla 9.33- Resumen de dimensionamiento de columnas</i>	274
<i>Tabla 9.34- Resumen de dimensionamiento de losas</i>	274
<i>Tabla 11.1- Intensidad de las contingencias</i>	308
<i>Tabla 11.2- Tipos de contingencias</i>	309
<i>Tabla 11.3- Tareas ante incendio</i>	309
<i>Tabla 11.4- Tareas ante evento climático</i>	309
<i>Tabla 11.5- Clasificación de eventos sísmicos</i>	310
<i>Tabla 11.6- Tareas ante incendio</i>	311
<i>Tabla 11.7- Tareas ante incendio</i>	311
<i>Tabla 12.1- Cómputo de hormigón y hierro por elemento estructural</i>	316
<i>Tabla 12.2- Presupuesto de inversión inicial</i>	317
<i>Tabla 12.3- Costos de inversión inicial y operación anual</i>	321
<i>Tabla 12.4- Ingresos y egresos con externalidades y efectos intangibles</i>	321
<i>Tabla 12.5- Ingresos y egresos sin externalidades y efectos intangibles</i>	322





---

## RESUMEN Y ABSTRACT

---

### RESUMEN

El agua es un recurso indispensable para la vida humana, vegetal y animal. Sin embargo, la naturaleza no lo ofrece en las condiciones que el hombre necesita, y es a través del ingenio y la creatividad que se construyen obras para su aprovechamiento en el lugar, tiempo y cantidades adecuadas. El acelerado crecimiento de las poblaciones y, principalmente, la escasez del recurso son constantes preocupaciones, al no crecer proporcionalmente, llevando a una situación de emergencia hídrica global.

Una forma de mitigar este problema es optimizar los procesos de tratamiento que requiere el agua presente en la naturaleza para ser consumida, modificando sus características físicas, químicas y biológicas.

El presente proyecto corresponde a la implementación de una planta potabilizadora de toma de agua superficial, que tendrá la particularidad de ser modular, y por ello adaptable a cualquier comunidad urbana y rural del Departamento de San Rafael según su densidad de población. Particularmente será emplazada como un caso modelo en el Distrito El Cerrito.

La problemática ha sido evaluada mediante una visión integral, comenzando por un diagnóstico hasta la selección de la alternativa de solución más conveniente. Este proyecto contiene el diseño, cálculo, y evaluación de este tipo de infraestructura en función de aspectos técnicos, legales, ambientales, políticos, institucionales y económicos; estando actualmente a nivel de Prefactibilidad.

El proyecto busca contribuir a la eficiencia de dotación de agua potable en zonas rurales del Departamento, mejorando la calidad de vida de los usuarios a través de un mayor control de los procesos de potabilización logrando así, eficiencia energética.

**Palabras Claves: Agua Potable – Planta Modular – San Rafael – El Cerrito – Dotación – Tratamiento.**

### ABSTRACT

Water is an essential resource for human, vegetal, and animal existence. However, nature does not provide it in the conditions humans require, and it is through wit and creativity that buildings are constructed, for it to be obtained in the place, time, and amount needed. The accelerated growth of population and, mainly, the shortage of the resource are constant concerns, due to its un-proportional growth, leading to a global hydric emergency situation.

One way to mitigate this problem, is to optimize the processes of water treatment required to make the resource, already present in the environment, consumable, modifying it is physical, chemical, and biological properties.

This Project is about the construction of a treatment plant with a surface water intake, that will have the peculiarity of being modular, and, therefore, adjustable to any urban or rural community of San Rafael, according to its population density. In this particular case, it will be located in El Cerrito, a district of the Department.

This issue has been evaluated with an integral vision, starting with a diagnostic until the selection of the best possible solution. This project contains the design, calculation, and evaluation of this type of structure, considering technical, legal, environmental, political, institutional, and economical aspects; currently it is in the prefeasibility stage.

This project aims to contribute to the efficiency of the water supply in rural areas of the Department, improving the standard of living of the users. This will be possible optimizing water treatment processes required to make the resource, already present in the environment, consumable, modifying its physical, chemical, and biological properties.

**Keywords: Drinking water – Modular plant – San Rafael – El Cerrito – Water Supply – Treatment.**



# CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

## Descripción breve:

En el presente capítulo se identificarán las características del proyecto, como aspectos generales, identificación del proyecto, importancia e información general acerca del mismo.





# 1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

## 1.1 INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso indispensable para la vida humana, vegetal y animal. Todos los organismos vivos están constituidos principalmente por agua, y ésta es necesaria para todas las reacciones que se generan en las células. Es un recurso indispensable; necesario para la producción de alimentos y ecosistemas vivos, no solo para consumo, sino también para higiene personal, de los alimentos y del propio hábitat, como así también para riego de cultivos y todos los procesos de producción que sostienen el estilo de vida actual de los pueblos.

Desde los primeros tiempos la humanidad ha debido utilizar el ingenio para abastecerse de agua para sobrevivir. En su gran mayoría, las poblaciones se establecieron en los valles de los ríos próximas a los cursos de agua, para facilitar su aprovisionamiento para consumo humano, como así también su captación y derivación a los campos de cultivo para riego, la principal fuente de alimentos.

El hombre necesita imperiosamente del agua para vivir, pero la necesita en lugares, momentos y cantidades adecuadas. La naturaleza no ofrece este recurso en las condiciones que el hombre necesita, por eso con su ingenio, el mismo ha construido obras que permiten el aprovechamiento de manera cada vez más eficiente y segura, cuidando el medio ambiente y sobre todo disminuyendo los riesgos a la salud.

## 1.2 ASPECTOS GLOBALES

La mayor parte del agua del mundo es salina. Solamente el 2,5% de la misma es dulce, y más de dos tercias partes de dicho porcentaje permanece en forma de hielo, nieve o agua subterránea. Esto se traduce en que sólo el 0,5% aproximadamente es renovable a través del ciclo del agua, por evaporación y precipitación.

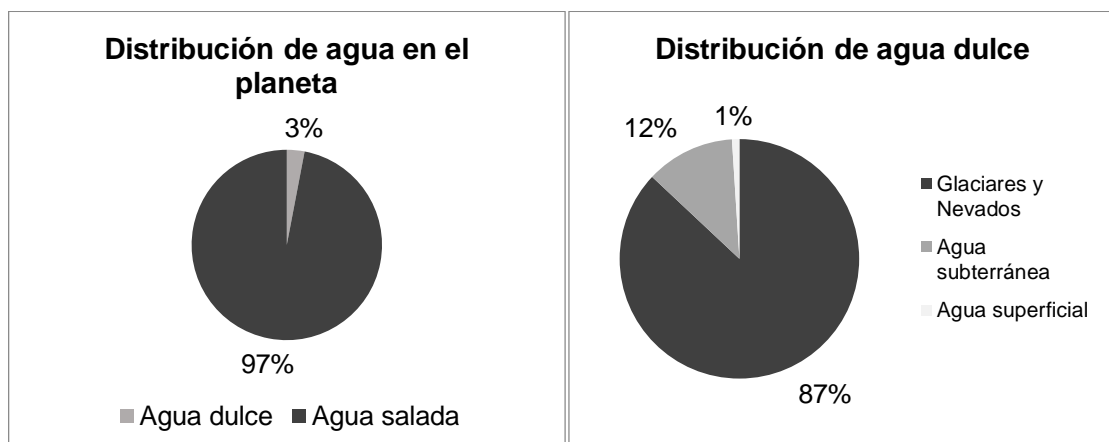


Figura 1.1 - Distribución de Agua en el Planeta

Fuente: Diseño de plantas de potabilización – Universidad Nacional Abierta y a distancia (UNAD), 2013.

La renovación de las fuentes de agua dulce depende del proceso de evaporación y precipitación. El 80% de la evaporación global depende de los océanos y solo el 20% de las precipitaciones terminan en las zonas terrestres, alimentando lagos, ríos, y aguas subterráneas poco profundas, donde la renovación se da por infiltración<sup>1</sup>

El 70% del agua dulce captada se utiliza en agricultura para producir alimentos y fibras. El 30% restante se destina al abastecimiento de poblaciones, para usos industriales y domésticos. Y fundamentalmente, es aprovechada también para la generación de energía eléctrica.

### **1.3 IDENTIFICACIÓN DEL PROYECTO**

El acelerado crecimiento de la población en el mundo, ha incrementado las necesidades de obtención de agua. La escasez del recurso preocupa a nivel mundial, porque su uso y consumo creció a razón del doble de la tasa de crecimiento de la población; razón por la cual la emergencia hídrica global va en constante aumento.

Cuando se habla de escasez, se considera la existencia del fenómeno natural, pero también el causado por la acción del ser humano. Si se analiza la cantidad de agua disponible para consumo, se puede concluir en que es suficiente para abastecer a más de 6000 millones de personas, pero está distribuida de forma irregular, desperdiciada o contaminada, gestionada de forma insostenible.

Basándose en este fundamento, se debe actuar creativamente para obtener agua dulce en el tiempo, la forma y lugar adecuados, siempre cuidando el medio ambiente, en el marco de un desarrollo sustentable. Esto, como se mencionó anteriormente, no siempre se lleva a cabo de manera tan simple, debido a que en las posibilidades de aprovechamiento de agua dulce, interviene una amplia trama socio-política, compuesta por naciones, estados, provincias, municipios y organizaciones gubernamentales y no gubernamentales, que toman partido en la captación y distribución de agua para ser llevada a través de redes de distribución como canales, acueductos y cañerías a todos los usuarios, pasando previamente por una planta de potabilización.

### **1.4 IMPORTANCIA DE LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA**

El hombre se sirve del agua presente en la naturaleza para consumirla y utilizarla; por ello, es indudable que debido a ciertas características químicas, físicas y biológicas de dicho recurso, no puede ser utilizado de forma directa, y es por eso que requiere pasar por una serie de tratamientos que supriman aquellas partículas o sustancias perjudiciales, para luego ser distribuida a los usuarios finales.

Se denomina agua potable (del latín potus, bebida, potabilis, bebible, potare, beber) al agua "bebible" en el sentido que puede ser consumida por las personas sin riesgo de

---

<sup>1</sup> "Informe GEO América Latina y el Caribe" Perspectiva del Medio Ambiente 2003, Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), Costa Rica, octubre 2003.



contraer enfermedades. La calidad del agua potable es una cuestión de vital importancia por su repercusión directa en la salud de la población. El agua potable es un bien escaso y vital. Su consumo debe ser responsable y medido.

En 2010, la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció explícitamente el derecho humano al abastecimiento de agua y al saneamiento. Todas las personas tienen derecho a disponer de forma continuada de agua suficiente, salubre, físicamente accesible, asequible y de una calidad aceptable, para uso personal y doméstico.

Su calidad es una cuestión que preocupa a nivel mundial, tanto en países desarrollados como subdesarrollados, por su repercusión directa en la salud de la población. El consumo de agua en mal estado, con un alto contenido de ciertos componentes, contaminada con agentes infecciosos, productos químicos tóxicos o contaminación radiológica o sencillamente con sustancias nocivas para el hombre; son altos factores de riesgo que pueden ocasionar enfermedades con consecuencias muy importantes. Además, una importante fracción de la carga de enfermedades relacionadas con el agua se atribuye a la manera como se desarrollan y manejan los recursos hídricos.

La Organización Mundial de la Salud (OMS) brinda estadísticas a través de las cuales se puede conocer que en el año 2015, el 91% de la población mundial tenía acceso a una fuente mejorada de abastecimiento de agua potable, en comparación con el 76% en 1990; además de que desde 1990, 2600 millones de personas han obtenido acceso a fuentes mejoradas de agua de bebida.

La misma organización provee con detalle una lista de las enfermedades que puede producir el agua contaminada, lista que encabezan: la diarrea, el cólera, la arsenicosis (debida al gran contenido de arsénico en el agua), la esquistosomiasis, la disentería, la fiebre tifoidea, la hepatitis, la malnutrición y la poliomielitis.

En la actualidad, 4200 millones de personas tienen agua corriente; 2400 millones obtienen agua de otras fuentes mejoradas de abastecimiento, como grifos públicos, pozos protegidos y perforaciones. Por otro lado, 663 millones de personas se abastecen de fuentes no mejoradas; de ellas, 159 millones dependen de aguas superficiales. Se calcula que unas 842 000 personas mueren cada año de diarrea como consecuencia de la insalubridad del agua, de un saneamiento insuficiente o de una mala higiene de las manos. Sin embargo, la diarrea es ampliamente prevenible y la muerte de unos 361 000 niños menores de cinco años al año se podría prevenir si se abordaran estos factores de riesgo. Por otro lado, casi 240 millones de personas se ven afectadas por esquistosomiasis, una enfermedad grave y crónica provocada por lombrices parasitarias contraídas por exposición a agua infestada.

Los servicios de agua y saneamiento inexistentes, insuficientes o gestionados de forma inapropiada exponen a la población a riesgos prevenibles para su salud. En consecuencia, todos los habitantes deben tener garantizado un nivel básico de acceso al servicio de agua y saneamiento, suficiente y correctamente gestionado, debido a que si es inapropiada exponen a la población a riesgos prevenibles para la salud.

Si bien existen condicionantes como el cambio climático, el aumento de la escasez de agua, el crecimiento de la población, los cambios demográficos y la urbanización, los cuales se suponen como desafíos para los sistemas de abastecimiento de agua; esta es la más alta prioridad para los sectores de agua y de salud de un Estado porque impulsa el crecimiento económico de los países y contribuye en gran medida a la reducción de la pobreza.

El presente proyecto se enmarca dentro de la fase de tratamiento del recurso hídrico y consiste en el mejoramiento de las propiedades del agua, para lograr la mejor calidad posible en el agua potable que consumen los usuarios de zonas rurales del Departamento.

## **1.5 INFORMACIÓN GENERAL**

### **1.5.1 Nombre del Proyecto**

Planta de Potabilización de Agua Modular para zonas rurales del Departamento de San Rafael.

### **1.5.2 Descripción**

El proyecto consiste en el mejoramiento de la calidad de Agua potable consumida por los habitantes de las zonas más alejadas de la Ciudad, logrando una eficiencia en el servicio y minimizando los impactos en la salud de la población y la calidad de vida de los usuarios. Para ello es necesario evaluar la evolución del planeamiento territorial en el departamento y la infraestructura existente, considerando la necesidad de contar con nueva, que permita cumplir con los objetivos planteados.

### **1.5.3 Ubicación**

El proyecto se piensa de tipo modular, para ser adaptado a cualquier población y a en cualquier emplazamiento. Sin embargo, se ubicará como modelo en el distrito El Cerrito, ubicado a 8 kilómetros de la Ciudad. Por ser un proyecto de infraestructura se acotará a una extensión territorial de un terreno delimitado, emplazado en la esquina de las calles Sardi y Rawson, de propiedad privada.



*Figura 1.2 - Localización del Proyecto*

*Fuente: Google Maps. (maps.google.com – Imágenes del Mapa 2016)*





---

En forma general, un proyecto de inversión se puede definir como un conjunto de actividades con objetivos y trayectorias organizadas para la resolución de problemas con recursos privados o públicos limitados.

Las etapas de cualquier proyecto de este tipo comienzan por la idea, luego pre inversión (perfil, pre factibilidad, factibilidad), inversión (diseño, ejecución), operación (operación y evaluación) y abandono. En cada etapa se evalúan distintas dimensiones, siendo estas la técnica, ambiental, política, legal e institucional.

La idea de este proyecto surge ante una necesidad de lograr un servicio eficiente de distribución de agua potable en los diferentes Distritos del Departamento. El principal motivo por el cual se elige, es la situación actual de los mismos, en los que la mayoría del agua para consumo se obtiene únicamente de fuentes subterráneas, sin garantizar el adecuado tratamiento y calidad.

El proyecto se encuentra actualmente en la fase de prefactibilidad, desarrollando a continuación la formulación del mismo.





## **CAPÍTULO 2: DIAGNÓSTICO Y ANTECEDENTES**

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará un diagnóstico de la situación actual del proyecto. Se estudiará el marco de referencia en la localización del mismo, para poder llevar a cabo un análisis de los involucrados y realizar la correspondiente identificación del problema.





---

## 2 DIAGNÓSTICO Y ANTECEDENTES

---

### 2.1 MARCO DE REFERENCIA

Argentina se caracteriza por los grandes contrastes en la localización de las aguas continentales. A nivel general, un tercio de la superficie del país posee agua suficiente y en exceso; por ejemplo las Sierras Sub andinas, la Mesopotamia, el este chaco-pampeano y los Andes patagónicos-fueguinos. En estas áreas se originan los ríos cuyas aguas son aprovechadas a lo largo de sus cursos, muchas veces donde esta escasea. En el segundo tercio del territorio, este recurso natural es calificado como suficiente a escaso. Y finalmente, el resto del territorio argentino presenta un déficit de agua, por que recibe de precipitaciones anuales menos de 200mm., por lo que aquí el rasgo sobresaliente es la aridez. Tal es el caso de los valles calchaquíes, los llanos de Catamarca y la Rioja, San Juan, el oeste chaqueño y el norte de la Patagonia.

La Provincia de Mendoza pertenece a la región Cuyo, zona semiárida del centro-oeste de Argentina. La misma cuenta con cinco cuencas hídricas, alimentadas por los deshielos provenientes de la Cordillera de Los Andes, de las cuales son aprovechadas por el hombre: la del río Mendoza, la del río Tunuyán (dividido administrativamente en Superior e Inferior), río Atuel, Diamante y Malargüe.

Este territorio se caracteriza por su paisaje de grandes y contundentes montañas y de una ambigüedad dada por el frío del desierto y la vegetación, donde prevalecen variedad de árboles antiguos, que dan testimonio del trabajo incansable del hombre por superar la ausencia de precipitaciones en muchos meses del año. El agua que se obtiene de los deshielos y de las napas es escasa y su uso es prioritario para el consumo humano. Ya los primeros habitantes de la región idearon un sistema de aprovechamiento del agua para riego el cual se ha ido perfeccionando en búsqueda de satisfacer las necesidades de progreso de las poblaciones actuales.

La administración y gestión del Recurso Hídrico, por imperio de la Ley, corresponde al Departamento General de Irrigación, y de la adecuada tarea del mismo, como así también el cuidado del recurso hídrico, depende la vida en los oasis que dispone Mendoza, ya que de los casi 150.000 km<sup>2</sup> de la superficie provincial, sólo el 2,5 % es el disponible para el asentamiento poblacional, desarrollar actividades agrícolas e industriales, el resto como ya se mencionó anteriormente, es desierto con poco más de 250 mm de precipitaciones anuales promedio.

El departamento de San Rafael se incluye en el oasis sur de Mendoza y ha podido desarrollarse mediante el aprovechamiento de fuentes superficiales y subterráneas de agua. Los ríos más importantes son el Diamante y el Atuel, que abrazan al departamento en toda su extensión. El Diamante marca los límites con la provincia de San Luis y actúa como colector de aguas de los principales ríos provinciales, atravesando la región central. El Atuel, nace en el extremo sur del Diamante y antes de ingresar a la región pampeana, alimenta el

embalse del Nihuil, que se utiliza principalmente para la producción de energía hidroeléctrica.

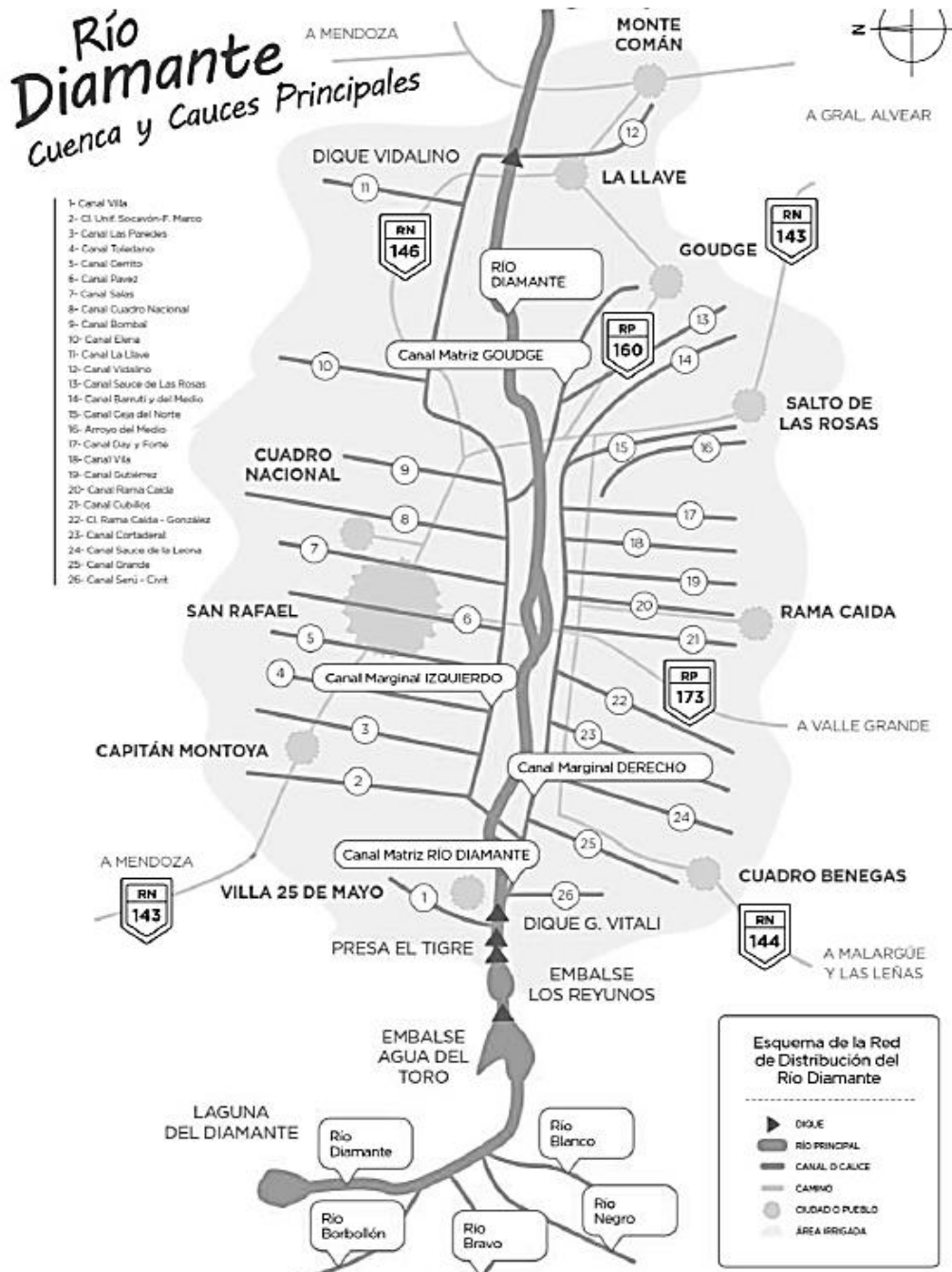


Figura 2.1 - Cuenca y Cauces principales del Río Diamante

Fuente: Departamento General de Irrigación

La provincia no es ajena a la situación global de escasez, que se mencionó anteriormente. La misma viene atravesando hace un periodo extenso de tiempo un estado de Emergencia Hídrica. Esto significa que el agua que escurre hacia los ríos de Mendoza no superará la media histórica, debido a las escasas nevadas caídas hasta Septiembre del año analizado. Esto se traduce, en un año hidrológico que variará entre “seco” y “pobre”. Considerándose “seco” a los valores de derrame por debajo del 65% del valor promedio histórico. En cambio será “pobre” cuando el derrame esté entre el 65% y 85%, por debajo de la media histórica.



En el año 2013; la Superintendencia del Departamento General de Irrigación publicó el Decreto N° 2.090; estableciendo que se continuaba por 5to. Año consecutivo ante una situación de Emergencia Hídrica en la cuenca del Río Atuel y por 4to. Año consecutivo en las cuencas de los Ríos Diamante, Malargüe, Grande, Tunuyán y Mendoza.

Estar en emergencia Hídrica, implica un riesgo natural de tal magnitud sólo puede ser afrontado con la adopción de medidas preventivas y correctivas tendientes a aminorar sus efectos perjudiciales. Implica un esfuerzo conjunto de todos los actores sociales; instituciones públicas, privadas, productores y población en general, que deben colaborar activamente en el cuidado del recurso hídrico, evitando el derroche y la contaminación del mismo, a fin de que el agua disponible sea suficiente para satisfacer todas las necesidades de la Provincia.

Actualmente, aunque no se cuenta con la información oficial correspondiente aún, se evidencia una mejoría de la situación de emergencia, debido a la ocurrencia del evento Niño<sup>2</sup>, el que provoca cambios en la zona intertropical y ecuatorial debido a las intensas lluvias, afectando principalmente a América del Sur.

Habiendo hablado de la importancia de gestión del Departamento General de Irrigación, el eslabón siguiente en la tarea de regular, controlar y garantizar los servicios de Agua Potable y Cloacas en todo el territorio de la provincia de Mendoza es el Ente Provincial del Agua y el Saneamiento (EPAS)<sup>3</sup>.

## 2.2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Específicamente hablando de Departamento de San Rafael, su Ciudad es abastecida en su mayoría por fuentes superficiales, administradas por la empresa privada “Aguas Mendocinas – Agua y Saneamiento Mendoza”, contando con una planta potabilizadora y dos depuradoras. Se cuenta también con perforaciones que sirven de refuerzo para la red principal.

Algunos Distritos del Departamento, quienes quedan fuera del porcentaje mencionado, han logrado junto con sus habitantes la creación de cooperativas; que construyen pequeñas plantas de provistas para brindar un tratamiento básico, y dar solución al problema de abastecimiento de agua apta para el consumo.

Este tratamiento básico mencionado, no siempre resulta en la eficiencia del servicio de agua potable, ya que si bien se trata del recurso constituyente más importante del organismo humano y el mundo, no se garantiza la calidad del agua, basada en sus características físicas, químicas y biológicas.

---

<sup>2</sup> Fenómeno climático relacionado con el calentamiento del Pacífico oriental ecuatorial, el cual se manifiesta erráticamente cíclico, y consiste en realidad en la fase cálida del patrón climático del Pacífico ecuatorial denominado El Niño-Oscilación del Sur, donde la fase de enfriamiento recibe el nombre de La Niña.

<sup>3</sup> Organismo descentralizado y autárquico creado en 1993 por la Ley Provincial de Reordenamiento del Sector N° 6044

El planteo de una mejora en la calidad del recurso para su aptitud de consumo humano, se realizará a través de un proyecto de infraestructura; y como tal, se debe localizar en una extensión territorial acotada.

Dicha extensión territorial se define para el presente proyecto como el Distrito de El Cerrito, ubicado al norte de ciudad de San Rafael, a una distancia de ocho kilómetros del kilómetro 0 de la ciudad, siendo en la actualidad un anexo a la zona noroeste de la misma, por el crecimiento demográfico y su proyección hacia ese sector.

Tiene una superficie es de 597 km<sup>2</sup>. Entre sus principales arterias de acceso se pueden mencionar a las calles Adolfo Calle, Tirasso y Salas. Las mismas constituyen las bases sobre las que se asienta el centro urbano del distrito.

Su nombre se debe a la existencia de una amplia cañada que antiguamente abarcaba ambos lados del Río seco La Hedionda, y uno de los brazos de dicho río pasaba junto al pequeño cerro ubicado actualmente en zona de La Nora, y servía de punto de referencia. Hoy en día se destaca la existencia de numerosas fincas en producción con plantaciones, regadas por el Río Diamante, a través de los canales Cerrito y Pavez.

El aprovechamiento de estas fuentes superficiales y la existencia de numerosas perforaciones para obtención de agua subterránea; junto con la tarea que realizan las Cooperativas “Cerrito” y “José Luis Tirasso” hacen posible el acceso de todos los habitantes al recurso de Agua Potable.

## **2.3 ANÁLISIS DE INVOLUCRADOS**

En todo proyecto el punto de partida de la acción es la insatisfacción de un grupo de personas sobre algún dominio de la realidad de la que forman parte, y el compromiso social desde donde se afirma el deseo de modificarla. Para el proyecto en estudio, se detecta como necesidad insatisfecha la eficiencia en el servicio de agua potable para diferentes distritos del departamento de San Rafael.

Dicha necesidad afecta directa o indirectamente a un grupo de la sociedad. En este apartado se determinará e identificará dicho grupo quienes se denominan “actores sociales del proyecto”, y pueden ser tanto individuos como entidades.

La identificación de los involucrados o grupos de interés es fundamental para determinar los beneficiarios del proyecto, en términos cuantitativos y cualitativos, a los efectos de ponderar el impacto del proyecto.

Una imagen global de los actores sociales se muestra en el cuadro a continuación. Para su desarrollo se tuvieron en cuenta diversos aspectos, habiendo identificado primero el nombre de todas las personas, grupos e instituciones que se verán afectadas por el entorno del problema. Estos actores fueron luego agrupados por categorías, según fueran individuos, organizaciones u autoridades y seleccionando entre ellos los más relevantes dentro del proyecto.





Una vez realizada la identificación, se procedió identificando los intereses y estrategias que se buscan perseguir con la ejecución del proyecto; y al tratarse de un proyecto social, que busca un bien común, se concluye en que todos apuntarían hacia el mismo objetivo.

Finalmente, como se observa en la tercera columna, se realizó un listado con los recursos disponibles y las obligaciones que le corresponden a cada uno de los actores involucrados, según su categoría y función dentro del mismo.

ACTORES SOCIALES		INTERESES Y ESTRATEGIAS	RECURSOS Y MANDATOS	
IDENTIFICACIÓN	CATEGORÍAS			
<b>Habitantes del distrito que harán uso del servicio</b>	Individuos		Los ciudadanos deberán conocer, respetar y acatarse a la Reglamentación vigente.	Según la Ley de Ciudadanía del agua, los ciudadanos deberán ser conscientes y responsables en relación al uso del recurso hídrico, además de efectuar el pago por su uso.
<b>Cooperativa distrital Empresa prestadora de servicio Departamento general de Irrigación Ente Provincial de Agua y Saneamiento.</b>	Organizaciones	<u>Interés:</u> Mejorar la calidad de vida de los grupos sociales apuntando a satisfacer una necesidad básica.	Las organizaciones y empresas prestadoras percibirán un ingreso aportado por los usuarios del servicio.	El Departamento General de Irrigación se ve obligado a través de la Ley de aguas a ceder el uso del recurso priorizando siempre el consumo doméstico por sobre otros usos como para cultivos.
<b>Municipalidad de San Rafael</b>	Autoridad controladora	<u>Estrategias:</u> Actuar bajo los principios de solidaridad y conectividad entre los todos los Distritos del Departamento, asegurando un servicio eficiente y de calidad.	La Municipalidad hará uso directo del presupuesto anual o pago por parte de vecinos para la realización de obras públicas.	Según Ley Orgánica de municipalidades de la Provincia de Mendoza, la autoridad deberá asegurar la salud y el bienestar de la población, además de proveer y reglamentar los servicios básicos. La Municipalidad está obligada, según la Ley de aguas, a prestar a las autoridades de aguas el más eficaz auxilio para hacer cumplir sus mandatos.

Tabla 2.1 - Involucrados en el Proyecto

Fuente: Ley Provincial n° 1079 "Ley orgánica de Municipalidades", Ley Provincial "Ley General de Aguas" y Ley Provincial n° 8629 "Ciudadanía del Agua"

## 2.4 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La problemática que se busca abordar mediante la realización del presente proyecto surge del análisis de la dotación de agua potable en zonas rurales, y de las diferentes comunidades distritales del Departamento de San Rafael; considerando que este servicio, se convierte en una necesidad primaria, y de vital importancia para los seres humanos, por todos los fundamentos que se han expuesto previamente.

La correcta gestión y posterior distribución de agua potable es un verdadero desafío; considerando el estado actual de emergencia hídrica, y su traducción en una insuficiencia del recurso, que está atravesando la Provincia, y sobre todo el constante crecimiento demográfico, con su proyección a los Distritos mas cercanos a la ciudad del Departamento.

Específicamente hablando del Distrito El Cerrito, se observa la existencia de cinco perforaciones para la obtención de agua subterránea, efectuadas por parte de la Cooperativa distrital. Las mismas consisten en una obra de captación, su posterior almacenamiento en un tanque elevado, y la final distribución a través de la red existente.

El almacenamiento, luego de la captación, y la posterior distribución se posibilitan a través de bombas, funcionando a través de energía eléctrica, que en la actualidad es provista por un grupo generador de energía, debido a que no se cuenta con la factibilidad del servicio de energía eléctrica en donde se encuentran ubicadas. Se observa por lo tanto, el gran consumo energético necesario para lograr la distribución del servicio.

Otra particularidad de este método de obtención, recae en el escaso procedimiento de potabilización que posee el agua extraída, siendo necesario evaluar sus propiedades antes de ser distribuída, para plantear si fuera necesario otro método mayormente efectivo. En este punto se hace hincapié en el efecto que puede producir el agua que no cuenta con las propiedades adecuadas en la salud de los usuarios.

Otro de los criterios a evaluar, será el efecto de la misma en la red de Distribución, considerando la generación de sarro en los elementos constituyentes, produciendo una disminución de la sección útil de las cañerías, generando una obstrucción de las mismas, y rupturas en válvulas, bombas, etc., contribuyendo de esta manera a la deficiencia en el servicio.

Finalmente, otro criterio a considerar, y que también se ve afectado, consiste en los perjuicios que agua de mala calidad puede provocar en la calidad de vida de los consumidores, acarreando consecuencias en el confort, usos y costumbres de la población. Dentro de este aspecto se enumeran: daños en electrodomésticos, aseo personal, limpieza doméstica, entre otros.

Considerando la totalidad de los criterios anteriormente planteados, y partiendo del problema central (Dotación de agua potable en zonas rurales) se concluye en un efecto final y de suma importancia; que radica en la ineficiencia del servicio de agua potable. Todos los efectos directos e indirectos se plantean en la parte superior del árbol de problemas, y las



causas que llevaron a su determinación en la parte inferior del problema central determinado.

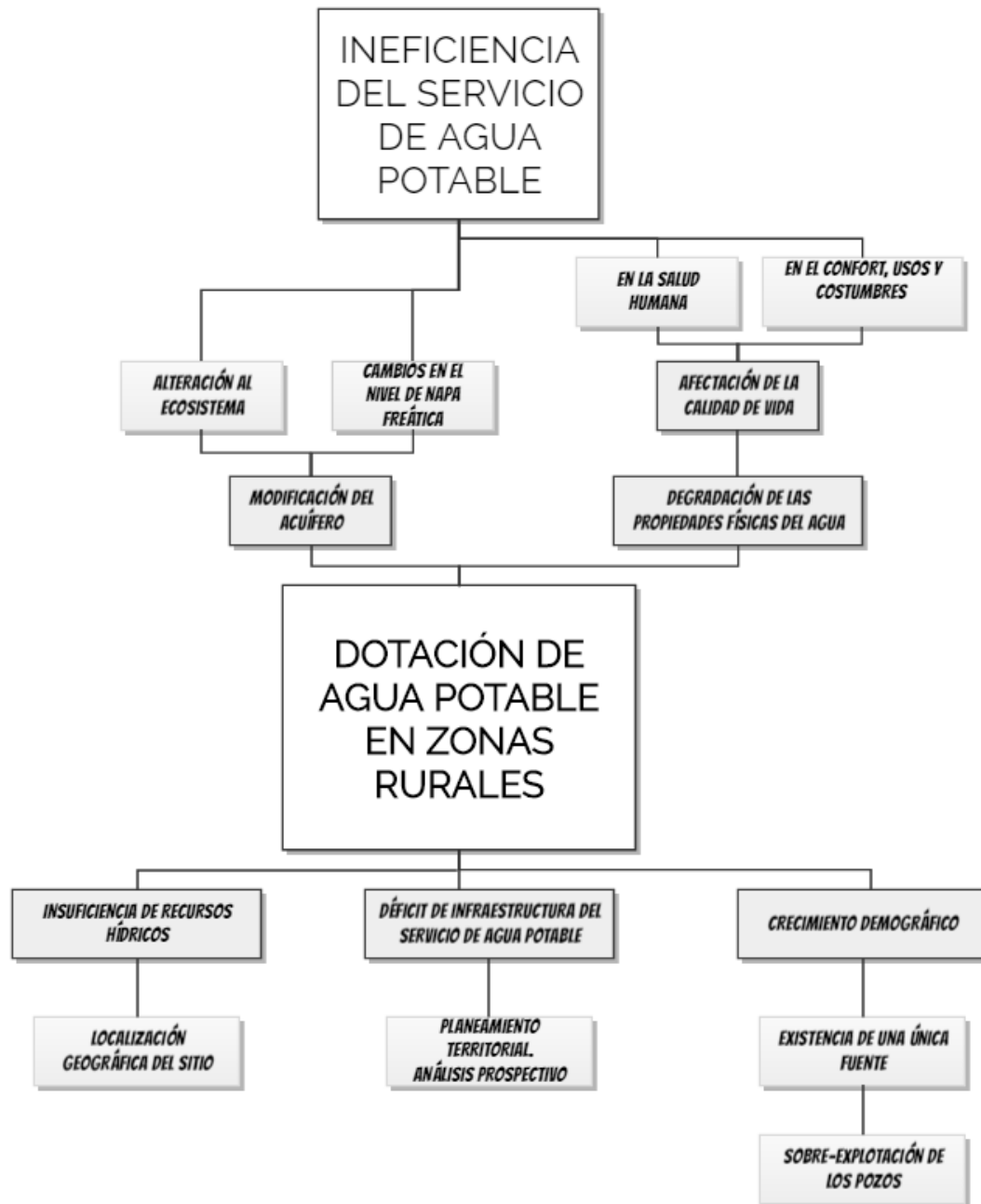


Figura 2.2 - Árbol de problemas y efectos

Fuente: Elaboración propia.

Se necesita entonces plantear una propuesta capaz de dar solución al problema central, cubriendo las necesidades existentes, y de la manera más eficiente posible.

## 2.5 ANÁLISIS DE LOS OBJETIVOS

Los objetivos del proyecto en estudio surgen en base a las causas que generan la necesidad central, como ya se mencionó anteriormente. El siguiente paso es plantear los objetivos que se buscan conseguir con la formulación y posterior implementación del

proyecto, planteando una perspectiva positiva a futuro, que se conseguiría con la implementación de las posibles soluciones.

El árbol de medios y fines busca describir cómo y de qué manera se ha previsto revertir el problema encontrado, convirtiendo la situación negativa existente en función de términos positivos, obteniendo una visión de efectos positivos del problema.

Las soluciones se plantean basadas fundamentalmente en la correcta y ordenada gestión de los escasos recursos hídricos disponibles, teniendo noción de la situación actual de la Provincia, de manera de poder abastecer a toda la población. Para cumplir con este factor, es necesario conocer de qué manera y hacia donde se expanden los asentamientos poblacionales, analizando cómo se desarrolla el planeamiento territorial en el Departamento. Además de contar con información disponible acerca del tema, se deberá entonces realizar un seguimiento de la población actual, de manera de estimar la futura.

Otro factor de importancia es teniendo conocimiento de la provisión de infraestructura necesaria para llevar a cabo cada una de las propuestas, para su posterior evaluación integral y elección. Se determina en cada caso la necesidad de refaccionar la existente, correspondiente a la extracción de agua de perforaciones subterráneas, y la construcción de una nueva, necesaria y apropiada para extraer el recurso de otra fuente cercana disponible. Esta nueva infraestructura apuntaría a un mayor control de los procesos de potabilización, y generaría mayor eficiencia energética, orientando el proyecto a contribuir en el desarrollo sustentable que necesitamos como habitantes del planeta.

De la misma manera que los objetivos, los efectos que genera el problema central, se convierten en fines a alcanzar, y en condicionantes de las alternativas de solución a proponer. Los fines principales planteados se basan en la idea de no modificar las condiciones naturales del acuífero, o impactarlo de la manera más baja posible; y en garantizar que se mejoren lo mayormente posible las propiedades físicas y químicas del agua. Siempre, sin perder de vista la solución al efecto final obtenido, generando un servicio de agua potable eficiente.

Se buscará generar el mínimo impacto en el ecosistema del entorno afectado, y mantener constante el nivel de napa freática, ya que se utilizaría esta fuente como complementaria de otra disponible. Por otro lado, se buscará eliminar los efectos potenciales en la salud de la población y los inconvenientes en el confort diario de los usuarios; mejorando la calidad de vida, siendo este último un objetivo realmente alcanzable.

Un correcto uso de los medios disponibles lograría llegar a cumplir el fin primordial establecido, haciendo que una mayor cantidad de habitantes haga uso del servicio, teniendo acceso a la distribución eficiente de agua potable en zonas rurales del Departamento

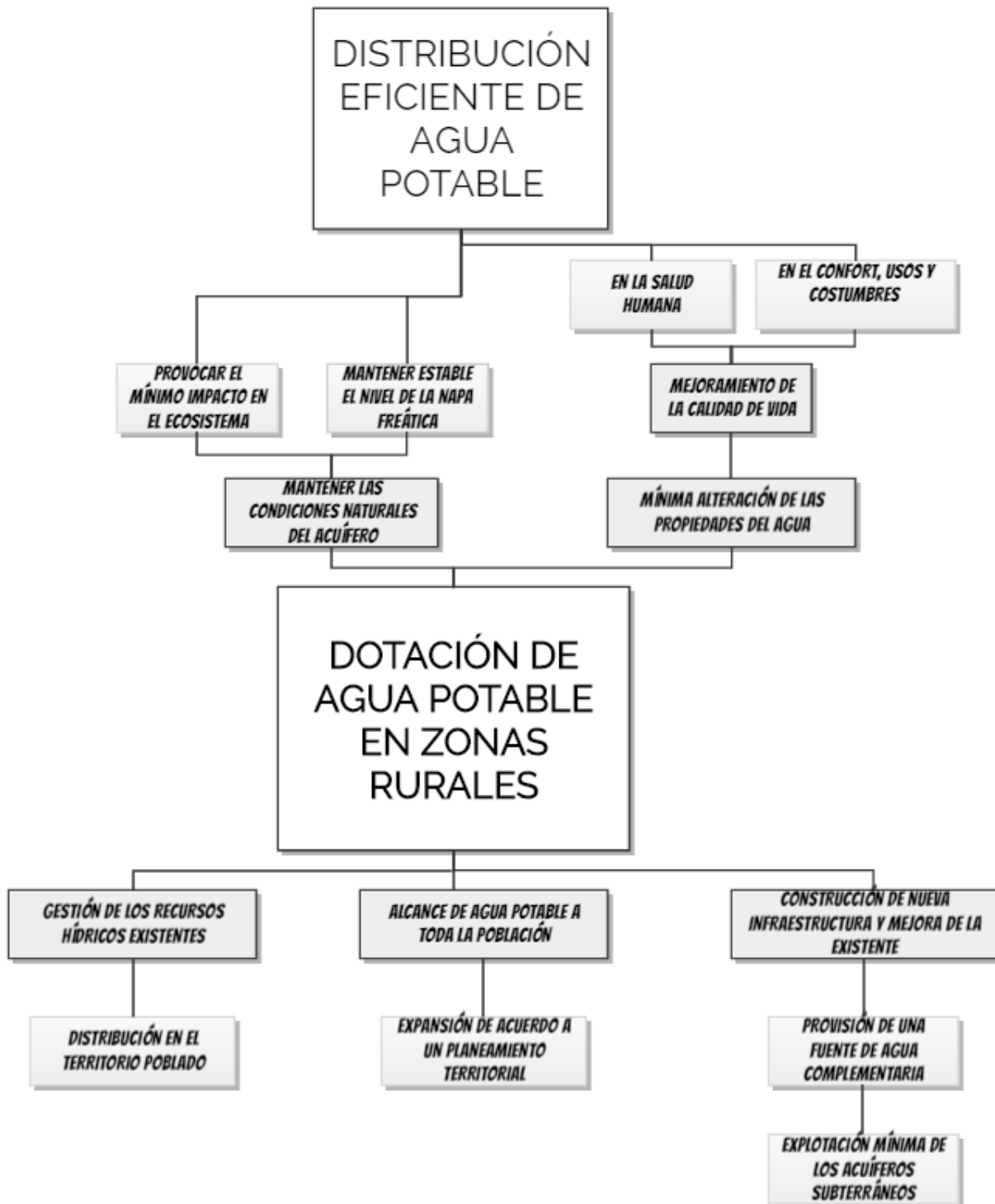


Figura 2.3 - Árbol de medios y fines

Fuente: Elaboración propia.

### 2.5.1 Objetivo general del proyecto

En función del análisis hasta aquí realizado de la problemática inicialmente identificada y descrita en el presente capítulo, el proyecto persigue el **objetivo general** de desarrollar y proponer una solución viable y modular, en tanto adaptable, de una planta de tratamiento y producción de agua potable para zonas rurales de los Departamentos del Sur de Mendoza.

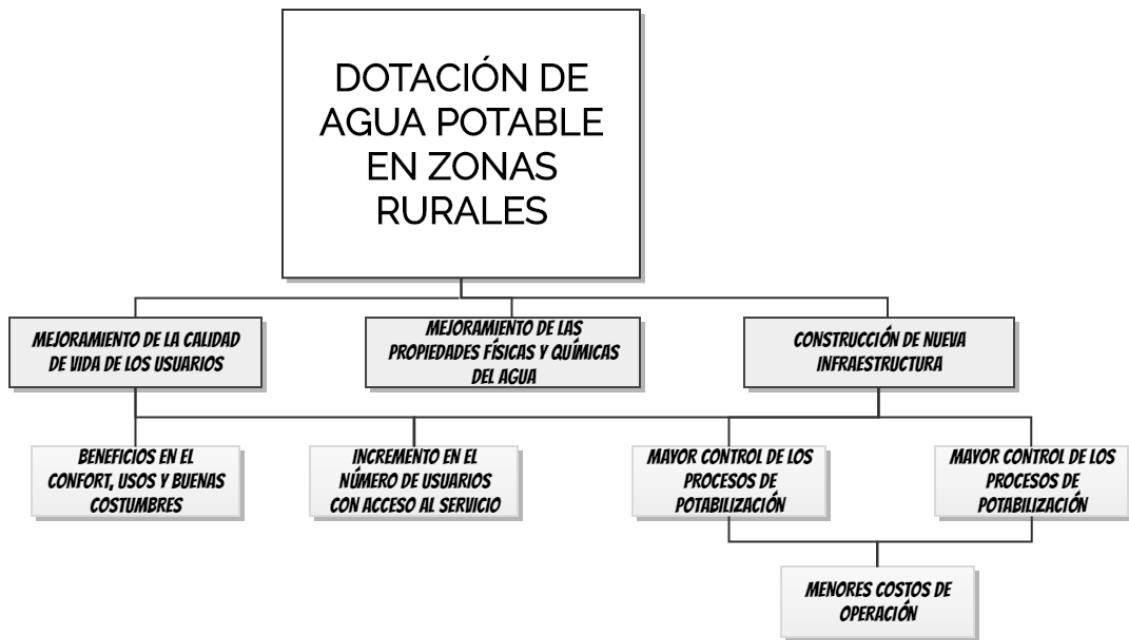


Figura 2.4 Árbol de Objetivos

Fuente: Elaboración propia.



## CAPÍTULO 3: ALTERNATIVAS DE PROYECTO

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará un estudio de las diferentes alternativas de solución al problema central para finalmente con un criterio técnico, económico-financiero, institucional y ambiental concluir en la que resulte más conveniente.







---

## 3 ALTERNATIVAS DE PROYECTO

---

### 3.1 DEFINICIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

Al llevar a cabo el procedimiento de análisis de alternativas, siempre haciendo hincapié en el problema central, se obtuvieron distintas posibles soluciones que se detallarán y justificarán a continuación, nunca dejando de lado la opción de no realizar ninguna modificación a la situación actual.

#### 3.1.1 Alternativa 1

**“Construcción de una planta potabilizadora modular, para el tratamiento del agua proveniente de una fuente Superficial como complemento de la extraída mediante fuentes Subterráneas.”**

Dicha solución es considerada viable desde el aspecto tecnológico, debido a que es posible actualizar y mejorar la infraestructura actual. Además se incorporaría una nueva planta potabilizadora de agua superficial, con la infraestructura necesaria, mejorando el abastecimiento mediante tecnologías de última generación, haciendo más eficaz el proceso y distribución.

Desde el punto de vista jurídico-legal, el único que podría ser un inconveniente es el emplazamiento de la planta en caso que sea necesario ubicarla en un terreno privado, donde debería recurrirse a la aplicación de acciones legales explicadas en el capítulo pertinente.

Teniendo en cuenta el impacto socio-ambiental la solución analizada generaría respecto a lo social un beneficio sobre toda la población actual y futura del área de influencia del proyecto. Desde el impacto ambiental, generaría una modificación en el ecosistema debido a la ejecución de la obra; pero a su vez disminuiría parte del efecto negativo que provoca la sobre explotación de los pozos subterráneos sobre el acuífero.

Económicamente la construcción de la infraestructura necesaria requeriría un costo inicial elevado, además de los posteriores costos de mantenimiento, pero resultarían mínimos si se considera la vida útil con la que se proyectará la obra y los beneficios que se obtendrían de la misma. Considerando la economía local, durante el proceso de ejecución de la planta, se generará una nueva fuente de trabajo aumentando los recursos monetarios.

En este proyecto de saneamiento, participaría el sector público desde el Municipio y, en caso de existir, las cooperativas de cada distrito. Además, la población que hará uso del servicio prestado, e inclusive podrá ser parte del plantel de trabajadores.

En el periodo de corta de Agua, establecido por el Departamento General de Irrigación - Subdelegación de Aguas del Rio Diamante, autoridad controladora del canal elegido para obra de toma superficial - se establecería una obra de toma complementaria. La misma se realizaría a través de captación subterránea, con perforación en el mismo predio. El agua

captada sería almacenada en el mismo tanque elevado comprendido en la solución planteada, para su posterior tratamiento y distribución.

### **3.1.2 Alternativa 2**

#### **“Abastecimiento de agua potable a la población mediante camiones con características para tal fin.”**

La solución anterior desde el aspecto tecnológico, no presenta un beneficio respecto a la situación actual. Se requeriría materiales tecnológicos para que el tambor de los camiones, donde se almacenaría el agua, no modifique las propiedades de la misma.

Desde el punto de vista jurídico-legal, el transporte y manipulación del agua debería ser realizado bajo el control de normas para tal fin, cumpliendo así todas las condiciones impuestas por las mismas.

En el análisis del impacto socio-ambiental, el transporte de agua mediante camiones generaría un impacto ambiental negativo, ya durante su ejecución se liberarían grandes cantidades de monóxido de carbono a la atmósfera, colaborando con el calentamiento global y afectando a todo el ecosistema circundante. Considerando el impacto social, se considera que siempre un mayor abastecimiento de agua potable mejora la calidad de vida y salubridad de la población involucrada.

Económicamente, la solución en estudio no requeriría de grandes inversiones iniciales que involucre al sector público, ya que el servicio puede ser prestado por una empresa privada que posea la maquinaria adecuada. De cualquier forma el costo de operación y mantenimiento sería elevado debido a los insumos que deberían consumirse.

En esta alternativa, participaría el prestador del servicio, ya sea de carácter público o privado, con todos los trabajadores intervinientes que por sus características no sería un plantel numeroso.

### **3.1.3 Alternativa 3**

#### **“Generación de nuevas fuentes de agua subterránea, que satisfagan el crecimiento demográfico esperado.”**

La generación de nuevas fuentes de agua subterránea, involucraría un aumento de la infraestructura existente, incrementando de este modo la tecnología empleada, de características similares o mejores a la instalada.

En la consideración del aspecto jurídico-legal, debería pedirse la autorización a la autoridad reguladora de agua del Departamento. Además durante la ejecución del pozo, para los controles necesarios sobre el agua extraída se involucrará al EPAS, quien es el encargado de esta tarea en la provincia de Mendoza o a quién corresponda según la ley en vigencia.



Respecto al análisis del impacto socio-ambiental, se puede decir que la alternativa generaría un impacto negativo sobre las condiciones del acuífero, debido a la incorporación de pozos, que empeorarían aún más sus condiciones y ecosistema. Socialmente, por más que se brindaría una mejora en el abastecimiento, al generarse sobreexplotación subterránea, las propiedades físicas y químicas del agua se verían desmejoradas para el consumo humano.

Desde el punto de vista económico, la solución mencionada no requeriría grandes inversiones en la etapa de construcción, el mayor costo a afrontar sería el equipo de bombeo y clarificación del agua. Además se deberán contabilizar los costos de operación y mantenimiento.

En la alternativa analizada, participaría el prestador del servicio, ya sea de carácter público o privado y todos los trabajadores intervinientes tanto en la ejecución del proyecto y su construcción, como durante la etapa de funcionamiento.

#### **3.1.4 Alternativa 4**

##### **“Recolección y tratamiento de agua proveniente de precipitaciones como complemento de la extraída de perforaciones.”**

Ésta alternativa de solución, requeriría la construcción de infraestructura específica para tal fin, debiendo analizar exhaustivamente la tecnología a implementar para lograr el objetivo perseguido del modo más eficiente posible.

Respecto al aspecto jurídico-legal, debería consultarse al departamento de Irrigación del Departamento, debido que es la autoridad reguladora de agua. También debería establecerse el sitio de emplazamiento de la obra y las características de la zona, encuadrándola en la que corresponda según el área de planeamiento y desarrollo territorial municipal.

Al analizar el impacto socio-ambiental, se observó que la alternativa en estudio no generaría impacto negativo durante su funcionamiento, y un impacto bajo sobre el ecosistema circundante durante la etapa de construcción. Desde el punto de vista social, se mejoraría el abastecimiento de agua potable a la población.

En términos económicos, para llevar a cabo las etapas de construcción y operación de la solución mencionada, se requeriría de grandes inversiones iniciales, para la construcción y adquisición de tecnología para potabilización, como así también para mantenimiento. Además se debe mencionar, que por las características climáticas de la zona, la posibilidad de recolectar agua de precipitaciones, podría ser viable solo en épocas de verano, debido a que en el resto del año se tiene lluvias muy escasas.

En la alternativa analizada, participaría el prestador del servicio, ya sea de carácter público o privado, como así también todos los trabajadores intervinientes en la ejecución y construcción del proyecto. También deberá ser mencionado el personal a fin de la ejecución del mismo.

### 3.1.5 Alternativa 5

#### “Incorporar la distribución de agua en los distritos a la red existente de la Ciudad de San Rafael.”

Incorporar a los distritos en la red existente de la Ciudad, requeriría la implementación de tecnología avanzada, debido a las importantes diferencias topográficas que se presentan en San Rafael.

Respecto al aspecto jurídico-legal, deberían consultarse las normas del ENHOSA quién es el ente regulador de la distribución, debido a que las cañerías instaladas podrían quedar fuera de vigencia para la ampliación del proyecto.

El impacto socio-ambiental, que la alternativa presentará será muy bajo, respecto a lo ambiental y muy alto positivamente respecto a lo social, debido a que una obra de saneamiento siempre es muy beneficiosa para la población,

El análisis económico de la solución estudiada, no es muy beneficioso, ya que debido al problema de pendientes mencionado, se debería incurrir en un muy elevado costo inicial, durante la etapa de construcción, y un costo adicional para el mantenimiento durante la operación.

Al llevar a cabo la alternativa se deberían incluir como participantes del proyecto, a todos los individuos que se involucrarán en la construcción, puesta en marcha y mantenimiento de la misma. Además del encargado de prestar el servicio ya sea de orden público o privado, quién deberá además pagar los costos ya mencionados.

## 3.2 COMPARACIÓN DE LAS ALTERNATIVAS

Para realizar la comparación de las distintas alternativas, se establecerán a continuación distintos criterios y sub-criterios que se tendrán en cuenta para el análisis.

- **Tecnológico:** considera la disponibilidad y accesibilidad (a materiales, equipos y herramientas, recursos humanos calificados, etc.), como así también los costos, complejidad, necesidad de desarrollo de investigaciones o no, etc. (importación o no).
- **Económico – financiero:** Se trata de la maximización de: beneficios directos, indirectos, efectos intangibles, externalidades; minimización de costos (directos, generales, etc.)
- **Institucional:** Es la capacidad legal, funciones y atribuciones, también las formas de organización, etc.
- **Ambiental:** minimización del Impacto Ambiental, afectación territorial y/o social.

No se tendrá en consideración el criterio Socio Cultural, debido a que no es una característica excluyente para la comparación, debido a que el aspecto cultural no se ve prácticamente afectado; y el aspecto social es beneficioso en cualquiera de las alternativas ya que todas se tratan de un proyecto de saneamiento.



A partir de la identificación expuesta de los criterios, se procederá a asignarle a cada uno de los sub-criterios un puntaje determinado, según se considera su importancia/relevancia o magnitud para llevar a cabo la elección. Lo mismo pero en porcentaje, se realizará para los criterios, llegando al cien por ciento del proyecto.

Criterios de Comparación	Sub-Criterios	Puntaje máximo	Puntaje Alternativas				
			1	2	3	4	5
<b>Tecnológico</b>	Disponibilidad y accesibilidad	30	30	18	30	21	<b>27</b>
	Costos tecnológicos	40	32	14	28	20	<b>2</b>
	Complejidad	30	27	6	18	9	<b>3</b>
	<b>Peso relativo del criterio</b>	<b>25%</b>	<b>22%</b>	<b>10%</b>	<b>19%</b>	<b>13%</b>	<b>8%</b>
<b>Económico-Financiero</b>	Maximización de beneficios	40	40	4	30	0	<b>4</b>
	Efectos intangibles	20	20	15	16	16	<b>14</b>
	Minimización de costos	40	40	8	30	8	<b>4</b>
	<b>Peso relativo del criterio</b>	<b>35%</b>	<b>35%</b>	<b>9%</b>	<b>27%</b>	<b>8%</b>	<b>8%</b>
<b>Institucional</b>	Capacidad legal	50	50	47.5	47.5	47.5	<b>50</b>
	Funciones y atribuciones	15	9	3	11.25	12	<b>9</b>
	Formas de organización	35	31.5	28	31.5	24.5	<b>21</b>
	<b>Peso relativo del criterio</b>	<b>15%</b>	<b>14%</b>	<b>12%</b>	<b>14%</b>	<b>13%</b>	<b>12%</b>
<b>Ambiental</b>	Carácter de los PIA	25	20	7.5	12.5	20	<b>10</b>
	Magnitud de los PIA	35	28	3.5	14	14	<b>10.5</b>
	Afectación territorial de los PIA	40	38	20	30	16	<b>8</b>
	<b>Peso relativo del criterio</b>	<b>25%</b>	<b>22%</b>	<b>8%</b>	<b>14%</b>	<b>13%</b>	<b>7%</b>
<b>Puntaje total de alternativas</b>			<b>92%</b>	<b>38%</b>	<b>73%</b>	<b>46%</b>	<b>35%</b>

Tabla 3.1 – Matriz de comparación de alternativas

Fuente: Elaboración propia

Luego de establecer la comparación entre las alternativas planteadas, se llega a la conclusión de optar por la alternativa número uno.

La misma implica la construcción de una planta potabilizadora modular, para el tratamiento del agua proveniente de una fuente Superficial como complemento de la extraída mediante fuentes Subterráneas.

La opción adquiere muy buen puntaje en todos sus criterios, siendo el aspecto económico el más desfavorecido debido a la inversión inicial a realizar y los posteriores costos de mantenimiento, pero costos muy factibles de afrontar por la institución pública encargada.





## CAPÍTULO 4: CARACTERÍSTICAS FÍSICO- QUÍMICAS DEL AGUA

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará un estudio de las características físico-químicas del agua en estudio con el fin de obtener un conocimiento técnico acerca de la calidad de la misma y realizar una comparación entre las diferentes tipologías de fuentes de extracción en estudio.







---

## 4 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DEL AGUA

---

### 4.1 INTRODUCCIÓN

El agua es el constituyente más importante del organismo humano y del mundo en el que vivimos. Tiene una gran influencia en los procesos bioquímicos que ocurren en la naturaleza. Esta influencia no solo se debe a sus propiedades fisicoquímicas como molécula bipolar sino también a los constituyentes orgánicos e inorgánicos que se encuentran en ella.

Se considera que el agua es un solvente universal, que es capaz de disolver gran cantidad de sustancias con las que tiene contacto, ya sean sólidas, líquidas o gaseosas, y de formar con ellas iones, complejos, coloides o simplemente partículas dispersas de diferente tamaño y peso.

El agua potable o destinada a bebida es un producto que comprende parámetros físicos, químicos, bacteriológicos y radiológicos del agua en el origen, y de la distribuida después de someterse a los procesos de tratamiento y desinfección. Dichos tratamientos deben estar correctamente diseñados, construidos y operados. El agua para consumo debe suministrarse en cantidades y presiones suficientes, como así también cumplir con determinadas normas que rigen su calidad. La norma suprema a nivel nacional, además de la Constitución Nacional, es el Código Alimentario Argentino (CAA), que dicta todos los parámetros a satisfacer para que el agua sea apta para consumo además a nivel provincial se deben acatar las disposiciones del anexo I de la resolución N° 35/96 referida a normas para operadores de servicios sanitarios. Internacionalmente quien impone estos límites es la Organización Mundial de la Salud (OMS). En todos los casos se debe cumplir que el agua tenga gusto agradable, temperatura razonable y que brinde absoluta confianza a los consumidores.

Según el artículo N° 982 del capítulo XII del CAA, para que sea potable el agua debe cumplir con lo siguiente:

“Con las denominaciones de Agua potable de suministro público y Agua potable de uso domiciliario, se entiende la que es apta para la alimentación y uso doméstico: no deberá contener sustancias o cuerpos extraños de origen biológico, orgánico, inorgánico o radiactivo en tenores tales que la hagan peligrosa para la salud. Deberá presentar sabor agradable y ser prácticamente incolora, inodora, límpida y transparente. El agua potable de uso domiciliario es el agua proveniente de un suministro público, de un pozo o de otra fuente, ubicada en los reservorios o depósitos domiciliarios”.

Es importante mencionar que el agua potable es una sustancia disponible para el consumidor en su hogar que, al salir del grifo realiza una función esencial para la vida humana: satisfacer la sed sin amenazar la salud ni la vida.

Es fundamental para el diseño del tratamiento de potabilización, conocer el grave problema de contaminación de recursos hídricos superficiales que existe actualmente,

debido a que son utilizados como destino final de residuos domésticos e industriales, sobre todo en las áreas urbanas. Estas descargas son las principales responsables de la alteración de la calidad de las aguas naturales, que en algunos casos llegan a estar tan contaminadas que su potabilización resulta muy difícil y costosa.

Debido a la amplia gama de contaminantes, los diferentes niveles de contaminación, así como a la cinética química de las sustancias, elementos, materia orgánica y microorganismos que se incorporan en el cuerpo del agua, es indispensable conocer las características físicas, químicas y microbiológicas antes de seleccionar una fuente de agua cruda.

La presencia de sustancias químicas disueltas e insolubles en el agua —que pueden ser de origen natural o antropogénico— define su composición física y química.

## **4.2 CALIDAD DEL AGUA**

La calidad del agua se especifica en función de su uso, es decir para su propósito particular.

Bajo estas consideraciones, se dice que un agua está contaminada cuando sufre cambios que afectan su uso real o potencial.

La evaluación de la calidad del agua se realiza usando técnicas analíticas adecuadas para cada caso. Para que los resultados sean representativos, es necesario dar mucha importancia a los procesos de muestreo y a las unidades y terminología empleadas.

En el presente trabajo se buscó realizar una comparación entre las propiedades físico químicas del agua superficial y subterránea, para así obtener algunas conclusiones acerca del mejoramiento de las mismas con el sistema de potabilización planteado. Para ello se ejecutó una salida de campo el día 2 de junio de 2016, en la cual se tomaron tres muestras de agua provenientes de fuente subterránea, en el distrito El Cerrito. Se tuvo la precaución que los envases utilizados hayan contenido sólo agua mineral y además, fueron enjuagados previamente con la misma agua a muestrear para no alterar sus propiedades. Dichas muestras se tomaron en puntos estratégicos para que cada una responda a una perforación distinta; la primera muestra se tomó en la escuela Pedro J Bombal ubicada sobre Adolfo Calle, cuyo abastecimiento proviene de la perforación ubicada en calle Spinelli correspondiente a la Unión Vecinal “El Cerrito”; la segunda se extrajo de la escuela Carmen Z. de Corvalán ubicada sobre calle Luis Tirasso, abastecida por la perforación ubicada en Parque Norte; por último la tercera muestra se tomó en las instalaciones de la Unión Vecinal “Luis Tirasso”, ubicada sobre dicha calle a metros de la escuela Corvalán, pero siendo ésta abastecida por la perforación ubicada en el mismo predio, perteneciendo justamente a la Unión Vecinal “Luis Tirasso”.

Además, previamente se concurrió al Departamento General de Irrigación de San Rafael, donde se brindaron los datos de la calidad del agua superficial de la cuenca del Diamante, tanto del canal Matriz como del tramo del Marginal Izquierdo. Estos datos



incluyen el análisis físico-químico y microbiológico de muestras tomadas desde el marzo de 1995 hasta diciembre de 2015. De esta manera se buscó perseguir un resultado lo más representativo posible en base a estadísticas a lo largo de los años, ya que una única muestra tomada actualmente no daría datos reales porque las propiedades de los cauces superficiales varían notoriamente a lo largo del tiempo. Cabe destacar que se consideraron los datos de ambas tomas ya que la planta potabilizadora ubicada sobre calle Sardi y Rawson y abastecida por el canal Cerrito, se haya en un punto intermedio entre éstas, por lo que para el análisis comparativo se consideró el promedio de los dos resultados a lo largo del lapso de tiempo previamente mencionado.

A continuación se detallan las principales características fisicoquímicas y biológicas que definen la calidad del agua y que se tuvieron en cuenta para el análisis, como así también el origen de los constituyentes, la importancia en la salud, su relación con los principales procesos de tratamiento y los límites de concentración establecidos por las normas internacionales y nacionales de calidad de agua para consumo humano.

#### **4.2.1 Características físicas**

Su nombre se debe a que son capaces de impresionar los sentidos (vista, olfato, etcétera), tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas y de aceptabilidad del agua.

Dentro de las más importantes se pueden mencionar las siguientes:

- Turbiedad
- Sólidos solubles e insolubles
- Color
- Olor y sabor
- Temperatura

##### **4.2.1.1 Turbiedad**

La turbiedad es originada por las partículas en suspensión o coloides (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etcétera) y es causada por las partículas que forman los sistemas coloidales; es decir, aquellas que por su tamaño, se encuentran suspendidas y reducen la transparencia del agua en menor o mayor grado.

La medición se realiza mediante un turbidímetro o nefelómetro. Las unidades utilizadas son, por lo general, unidades nefelométricas de turbiedad (UNT).

En la práctica, la remoción de la turbiedad no es un proceso difícil de llevar a cabo en una planta de clarificación de agua; sin embargo, es uno de los que más influye en los costos de producción, porque, por lo general, requiere usar coagulantes, acondicionadores de pH, ayudantes de coagulación, para permitir la decantación y finalmente el resto se elimina por filtración. Es esencial para el diseño de los sistemas de remoción de turbiedad considerar, además del tipo de partículas (origen, estructura, composición y forma), su tamaño y comportamiento.

Aunque no se conocen los efectos directos de la turbiedad sobre la salud, esta afecta la calidad estética del agua, lo que muchas veces ocasiona el rechazo de los consumidores. Por otra parte algunos estudios han demostrado que en el proceso de eliminación de los organismos patógenos, por la acción de agentes químicos como el cloro, las partículas causantes de la turbiedad reducen la eficiencia del proceso y protegen físicamente a los microorganismos del contacto directo con el desinfectante. Por esta razón, si bien las normas de calidad establecen un criterio para turbiedad en la fuente de abastecimiento, esta debe mantenerse lo más baja posible para garantizar la eficacia del proceso de desinfección.

Las Guías de Calidad para Aguas de Consumo Humano de la Organización Mundial de la Salud (OMS) recomiendan como valor guía 5 UNT; aunque la OMS indica que para una desinfección eficiente, el agua filtrada debería tener una turbiedad promedio menor o igual a una UNT. El Código Alimentario Argentino establece como parámetro máximo de turbiedad 3 UNT.

#### **4.2.1.2 Sólidos y residuos**

Son los residuos que se obtienen como materia remanente luego de evaporar y secar una muestra de agua a una determinada temperatura.

Según el estado de asociación con el agua, los sólidos pueden encontrarse:

- **Disueltos:** (hasta un mili micrómetro); Mejor conocidos como sólidos filtrables, son los que se obtienen después de la evaporación de una muestra previamente filtrada. Comprende sólidos en solución verdadera y sólidos en estado coloidal, no retenidos en la filtración. Físicamente no influyen en la turbiedad, pero sí podrían definir su color u olor. El CAA establece como valor límite de los sólidos disueltos totales, 1500 mg/l.
- **Formando coloides:** (1 a 1.000 mili micrómetros), son las causantes de la turbiedad neta del agua. Los sólidos volátiles son aquellos que se pierden por calcinación a 550 °C, mientras que el material remanente se define como sólidos fijos. La mayor parte de los sólidos volátiles corresponden a material orgánico. Los sólidos fijos corresponden, más bien, a material inorgánico.
- **Suspendidos:** (por encima de 1.000 mili micrómetros) son los sólidos presentes en un agua residual, exceptuados los solubles y los sólidos en fino estado coloidal. Se considera que caen rápidamente cuando el agua se somete a reposo y son retenidos mediante una filtración en el análisis de laboratorio.

Finalmente se puede decir que los sólidos totales corresponden al residuo remanente después de secar una muestra de agua. Equivalen a la suma del residuo disuelto y suspendido. El residuo total del agua se determina a 103–105 °C.



---

*Equivalencias:*

- Sólidos totales = sólidos suspendidos + sólidos disueltos
- Sólidos totales = sólidos fijos + sólidos volátiles

**4.2.1.3 Color**

Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella.

Aún no es posible establecer las estructuras químicas fundamentales de las especies responsables del color. Esta característica se atribuye comúnmente a la presencia de taninos, lignina, ácidos húmicos, ácidos grasos, ácidos fúlvicos, etcétera. Se considera que el color natural del agua, excluyendo el que resulta de descargas industriales, puede originarse por las siguientes causas:

- Extracción acuosa de sustancias de origen vegetal.
- Descomposición de la materia.
- Materia orgánica del suelo.
- Presencia de hierro, manganeso y otros compuestos metálicos.
- Combinación de los procesos descritos.

En la formación del color en el agua intervienen, distintos factores entre los que se pueden mencionar, el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados.

Se denomina color aparente a aquel que presenta el agua cruda o natural y color verdadero al que queda luego de que el agua ha sido filtrada.

Existen muchos métodos de remoción del color. Los principales son la coagulación por compuestos químicos como el alumbre y el sulfato férrico a pH bajos y las unidades de contacto o filtración ascendente.

Debido a que el color del agua se origina, en muchos casos, por la presencia de compuestos de naturaleza orgánica, se recomienda que la desinfección se realice luego de que este haya sido removido, para evitar que la aplicación de cloro como desinfectante pueda dar origen a la formación de trihalometanos, compuestos que tienen efecto cancerígeno en animales.

El valor guía de la OMS es 15 unidades de color (UC) para aguas de bebida. Para el CAA este valor se reduce a 5 UC.

**4.2.1.4 Olor y sabor**

El sabor y el olor están estrechamente relacionados. Estas características constituyen el motivo principal de rechazo por parte del consumidor.

En términos prácticos, la falta de olor puede ser un indicio indirecto de la ausencia de contaminantes y viceversa.

Las sustancias generadoras de olor y sabor en aguas crudas pueden ser compuestos orgánicos derivados de la actividad de microorganismos y algas o provenir de descargas de desechos industriales.

En el agua se pueden considerar cuatro sabores básicos: ácido, salado, dulce y amargo.

En algunos casos, la eliminación de los olores puede realizarse mediante la aireación o la adición de carbón activado.

La cloración en presencia de compuestos fenólicos puede imprimir un mal sabor en el agua, por la formación de derivados clorados que producen un sabor a derivados fenólicos.

La OMS como el CAA, recomiendan como criterio que por razones organolépticas, las fuentes de abastecimiento deben estar razonablemente exentas de olor y sabor.

#### **4.2.1.5 Temperatura**

Si bien las normas no limitan este parámetro, es uno de los más importantes en el agua, pues por lo general influye en el retardo o aceleración de la actividad biológica, la absorción de oxígeno, la precipitación de compuestos, la formación de depósitos, la desinfección y los procesos de mezcla, floculación, sedimentación y filtración.

Múltiples factores, principalmente ambientales, pueden hacer que la temperatura del agua varíe continuamente.

#### **4.2.2 Características químicas**

El agua, como solvente universal, puede contener cualquier elemento de la tabla periódica. Sin embargo, pocos son los elementos significativos para el tratamiento del agua cruda con fines de consumo o los que tienen efectos en la salud del consumidor. El análisis de dichos elementos depende tanto del entorno natural como industrial, de la fuente superficial o subterránea.

A continuación se sustentan las características e importancia de los principales parámetros químicos relacionados con las fuentes de abastecimiento. Además existen otros parámetros como presencia de cationes (calcio, magnesio, potasio, sodio) y otras sustancias inorgánicas (cianuro, arsénico, flúor, entre otras).

Asimismo, se citan las recomendaciones que, como criterios de calidad, ha publicado la OMS en las Guías de Calidad para Aguas de Consumo Humano, el Código Alimentario Argentino y el Anexo I de la resolución N° 35/96 referida a normas para operadores de servicios sanitarios.

##### **4.2.2.1 PH**

Es un parámetro básico que indica el grado de acidez o basicidad del agua.



El pH influye en algunos fenómenos que ocurren en el agua, como la corrosión y las incrustaciones en las redes de distribución. Por lo general, un agua con pH menor de 6,0 es considerada agresiva y corrosiva para los metales.

Un pH ácido en el agua no necesariamente indica la presencia de ácidos, pues algunas sales como las de aluminio pueden generar pH 4 por hidrólisis.

El pH tiene gran importancia en el tratamiento del agua, especialmente en la coagulación, desinfección y estabilización.

Aunque podría decirse que no tiene efectos directos sobre la salud, sí puede influir en los procesos de tratamiento del agua, como la coagulación y la desinfección. Durante la coagulación, la remoción de la turbiedad es eficiente por lo general en un rango de pH de 6,0 a 7,8, mientras que la remoción del color se consigue con un pH de entre 4 y 6. Sin embargo, es necesario puntualizar que el pH óptimo para ambos casos debe determinarse por medio de la prueba de jarras. La desinfección con cloro es más efectiva a un nivel bajo de pH.

La medición del pH debe realizarse in situ, ya que puede sufrir variación importante en el transcurso del tiempo, debido a diversas causas, entre las cuales se encuentran la sobresaturación de CO<sub>2</sub>, como consecuencia de la presencia de plantas acuáticas o su contenido en el aire, reacciones químicas, temperatura, etcétera.

Por lo general, las aguas naturales (no contaminadas) exhiben un pH en el rango de 5 a 9.

Cuando se tratan aguas ácidas, es común la adición de un álcali (por lo general, cal) para optimizar los procesos de coagulación. En algunos casos, se requerirá volver a ajustar el pH del agua tratada hasta un valor que no le confiera efectos corrosivos ni incrustantes.

Se considera que el pH de las aguas tanto crudas como tratadas debería estar entre 5,0 y 9,0. Por lo general, este rango permite controlar sus efectos en el comportamiento de otros constituyentes del agua.

El CAA y resolución N° 35/96 establecen como parámetro que el agua debe tener un PH comprendido entre 6,5-8,5.

#### **4.2.2.2 Cloruros**

Las aguas superficiales normalmente no contienen cloruros en concentraciones tan altas como para afectar el sabor, excepto en aquellas fuentes provenientes de terrenos salinos o de acuíferos con influencia de corrientes marinas.

En las aguas superficiales por lo general no son los cloruros sino los sulfatos y los carbonatos los principales responsables de la salinidad.

A partir de ciertas concentraciones, los cloruros pueden ejercer una acción disolvente sobre ciertas sales presentes en el agua y también sobre algunos componentes del cemento, al impartirles una acción corrosiva y erosionante, en especial a pH bajo.

Por sus características químicas y la gran solubilidad de la mayoría de los cloruros, su remoción requiere métodos sofisticados y costosos, muchos de ellos impracticables, especialmente cuando se trata de volúmenes relativamente altos.

Los límites fijados en el agua por las normas de calidad se sustentan más en el gusto que le imparten al agua que en motivos de salubridad.

Tomando en cuenta el límite de percepción del sabor de los cloruros en el agua, se ha establecido un límite de 250 mg/L en aguas de consumo, concentración que puede ser razonablemente excedida según las condiciones locales y la costumbre de los consumidores. La OMS considera que por encima de esta concentración, los cloruros pueden influir en la corrosividad del agua. El CAA indica como límite máximo de cloruro (Cl-) 350 mg/l. El anexo I de la resolución N° 35/96 del Ente Provincial de Agua y Saneamiento (EPAS) indica como límite máximo 400 mg/l y como valor recomendado que no se excedan los 250 mg/l.

#### **4.2.2.3 Dureza**

Corresponde a la suma de los cationes polivalentes expresados como la cantidad equivalente de carbonato de calcio, de los cuales los más comunes son los de calcio y los de magnesio.

Aún no se ha definido si la dureza tiene efectos adversos sobre la salud.

Pero se la asocia con el consumo de más jabón y detergente durante el lavado.

La dureza está relacionada con el pH y la alcalinidad; depende de ambos.

Un agua dura puede formar depósitos en las tuberías y hasta obstruirlas completamente. Esta característica física es nociva, particularmente en aguas de alimentación de calderas, en las cuales la alta temperatura favorece la formación de sedimentos.

La remoción de la dureza en el tratamiento se lleva a cabo mediante la precipitación con cal o mediante el proceso combinado cal-carbonato, conocido como ablandamiento cal-soda.

En términos generales, puede considerarse que un agua es blanda cuando tiene dureza menor de 100 mg/L; medianamente dura, cuando tiene de 100 a 200 mg/L; y dura, cuando tiene de 200 a 300 mg/L (en todos los casos, como CaCO<sub>3</sub>).

El CAA establece como valor límite para la dureza en el agua para consumo 400 mg/l. La resolución del EPAS indica como límite máximo 500 mg/l (en todos los casos, como CaCO<sub>3</sub>).





---

#### **4.2.2.4 Materia orgánica**

Las aguas naturales, además de sustancias minerales y disueltas, pueden llevar en suspensión sustancias orgánicas provenientes del lavado de los suelos o del metabolismo de los organismos que viven en ellos. Además, los cuerpos de aguas superficiales pueden recibir descargas de aguas residuales de origen doméstico o industrial, las cuales provocan la polución y la contaminación en niveles variables.

Estas sustancias orgánicas representan una fuente de alimentación para los organismos (autótrofos y heterótrofos) presentes en el agua. Tienden a desaparecer progresivamente por oxidación, y pasar a CO<sub>2</sub>, amoníaco, nitritos, nitratos, etcétera.

Por lo general, las aguas naturales no contaminadas presentan cantidades mínimas de materia orgánica, salvo aquellas que provienen de bosques o aguas estancadas.

La materia orgánica puede ser, en muchos casos, la responsable del color, el olor y el sabor del agua, los cuales deben ser eliminados durante el tratamiento a fin de hacerla apta para el consumo humano.

Como es muy difícil determinar analíticamente la presencia de estas sustancias orgánicas en el agua, se han establecido métodos globales de determinación. Estos son los siguientes:

- **Demanda Bioquímica de Oxígeno: DBO5**

Corresponde a la cantidad de oxígeno necesario para descomponer la materia orgánica por acción bioquímica aerobia. Se expresa en mg/L. Esta demanda es ejercida por las sustancias carbonadas, las nitrogenadas y ciertos compuestos químicos reductores.

El cálculo se efectúa mediante la determinación del contenido inicial de oxígeno de una muestra dada y lo que queda después de cinco días en otra muestra semejante, conservada en un frasco cerrado a 20 °C. La diferencia entre los dos contenidos corresponde a la DBO5.

- **Demanda Química de Oxígeno: DQO**

Equivale a la cantidad de oxígeno consumido por los cuerpos reductores presentes en un agua sin la intervención de los organismos vivos.

La eliminación de la materia orgánica se lleva a cabo mediante la coagulación-floculación, la sedimentación y la filtración. Sin embargo, cuando la fuente de agua cruda tiene una carga orgánica y bacteriana muy grande —caso en el que la DBO5 puede alcanzar valores muy altos—, será necesaria una precloración, que debe constituirse en un proceso adecuadamente controlado.

Lo deseable es que las fuentes de agua cruda no presenten una carga orgánica elevada.

Por la naturaleza de estos parámetros, las normas de calidad de agua establecen que los causantes de la contaminación orgánica deben estar ausentes en las aguas para consumo humano.

#### **4.2.2.5 Nitritos y nitratos**

El nitrógeno es un nutriente importante para el desarrollo de los animales y las plantas acuáticas. Por lo general, en el agua se lo encuentra formando amoníaco, nitratos y nitritos.

Si un recurso hídrico recibe descargas de aguas residuales domésticas, el nitrógeno estará presente como nitrógeno orgánico amoniacal, el cual, en contacto con el oxígeno disuelto, se irá transformando por oxidación en nitritos y nitratos.

Este proceso de nitrificación depende de la temperatura, del contenido de oxígeno disuelto y del pH del agua.

El ion nitrito es menos estable que el ion nitrato. Es muy reactivo y puede actuar como agente oxidante y reductor, por lo que solo se lo encuentra en cantidades apreciables en condiciones de baja oxigenación. Esta es la causa de que los nitritos se transformen rápidamente para dar nitratos y que, generalmente, estos últimos predominen en las aguas, tanto superficiales como subterráneas. Esta reacción de oxidación se puede efectuar en los sistemas biológicos y también por factores abióticos.

El uso excesivo de fertilizantes nitrogenados, incluyendo el amoníaco, y la contaminación causada por la acumulación de excretas humanas y animales pueden contribuir a elevar la concentración de nitratos en agua. Generalmente, los nitratos son solubles, por lo que son movilizados con facilidad de los sedimentos por las aguas superficiales y subterráneas.

Después de la absorción, tanto nitratos como nitritos se distribuyen con rapidez a todos los tejidos.

Una vez en la sangre, el nitrito reacciona con el hierro lo que provoca su incapacidad para transportar el oxígeno. Por ello se relaciona al nitrito con una anomalía en la sangre de los niños (metahemoglobinemia) por la ingestión de aguas con un **contenido mayor de 10 mg/L de nitratos** (como N) y como resultado de la conversión de nitrato en nitrito. La mayor parte de estos casos se asocian a aguas que contienen más de 45 mg/L de nitrato (10 mg/L como NO<sub>3</sub>-N).

La presencia de nitratos y nitritos no es extraña, especialmente en aguas almacenadas en cisternas en comunidades rurales.

Aunque la toxicidad relativa de los nitratos es bien conocida, es difícil establecer cuál es el nivel de una dosis nociva. Los nitritos tienen mayor efecto nocivo que los nitratos, pero como generalmente en las aguas naturales no se presentan niveles mayores de 1 mg/L y la oxidación con cloro los convierte en nitratos, el problema prácticamente queda solucionado.



Es importante destacar que aunque el agente responsable de esta enfermedad son los nitritos, debido a que estos se forman naturalmente a partir de los nitratos, un factor determinante en la incidencia de esta enfermedad es la concentración de nitratos en el agua y los alimentos.

En la práctica, difícilmente los nitritos se encuentran en aguas tratadas debido a que se oxidan fácilmente y se convierten en nitratos durante la cloración.

Por sus efectos adversos para la salud de los lactantes y porque no se tienen procesos definitivos para su remoción, el contenido de nitratos en aguas de consumo público no debe exceder, según la OMS y la resolución del EPAS un valor guía provisional de 50 mg/L (N-NO<sub>3</sub>) y para nitritos, debido a su efecto tóxico mayor de 3 mg/L (N-NO<sub>2</sub>). Según el CAA el valor máximo de nitratos no debe exceder los 45 mg/L y para nitritos los 0,10 mg/L.

#### **4.2.2.6 Sulfatos**

Los sulfatos son un componente natural de las aguas superficiales y por lo general en ellas no se encuentran en concentraciones que puedan afectar su calidad.

Pueden provenir de la oxidación de los sulfuros existentes en el agua y, en función del contenido de calcio, podrían impartirle un carácter ácido.

Los sulfatos de calcio y magnesio contribuyen a la dureza del agua y constituyen la dureza permanente. El sulfato de magnesio confiere al agua un sabor amargo.

Un alto contenido de sulfatos puede proporcionar sabor al agua y podría tener un efecto laxante, sobre todo cuando se encuentra presente el magnesio.

Cuando el sulfato se encuentra en concentraciones excesivas en el agua ácida, le confiere propiedades corrosivas.

La remoción de sulfato puede resultar costosa y requerir métodos complicados, por lo cual es preferible elegir fuentes naturales con niveles de sulfato por debajo de los límites aconsejados.

Por sus efectos laxantes, su influencia sobre el sabor y porque no hay métodos definidos para su remoción, la OMS recomienda que en aguas destinadas al consumo humano, el límite permisible no exceda 250 mg/L, pero indica, además, que este valor guía está destinado a evitar la probable corrosividad del agua. El CAA, es más benévolo con éste parámetro, estableciendo como valor límite 400 mg/L. La resolución del EPAS coincide con el CAA en el valor límite de 400 mg/L pero da como valor recomendado 250 mg/L.

#### **4.2.2.7 Conductividad**

Es una medida de la capacidad de una solución acuosa para transmitir una corriente eléctrica y es igual al recíproco de la resistividad de la solución.

Dicha capacidad depende de la presencia de iones; de su concentración, movilidad y valencia, y de la temperatura ambiental. Su valor está directamente relacionado con la presencia de compuestos inorgánicos (ej. aniones de cloruro, nitrato, sulfato y fosfato) los cuales son relativamente buenos conductores. Por el contrario, moléculas de compuestos orgánicos son pobres conductores. También depende de la presencia de sólidos disueltos totales (SDT). En general, a medida que los SDT y la conductividad se incrementan, aumenta la salinidad y también se incrementa la corrosividad del agua.

Para su medición se disponen dos electrodos químicamente inertes y fijos espacialmente a los que se les aplica un determinado voltaje. La caída en voltaje causada por la resistencia de la solución es utilizada para calcular la conductividad por centímetro. La conductancia es directamente proporcional al área superficial del electrodo e inversamente proporcional a distancia entre estos. La constante de proporcionalidad (conductividad) es una propiedad característica de la solución localizada entre dichos electrodos. El flujo de electrones entre los electrodos en una solución de electrolitos varía con la temperatura de la solución. A mayor temperatura mayor es el flujo entre los electrodos y viceversa.

Las unidades de medición son  $1/\text{ohm}\cdot\text{cm}$  ó  $\text{mho}/\text{cm}$ . La conductividad se reporta generalmente en micromhos/cm ( $\mu\text{mho}/\text{cm}$ ). En el Sistema Internacional de Unidades (SI), el recíproco del ohm es el siemens (S) y la conductividad se expresa en milisiemens/metro ( $\text{mS}/\text{m}$ ).

Según la resolución N° 35/96 del EPAS el límite máximo de conductividad es de 2500  $\text{mS}/\text{cm}$ , pero indica como recomendación que dicho valor no exceda los 1600  $\text{ms}/\text{cm}$ .

## **4.3 ANÁLISIS DE DATOS**

### **4.3.1 Datos obtenidos**

Para el análisis de datos solo se tuvieron en cuenta los parámetros químicos que se consideraron más representativos para la región en estudio y uso del mismo. Cabe mencionar que existen otras características como las microbiológicas, que en este caso no se tuvieron en cuenta debido a que escapan las incumbencias del proyecto.

En la tabla 4.1 se vuelcan los datos obtenidos mediante el Departamento General de Irrigación. Como se mencionó anteriormente el valor de cada parámetro corresponde a un promedio de los datos de muestras desde el año 1995 hasta 2015 en el caso del Canal Matriz y 2016 en el Marginal Izquierdo.

Además el valor promedio de agua superficial corresponde a una media entre los valores de ambos tramos (Matriz y Marginal), debido a que la toma superficial sería a una distancia media entre ambas tomas.



<b>PROMEDIO CANAL MATRIZ Y MARGINAL IZQUIERDO</b>						
<b>Características físico-químicas</b>						
Análisis realizado	Unidad de medición	Resultado Obtenido			Especificaciones Agua Potable CAA	
		Canal Matriz	Marginal Izquierdo	Promedio		
pH	Unid. de pH	7,88	7,90	7,93	6,50	8,50
Conductividad	uS/cm	1238,235 2	1245,47	1249,15	1600	
Dureza Total (mg/l de CaCO <sub>3</sub> )	mg/l	444,53	390,45	453,64	400,00	
<b>Cationes</b>						
Calcio	mg/l	125,08	123,32	126,55	No se especifica	
Magnesio	mg/l	18,22	19,24	18,42	No se especifica	
Sodio	mg/l	111,45	122,69	112,88	No se especifica	
Potasio	mg/l	6,12	12,13	6,74	No se especifica	
<b>Aniones</b>						
Cloruros	mg/l	158,82	170,12	163,54	350	
Sulfatos	mg/l	305,68	291,40	306,20	400	
Carbonatos ácidos	mg/l	118,89	136,02	121,37	No se especifica	

Tabla 4.1- Características físico-químicas, Promedio Matriz y Marginal Izquierdo

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, en la tabla 4.2, se expresan también los resultados del análisis de las tres muestras de agua subterránea ya mencionadas, cabe recordar a que sitio pertenece cada una de ellas:

- **Muestra N°1:** Escuela Pedro J. Bombal. (Unión Vecinal El Cerrito)
- **Muestra N°2:** Escuela Carmen Z. de Corvalán (Perforación Parque Norte)
- **Muestra N°3:** Unión Vecinal Luis Tirasso (Unión Vecinal Luis Tirasso)

<b>MUESTRAS DE PERFORACIONES SUBTERRÁNEAS</b>						
<b>Características físico- químicas</b>						
Análisis realizado	Unidad de medición	Resultado Obtenido			Especificaciones Agua Potable CAA	
		Muestra N°1	Muestra N°2	Muestra N°3		
pH	unid. De pH	7,50	7,69	7,67	6,50	8,50
Conductividad	uS/cm	2140	1887	2130	1600	
Dureza Total (mg/l de CaCO <sub>3</sub> )	mg/l	799,89	625,43	790,31	400,00	
<b>CATIONES</b>						
Calcio	mg/l	262,37	185,20	246,94	No se especifica	
Magnesio	mg/l	35,15	39,58	42,18	No se especifica	
Sodio	mg/l	172,00	160,00	168,00	No se especifica	
Potasio	mg/l	9,30	8,50	9,50	No se especifica	
<b>ANIONES</b>						
Cloruros	mg/l	235,43	202,96	209,99	350	
Sulfatos	mg/l	603,02	442,21	621,86	400	
Carbonatos ácidos	mg/l	253,63	253,63	272,89	No se especifica	

Tabla 4.2- Características físico-químicas, muestras de agua subterránea

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2 Comparación de resultados

Finalmente en la siguiente en la tabla 4.3 se muestran todos los resultados que se compararán tanto de agua superficial como subterránea, siendo comparables las tres

muestras de agua subterránea respecto del promedio de los resultados de las muestras de agua superficial.

ANÁLISIS DE RESULTADOS									
Características físico-químicas									
Parámetro	Unidad de medición	Agua Superficial			Agua Subterránea			Especificaciones CAA	
		Canal Matriz	Marginal Izquierdo	Prom.	Muestra N°1	Muestra N°2	Muestra N°3		
PH	Unid. de pH	7,88	7,90	7,93	7,50	7,69	7,67	6,50	8,50
Conductividad	uS/cm	1238,2	1245,47	1249,15	2140,0	1887,0	2130,0	1600	
Dureza Total	mg/l de CaCO <sub>3</sub>	444,53	390,45	453,64	799,89	625,43	790,31	400,00	
Calcio	mg/l	125,08	123,32	126,55	262,37	185,20	246,94	No se especifica	
Magnesio	mg/l	18,22	19,24	18,42	35,15	39,58	42,18	No se especifica	
Sodio	mg/l	111,45	122,69	112,88	172,00	160,00	168,00	No se especifica	
Potasio	mg/l	6,12	12,13	6,74	9,30	8,50	9,50	No se especifica	
Cloruros	mg/l	158,82	170,12	163,54	235,43	202,96	209,99	350	
Sulfatos	mg/l	305,68	291,40	306,20	603,02	442,21	621,86	400	
Carbonatos ácidos	mg/l	118,89	136,02	121,37	253,63	253,63	272,89	No se especifica	

Tabla 4.3- Análisis de resultados

Fuente: Elaboración propia.

De ésta forma podemos comparar mediante gráficos de elaboración propia el comportamiento de las distintas muestras analizadas en función de los distintos parámetros de mayor importancia, siempre buscando que los valores estén encuadrados en los límites impuestos por el Código Alimentario Argentino y el anexo I de la resolución N° 35/96.

#### 4.3.2.1 PH

Respecto a este parámetro se puede observar que todas las muestras, tanto superficiales (Canal Matriz y Marginal Izquierdo) como subterráneas (Muestras 1,2 y 3), se encuentran dentro de los límites impuestos por el CAA, por lo que el PH no sería una característica que defina una mejor o peor calidad del agua.

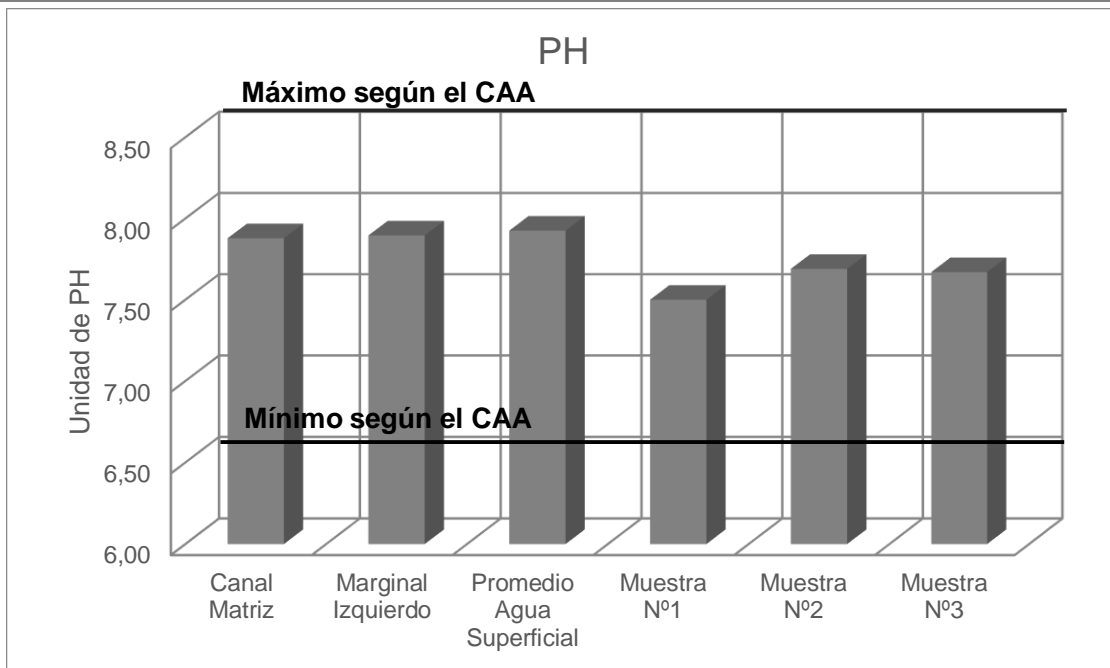


Gráfico 4-1- PH

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.2 Conductividad

En el gráfico de barras se observa claramente como las muestras 1, 2 y 3 de agua subterránea exceden el parámetro recomendado de conductividad (1600mS/cm) dado por la reglamentación; mientras que el agua superficial se encuentra muy por debajo del valor límite. Lo anterior indica que respecto a la conductividad el agua superficial presentaría mejores características de calidad respecto a la subterránea.

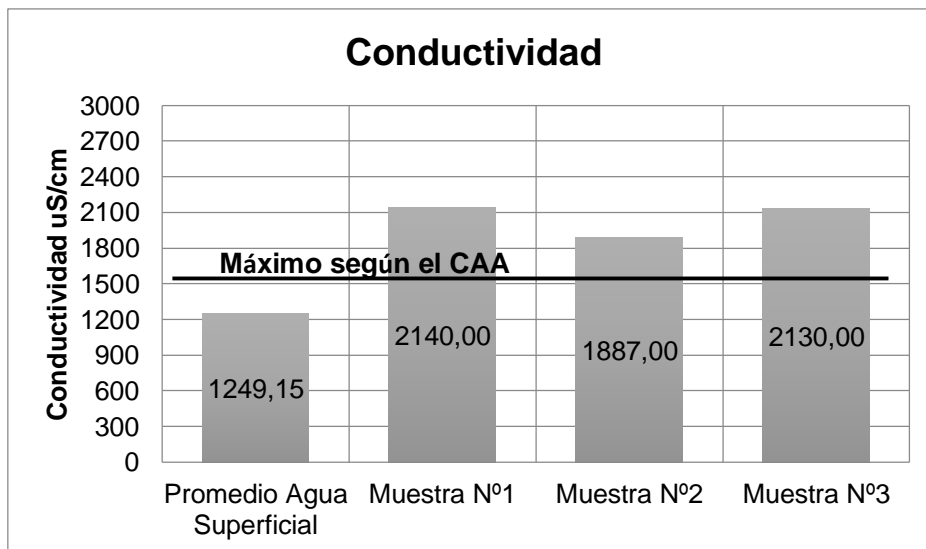


Gráfico 4-2- Conductividad

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.3 Dureza total

Al analizar los datos del análisis de la dureza total se puede observar que todas las muestras exceden el valor máximo establecido por el CAA; Respecto a la resolución N° 35/96 valor límite, es menos conservador debido a las características de la zona dando cuyo

valor se muestra en la gráfica y se puede observar que las muestras de agua subterránea lo exceden ampliamente en cientos de mg/l de CaCO<sub>3</sub>. Por lo que se puede decir que el agua superficial presenta características óptimas respecto a la dureza y no así la subterránea que podría llevar a severos problemas de obstrucción de cañerías y de la instalación de la planta en sí.

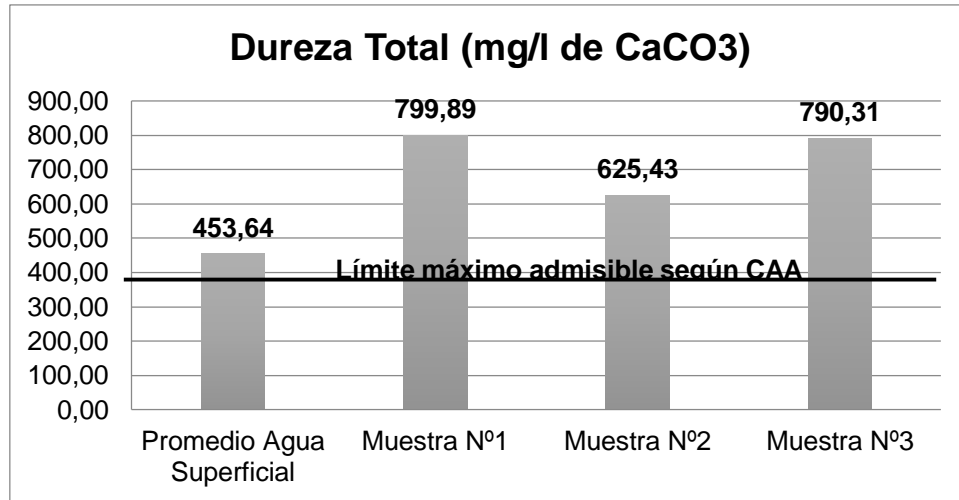


Gráfico 4-3- Dureza total

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.2.4 Cationes

Los cationes presentes en el agua para consumo no están limitados por las normas, si bien una presencia excesiva de éstos puede alterar sus propiedades físicas. En la gráfica se puede observar la gran diferencia entre ambas fuentes, siendo los valores del agua superficial notablemente más bajos que los correspondientes a la subterránea.

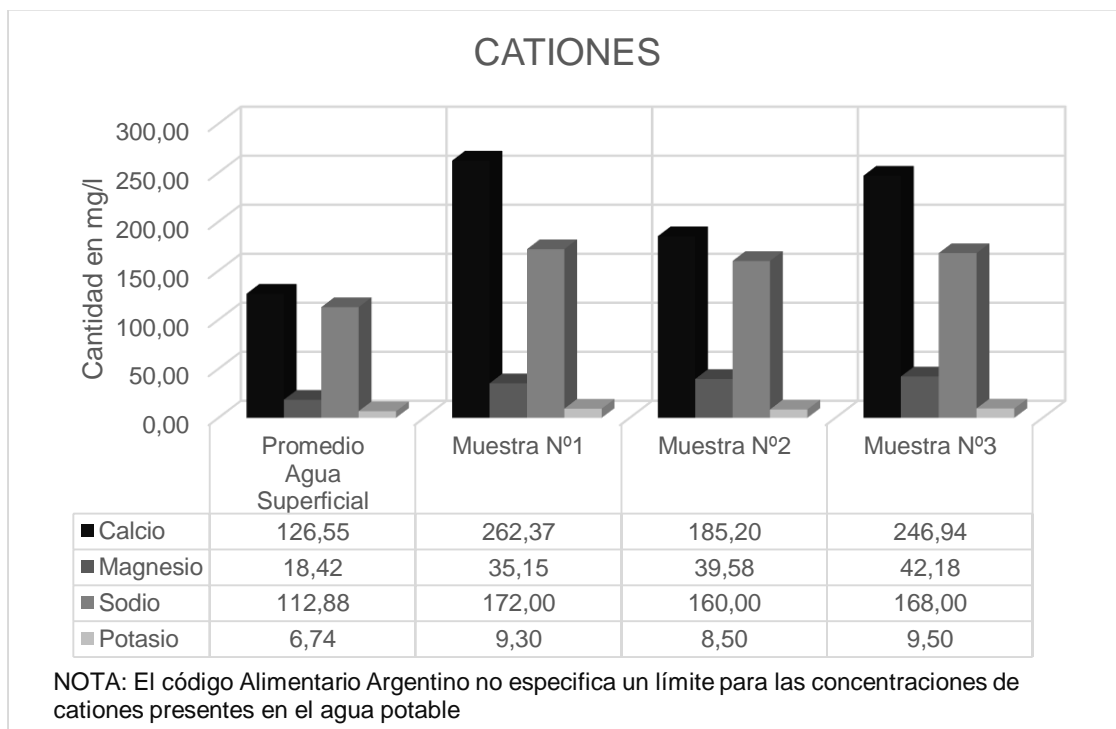


Gráfico 4-4- Cationes

Fuente: Elaboración propia.





### 4.3.2.5 Aniones

En la gráfica se observa claramente un exceso en la presencia de sulfatos de las muestras subterráneas, por lo tanto se puede decir que el agua superficial la supera ampliamente en calidad respecto a este parámetro, lo que puede tener relación directa con la diferencia de dureza ya vista anteriormente y con la gran presencia de calcio y magnesio en las muestras 1,2 y 3.

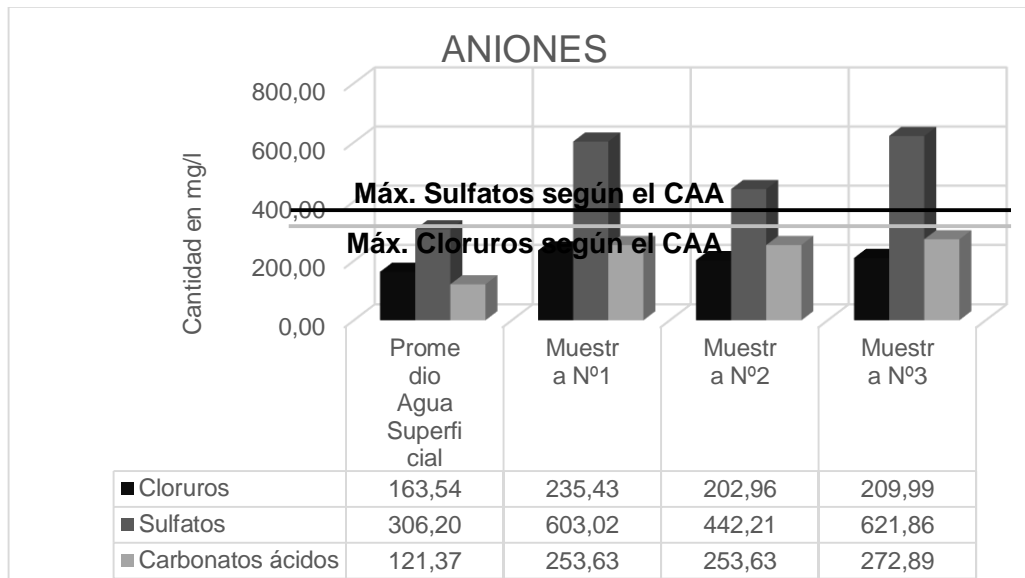


Gráfico 4-5- Aniones

Fuente: Elaboración propia.

## 4.4 CONCLUSIONES

Como conclusión final del análisis físico-químico entre ambas fuentes, podemos mencionar que el agua superficial presenta en general una calidad superior respecto a la subterránea por lo tanto, presentando la opción de la planta potabilizadora con toma superficial en estudio, se mejoraría el servicio existente con un tratamiento sencillo de potabilización debido a las buenas condiciones que se observaron en los resultados de los análisis del cauce.





## **CAPÍTULO 5:**

# **ASPECTOS LEGALES E INSTITUCIONALES**

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará un estudio acerca de todos los aspectos legales e institucionales que intervienen en el presente proyecto. El mismo abordará el estudio del marco legal vinculado a expropiación, servidumbre y demás normativa, y el marco institucional que interviene a nivel nacional, provincial y departamental.





---

## 5 ASPECTOS LEGALES E INSTITUCIONALES

---

Entendiendo que el agua es un recurso vital indispensable, y su uso debe ser racional; el Estado reconoce y garantiza su valor (social, ambiental y económico). A continuación se analizará el marco legal en el cual se encuentra contemplado el presente proyecto, identificando las reglamentaciones y legislaciones que involucran el abastecimiento de agua potable y la utilización del recurso hídrico en la provincia de Mendoza. Por otro lado; se analizarán los agentes institucionales involucrados con la ejecución del proyecto, que definen la viabilidad del mismo, siendo muy significativos.

Ambos aspectos constituyen una de las fases determinantes para la concreción de cualquier proyecto de infraestructura, ya que de no ser factibles imposibilitarían su ejecución.

### 5.1 MARCO LEGAL

Los aspectos legales más importantes se centran en la localización, estudio técnico, financiamiento y organización del Proyecto.

Con respecto a la localización, se deberán analizar:

- Estudio de títulos del bien raíz, que incluye el estudio y determinación de vigencia del dominio y la existencia eventual de hipotecas, litigios, prohibiciones.
- Gravámenes, que podrían afectar al terreno de localización óptima como impuestos sobre predios o terrenos, calculados sobre avalúos fiscales de carácter oficial.
- Análisis de la situación de los terrenos adyacentes, estableciendo la posible existencia de derechos que puedan tener los propietarios vecinos.
- Análisis de los derechos de la propiedad.

El punto más importante a considerar es la obtención del terreno que constituye el sitio de emplazamiento del proyecto, siempre dentro de la normativa legal vigente. Esto no siempre será sencillo, debido a que se podría recurrir a expropiaciones y servidumbres, los cuales se deberán resolver previamente, a fin de evitar un conflicto futuro.

En cuanto al aspecto legal financiero, debería contemplarse la normativa legal que regula la intermediación financiera y las operaciones de crédito provistas por los bancos. Sin embargo, en el caso del presente proyecto la financiación provendría de la Municipalidad de San Rafael, que es el ente encargado de garantizar las obras públicas en el Departamento.

#### 5.1.1 Expropiación

Siguiendo los lineamientos de la Ley 1447, y su decreto respectivo 1447/75; se establece que la expropiación procede por causa de utilidad pública, persiguiendo un fin determinado, que en este caso sería la construcción y puesta en funcionamiento de la planta

potabilizadora modular, en un sitio determinado, en beneficio de la comunidad entera que afecta.

El objeto de expropiación para el presente proyecto será el terreno en donde se emplazará, que se expropiaría a una persona física o jurídica, siendo este el sujeto expropiado. La Municipalidad de San Rafael, sería para el caso en cuestión el sujeto expropiante.

El estado deberá indemnizar al sujeto expropiado, o dueño del terreno, en correspondencia a un valor objetivo del terreno al momento de la venta obligada, producto de una valuación del mismo, haciéndose cargo además de los gastos de escrituración y demás respectivos. Los valores de valuación se establecen en la misma ley anteriormente mencionada, y será tarea judicial determinarlo en instancias administrativas. En caso de que no hubiera conciliación y los propietarios no estuvieran de acuerdo se abrirá un expediente a fines de determinar el valor del inmueble; para luego fijar en sentencia el valor correspondiente, nunca menor al ofrecido, ni mayor al reclamado.

### **5.1.2 Servidumbre**

Se establece como “servidumbre” al derecho real, perpetuo o temporario sobre un inmueble ajeno, en virtud del cual se puede usar de él, o ejercer ciertos derechos de disposición, o bien impedir que el propietario ejerza algunos de sus derechos de propiedad.

Se tiene en cuenta que durante el transcurso de la obra será necesario contar con sectores destinados a ingresos de vehículos, acopio de materiales y maquinaria, etc. Estas tareas pueden o no hacer uso de terrenos adyacentes, para lo cual existe una normativa regulatoria.

Para el caso del presente proyecto, por emplazarse en un terreno en esquina, con una superficie considerablemente extensa; no sería necesario considerar servidumbre de paso. Si por el contrario la Planta Potabilizadora modular se emplazara en otro territorio se deberían establecer las consideraciones pertinentes.

### **5.1.3 Normativa considerada**

El Proyecto: “Planta de Potabilización de Agua Modular” ubicado para este caso particular en las inmediaciones del Distrito El Cerrito, del Departamento de San Rafael en la Provincia de Mendoza; se enmarca dentro de normativa nacional y provincial vigente detallada a continuación.

#### **5.1.3.1 Constitución de la nación argentina**

En primer lugar, el artículo 42 de la constitución de la Nación Argentina establece lo siguiente:

*“Los consumidores y usuarios de bienes y servicios tienen derecho, en la relación de consumo, a la protección de su salud, seguridad e intereses económicos; a una información adecuada y veraz; a la libertad de elección, y a condiciones de trato equitativo y digno.*



*Las autoridades proveerán a la protección de esos derechos, a la educación para el consumo, a la defensa de la competencia contra toda forma de distorsión de los mercados, al control de los monopolios naturales y legales, al de la calidad y eficiencia de los servicios públicos, y a la constitución de asociaciones de consumidores y de usuarios.*

*La legislación establecerá procedimientos eficaces para la prevención y solución de conflictos, y los marcos regulatorios de los servicios públicos de competencia nacional, previendo la necesaria participación de las asociaciones de consumidores y usuarios y de las provincias interesadas, en los organismos de control.”*

De esta forma, se establecen los derechos de los usuarios a un servicio digno de agua potable, y a su vez, se le establece al Estado la obligación de velar por esos derechos mediante la implementación de la normativa correspondiente.

### **5.1.3.2 Ley nacional 18.284: código alimentario argentino**

La ley Nacional 18284, también conocida como “Código Alimentario Argentino”, establece la normativa que deben cumplir los alimentos en concordancia con lo estipulado en el artículo 42 de la constitución nacional.

De esta forma, la normativa correspondiente al agua potable se encuentra establecida por el artículo 982 de dicha ley, el cual dictamina lo siguiente:

*“Con las denominaciones de Agua potable de suministro público y Agua potable de uso domiciliario, se entiende la que es apta para la alimentación y uso doméstico: no deberá contener sustancias o cuerpos extraños de origen biológico, orgánico, inorgánico o radiactivo en tenores tales que la hagan peligrosa para la salud. Deberá presentar sabor agradable y ser prácticamente incolora, inodora, límpida y transparente. El agua potable de uso domiciliario es el agua proveniente de un suministro público, de un pozo o de otra fuente, ubicada en los reservorios o depósitos domiciliarios...”*

Para el cumplimiento del enunciado, el artículo establece las características físicas, químicas y bacteriológicas que deben poseer, y que serán marco de referencia para la caracterización de la calidad del agua en el presente proyecto.

### **5.1.3.3 Ley provincial nº 6.044: ley de reordenamiento institucional del sector agua potable y saneamiento**

La Ley Provincial N°6044 tiene por objeto el reordenamiento institucional de la prestación de los servicios de provisión de agua potable y de saneamiento y la protección de la calidad de agua en el ámbito de la provincia de Mendoza. A su vez, dictamina la creación del Ente Provincial de Agua y Saneamiento (EPAS) el cual, conforme a lo establecido en el artículo 4 de dicha ley, posee entre sus funciones y atribuciones, las siguientes:

- 1) Dictar las normas reglamentarias de carácter técnico a las cuales deberá ajustarse el desarrollo de la infraestructura, la prestación de los servicios de

provisión de agua potable, de saneamiento y la protección de la calidad del agua;

- 2) Aplicar y hacer cumplir la presente Ley y su reglamentación dictando todos los actos necesarios con el fin de alcanzar los objetivos de esta Ley.

El marco regulatorio de dicho ente se encuentra establecido por el Decreto Provincial N° 2.223/94 y su modificatorio N° 911/95 “Nuevo marco regulatorio EPAS ente provincial del agua y de saneamiento”, el cual regula todos los aspectos referidos a la organización y prestación del Servicio en el territorio provincial.

El Ente Regulador conforme a lo especificado en el artículo 3 de dicho decreto, en el cumplimiento de sus funciones deberá alcanzar los siguientes objetivos:

- a) Garantizar el mantenimiento y promover la expansión del sistema de provisión de agua potable y desagües cloacales e industriales, de conformidad con la política de ordenamiento territorial provincial y municipal.
- b) Lograr que la operación del Servicio, además de eficiente, se ajuste a los niveles de calidad que se fijen al efecto.
- c) Incentivar el aprovechamiento racional y eficiente del recurso hídrico destinado al abastecimiento de la población, velando por la adecuada protección de la salud pública y del medio ambiente.
- d) Fomentar la incorporación y desarrollo de tecnologías apropiadas, flexibles y accesibles para mejorar la eficiencia y calidad en la prestación del Servicio.
- e) Proteger adecuadamente los derechos de los Usuarios.

#### **5.1.3.4 Resolución N° 35/96 referida a normas para operadores de servicios sanitarios**

Dicha resolución dictamina las condiciones y normativas legales a los que se encuentran sometidos los operadores de servicios sanitarios, cuyo objeto sea la prestación de los Servicios de provisión de agua potable, desagües cloacales e industriales.

A su vez, de acuerdo a lo especificado en el artículo 5, que el EPAS es el órgano encargado de la aplicación de la Resolución, a cuya decisión deberán someterse todas las cuestiones o controversias que se susciten entre los Operadores de Servicios y/o entre éstos y los Usuarios.

Las normas de calidad de fuentes de agua destinadas a potabilización se encuentran reglamentadas en el ANEXO I de la misma, la cual establece lo siguiente:

*“Dado que la potabilización de agua para consumo humano en nuestra Provincia se logra a través de procesos convencionales, el EPAS adopta como norma, la vigente actualmente para agua potable (Anexo I), salvo aquellos parámetros que el proceso de potabilización convencional pueda mejorar.*

*Sin perjuicio de lo anterior, el EPAS se reserva el derecho de habilitación o clausura de cualquier fuente de agua destinada para consumo humano, atendiendo a los análisis de prefactibilidad de tratamiento que exija en el proceso de potabilización, y permitiendo o no el*





---

*exceso en alguno/s de los parámetros en el caso de no contar con una fuente alternativa, y siempre y cuando estos valores no afecten directamente la salud de la población servida.*

*A fin de la preservación de las distintas fuentes de agua, el EPAS activará los mecanismos de control, mantenimiento y optimización que considere convenientes de aquellas fuentes que crea sean afectadas o estén potencialmente en peligro.”*

En dicha resolución se dictaminan los parámetros organolépticos, los parámetros físico-químicos, las sustancias tóxicas inorgánicas, las sustancias orgánicas tóxicas y pesticidas y los parámetros microbiológicos que deben cumplir las fuentes de agua destinadas a potabilización, que constituirán el marco de referencia para el análisis de la calidad de las fuentes de agua utilizadas en el presente proyecto.

### **5.1.3.5 Ley general de aguas de 1884**

Es la principal norma hídrica de la provincia de Mendoza y rige la administración del recurso desde el año 1884. Fija los principales aspectos que gobiernan la gestión, establece las condiciones para la distribución de las aguas para la irrigación y demás usos, regula lo referido a servidumbre de acueductos, prerrogativas de uso, los mecanismos de control, cargas tributarias, prioridades en el uso, preservación de la calidad, desagües y drenajes, defensa contra efectos nocivos de las aguas y la estructura institucional de la Autoridad de Aguas.

En lo referente al dominio de las aguas, establece que cuando nacen y mueren dentro de una misma propiedad particular tienen el carácter privadas. Asimismo, pertenecen al dueño de un predio, las aguas pluviales que caen en el mismo, mientras escurren por él. Puede, en consecuencia, construir dentro de su propiedad, estanques o represas para conservarlas al efecto de su uso, siempre que con ello no cause perjuicios al público ni a terceros. Para el aprovechamiento de las aguas públicas dispone el siguiente orden de prioridades:

- Abastecimiento humano
- Riego
- Industria
- Estanques para viveros o criaderos de peces.

Uno de los principios generales de dicha Ley, consiste en el que le otorga al entonces Departamento del Agua –hoy Departamento General de Irrigación- el poder de policía del agua, la cual a los fines de cumplir acabadamente con las obligaciones a cargo de la administración, la ley de aguas otorga al departamento general de irrigación el poder de policía sobre las aguas, cauces naturales y artificiales, riberas y servidumbres (artículo 6, 10,190 y CC). Esto implica que cualquier intervención o actividad que se involucre la utilización del recurso hídrico, se debe solicitar la autorización correspondiente a la entidad correspondiente

En la actualidad, el ente encargado de la administración del recurso hídrico en la Provincia de Mendoza consiste en el Departamento General de Irrigación, cuya reglamentación se encuentra estipulada por la Ley N° 322

#### **5.1.3.6 Ley 6044: Servicio de provisión de agua potable**

De carácter provincial, sancionada en el año 1993 y vigente actualmente, tiene por objeto el reordenamiento institucional de la prestación de los servicios de provisión de agua potable y de saneamiento y la protección de la calidad de agua en el ámbito de la Provincia de Mendoza.

#### **5.1.3.7 Decreto 1447 / 75: Ley general de expropiación**

El decreto ley 1447 / 75 establece las condiciones bajo las cuales el Estado puede expropiar un bien particular. Exige, además de la previa indemnización y previo acuerdo administrativo o sentencia judicial, que el bien expropiado sea requerido por causa de utilidad pública, correspondiéndole a la ley realizar tal calificación.

En tal sentido, el artículo 2 del decreto ley 1447/75 establece que la calificación de utilidad pública se configura en todos los casos en que se persiga la satisfacción de una exigencia determinada, por el perfeccionamiento social.

#### **5.1.3.8 Código civil 1869**

Sancionado en 1869, hace una enumeración de los bienes de dominio público, entre los que se encuentran los ríos, sus cauces, las aguas que corren por cauces naturales y toda otra agua que tenga o adquiera la aptitud de satisfacer usos de interés general, contempla incluso el agua subterránea.

#### **5.1.3.9 Constitución provincial**

Sancionada en 1916, fija los principios y bases del sistema legal que estructura el aprovechamiento de las aguas.

#### **5.1.3.10 Ley 5961: preservación del medio ambiente**

De carácter Provincial, sancionada en 1992, consagra los principios e instrumentos para la Preservación, Conservación, Defensa y Mejoramiento del Medio Ambiente.

#### **5.1.3.11 Leyes 4035 y 4036: leyes de aguas subterráneas**

Sancionadas en 1974, establecen las condiciones generales para el aprovechamiento del agua subterránea. Contemplan aspectos como: ámbito de aplicación, registro, regulaciones vinculadas a la fuente y usos del recurso mediante concesiones sin perjuicio de terceros.



---

### **5.1.3.12 Ley 19587: Ley de higiene y seguridad en el trabajo**

Considerada en las fases de ejecución y operación del presente proyecto, sus disposiciones se aplicarán a todos los establecimientos y explotaciones, persigan o no fines de lucro, cualesquiera sean la naturaleza económica de las actividades, el medio donde ellas se ejecuten, el carácter de los centros y puestos de trabajo y la índole de las maquinarias, elementos, dispositivos o procedimientos que se utilicen o adopten.

### **5.1.3.13 Ley 5970: Residuos urbanos**

La ley provincial N° 5.970 propone como primer objetivo la erradicación de basurales a cielo abierto y los micro basurales en terrenos baldíos, para lo cual solicita que los Municipios instrumenten un régimen integral de tratamiento de residuos urbanos que comprenda las fases de generación, manipulación, transporte, tratamiento y disposición final de residuos de origen domiciliario, vial, industrial, sanitario y comercial.

La norma propone que los Municipios deben tratar sus residuos urbanos con los siguientes procesos:

- estabilización biológica
- rellenos sanitarios
- compostaje con o sin selección de materiales
- tratamiento de gases

### **5.1.3.14 Normas de adhesión voluntaria.**

#### 5.1.3.14.1 Normas ISO

También emiten normas ambientales las organizaciones no gubernamentales. Se trata de organizaciones formadas por individuos o bien por organizaciones de individuos que proponen normas que no son de cumplimiento obligatorio, pero las partes se someten voluntariamente a ellas para poner en evidencia la confiabilidad de su conducta y de los bienes y servicios que proveen.

Se destacan entre ellas las normas ISO, propuestas por la International Organization for Standardization. Las normas ISO 9.000 y siguientes, que viene proponiendo desde 1.987, constituyen normas de conducta relativas a la gestión de calidad.

Su cumplimiento por las empresas, que puede verificarse por auditorías, pone en evidencia su conducta en la materia y facilita su aceptación por terceros.

El cumplimiento de las normas relativas a los productos se acredita por medio de certificados que otorgan entidades de reconocido prestigio, generalmente privadas.

La acción de las empresas interesadas en su cumplimiento y la de los Gobiernos y agrupaciones regionales han logrado expandir el acatamiento de las ISO 9.000 con tal éxito que la Organización proyectó un género de normas ISO 14000 relativas a la gestión ambiental de las empresas.

Las normas de la serie ISO 14.000 proponen:

- Requerimientos para la implantación, el mantenimiento y el desarrollo de los sistemas de gestión ambiental.
- Auditorías ambientales.
- Certificación de la conducta ambiental.
- Evaluación del ciclo de los productos, que abarca desde los insumos hasta la disposición final de los residuos de los productos siguientes en la cadena productiva.

El Consejo Nacional de Normas, Calidad y Certificación coordina al IRAM, responsable de estudiarlas y proyectar su aplicación en la Argentina (Decreto 1.474/94).

En este caso particular quienes construyan el badén será conveniente aunque no tienen la obligación jurídica de hacerlo que cumplan con los preceptos establecidos en:

- La norma ISO 14001 que propone la adopción y la implementación de un conjunto de técnicas de gestión ambiental que pueden contribuir a optimizar los resultados para todas las partes interesadas, también estimula el uso de la mejor tecnología disponible siempre que sea económicamente posible.

La norma ISO 14.004 no tiene como finalidad otorgar un certificado sino que establece los principios clave para quienes van a implementar un sistema de gestión ambiental para mejorarlo los principios más importantes que deberán seguirse son:

- Establecer comunicación con las partes interesadas externas e internas. En este aspecto el proponente del proyecto al someter el mismo a la evaluación del impacto ambiental, durante su proceso es indispensable la participación de la comunidad como de los distintos sectores involucrados.
- Determinar los requerimientos legislativos y los aspectos ambientales asociados con las actividades de la organización.

El marco jurídico general que en este documento se incorpora fija las pautas sobre las que se deberá basar en el momento de realizar la obra.

También deberá:

- Definir su política
- Trazar un plan para cumplir con su política ambiental
- Definir como implementará su política
- Monitorear su desempeño ambiental
- Revisar y mejorar su conducta permanentemente.

La norma ISO 14.010 establece las directivas a seguir para la realización de las auditorías ambientales, que será conveniente que se cumplan para verificar el correcto funcionamiento de la obra y para aliviar responsabilidad en caso de que se produjere algún daño.

La norma ISO 5.667-27 establece estándares sobre calidad del agua y muestreos.



---

## **5.2 MARCO INSTITUCIONAL**

En el presente proyecto se incluye a numerosos organismos e instituciones que a nivel nacional, regional, provincial y departamental tienen injerencia en el manejo y operación del recurso hídrico, y su particular uso para consumo.

### **5.2.1 Nivel Nacional**

#### **5.2.1.1 Subsecretaría de Recursos Hídricos**

La Subsecretaría de Recursos Hídricos, a través de la Secretaría de Obras Públicas, propone las políticas del sector ante el Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios, encargado de aprobarlas. Promueve el desarrollo armónico, aprovechamiento, control y protección de los recursos hídricos en consenso con todas las jurisdicciones provinciales y la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Gestiona las aguas superficiales y subterráneas, elevando la cobertura de agua potable y saneamiento.

#### **5.2.1.2 Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (ENOHSA)**

Es una entidad descentralizada dependiente de la Subsecretaría de Recursos Hídricos, proporciona financiamiento y asistencia técnica a los proveedores de servicio. Por otra parte asesora a la Secretaría de Obras Públicas, influyendo de hecho en la política sectorial. Recientemente se le ha otorgado al ENOHSA la facultad de ejecutar directamente obras de infraestructura

#### **5.2.1.3 Instituto Nacional del Agua (INA)**

Organismo científico y tecnológico descentralizado que tiene por objetivo satisfacer los requerimientos de estudio, investigación, desarrollo y prestación de servicios especializados en el campo de aprovechamiento y preservación del agua. Depende de la Subsecretaría anteriormente mencionada.

#### **5.2.1.4 Centro Regional Andino (CRA)**

Realiza estudios e investigaciones en el área de recursos hídricos de la Región Andina, superficiales y subterráneos para el mejor conocimiento de los procesos hidrológicos en las cuencas hídricas y su área de influencia.

#### **5.2.1.5 Centro Regional de Aguas Subterráneas (CRAS)**

Evaluación de los recursos hídricos subterráneos provinciales.

### **5.2.2 Nivel Provincial**

#### **5.2.2.1 Poder legislativo y Judicial**

El poder legislativo participa de nuestro proyecto otorgando las concesiones para el uso de las aguas públicas superficiales, detalladas en el Art. 194. Y en la realización de

obras hidráulicas mayores, en el Art. 192. Por otro lado, el Poder Judicial atenderá a través de los tribunales ordinarios las controversias pertinentes entre los usuarios de aguas, que no sean competencia de los entes reguladores.

#### **5.2.2.2 Poder Ejecutivo**

La política hídrica es competencia casi en su totalidad de los organismos componentes del Poder ejecutivo. La administración de aguas se ejecuta entre los ministerios y organismos centralizados y descentralizados de la Provincia.

#### **5.2.2.3 Ministerio de Ambiente y Obras Públicas**

Siendo un organismo centralizado, se encuadran dentro de ella la Dirección de hidráulica, Dirección de Recursos Naturales Renovables, Dirección de Saneamiento Ambiental y Aguas Mendocinas.

Otros entes involucrados a diferente nivel en el proyecto son la Dirección de Turismo, de Industria y Comercio y Agricultura y Ganadería, por tener influencia en los distintos usos que es susceptible el agua, cuya prioridad establece la Ley de Aguas.

#### **5.2.2.4 Departamento General de Irrigación**

Posee el control de las concesiones de agua para todos los usos y además opera los sistemas de riego a nivel de diques y canales primarios, distribuyendo el recurso a organizaciones de usuarios, que prestan servicio directo a los usuarios.

Posee Autarquía Institucional (no se encuentra subordinado a ningún otro poder que no sea el órgano ejecutivo) y Financiera (disponiendo de sus propios recursos y elaborando su presupuesto sin injerencia de una autoridad central, pero sujeto a control de inversiones y rentas por parte de Tribunal de cuentas de la Provincia).

Está conformado por el Superintendente General de Irrigación, siendo este la máxima autoridad ejecutiva y técnica de la Repartición, Consejo de apelaciones, Tribunal Administrativo, Secretarías y Subdelegaciones de Aguas, que actúan como funcionarios jerárquicamente dependientes ejerciendo la administración en ríos particulares.

#### **5.2.2.5 Ente Provincial de Agua y Saneamiento (EPAS)**

Garantiza el mantenimiento y expansión del sistema de provisión de agua potable y desagües cloacales e industriales, logra que la operación de los servicios se ajuste a los niveles de calidad y eficiencia, e incentiva el uso racional y eficiente del recurso hídrico, velando por la salud pública y el medio ambiente.

Surge de la separación orgánica de funciones de regulación, control y policía de los servicios de agua potable y saneamiento, correspondientes a la operación de los mismos y determinación de una autoridad responsable en la emisión de normas de calidad del agua. Su creación se basa en la Ley 6044 de la Provincia de Mendoza, siendo un ente autárquico



del estado con plena capacidad jurídica para actuar en ámbitos de derecho público y privado. Actualmente está formado por un presidente y cuatro vocales.

#### **5.2.2.6 Aguas Mendocinas (AySAM)**

Empresa privada prestadora de servicios de Agua Potable y Saneamiento de la Provincia de Mendoza, encargada de prestar servicio a los usuarios de la misma. Sigue los lineamientos, como se mencionó anteriormente, del Ministerio de Ambiente y Obras Públicas.

### **5.2.3 Nivel Departamental**

#### **5.2.3.1 Municipalidad de San Rafael**

Creada en 1884 por decreto del Poder Ejecutivo, es la máxima autoridad del Departamento. Sujeto a ella se encuentra la Secretaría de Ambiente, Obras y Servicios Públicos, la Sub Secretaría de Obras Públicas, Coordinación y Supervisión de medio ambiente, que estarían involucradas en el presente proyecto.

#### **5.2.3.2 Cooperativas de servicio de Agua Potable**

Son creadas por los diferentes Distritos del Departamento de San Rafael, con el fin de satisfacer las necesidades de los usuarios de acceder a servicios de Agua Potable y obras de Saneamiento. Para el caso del Distrito El Cerrito, se cuenta con la Cooperativa “Luis Tirasso”, accionando en pos de la calidad de vida de los habitantes de dicho lugar.







## CAPÍTULO 6: PARÁMETROS DE DISEÑO

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará la determinación de los parámetros de diseño que intervendrán en el cálculo como lo son horizonte y periodo de diseño, vida útil, población y caudales de diseño.





---

## 6 PARÁMETROS DE DISEÑO

---

Los proyectos de ingeniería deben desarrollarse con una adecuada planificación, lo que requiere una correcta evaluación de las alternativas posibles, que deben considerar no solo diferentes soluciones técnicas sino también diferentes períodos de diseño a fin de optimizar las inversiones totales resultantes.

### 6.1 HORIZONTE DE DISEÑO

Es el período de tiempo que permite desarrollar un Plan Director de largo plazo. Debe ser lo suficientemente extenso como para garantizar que todas las metas previstas en la planificación puedan alcanzarse. Por otra parte debe ser tan dilatado en el tiempo como sea posible, ya que ello permitirá evaluar el macro comportamiento del sistema en todos sus aspectos, no quedando limitado por otros parámetros como la vida útil de las instalaciones y/o los períodos de diseño adoptados para obras de ejecución de corto y mediano plazo.

Al definir un horizonte de diseño, se está aceptando implícitamente que el proyecto a desarrollar queda englobado en una planificación de mayor alcance, para la que se han determinado las variables en juego y su comportamiento esperado.

Cuando se trata de redes de distribución, por ejemplo, los períodos de diseño suelen quedar acotados entre 20 y 30 años, mientras que la vida útil de estas instalaciones puede llegar a superar los 50 años.

### 6.2 PERÍODO DE DISEÑO

Es el tiempo, medido en años durante los cuales el sistema y sus partes integrantes pueden cumplir con las funciones para las cuales fue proyectado. Este tiempo debe ser medido desde la efectiva iniciación de operaciones del sistema o de la parte del sistema considerada.

Cuando se establece el período de diseño, las hipótesis de comportamiento de los parámetros deben extenderse, al menos hasta la finalización de dicho período. No todas las partes integrantes de un sistema de agua potable son diseñadas para un mismo período, ya que el mismo es dependiente de diversos factores:

- Facilidad de ampliación de capacidad de la unidad considerada.
- Facilidad de modulación de la unidad considerada.
- Relación entre el costo de la unidad y el costo total del sistema.
- Grado de dependencia de la prestación en relación a la unidad considerada.
- Posibilidad de rehabilitación, renovación o recambio.
- Posibilidad de obsolescencia tecnológica anticipada.
- Relación con unidades existentes, grado de prestación, estado de conservación y otras características de las mismas.

- Incidencia de costos constructivos, de mantenimiento y de reposición/rehabilitación de la unidad considerada en la ecuación económico-financiera del sistema.
- Disponibilidades financieras iniciales.
- Presunta disponibilidad financiera futura.
- Vida útil del tipo de unidad considerada.
- Capacidad ociosa inicial para diferentes períodos de diseño e incidencia de la misma en la ecuación económico-financiera del conjunto.

Habitualmente suele recurrirse a tablas que definen el período de diseño para cada unidad componente de los sistemas, preestablecidas en base a estándar y experiencia recomendable.

Los valores indicados en la siguiente tabla se fundamentan en consideraciones técnico - económicas generales.

Sector	Periodo de diseño
Sistemas de Captación	20 (Superficiales) 10 (Pozos)
Líneas de Impulsión	15
Plantas de Potabilización	10
Obras Civiles básicas	20
Módulo de tratamiento 1ª etapa	10
Instalaciones electromecánicas	10
Tanques de Almacenamiento	10
Redes de Distribución	15
Estaciones de Bombeo	
Obras Civiles	20
Instalaciones electromecánicas	10
Medidores Domiciliarios	5 a 8

Tabla 6.1 - Periodos de diseño. Sistema de agua potable

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

Para el presente proyecto se dispuso la adopción de un periodo de diseño de 10 años.

### 6.3 VIDA ÚTIL

Es el período que una instalación puede operar sin volverse obsoleta.

Se puede definir como vida útil de un sistema o parte del mismo al lapso que transcurrirá entre su puesta en servicio y el momento en que por su uso o por falta de capacidad para prestar un servicio eficiente se sobrepasan las condiciones establecidas en el proyecto.

En el primer aspecto intervienen una serie de factores como la duración del material, calidad de la construcción, mantenimiento, en el segundo priman los factores socio-económicos, variación de la población y de la dotación. Estos últimos pueden provocar que el período de durabilidad de los componentes del sistema no pueda ser totalmente aprovechado porque la capacidad de los mismos para prestar un servicio adecuado se hace insuficiente en períodos más cortos.



### 6.3.1 Vida útil de una obra civil

Es el período de duración de vida, en años, utilizable de la obra donde no corre riesgos su estructura ni la función para la que fue proyectada. Termina cuando se agota la capacidad estructural de la misma.

En el caso de obras civiles y en particular aquellas que deben cumplir con condiciones especiales en obras hidráulicas se suele estimar que la vida útil supere los 50 años.

### 6.3.2 Vida útil de un equipamiento

Es el período garantizado por el fabricante durante el cual el mismo puede funcionar en condiciones normales de mantenimiento, entendiéndose por tales a las que permiten el funcionamiento continuado del equipo sin que las inversiones para tal fin superen los valores de depreciación.

El concepto generalmente aplicado a instalaciones mecánicas y electromecánicas, para las que la vida útil suele establecerse en 10 años o 100.000 horas. No obstante ello, es importante considerar las características específicas de cada equipamiento analizado, considerando:

- Factor de uso (continuo o discontinuo), llevando inclusive el análisis a horas anuales para cada año considerado.
- Disponibilidad de equipos de reserva, instalados o no instalados y sistema de rotación de uso.
- Grado de dependencia del sistema del equipamiento analizado, facilidades de mantenimiento, renovación, reposición, mantenimiento.

## 6.4 DETERMINACIÓN DE POBLACIÓN DE DISEÑO

El primer paso para la determinación de la población de diseño consiste en la obtención de los datos estadísticos de la zona. A continuación se presentan los datos censales correspondientes al distrito de "El Cerrito":

<b>DATOS CENSALES- DISTRITO EL CERRITO</b>	
<b>Año de censo</b>	<b>Población</b>
<b>1991</b>	2,864
<b>2001</b>	3,686
<b>2010</b>	4,385

Tabla 6.2 - Censos de población del distrito "El Cerrito"

Fuente: INDEC

Hay que destacar que la información obtenida resulta insuficiente para realizar alguna conclusión acerca de las tendencias con respecto al crecimiento demográfico del distrito, por lo que sería necesario tener acceso a las estadísticas del mismo a lo largo de un lapso de tiempo mayor.

De esta forma se optó por realizar el estudio acerca del comportamiento para la Ciudad de San Rafael, para analizar cuál de las siguientes leyes del crecimiento demográfico se adapta con una mayor precisión:

- Ley de crecimiento lineal
- Ley de crecimiento geométrico
- Ley de crecimiento logístico

Para poder realizar el cometido enunciado se procederá a realizar la estimación de la población futura por medio de los tres métodos pero con la salvedad de que el año cero corresponde al año 1991 y el año de estimación corresponde al año 2011. Debido a que la población de este último es dato, se podrá comparar los resultados obtenidos por los tres métodos con el mismo y obtener conclusiones con una mayor fundamentación.

Con los datos censales de la población de San Rafael se realizó la siguiente tabla, en la cual se muestran los resultados finales de las estimaciones y la cuantificación de los errores cometidos de la aplicación de cada uno de las leyes de crecimiento poblacional con respecto a la población real del año 2011.

<b>ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN AL AÑO 2011</b>					
<b>Ley de Crecimiento</b>	<b>Población inicial (año 1991)</b>	<b>Coefficiente de proporcionalidad</b>	<b>Población final de cálculo (año 2011)</b>	<b>Error relativo respecto a la población real</b>	
<b>Lineal</b>	158,582	$K_a$	1275.07	184,083	3.78%
<b>Geométrico</b>	158,582	$\text{Log} ( 1 + r )$	0.0037	188,427	1.51%
<b>Logístico</b>	158,582	$K_g$	0.0091	186,250	2.65%

Tabla 6.3 - Obtención de la población actual con diferentes leyes de crecimiento

Fuente: Elaboración propia

De esta forma se determinó que para estimar la población futura del Distrito de “El Cerrito” se debe aplicar un modelo de crecimiento geométrico. A continuación se presentan los resultados obtenidos que servirán de base para el diseño y dimensionamiento de la planta de potabilización de agua.

<b>POBLACIÓN DE DISEÑO- DISTRITO EL CERRITO</b>	
<b>Año</b>	<b>Población total</b>
2016	4,923
2017	5,019
2018	5,117
2019	5,217
2020	5,318
2021	5,422
2022	5,527
2023	5,635
2024	5,745
2025	5,857
2026	5,971

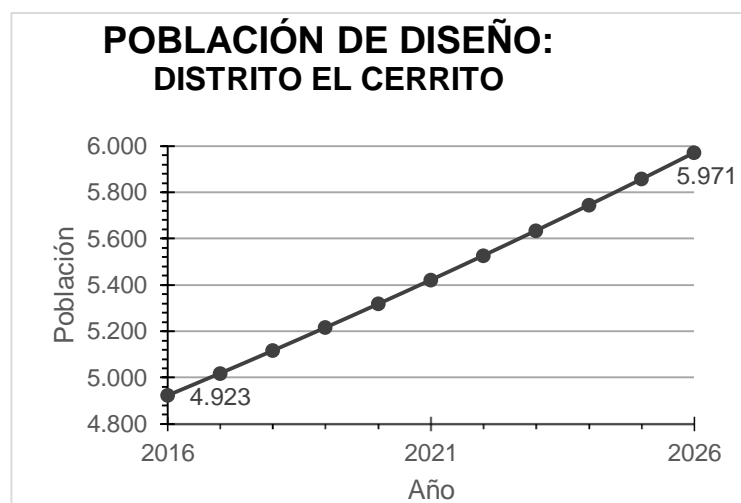


Gráfico 6.1 - Población de diseño

Fuente: Elaboración propia



## 6.5 DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

En primer lugar, se determinará cuál va a hacer el caudal para el cual se va a realizar el diseño por cada unidad modular, para luego calcular cual será la cantidad de módulos a abastecer para el caso presente proyecto.

### 6.5.1 Tipos de consumos

En primer lugar, hay que considerar todos aquellos tipos de consumos que forman parte de la demanda de un sistema de distribución de agua potable para poder estimar su demanda.

#### 6.5.1.1 Consumos domésticos

El consumo doméstico consiste en el consumo de mayor importancia para el presente proyecto. La unidad convencional de medida es litros por persona por día. A continuación se presenta una tabla extraída de las normas de diseño del ENOHSa, donde se especifican los tipos de consumos domésticos:

Tipo de Uso Doméstico	Cantidad	Unidad
Bebida y Cocina	10-20	L / hab . día
Lavado de ropa	10-20	L / hab . día
Baño y lavado de manos	25-55	L / hab . día
Instalaciones sanitarias	15-25	L / hab . día
Otros usos	15-30	L / hab . día
Subtotal	75-150	L / hab . día
Desperdicios en el interior de la vivienda	25-50	L / hab . día
Total	100-200	L / hab . día
Lavado de automóviles	100-200	L / vez
Regado de jardines	1-3	L / m <sup>2</sup>

Tabla 6.4 - Consumos de uso doméstico

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

El consumo doméstico depende de una serie de factores, entre los cuales se destacan:

- Clima: en climas áridos y secos el consumo es mayor que en climas tropicales y húmedos, debido a las necesidades a que se relaciona con las demandas del cuerpo humano para su hidratación.
- Tamaño y costumbres de la población: se ha comprobado de forma estadística que el consumo tiende a ser mayor a medida que la población aumenta. Al mismo tiempo las actividades económicas de la misma tiene una relación directa con la distribución a lo largo del día del consumo del agua. Por ejemplo es una gran ciudad donde predomina la actividad comercial sobre la industrial, los picos de demanda se registran en los horarios de receso de oficina, es decir al mediodía y al atardecer.
- Características socioeconómicas de la población: el poder adquisitivo de la población posee una influencia en los consumos de la misma, debido a que se relaciona con un mayor acceso a artefactos de confort, como pueden ser piscinas y electrodomésticos de limpieza, que fomentan un mayor derroche de agua.

- Acceso al servicio de cloacas y alcantarillado: debido a los inconvenientes que ocasiona la limpieza de los pozos sépticos, las poblaciones que no tienen acceso al servicio de cloacas tienden a restringir el uso y derroche de agua.
- Existencia de medidores de consumo: la no existencia de estos producen en la población un mayor derroche de agua ante la falta de control del volumen ingresado.

Para la determinación del consumo por habitante, se realizaron las siguientes hipótesis:

- Clima: árido y seco
- Población pequeña: entre 5000 y 10,000 habitantes.
- Características socioeconómicas de la población: poder adquisitivo medio-bajo.
- Sin servicio de cloaca y alcantarillado.
- Las viviendas no poseen medidores.

En la siguiente tabla, se presentan los consumos típicos para poblaciones de diferente tamaño de agua potable para servicio con y sin medidores.

Población	Servicio con Medidores	Servicio sin Medidores
Hasta 5.000 habitantes	100-150 L/hab.	200-300 L /hab . día
De 5.000 a 25.000 hab.	150-200 L /hab.	300-400 L / hab . día
De 25.000 a 100.000 hab.	200-250 L /hab	400-500 L / hab . día
Encima de 100.000 hab.	250-300 L /hab	500-600 L / hab . día

Tabla 6.5 - Consumos típicos para servicio con y sin medidores

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

Del análisis de las condiciones para el presente proyecto, se adoptó una dotación afectiva por habitante por día de 300 litros.

### 6.5.1.2 Consumos no residenciales

En este ítem se hace referencia a todos aquellos tipos de consumos que debido a sus características requieren un análisis especial y que quedan excluidos del ítem anterior.

#### 6.5.1.2.1 Consumos institucionales

Los consumos institucionales más generales consisten en escuelas y hospitales.

En el caso de la escuela, el consumo dependerá de la cantidad de alumnos, de personal y de las actividades que se realicen en la misma, por ejemplo, no es lo mismo si se trata de una escuela rural a una urbana. A continuación se muestra algunos datos valores estadísticos.

Tipo	Cantidad	Unidad
<i>Escuelas:</i>		
Diurna con cafetería y comedor	40-60	L. / persona . día
Diurna con cafetería y duchas	60-80	L. / persona . día
Internado	200-400	L. / persona . día

Tabla 6.6 - Consumo de agua en establecimientos educativos

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa





En el caso de los hospitales, el consumo dependerá del número de camas y del número de empleados. En el presente proyecto se estima un consumo de 500 litros por persona por día por cama y 50 litros para el personal.

A continuación, a modo de información se esquematizan otros tipos de consumo institucional, que no fueron contemplados en el presente cálculo debido a las características de las poblaciones, pero que deben formar parte de proyectos de mayor envergadura.

Instituciones	l / plaza y día
<i>Escuelas y colegios:</i>	
Diarias con cafetería	38-57
Diarias con cafetería y mostradores	57-75
Internados	285
<i>Teatros:</i>	
Cubiertos, por asiento, dos funciones por día	11
Al aire libre, incluyendo estante de comidas, por coche (3 ½ personas)	11-20
<i>Estaciones de servicio de automóviles:</i>	
Por vehículo servido	38
Por juego de bombas	1.890
<i>Almacenes</i>	
De 8 m. de extensión lineal principal	1.750
Cada adición de 8 m.	1.515
<i>Clubs campestres:</i>	
Tipo residente	380
Tipo transitorio, sirviendo comidas	65-95
<i>Oficinas</i>	
Fábricas, vertidos sanitarios por turno	57-130
Lavadero autoservicio, por máquina	950-1.900
Boleras, por pista	750
Piscinas y playas, lavabos y duchas	38-57
Aparcamientos de pic – nic, lavabos, agua corriente	20-38
Campos de ferias (basados en asistencia diaria)	3,8
Asambleas, por asiento	7,6
Aeropuerto, por pasajero	20

Tabla 6.7 - Consumo de agua en diferentes instituciones

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

#### 6.5.1.2.2 Consumos comerciales

La siguiente tabla esquematiza aquellos consumos típicos que pueden ser tenidos en cuenta en la estimación de consumos comerciales.

Tipo de Comercio	Cantidad	Unidad
<i>Oficinas Comerciales:</i>		
Per cápita	50	L / día
Por m <sup>2</sup> de área útil	10	L / día
<i>Comercios:</i>		
Pequeños (hasta 50 m <sup>2</sup> ), valor mínimo	500	L / día
Grandes, por m <sup>2</sup> de superficie	8	L / día
<i>Restaurantes:</i>		
Por cada servicio de comida	25	L
<i>Bares:</i>		
Pequeños (hasta 50 m <sup>2</sup> ), valor mínimo	2000	L / día
En general, por m <sup>2</sup> de superficie	40	L / día
Hoteles y pensiones, por huésped	120	L / día
Hospitales, por cama, valor mínimo	250	L / día

Tabla 6.8 - Consumos de tipo comercial

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

Para el presente proyecto, se contempló la posibilidad de existencia de hoteles, por lo que se dispuso un consumo de 150 litros por persona por día.

6.5.1.2.3 Consumos industriales

Debido a la gran demanda que estos pueden significar, los consumos industriales deben ser estudiados para cada industria en particular, y se debe considerar sus características y la cantidad de empleados.

A continuación se presenta a modo de información una tabla de consumos de diferentes tipos de industrias:

	m <sup>3</sup> / día	
	Por empleado	Por m <sup>2</sup> de planta
Productos de alimentación	7,9	13,5
Productos lácteos	9,5	29,2
Conservas de frutas	6,8	8,2
Azucareras	36,8	6,3
Tintura y acabado textiles, excepto lana	2,5	11,3
Textiles en general	0,5	3,2
Aserraderos	44,1	7,3
Cartones	17,1	88,5
Industrias químicas orgánicas e inorgánica	20,0	9,2
Materiales plásticos, excepto vidrios	5,7	2,4
Drogas	1,2	7,7
Jabón, detergentes, cosméticos	2,0	7,8
Pinturas, barnices, lacados, esmaltes	3,2	11,5
Agricultura química	6,1	3,5
Productos químicos diversos	3,8	2,2
Refinerías de petróleos	14,5	1,8
Productos derivados del petróleo y del carbón	1,5	1,3
Curtido y acabado de pieles	2,8	8,4
Productos de vidrio	0,5	2,1
Cemento hidráulico	7,3	2,6
Ladrillo, rasillas	1,1	—
Alfarería	1,1	3,4
Yesos	7,9	0,1
Canterías	0,9	2,9
Asbestos abrasivos	3,2	5,6
Altos hornos, acero y laminación	2,5	0,1
Hierro y fundición del acero	1,4	5,8
Fundiciones secundarias, refinados	1,9	1,3

Tabla 6.9 - Consumo de agua en industrias

Fuente: Normas de diseño del ENOHSa

Para el cálculo del presente proyecto se dispuso los siguientes consumos por industria:

- 100 litros por empleado por día para higiene personal
- 55 litros por empleado por día para servicio sanitario
- 3 litros por empleado por día para bebida
- 3 litros por metro cuadrado de superficie por día para limpieza
- 7,50 metros cúbicos por metro cuadrado de superficie por día para proceso

Se realiza la aclaración que los datos son de carácter informativo, ya que para el presente proyecto no se consideró la existencia de industrias.

6.5.1.2.4 Consumo públicos

Este consumo se corresponde con la utilización del agua potable por parte del municipio para consumos públicos como pueden ser fuentes de plazas y para los grifos públicos. Para este caso solo se contempla la segunda actividad, cuyo consumo se estimó en un cinco por ciento del consumo doméstico.



6.5.1.2.5 Consumos especiales

En este ítem se computan aquellos consumos que no han sido incluidos en los ítems anteriores. Para el presente proyecto se contempló el suministro de agua para incendio, cuyo consumo se estimó en un diez por ciento del consumo doméstico.

**6.5.2 Caudal de diseño**

En un sistema de agua potable, pueden definirse cinco caudales característicos para cada año de período de diseño basados en los valores de las dotaciones de consumo. Siguiendo la nomenclatura establecida en las Normas de Desagües Cloacales del COFAPyS (hoy ENOHSa) y con el objeto de unificar la misma y los criterios que se aplican para su evaluación, se adoptan para el año *n* las siguientes denominaciones:

Caudal	Nomenclatura
Medio diario	$Q_{Cn}$
Máximo diario	$Q_{Dn}$
Máximo horario	$Q_{En}$
Mínimo diario	$Q_{Bn}$
Mínimo horario	$Q_{An}$

*Tabla 6.10 - Nomenclaturas de caudales característicos*

*Fuente: Normas de diseño del ENOHSa*

Para el presente proyecto, sólo es necesario conocer el caudal medio diario, el cual se corresponde con la sumatoria de los consumos residenciales más los consumos NO domésticos. De igual manera, se realiza la acotación de que en caso de necesitar alguno de los demás caudales característicos, por ejemplo, para calcular las cañerías cloacales, deberá ser necesario el estudio del comportamiento de la demanda de agua potable a lo largo del año y del día para determinar los coeficientes correspondientes.

Para la estimación de los caudales de diseño, se deben considerar también las pérdidas en todas las etapas que forman parte del sistema de agua potable, el cual comprende, al menos, las siguientes etapas:

- Captación
- Tratamiento
- Almacenamiento
- Transporte
- Distribución

En las etapas de almacenamiento, transporte y distribución enunciadas se produce una pérdida en la cantidad de agua disponible, ya que los procesos correspondientes a cada una de ellas y las fallas de todo tipo (técnicas, administrativas y contables) generan disminuciones en la cantidad real de agua disponible.

Para el presente proyecto se impuso como el valor correspondiente a pérdidas y agua no contabilizada un 20% (veinte por ciento) de los caudales totales.

### 6.5.3 Planilla de cálculo de caudal de diseño

A continuación se adjunta la tabla de cálculo, la cual fue elaborada en base a los ejemplos del manual de diseño de sistemas de agua potable del *ENOHSA ENTE NACIONAL DE OBRAS HÍDRICAS DE SANEAMIENTO*.

De esta forma se evaluó el caudal de diseño para los años 0, 1, 5 y 10 de proyecto, con la consideración que la totalidad de la demanda se encuentra formada por los consumos domésticos y públicos – Se realizó la hipótesis que los caudales industriales, comerciales e institucionales eran nulos en base a las características comunes de poblaciones distritales-.

SISTEMA NUEVO: El Cerrito - San Rafael (Mendoza)							
DATOS INICIALES							
Fila N°	ESPACIO URBANO Y POBLACION	Unidad	Descripción	Sit. Inicial	Año 1	Año 5	Año 10
<b>CONSUMOS RESIDENCIALES</b>							
1	Superficie de la zona	[Ha]	Sup.z	59700.00	59700.00	59700.00	59700.00
2	Población	[hab]	Ptot.	4923.00	5019.00	5422.00	5971.00
3	Densidad de la población de la zona	[hab/ha]	Dpob	0.082	0.084	0.091	0.100
4	Población servida con agua	[hab]	Pserv.a.= Pob. Tot*Cob. Ag./100	2462.00	3263.00	4338.00	5673.00
5	Población servida con desagües cloacales	[hab]	Pserv.des.	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Cobertura de servicio de agua	%	Cob.Ag.	50.00	65.00	80.00	95.00
7	Cobertura de servicio de desagües	%	Cob.Des	0.00	0.00	0.00	0.00
8	Dotación efectiva de consumo	l/hab*día	Dot.Ef.Cons.	300.00	300.00	300.00	300.00
<b>CONSUMOS INSTITUCIONALES</b>							
<b>Escuelas</b>							
9	Cantidad de alumnos	[N°]	N°al.	0.00	0.00	0.00	0.00
10	Consumo de agua por alumno	l/al*día	Dot.C(ag/al)	50.00	50.00	50.00	50.00
11	Cantidad de personal	[N°]	N°pers.	0.00	0.00	0.00	0.00
12	Personal	l/pers/día	Dot.C(ag./empl.)	75.00	75.00	75.00	75.00
<b>Hospitales</b>							
13	N° de camas	[N°]	N°cam.	0.00	0.00	0.00	0.00
14	N° de empleados	[N°]	N°empl.	0.00	0.00	0.00	0.00
15	Consumo de agua por cama	l/cama*día	Dot.C(ag./cam.)	500.00	500.00	500.00	500.00
16	Consumo del personal	l/persona*día	Dot.C(ag./empl.)	50.00	50.00	50.00	50.00
<b>CONSUMOS COMERCIALES</b>							
<b>Hoteles</b>							
17	Hotel	[N°]	N° hot.	0.00	0.00	0.00	0.00
18	Cantidad de camas	[N°]	N°total de camas	0.00	0.00	0.00	0.00
19	Consumo por huésped	l/hab*día	Dot.C(ag./huésped.día)	150.00	150.00	150.00	150.00
<b>CONSUMOS INDUSTRIALES</b>							
<b>Industria 1</b>							
20	Superficie	[m <sup>2</sup> ]	Sup.ind2	0.00	0.00	0.00	0.00
21	Cantidad de turnos	[N°]	N° tur.	0.00	0.00	0.00	0.00
22	N° de empleados	[N°]	N° oper.	0.00	0.00	0.00	0.00
23	Agua para bebida	l/empl*día	Dot.C(ag.p/beb.)	3.00	3.00	3.00	3.00
24	Sevicio sanitario	l/empl*día	Dot.C(ag./sanit.)	55.00	55.00	55.00	55.00
25	Higiene personal	l/empl*día	Dot.C(ag./duchas.)	100.00	100.00	100.00	100.00
26	Agua para limpieza	l/día/m <sup>2</sup>	Dot.C(ag./limp.)	3.00	3.00	3.00	3.00
27	Agua para proceso	[m <sup>3</sup> /dia/m <sup>2</sup> ]	C(ag./proc.)	7.50	7.50	7.50	7.50
<b>Industria 2</b>							
28	Superficie	[m <sup>2</sup> ]	Sup.ind2	0.00	0.00	0.00	0.00
29	Cantidad de turnos	[N°]	N° tur.	0.00	0.00	0.00	0.00
30	N° de empleados	[N°]	N° oper.	0.00	0.00	0.00	0.00
31	Agua para bebida	l/empl*día	Dot.C(ag.p/beb.)	3.00	3.00	3.00	3.00
32	Sevicio sanitario	l/empl*día	Dot.C(ag./sanit.)	55.00	55.00	55.00	55.00
33	Higiene personal	l/empl*día	Dot.C(ag./duchas.)	100.00	100.00	100.00	100.00
34	Agua para limpieza	l/día/m <sup>2</sup>	Dot.C(ag./limp.)	3.00	3.00	3.00	3.00
35	Agua para proceso	[m <sup>3</sup> /dia/m <sup>2</sup> ]	C(ag./proc.)	7.50	7.50	7.50	7.50

Tabla 6.11 – Datos iniciales para cálculo de caudal de diseño del distrito “El Cerrito”

Fuente: Elaboración propia adaptado a partir de ejemplos de normas de diseño del ENOHSA



SISTEMA NUEVO: El Cerrito - San Rafael (Mendoza)							
CÁLCULOS							
Fila Nº	ESPACIO URBANO Y POBLACION	Unidad	Descripción	Sit. Inicial	Año 1	Año 5	Año 10
	<b>CONSUMOS RESIDENCIALES</b>						
39	Consumos doméstico	[m <sup>3</sup> /día]	QC1	1476.90	1505.70	1626.60	1791.30
	<b>CONSUMOS NO RESIDENCIALES</b>						
	<b>Consumos institucionales</b>						
40	Escuelas	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> escuelas	0.00	0.00	0.00	0.00
41	Hospitales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> hospitales	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>Consumos industriales</b>						
	<b>Industria 1</b>						
42	Agua para consumo de personal y limp.	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> Ind1, n	0.00	0.00	0.00	0.00
43	Agua para tecnología	[m <sup>3</sup> /día]	QC3 <sub>GU</sub> Ind1, n	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>Industria 2</b>						
44	Agua para consumo de personal y limp.	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> Ind2, n	0.00	0.00	0.00	0.00
45	Agua para tecnología	[m <sup>3</sup> /día]	QC3 <sub>GU</sub> Ind2, n	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>Consumos comerciales</b>						
46	Hoteles	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> hoteles	0.00	0.00	0.00	0.00
47	Teatros y Cines	[m <sup>3</sup> /día]	Sin exist. en la zona	0.00	0.00	0.00	0.00
48	Piscinas de natación	[m <sup>3</sup> /día]	Sin exist. en la zona	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>Consumos Públicos</b>						
49	Consumos públicos, fuentes, etc.	[m <sup>3</sup> /día]	No se considera abast. con AP	0.00	0.00	0.00	0.00
50	Grifos Públicos	[m <sup>3</sup> /día]	0.05*QC1	73.85	75.29	81.33	89.57
	<b>Consumos especiales</b>						
51	Agua para Incendios	[m <sup>3</sup> /día]	0.10*QC1	147.69	150.57	162.66	179.13
	<b>RESUMEN CONSUMOS</b>						
52	Consumos residenciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC1 <sub>r, n</sub>	1476.90	1505.70	1626.60	1791.30
	<b>Consumos no residenciales</b>						
53	Consumos institucionales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> (Inst.), n	0.00	0.00	0.00	0.00
54	Consumos comerciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> (Com.), n	0.00	0.00	0.00	0.00
55	Consumos públicos	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> (Púb.), n	73.85	75.29	81.33	89.57
56	Consumos especiales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> (Esp.), n	147.69	150.57	162.66	179.13
57	Consumos industriales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr</sub> (Ind1+Ind2), n	0.00	0.00	0.00	0.00
58	Consumos residenciales y no residenciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC1 <sub>r, n</sub> + QC2 <sub>nr, n</sub>	1698.44	1731.56	1870.59	2060.00
59	Consumos grandes usuarios	[m <sup>3</sup> /día]	QC3 <sub>GU, n</sub>	0	0	0	0
60	<b>CONSUMOS TOTALES</b>	[m <sup>3</sup> /día]	QC	1698.44	1731.56	1870.59	2060.00
61	Pérdidas y Agua No Contabilizada	[m <sup>3</sup> /día]	0.20*QC	339.69	346.31	374.12	412.00
60	<b>DEMANDA TOTAL</b>	[m <sup>3</sup> /día]	QT	2038.12	2077.87	2244.71	2471.99

Tabla 6.12 - Planilla de cálculo de demanda de agua potable del distrito "El Cerrito"

Fuente: Elaboración propia adaptado a partir de ejemplos de normas de diseño del ENOHSA

#### 6.5.4 Determinación de módulos

Para la determinación de módulos se debió estudiar la población de los diferentes distritos para los cuales el proyecto puede expandir el presente proyecto. A continuación se presenta una tabla donde se detallan las poblaciones de los mismos según el Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2001.

<b>POBLACIÓN SEGÚN DISTRITO</b>	
<b>SAN RAFAEL 2001</b>	
<b>Distritos</b>	<b>Población</b>
25 de Mayo	2,285
Cañada Seca	10,342
Ciudad	99,615
Cuadro Benegas	4,531
Cuadro Nacional	8,789
El Cerrito	3,686
El Nihuil	1,369
Goudge	3,220
Jaime Prats	2,514
La Llave	1,760
Las Malvinas	1,811
Las Paredes	10,750
Monte Comán	4,201
Punta de Agua	918
Rama Caída	6,770
Real del Padre	5,984
Villa Atuel	5,026
<b>Total</b>	<b>173,571</b>

*Tabla 6.13 - Población de los distritos de San Rafael del año 2001*

*Fuente: Sistema Estadístico Municipal en base a datos suministrados por el área de Informática a partir de base de datos del Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2001*

Debido a que el proyecto se encuentra orientado a poblaciones distritales, para la determinación de los caudales de diseño de los módulos se contabilizaría únicamente los consumos domésticos y públicos. Contemplando estas condiciones, el caudal es únicamente función de la magnitud de la población, es decir que los módulos pueden ser expresados en la cantidad de habitantes a abastecer.

De esta forma, se realizó una estimación de la población de los distritos en base a la aplicación de la ley de crecimiento geométrico sobre la población total en el distrito de San Rafael y distribuyéndolo en forma proporcional según los datos obtenidos en el censo 2001.

Del análisis de los datos obtenidos, se dispuso que cada módulo se correspondiera con un equivalente al caudal necesario para suministrar a una población de 3500 (tres mil quinientos) habitantes. A continuación se presenta la tabla de cálculo caudal de diseño.



SISTEMA NUEVO				
DATOS DE DISEÑO				
Fila Nº	ESPACIO URBANO Y POBLACION	Unidad	Descripción	Sit. Diseño
<b>CONSUMOS RESIDENCIALES</b>				
1	Población	[hab]	Ptot.	3500
2	Dotación efectiva de consumo	l/hab*día	Dot.Ef.Cons.	300.00
3	Consumos doméstico	[m <sup>3</sup> /día]	QC1	1050.00
<b>CONSUMOS NO RESIDENCIALES</b>				
<b>Consumos institucionales</b>				
4	Escuelas	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr escuelas</sub>	0.00
5	Hospitales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr hospitales</sub>	0.00
<b>Consumos industriales</b>				
<b>Industria 1</b>				
6	Agua para consumo de personal y limp.	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr Ind1, n</sub>	0.00
7	Agua para tecnología	[m <sup>3</sup> /día]	QC3 <sub>GU Ind1, n</sub>	0.00
<b>Consumos comerciales</b>				
8	Hoteles	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr hoteles</sub>	0.00
9	Teatros y Cines	[m <sup>3</sup> /día]	Sin exist. en la zona	0.00
10	Piscinas de natación	[m <sup>3</sup> /día]	Sin exist. en la zona	0.00
<b>Consumos Públicos</b>				
11	Consumos públicos, fuentes, etc.	[m <sup>3</sup> /día]	No se considera abast. con AP	0
12	Grifos Públicos	[m <sup>3</sup> /día]	0.05*QC1	55.00
<b>Consumos especiales</b>				
13	Agua para Incendios	[m <sup>3</sup> /día]	0.10*QC1	105.00
<b>RESUMEN CONSUMOS</b>				
14	Consumos residenciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC1 <sub>r, n</sub>	1050.00
<b>Consumos no residenciales</b>				
15	Consumos institucionales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr l(Inst.), n</sub>	0.00
16	Consumos comerciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr l(Com.), n</sub>	0.00
17	Consumos públicos	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr l(Púb.), n</sub>	55.00
18	Consumos especiales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr l(Esp.), n</sub>	105.00
19	Consumos industriales	[m <sup>3</sup> /día]	QC2 <sub>nr l(Ind1+Ind2), n</sub>	0.00
20	Consumos residenciales y no residenciales	[m <sup>3</sup> /día]	QC1 <sub>r, n</sub> + QC2 <sub>nr, n</sub>	1210.00
21	Consumos grandes usuarios	[m <sup>3</sup> /día]	QC3 <sub>GU, n</sub>	0.00
22	<b>CONSUMOS TOTALES</b>	[m <sup>3</sup> /día]	QC	1210.00
23	Pérdidas y Agua No Contabilizada	[m <sup>3</sup> /día]	0.20*QC	240.00
24	<b>DEMANDA TOTAL</b>	[m <sup>3</sup> /día]	QT	<b>1450.00</b>
		[lt/seg]	QT	<b>16.80</b>

Tabla 6.14 - Planilla de cálculo de demanda de agua potable por módulo

Fuente: Elaboración propia adaptado a partir de ejemplos de normas de diseño del ENOHSA

### 6.5.5 Determinación de cantidad de módulos

A continuación se presenta una tabla estimativa de la cantidad de módulos que corresponderían por distritos, según la población de cálculo para el año 2031. Se realiza la aclaración que la misma se realizó a título de información y no obedece a un estudio de la población como si fue realizado con anterioridad para el distrito de El Cerrito.

<b>POBLACIÓN SEGÚN DISTRITO</b>				
Distritos	Población			Cantidad de módulos
	Año 2001	Año 2016 <sup>1</sup>	Año 2026 <sup>1</sup>	
25 de Mayo	2,285	2,675	2,934	1
Cañada Seca	10,342	12,105	13,280	4
Ciudad	99,615	116,595	127,915	37
Cuadro Benegas	4,531	5,303	5,818	2
Cuadro Nacional	8,789	10,287	11,286	4
El Cerrito	3,686	4,314	4,733	2
El Nihuil	1,369	1,602	1,758	1
Goudge	3,220	3,769	4,135	2
Jaime Prats	2,514	2,943	3,228	1
La Llave	1,760	2,060	2,260	1
Las Malvinas	1,811	2,120	2,325	1
Las Paredes	10,750	12,582	13,804	4
Monte Comás	4,201	4,917	5,394	2
Punta de Agua	918	1,074	1,179	1
Rama Caída	6,770	7,924	8,693	3
Real del Padre	5,984	7,004	7,684	3
Villa Atuel	5,026	5,883	6,454	2
<b>Total</b>	<b>173,571</b>	<b>203,158</b>	<b>222,882</b>	<b>-</b>

<sup>1</sup> Población Estimada a partir de la aplicación de la ley de crecimiento geométrico para la población total del Departamento de San Rafael y su distribución proporcional según los datos del censo 2001. Los datos son solo estimativos y pueden diferir con los reales.

Tabla 6.15 - Planilla de cálculo de cantidad de módulos por distritos

Fuente: Elaboración propia

En lo que respecta al Distrito de El Cerrito, de acuerdo los datos obtenidos en apartados anteriores, la población de diseño es de 5971 (cinco mil novecientos setenta y un) habitantes y requiere de un caudal de 2472 (dos mil cuatrocientos setenta y dos) metros cúbicos por día, para lo cual serán necesario un total de 2 (dos) módulos.





## CAPÍTULO 7: ASPECTOS TÉCNICOS

### Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará un análisis de todos los procesos que intervienen en la potabilización de agua con toma superficial, lo cual incluye captación, cribado, aforo, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.



## 7 ASPECTOS TÉCNICOS

### 7.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de toda planta de potabilización consiste en la obtención de un agua apta para el consumo humano cuyas características físico, químicas no produzcan ningún impacto negativo en el consumidor.

En este apartado se estudiarán todos aquellos procesos que deben ser llevados a cabo para la obtención del producto final. En la figura 7.1 se esquematizan a modo de introducción los procedimientos que deben estar presentes.

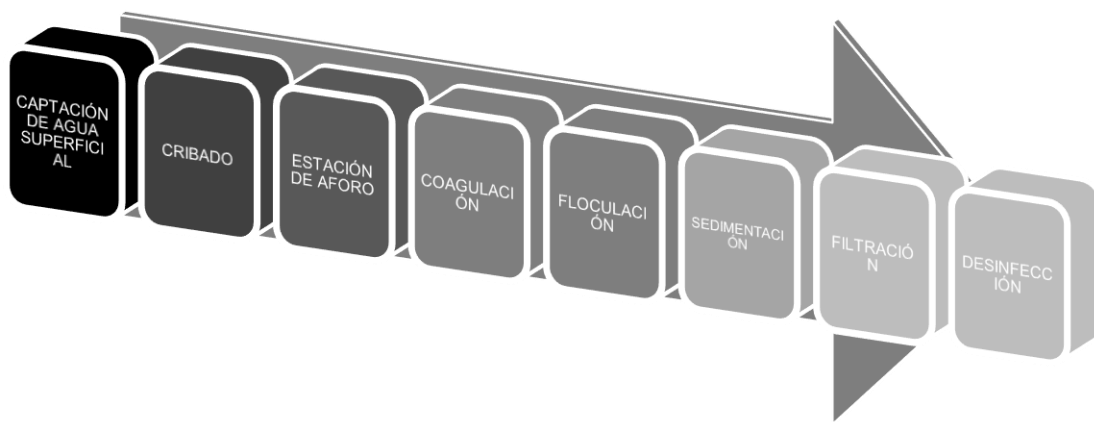


Figura 7.1 - Procesos llevados a cabo en una planta de potabilización

Fuente: Elaboración propia

De esta forma, en el presente capítulo se estudiarán los siguientes procesos:

- Capítulo 7.2: Sistemas de distribución de agua superficial
- Capítulo 7.3: Captación de agua superficial
- Capítulo 7.4: Cribado
- Capítulo 7.5: Estación de aforo
- Capítulo 7.6: Coagulación y floculación
- Capítulo 7.7: Sedimentación
- Capítulo 7.8: Filtración
- Capítulo 7.9: Desinfección
- Capítulo 7.10: Conclusión

A su vez, es importante destacar que cada uno de estos procedimientos pueden poseer diferentes variantes para ser llevado a cabo, por lo que se deberá estudiar para cada uno de los mismos su adaptabilidad a la realización del presente proyecto, de forma de poder escoger con un criterio técnico-económico aquella que mejor se ajuste, para luego en el capítulo 8, realizar su correspondiente dimensionado.

## 7.2 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

Los principales sistemas de aguas están generalmente divididos en dos categorías dependiendo de la fuente de agua utilizada. La fuente de agua, a su vez, influye en el diseño, construcción y funcionamiento del sistema de distribución. Los sistemas, clasificados según la fuente son:

- Sistemas de abastecimiento de agua superficial

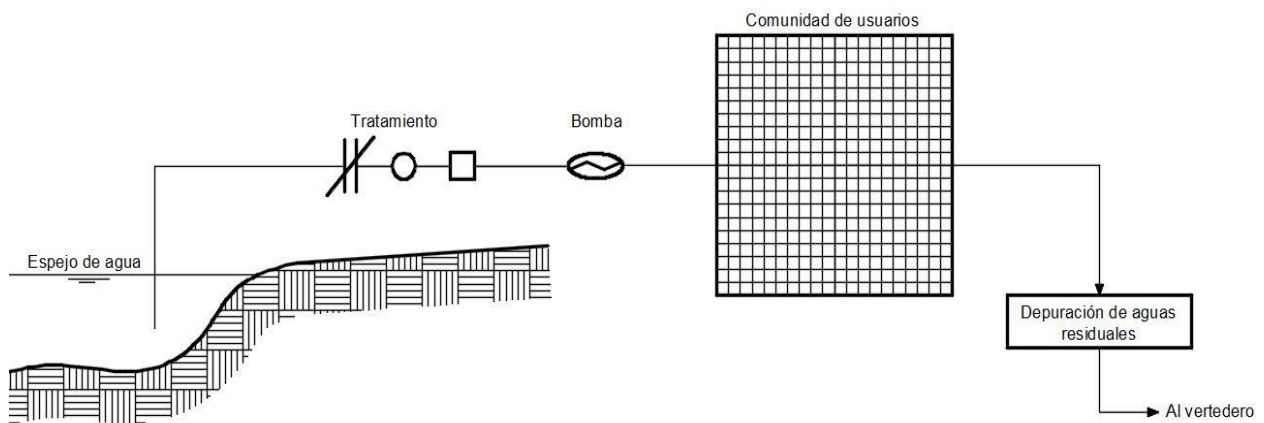


Figura 7.2- Esquema de sistema de abastecimiento de agua superficial.

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

El agua superficial (obtenida de ríos, lagos o embalses) fluye a través de una estructura de toma y llega al sistema de transporte. En el caso del agua subterránea el caudal se mueve a partir de una tubería de aspiración, se bombea, y el sistema de transporte la conduce al sistema de distribución.

- Sistemas de abastecimiento de agua subterránea

Los abastecimientos de agua superficial o subterránea tienen canales, tuberías y otros modos de conducción, plantas de bombeo, depósitos de distribución y otros para equilibrar el abastecimiento y las demandas de agua así como para controlar la presión, otras partes del sistema y plantas de tratamiento.

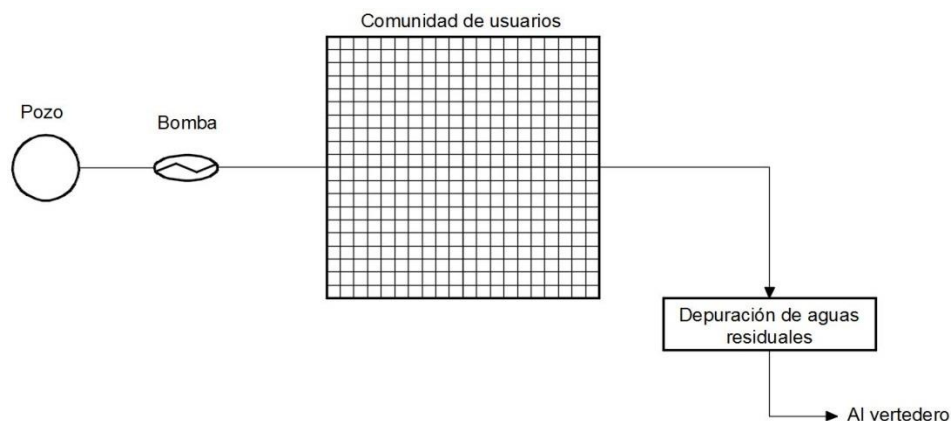


Figura 7.3 - Esquema de sistema de abastecimiento de agua subterránea

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael



### 7.3 CAPTACIÓN DE AGUA SUPERFICIAL

La extracción de agua de un lago, embalse o río precisa de una estructura de toma. Las aguas superficiales están sujetas a variaciones importantes en el caudal, calidad y temperatura, por lo cual las estructuras de toma de agua deben diseñarse para que el agua sea extraída sin que estorben esas fluctuaciones naturales. Las tomas de agua superficiales constan de una rejilla y un conducto que lleva el agua hacia un pozo colector, desde donde se bombea hacia la planta de tratamiento. Las tomas típicas son torres, pozos filtrantes y estructuras de ribera.

La función principal de las tomas son:

- Suministrar agua de la mejor calidad;
- Proteger las tuberías, equipo y unidades de proceso, de daños y obturaciones por residuos y sedimentos sumergidos, así como de las inundaciones y acción de olas.

<b>TIPOLOGÍA DE SISTEMAS DE CAPTACIÓN DE AGUA SUPERFICIAL</b>	
<b>Tomas en cauces (ríos, arroyos y canales)</b>	<b>Tomas en aguas relativamente quietas (lagos y lagunas)</b>
✓ Bocatoma lateral con vertedero transversal	✓ Torre de captación
✓ Bocatoma lateral con bombeo	✓ Sifón
✓ Bocatoma lateral por gravedad	✓ Toma de fondo
✓ Toma mediante estabilización del lecho	✓ Estaciones de bombeo flotantes
✓ Bocatoma de fondo (azud tirolés)	✓ Estaciones de bombeos deslizantes

*Tabla 7.1 – Tipología de sistemas de captación de agua superficial*

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se procede a detallar los diferentes tipos de tomas que debieron ser considerados para el presente proyecto, es decir aquellas disposiciones se pueden ser utilizadas en cauces, ya sean ríos, arroyos y canales.

#### 7.3.1 Tipologías de tomas en cauces

##### 7.3.1.1 Bocatoma lateral con vertedero transversal

Este tipo de disposición se adapta a cauces de tirante pocos significativos, generalmente en zonas con pendientes topográficas de cierta magnitud.

En este caso para propiciar la entrada del agua a la toma se coloca aguas abajo de la misma un vertedero transversal, siendo conveniente la instalación de una compuerta que cumpla con las funciones de regulación del tirante y de limpieza hidráulica de los sedimentos.

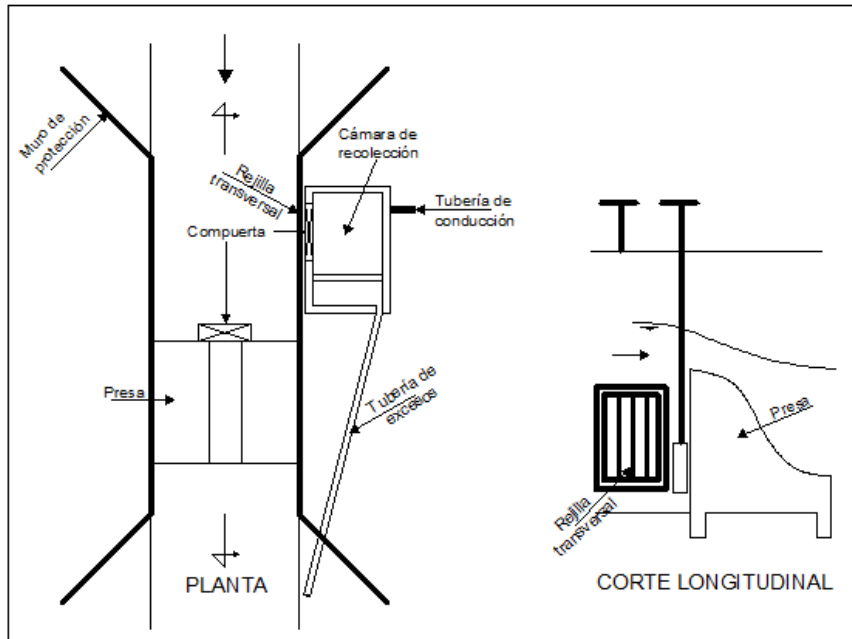


Figura 7.4 – Bocatoma lateral con vertedero transversal

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

Es de vital importancia que se estudie con cuidado la ubicación de la bocatoma lateral: En caso de encontrarse en un tramo recto, la misma puede ser construida indiferentemente en cualquiera de los lados del cauce, siendo conveniente realizarlo en la riberana que permita un fácil acceso del agua desde la bocatoma hasta la planta de tratamiento. En el caso de encontrarse en un tramo curvo, debido a la acumulación de sedimentos que se produce en la parte inferior de la curva fruto de las velocidades más bajas que en ella se producen, la bocatoma debe construirse indefectiblemente en la parte exterior de la curva.

Un aspecto que debe estudiarse en este tipo de disposición consiste en la magnitud del material de arrastre del cauce, que puede significar un peligro potencial si el mismo es significativo debido a la posible obstrucción de la rejilla.

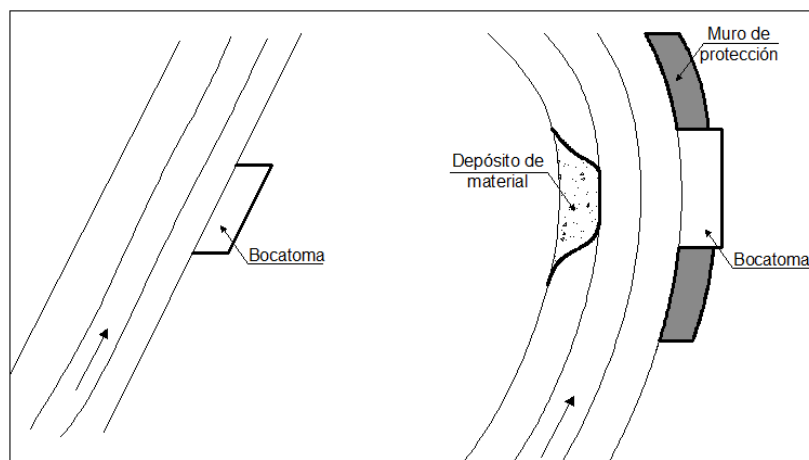


Figura 7.5 – Ubicación de la bocatoma en tramos rectos y curvos

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.3.1.2 Bocatoma lateral por bombeo

Este tipo de disposición se adapta a cauces de tirante pocos significativos, generalmente en zonas con pendientes topográficas de escasa magnitud.

Para propiciar la entrada de agua se construye un pozo de succión o de bombeo con rejas en la entrada para evitar el ingreso de sólidos en suspensión que puedan ocasionar obstrucción o daños al equipo y a la instalación. El pozo debe contar con una rejilla de salida para permitir la expulsión del agua con el consiguiente vaciamiento del mismo.

Es importante la consideración de al menos 2 (dos) bombas como mínimo para contar con una de reserva en caso de ser necesario, ya sea por mantenimiento o deterioro de la otra. Con respecto a la utilización de las mismas, se recomienda la implementación de ciclos de uso de cada una de ellas de forma alternada, para que el desgaste y la eficiencia sea similar en cada caso.

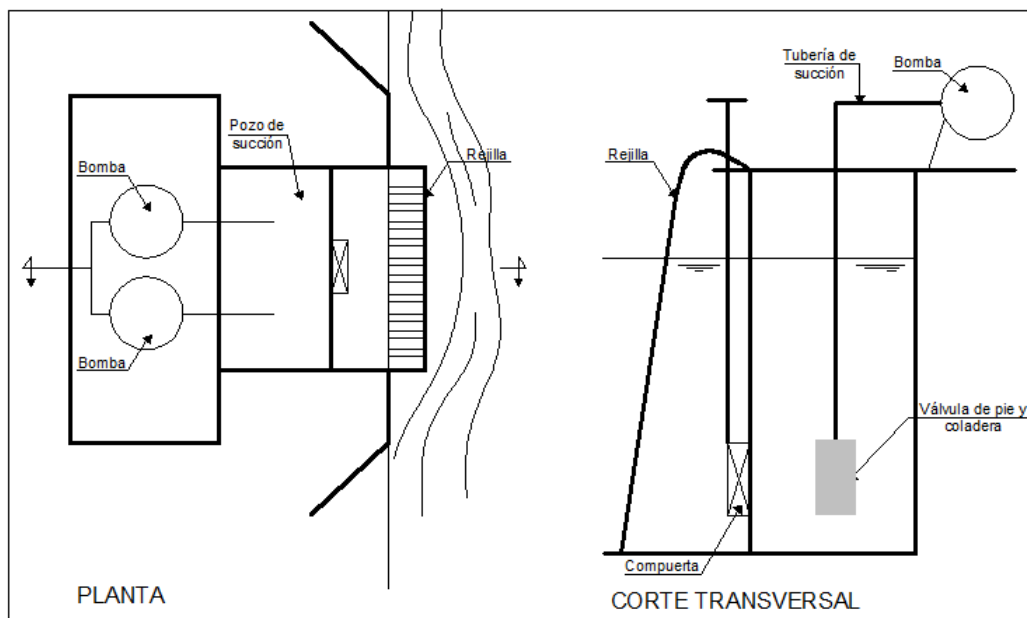


Figura 7.6 – Bocatoma lateral con bombeo

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.3.1.3 Bocatoma lateral por gravedad.

Este tipo de disposición se adapta a cauces de gran profundidad, que posea condiciones hidráulicas y topográficas adecuadas para su implementación.

Las condiciones de disposición son análogas a las mencionadas para bocatoma lateral con vertedero transversal. En este caso, este último es reemplazado por compuertas, ya sean de sector o de tablero para propiciar la adecuada derivación a la planta de tratamiento.

Uno de los inconvenientes en este tipo de disposición es que el agua derivada, debido a las características de los cauces enunciados, puede disponer de una turbiedad apreciable, por lo que se recomienda colocar el desarenador en forma inmediata a la rejilla

de entrada, para proteger de esta manera la instalación y permitir un adecuado tratamiento del agua.

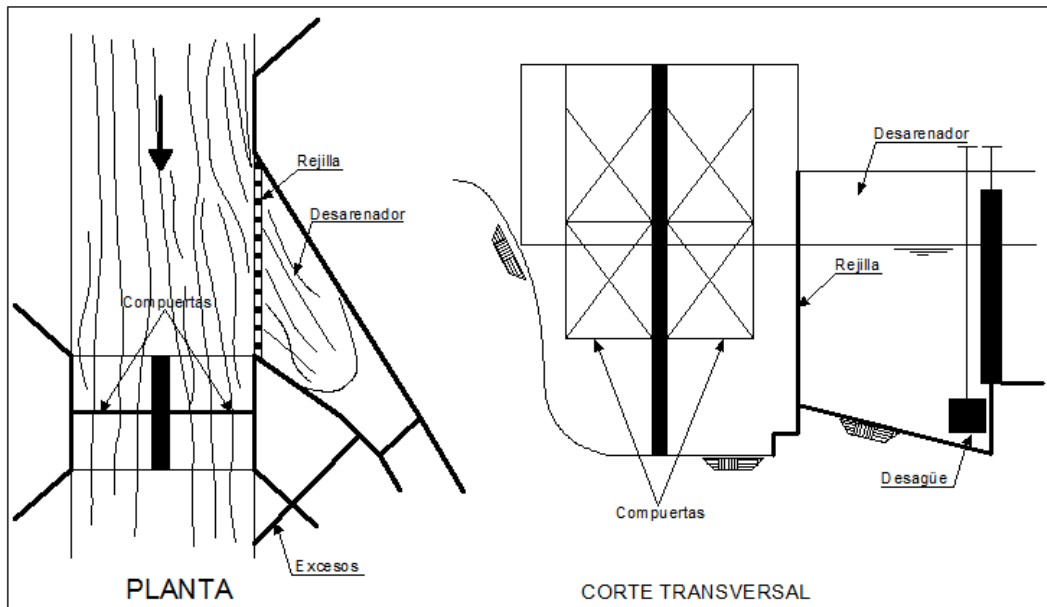


Figura 7.7 - Bocatoma lateral por gravedad

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

#### 7.3.1.4 Bocatoma de fondo o azud tirolés

Este tipo de disposición se adapta a cauces de baja profundidad o de montaña.

Las condiciones de disposición son análogas a las mencionadas para bocatoma lateral con vertedero transversal. En este caso, este último es reemplazado por una reja de fondo por donde ingresa el agua a una canalización contenida dentro del vertedero.

Es importante en este caso el estudio de los factores hidráulicos del cauce, que son de vital importancia para el correcto funcionamiento de la instalación:

- La cota del vertedero se calcula de modo de darle al cauce el ancho mínimo para que la longitud de la reja sea suficiente. Las dimensiones mínimas de la misma son de 0,70 metros de longitud y 0,40 metros de ancho para permitir la limpieza.
- En general se construye con hormigón ciclópeo. El solado de aguas arriba se encuentra a una cota más alta que el de aguas abajo (rápida)
- La canalización dentro del vertedero es de gran pendiente (1% a 4%) y se conecta con una cámara desde donde sale un conducto hasta el desarenador.

En la cámara se ubica un vertedero de excesos con una conducción que vuelve el agua al río.



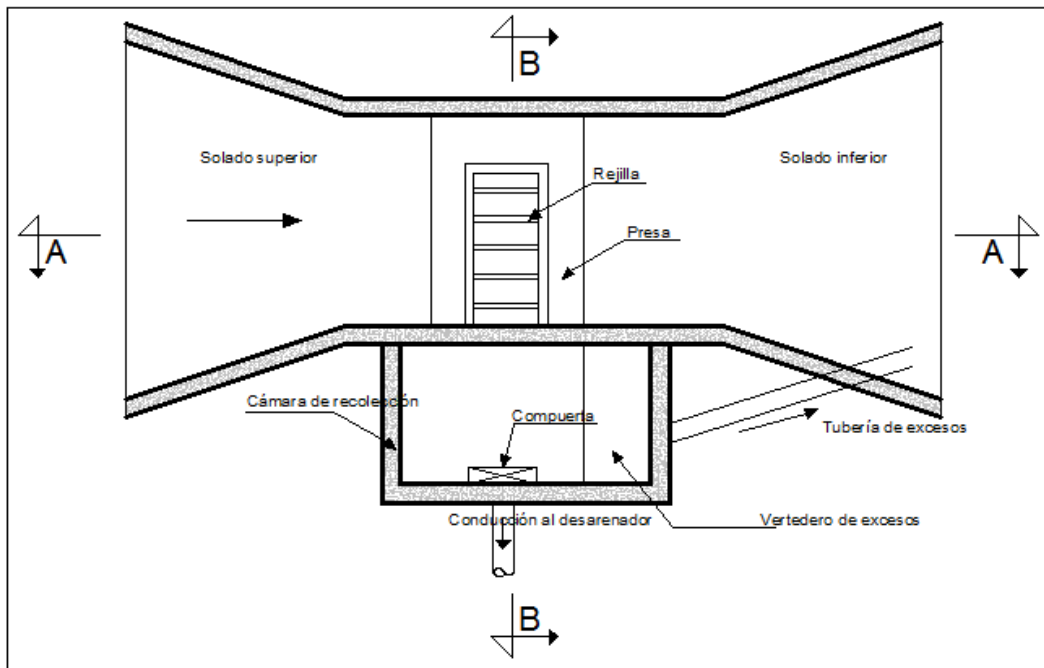


Figura 7.8 - Bocatoma de fondo

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.3.1.5 Toma mediante estabilización del lecho

Este caso consiste en un tipo especial de disposición al cual se recurre cuando el ancho del cauce del cual se desea extraer el agua es elevado y poco estable, es decir que la ubicación de la corriente y su caudal es variable a lo largo del año.

La solución a esta problemática consiste de la realización de una canalización complementaria al cauce, en la cual se construirá la boca toma conveniente de acuerdo a las características de la derivación. Agua abajo, se realiza la conexión entre la canalización con el cauce de origen para la preservación de las condiciones naturales del mismo.

### 7.3.2 Adaptabilidad al proyecto

Las características del terreno que deben ser tenidas en cuenta para la elección de la tipología de toma son las siguientes:

- El caudal del canal es medianamente bajo
- La pendiente natural del terreno es baja
- Corta distancia entre la toma y la zona de implantación de la planta de potabilización

Teniendo en cuenta estas características se confeccionó el cuadro.

<b>Adaptabilidad de los diferentes tipos de tomas</b>				
<b>Tipo de toma</b>	<b>Adaptabilidad a condiciones</b>			<b>Comentarios</b>
	<b>De canal</b>	<b>De terreno</b>	<b>De distancia</b>	
Bocatoma lateral con vertedero transversal	No	Sí	Sí	Los caudales son lo suficientemente significativos para no precisar de un vertedero
Bocatoma lateral con bombeo	Sí	Sí	Sí	El funcionamiento y operatividad de la planta se verá restringido al uso de energía eléctrica para el funcionamiento de las bombas
Bocatoma lateral por gravedad	Sí	No	No	Consiste en el método más económico y sencillo de materializar
Bocatoma de fondo	Sí	No	Sí	Requiere una inversión significativa
Toma mediante estabilización del lecho	No	No	No	

Tabla 7.2 – Adaptabilidad de los diferentes tipos de tomas

Fuente: Elaboración propia

De esta forma se llegó a la conclusión de que tipo de toma que más se adecua al proyecto consiste en una bocatoma lateral con bombeo, haciendo la salvedad de que la operatividad y funcionamiento de la planta dependerán del suministro de energía eléctrica por lo que se deberán llevar a cabo las precauciones correspondientes en el caso de falla de la misma.

## 7.4 CRIBADO

El cribado, también conocido como cámara de rejillas, tal como su nombre lo indica consiste en hacer pasar el agua a través de rejillas o tamices, los cuales retienen los sólidos de tamaños mayores a la separación de las barras, como ramas, palos y toda clase de residuos sólidos tanto flotantes como sumergidos. La eliminación de estos sólidos es vital, no solo porque no pueden estar presentes en el agua potable, sino también porque la basura del canal puede dañar los equipos situados aguas abajo (bombas, etc.), incrementándose las necesidades de productos químicos, impedir el flujo hidráulico en canales o tuberías o dificultar los procesos de tratamiento. Los parámetros más importantes utilizados en la selección de una determinada tecnología para el sistema de desbaste, son el tamaño de las aberturas y el caudal. Otros criterios son los costes relacionados con la operación y el equipo, la hidráulica de la planta, los requerimientos de manejo de los desechos, la preparación de los técnicos y la disponibilidad de éstos.

Existen diferentes tipologías de cámaras de rejillas que pueden ser empleadas de acuerdo a la magnitud y necesidad de la obra en cuestión. A continuación se enunciarán brevemente los diferentes dispositivos que pueden emplearse.



---

## **7.4.1 Tipos de cámaras de rejas**

### **7.4.1.1 Cribas con rejas y rastrillo**

Se utilizan para eliminar los sólidos grandes retenidos en el rastrillo. Protegen el equipo de bombeo y se utilizan como filtrado preliminar que protege las rejillas más finas (de tambor o móviles, por ejemplo).

Esta criba consiste en un tablero provisto de rejas, que son barras de acero espaciadas desde 4 a 8 cm.

Éstas poseen unos mecanismos, los rastrillos, que se pueden utilizar en una amplia variedad de configuraciones de acceso, incluyendo la instalación en construcciones verticales y paredes de presas. Se montan en estructuras fijas diseñadas para una sola criba o transversales a unas ruedas en su amplitud completa o bien suspendida.

### **7.4.1.2 Rejillas móviles**

Se colocan en un canal para eliminar los sólidos en suspensión. Protegen las bombas y otros equipos de los residuos que flotan en el agua, ya que limpian automáticamente las aguas del canal en el que están colocadas.

Consisten en una serie de enrejados de alambre formando una estructura de cesta y enlazados a dos tranzas de una cadenas con ruedas. La rejilla móvil actúa en una trayectoria vertical sobre un conjunto de ruedas dentadas, a través del flujo. El agua pasa por la malla que gira y los desechos se recogen y retienen en la cara de entrada de los enrejados de alambre. Las rejas cargadas de desechos se sacan del flujo de agua, por encima del caudal de operación, donde se pulveriza agua a presión para eliminar los desechos adheridos. Este proceso puede ser continuo o intermitente. En las operaciones intermitentes las rejillas se activan cuando se ha eliminado una determinada carga o a un determinado tiempo.

### **7.4.1.3 Rejillas de tambor**

Una rejilla de tambor tiene unas pocas piezas móviles y se monta sobre un eje horizontal con una serie de mallas unidas o montadas en la periferia del cilindro. El cilindro rota lentamente sobre su eje. Debido a la simplicidad de construcción, el mantenimiento y los costos de operación son menores que los de las rejillas móviles.

### **7.4.1.4 Cribas de barras**

Una criba de barra se encuentra formada por una serie de barras de acero soldadas a dos travesaños horizontales, en ambos extremos. Se limpian automáticamente con uno o más rastrillos operados mecánicamente. Uno de los rastrillos sube y elimina los desechos acumulados, y los eleva para apartarlos de recorridos. En la parte superior del ciclo de operación del rastrillo los desechos se barren por un mecanismo de frotado.

### 7.4.1.5 Rejillas inmóviles

Este tipo de rejillas no tienen piezas móviles que obligan a quitar los residuos o a que exista un equipo de eliminación manual de los mismos. Se colocan en cualquier punto del cuerpo de agua superficial, de manera que se saque partido de las corrientes naturales y se controle la velocidad para minimizar la acumulación de residuos.

Normalmente se montan en un eje horizontal orientado paralelamente a la corriente, de manera que la acción de la corriente ayude a mantener limpia la rejilla. La velocidad máxima de entrada a la rejilla es de 15 cm/s para evitar que los residuos se queden pegados a la rejilla.

### 7.4.2 Dimensionamiento de la rejilla

#### 7.4.2.1 Conceptos teóricos

En la siguiente figura se resumen las dimensiones de una rejilla:

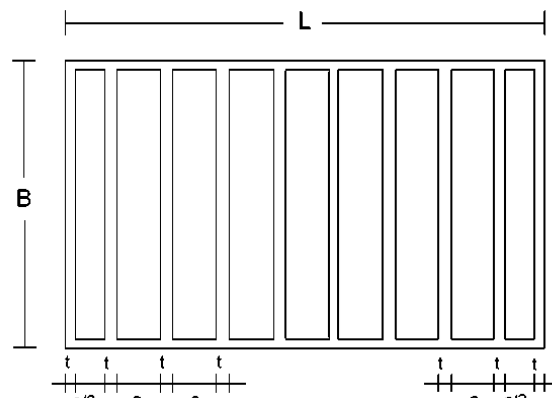


Figura 7.9 - Componentes de una rejilla de barras paralelas

Donde:

- $a$  = Espaciamiento libre entre barrotes, dado por norma.
- $t$  = Espesor de los barrotes (diámetro asignado)
- $N$  = Número de espacios = número de barrotes (para el sistema de la figura)
- $L$  = Longitud de la rejilla
- $b$  = Ancho de la rejilla
- $A_N$  = Área neta (área necesaria para desaguar un caudal  $Q$  con una velocidad de entrada de la rejilla).
- $A_T$  = Área total
- $e$  = Porcentaje útil de la rejilla

De esta forma:

$$A_N = N * a * b$$

$$A_T = N * a * b + N * t * b = b * L$$

$$N * (a + t) = L$$

$$e = \frac{A_N}{A_T} = \frac{N * a * b}{N * (a + t) * b} = \frac{a}{(a + t)}$$

$$A_N = e * A_T = \frac{a}{(a + t)} * A_T$$

Despejando en función de la longitud de rejilla, L:

$$A_N = \frac{a}{(a + t)} * b * L = e * b * L \rightarrow L = \frac{A_N}{e * b}$$

### 7.4.2.2 Procedimiento de diseño

El primer paso consiste en asumir el parámetro L y calcular la dimensión b. A continuación se presenta una tabla en la que se especifican las características de las rejillas según la tipología escogida:

Característica	De limpieza manual	De limpieza mecánica
Ancho de las barras	0,5 - 1,5 cm	0,5 - 1,5 cm
Profundidad de las barras	2,5 - 7,5 cm	2,5 - 7,5 cm
Abertura o espaciamiento	2,5 - 5,0 cm	1,5 - 7,5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°
Velocidad de acercamiento	0,3 - 0,6 m/s	0,6 - 1 m/s
Pérdida de energía permisible	15 cm	15 cm

Tabla 7.3 - Características de las rejillas

Fuente: Romero Rojas, 2008

Es importante que la velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla sea inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes.

Con los datos obtenidos anteriormente se calculan el número de orificios N.

$$N = \frac{L}{a + t}$$

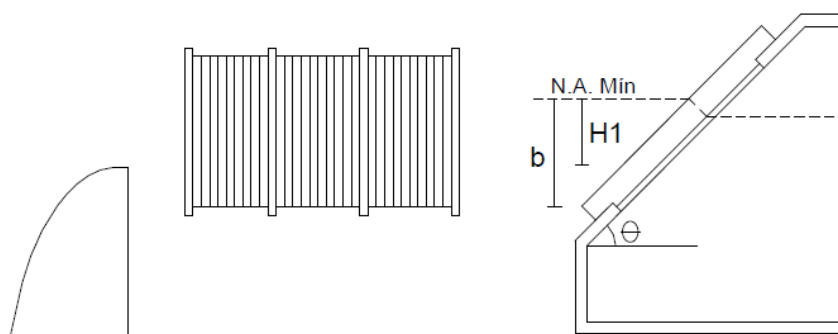


Figura 7.10 - Rejilla lateral inclinada

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

De esta forma se asume b y se calcula la longitud L.

Para el cálculo de las pérdidas a través de la rejilla se aplica la fórmula de Kirschmer dada en el cálculo de pérdidas de rejillas Romero Rojas, 2008.

$$H = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} * h_v * \text{sen}\theta$$

Donde:

- H = pérdida de energía, m
- $\beta$  = factor de forma de las barras
  - o 2.42 para barras rectangulares de caras rectas
  - o 1.67 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba y abajo
  - o 1.83 para barras rectangulares con cara semicircular aguas arriba
  - o 1.79 para barras circulares
- t = ancho máximo de la sección transversal de las barras, en la dirección del flujo
- a = separación entre barras
- $h_v$  = altura o energía de velocidad de flujo de aproximación, m
- $\theta$  = ángulo de la rejilla con respecto a la horizontal

## 7.5 ESTACIÓN DE AFORO

Al ingreso de la planta de potabilización se debe registrar una estación de aforo para obtener un registro del caudal de agua que debe ser tratado y que luego se distribuirá a la población.

A continuación se procederá a mencionar los diferentes métodos de aforo que se aplican para la determinación del caudal en canales abiertos.

### 7.5.1 Métodos de aforo

El método más elemental de cálculo consiste en el método "Velocidad/Área". El mismo se basa en la ecuación de gasto la cual establece que el caudal circundante en una sección de área transversal "A" se relaciona directamente con la velocidad media de la corriente "V".

$$Q(m^3/s) = A(m^2) \times V(m/s)$$

La unidad métrica es  $m^3/s$ , o bien, litros por segundo (l/s).

Siendo el área un dato que puede obtenerse fácilmente mediante un relevamiento topográfico, la velocidad puede ser obtenida por alguno de los siguientes métodos:



MÉTODO	DETERMINACIÓN	OBSERVACIONES
<b>Flotación</b>	Se calcula la velocidad a partir del tiempo que tarda un objeto flotante en recorrer, corriente abajo, una distancia conocida.	
<b>Coloración</b>	Consiste en verter en la corriente una cantidad de colorante muy intenso y medir el tiempo en que recorre aguas abajo una distancia conocida.	En las corrientes turbulentas la nube colorante se dispersa rápidamente y no se puede observar y medir. Es posible usar otros indicadores, ya sean productos químicos o radioisótopos; se conoce como el método de la dilución.
<b>Molinete</b>	Consiste en la medición de la velocidad de rotación de un molinete, la cual es proporcional a la velocidad de la corriente.	En las corrientes superficiales se montan pequeños molinetes sobre barras que sostienen operarios que caminan por el agua. Cuando hay que medir caudales de una avenida en grandes ríos, las lecturas se toman desde un puente o instalando un cable suspendido por encima del nivel máximo de la avenida.
<b>Fórmulas Empíricas</b>	<p>Fórmula de Manning:</p> $V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$ <p>Donde:                      V es la velocidad media de la corriente [m/s].                      R es el radio hidráulico [m].                      S es la pendiente media del canal [m/m].                      n es el coeficiente de rugosidad de Manning [adim.].</p> <hr/> <p>Fórmula de zanjas colectoras de Elliot:</p> $v [m/s] = 0.3 \sqrt{m h}$ <p>Donde:                      V es la velocidad media de la corriente [m/s]                      m es el radio hidráulico [m]                      h es la pendiente del canal [m/km]</p>	<p>Consiste en una de las fórmulas de mayor divulgación y que relaciona todos los parámetros intervinientes. La precisión de la utilización de esta fórmula depende de la exactitud de los valores considerados siendo el coeficiente de rugosidad uno de los que mayor incertidumbre presenta.</p> <hr/> <p>Esta fórmula parte del supuesto de un valor de n de Manning de 0,02 y, por consiguiente, sólo es adecuada para caudales naturales de corriente libre con escasa rugosidad.</p>

Tabla 7.4 - Métodos de obtención de velocidad

Fuente: Elaboración propia

### 7.5.2 Clasificación de una estación de aforo

La medición del caudal de las corrientes naturales nunca puede ser exacta debido a que el canal suele ser irregular y por lo tanto es irregular la relación entre nivel y caudal. Los canales de corrientes naturales están también sometidos a cambios debidos a erosión o depósitos. Se pueden obtener cálculos más confiables cuando el caudal pasa a través de una sección donde esos problemas se han limitado. Para ello se podría simplemente alisar el fondo y los lados del canal, o recubrirlos con mampostería u hormigón o instalar una estructura construida con ese fin. Existe una amplia variedad de esos dispositivos, la mayoría idóneos para una aplicación particular.

En general las estructuras a través de la corriente que cambian el nivel de aguas arriba se denominan vertederos y las estructuras de tipo canal se denominan aforadores, aunque esta distinción no siempre se cumple. Una distinción más importante es entre dispositivos *estándar* y *no estándar*. Un vertedero o aforador estándar es el que se construye e instala siguiendo especificaciones uniformes y cuando el caudal puede obtenerse directamente de la profundidad de la corriente mediante el empleo de diagramas

o tablas de aforo, es decir, cuando el aforador ha sido previamente calibrado. Un vertedero o aforador no estándar es el que necesita ser calibrado individualmente después de la instalación mediante el empleo del método velocidad/superficie como cuando se establece el aforo de una corriente.

### **7.5.3 Aforo con barrera triangular**

Consiste en una de las formas más elementales para realizar el aforo de un canal y a la vez más utilizados en partidores. El concepto en este caso consiste en generar un régimen crítico sobre la cresta de la barrera. En este caso deben cumplirse las siguientes condiciones:

- 1- La sección debe ser rectangular
- 2- El régimen agua arriba debe ser subcrítico
- 3- La sección de aforo debe estar ubicada a  $4 h_c$  o entre 2,5 a 3,5 del Bernoulli crítico
- 4- La altura de la barrera debe ser tal que no se ahogue
- 5- Los parámetros críticos se deben originar en la sección de partición
- 6- El resalto debe ser rechazado

Existen diferentes variantes de esta tipología como lo son la introducción de barreras trapezoidales.

### **7.5.4 Vertederos de aforo**

Los vertederos se clasifican en dos grupos: Vertederos de pared aguda y de pared gruesa. Este apartado se realizará una breve descripción de las características más importantes de los mismos.

#### **7.5.4.1 Vertederos de pared aguda**

Los dos tipos más comunes son el vertedero triangular (con escotadura en V) y el vertedero rectangular.

Los vertederos con escotadura en V son portátiles y sencillos de instalar de manera temporal o permanente. La forma en V significa que son más sensibles a un caudal reducido, pero su ancho aumenta para ajustarse a caudales mayores. El ángulo de la escotadura es casi siempre de  $90^\circ$ , pero se dispone de diagramas de calibración para otros ángulos,  $60^\circ$ ,  $30^\circ$  y  $15^\circ$ , cuando es necesario aumentar la sensibilidad.

Para caudales mayores el vertedero rectangular es más adecuado porque el ancho se puede elegir para que pase el caudal previsto a una profundidad adecuada.

En algunos vertederos se combinan las características de la escotadura en V y de la escotadura rectangular. El vertedero Cipolletti tiene una cresta horizontal como una escotadura rectangular y lados en pendiente, sin embargo, para instalaciones sencillas, esto no aporta ninguna ventaja con respecto a la escotadura rectangular.



El vertedero compuesto se utiliza a veces cuando hace falta una medición sensible de caudales reducidos a través de la escotadura en V y se necesitan también mediciones de caudales grandes a través de la escotadura rectangular. El diseño y la calibración más complicados implican que este tipo de vertedero se limite a estudios hidrológicos complejos.

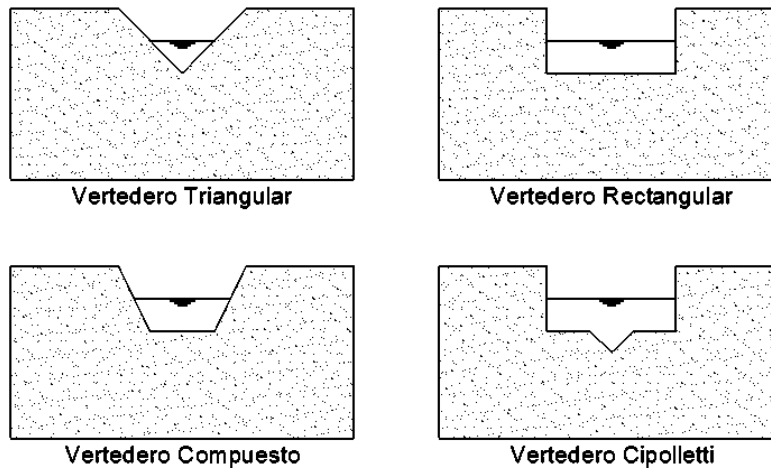


Figura 7.11 - Tipos de vertederos de pared delgada

Elaboración propia

#### 7.5.4.2 Vertederos de pared ancha

En las corrientes o ríos con gradientes suaves, puede resultar difícil instalar vertederos con pared aguda que requieren un rebose libre de aguas abajo. La otra posibilidad está constituida por los vertederos que pueden funcionar parcialmente sumergidos. Para estos vertederos, se hace necesaria su calibración por medio de mediciones efectuadas con un molinete.

#### 7.5.5 Aforadores

Tal como se dijo anteriormente, las estructuras tipo canal se denominan aforadores. Los mismos se utilizan ampliamente debido a sus ventajas: se construyen para satisfacer una necesidad particular; son dispositivos de medición "normalizados", es decir, que se fabrican e instalan de acuerdo con las especificaciones y no necesitan calibración, y la medición se puede tomar directamente de las tablas publicadas por sus fabricantes. Al igual que los vertederos, es preferible que los aforadores funcionen con descarga libre; algunos tipos pueden funcionar de manera satisfactoria en situación en parte sumergida, es decir, cuando las aguas descansan en el aforador y crean cierta restricción de la corriente.

En este apartado se realizara una breve descripción de los tres canales de aforo de mayor difusión.

##### 7.5.5.1 Canal de aforo Parshall

###### 7.5.5.1.1 Teoría de la canaleta Parshall

La canaleta Parshall cumple un doble propósito en las plantas de tratamiento de agua, de servir de medidor de caudales y en la turbulencia que se genera a la salida de la

misma, servir de punto de aplicación de coagulantes. Es uno de los aforadores críticos más conocidos, introducida en 1920 por R.L. Parshall. Consta de cuatro partes principales:

1. Transición de entrada.
2. Sección convergente
3. Garganta.
4. Sección divergente.

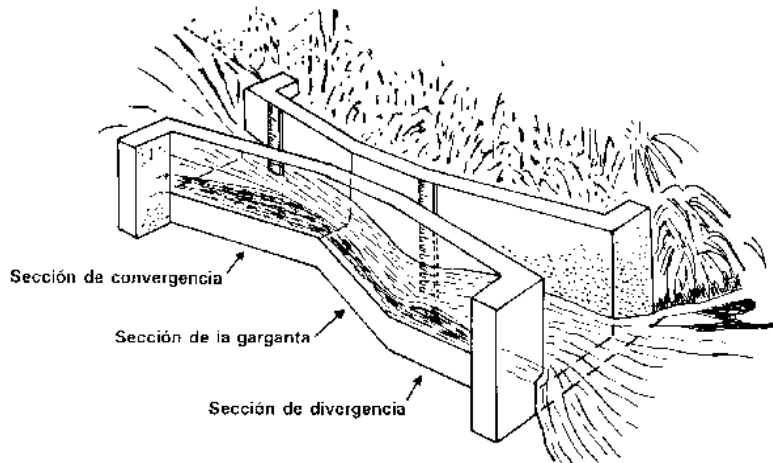


Figura 7.12 - Canal de aforo Parshall

Fuente: *Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013*

En la transición de entrada, el piso se eleva sobre el fondo original del canal, con una pendiente suave y las paredes se van cerrando. Va sea en línea recta o circular. En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo. En la garganta el piso vuelve a bajar para terminar con otra pendiente ascendente en la sección divergente. En cualquier parte del aforador, desde el inicio de la transición de entrada hasta la salida, el aforador tiene una sección rectangular. El aforo se realiza con base en las alturas de agua en la sección convergente y en la garganta, leída por medio de piezómetros laterales.

La introducción de la caída en el piso de la canaleta produce flujo supercrítico a través de la garganta. La canaleta debe construirse de acuerdo con las dimensiones pre-establecidas para satisfacer correctamente la ecuación de cálculo. La canaleta Parshall es auto limpiante, tiene una pérdida de energía baja y opera con mucha exactitud en caudales bastantes variables, requiriendo sólo una lectura de lámina de agua, en flujo libre.

A fin de que pueda utilizarse la canaleta con el propósito de mezclador rápido, debe cumplir los siguientes requisitos:

- Que no trabaje ahogada, o sea que la relación  $H_b/H_a$  no exceda los siguientes valores:

Ancho de garganta	Máxima sumergencia ( $H_b/H_a$ )
7.5 (3") a 22.9 (9")	0.6
30.5 (1') a 244 (8')	0.7
305 (10') a 1525 (50')	0.8

Tabla 7.5 - Requerimientos de sumergencia de canaleta Parshall

Fuente: *Ministerio de Desarrollo Económico, 2000*

- Que la relación  $H_a/W$  este entre 0,4 y 0,8. La razón para esta condición es la de que la turbulencia del resalto no penetra en profundidad dentro de la masa de agua, dejando una capa, bajo el resalto, en que el flujo se transporta con un mínimo de agitación, como se ha podido constatar en experimentos de laboratorio. Al bajar  $H_a$  el espesor de esta capa se minimiza. El concepto de gradiente de velocidad de Camp no tiene aplicación en este caso.
- Que el número de Froude esté comprendido entre estos dos rangos 1.7 a 2.5 o 4.5 a 9.0. Debe evitarse números entre 2.5 y 4.5 que producen un resalto inestable el cual no permanece en su posición, sino que siempre está cambiando de sitio, lo que dificulta la aplicación de coagulantes.

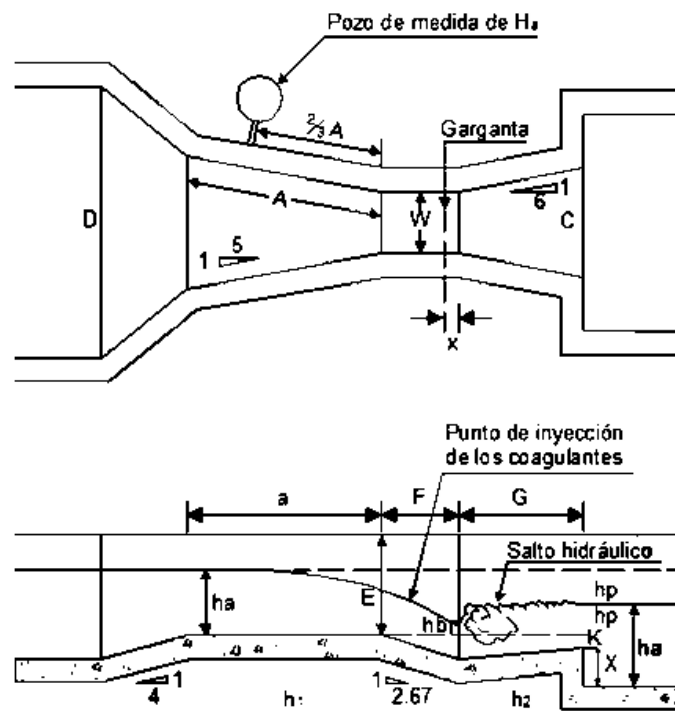


Figura 7.13 - Dimensiones en planta y en corte de canaleta Parshall

Fuente: Azedebo y Alvarez, 1976

Este tipo de aforador es utilizado en la planta de potabilización de San Rafael en el sector rápido de la misma.

#### 7.5.5.1.2 Diseño de la canaleta Parshall como mezclador

Para el diseño de una canaleta Parshall como mezclador, se utiliza el siguiente procedimiento. Azevedo y Netto a partir de estudios empíricos determinaron diferentes límites de caudal en función del ancho de garganta de la canaleta. La siguiente tabla, permite determinar el ancho de la garganta dentro de los rangos de caudales máximos y mínimos, esta determinación sirve cuando también para la utilización de la canaleta Parshall como aforador ya que como mezclador estará sujeta a la comprobación de la relación  $H_a/W$ , enunciada en el apartado anterior.

Ancho W	Límites de caudal (l/s)	
	Q min	Q máx
1"	0.28	5.67
2"	0.57	14.15
3"	0.85	28.31
6"	1.42	110.44
9"	2.58	252.00
12"	3.11	455.90
18"	4.24	696.50
24"	11.90	937.30
36"	17.27	1427.20
48"	36.81	1922.70
60"	45.31	2424.00
72"	73.62	2931.00

Tabla 7.6 - Determinación del ancho W de la Parshall en función del caudal

Fuente: Romero Rojas, 2008

La siguiente tabla presenta las dimensiones típicas de medidores Parshall, a partir del ancho de garganta (W), calculadas anteriormente.

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
11/2'	45.7	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	61.0	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	91.5	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	122.0	183.0	179.5	152.2	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	152.5	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	183.0	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
7'	213.5	228.8	224.0	244.0	303.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	244.0	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
10'	305.0	274.5	427.0	366.0	475.9	122.0	91.5	183.0	15.3	34.3

Tabla 7.7 - Dimensiones de las canaletas Parshall

Fuente: Azebedo y Alvarez, 1976

El caudal de entrada se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = K * ha^n$$

Donde k y n se obtienen de la siguiente tabla en función del ancho W.



UNIDADES DE MEDIDA		
W	k	n
3"	0.176	1.547
6"	0.381	1.580
9"	0.535	1.530
1'	0.690	1.522
1 1/2'	1.054	1.538
2'	1.426	1.550
3'	2.182	1.566
4'	2.935	1.578
5'	3.728	1.587
6'	4.515	1.595
7'	5.306	1.601
8	6.101	1.606

Tabla 7.8 - Coeficientes de canaleta Parshall

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

### 7.5.5.2 Aforadores en H

Este tipo de aforador se diseñó para la medición de caudales escasos con exactitud, con una buena capacidad para caudales elevados sin necesidad de recurrir a una poza de amortiguación.

Los aforadores en H pueden funcionar parcialmente sumergidos. La sumersión aguas abajo produce un efecto de remanso del agua en el aforador y un aumento de la profundidad del caudal.

Los mismos se suelen prefabricar con láminas de metal y pueden utilizarse en forma provisional empleando sacos de arena para formar un canal de acceso o también como instalaciones permanentes, utilizando hormigón o mampostería.

### 7.5.5.3 Aforador Washington State College (WSC)

Este es otro aforador de profundidad crítica de un diseño similar al Parshall, que resulta particularmente útil como aforador portátil para mediciones eventuales de pequeños caudales en corrientes o canales sin revestir. Se puede prefabricar en fibra de vidrio o en láminas finas de metal e instalarse en unos pocos minutos.

Existen muchas versiones de mayor tamaño y variaciones del principio del aforador de Washington. Por lo común se suelen construir *in situ* en lugar de prefabricarse. No existen aforadores estandarizados y se tienen que calibrar utilizando el método velocidad/superficie examinado en la sección *Método velocidad/superficie*.

### 7.5.6 Limnógrafos

Algunas veces una sola medición de la profundidad máxima del caudal basta para calcular el caudal máximo. Si hace falta un hidrograma, es decir, una gráfica del caudal en función del tiempo, es necesario un registro constante de los cambios del nivel del agua. Durante décadas el método común era un flotador cuyo ascenso y descenso en una poza de amortiguación registraba en un diagrama movido por un aparato de relojería.

Actualmente, con el avance de la tecnología, estos sistemas se han ido reemplazando por otros más modernos, lo que ha significado un avance con respecto a la recopilación y el procesamiento de datos. Por ejemplo, los detectores no flotantes del nivel se pueden basar en la resistencia/capacidad eléctrica o en la presión sobre un bulbo herméticamente cerrado o en la descarga de burbujas de aire o en transductores acústicos. Los más comúnmente utilizados hoy son el transductor de presión en el que se capta eléctricamente la desviación de una membrana. Estos detectores se pueden conectar con ordenadores, relojes automáticos y almacenamiento de memoria para lograr cualquier tipo y frecuencia requeridos de registro y traspasar los datos almacenados a un ordenador para efectuar un análisis rápido.

## **7.6 COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN**

Los procesos de coagulación y floculación, que ocurren seguidamente a los procesos precedentes; tienen como fin producir una alteración físico-química a partículas coloidales menores a  $10\mu$  presentes en el agua, caracterizadas principalmente por color y turbiedad, aglomerándolas para ser removidas luego por medios físicos como la sedimentación, flotación o filtración.

El procedimiento completo se realiza en dos fases; la primera (coagulación) consistiendo en la adición de reactivos para anular o reducir las fuerzas interpartícula, desestabilizando los coloides en suspensión; y la segunda (floculación), donde la coalición entre partículas forma sólidos removibles, de mayor tamaño. La primera se realizará a través de una interacción rápida, mientras que la segunda es posible solo a través de una mezcla lenta.

Los dos procesos, presentes en una planta de filtración rápida, constituyen una secuencia continua, y la forma a través de la cual se llevan a cabo tiene una incidencia predominante sobre la eficiencia total de la misma, y por ende en la calidad final del agua tratada.

A continuación se describen detalladamente los mencionados procesos, como así también las consideraciones a tener en cuenta para el diseño de una planta potabilizadora.

### **7.6.1 Coagulación**

Este procedimiento consiste básicamente en la adición de coagulantes químicos, con la finalidad de desestabilizar los coloides en suspensión. Por ende, y tal como se mencionó anteriormente, el agua "cruda" pasará por un canal en donde en fracción de segundos debe mezclarse con un coagulante y además con polímeros, que son elementos aglomerantes de partículas.

Estas adiciones químicas, detalladas a continuación, fusionarán a través de un fenómeno de hidrólisis, las partículas o impurezas en suspensión formando otras de mayor tamaño y peso, denominadas coágulos.



Su objeto final, y el de la floculación posteriormente, es convertir las partículas pequeñas en flóculos más grandes y así hacerlos precipitar o dejarlos en suspensión. Es decir, que están sujetos a una eliminación rápida.

### 7.6.1.1 Partículas coloidales

El agua puede contener una variedad de impurezas, solubles e insolubles; entre estas últimas destacan las partículas coloidales, las sustancias húmicas y los microorganismos en general. Tales impurezas coloidales presentan una carga superficial *negativa*, que impide que las partículas se aproximen unas a otras y que las lleva a permanecer en un medio que favorece su estabilidad. Para que estas impurezas puedan ser removidas, es preciso alterar algunas características del agua, a través de los procesos de coagulación, floculación, sedimentación (o flotación) y filtración.

No hay límites definidos de tamaño para las partículas coloidales pero por lo general se considera que tienen una dimensión entre 1 y 1,000 milimicrones aproximadamente. En términos generales, los denominados coloides presentan un tamaño intermedio entre las partículas en solución verdadera y las partículas en suspensión. La Fig. 7.11 ilustra sobre el tamaño aproximado de las partículas y su distribución. Es necesario hacer notar, sin embargo, que en el caso de los coloides, sus dimensiones las define la naturaleza de los mismos.

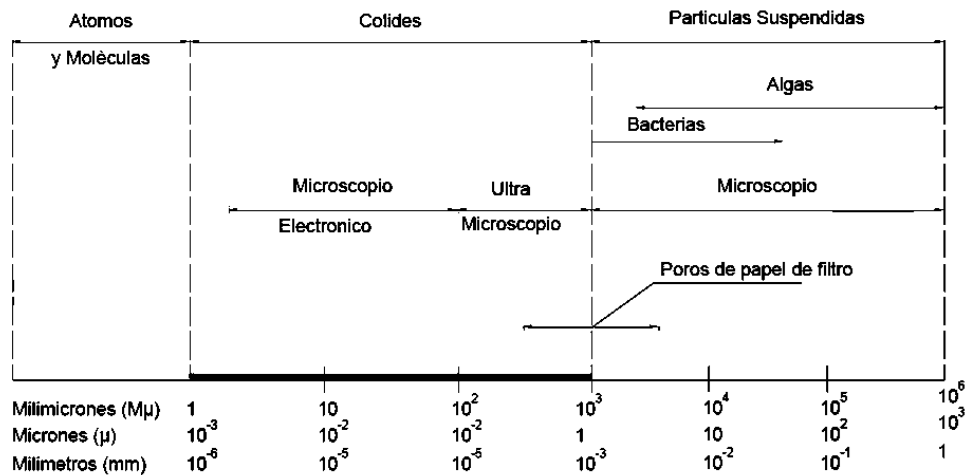


Figura 7.14 - Tamaño de las partículas suspendidas

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

Existen varios términos para distinguir los tipos de sistemas coloidales. Para el tratamiento de agua, los más importantes consisten en su clasificación en función de su afinidad con el agua:

- Los coloides hidrofílicos muestran gran atracción por el agua
- Los coloides hidrofóbicos muestran menos atracción, poseen gran importancia en el tratamiento del agua e incluyen sustancias como arcillas y óxidos metálicos.

A continuación se presenta un cuadro donde se esquematizan las propiedades de los coloides:

Propiedad	Descripción
<b>Cinemáticas</b>	<p>a. Movimiento Browniano. Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea. Consiste en el movimiento constante e irregular que realizan las partículas coloidales dentro de la fase líquida. La teoría cinética explica este fenómeno como resultado del bombardeo desigual y casual de las partículas en suspensión por las moléculas del líquido. Al elevarse la temperatura del líquido las moléculas adquieren mayor energía cinética y aumenta el movimiento browniano.</p> <p>b. Difusión. Tiene relación estrecha con el movimiento Browniano. El movimiento constante de las moléculas del líquido (en nuestro caso agua) ocasiona que las partículas coloidales se encuentren en movimiento Browniano constante, lo que a su vez acarrea una tendencia de las partículas coloidales a dispersarse por todas partes en el disolvente, en este caso en el agua.</p> <p>c. Presión osmótica. Si un solvente (agua) y un sistema coloidal (agua + coloides) se encuentran separados por una membrana, la cual es permeable al solvente pero no a los coloides, la dilución puede ocurrir únicamente con el movimiento del solvente hacia el sistema coloidal a través de la membrana. Esto ocurre en forma espontánea y se llama flujo osmótico. Si se aplica una presión hidrostática apropiada de forma que el flujo osmótico se detenga, se alcanza un estado de equilibrio. La presión balanceante es la presión osmótica. Esta propiedad es interesante ya que se pueden utilizar determinaciones experimentales de presión osmótica para calcular el número de partículas y el peso promedio de dicho número en sistemas coloidales.</p>
<b>Ópticas</b>	Efecto de Tyndall-Faraday: Es un fenómeno físico que hace que las partículas coloidales en una disolución o un gas sean visibles al dispersar la luz. La dispersión es directamente proporcional al tamaño de las partículas. El efecto de Tyndall-Faraday se utiliza en la determinación de la turbiedad por medio de un nefelómetro.
<b>De superficie (adsorción)</b>	Las partículas coloidales se caracterizan por tener una gran superficie específica, definida como relación entre el área superficial y la masa. Al disminuir el tamaño de las partículas, disminuye significativamente la superficie con el consiguiente aumento del tiempo requerido para la sedimentación de la partícula. Para partículas coloidales, el tiempo sin coagulación puede llegar a ser tan extensos que puede demorar años para llevarse a cabo su sedimentación
<b>Electro cinemáticas</b>	Su importancia radica en su utilización para comprender la estabilidad de las dispersiones coloidales. Al pasar una corriente directa a través de una solución coloidal las partículas son arrastradas a los electrodos positivos o a los negativos. Su importancia se debe a que nos indica que las partículas coloidales tienen carga eléctrica y que se mueven de acuerdo al signo que tengan hacia el electrodo de signo opuesto. Casi todos los coloides tienen carga negativa y se trasladan hacia el electrodo positivo.

Tabla 7.9 – Propiedades de partículas coloidales

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

### 7.6.2 Reactivos

Como reactivos se emplean generalmente derivados de aluminio y hierro, cal, y luego polímeros. Los derivados de aluminio y/o hierro se hidrolizan rápidamente formando precipitados insolubles. Por su parte, el sulfato de aluminio incrementa los sulfatos en agua y forma flóculos difíciles de sedimentar, mientras que el hierro aumenta la concentración de cloruros en el agua y causa problemas a PH ácidos. La cal forma un floculo muy denso y fácilmente sedimentable pero es difícil de manipular.





---

Entre los derivados del aluminio el más utilizado es el sulfato de aluminio, y en menor medida el aluminato de sodio y policloruros de aluminio.

#### 7.6.2.1.1 Sulfato de aluminio

El sulfato de aluminio  $(Al_2SO_4)_3$ , es por mucho el reactivo más usado, y en forma comercial se denomina alumbre o sulfato de aluminio, presentado en gránulos o solución concentrada. En su estructura contiene el 17% de alúmina, soluble en agua.

El sulfato en gránulos es dosificado con equipos gravimétricos a anques que preparan una solución que es transportada al punto donde se aplica.

#### 7.6.2.1.2 Aluminato de sodio

El aluminato de sodio  $(NaAlO_2)$  es útil para la coagulación secundaria de aguas con elevado color o como coagulante en el proceso de ablandamiento con cal y carbonato de sodio para incrementar la sedimentabilidad del precipitado que se forma.

Se presenta comercialmente en forma líquida o sólida, y debido a su alto costo se utiliza mayormente como ayuda de coagulación que como coagulante principal.

#### 7.6.2.1.3 Policloruros de aluminio (PAC's)

Este tipo de producto es relativamente nuevo en el tratamiento del agua. Son coagulantes de aluminio pre polimerizado, descritos por una serie de compuestos con propiedades diferentes que aseguran un adecuado rendimiento en muchas aplicaciones y condiciones de operación. Por ejemplo, combinando el contenido de aluminio, aditivos y forma de fabricación, pueden emplearse para remoción de partículas, disminución en la producción de lodos, disminución de aluminio residual y consumo de alcalinidad, o rendimiento de los filtros. De todas formas, es preciso evaluar si realmente resultan más económicos que otros reactivos.

En referencia a los reactivos derivados del Hierro, se puede emplear sulfato ferroso, sulfato férrico y cloruro férrico.

#### 7.6.2.1.4 Sulfato Ferroso

El sulfato ferroso  $FeSO_4$ , es un sólido cristalino blanco-verdoso, subproducto de diversos procesos químicos, principalmente lavado del acero, de donde se obtiene en forma disuelta en el licor gastado y es procesado para ser vendido en forma granular. Debido a que el hierro ferroso precipita en el agua como ion férrico, será preciso adicionar cal o cloro para hacer la coagulación efectiva.

La coagulación se produce en un amplio intervalo de pH, de 4,8 a 11.

#### 7.6.2.1.5 Sulfato Férrico

El sulfato férrico  $Fe_2(SO_4)_3$ , resulta muy útil para remover color a pH extremos. Se presenta comercialmente en gránulos de color café rojizo muy solubles en agua. Reacciona con la alcalinidad natural del agua o los compuestos alcalinos que se adicionen (como la cal o carbonato de sodio).

#### 7.6.2.1.6 Cloruro Férrico

El Cloruro férrico  $FeCl_3$ , se usa como coagulante en aguas industriales y muy poco en potabilizadoras. Se encuentra disponible en el mercado como sólido o líquido. Es muy corrosivo, por lo cual debe cuidarse su manipulación y almacenamiento.

Respecto a la cal, conocida comercialmente como cal viva o cal hidratada y apagada, en forma granular con un contenido de Cao del 90%, debe prepararse en un tanque por fluidificación con agua y en presencia de turbina mezcladora, para que un dosificador gravimétrico la adicione al agua a ser tratada.

A continuación se puede observar un resumen de los coagulantes más frecuentemente utilizados en este proceso.

Coagulantes más frecuentes	
Derivados de Aluminio	Derivados de Hierro
Sulfato de Aluminio	Sulfato Ferroso
Aluminato de Sodio	Sulfato Férrico
Polímeros de Aluminio	Cloruro Férrico

Tabla 7.10 – Coagulantes más utilizados

Fuente: Elaboración propia

#### 7.6.2.2 Ayudas de coagulación

En la coagulación muchas veces aparecen dificultades debido a que es baja la velocidad de sedimentación o precipitación, o a que los flóculos son frágiles y se rompen debido a las fuerzas hidráulicas en las balsas de sedimentación y en los filtros, además las partículas de un cierto tamaño actúan como núcleos para la formación de coágulos, es por eso que la adición de coadyuvantes ayuda al proceso.

Los compuestos químicos que más se usan son los **polímeros**. Los polímeros de aluminio, ya explicados anteriormente, se utilizan mucho como ayuda de coagulación en el tratamiento del agua de bebida porque proporcionan flóculos grandes antes de pasar por los procesos de sedimentación y filtración. Otras ayudas de coagulación más comunes son agregados como tierra de diatomea, arcillas, bentonita, sílice o carbón activado, y en menor medida la sílice activa, algunos agentes adsorbentes, y sustancias oxidantes. Se utilizan también como coadyuvantes, barros del decantador que provengan a través de un retorno.

El proceso unitario de la coagulación implica la adición de productos químicos, un movimiento de mezcla rápido y un tiempo de reposo en el depósito de mezcla, durante unos cuantos minutos.

La eliminación de los flóculos depende de su naturaleza y concentración, del uso, tanto de coagulantes como de ayudas de coagulación de las características del agua como pH, temperatura y fuerza iónica. Debido a la naturaleza compleja de las reacciones de coagulación, los tratamientos químicos se basan en datos empíricos derivados de ensayos de laboratorio y estudios de campo.

### 7.6.2.3 Fases de la coagulación

Desde un punto de vista esquemático, se puede considerar que la coagulación se desarrolla en cinco fases consecutivas o simultáneas que explican reacciones físicas y químicas, de la siguiente forma:

- **Primera fase.** Hidrólisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión;
- **Segunda fase.** Precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan;
- **Tercera fase.** Adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides;
- **Cuarta fase.** Adsorción mutua entre coloides; y
- **Quinta fase** Acción de barrido.

En la siguiente figura se esquematizan los procesos anteriormente descritos.

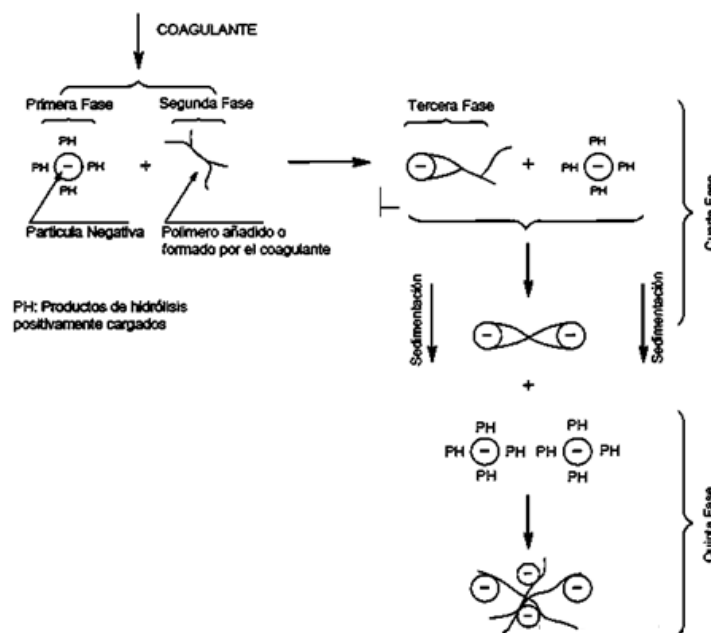


Figura 7.15 - Modelo esquemático del proceso de coagulación

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

El modelo es bastante simple, por lo tanto se aclara que las fases pueden coexistir y en ocasiones invertirse (re estabilización). Todas las reacciones dependen de la alcalinidad, el pH y la temperatura del agua.

#### **7.6.2.4 Cálculo de la cantidad de reactivo por dosificar**

La cantidad óptima de reactivo por dosificar se obtiene por medio del análisis de las jarras. El mismo consiste en una prueba de laboratorio en la cual mediante la caracterización de los procesos de floculación en jarras con agua con diferentes contenidos del mismo, se obtiene aquella concentración de mejor comportamiento.

La medición de turbiedad del agua después de floculada suele considerarse como los parámetros más importante para caracterizar el proceso. La medición de pH antes y después de la floculación tiene una importancia básica, por tanto debe disponerse siempre de un sistema de medida.

El volumen de reactivo por dosificar en una planta de tratamiento dependerá de la concentración o pureza del compuesto que se utilice. Cuando se dosifica en seco este valor puede ser hallado así:

$$W = 3,60 * \frac{D * Q}{P}$$

Donde:

- W = Kg/ hora
- D = Dosis que se requiere aplicar en g/m<sup>3</sup> = mg/l
- P = Pureza del reactivo que se usa en porcentaje
- Q = Caudal de la planta en m<sup>3</sup>/s

Cuando se dosifica en húmedo, el volumen de solución "q" que se aplique por unidad de tiempo, dependerá también de la concentración C de dicha solución, así:

$$W = \frac{D * Q}{P * C}$$

En donde q queda expresada en L/s y C en g/L.

El volumen del tanque de solución requerido dependerá del espacio disponible en la planta, pero no es conveniente por razones prácticas, disponer de menos de dos tanques, cada uno con un período de detención no menor de 12 horas, para no tener que preparar soluciones más de una vez por día. Las concentraciones usadas son del 5 al 20% para el sulfato de aluminio. Concentraciones mayores requieren dilución posterior con más agua antes de su aplicación.

### **7.6.3 Floculación**

#### **7.6.3.1 Teoría de la floculación**

La floculación se define como una lenta agitación en el agua para permitir el crecimiento de floc. Este crecimiento es inducido por el contacto de partículas de diámetro mayor de una micra (1 μm), el contacto de partículas se crea por el gradiente de velocidad de la masa líquida.

Los dos objetivos básicos que se persiguen con la floculación son:

- a) Reunir los microfloculos para formar partículas mayores con peso específico superior al agua.
- b) Compactar el floc (disminuyendo su grado de hidratación) para producir una baja concentración volumétrica, que permita una alta eficiencia en la fase de separación (sedimentación – filtración).

Tanto el gradiente de velocidad como el tiempo de detención óptimo varían según el tipo de agua y deben hallarse por experimentación, mediante el análisis de jarras, ya descrito anteriormente.

En el proceso de floculación existen tres características esenciales que se deben estudiar, estas son:

- a) La forma de producir la agitación
- b) El gradiente de velocidad
- c) El tiempo de retención

Las mismas son esenciales debido a la importancia de proporcionar un mezclador suficiente para que se formen los flóculos y se mantengan hasta sedimentarse en los depósitos de floculación. Cuanto más fuerte sea el flóculo y más alta la concentración de sólidos en suspensión, más tiempo de mezcla se requiere para mantener al flóculo en suspensión; es decir que aguas de baja turbiedad son más difíciles de coagular que las de mayor turbiedad.

### 7.6.3.2 Etapas del proceso de floculación

Pueden diferenciarse entonces tres etapas en el proceso de floculación: Dispersión del coagulante, acondicionamiento del floculo, y decantación de los flocs.

Para llevar a cabo la primera etapa, y lograr el tiempo de permanencia adecuado, se necesita de dispositivos de mezcla capaces de dispersar el coagulante en toda la masa de agua en el menor tiempo posible. Estos dispositivos pueden ser de tipo hidráulicos (que ya han sido mencionados con anterioridad como la canaleta Parshall o resaltos hidráulicos) o mecánicos. La principal diferencia radica en la versatilidad que presentan los segundos respecto a la regulación de velocidad del rotor, que agita un volumen específico contenido en una cámara, mientras que los de carácter hidráulico se adaptan a un caudal de proyecto.

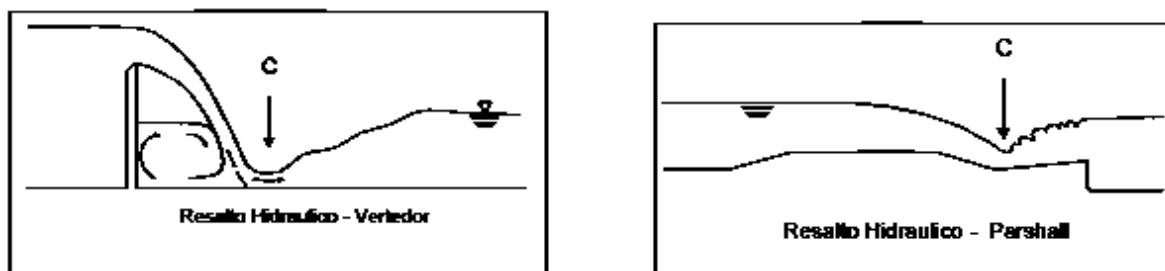


Figura 7.16 - Mezcladores de flujo pistón

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

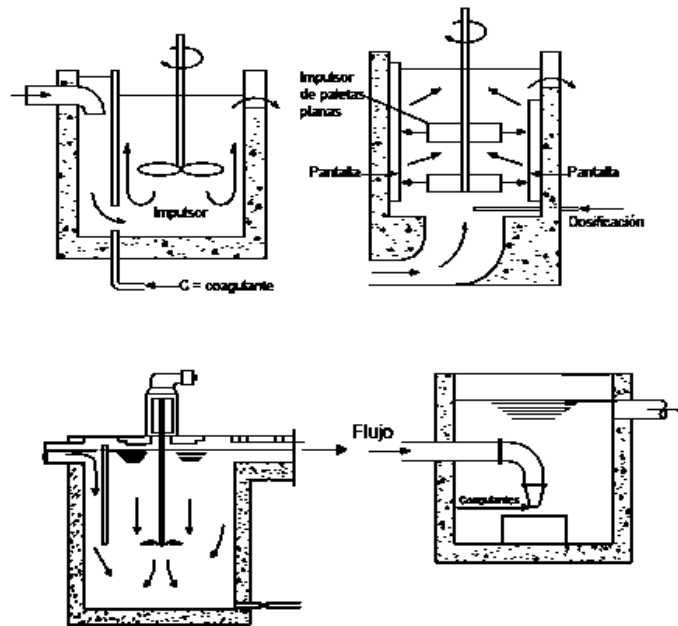


Figura 7.17 – Retro mezcladores

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

Luego de agregado el floculante, se necesita un acondicionamiento de las partículas coaguladas, que lleva generalmente un tiempo de 15 a 45 minutos. Se debe tener presente que la velocidad de aglomeración o floculación depende del número de partículas presentes, del volumen relativo que ocupan y del gradiente de velocidad creado. Si existiera un exceso de movimiento, se disgregarían las partículas nuevamente; es por ello que dicho gradiente de velocidad debe elegirse con cuidado. El acondicionamiento y la decantación de los flocs dependerán del tipo de floculador escogido, el cual cómo será visto a continuación posee diferentes tipologías.

### 7.6.3.3 Clasificación de los floculadores

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en hidráulicos, mecánicos e hidromecánicos. Los hidráulicos según el sentido del flujo, se clasifican en: de flujo horizontal, de flujo vertical y de flujo helicoidal. Los mecánicos, se clasifican según el sentido del movimiento, en reciprocantes y rotatorios. Y los hidromecánicos, son de flujo horizontal.

Según la energía de agitación	Según el Sentido de Flujo	Descripción	Nombre
<b>Hidráulicos</b>	Flujo Horizontal	Con tabiques de ida y regreso	De Tabiques
	Flujo Vertical	Con tabiques arriba y abajo del tanque	
		Con codos en el fondo que proyectan el agua arriba y abajo	Alabama
		Con entrada lateral al tanque	Cox
<b>Mecánicos</b>	Rotatorios	De paletas de eje horizontal o vertical	De Paletas
		De turbinas Horizontales o verticales	De turbinas
	Reciprocantes	Rejas o cintas oscilantes	Reciprocantes
<b>Hidromecánicos</b>	Flujo horizontal	De turbina Pelton y paletas Horizontales	Hidromecánicos

Tabla 7.11 Clasificación de los floculadores

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

### 7.6.3.3.1 Floculadores hidráulicos

Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Consisten en tanques provistos de pantallas entre los cuales el agua circula con una velocidad fija o decreciente, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo, ver Fig 7.15.

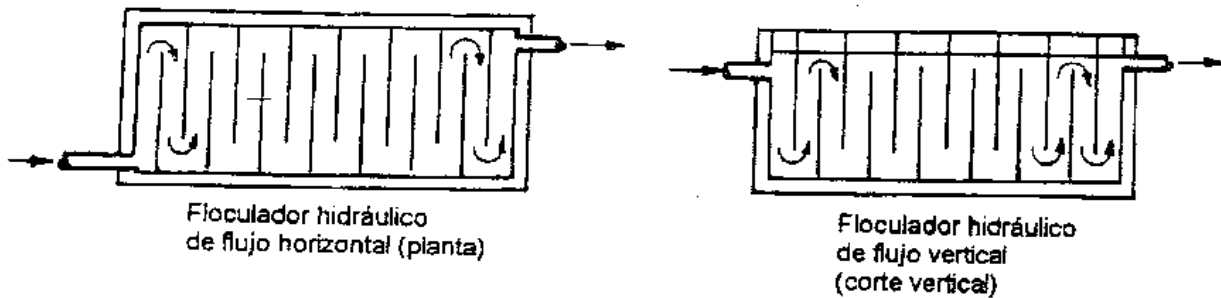


Figura 7.18 - Floculadores hidráulicos

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

Los más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180° al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

### 7.6.3.3.2 Floculadores mecánicos

Los floculadores mecánicos requieren de una energía externa (motor) para mover el agitador dentro de un tanque. Pueden ser *giratorios*, en los cuales las paletas rotan a una cierta velocidad, o *reciprocantes*, donde rejas o cintas oscilantes suben o bajan. En ambos casos, se entiende que el número de paletas o agitadores es directamente proporcional a la energía comunicada al líquido, la cual puede variarse. Dentro del primer tipo se encuentran los de eje horizontal o vertical, y de turbinas horizontales o verticales.

La principal ventaja que poseen estos con respecto a los floculadores hidráulicos, al igual que ocurre con los dispositivos de mezclado del aglomerante, consiste en la versatilidad que poseen con respecto a su rendimiento con respecto a diferentes caudales de funcionamiento y en de los bajos requerimientos de espacio que los mismos poseen.

Si bien resultan de gran interés dentro del punto de vista técnico-funcional, su utilización no ha sido mayormente difundida en nuestra zona, siendo los más utilizados los floculadores hidráulicos, por lo que su adecuación al presente proyecto ha sido descartada.

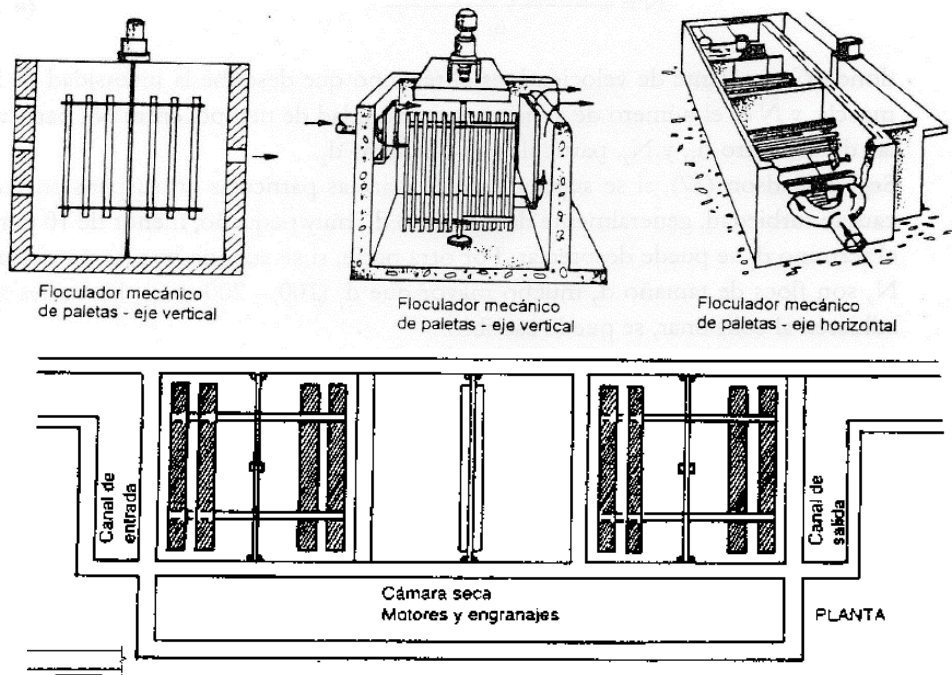


Figura 7.19 - Floculadores mecánicos

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.6.3.4 Fundamentos teóricos de los floculadores hidráulicos

Tal como se mencionó anteriormente, los floculadores hidráulicos de flujo horizontal y flujo vertical consisten en los de mayor implementación en nuestra zona.

En los siguientes apartados se desarrollarán aquellos aspectos técnicos que hacen a su funcionamiento y puesta en operación.

#### 7.6.3.4.1 Pérdidas de cargas

En los dos tipos de floculadores se produce una pérdida de carga  $h_t$ , generada por:

- Por el cambio de dirección y turbulencia  $h'$
- Por ensanchamiento y contracción de la sección  $h''$
- Por fricción en los tramos rectos  $h_1$

La suma de estas pérdidas de carga constituye la pérdida de carga total  $h_t$ .

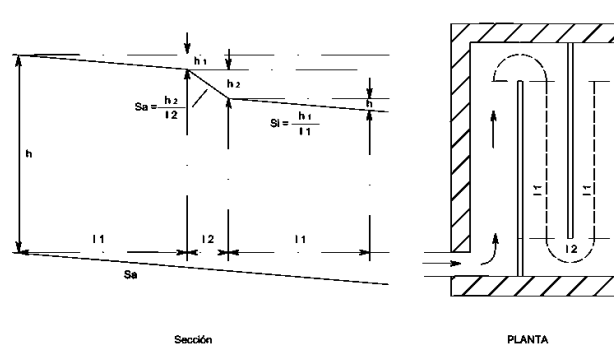


Figura 7.20- Gradientes de energía y pérdidas en floculadores de flujo horizontal

Fuente: Arboleda Valencia, 2000





En los floculadores de flujo horizontal  $h' + h'' = h_2$ , es proporcional a la carga de velocidad  $v^2/2g$ , así:

$$h_2 = k * N * \frac{v^2}{2g}$$

Dónde: k = constante empírica (2 a 4, comúnmente 3.0)

N = número de tabiques

V = velocidad promedio de flujo, m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s<sup>2</sup>

Según el RAS título C (2000)<sup>4</sup>, recomienda que la velocidad del agua a través del tanque este entre 0.20 y 0.60 m/s. Algunos diseñadores suelen hacer dos o tres sectores, incrementando el espaciamiento de los tabiques para producir una alta velocidad al principio (0.30 - 0.60 m/s) y baja al final (0.20 - 0.30 m/s).

Las velocidades altas (0.60 m/s) pueden romper el floc, mientras que las bajas (0.10 m/s) permiten la sedimentación de los lodos. Cada una de acuerdo con las fuerzas que mantienen aglutinadas las partículas y los coagulantes que se usen, requiere un estudio especial al respecto.

El coeficiente k es adimensional y varía en proporción directa con la pérdida de carga e inversa con el cuadrado de la velocidad. Suele tomarse k = 3.0 como valor promedio, pero en realidad varía entre 2 y 4 según la rugosidad de los tabiques, el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared, la temperatura, viscosidad del agua, la forma de la punta de los tabiques (redondeada o cuadrada), etc.

La pérdida de  $h_1$  se puede calcular con la fórmula de Manning así:

$$h_1 = S * L = \left( \frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

Donde:

S = pendiente del canal

V= velocidad media

R= radio hidráulico medio

N= coeficiente de Manning (puede tomarse 0.013 para superficies de cemento)

La pérdida de carga  $h_1$  es la que predomina y puede representar hasta el 90% de la pérdida total.

La suma de estas pérdidas constituye la carga total, esto es:

$$h_t = h_1 + h_2$$

<sup>4</sup> El RAS 2000 título C consiste en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico utilizado para la república de Colombia, que se fundamenta en un gran número de normas y parámetros internacionales. A criterio de los autores, la bibliografía citada por su abordaje de los temas y carácter didáctico fue de gran valor para el diseño de parte de las instalaciones de la planta y la consideraron como norma de referencia para la determinación de ciertos parámetros de la misma.

7.6.3.4.2 Gradiente de velocidad en floculadores hidráulicos

La potencia disipada por unidad de volumen en floculadores hidráulicos se calcula así:

$$P_D = \frac{\gamma * Q * h_t}{V}$$

Donde:

$P_D$  = Potencia disipada  
 $\gamma$  = Densidad del agua; kgf/m<sup>3</sup>  
 $Q$  = Caudal, m<sup>3</sup>/s  
 $H_t$  = Pérdidas totales  
 $V$  = Volumen, m<sup>3</sup>

Como el caudal es igual a la sección por la velocidad y el volumen es igual al área por la longitud, la ecuación puede también ser expresada de la siguiente manera:

$$P_D = \frac{\gamma * v * h_t}{L}$$

Siendo  $v$  la velocidad media del flujo y  $L$  la longitud en la cual se produce la pérdida de carga  $h_t$ .

A su vez, el cociente entre la longitud y la velocidad media da como resultado el tiempo nominal de retención  $T$

$$P_D = \frac{\gamma * \Delta h}{T}$$

Siendo la viscosidad cinemática del agua igual a:

$$\mu = \frac{v * \gamma}{g}$$

A partir de  $P$ , se puede obtener el gradiente de velocidad  $G$ , por las siguientes ecuaciones:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu * V}} = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}} = \sqrt{\frac{g * \Delta h}{v * T}}$$

El RAS 200, título C, recomienda que el gradiente medio de velocidad ( $G$ ) deba estar entre 20 s<sup>-1</sup> y 70 s<sup>-1</sup> y el tiempo de detención ( $t_d$ ) entre 20 y 30 minutos, los cuales deben determinarse en base a las pérdidas de carga y la longitud de trayectoria del flujo.

A continuación se presenta una tabla para la obtención del peso específico y de la viscosidad dinámica para diferentes temperaturas:



Temp. °C	Peso específico ( G ) N/m <sup>3</sup>	Viscosidad dinámica ( μ ) Pa,s	Temp. °C	Peso específico ( G ) N/m <sup>3</sup>	Viscosidad dinámica ( μ ) Pa,s
0	9805	0.00180	20	9980	0.00101
1	9805	0.00174	21	9787	0.00099
2	9806	0.00168	22	9785	0.00097
3	9806	0.00163	23	9783	0.00094
4	9807	0.00158	24	9781	0.00092
5	9807	0.00153	25	9778	0.00090
6	9807	0.00148	26	9775	0.00088
7	9806	0.00144	27	9773	0.00086
8	9806	0.00139	28	9770	0.00084
9	9805	0.00135	29	9767	0.00082
10	9804	0.00132	30	9764	0.00080
11	9803	0.00128	31	9761	0.00079
12	9802	0.00125	32	9758	0.00077
13	9800	0.00121	33	9755	0.00075
14	9799	0.00118	34	9752	0.00073
15	9798	0.00115	35	9749	0.00071
16	9797	0.00112	36	9747	0.00070
17	9795	0.00109	37	9742	0.00068
18	9793	0.00107	38	9739	0.00066
19	9791	0.00104	39	9735	0.00064

Tabla 7.12 - Valores de peso específico y viscosidad dinámica

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

### 7.6.3.5 Floculador hidráulico de flujo horizontal

En este tipo de floculadores, el agua se desplaza en sentido horizontal entre dos tabiques consecutivos haciendo el giro al final de cada uno. Para utilizar un floculador de flujo horizontal, el tanque debe estar dividido por pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuesto de forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas. Debe dejarse suficiente espacio para la limpieza de los canales; si éstos son muy estrechos las pantallas deber ser removibles.

En el siguiente cuadro se enuncian las principales ventajas y desventajas de este tipo de floculadores.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> <li>• No tienen cortos circuitos, esto es, que el flujo queda retenido durante un tiempo casi igual al periodo de detención nominal.</li> <li>• No tiene partes movibles, de forma que su operación y mantenimiento son más simples que de los equipos mecánicos.</li> <li>• Si bien la pérdida de carga necesaria para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía, lo que es una considerable ventaja cuando el flujo llega por gravedad a la planta.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se produce mucho más pérdida de carga y por tanto gradiente de velocidad en los giros de 180° del flujo que en los tramos rectos.</li> <li>• Cuando los tabiques son fijos, la velocidad es constante para cada flujo. Si se quiere cambiar Q la velocidad cambia y cambia también la pérdida de carga, pudiendo ser o muy alta o muy baja.</li> <li>• falta de flexibilidad: habiendo una sección constante en los canales, no se puede variar el gasto de la planta sin que varíe la velocidad de flujo.</li> </ul>

Tabla 7.13 - Ventajas y desventajas de floculadores hidráulicos de flujo horizontal

Fuente: Elaboración propia

### 7.6.3.5.1 Parámetros de diseño

En el siguiente cuadro se enuncian aquellos parámetros que deben ser tenidos en cuenta para el dimensionamiento de los floculadores de flujo horizontal.

Parámetro	Descripción
Tiempo de detención ( $t_d$ )	El tiempo de detención ( $t_d$ ) entre 20 y 30 minutos
Gradiente de velocidad ( $G$ )	El gradiente medio de velocidad ( $G$ ) debe estar entre $20 \text{ s}^{-1}$ y $70 \text{ s}^{-1}$
Velocidad del agua ( $v$ )	La velocidad del agua a través del tanque este entre $0.2 \text{ m/s}$ y $0.6 \text{ m/s}$ .
Sección de los canales ( $A$ )	La sección de los canales se puede obtener por la fórmula: $A = \frac{Q}{v}$
Longitud efectiva del canal ( $L$ )	La longitud efectiva del canal se puede calcular mediante la fórmula: $L = B - e$ Donde: L = Longitud de canal B = ancho del floculador e = espacio entre los extremos de los tabiques y las paredes del tanque
Número de canales ( $n$ )	El número de canales se calcula mediante la fórmula $N = \frac{L_{total}}{L}$
Longitud total ( $L_t$ )	La longitud total del floculador se calcula mediante la fórmula: $L_t = n A + (n-1) B$

Tabla 7.14 - Parámetros de diseño de floculadores hidráulicos de flujo horizontal

Fuente: Elaboración propia

Villegas de Brigard (2008), en su libro presenta los siguientes criterios de diseño para floculadores hidráulicos de tabiques.

Criterio	G ( $\text{s}^{-1}$ )	T (min)	Gt	V (m/s)	H <sub>t</sub> (m)
Smethurst	20-100	10-60	$2 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	0,15 - 0,50	0,15 - 0,60
Arboleda	10-100	15-20		0,10 - 0,60	
Insfopal		15-60		0,15 - 0,45	
Hardenbergh y Rodie		20-50		0,15 - 0,45	
Fair y Geyer		10-90		0,10 - 0,90	0,30 - 0,90
Awwa	5-100	10-60	$3 \times 10^4 - 1,5 \times 10^5$	0,09 - 0,30	
Cepis	10-100	10-60		0,10 - 0,60	
RAS 2000	20-70	20-30		0,20 - 0,60	

Tabla 7.15 - Criterios de diseño para floculadores hidráulicos de flujo horizontal

Fuente: Villegas de Brigard, 2008

## 7.7 SEDIMENTACIÓN

### 7.7.1 Fundamentos de la sedimentación

#### 7.7.1.1 Conceptos generales

Se define como sedimentación al proceso de remoción por efecto gravitacional de las partículas en suspensión presentes en el agua. Estas partículas deberán tener un peso específico mayor que el fluido.

Antiguamente, el agua solo era sometida a un proceso de coagulación antes de la sedimentación; y luego la filtración se realizaba después de pocos minutos de contacto, lo que ocasionaba una tensión adicional en los filtros lentos. Esto provoca una operación ineficiente de los filtros, haciendo que el agua no adquiriera la calidad esperada. De esta



forma se añadió la etapa de sedimentación para optimizar los procesos posteriores de potabilización de agua.

La unidad de sedimentación consta de cuatro zonas diferenciadas: la de entrada y distribución de agua, zona de sedimentación propiamente dicha, zona de salida o recolección de agua, y zona de depósito de lodos, los cuales serán desarrollados más adelante

Los diversos tipos de suspensiones de sólidos presentan características decantables distintas. Por ello, el desarrollo de la sedimentación debe estar basado en el entendimiento del proceso y de las variables que puedan modificar su eficacia. De esta forma, las partículas mayores decantarán con una velocidad rápida, adelantándose a las más finas. Es importante destacar que el efecto de factores externos como el viento o las perturbaciones hidráulicas, y una mayor profundidad del sedimentador, generarán mayor contacto entre partículas, por lo que pueden seguir floculando. Por lo tanto, la eliminación depende de la profundidad del tanque, así como de las propiedades del fluido y tamaño de las partículas.

### 7.7.1.2 Clasificación de los procesos de sedimentación

Los procesos de sedimentación se pueden clasificar conforme a las características de las partículas que sedimentan. Conforme se especifiquen las mismas, tal como se verá más adelante, se determinará el tipo de sedimentadores a utilizar. A continuación se presenta un cuadro resumen acerca de los tipos de procesos de sedimentación.

TIPO DE SEDIMENT.	CARACTERÍSTICAS DE LOS SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	DESCRIPCIÓN DEL PROCESO	EJEMPLOS
<b>Sedimentación de partículas discretas</b>	Partículas discretas y aisladas en soluciones diluidas, que no varían de características (forma, tamaño, densidad) durante la caída.	No hay interacción entre las partículas y entre las partículas y el resto del fluido	En desarenadores, en los sedimentadores y en los pre sedimentadores como paso previo a la coagulación en las plantas de filtración rápida y también en sedimentadores como paso previo a la filtración lenta.
<b>Sedimentación de partículas floculantes</b>	Partículas aglomerantes en soluciones relativamente diluidas. Las características de este tipo de partículas — forma, tamaño, densidad— sí cambian durante la caída	Las partículas se aglomeran agrupándose en partículas de mayor tamaño	Sedimentación de flocs en decantadores horizontales o de placas
<b>Sedimentación retardada</b>	Soluciones de concentración intermedia.	Las partículas interfieren entre sí en su descenso manteniendo posiciones estables.	Deposición de lodos en decantadores de flujo ascendente.
<b>Sedimentación compresión</b>	Soluciones de alta concentración, de esta forma se producen colisiones que las mantienen en una posición fija y ocurre un depósito masivo en lugar de individual.	Se forma una estructura entre las partículas que va modificándose lentamente con el tiempo	Compactación de depósito de lodos

Tabla 7.16 – Clasificación de los procesos de sedimentación

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

### 7.7.1.3 Teoría básica de la sedimentación

Para la mejor comprensión de los diferentes procesos de sedimentación se procederá a realizar la teoría en primer lugar de los casos más generales, consistiendo en el movimiento de una partícula en un fluido cualquiera, para luego proceder al análisis de los casos más específicos.

#### 7.7.1.3.1 Sedimentación de partículas discretas con caída libre

El fenómeno de sedimentación de partículas discretas por caída libre, también denominado en soluciones diluidas, puede describirse por medio de la mecánica clásica, que infiere que una partícula que se encuentra en un líquido está sometida a dos fuerzas (ver Fig 7.21):

- la flotación FF, que es igual al peso del volumen de líquido desplazado por la partícula, de acuerdo al conocido principio de Arquímedes;
- y la fuerza gravitacional FG.



Figura 7.21 – Figuras actuantes en una partícula

En este caso la sedimentación es solamente una función de las propiedades del fluido y las características de las partículas según se demuestra a continuación:

Si se imagina el caso de una partícula que se deja caer en el agua. esta partícula estará sometida a dos fuerzas, Fig. 7.19. Fuerza de flotación (FF), que es igual al peso del volumen del líquido desplazado por la partícula (principio de Arquímedes), y fuerza gravitacional (FG). Si:

$$F_f = \rho G V \quad [1]$$

$$F_g = \rho_s G V \quad [2]$$

Donde:

- $\rho$  = Densidad del líquido
- $\rho_s$  = Densidad del solido
- $V$  = volumen de la partícula

De la acción de ambas fuerzas tenemos la fuerza resultante, que será igual a la diferencia de estos dos valores y estará dada por:

$$F_i = (\rho_s - \rho) G V \quad [3]$$

Donde:

- $F_i$  = fuerza resultante o fuerza de impulsión



Arrastrada por esta fuerza la partícula desciende con velocidad creciente, pero a medida que baja la fricción que el líquido genera en ella crea una fuerza de roce definida por la ley de Newton, cuyo valor es:

$$F_r = C_D * A * \rho * \frac{(v_s)^2}{2} \quad [4]$$

En la cual:

- $F_r$  = Fuerza de rozamiento
- $C_D$  = coeficiente de arrastre
- $A$  = área transversal al escurrimiento
- $V_s$  = Velocidad de sedimentación
- $\frac{(v_s)^2}{2}$  = Energía cinética

Después de un corto periodo, la aceleración pasa a ser nula y el valor de la fuerza de rozamiento ( $F_r$ ) es igual a la de impulsión ( $F_i$ ), momento en el cual la partícula adquiere una velocidad constante, la cual es conocida como *velocidad de asentamiento o sedimentación*, en este momento se cumple que  $F_r$  es igual a  $F_i$ . Y, por tanto:

$$(\rho_s - \rho) G V = C_D * A * \rho * \frac{(v_s)^2}{2} \quad [5]$$

Despejando el valor de  $V_s$  se obtiene:

$$v_s = \sqrt{\frac{2 G}{C_D} * \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) * \left(\frac{V}{A}\right)} \quad [6]$$

Para el caso particular de sólidos esféricos:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \quad y \quad V = \frac{\pi * D^3}{6} \quad \therefore \quad \frac{V}{A} = \frac{2}{3} D$$

Que, reemplazando en la ecuación anterior se obtiene:

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{G}{C_D} * \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) * D} \quad [7]$$

En la cual:

- $D$  = Diámetro de la partícula
- $C_D$  = coeficiente de arrastre
- $\rho$  = Densidad del líquido
- $\rho_s$  = Densidad del solido
- $V$  = Volumen de la partícula

El coeficiente de arrastre de Newton es una función del número de Reynolds y de la forma de las partículas

$$C_D = a - Re^{-n}$$

Siendo:

$$Re = \frac{V_s * D}{\nu}$$

Donde:

- Re = número de Reynolds
- Vs = Velocidad de sedimentación
- D = Diámetro de la partícula
- $\nu$  = viscosidad cinemática (cm<sup>2</sup>/s = Stokes)

Para calcular la velocidad de sedimentación utilizando la fórmula de Fair, se pueden emplear los siguientes criterios:

Para flujo laminar (Re < 1) tenemos que:

$$C_d = \frac{24}{Re} \quad y \quad \frac{\rho_s}{\rho} = Ss$$

Donde:

- Ss = Densidad relativa

De esta forma se obtiene:

$$v_s = \frac{g}{18} * (Ss - 1) * \frac{D^2}{\nu}$$

Cuando D > 1mm, Re > 1.00, presentan flujo turbulento, para lo cual:

$$C_d = 0.4$$

Reemplazando se obtiene:

$$v_s = \sqrt{3.3 * g * (Ss - 1) * D}$$

Que se conoce como la ecuación de Newton.

#### 7.7.1.3.2 Sedimentación Interferida

En la sedimentación de partículas discretas a través de un líquido en caída libre, el líquido desplazado por la partícula al moverse hacia arriba a través de un área suficientemente grande no afecta el movimiento de la misma. En contraste, en la sedimentación interferida, las partículas se encuentran colocadas a distancias tan reducidas que el líquido desplazado se confina como dentro de un tubo y la velocidad aumenta conforme se interfiere en los campos situados alrededor de las partículas individuales.





De esta forma, el flujo no sigue líneas paralelas sino trayectorias irregulares, a causa de la interferencia de las partículas en suspensión, lo que produce un fenómeno similar al que se genera en el retro lavado de un filtro.

### 7.7.1.3.3 Sedimentación de partículas floculantes

Las partículas que se remueven en una planta de tratamiento de agua son sólidos inorgánicos y orgánicos. Los factores primordiales que influyen en la velocidad de sedimentación son su tamaño, forma y densidad.

La materia en suspensión que origina la turbiedad consiste principalmente en sílice finamente dividida, arcilla y limo. La densidad original de las partículas es cercana a 2,60. El color, en cambio, es producido principalmente por ácidos orgánicos (fúlvicos, húmicos, etc.) de origen vegetal con densidades variables de 1 a 1,5 dependiendo de su concentración. Las partículas se presentan principalmente en estado coloidal y es necesario añadirles coagulantes químicos y someterlas a procesos de coagulación y floculación para incrementar su tamaño o densidad antes del proceso de sedimentación.

Las partículas en suspensión de aguas tratadas con coagulantes, consisten en flóculos formados por óxidos metálicos ( $Al_2O_3$  o  $Fe_2O_3$ ), agua en 85 a 95% y turbiedad y/o color con densidades variables entre 1,002 cuando predomina el color y 1,030 cuando predomina la turbiedad. En procesos de ablandamiento los flóculos tienen densidades cercanas a 1,20.

El diámetro de los flóculos es variable desde menos de 0,001 mm hasta más de 5 mm, dependiendo de las condiciones de mezcla y floculación (gradientes de velocidad y tiempo de retención), lo cual tendrá una incidencia directa en los procesos de sedimentación que se lleven a cabo.

## 7.7.2 Clasificación de los sedimentadores

La sedimentación propiamente dicha se lleva a cabo en reactores que se denominan sedimentadores o decantadores. Existen diferentes tipologías que varían en función del tipo de partícula y del sentido del flujo que se remueve. A continuación se presenta una tabla resumen acerca de los sedimentadores recomendables en función del tipo de proceso de sedimentación.

Sentido del flujo	Tipo de proceso de sedimentación recomendable	Ejemplo	Tasa de flujo [ $m^3/m^2/d$ ]
<b>Horizontal</b>	Sedimentación de partículas discretas y floculantes	Desarenador	200-420 15-30
<b>Vertical</b>	Sedimentación floculante y retardada	Manto de lodos	45-60
<b>Inclinado (ascendente o descendente)</b>	Sedimentación de partículas discretas y floculantes	Decantadores con placas	120-180

Tabla 7.17 – Clasificación de los sedimentadores

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

A continuación se presenta una grafica donde se esquematizan los diferentes tipos de sedimentadores en función del sentido del flujo.

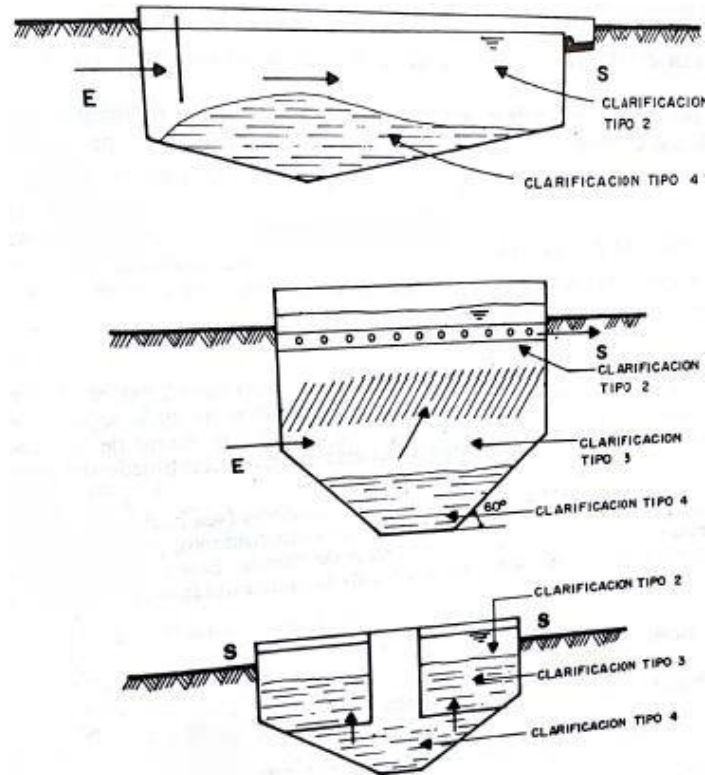


Figura 7.22 – Tipos de sedimentadores

Fuente: Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013

En adición a las tipologías enunciadas anteriormente, cuya teoría será desarrollada con mayor profundidad más adelante, en la actualidad existe un tipo de sedimentador que combina las etapas de coagulación, floculación y sedimentación en un único complemento denominado “unidad de separación dinámica”. Éstas consisten en tanques donde el agua se inyecta a través de un orificio periférico, y una turbina que gira a alta velocidad colocada en el centro del tanque impulsa el flujo hacia abajo, de forma tal que las partículas descienden empujadas por la energía del motor chocando con las ascendentes.

El funcionamiento de la unidad es el siguiente: el agua ingresa, se le inyectan los coagulantes, se mezcla lentamente o flocula, y luego sedimenta estableciendo un manto de lodos, para finalmente ascender hasta las canaletas de salida. Los lodos en este caso son recogidos en un sector del tanque y extraídos automáticamente cada cierto periodo de tiempo.

El tiempo de permanencia en estos dispositivos es de aproximadamente 90 minutos, y es un sistema muy eficiente pero que requiere de un mayor costo, por lo que no se adapta a la finalidad perseguida para el presente proyecto.

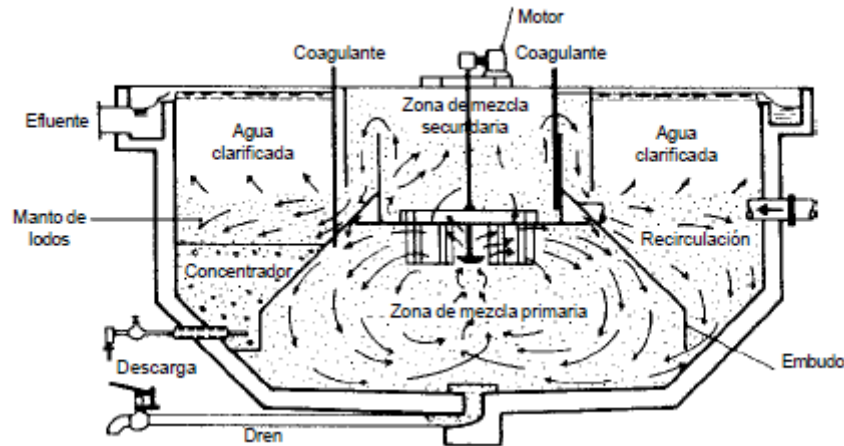


Figura 7.23 - Unidades de separación dinámica

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.7.3 Modelo teórico de la sedimentación convencional

Para un mejor entendimiento del proceso de sedimentación es importante primero desarrollar la teoría de la sedimentación convencional, la cual fue abordada por Hazen en el año 1904 y luego ampliada por Camp en 1946. El modelo se basa en el estudio de un tanque de sedimentación ideal, el cual se define como un decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo.

El modelo responde a las siguientes características:

1. Se identifican en el tanque de sedimentación cuatro zonas independientes: de entrada, de salida, de sedimentación y de retención de partículas sedimentadas.
2. Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada. La concentración de partículas de cada tamaño es por lo tanto la misma en todos los puntos de la sección transversal de entrada.
3. En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, por lo que responde a un modelo de flujo tipo pistón.
4. Toda partícula que entra a la zona de lodos queda atrapada y se considera removida.
5. Las partículas aun siendo de diferentes tamaños, se comportan con partículas discretas y aisladas en la zona de sedimentación.

En una unidad de sedimentación pueden distinguirse cuatro zonas:

1. Zona de entrada, cuya función consiste en la distribución del agua en forma que la velocidad sea uniforme en toda la sección transversal, minimizando además las corrientes que causan turbulencia.
2. Zona de sedimentación propiamente dicha, donde se produce la remoción de sólidos del agua.

3. Zona de salida o recolección del agua, la cual recoge el agua clarificada en forma que la velocidad sea lo más uniforme posible.
4. Zona de depósito de lodos, utilizada para almacenar los lodos sedimentados hasta el momento que se retiren del reactor.

En la siguiente figura, se identifican las cuatro zonas en un sedimentador convencional.

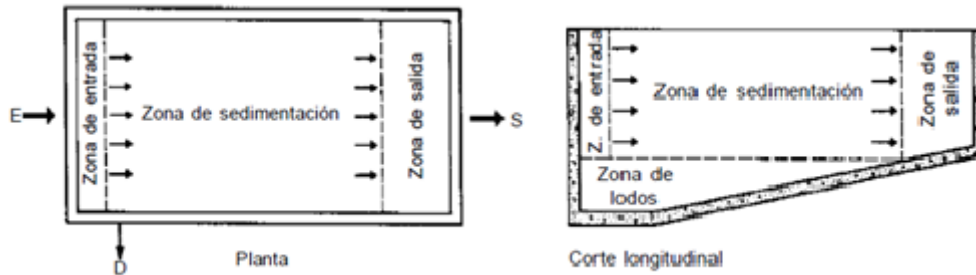


Figura 7.24- Zonificación de un sedimentador convencional

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

El comportamiento de partículas de diferentes velocidades de sedimentación corresponde a trayectorias rectas en la zona de sedimentación debido a la composición de los dos movimientos: el de desplazamiento con el flujo de velocidad  $v_f$  y el de sedimentación respecto al fluido de velocidad  $v_s$ .

Según sea pequeña o alta la velocidad de sedimentación de las partículas se pueden producir dos situaciones diferentes. Si la velocidad de sedimentación es menor que la velocidad de sedimentación crítica, sólo una parte de las partículas queda retenida; si por el contrario es mayor, todas las partículas quedan retenidas.

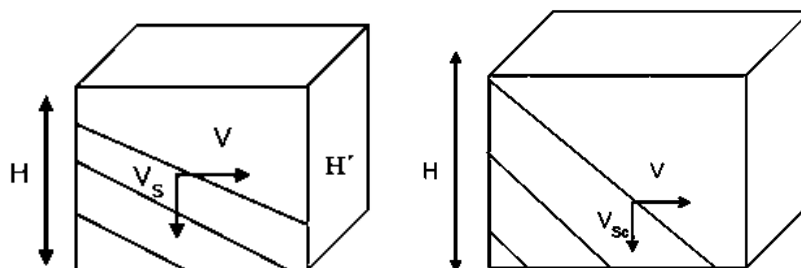


Figura 7.25– Esquema de sedimentación para diferentes velocidades de sedimentación

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

El sedimentador ideal se diseñó para eliminar el total de las partículas que tengan una determinada velocidad de sedimentación  $v_{sc}$ , o mayor, que consisten en aquellas que estando en la posición extrema a-a de la zona de sedimentación son retenidas en la posición extrema b-b de la zona de lodos.

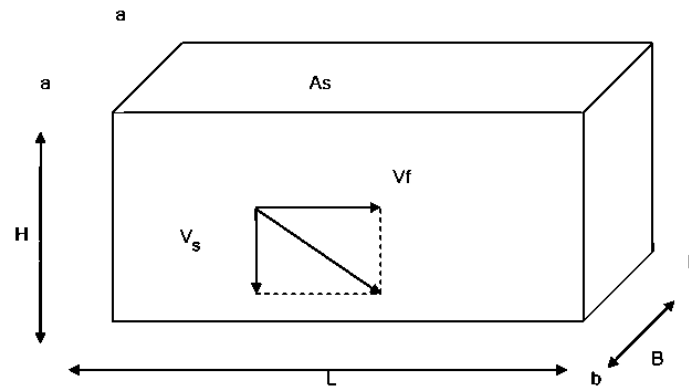


Figura 7.26 - Diagrama de sedimentación ideal

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

En un sedimentador ideal de forma rectangular y con un flujo horizontal la resultante será la línea recta. Así mismo, otras partículas discretas se moverán en lugares geométricos paralelos (a – b) pudiendo establecer semejanza de los triángulos: de velocidades y las dimensiones del sedimentador. Si (L) es la longitud, (B) el ancho y (H) la altura del tanque, se obtiene:

$$V_f = \frac{Q}{B H}$$

Donde

Q = Flujo en el tanque

V<sub>f</sub> = Velocidad de flujo

De la semejanza de triángulos formados por H Y L y por el diagrama vectorial de velocidades se tiene que:

$$\frac{V_{sc}}{V_f} = \frac{H}{L}$$

$$V_{sc} = V_f \times \frac{H}{L} = \frac{Q}{B H} \times \frac{H}{L} = \frac{Q}{B L} = \frac{Q}{A_s}$$

Donde:

A<sub>s</sub> = Área superficial del sedimentador.

Al cociente Q/A<sub>s</sub> que tiene esencialmente dimensiones de velocidad se lo denomina carga superficial y se expresa en: m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d o m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h.

Esta expresión, tiene una importancia fundamental. En efecto y observando la se puede deducir que de acuerdo a éste modelo, todo conjunto de partículas de velocidad de sedimentación v<sub>s</sub>, igual o mayor que la velocidad crítica v<sub>sc</sub>, quedará retenida con una eficiencia del 100% y todo conjunto de partículas de velocidad de sedimentación menor que la carga superficial será retenido en forma parcial con una eficiencia proporcional.

Teniendo en cuenta que en el tanque ideal las partículas tienen una distribución uniforme en la entrada y la eficiencia de retención para conjunto de partículas de velocidad de sedimentación v<sub>s</sub>, la eficiencia del sedimentador quedará expresada por el cociente.

$$E = \frac{H'}{H} = \frac{v_s \times t}{v_{sc} \times t} = \frac{V_s}{Q/A_s}$$

Donde:

T = Tiempo de sedimentación = V/Q

V = Volumen del tanque

Si Q se expresa en m<sup>3</sup>/d y A<sub>s</sub> en m<sup>2</sup>, V<sub>s</sub> tiene como unidades m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d. Dicha carga superficial o tasa de sedimentación, consistirá en un importante parámetro de diseño, y para una eficiencia de un 100% es equivalente a la velocidad de sedimentación crítica.

Este criterio sirve para explicar la teoría básica de clarificación y puede ser útil para diseñar cierto tipo de sedimentadores: los desarenadores

Se deduce entonces que la eficiencia de un sedimentador ideal solamente depende de la relación entre la velocidad de las partículas y la velocidad de sedimentación. A esta relación se le conoce como el número de Hazen.

De esta forma, un sedimentador, se diseña para remover un tamaño de partícula mínimo y todos los tamaños superiores a este y además una fracción de todos los tamaños inferiores a este.

Como consecuencia de lo indicado, se puede llegar a las siguientes conclusiones sobre sedimentación de partículas en un sedimentador ideal:

- a. Para que un sedimentador de flujo continuo sea considerado como ideal, la dirección del flujo debe ser la misma, así como su velocidad constante en todos los puntos de una sección.
- b. La concentración de partículas con iguales características sea la misma en todos los puntos de la sección vertical a la entrada al sedimentador.
- c. Una partícula queda removida cuando se depositan en el fondo del sedimentador.
- d. Para un caudal dado, la remoción de partículas en suspensión es función de la carga superficial, siendo independiente de la profundidad de sedimentación.
- e. La concentración de la materia en suspensión para cualquier sección transversal del sedimentador se incrementa con la profundidad de sedimentación y decrece con la proximidad a la salida del sedimentador. Por lo tanto, las trayectorias de partículas de iguales características originan lugares geométricos de igual concentración de partículas.

#### **7.7.4 Sedimentadores de flujo horizontal**

Los sedimentadores empleados comúnmente en plantas de potabilización de agua consisten en aquellos de flujo horizontal. Los mismos, a su vez, se clasifican según su forma en rectangular, cuadrados y redondos, siendo los primeros los que se emplean en la mayor parte de los casos, debido a que permiten una instalación más compacta aunque con un

mayor costo debido a que ocupa un mayor espacio. En la siguiente figura se esquematizan los componentes de un sedimentador rectangular de flujo horizontal.

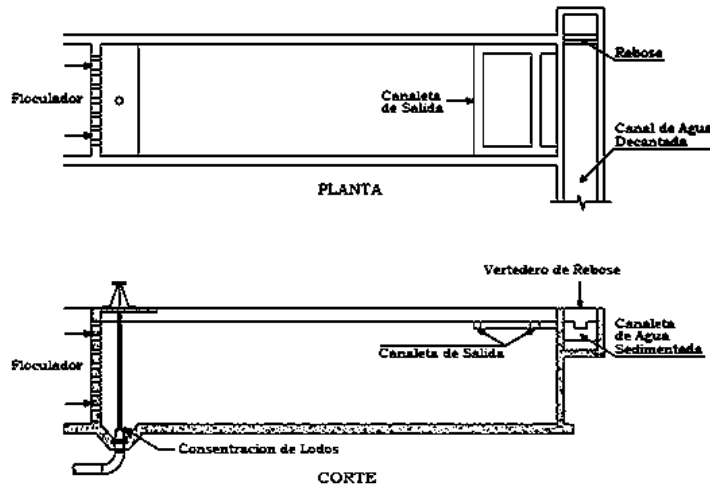


Figura 7.27 - Sedimentadores horizontales de forma rectangular

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

En la siguiente figura se esquematiza un sedimentador circular con rascador de fondo para el barrido de lodos.

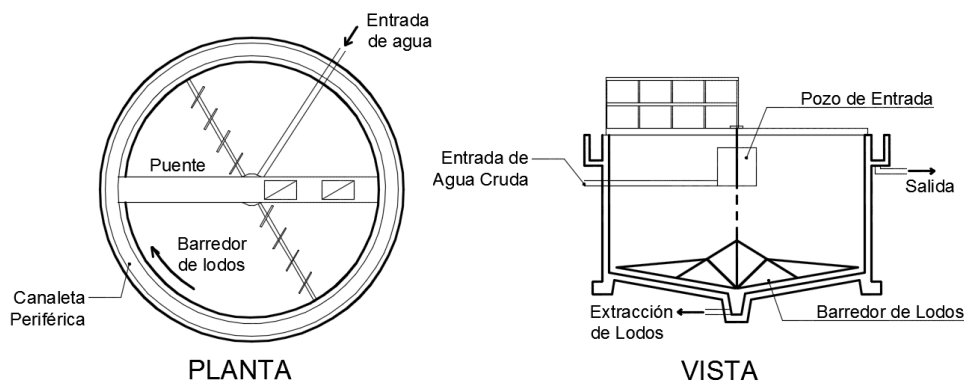


Figura 7.28 - Sedimentador circular de flujo horizontal

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

Actualmente, la sedimentación en alta tasa se encuentra tomando una mayor preponderancia debido a los beneficios que la misma cuenta como lo son un menor coste económico y una menor ocupación de espacio en planta. En la siguiente figura se esquematiza las partes que conforman un sedimentador de alta tasa.

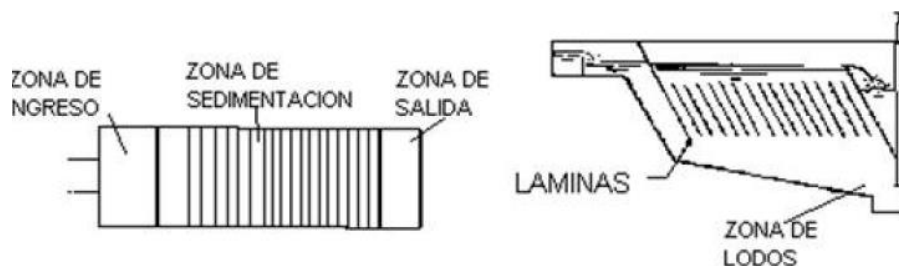


Figura 7.29 - Sedimentador de alta tasa

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

Indiferente a la tipología de sedimentador escogido, los mismos están formados por cuatro zonas que serán descriptos en los siguientes apartados.

### 7.7.4.1 Partes de un sedimentador

#### 7.7.4.1.1 Zona de entrada

La entrada del agua a los sedimentadores debe ser realizada por un dispositivo hidráulico capaz de distribuir el caudal uniformemente a través de toda la sección transversal, disipar la energía que trae el agua y garantizar una velocidad longitudinal uniforme, de igual intensidad y dirección evitando altas velocidades que puedan arrastrar los lodos ya depositados, utilizando valores menores que 0.15 m/s.

Para los sedimentadores el dispositivo de entrada a la unidad debe trabajar con un gradiente igual al de la última cámara de floculación. En la última zona de floculación el gradiente de velocidad que tiene el agua puede estar comprendido entre 20 y 40  $s^{-1}$ . Esto implica que no es fácil hacer pasar el agua de un floculador a un sedimentador sin que se produzcan grandes perturbaciones en las líneas de flujo.

Varios dispositivos pueden ser considerados que pueden adaptarse a los diferentes tipos de sedimentadores, tales como pantalla perforada, canal con orificios laterales o de fondo, muros dobles y canal con orificios combinado con pantalla perforada. Algunas de estas estructuras se muestran en la siguiente figura.

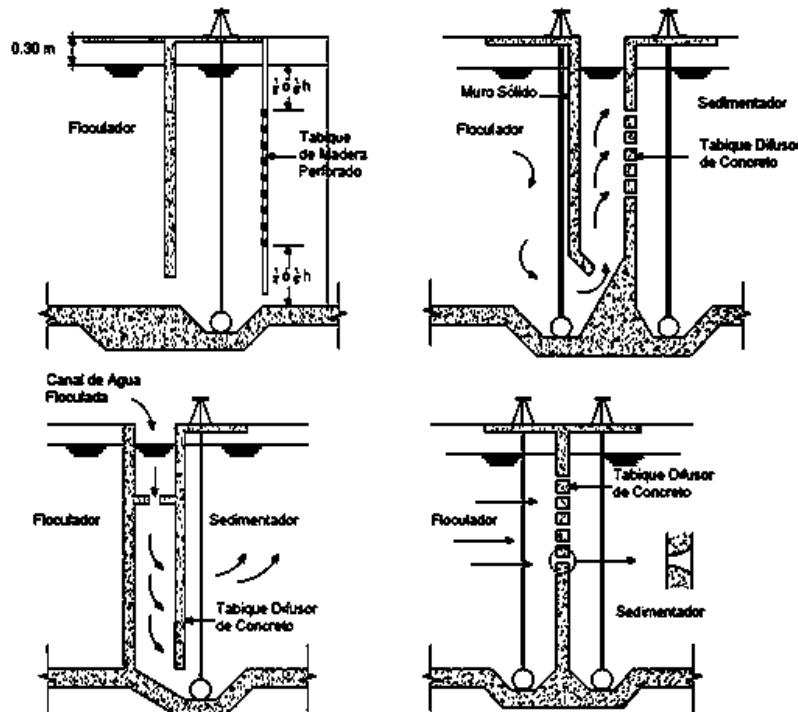


Figura 7.30 - Dispositivos de entrada para sedimentadores

Fuente: Arboleda Valencia, 2000



#### 7.7.4.1.2 Zona de sedimentación.

Debe constar de una cámara con volumen y condiciones de flujo adecuados que permitan la sedimentación de las partículas. No debe contener ningún elemento que interfiera el paso del flujo dentro de esta zona.

#### 7.7.4.1.3 Zona de salida.

Los dispositivos de salida, conjuntamente con los de entrada ayudan a garantizar la buena distribución del agua entre los diferentes tanques de sedimentación y determina la mayor o menor proporción de partículas que pueden ser re suspendidas en el efluente.

El agua puede ser retirada del sedimentador por medio de vertederos, canaletas u orificios con perforaciones que al tiempo que fijan el nivel del agua en el mismo, reducen las velocidades ascendentes de aproximación a las estructuras de salida, disminuyendo el transporte de los flóculos hacia los filtros.

El objeto del vertedero es recolectar el agua a todo lo ancho del sedimentador; debe funcionar libre para garantizar que la carga sobre él sea constante y el agua salga uniformemente, el diagrama en corte y planta de la disposición del vertedero rectangular se esquematiza en la siguiente figura.

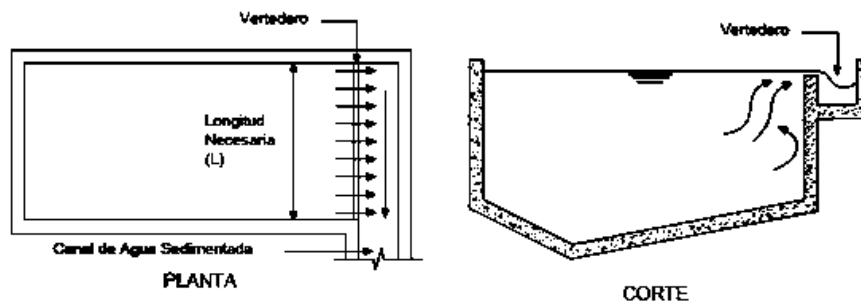


Figura 7.31 - Vertedero de recolección de agua sedimentada

Fuente: Arboleda Valencia, 2000

#### 7.7.4.1.4 Zona de recolección y descarga de lodos

En la zona de recolección y descarga de lodos deben ser considerados dos aspectos: tolva de lodos, y drenaje y remoción de lodos.

La tolva de lodos consiste en la zona del depósito destinada para la acumulación de los mismos. Éstos se depositan en un sedimentador de tal manera que entre el 60% y el 90 % lo hacen en el primer tercio de su longitud. Para almacenarlos adecuadamente la tolva debe tener adecuarse a esta premisa, por lo que se debe estudiar su forma. El volumen de la tolva de lodos puede ser calculado mediante fórmulas.

El drenaje y remoción de lodos puede realizarse de forma manual o con dispositivos de barrido automático.

Para los sedimentadores con remoción manual de lodos deben presentar además las siguientes características:

1. El punto de descarga del sedimentador debe situarse preferencialmente en la zona de mayor acumulación de lodo.
2. El fondo debe tener pendiente no inferior a 5° en el sentido del punto de la descarga.
3. Las unidades deben tener una altura adicional suficiente para acumular el lodo resultante de 60 días de funcionamiento, si no se hace remoción continua de lodos.

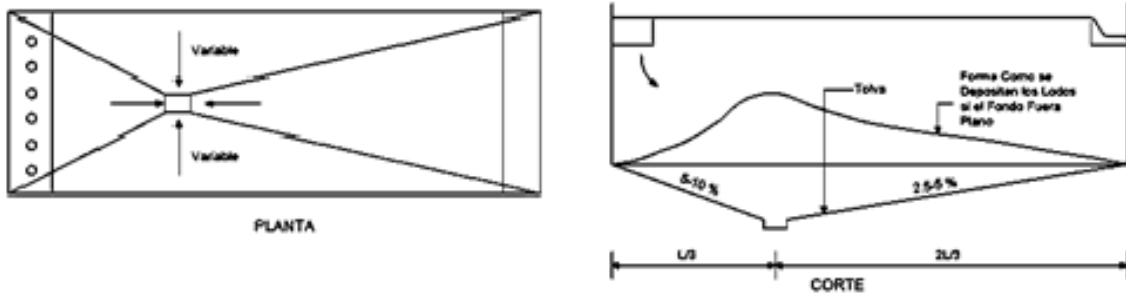


Figura 7.32 - Forma de la tolva de lodos

Fuente: *Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013*

En aquellos casos en los que no se puedan cumplir con las condiciones anteriormente enunciadas será necesaria la implementación de equipos mecánicos que permitan el barrido de lodos, tal como se esquematiza en la siguiente figura.

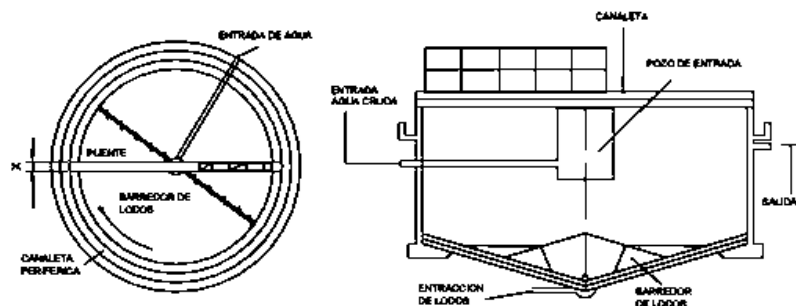


Figura 7.33 - Sistema de remoción de lodos en sedimentadores circulares

Fuente: *Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013*

## 7.8 FILTRACIÓN

A pesar de la realización de la coagulación química y de la sedimentación por gravedad, siempre quedan sólidos e impurezas a eliminar en el agua. Las partículas no sedimentables (alrededor del 5% de los sólidos en suspensión) permanecen en el agua y sólo quedará un pequeño porcentaje si se hace lo más adecuadamente posible. Los flóculos que permanecen pueden ser la causa de diversos problemas, incluida una turbidez evidente, en los procesos de desinfección y además pueden albergar microorganismos. El tratamiento tiene como objetivo la producción de agua potable apreciablemente clara y que se encuentre bajo las normas vigentes. Para poder lograrlo el agua debe ser sometida a una filtración y desinfección luego de realizadas la coagulación, floculación y sedimentación previamente mencionadas.



De esta forma, el siguiente paso del tratamiento es la filtración, siendo éste un proceso físico aplicado para eliminar tanto partículas en suspensión como coloidales. El proceso consiste en hacer pasar el agua por una capa de material poroso o granular, como puede ser arena exhaustivamente graduada. A medida que el agua fluye a través del filtro las partículas quedan atrapadas en él; este proceso es de suma importancia en la purificación del agua superficial es decir para el proyecto en estudio, ya que todas las aguas superficiales deben ser filtradas para convertirse en agua potable. Generalmente esta etapa es la última en el proceso de clarificación que se realiza en una planta de tratamiento, pero no por esto menos importante ya que de no realizarse no se logran eliminar los quistes de ameba en caso que estén presentes.

### 7.8.1 Clasificación de los filtros

En el tratamiento de agua superficial se especifican distintas tecnologías de filtrado que pueden clasificarse en:

- Según la carga superficial:
  - Filtros lentos, con baja carga superficial
  - Filtros rápidos, con alta carga superficial
- Según el medio filtrante:
  - Filtros en medios granulares, arena, antracita, granate o combinados Filtros en medios porosos, pastas arcillosas, papel de filtro, entre otros
- Según la dirección del flujo:
  - Filtros de flujo ascendente, de abajo hacia arriba
  - Filtros de flujo descendente, de arriba hacia abajo
  - Filtros de flujo mixto
- Según el modo de trabajo dependiendo de la carga hidráulica sobre el lecho filtrante:
  - Filtros a presión
  - Filtros por gravedad
  - Filtros dinámicos

A continuación, en la tabla 7.18, se presenta la clasificación de los filtros en base a los modos de ejecución mencionados:

Según Velocidad de filtración	Según el medio filtrante usado	Según el sentido del flujo	Según la carga sobre el lecho
<b>Rápidos 120-360 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día</b>	1. Arena (h=60-75cm) 2. Antracita (h= 60-75cm) 3. Mixtos: Arena (h=20-35cm) Antracita(h=35-50cm)	Ascendentes Descendentes Flujo mixto	Por gravedad Por presión
<b>Lentos: 7-14 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día</b>	Arena (h=60-100cm)	Descendentes Ascendentes Horizontal	Por gravedad

Tabla 7.18- Clasificación de los filtros

Fuente: Arboleda Valencia 2000

El proceso de filtración se identifica según la velocidad de circulación del agua a través del manto filtrante o poroso lo que se mide como carga superficial (CS), que se obtiene del cociente entre el caudal (Q) y el área filtrante (Af):

$$CS = \frac{Q}{Af}$$

En donde:

- Q = Caudal que ingresa al filtro
- Af = Área superficial del filtro
- CS = Carga superficial

### 7.8.1.1 Filtros lentos de arena

Son filtros que pueden tener cualquier forma en planta y son utilizados para aguas superficiales sin coagulación ni decantación previa. Sobre su superficie se fijan algas y otros microorganismos formando la zooglea (membrana biológica) que coagula los materiales coloidales. El tiempo de formación de esta zooglea es de 24 horas, lo que se denomina como tiempo de maduración del filtro.

Dentro de sus características se pueden mencionar su reducida velocidad de filtración (de aquí su nombre), su capacidad de trabajo sin coagulación química previa en casos de turbidez baja y su gran capacidad para eliminar bacterias.

Como puede observarse en la figura siguiente son estanques, con una capa de arena de 0,60 a 1,20 metros. El material tiene un diámetro efectivo entre 0,20 a 0,40 y coeficiente de uniformidad (Cu) de 2 a 3. Bajo la capa de arena mencionada se coloca un soporte de grava de unos 0,60 metros de espesor conectado a un sistema colector del agua filtrada. La carga de agua sobre los filtros va de 1 a 1,50 metros.

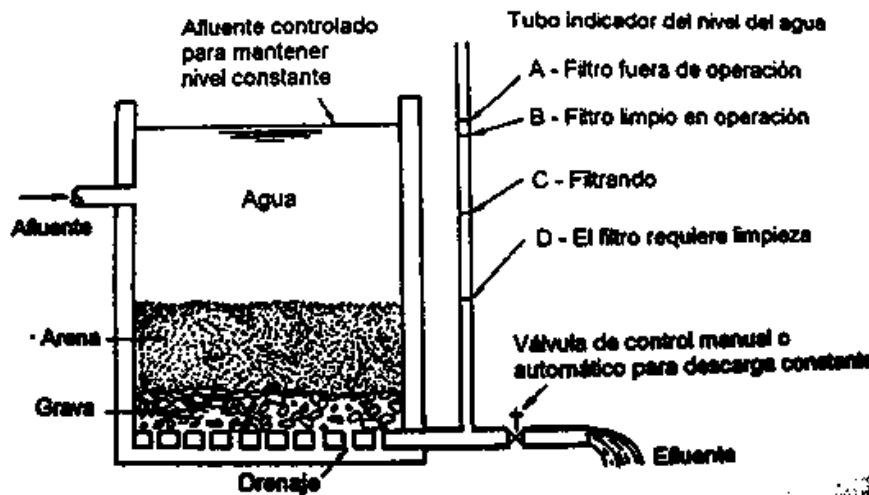


Figura 7.34 – Filtros lentos de arena

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

#### 7.8.1.1.1 Funcionamiento del filtro

El modo de operar de este tipo de filtros es el siguiente:

- 1) El agua ingresa al filtro por el afluente, ubicado sobre la superficie de arena.



- 2) A medida que el filtro se satura, la pérdida de carga va aumentando hasta que se llega a la pérdida de carga límite donde se procede a realizar una limpieza de los 5 cm superiores donde se ha formado la zooglea.
- 3) Esto se realiza hasta que queden 60 cm de arena, que es la altura mínima de la capa filtrante.
- 4) Una vez filtrada el agua sale por el efluente, siendo la carrera del filtro de 30 días.
- 5) Para el dimensionado se calcula la superficie del filtro como el cociente entre el caudal de cálculo y la velocidad de filtración.

### **7.8.1.2 Filtros rápidos abiertos**

Para utilizar este tipo de filtros el agua debe tener sedimentación química previa, para que la coagulación ya se haya producido antes del ingreso al filtro. La turbidez debe estar entre 10 UNT y 5 UNT debido a la elevada velocidad de filtración.

En el diseño de todo filtro rápido deben considerarse los siguientes componentes:

- a) Sistema de entradas de agua
- b) Medio filtrante
- c) Caja de filtro
- d) Sistema de drenaje
- e) Sistema efluente
- f) Sistema de lavado del filtro

#### 7.8.1.2.1 Componentes de un filtro rápido abierto

La Figura 7.35 muestra un esquema de este tipo de filtro, en el cual se puede observar que el mismo está compuesto por un lecho filtrante, que constituye la parte activa del proceso de filtración, el cual descansa sobre un manto de que además de actuar como soporte distribuye el agua de lavado. Debajo de éste manto se ubica un falso fondo que recoge el agua filtrada y distribuye uniformemente el agua de lavado del filtro. En el caso de tener varios filtros se coloca adicionalmente una estructura de distribución e ingreso del agua, en este caso un canal común para la alimentación de cada unidad. Además puede observarse una o varias canaletas de lavado que recolectan el agua ascendente de limpieza, un canal de agua de lavado por donde se evacua el ésta y un vertedero de salida que fija el nivel mínimo de agua en el filtro y además permite efectuar el lavado de una unidad con el agua de las otras a través del canal de interconexión. Cabe mencionar que el lavado de este tipo de filtros, se realiza haciendo circular agua ya filtrada a contracorriente para arrastrar barros y otras impurezas que obstruyan el material filtrante.

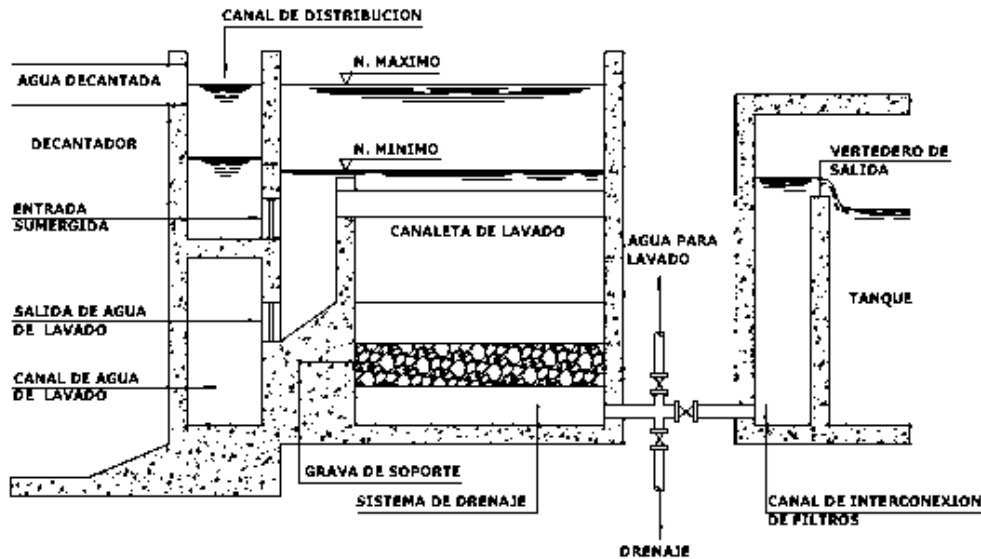


Figura 7.35 - Filtro rápido abierto

Fuente: *Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013*

#### 7.8.1.2.1.1 Lecho filtrante

El funcionamiento de un lecho filtrante es el siguiente: Inicialmente el lecho está limpio y el agua sedimentada es obligada a pasar a través del filtro por acción de la gravedad. Debido a los mecanismos presentes en la filtración, el material suspendido es retenido en el lecho hasta que llega un momento en que éste se colmata, es decir se obstruyen todos los poros por donde circula el agua provocando un aumento en la pérdida de carga, hasta valores que obligan a realizar el lavado del mismo. Después del primer lavado que se realiza, al asentarse nuevamente los granos, el lecho se estratifica quedando las partículas ordenadas en orden granulométrico creciente a medida que aumenta la profundidad, por lo que quedan espacios interparticulares (vacíos) de mayor tamaño abajo que arriba. Debido a que la dirección del flujo es descendente, el rendimiento del lecho filtrante no es el óptimo debido a que las partículas suspendidas quedan retenidas en la parte superior donde precisamente el tamaño de los vacíos es menor, aumentándose la posibilidad de contacto entre las partículas en suspensión y los granos del lecho. Esto si bien se traduce en mayor eficiencia de retención, simultáneamente disminuye la capacidad de almacenamiento de sólidos por lo que se colmata el filtro en las capas superiores, dejando inutilizadas las capas inferiores del lecho. Para resolver este problema, se emplean los lechos filtrantes múltiples, por ejemplo en los lechos dobles, se coloca una capa de antracita en la parte superior, encima de la arena y debido a su mayor tamaño efectivo y a su mayor tamaño de espacios interparticulares, la antracita permite que el floc penetre más profundamente dentro del lecho haciendo que el filtro no se colmate solamente en las capas superiores; además la disposición de las capas de antracita y arena con diferentes granulometrías posibilita que los vacíos interparticulares disminuyan en el sentido del flujo del agua.

Como se mencionó anteriormente el lecho puede ser de arena o antracita o dual, generalmente presentan un espesor de 60 a 80 centímetros pudiendo ser mayor y se debe cuidar que las partículas sean duras, resistentes, de forma preferiblemente redondeada



sin esquistos ni partículas extrañas, libres de lodo, arcilla o materias orgánicas. A continuación se mencionan algunas de las características de éstos tipos de suelos:

- Arena
  - Diámetro efectivo:  $D_{10} = 0,35-0,80$  mm.
  - Coeficiente de uniformidad:  $C_u = D_{60}/D_{10} = 1,30-1,80$ .
  - Densidad:  $\rho > 2,50$  g/cm<sup>3</sup>.
- Antracita
  - Diámetro efectivo:  $D_{10} = 0,80-2,00$  mm.
  - Coeficiente de uniformidad:  $C_u = D_{60}/D_{10} = 1,30-1,80$ .
  - Densidad:  $\rho > 1,60$  g/cm<sup>3</sup>.

#### 7.8.1.2.1.2 Grava de soporte

La grava de soporte se coloca sobre el sistema de drenaje cuando éste lo requiere y, como se mencionó anteriormente, tiene un doble propósito:

- Servir de soporte al medio filtrante para que no se pierda por el drenaje durante el proceso de filtración.
- Permitir que el agua de lavado se distribuya uniformemente, evitando la formación de chorros.

El espesor de esta capa está comprendido entre 40 y 60 centímetros.

#### 7.8.1.2.1.3 Sistema de drenaje

El sistema de drenaje se coloca en el fondo del filtro, y su función también es doble:

- Recolectar y extraer uniformemente el agua filtrada.
- Distribuir el agua de lavado con presión uniforme.

Existen tres tipos de sistemas: de tuberías perforadas, falsos fondos y placas porosas. Cada uno responde a diferentes especificaciones, tamaños y formas, y pueden ser prefabricadas o calculadas y construidos in situ; en el primer caso el proyecto debe adaptarse a las características dadas por el fabricante y en el segundo debe responder a los planos y especificaciones dadas por el calculista. En la tabla siguiente se menciona una breve explicación de cada uno y en qué caso se los utiliza:

<b>Tipo</b>	<b>Consiste en</b>	<b>Se usa con</b>
<b>Tubería perforada</b>	Tubo principal y laterales perforados, se emplea con grava, bloques difusores o boquillas insertadas.	Lavado solo con agua, con o sin lavado superficial para alta o baja velocidad descendente.
<b>Falsos fondos</b>	Bloques perforados de arcilla.	Lavado con solo agua, con o sin lavado superficial para alta velocidad ascendente.
	Bloques o canaletas perforadas en acero o plástico para uso con o sin grava.	Lavado con aire primero y agua después o con aire y agua simultáneamente, con alta o baja tasa de lavado.
	Boquillas de cola corta.	Lavado con solo agua y alta velocidad ascendente con o sin lavado superficial.
	Boquillas de cola larga.	Lavado con aire y agua simultáneamente para baja velocidad ascendente.
	Prefabricados de concreto para uso con grava.	Lavado mutuo con agua de un filtro con el flujo de los otros, para velocidad ascendente. Para el lavado mutuo pueden utilizarse los otros sistemas adecuándolos debidamente.
<b>Placas porosas</b>	Placas flexibles para reemplazo de grava.	Lavado con aire y agua o agua sola según el dren y alta velocidad ascendente.

Tabla 7.19 – Sistemas de drenaje

Fuente: *Diseño de plantas de potabilización - Universidad nacional abierta y a distancia (UNAD), 2013*

#### 7.8.1.2.2 Funcionamiento del filtro

El modo de operar de este tipo de filtros es el siguiente:

- 1) Primeramente las partículas de mayor tamaño (previamente coaguladas), entran en contacto con la arena y son retenidas por adsorción. Otras de menor tamaño se hayan dentro de los poros o capilares, se ponen en contacto entre sí y luego floculan sedimentando sobre los granos el manto de arena.
- 2) Los filtros rápidos tiene una carrera de 24 horas generalmente, variando entre 12 y 36 horas. La carrera es el tiempo transcurrido entre dos lavados consecutivos.
- 3) La mayor parte del filtrado se produce en la capa superior de la arena pero con 60 cm se asegura una uniformidad del régimen de filtración y una distribución correcta del agua de lavado.
- 4) La capa de grava sobre la que apoya la arena, es la encargada de conducir el agua filtrada hacia los colectores sin dejar pasar la arena y, además en el proceso de lavado distribuye el agua uniformemente hacia la arena.
- 5) El lavado a contracorriente mencionado se realiza con una velocidad tal que se esponje la arena en 30 a 50% y dura aproximadamente entre 10 y 15 minutos. Al chocar los granos entre sí se desprenden los barros que luego se eliminan por la canaleta ubicada en la parte superior. Los indicadores que marcan la necesidad de lavado son la pérdida de carga (cuando se llega a la máxima) y la calidad del agua filtrada (cuando sea menor a la exigida). Luego del lavado la arena vuelve a depositarse según su granulometría naturalmente, lo que se denomina clasificación hidráulica.





### 7.8.1.2.3 Parámetros de diseño

#### 7.8.1.2.3.1 Tasa de filtración

La tasa de filtración debe ser cuidadosamente escogida teniendo en cuenta las características del lecho filtrante, las condiciones de operación de la planta y la calidad del agua que se desea obtener. Sin embargo debido a la existencia de recomendaciones generales obtenidas de la experimentación en plantas piloto, presentan el método más racional para la elección de este parámetro siempre cuidando que la elección se adecúe al proyecto en estudio y trabaje en condiciones similares. Además las investigaciones realizadas sobre distintos materiales del lecho brindan información acerca del rango en que deben estar las tasas de filtración. Por ejemplo para un lecho de arena de altura media, la velocidad de filtración dada por Tchobanoglous, Burton, & Stensel, 2003, en su libro Wastewater Engineering, se encuentra entre 80 a 240 Lt/m<sup>2</sup>-min indicando como valor recomendado 120 Lt/m<sup>2</sup>-min. En cambio para un lecho de antracita este valor se encuentra entre 80 a 400 Lt/m<sup>2</sup>-min, aumentando el valor recomendado a 160 Lt/m<sup>2</sup>-min; y para un medio dual medio el parámetro tomaría valores comprendidos entre 80 y 400 Lt/m<sup>2</sup>-min siendo el valor recomendado 200 Lt/m<sup>2</sup>-min.

#### 7.8.1.2.3.2 Número de filtros

El número mínimo de unidades a adoptar en una planta de tratamiento depende del tamaño que se quiera dar a cada una de ellas como de la tasa de filtración, para su determinado caudal de diseño. Siempre la opción más económica es plantear una sola unidad, ya que se tendría menor número de tabiques, válvulas, etc. Sin embargo, por razones de operación deben existir más de una, al menos la cantidad de unidades que permita distribuir el caudal que filtra una unidad cualquiera entre las demás, en caso de que deba someterse a reparación, mantenimiento o limpieza, sin que se llegue a sobrepasar el valor de la máxima tasa de filtración posible. Por otro lado, al necesitar para el retro lavado agua filtrada, se debe tener en cuenta que la cantidad de agua filtrada necesaria para lavar un filtro pueda abastecerse con la obtenida de los demás filtros que quedan en operación durante el mantenimiento del mismo.

Distintos autores brindar diferentes fórmulas para poder determinar el número de filtros en una planta. A continuación se expresa la propuesta por Morril y Wallace:

$$N = 0,044\sqrt{Q}$$

Siendo:

N = número de filtros

Q = caudal total de filtración, medido en m<sup>3</sup>/día

#### 7.8.1.2.3.3 Forma y dimensiones de los filtros

Generalmente los filtros presentan en planta forma rectangular o cuadrada, cuyas dimensiones deben estar acorde con el esquema general de la planta, intentando reducir espacios y aprovechando siempre que sea posible los elementos de otras unidades.

El área superficial total de los filtros se determina en base a caudal y la velocidad media de filtración del lecho filtrante, mediante la siguiente expresión:

$$A_T = \frac{Q}{q}$$

Donde:

$A_T$  = área total de filtración en [m<sup>2</sup>]  
 $Q$  = caudal total de filtración, medido en [m<sup>3</sup>/d]  
 $q$  = Velocidad de filtración media [m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d]

Con el valor obtenido del área total de filtración y el número de filtros calculado previamente se puede obtener el área necesaria de cada unidad filtrante como el cociente entre ambos:

$$A_U = \frac{A_T}{N}$$

Donde:

$A_U$  = área por filtro [m<sup>2</sup>]  
 $A_T$  = área total de filtración en [m<sup>2</sup>]  
 $N$  = número de filtros

Una vez obtenida el área por unidad de filtración, se pueden obtener las dimensiones del largo y ancho en base a las siguientes relaciones existentes:

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N}$$

$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

Donde:

$N$  = número de filtros  
 $B$  = ancho del filtro en metros [m]  
 $L$  = largo del filtro en metros [m]

#### 7.8.1.2.4 Profundidad de las unidades

La profundidad total de las unidades la determinan la altura de la estructura de drenaje, el espesor de la grava de soporte, el espesor del lecho filtrante, el nivel máximo de la altura del agua dentro del filtro y el borde libre.

La altura sobre el lecho o carga del filtro puede ser variable o constante dependiendo de tipo de control que se realice en la planta, pero nunca puede ser inferior a 0,50 m ya que el lecho nunca puede trabajar en seco.

Generalmente un filtro lavable retro lavado, tiene una altura total comprendida entre los 4,0 y 5,0 metros.

### 7.8.1.2.5 Pérdida de carga

Respecto a la hidráulica del filtro es aconsejable diseñarlos para que como mínimo existan 2 metros de pérdida de carga durante la carrera de filtración.

Durante el proceso se presentan dos tipos de pérdida de carga, una inicial y una acumulada debida a la colmatación del lecho. La primera se presenta adicionalmente en la grava de soporte, en la estructura de drenaje y en las válvulas, compuertas, etc que conducen al agua ya filtrada.

### 7.8.1.3 Filtros rápidos cerrados

Estos filtros se diferencian de los antes mencionados ya que son tanques cerrados con un filtro rápido en su interior. El agua que ingresa al igual que la que sale, tiene una presión mayor que la atmosférica.

Son muy utilizados cuando se necesita presión en la red, pero una de sus desventajas principales es que, al actuar a presión, algunas partículas e impurezas de tamaño suficiente para atravesar el manto filtrante a presión, lo hacen disminuyendo así la efectividad del filtrado.

A continuación se muestra un esquema de los mismos:

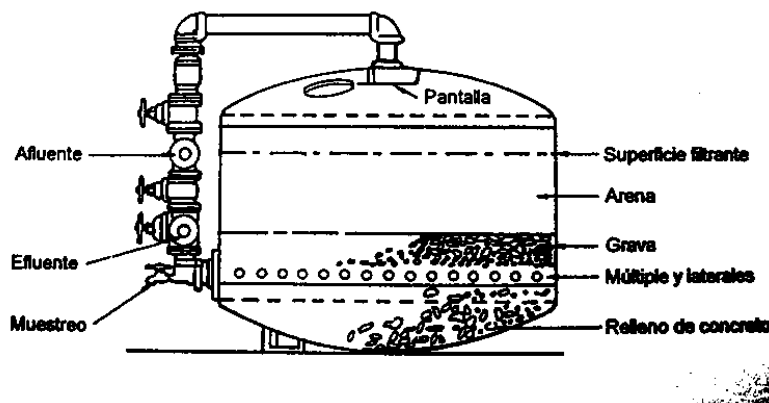


Figura 7.36 - Filtros rápidos cerrados

Fuente: Adaptado de Ingeniería Sanitaria, por Biondi (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

### 7.8.1.4 Conclusión

Como conclusión del método de filtración a emplear en el proyecto en estudio se presenta a continuación un cuadro comparativo entre filtros lentos y rápidos, para observar las ventajas y desventajas de adoptar uno u otro método.

FILTROS LENTOS	FILTROS RÁPIDOS
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Reducida velocidad de filtración lo que requiere grandes superficies para obtener la calidad de agua deseada.</li> <li>✓ Capacidad de trabajo sin coagulación química previa en casos de turbidez baja.</li> <li>✓ Gran capacidad para eliminar bacterias.</li> <li>✓ Espesor de arena de 0,6 a 1,20 metros.</li> <li>✓ Soporte de grava de 0,6 metros de espesor.</li> <li>✓ Tiempo de maduración 24 horas (Formación de la zooglea).</li> <li>✓ Problemas de taponamiento superficial debido a partículas suspendidas lo que requiere limpieza manual.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Elevada velocidad de filtración lo que implica menores superficies para lograr la calidad de agua deseada.</li> <li>✓ El agua a filtrar debe tener sedimentación química previa (coagulada en la entrada al filtro).</li> <li>✓ El agua a tratar debe poseer turbidez menor a 10 UNT<sup>5</sup> pero mayor a 5 UNT.</li> <li>✓ Espesor de arena 0,6 a 0,8 metros.</li> <li>✓ Soporte de grava de 0,4 a 0,6 metros de espesor.</li> <li>✓ No necesita tiempo de maduración</li> </ul>

Tabla 7.20 - Comparación entre diferentes tipos de filtros

Fuente: Elaboración propia.

Por lo anteriormente expuesto, actualmente en plantas de tratamiento modernas se opta por la elección de filtros rápidos y teniendo en cuenta que el proyecto en estudio busca adaptarse a diferentes poblaciones y distintos destinos se adoptarán éstos por su reducido tamaño y elevada velocidad de filtración.

El medio filtrante ideal deberá ser lo suficientemente grueso para que los poros puedan retener grandes cantidades de flóculos y lo suficientemente fino para evitar el paso de los sólidos en suspensión; de profundidad adecuada para permitir un flujo suficiente a través del filtro y una graduación correcta para permitir un lavado efectivo (a corriente) del mismo.

## 7.9 DESINFECCIÓN

Los procesos unitarios descritos precedentemente, coagulación, floculación, sedimentación y filtración, tomados en conjunto se denominan “tratamiento de clarificación” donde se eliminan la turbidez y los sólidos en suspensión además de gran parte de los microorganismos. Pero la clarificación no es suficiente para eliminar por completo las bacterias y virus patógenos presentes en el agua, por lo que se debe proceder a la desinfección para completar el proceso de potabilización del agua, siendo ésta la última etapa del mismo.

Dentro del proceso de desinfección se pueden distinguir tres tipos:

- Pre desinfección: Se utiliza solo en casos especiales, donde se reduce el contenido inicial de contaminantes microbiológicos del agua cruda.
- Desinfección primaria: se eliminan bacterias y virus.

<sup>5</sup> **UNT**: Unidad nefelométrica de turbidez, es una unidad utilizada para medir la turbidez de un fluido. Corresponde con una concentración del producto utilizado como patrón llamado Formacina, en unas proporciones conocidas para formar el patrón de turbidez de 400 NTU. Una medición de la turbidez puede ser usada para proporcionar una estimación de la concentración de TSS (Sólidos Totales en Suspensión).



- Desinfección secundaria: mantenimiento residual del desinfectante, evitando que vuelvan a crecer microorganismos en la red de distribución.

Para una desinfección efectiva, las aguas a tratar deben encontrarse libres de partículas coloidales que causen color y turbiedad, siendo óptimo que ésta última adquiera valores cercanos a la unidad para lograr que la eficiencia sea máxima.

### **7.9.1 Factores que afectan el proceso de desinfección**

A continuación se hará una breve descripción de los principales factores que afectan la desinfección del agua.

#### **7.9.1.1 Características de los microorganismos presentes**

El tipo de microorganismos presentes en el agua tiene gran influencia la desinfección. La reacción química que se produce entre los microorganismos y el desinfectante está determinada por la resistencia de sus membranas celulares a la penetración del mismo y por la relativa afinidad química con las sustancias vitales del microorganismo.

La cantidad de microorganismos presentes en el agua no afecta el proceso de desinfección, es decir que para matar una gran cantidad de microorganismos se requiere la misma concentración y tiempo de contacto del desinfectante que para una pequeña cantidad, siempre que la temperatura y pH no varíen.

#### **7.9.1.2 Naturaleza del desinfectante y concentración**

Algunos desinfectantes como el cloro y sus derivados pueden formar en el agua una serie de especies químicas cloradas, de diferente eficiencia desinfectante.

Además la concentración del desinfectante es la que determina el tiempo de contacto necesario para que penetre en todos los microorganismos presentes en el agua a tratar.

#### **7.9.1.3 Temperatura del agua**

En general, las altas temperaturas favorecen el proceso de desinfección, sin embargo hay que tener en cuenta que la solubilidad de los agentes desinfectantes en estado gaseoso es inversamente proporcional a la temperatura.

#### **7.9.1.4 Características del agua a tratar**

Como se mencionó anteriormente, la presencia de partículas en suspensión puede proteger a los microorganismos e interferir en la desinfección del agua.

Además se debe tener en cuenta la presencia de materia orgánica, ya que puede reaccionar con los desinfectantes químicos y cambiar su estructura. En estos casos es crucial que sean eliminados en los procesos previos a la desinfección ya que si no pueden

generar derivados tóxicos o compuestos que confieren sabor u olor al agua, muchos de ellos desagradables, lo que alteraría su calidad organoléptica.

#### **7.9.1.5 PH**

El pH del agua es de suma importancia para la vida de los microorganismos acuáticos, ya que valores muy altos o muy bajos les ofrecen un medio adverso, con excepción de los quistes de amebas, que soportan pH tan altos como 13 o tan bajos como 1.

Por otra parte, la acción de los desinfectantes se ve muy influenciada por el pH del agua. Según su naturaleza, cada desinfectante tiene un rango de pH de mayor efectividad. Sin embargo, generalmente en la práctica se observa que cuanto más alcalina es el agua mayor será la dosis requerida de desinfectante, manteniendo constantes la temperatura y el tiempo de contacto.

#### **7.9.1.6 Tiempo de contacto**

Como puede suponerse siempre a mayor tiempo de contacto, mayor será la posibilidad de destrucción de los microorganismos para una misma dosis de cloro.

Todos estos factores son comunes a cualquier método de desinfección. A continuación se detallarán brevemente cada uno de éstos, ninguna de las opciones es deseable en primera instancia, pero es de vital importancia para la selección de la tecnología a emplear tener en cuenta tanto los recursos disponibles y la posibilidad de soporte técnico como los aspectos sociales, económicos y culturales de la comunidad donde se emplazará el proyecto.

### **7.9.2 Métodos de desinfección**

Durante casi un siglo ha sido el cloro el desinfectante más utilizado, más efectivo y de menor costo. Sin embargo, hay que tener en cuenta que los tratamientos de desinfección acarrearán una variedad de subproductos que han demostrado ser cancerígenos o producir efectos tóxicos en los consumidores. Actualmente se ha incrementado la preocupación por el deterioro en la calidad del agua, observando que ésta disminuye considerablemente en las redes de distribución, siempre que los sistemas no se diseñen, operen y sobre todo mantengan de forma apropiada. Por lo anteriormente expuesto, es que el cloro está entre los métodos más utilizados debido a su efecto residual luego de ser aplicado.

Si bien el cloro es el desinfectante de uso más frecuente y conocido, existen otros métodos de desinfección que pueden utilizarse según las exigencias y conveniencia. Los tres tipos generales de desinfección son:

- Tratamiento mediante calor: se emplea el proceso de ebullición como desinfectante para cantidades de agua reducidas.
- Tratamiento mediante radiación: se utilizan rayos ultravioleta como desinfectante.



- Tratamiento químico: se emplean productos químicos como desinfectante, cuya característica general es que son oxidantes entre los que se pueden mencionar el cloro, ozono, bromo, yodo, iones metálicos como plata, cobre, mercurio y/o ácidos y álcalis.
- Desinfección eléctrica.
- Desinfección mediante permanganato de potasio.

Independientemente del desinfectante adoptado, éste debe poseer ciertas características deseables como:

- Actuar en un tiempo determinado.
- Actuar cuando varía el PH y la temperatura.
- No ser tóxico.
- No incorporar sabor u olor desagradables.
- Ser de fácil acceso.
- Ser seguro, de fácil manejo y aplicación.
- Que pueda determinarse su concentración fácilmente.
- Que aseguren protección residual.
- Los organismos patógenos debe ser más sensibles al desinfectante que los no patógenos.
- De aplicación continua.

### **7.9.2.1 Cloración**

El cloro, oxidante poderoso, es, sin duda alguna, el desinfectante más importante que existe, debido a que reúne todas las ventajas requeridas, incluyendo su fácil dosificación y costo conveniente.

Este elemento puede presentarse en sus tres estados, sólido como hipoclorito de calcio, líquido como hipoclorito sódico o gaseoso como cloro elemental ( $\text{Cl}_2$ ).

Cualquiera de las tres formas de cloro que se utilice para desinfectar se debe añadir al líquido que ingresa para asistir a la oxidación de la materia inorgánica o para parar la acción biológica que puede desarrollarse en el fondo de los clarificadores. Este proceso es denominado pre cloración y como se mencionó anteriormente, solo se realiza en tratamientos que lo solicitan.

El cloro gaseoso ( $\text{Cl}_2$ ) es 2,5 veces más pesado que el aire de aspecto amarillo verdoso, tóxico e incluso puede ser letal para concentraciones de 0,1%. Las grandes plantas depuradoras utilizan normalmente el cloro en este estado, suministrándolo a presión elevada en forma de líquido almacenado en cilindros de acero. El cloro en estado líquido se desprende inmediatamente en forma de gas cuando es extraído del contenedor a presión. El método de aplicación más utilizado se denomina "clorador al vacío". El vacío se produce cuando el agua circula a gran velocidad por el eyector. Se debe tener suma precaución en su manipulación ya que, incluso para concentraciones menores de 0,1%, produce irritación de ojos, membranas celulares y tracto respiratorio.

En plantas depuradoras más reducidas se reemplaza el cloro elemental por hipoclorito sódico (líquido), ya que su manipuleo es más sencillo, presenta menores requisitos de seguridad y es menos tóxico. Proporciona de 5 a 15% de cloro disponible y es muy corrosivo por lo que debe mantenerse fuera de contacto con equipamiento que pueda sufrir corrosión, ya sea para su manejo o almacenamiento. Los hipocloritos se aplican al agua en forma líquida por medio de bombas de desplazamiento positivo, que distribuyen una cantidad específica de líquido cada vez que baja el pistón o diafragma. Dentro de las desventajas de este producto se puede mencionar su coste más elevado respecto al cloro gaseoso y que su nivel de protección es más bajo.

El hipoclorito de calcio no se utiliza ya que, a pesar de presentar el 65% de cloro aprovechable, posee un olor fuerte y es de difícil disolución. Además si se pone en contacto con materia orgánica, la reacción puede causar un calor tan intenso que termine en fuego o explosión.

Cuando se añade cloro al agua, éste reacciona con numerosas sustancias o impurezas presentes en ella (materia orgánica, sulfuros, hierro y nitritos) creando una demanda de cloro. Dicha demanda, es la medida de la cantidad de cloro que se combina con las impurezas y está disponible para desinfectar.

Además el cloruro se combina con componentes del nitrógeno para formar otros compuestos de cloro que también tienen propiedades desinfectantes.

La parte del cloro que no se combina queda en el agua como cloro residual disponible, siendo este producto el que presenta la más eficiente actividad desinfectante mucho más que la del cloro combinado.

Los factores que determinan una cloración adecuada son:

- Concentración de cloro libre.
- Tiempo de contacto.
- Temperatura.
- PH.
- Turbidez.

La eficiencia del proceso de cloración está directamente relacionado con el tiempo de contacto y la concentración de cloro libre, a medida que esta última disminuye se debe incrementar el tiempo de contacto (la eficiencia se determina como el producto entre ambos factores).

Entre las ventajas que presenta el cloro como desinfectante se pueden mencionar su capacidad para destruir los organismos patógenos en condiciones ambientales normales y en un corto tiempo, es de fácil aplicación, manejo y de bajo costo, además su dosificación es sencilla y la más importante es su efecto residual que protege al agua de una posterior contaminación en la red de distribución.





Como se mencionó antes la gran desventaja de la cloración son la formación potencial de subproductos. Por ejemplo al mezclarse con sustancias orgánicas del agua, el cloro, forma trihalometanos como el cloroformo que se sospecha que es cancerígeno. Otras desventajas que pueden mencionarse son su alto poder corrosivo, puede producir sabor desagradable incluso en concentraciones no riesgosas para el consumidos y además que su manejo y almacenamiento requiere ciertas normas de seguridad. Por estos motivos, es que actualmente se está en la búsqueda de desinfectantes alternativos.

### 7.9.2.1.1 Dosificación

La obtención de la dosis necesaria para una efectiva cloración se hace mediante una prueba de laboratorio que consiste en determinar los diferentes procesos durante la cloración hasta obtener el punto de quiebre. En la figura 7.37 se ilustran los distintos puntos del proceso mencionado:

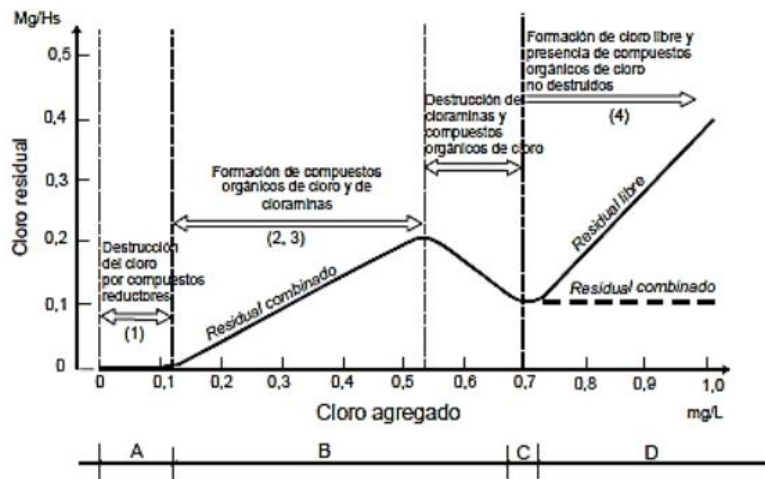


Figura 7.37- Curva punto de quiebre

Fuente: Vargas & Barrenechea Martel, 2004.

El cloro total disponible está en función de la dosis de cloro y se define como la suma del cloro libre y del cloro combinado.

El cloro residual libre disponible es la suma de ácido hipocloroso (HOCl) y del ion hipoclorito (OCl<sup>-</sup>), expresado como mg.Cl<sub>2</sub>/L. El cloro residual combinado es la suma de las monocloraminas (NH<sub>2</sub>Cl), de las dicloraminas (NHCl<sub>2</sub>) y de las tricloraminas (NCl<sub>3</sub>), expresadas como mg.Cl<sub>2</sub>/L.

Generalmente, el cloro libre es más eficiente que las cloraminas por requerir una dosis menor en un tiempo de contacto también menor. Por lo anterior, en el tratamiento del agua, cuando el cloro es el único desinfectante aplicado y cuando las aguas están muy contaminadas, se recomienda la cloración al punto de quiebre, lo que asegura que la dosis de cloro aplicada sea suficiente para superar ese punto y, por lo tanto, se oxide todo el amoníaco (NH<sub>3</sub>) presente, con un residual de HOCl, de OCl<sub>2</sub> una combinación de ambos según sea el pH del agua.

La RAS 2000 en su título C, da algunas recomendaciones referentes a la concentración y el punto de aplicación, estas son:

- **Concentración en cloro residual:** La concentración de cloro residual libre en el sistema de distribución debe estar entre 0.2 mg/L y 1.0 mg/L, según lo fijado por el Decreto 475 de marzo 10 de 1998 del Ministerio de Salud de Colombia. Por su parte el CAA en su capítulo XII, también especifica como valor mínimo de cloro residual activo 0.2 mg/L.
- **Punto de aplicación:** El cloro debe aplicarse en un punto donde provea una mezcla óptima y además asegure un máximo tiempo de contacto.
- **Tiempo de contacto:** El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base en el caudal medio diario. Después de una mezcla rápida sustancial debe proveerse un tiempo de contacto mínimo de quince minutos en el caudal máximo horario ó la razón máxima de bombeo.

Para cualquier nivel de complejidad, la determinación de la dosis de desinfectante con la cual debe operar una planta de tratamiento y el dimensionamiento de los distintos componentes de la misma debe hacerse por el método concentración-tiempo.

Este método parte del principio de que la concentración "C" de desinfectante aplicado (cloro libre) multiplicada por el tiempo de detención "t" desde que se aplica dicha dosis hasta que se consume el agua, es igual a una constante "K", o sea que  $Ct=K$ . Los valores de esa constante K están dados por diferentes autores, en la figura 7.38 se puede observar un ábaco propuesto por el libro Arboleda Valencia, donde se ingresa con el PH del agua y la temperatura de la misma y de allí se obtiene el valor de K en mg.min/L. Para hacer uso del ábaco se tienen en cuenta las siguientes aproximaciones:

- Completa ausencia de retro mezcla en el sector.
- Los microorganismos y los desinfectantes están uniformemente distribuidos en el líquido.
- Existe una mezcla completa entre el desinfectante y el líquido.
- La concentración del desinfectante es constante en el tiempo.
- La tasa de inactivación es dependiente del número de organismos sobrevivientes
- La tasa de inactivación es directamente proporcional a la concentración C.

Una vez obtenido el valor de la constante K, mediante la ley de Watson, puede calcularse así el tiempo de retención máximo como:

$$t = \frac{K}{C^n}$$

Siendo:

t: Tiempo de contacto desde que se aplica la dosis hasta que se consume el agua.  
K: Constante que depende del PH.

C: Concentración.

n: Constante empírica, según Chang, Clarke y Berg, se adopta un valor de 0.86.

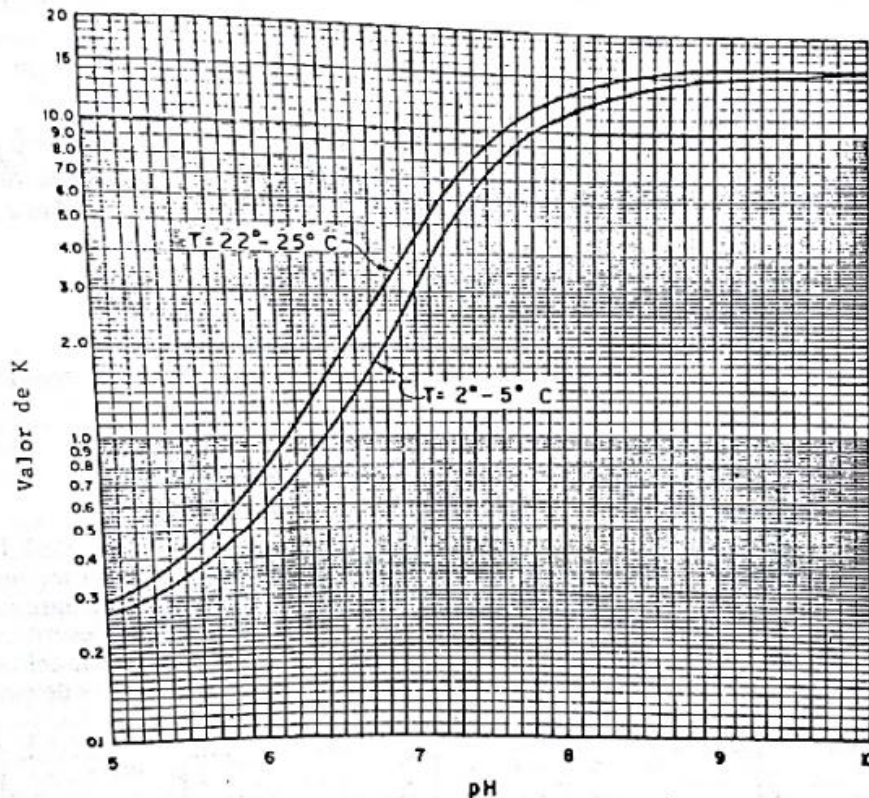


Figura 7.38- Valores de K en función del PH y la temperatura del agua

Fuente: Arboleda Valencia, 2000.

### 7.9.2.2 Otros métodos alternativos de desinfección

Actualmente las alternativas más utilizadas para sustituir la desinfección con cloro son la ozonización y la radiación ultravioleta, fundamentalmente en pequeños sistemas de tratamiento. Se debe tener en cuenta que su uso es restringido, ya que si bien no presentan subproductos como los trihalometanos, existen indeterminaciones y otras desventajas. Además ninguna de estas formas tiene efecto residual, por lo que necesitan un desinfectante secundario (generalmente cloro).

#### 7.9.2.2.1 Ozonización

El ozono ( $O_3$ ) en estado gaseoso a temperatura y presión normales, es un poderoso desinfectante, incluso puede ser más efectivo que el cloro contra algunos virus. Además no produce sabor ni olor y no afecta el PH del agua.

Dentro de las ventajas se pueden mencionar que elimina todos los malos sabores, mata todos los microorganismos, el tiempo de contacto es extremadamente corto y si el agua contiene fenoles el ozono los elimina y mejora el sabor.

Al producirse la reacción del ozono con los compuestos inorgánicos reducidos y la materia orgánica presentes en el agua a tratar, se añade un átomo de oxígeno en lugar de uno de cloro dando como resultado un compuesto ambientalmente aceptable.

Una desventaja es que su costo es 5 veces más elevado que la cloración, ya que al tratarse de un compuesto inestable no puede almacenarse y debe producirse in situ. Además no existe desinfección en la cañería y por lo tanto para poder asegurarse que el agua esté desinfectada se exige incorporar una pequeña dosis de cloro de todos modos.

#### 7.9.2.2.2 Luz ultravioleta

La luz ultravioleta (UV) es una radiación electromagnética que se encuentra más allá del color morado en el espectro de la luz, fuera del intervalo visible. Su nivel de energía es mucho más alto que el de la luz visible lo que permite que, en grandes dosis, inactive virus y bacterias.

La energía de la luz ultravioleta es absorbida por el material genéticos de los microorganismos, sin interferencia de la turbidez por lo que el agua debe ser previamente filtrada. El proceso se lleva a cabo mediante una serie de lámparas de mercurio de baja presión sumergidas en el agua a desinfectar, la mismas debe actuar sobre la lámina muy delgada de agua durante diez minutos. Esto se debe a que esta tecnología tiene limitada profundidad de penetración.

Entre las ventajas de éste método se pueden mencionar que no se utilizan productos químicos, que actúa sobre una amplia gama de microorganismos, no reacciona con los constituyentes del agua por lo tanto no forma subproductos, no se necesitan tanques de mezcla o contacto, entre otras.

Como todo proceso presenta ventajas tanto como desventajas como que la penetración de los rayos está limitada por el color y la turbiedad, con el transcurso del tiempo las lámparas pueden ensuciarse, la vida útil de las lámparas es muy limitada, no tiene efecto residual. Además su principal desventaja es que es un sistema muy difícil de poner a punto y operar.

## 7.10 CONCLUSIÓN

Del estudio de cada una de las alternativas y de su adaptabilidad para los distintos procesos intervinientes para la potabilización del agua se seleccionó aquellas que se consideraban como las que más se adaptan a los fines perseguidos en el presente proyecto. En la Figura 7.39 se esquematizan los resultados, asignándole a cada una de las variantes una de las siguientes categorías:

- Alternativa escogida: Aquellas que entre las distintas variantes, a criterio de los autores del presente trabajo, consideran que se adapta de una mejor manera que las restantes al proyecto, y que serán con las cuales se procederá a realizar el correspondiente dimensionamiento de la planta en el siguiente capítulo.
- Variante: Aquellas alternativas que si bien no son las que más se adaptan, resultan interesantes para ser tenidas en cuenta debido a su carácter innovador y/o económico.
- No se adapta: Aquellas alternativas que desde un punto de vista técnico, económico y/o funcional, no se adapta al proyecto.

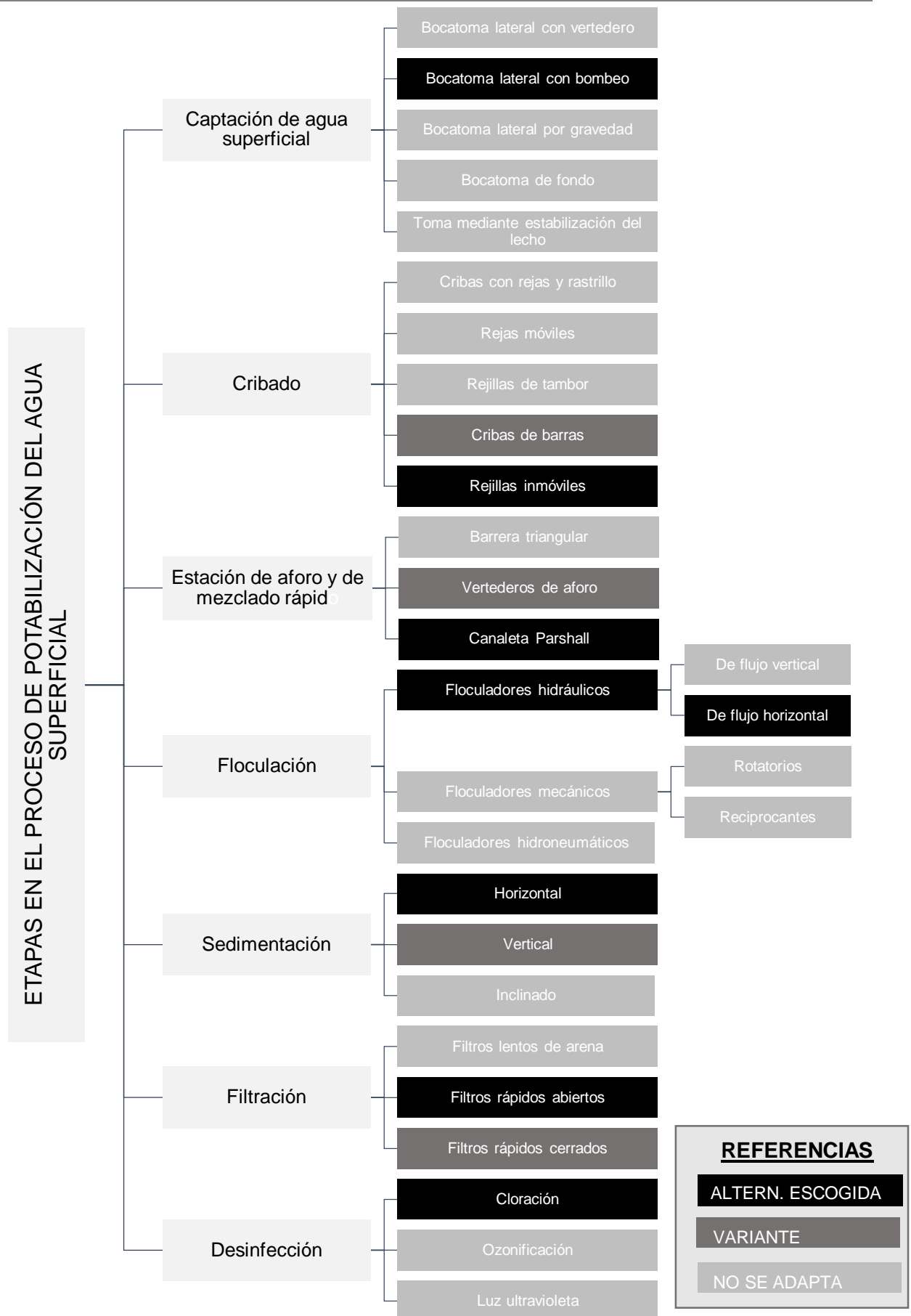
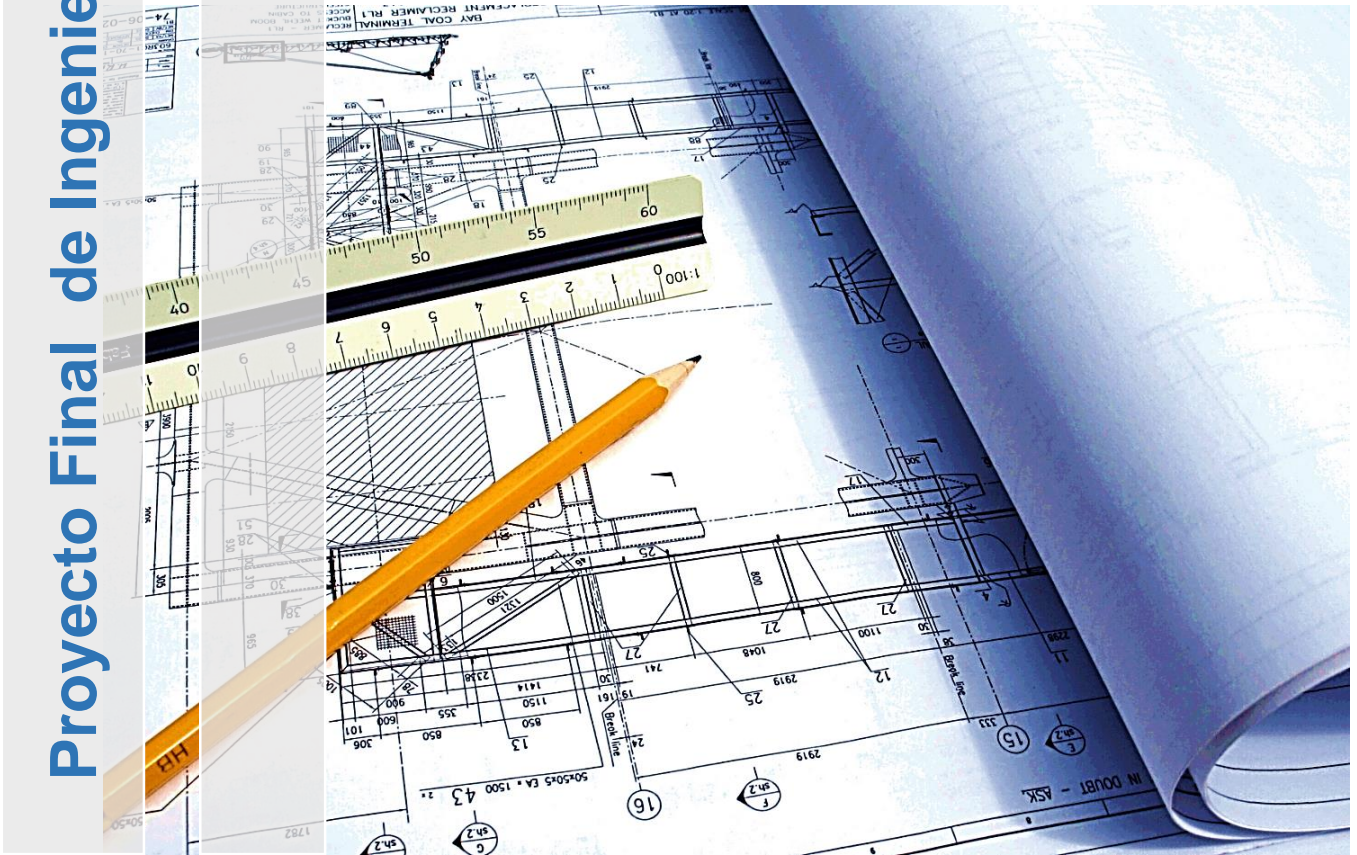


Figura 7.39 – Esquema resumen de variantes de etapas de potabilización

Fuente: Elaboración propia





# CAPÍTULO 8: DISEÑO DEL PROYECTO

## Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará el dimensionamiento de los distintos elementos intervinientes en el proyecto como: bocatoma lateral con bombeo, canal de ingreso, casa química, canaleta Parshall, floculador, sedimentador, filtro, depósito de clorificación, cisterna, tanque elevado y edificio de administración.







---

## 8 DISEÑO DEL PROYECTO

---

### 8.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente capítulo es diseñar los diferentes elementos seleccionados en el capítulo N°7 Aspectos técnicos detallados a continuación:

- Boca toma lateral con bombeo
- Canal de ingreso
- Casa química
- Canaleta Parshall
- Flocculador
- Sedimentador
- Filtros rápidos abiertos
- Clorificación
- Cisterna

Para llevarlo a cabo se aplicarán conocimientos de hidráulica general y aplicada e ingeniería sanitaria, buscando alcanzar la máxima optimización y eficiencia en el proceso de potabilización de la planta en estudio.

Además en la parte final se plantea la planta tipo de un edificio de administración, de construcción tradicional a modo complementario del funcionamiento general del proceso.

### 8.2 BOCATOMA LATERAL CON BOMBEO

Tal como fue enunciado en el capítulo 7, la obra de captación escogida para el presente proyecto consiste en una bocatoma lateral con bombeo con una cámara de rejillas de limpieza manual. Debido a que la misma se debe adecuar a cada proyecto en específico, se dimensionará en este caso para el caudal necesario total correspondiente al distrito de “El Cerrito”, es decir que se realizará para una dotación de dos módulos. Se realiza la aclaración debido a que en cada caso en particular, por ejemplo para cualquier otro distrito, puede ser conveniente la implementación de otra tipología de obra de toma correspondiéndole otra dotación necesaria, debiéndose estudiar para cada caso en particular la alternativa más beneficiosa.

#### 8.2.1 Datos

- ✓ Caudal del canal en el tramo analizado: 2.50 m<sup>3</sup>/s<sup>6</sup>
- ✓ Dimensiones del canal:
  - Ancho de fondo: 2,20 m
  - Ancho de boca: 4,40 m
  - Profundidad: 1,10 m
- ✓ Parámetros del canal:

---

<sup>6</sup> Dato obtenido por el Departamento General de Irrigación – Sub Delegación de Aguas del Río Diamante

- N (coeficiente de Manning) = 0.014
- Pendiente: 0.20%
- ✓ Caudal de tratamiento de la planta:  $0.034 \text{ m}^3/\text{s} = 2937.60 \text{ m}^3/\text{día}$  (Dos módulos)

## 8.2.2 Cálculo de los parámetros de diseño

### 8.2.2.1 Dimensionamiento de la cámara de bombeo

En primer lugar se dimensionarán las secciones de la cámara de bombeo. La misma se ubicará en el lateral este del canal y dispondrá de un volumen tal que la bomba pueda operar constantemente impulsando el caudal de operación de la planta, llenándose a medida que se va vaciando.

En primer lugar se adoptará como altura útil de las rejillas del depósito la correspondiente a la del canal, que para las condiciones hidráulicas pre-establecidas es de 0.53 m. Se decidió por cuestiones constructivas y de funcionamiento de la bomba aumentar la profundidad en pozo de bombeo un valor de 0.50 m.

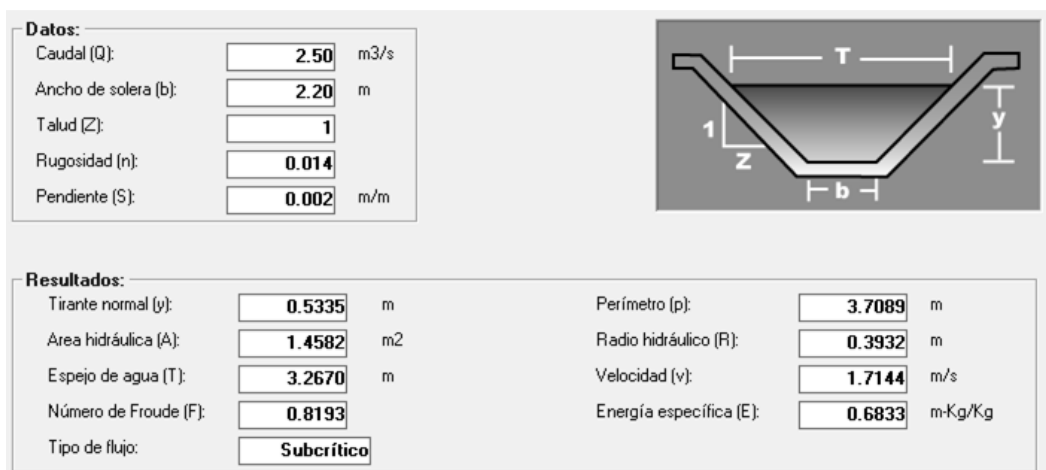


Figura 8.1 - Condiciones hidráulicas del canal "El Cerrito"

Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones de la cámara se pre-establecen siendo de 1 metro de largo por 1 metro de ancho. De esta forma, el volumen es de  $0.503 \text{ m}^3$ , lo cual cumple con las condiciones de depósito ( $0.034 \text{ m}^3$ ).

Las dimensiones finales del pozo quedan prefijadas de 1.00m x 1.00m x 1.70m.

A continuación se presenta en la figura 8.2 el esquema de la obra de toma que servirán como base para el dimensionamiento de las demás componentes de la misma.

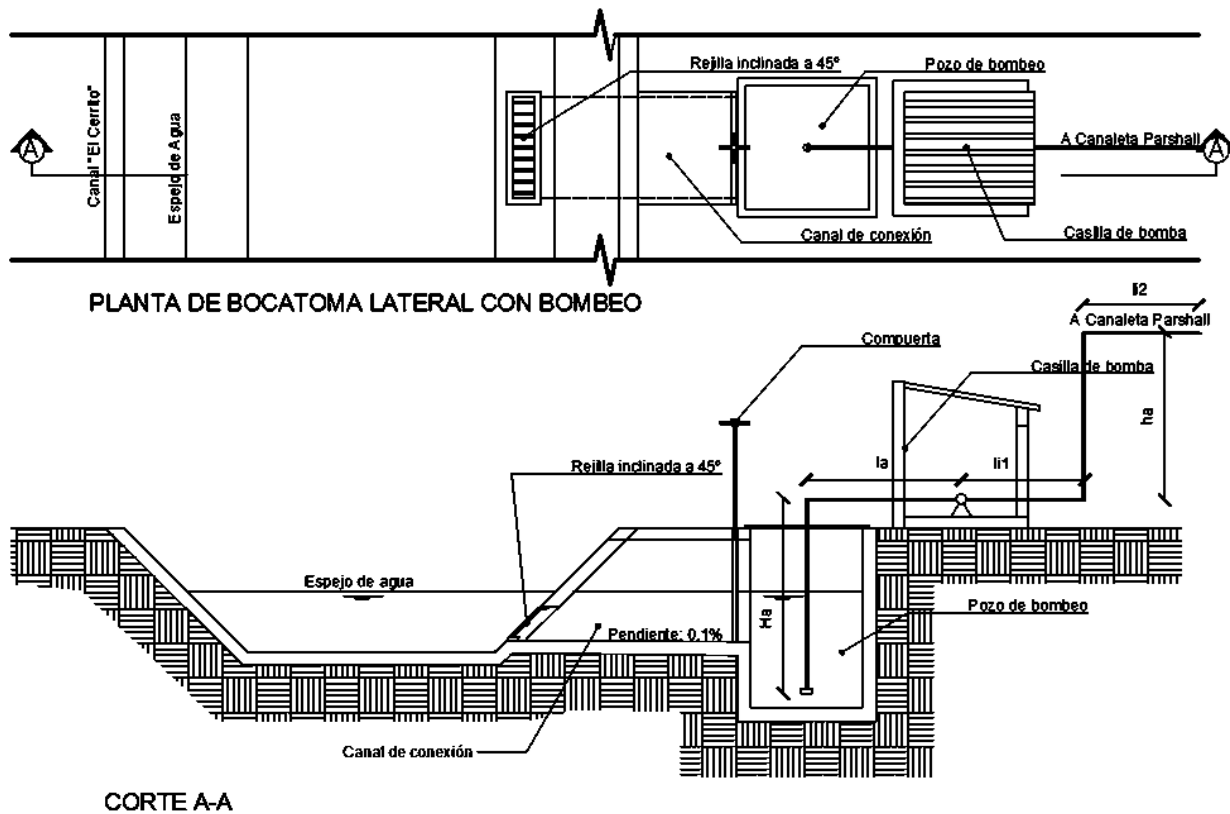


Figura 8.2 - Esquema de bocatoma lateral con bombeo

Fuente: Elaboración propia

### 8.2.2.2 Canal de conexión

En este caso el canal de conexión ya se encuentra dimensionado. El procedimiento que corresponde aplicar en este caso consiste en una verificación de los parámetros hidráulicos para cerciorarse que la lámina de agua alcanzada es inferior a la correspondiente a la del tirante del canal.

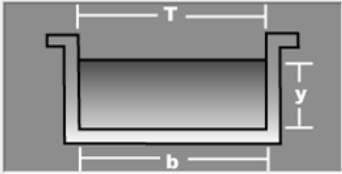
#### 8.2.2.2.1 Datos

- Caudal = 0.034 m<sup>3</sup>/s
- Coeficiente de Manning = 0.014
- Pendiente = 0.001
- Longitud = 1.00 metros
- Ancho = 0.80 metros

#### 8.2.2.2.2 Cálculo de los parámetros de diseño

Por medio de la modelación por HCanales se obtienen los parámetros hidráulicos del canal.

Datos:	
Caudal (Q):	0.034 m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	0.80 m
Talud (Z):	
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.001 m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	0.1009 m	Perímetro (p):	1.0017 m
Área hidráulica (A):	0.0807 m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.0806 m
Espejo de agua (T):	0.8000 m	Velocidad (v):	0.4213 m/s
Número de Froude (F):	0.4235	Energía específica (E):	0.1099 m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	Subcrítico		

Figura 8.3 - Parámetros hidráulicos del canal de conexión

Fuente: Elaboración propia.

Las condiciones para este caso consisten en las condiciones más desfavorables para las que trabajaría el canal suministrándole el caudal necesario a la planta.

### 8.2.2.3 Rejas

#### 8.2.2.3.1 Datos:

- Área del canal de conexión = 0.083 m<sup>2</sup> (Ver figura 8.3)
- Velocidad del flujo = 0.42 m/s (para rejillas de limpieza manual debe estar comprendido entre 0.30 y 0.60 m/s)
- Características de las rejillas adoptadas:
  - o Ancho de barra = ½ " (1.27 cm)
  - o Separación = 3 cm
  - o Pendiente con la vertical = 45°
  - o Coeficiente de reducción de velocidad C = 0.90

#### 8.2.2.3.2 Cálculo de los parámetros de diseño

##### 8.2.2.3.2.1 Cálculo del área neta

$$A_n = \frac{Q}{C * v} = \frac{0.034 \frac{m^3}{s}}{0.90 * 0.42 \frac{m}{s}} = 0.090 m^2$$

##### 8.2.2.3.2.2 Cálculo el ancho de rejilla B

Se supone una longitud de rejilla similar al ancho del canal menos 20 cm, con el fin de dejar 10 cm de lado y lado de la rejilla para instalar unas pestañas de agarre de la rejilla en el canal, por lo tanto la longitud de la rejilla será: 1.00 – 0.20= 0.80 m. Con los datos anteriores se puede calcular el ancho B de la rejilla mediante la siguiente expresión:

$$B = \frac{A_n * (a + t)}{a * L_R} = \frac{0.09 m^2 * (0.0127 m + 0.03 m)}{0.03 m * 0.80 m} = 0.16 m$$

Se adopta un ancho de rejilla de 0.20 m.

Recalculando se obtiene:



$$A_n = \frac{a}{a+t} * b * L_r = \frac{0.03m}{0.03m + 0.0127m} * 0.20m * 0.80m = 0.11 m^2$$

La diferencia de las áreas netas se justifica en la adopción del ancho de la reja.

#### 8.2.2.3.2.3 Cálculo del número de orificios

$$n = \frac{A_n}{a * B} = \frac{0.11 m^2}{0.03m * 0.20m} = 18.3 \rightarrow \text{Se adoptan 19 orificios}$$

El cual tendrá las siguientes condiciones:

- Área neta:

$$A_n = a * B * n = 0.03m * 0.20m * 19 = 0.114 m^2$$

- Velocidad

$$v = \frac{Q}{C * A_n} = \frac{0.034 \frac{m^3}{s}}{0.90 * 0.114 m^2} = 0.33 \frac{m}{s}$$

- Longitud de rejilla:

$$L_r = \frac{A_n * (a + t)}{a * b} = \frac{0.114 m^2 * (0.03m + 0.0127m)}{0.03m * 0.20m} = 0.81 m^2$$

Todos los valores cumplen con las condiciones pre establecidas de forma aproximada.

#### 8.2.2.3.2.4 Cálculo de pérdidas menores

Para el cálculo de las pérdidas a través de la rejilla se aplica la fórmula de Kirschmer dada en el cálculo de pérdidas de rejillas. Teniendo en cuenta que se trabajará con barras circulares, de 1/2", y con un ángulo de 45°, se obtiene:

$$H = \frac{K * v^2}{2 * g}; \text{ donde } K = \beta * \left(\frac{t}{a}\right)^{4/3} * \text{sen } \theta$$

Para barras circulares,  $\beta = 1.79$ . De esta forma:

$$K = 1.79 * \left(\frac{1.27 cm}{3.00 cm}\right)^{4/3} * \text{sen } 45^\circ = 0.402$$

$$H = \frac{0.402 * \left(0.33 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{m}{s^2}} = 0.002 m < 0.15 m \rightarrow \text{Diseño correcto}$$

### 8.2.2.4 Bomba centrífuga

#### 8.2.2.4.1 Datos

Se adopta<sup>7</sup>:

- bomba centrífuga con capacidad de 130 metros cúbicos por hora (0.036 m<sup>3</sup>/s) y con un rendimiento total de 0.90
- cañerías de hierro galvanizado y de 125 mm y de 100 mm de diámetro respectivamente para cañerías de aspiración y de impulsión.

Las longitudes de aspiración y de impulsión se presuponen a forma de cálculo, y deberán ser verificadas posteriormente cuando se tenga a disposición los datos concisos del proyecto:

- H<sub>a</sub>= 1.00 m
- H<sub>i</sub>= 3.00 m
- L<sub>a</sub>= 1.00 m
- L<sub>i1</sub>= 9.00 m
- L<sub>i2</sub>= 1.00 m

#### 8.2.2.4.2 Velocidad en cañerías de impulsión y aspiración

$$V_a = \frac{Q}{S_a} = \frac{3.61 * 10^{-2} \frac{m^3}{s}}{\frac{(0.125m)^2 * \pi}{4}} = 2.94 \frac{m}{s}$$

$$V_i = \frac{Q}{S_i} = \frac{3.61 * 10^{-2} \frac{m^3}{s}}{\frac{(0.100m)^2 * \pi}{4}} = 4.60 \frac{m}{s}$$

Velocidades del agua por el interior de los conductos inferiores a 0,5 m/s podría originar problemas de sedimentación, mientras que velocidades superiores a los 5 m/s podría originar fenómenos abrasivos en las paredes interiores de las tuberías que afectarían a su durabilidad.

#### 8.2.2.4.3 Cálculo de la potencia de la bomba

$$N = \frac{Q * \gamma * H_{man}}{\eta * 75}$$

$$H_{man} = H_a + H_i + h_a + h_i + h_v$$

Siendo:

- H<sub>a</sub> = altura de aspiración
- H<sub>i</sub> = altura de impulsión
- h<sub>a</sub> = pérdidas de carga en la cañería de aspiración

---

<sup>7</sup> Bomba proyectada en base a catálogo online de "bombas hasa" (<http://www.bombahasa.com/imag/catarifa/catalogo.pdf>).



- $h_i$  = pérdidas de carga en la cañería de impulsión
- $h_v$  = pérdidas de carga por inercia de la masa líquida a la salida de la cañería (es igual a una vez la altura de energía de velocidad)

8.2.2.4.3.1 Cálculo de las pérdidas de carga

El cálculo de las pérdidas de carga se obtuvo por medio de la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h = f * \frac{L_t}{\varnothing} * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- $f$  = valor de fricción o frotamiento
- $L_t$  = longitud total de la cañería
- $\varnothing$  = diámetro de la tubería

8.2.2.4.3.2 Determinación del valor del factor de fricción o frotamiento ( $f$ )

Se considera una cañería de hierro galvanizado para una vida útil de 40 años y que actúa en condiciones de agua muy calcárea.

De la siguiente tabla se determina que el valor de  $\epsilon$  para un material de hierro galvanizado es de 0.15mm.

	Valor de $\epsilon$	
	m	mm
Latón, cobre, plomo, vidrio (lisas) . . . . .	0,0000015	0,0015
Cemento-asbesto (rokalit) . . . . .	0,0000125	0,0125
Acero sin remaches, fierro forjado . . . . .	0,000045	0,045
Fundición asfaltada . . . . .	0,00012	0,120
Fierro galvanizado . . . . .	0,00015	0,15
Dovelas de madera . . . . .	de 0,00018	0,18
	a 0,00090	0,90
Fundición . . . . .	0,00026	0,26
Concreto . . . . .	de 0,00030	0,30
	a 0,00300	3,00
Mortero seco, revestimiento de túneles . . . . .	0,00125	1,25
Acero remachado . . . . .	0,0009	0,90
	0,009	9,00
Metal corrugado . . . . .	0,020	20,00

<sup>1</sup> L. F. Moody, Fricción Factors for Pipe Flow, Trans. of the A. S. M. E., noviembre de 1944. En el original Moody pone la inversa, la verdadera aspereza relativa,  $\frac{\epsilon}{D}$ .

<sup>2</sup> Por R. J. S. Pigott, The flow of Fluids in closed Conduits, Mech. Engineering, vol. 55, 1953. Son unas 4.000 experiencias en cañerías nuevas.

Tabla 8.1 - Valores de rugosidad absoluta de tubos

Fuente: Dominguez S., 1999

Por medio de la curva de relación rugosidad-tiempo se determina que para un periodo de 40 años y actuando bajo aguas muy calcáreas se cumple de forma aproximada la siguiente relación:

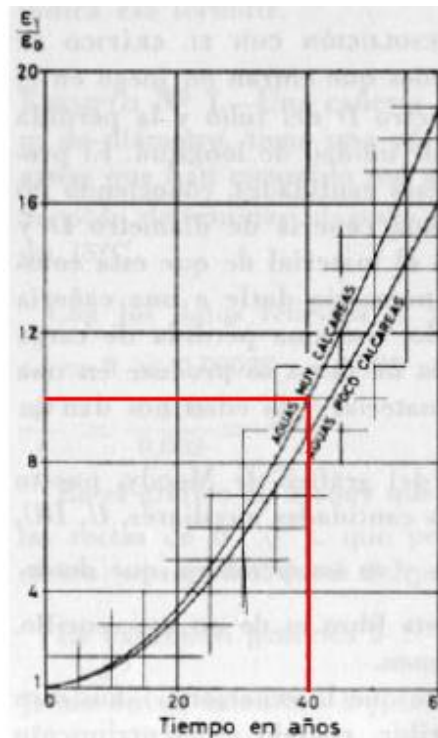


Figura 8.4 - Relación de rugosidad en el tiempo

Fuente: Dominguez S., 1999

$$\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} = 10 \rightarrow \varepsilon_1 = \varepsilon_0 * 10 = 0.0015m$$

Una vez obtenidos estos valores, se procede a la determinación de factor de fricción  $f$  por medio del diagrama de Moody. Antes de ello son necesario los siguientes dos valores:

$$\text{Número de Reynold: } Re = \frac{V * d}{u_1} ; \text{ y aspereza relativa } Ar = \frac{\varepsilon_1}{d}$$

$$Re_a = \frac{2.94 \frac{m}{s} * 0.125m}{1 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 367500 ; Ar_a = \frac{0.0015m}{0.125m} = 0.012$$

$$Re_i = \frac{4.60 \frac{m}{s} * 0.100m}{1 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 460000 ; Ar_i = \frac{0.0015m}{0.100m} = 0.015$$

Por medio del gráfico de Moody se obtienen los valores de fricción o frotamiento ( $f$ )

$$f_a = 0.040 ; f_i = 0.044$$



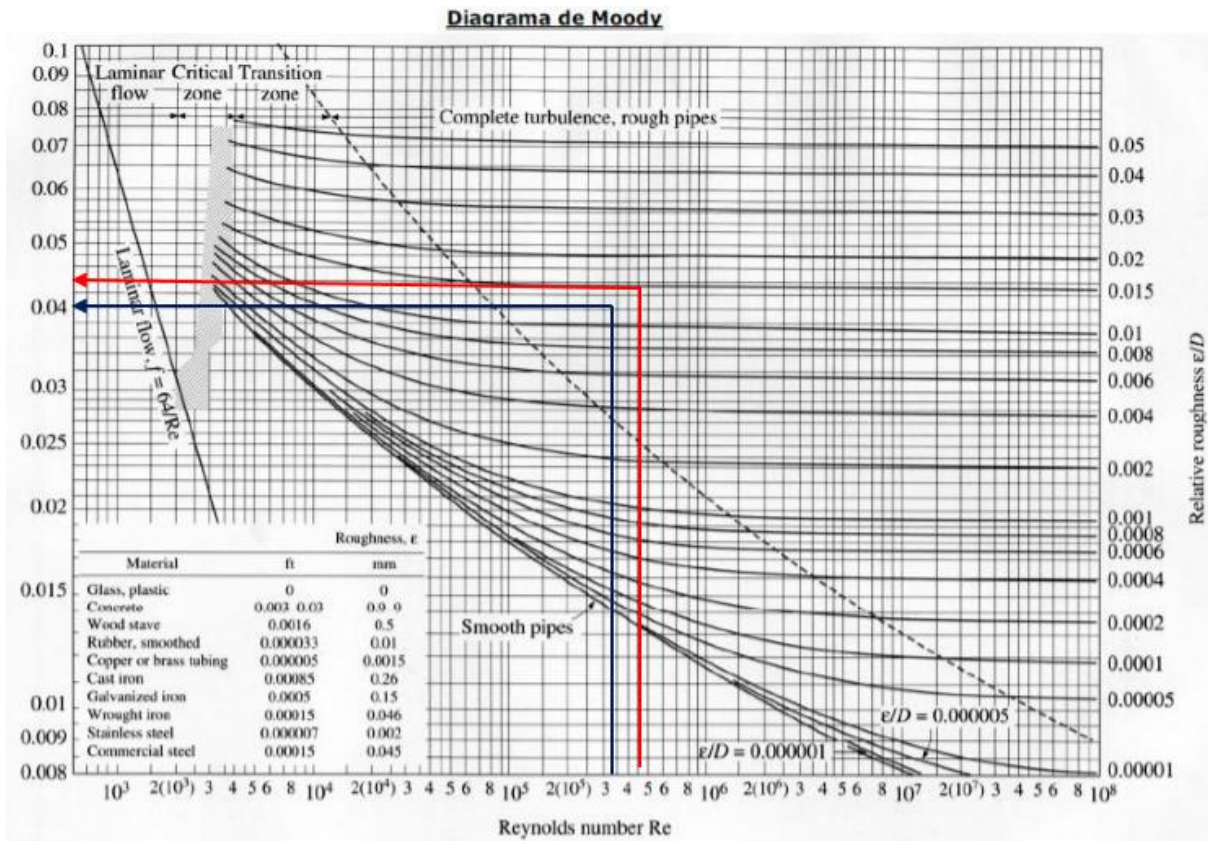


Figura 8.5 - Diagrama de Moody

Fuente: Dominguez S., 1999

### Pérdidas de carga en la cañería de aspiración

$$h_a = f_a * \frac{L_{t_a}}{\phi_a} * \frac{v_a^2}{2g}$$

$$L_{t_a} = H_a + l_{a_1} + \sum le_a$$

$$\sum le_a = le_{valv.ret.} + le_{codo90^\circ}$$

En función del diámetro y del tipo de singularidad se extraen los valores correspondientes a las longitudes equivalentes.

Diámetro del tubo	25	32	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	350	400	500	600	700
Curva 90°	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	1	1,2	1,8	2	3	5	5	6	7	8	14	16
Codo 90°	0,3	0,4	0,6	0,7	0,9	1,3	1,7	2,5	2,7	4	5,5	7	8,5	9,5	11	19	22
Cono difusor	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Válvula de pie	6	7	8	9	10	12	15	20	25	30	40	45	55	60	75	90	100
Válvula de retención	4	5	6	7	8	9	10	15	20	25	30	35	40	50	60	75	85
V. Compuerta Abierta	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	1,5	2	2	2	2,5	3	3,5	4	5
V. Compuerta 3/4 Abierta	2	2	2	2	2	2	4	4	6	8	8	8	10	12	14	16	20
V. Compuerta 1/2 Abierta	15	15	15	15	15	15	30	30	45	60	60	60	75	90	105	120	150

Tabla 8.2-Pérdidas de carga en accesorios

Fuente: www.ingemecánica.com

De esta forma, corresponde para una cañería de 125 mm:

- Válvula de retención: 15.00 m
- Codo 90° : 2.50 m

$$\sum l e_a = 15.00m + 2.50m = 17.50m$$

$$L_{t_a} = 1.00m + 1.00m + 17.50m = 19.50m$$

$$h_a = f_a * \frac{L_{t_a}}{\phi_a} * \frac{v_a^2}{2g} = 0.040 * \frac{19.50m}{0.125m} * \frac{\left(2.94 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{m}{s^2}} = 2.75 m$$

### Pérdidas de carga en la cañería de impulsión

$$h_i = f_i * \frac{L_{t_i}}{\phi_i} * \frac{v_i^2}{2g}$$

$$L_{t_i} = H_i + l_{i_1} + l_{i_2} + \sum l e_i$$

$$\sum l e_i = 3l e_{\text{codo}90^\circ} = 3 * 1.70m = 5.10m$$

$$L_{t_i} = 3.00m + 9.00m + 1.00m + 5.10m = 18.10m$$

$$h_i = f_i * \frac{L_{t_i}}{\phi_i} * \frac{v_i^2}{2g} = 0.044 * \frac{18.10m}{0.10m} * \frac{\left(4.60 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{m}{s^2}}$$

$$h_i = 8.60m$$

### Pérdidas de carga por inercia de la masa líquida a la salida de la cañería

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{\left(4.60 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{m}{s^2}} = 1.08m$$

#### 8.2.2.4.3.3 Cálculo de la altura manométrica

$$H_{man} = H_a + H_i + h_a + h_i + h_v$$

$$H_{man} = 1.00m + 3.00m + 2.75m + 8.60m + 1.08m = 16.43m$$

#### 8.2.2.4.3.4 Cálculo de la potencia de la bomba

$$N = \frac{Q * \gamma * H_{man}}{\eta * 75} = \frac{3.61 * 10^{-2} \frac{m^3}{s} * 1000 \frac{Kg}{m^3} * 16.43m}{0.90} * \frac{1CV}{75 \frac{Kg m}{s}}$$

$$N = 8.78 CV \rightarrow \text{Potencia comercial} = 10 CV$$

## 8.3 CANAL DE INGRESO

### 8.3.1 Datos

- Caudal = 0.034 m<sup>3</sup>/s (Dos módulos)
- Coeficiente de Manning = 0.014
- Pendiente = 0.001



### 8.3.2 Cálculo de los parámetros de diseño

Para el diseño del canal de ingreso se utilizará el criterio de sección rectangular óptima, es decir que el largo es igual a dos veces la altura. Con estas condiciones aplicando la ecuación de Manning se obtiene que:

$$h = \left( \frac{Q * n}{\sqrt{s}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.034 \text{ m}^3/\text{s} * 0.014}{\sqrt{0.001}} \right)^{3/8} = 0.20 \text{ m}$$

De esta forma:

$$b = 2h = 0.40 \text{ m}$$

La velocidad queda expresada por la ecuación de continuidad de forma tal que:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.034 \text{ m}^3/\text{s}}{0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m}} = 0.07 \text{ m/s}$$

## 8.4 CASA QUÍMICA

La casa química consiste en el depósito de las soluciones químicas a utilizar como coagulantes. En este apartado se dimensionarán a priori la concentración del coagulante y las dimensiones de los depósitos del mismo.

### 8.4.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño: 0.017 m<sup>3</sup>/s= 17.00 l/s (un módulo)
- ✓ Coagulante: Sulfato de aluminio
  - Concentración: %20 (200000 mg/L)
  - Pureza: %85
  - Dosificación máxima de coagulantes: 100 mg/L<sup>8</sup>

### 8.4.2 Cálculo de los parámetros de diseño

#### 8.4.2.1 Volumen de solución por unidad de tiempo

$$W = \frac{D * Q}{P * C} = \frac{100 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 17.00 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{0.85 * 200000 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} = 0.010 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

#### 8.4.2.2 Volumen del tanque por día

Se dispondrá la colocación de un tanque que almacene el contenido necesario de un día más el 5% de margen por error.

$$V = 0.010 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 0.001 \frac{\text{m}^3}{\text{L}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{día}} * 1.05 = 0.91 \text{ m}^3$$

<sup>8</sup> El valor prefijado debe ser motivo de evaluación, siendo para ello necesario la realización del ensayo de las jarras. En este caso, se designa 100 mg/l sólo a título de ejemplo.

De esta forma se dispone la utilización de un tanque comercial de 1000 L para depósito del coagulante por módulo.

## 8.5 CANALETA PARSHALL

La canaleta Parshall en este caso será utilizada con una doble finalidad: estación de aforo y cámara de mezclado rápido.

### 8.5.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño:  $0.017 \text{ m}^3/\text{s} = 1468.80 \text{ m}^3/\text{día}$  (un módulo)
- ✓ Como aforador: no debe trabajar ahogada, debe cumplir condiciones de surgencia ( $H_b/H_a$ )
- ✓ Como mezclador rápido debe cumplir con la anterior condición y adicionalmente el gradiente de velocidad debe estar comprendido entre  $1000$  y  $2000 \text{ s}^{-1}$

A continuación se presenta un esquema standard en donde se aprecian todos los parámetros intervinientes.

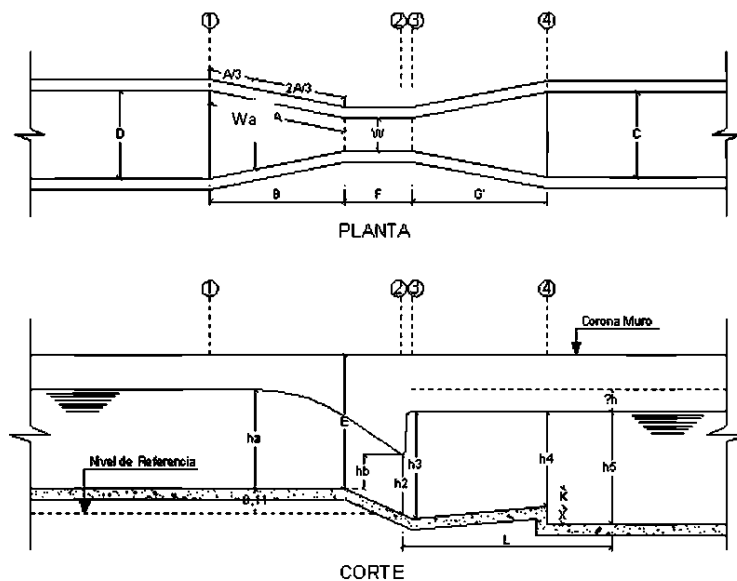


Figura 8.6- Dimensiones standard de la canaleta Parshall

Fuente: Diseño de plantas de potabilización-Universidad Nacional Abierta y a Distancia (UNAD), 2013

La metodología seguida se basa en el cálculo de la energía en las secciones mostradas en la figura anterior y en la suposición de que las pérdidas por fricción dentro de la canaleta son despreciables.

### 8.5.2 Cálculo de los parámetros de diseño

#### 8.5.2.1 Determinación del ancho de garganta $W$

Para un caudal de  $0.017 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $17 \text{ lt/s}$ ) se corresponde con un ancho de garganta  $W$  de  $3''$  ( $7.6 \text{ cm}$ )



**8.5.2.2 Dimensiones**

Del apartado 7.5.5.1: Canal de aforo Parshall, se elaboró la siguiente tabla:

<b>Dimensiones de canaleta Parshall de ancho de garganta de 3''</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Designación</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Exponente: n	-	1.547	-
Coefficiente: k	-	0.176	-
Long. paredes sección convergente	A	0.466	m
Longitud sección convergente	B	0.457	m
Ancho de la salida	C	0.178	m
Ancho entrada sección convergente	D	0.259	m
Profundidad total	E	0.381	m
Longitud de la garganta	F	0.152	m
Longitud de la sección divergente	G'	0.305	m
Long. Paredes sección divergente	K'	0.025	m
Dif. de elevac entre salida y cresta	N	0.057	m

Tabla 8.3- Resumen diseño canaleta Parshall

Fuente: Elaboración propia.

**8.5.2.3 Determinación de la lámina de agua**

$$h_a = \left(\frac{Q}{K}\right)^{1/n} = \left(\frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.176 \text{ m}^2/\text{s}}\right)^{1/1.547} = 0.22 \text{ m}$$

**8.5.2.4 Cálculo de la canaleta en la sección de medida**

$$W_a = \frac{2}{3} * (D - W) + W = \frac{2}{3} * (0.259\text{m} - 0.076\text{m}) + 0.076\text{m} = 0.198\text{m}$$

**8.5.2.5 Velocidad en la sección de medida**

$$v_a = \frac{Q}{W_a * h_a} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.22 \text{ m} * 0.198\text{m}} = 0.39 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

**8.5.2.6 Energía total disponible**

Consiste en la sección 1-1. Aplicando la ecuación de energía de Bernoulli se obtiene:

$$E_1 = \frac{v_a^2}{2g} + h_a + N$$

N se obtiene de tabla en función del ancho de la garganta y se define como la diferencia de elevación entre la salida y la cresta, por lo que reemplazando se obtiene:

$$E_1 = \frac{(0.39 \text{ m/s})^2}{2 * 9.8 \text{ m/s}^2} + 0.22 \text{ m} + 0.057 \text{ m} = \mathbf{0.297 \text{ m}}$$

### 8.5.2.7 Velocidad antes del resalto

Consiste en la sección 2-2. Aplicando la ecuación de energía de Bernoulli se obtiene:

$$E_2 = \frac{v_2^2}{2g} + h_2$$

$$v_2 = \frac{Q}{W * h_2} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.076 \text{ m} * h_2}$$

Igualando las energías de Bernoulli  $E_1$  y  $E_2$  (se desprecian las pérdidas por fricción en la canaleta), se obtiene:

$$E_1 = E_2 = \frac{v_2^2}{2g} + h_2 \rightarrow 0.297 \text{ m} = \left( \frac{0.017 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.076 \text{ m} * h_2} \right)^2 * \frac{1}{2 * \frac{9.8 \text{ m}^2}{\text{s}}} + h_2$$

Aplicando las propiedades de distribución y reordenando:

$$h_2^3 - 0.297 * h_2^2 + 0.0025 = 0$$

El valor de  $h_2$  se obtiene de resolver una ecuación cúbica que deriva en 3 raíces; la raíz que se debe tomar como valor de  $h_2$  es la raíz media.

$$h_2 = \mathbf{0.118 \text{ m}}$$

De esta forma:

$$v_2 = \frac{Q}{W * h_2} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.076 \text{ m} * 0.118 \text{ m}} = \mathbf{1.896 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

### 8.5.2.8 Lámina de agua en el resalto

$$h_b = h_2 - N = 0.118 \text{ m} - 0.057 \text{ m} = \mathbf{0.061 \text{ m}}$$

### 8.5.2.9 Verificación de grado de sumergencia S

Para verificar las condiciones del aforador:

$$S = \frac{h_b}{h_a} = \frac{0.061 \text{ m}}{0.22 \text{ m}} = \mathbf{0.28} < 0.60 \rightarrow \text{Cumple cond. de sumergencia}$$

Esto indica que la canaleta trabaja con lámina libre por lo que funciona correctamente como aforador.



### 8.5.2.10 Número de Froude

Se corresponde en la sección 3-3. Aplicando la ecuación de resalto hidráulico se obtiene:

$$F_2^2 = \frac{v_2^2}{h_2 * g} \rightarrow F_2 = \sqrt{\frac{v_2^2}{h_2 * g}} = \sqrt{\frac{(1.896 \text{ m/s})^2}{0.118 \text{ m} * 9.81 \text{ m/s}^2}} = 1.76$$

El resalto es estable ya que el Froude oscila entre 1,7 – 2.5 o 4.5 – 9.0. En caso de que no se encuentre en este intervalo, se recomienda se puede colocar abajo una persiana que manualmente se pueda graduar por un operario, hasta lograr la estabilidad requerida, aunque esta práctica no se recomienda porque se puede presentar rompimiento del micro floculo formado previamente en el resalto de la canaleta.

### 8.5.2.11 Lámina de agua al final del lecho divergente

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{1}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * F_2^2} - 1 \right) \rightarrow h_3 = \frac{h_2}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * F_2^2} - 1 \right)$$

$$h_3 = \frac{0.118 \text{ m}}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * 1.76^2} - 1 \right) = 0.24 \text{ m}$$

### 8.5.2.12 Lámina de agua al final de la canaleta

Se corresponde con la sección 4-4. Se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$h_4 = h_3 - (N - K) = 0.24 \text{ m} - (0.057 \text{ m} - 0.025 \text{ m}) = 0.208 \text{ m}$$

### 8.5.2.13 Longitud del resalto

$$L = 6 * (h_3 - h_2) = 6 * (0.24 \text{ m} - 0.12 \text{ m}) = 0.72 \text{ m}$$

### 8.5.2.14 Tiempo medio de mezcla

El tiempo medio de mezcla se obtiene con la siguiente ecuación:

$$t_d = \frac{G'}{v_m}$$

Donde G' se obtiene de tabla en función de la longitud de la sección divergente. La velocidad media se obtiene de la siguiente manera:

$$v_m = \frac{v_3 + v_4}{2}$$

$$v_3 = \frac{Q}{W * h_3} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.076 \text{ m} * 0.240 \text{ m}} = 0.93 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_4 = \frac{Q}{C * h_4} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.178 \text{ m} * 0.208 \text{ m}} = 0.46 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_m = \frac{0.93 \text{ m/s} + 0.46 \text{ m/s}}{2} = 0.695 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$t_d = \frac{G'}{v_m} = \frac{0.305 \text{ m}}{0.695 \text{ m/s}} = \mathbf{0.44 \text{ s}}$$

### 8.5.2.15 Gradiente de velocidad

El gradiente de velocidad se calcula con la siguiente ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * t_d}}$$

En primer lugar se procede al cálculo de las pérdidas de carga por medio de la diferencia entre las energías de Bernoulli inicial y final:

$$E_1 = E_4 + \Delta h$$

$$\frac{v_a^2}{2g} + h_a + N = \frac{v_4^2}{2g} + h_4 + (N - K) + \Delta h$$

$$\Delta h = \left( \frac{v_a^2}{2g} + h_a + N \right) - \frac{v_4^2}{2g} + h_4 + (N - K)$$

$$\Delta h = 0.297 \text{ m} - \left( \frac{\left(0.46 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.8 \text{ m/s}^2} + 0.208 \text{ m} + (0.057 \text{ m} - 0.025 \text{ m}) \right) = \mathbf{0.046 \text{ m}}$$

Con respecto al peso específico y viscosidad, siendo la temperatura promedio anual de San Rafael de 14.8 °C, le corresponden los siguientes valores según la tabla 7.8:

- Peso específico: 9798 N/m<sup>3</sup> = 998.77 Kgf/m<sup>3</sup>
- Viscosidad dinámica: 0.00112 Pa.s = 1.17x10<sup>-4</sup> Kgf.s/m<sup>2</sup>

De esta forma:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * t_d}} = \sqrt{\frac{998.77 \text{ Kgf/m}^3 * 0.046 \text{ m}}{1.17 \times 10^{-4} \text{ Kgf.} \frac{\text{s}}{\text{m}^2} * 0.44 \text{ s}}} = 944.69 \text{ s}^{-1}$$

Según la recomendación del rango de gradientes de la RAS, debe estar en el intervalo: 500 ≤ G ≤ 2000 s<sup>-1</sup>, por lo tanto G = 1475 s<sup>-1</sup> cumple con las condiciones de mezclado rápido.

### 8.5.2.16 Cálculo de la distancia de la elevación de la cresta por encima del fondo del canal X

$$X = h_5 - h_4$$

$$h_5 = 0.20 \text{ m (Se fija con la estructura aguas abajo)}$$





$$X = 0.20 \text{ m} - 0.208 \text{ m} = -0.008 \text{ m}$$

Se recomienda para X un factor de seguridad del 10%; por lo tanto:

$$X = -0.008 \text{ m} * 1.1 \approx -0.01 \text{ m}$$

## 8.6 FLOCULADOR

Se diseñará un floculador hidráulico de flujo horizontal, de sección rectangular de hormigón armado y con pantallas de fibrocemento.

### 8.6.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño:  $0.017 \text{ m}^3/\text{s} = 1468.80 \text{ m}^3/\text{día}$  (un módulo)
- ✓ Tiempo de retención: debe estar en 15 y 30 minutos. Se adoptará: 20 min.
- ✓ Velocidad promedio: debe estar entre 0.20 y 0.60 m/s. Se adoptará: 0.20 m/s
- ✓ Características hidráulicas del floculador:
  - Coeficiente de Manning de 0.014
  - Pendiente: 0.1%
- ✓ Dimensiones de las planchas de fibrocemento: 1.20m x 2.40m x 0.008m

### 8.6.2 Cálculo de los parámetros de diseño

#### 8.6.2.1 Dimensiones del canal de ingreso

El área se obtiene a partir de la ecuación de continuidad de la siguiente manera:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.20 \text{ m/s}} = \mathbf{0.085 \text{ m}^2}$$

Una vez obtenida la misma, aplicando la ecuación de Manning y el criterio de sección óptima rectangular, es decir que  $b=2h$ , se obtiene que:

$$h = \left( \frac{Q * n}{\sqrt{s}} \right)^{3/8} = \left( \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s} * 0.014}{\sqrt{0.001}} \right)^{3/8} = \mathbf{0.16 \text{ m}}$$

Por seguridad se aumenta entre un 10% y un 30%, por lo que  $h=0,20 \text{ m}$

De esta forma, el ancho del canal será igual a:

$$b = \frac{A}{h} = \frac{0.085 \text{ m}^2}{0.20 \text{ m}} = 0.425 \text{ m} \rightarrow \mathbf{b = 0.50 \text{ m}}$$

El siguiente paso consiste en verificar los datos anteriormente obtenidos, de tal forma de corroborar que las hipótesis planteadas son correctas y que se cumplen con los parámetros de diseño. Para ello, se hizo uso del software HCanales, al cual se ingresaron los datos de caudal, pendiente, ancho de solera y coeficiente de Manning para verificar si el tirante y la velocidad cumplen con las condiciones pre-establecidas.

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.017"/> m <sup>3</sup> /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value=".50"/> m
Talud (Z):	<input type="text"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.014"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.001"/> m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0913"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.6827"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0457"/> m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0669"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.5000"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="0.3722"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.3932"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.0984"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>		

Figura 8.7 – Verificación de los parámetros de canal de ingreso con HCanales

Fuente: Elaboración propia.

Tanto el tirante como la velocidad cumplen con las condiciones pre-establecidas.

### 8.6.2.2 Dimensiones del floculador

#### 8.6.2.2.1 Caudal de floculador

En el caso de disponer dos o más unidades de floculación para el tratamiento del agua se debería realizar una partición en el ingreso a los mismos de forma de distribuir uniformemente el caudal. Para el caso del presente proyecto, se determinó como óptimo la utilización de únicamente un floculador, por lo que el caudal es el mismo que corresponde al canal de ingreso:  $Q=0.017 \text{ m}^3/\text{s}$

#### 8.6.2.2.2 Longitud de los canales

La longitud total se encuentra en función del tiempo de retención y de la velocidad del canal por lo que:

$$L_t = v * T_r = 0.20 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 20 \text{ min} * 60 \frac{\text{s}}{\text{min}} = 240 \text{ m}$$

#### 8.6.2.2.3 Sección transversal de los canales

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.017 \text{ m}^3/\text{s}}{0.20 \text{ m/s}} = 0.085 \text{ m}^2$$

#### 8.6.2.2.4 Separación entre tabiques

La separación se determina en función de la altura de los tabiques. Siendo las placas de fibrocemento de 1.20 metro de altura, debido a que el caudal es bajo se determina cortarlos por la mitad reduciéndola a 0.60 metro. Fijando la revancha de los canales en 0.10 metro la altura de la lámina de vidrio será de

$$h = 0.60\text{m} - 0.10\text{m} = 0.50 \text{ m}$$



La separación entre los tabiques será la correspondiente al ancho del canal más el espesor del tabique, por lo que el ancho del canal “a” será de:

$$a = \frac{A}{h} = \frac{0.085 \text{ m}^2}{0.50 \text{ m}} = 0.17 \text{ m} \rightarrow \mathbf{0.192 \text{ m}} \text{ (Se busca que entre eje y eje hayan 0.20m)}$$

Obtenida a partir de tanteo, la pendiente necesaria para conseguir las condiciones deseadas es de 0.025%

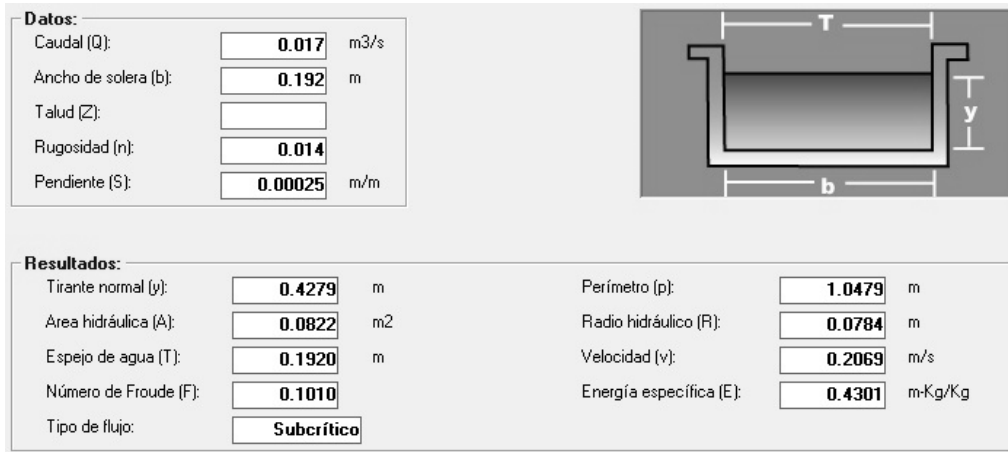


Figura 8.8 - Condiciones hidráulicas de canal de floculador

Fuente: Elaboración propia.

El tiempo de retención para la velocidad actualizada es de:

$$T_r = \frac{240 \text{ m}}{0.2069 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}} = 19 \text{ min } 20 \text{ seg} \text{ (19.33 min)}$$

#### 8.6.2.2.5 Espaciamiento en los extremos

De forma experimental, la distancia desde el extremo del tabique y el muro = 1.5

$$e = 1.5 * a = 1.5 * 0.20 \text{ m} = \mathbf{0.30 \text{ m}}$$

#### 8.6.2.2.6 Longitud efectiva del canal

Teniendo en cuenta que las dimensiones de las planchas de fibrocemento son de 1.20m x 2.40m x 0.008m y el espaciamiento en los extremos es de 0.30m, el ancho total del tanque es de 2.70m. La longitud efectiva de cada canal, en este caso coincide con la longitud de las placas, por lo que el número de canales será:

$$n = \frac{L_t}{L_e} = \frac{240 \text{ m}}{2.40 \text{ m}} = \mathbf{100}$$

De esta forma el largo total del floculador será:

$$L_{Floc} = (n - 1) * e_{placas} + n * a = 99 * 0.008 \text{ m} + 100 * 0.192 \text{ m} \cong \mathbf{20.00 \text{ m}}$$

### 8.6.2.2.7 Radio hidráulico del canal

$$R = \frac{A}{(2h + a)} = \frac{0.082 \text{ m}^2}{(2 * 0.428 \text{ m} + 0.192 \text{ m})} = 0.078 \text{ m}$$

### 8.6.2.2.8 Cálculo de las pérdidas

Del apartado 7.6.2.4.1: "Pérdidas de carga", se obtiene que:

- Pérdidas por fricción:

$$h_1 = S * L = \left( \frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L = \left( \frac{0.207 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.014}{(0.078 \text{ m})^{2/3}} \right)^2 * 240 \text{ m} = 0.060 \text{ m}$$

- Perdidas localizadas:

$$h_2 = k * N * \frac{v^2}{2g} = 3 * 99 * \frac{\left(0.207 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 * 9.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 0.649 \text{ m}$$

- Pérdidas totales:

$$h_t = h_1 + h_2 = 0.060 \text{ m} + 0.649 \text{ m} = 0.709 \text{ m}$$

### 8.6.2.2.9 Gradiente de velocidad

Del apartado 7.6.2.4.: "Gradiente de velocidad en floculadores hidráulicos", se obtiene que:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta h}{\mu * T}}$$

Siendo la temperatura promedio anual de San Rafael de 14.8 °C, le corresponden los siguientes valores según la tabla 7.8:

- Peso específico: 9798 N/m<sup>3</sup> = 998.77 Kgf/m<sup>3</sup>
- Viscosidad dinámica: 0.00112 Pa.s = 1.17x10<sup>-4</sup> Kgf.s/m<sup>2</sup>

De esta forma se obtiene:

$$G = \sqrt{\frac{998.77 \text{ Kgf/m}^3 * 0.709 \text{ m}}{1.17 \times 10^{-4} \text{ Kgf.} \frac{\text{s}}{\text{m}^2} * 19.33 \text{ min} * 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}}} = 72.23 \text{ seg}^{-1}$$

Según el RAS 2000 título C, el gradiente medio de velocidad (G) debe estar entre 20 s<sup>-1</sup> y 70 s<sup>-1</sup>. Debido a la proximidad del mismo con respecto al límite superior se considerará el diseño como válido.

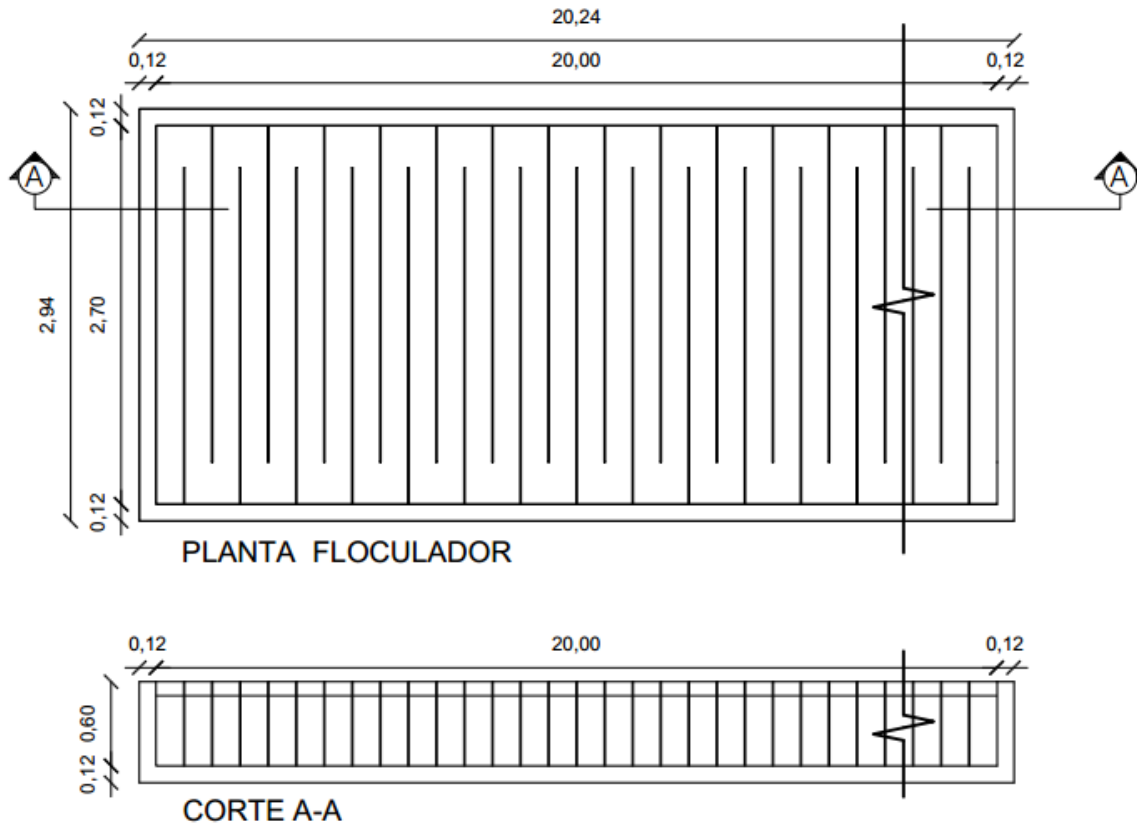


Figura 8.9- Esquema Floculador

Fuente: Elaboración propia.

## 8.7 SEDIMENTADOR

Se diseñará un sedimentador por módulo de sección rectangular y estará construido en hormigón armado.

### 8.7.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño: 0.017 m<sup>3</sup>/s= 1468.80 m<sup>3</sup>/día (un módulo)
- ✓ Carga superficial: debe estar entre 15 y 30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día, se adoptará 20 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>.día
- ✓ Tiempo de retención: entre 2 y 4 horas, se adoptará 3 horas.
- ✓ Profundidad: Entre 4 y 5 m, se adoptará 3 m
- ✓ Relación longitud – ancho: entre 3:1 y 5:1, se adoptará 4:1
- ✓ Pendiente longitudinal de fondo: 10% (Valor recomendado >2%)

### 8.7.2 Cálculo de los parámetros de diseño

#### 8.7.2.1 Área del sedimentador

$$A_s = \frac{Q}{q} = \frac{1468,80 \text{ m}^3/\text{día}}{20 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}/\text{día}} = 73,44\text{m}^2 \rightarrow 75 \text{ m}^2$$

### 8.7.2.2 Ancho del sedimentador

Para una relación largo-ancho (L/B) de 4, el ancho será:

$$B = \sqrt{\frac{As}{L/B}} = \sqrt{\frac{75m^2}{4}} = 4,30m$$

### 8.7.2.3 Longitud total

$$L = \frac{As}{B} = \frac{75m^2}{4,3m} \cong 17,50m$$

### 8.7.2.4 Tiempo de retención

$$TRH = \frac{As}{Q} = \frac{75,25m^2 * 3m}{1468,80m^3/día} = 0,154d = 3,7h \rightarrow \text{Se encuentra entre 2 y 4 h}$$

### 8.7.2.5 Velocidad horizontal de flujo

$$Vh = \frac{Q}{H * B} = \frac{1468,8m^3/día}{3m * 4,3m} = \frac{113,86m}{día} = 0,13 \text{ cm/s}$$

### 8.7.2.6 Cálculo de vertederos de entrada y salida

#### 8.7.2.6.1 Carga sobre el vertedero

$$Ca = \frac{Q}{B} = \frac{1468,80m^3/día}{4,30m} = 341,58 \frac{m^3}{m \cdot día} = 0,004 \text{ m}^2/s$$

#### 8.7.2.6.2 Cálculo de las canaletas

Adoptando un ancho de canaleta de  $a=0,30m$ , el caudal en la canaleta será:

$$Qc = \frac{Q \times B}{B + 2a} = \frac{0,017 \frac{m^3}{s} * 4,30m}{4,30m + 2 * 0,30m} = 0,015m^3/s$$

Con el caudal de la canaleta, mediante la ecuación de Manning, se puede obtener la altura de la lámina de agua sobre la misma como:

$$h_0 = \left( \frac{Qc}{1,375 \times a} \right)^{2/3} = \left( \frac{0,017m^3/s}{1,375 \times 0,3m} \right)^{2/3} = 0,12m$$

Por lo tanto la altura total del vertedero será:

$$h = 0,12m + 0,15m = 0,27m$$

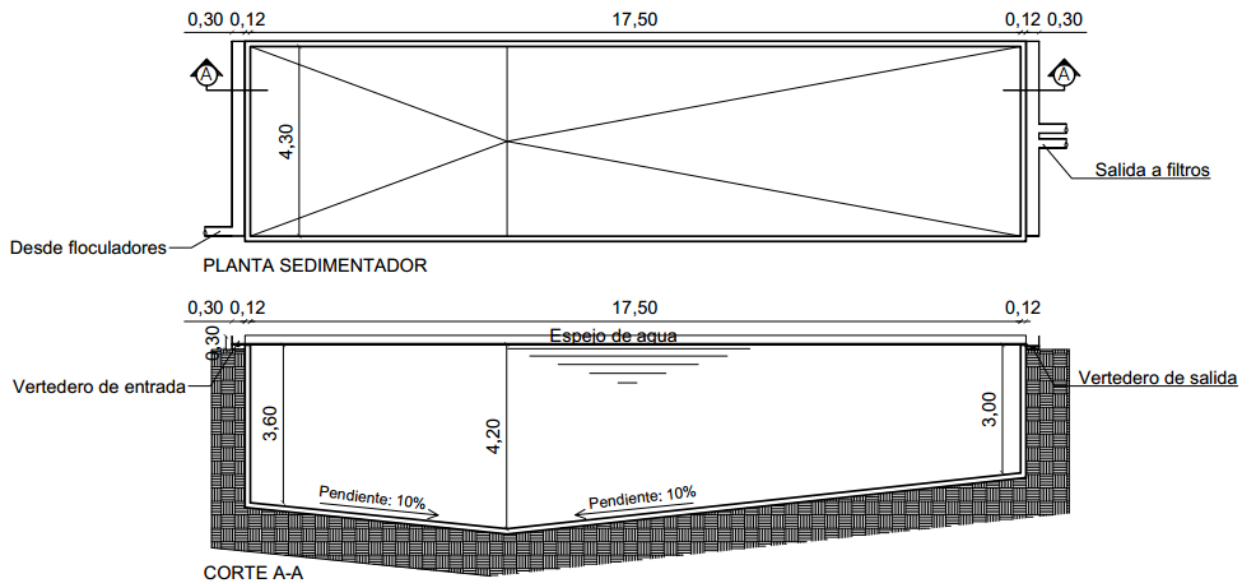


Figura 8.10- Esquema Sedimentador

Fuente: Elaboración propia.

## 8.8 FILTROS RÁPIDOS ABIERTOS

Se dispuso la utilización de filtros abiertos cerrados.

### 8.8.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño: 0.017 m<sup>3</sup>/s= 1468.80 m<sup>3</sup>/día (un módulo)
- ✓ Tasa normal de filtración (TF): 120-480 mm<sup>2</sup>.día, se adoptarán 150m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día (Por recomendación en plantas piloto)
- ✓ Velocidad de lavado (VI): 1,50 cm/s
- ✓ Duración del retro lavado (tl): 10 min
- ✓ Carrera de filtración (Cf): 12-36 h, se adoptará 35 horas.

### 8.8.2 Cálculo de los parámetros de diseño

#### 8.8.2.1 Determinación del número de filtros

$$N = 0,044\sqrt{Q} = 0,044 * \sqrt{1468,80m^3/día} = 1,68 \cong 2 \text{ filtros}$$

#### 8.8.2.2 Caudal unitario

$$Q_u = \frac{Q}{N} = \frac{1468,80 m^3/día}{2} = 734,40m^3/día$$

#### 8.8.2.3 Área de los filtros

$$A_f = \frac{Q_u}{TF} = \frac{734,40m^3/día}{\frac{150m^3}{m^2 \cdot día}} = 4,90m^2$$

#### 8.8.2.4 Dimensiones de los filtros

Se adoptará una relación largo –ancho, L/B de 3, por lo tanto el ancho B será:

$$B = \sqrt{\frac{Af}{3}} = \sqrt{\frac{4,90m^2}{3}} \cong 1,60 m$$

Entonces el largo será igual a:

$$L = B \times 3 = 1,60m \times 3 = 4,80m$$

$$Af = 4,80m \times 1,60m = 7,68m^2$$

#### 8.8.2.5 Características de los lechos filtrantes

Por recomendaciones de diferentes autores, se adoptará como altura total del medio filtrante 1,20m. El mismo estará formado por 0,50m de antracita, 0,30m de arena y 0,40 de grava.

#### 8.8.2.6 Canaletas de lavado

Se asumen cuatro canaletas de lavado por filtro, siendo entonces  $N_c=4$ . La separación entre canaletas se determina como:

$$d = \frac{L}{N_c} = \frac{4,80m}{4} = 1,2m \rightarrow \text{Recomendado entre } 1,5 - 2$$

Se diseñaran cuatro canaletas de 1,60 m de longitud, cada una separadas entre sí una distancia de 1,2 m de centro a centro; quedando las dos laterales a 0,6 m del borde.

#### 8.8.2.7 Determinación del caudal de lavado

$$Ql = V_l * A = \frac{0,015m}{s} * 7,68 m^2 = 0,11 m^3/s$$

Caudal de una canaleta:

$$Qlc = \frac{Ql}{N_c} = \frac{0,11m^3/s}{4} = 0,03 m^3/s$$

Asumiendo un ancho de canaleta de 0,20 m, la profundidad de la lámina de agua será:

$$H_o = \frac{0,03m^3/s}{(1,375 * 0,2m)^{2/3}} = 0,07 m$$

Por lo tanto se adopta una altura de canaleta de 0,15 m.

#### 8.8.2.8 Volumen de agua requerido para lavado

$$V_L = Ql * Tl = 0,11m^3/s * 10 min * 60s/min = 66 m^3$$



### 8.8.2.9 Volumen de Agua filtrada en 25 horas

$$V_f = Q_f * T_f = 734,40m^3/dia * 35 h/ 24h = 1071 m^3$$

### 8.8.2.10 Porcentaje de agua filtrada requerida para lavado

$$\% = \frac{66m^3}{1071m^3} * 100 = 6\%$$

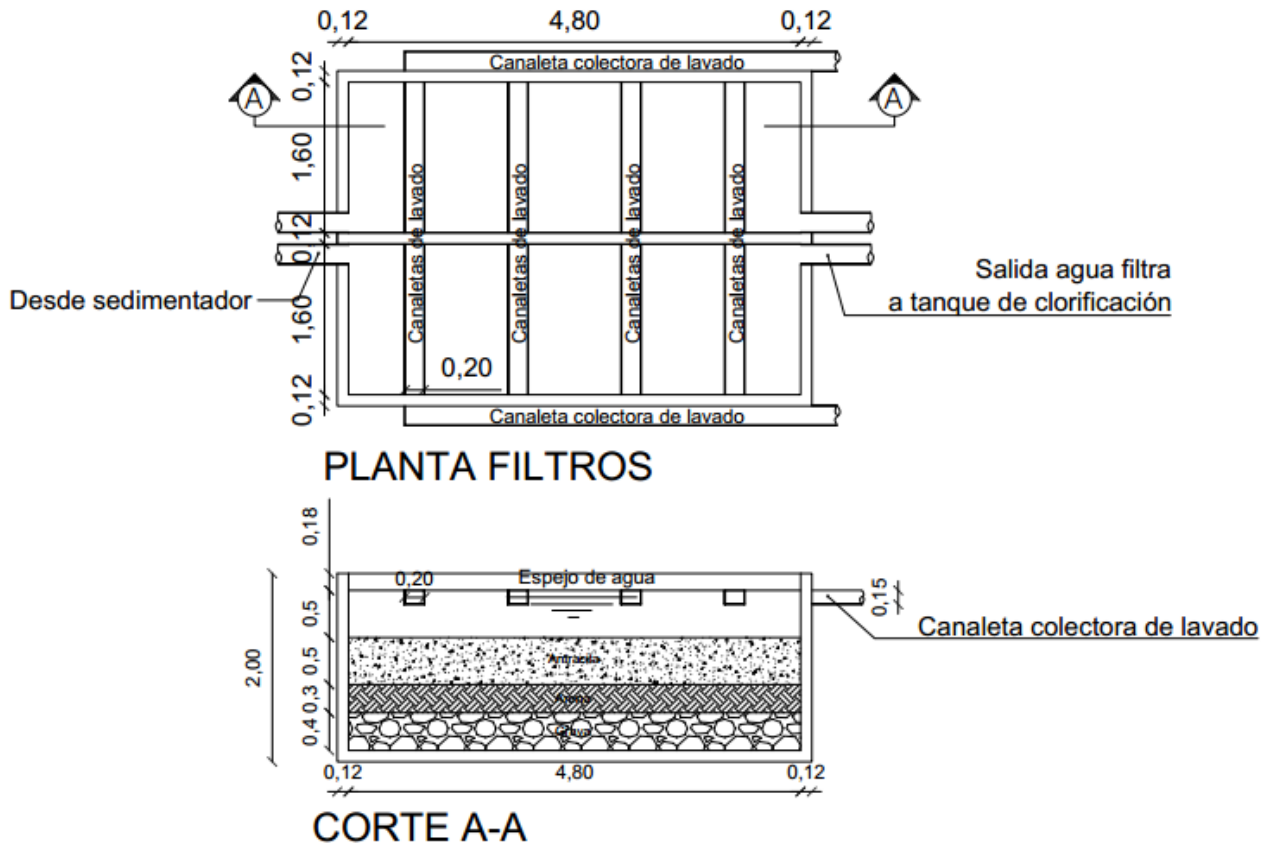


Figura 8.11- Esquema de Filtros

Fuente: Elaboración propia.

## 8.9 CLORIFICACIÓN

La desinfección será llevada a cabo por medio de la utilización de cloro como agente desinfectante.

### 8.9.1 Datos

- ✓ Caudal de diseño: 0.017 m<sup>3</sup>/s= 1468.80 m<sup>3</sup>/día (un módulo)
- ✓ pH del agua: 7.93 (Ver Capítulo 4: Características físico-químicas del agua)
- ✓ temperatura promedio del agua: 15°C
- ✓ tiempo promedio entre contacto de agua con cloro y consumo de la misma: 60 minutos.
- ✓ Punto de quiebre en una relación Cl:N= 10:1

### 8.9.2 Determinación del valor de K

Para obtener el valor de K se ingresó al ábaco de la figura 7.38 del capítulo 7 (Aspectos técnicos) con los valores del pH de 7.93 y la temperatura de 15°C, suponiendo un valor intermedio entre las dos curvas que presenta el autor, obteniendo el siguiente valor aproximado:

$$K = 11,90 \text{ mg} \cdot \text{min}/L$$

### 8.9.3 Determinación de la concentración

Mediante la fórmula de Watson:

$$t = \frac{K}{C^n}$$

Conociendo el tiempo de contacto  $t=60\text{min}$  y el valor de K, se puede determinar la concentración C, como:

$$C = \left(\frac{K}{t}\right)^{1/n} = \left(\frac{11,90 \text{ mg} \cdot \text{min}/L}{60 \text{ min}}\right)^{\frac{1}{0,86}} = 0,152 \frac{\text{mg}}{L} \text{ de cloro libre}$$

### 8.9.4 Determinación de la cantidad de cloro para sobrepasar el punto de quiebre

Para sobrepasar el punto de quiebre y para asegurar una concentración mínima establecida por el CAA de 0,2 mg/L, debe haber como mínimo una concentración de:

$$C_{min} = 10 * \frac{0,20 \text{ mg}}{L} = 2,00 \frac{\text{mg}}{L} \text{ de cloro libre}$$

Por lo tanto el cloro libre total a suministrar será:

$$C_{libre} = 0,152 \frac{\text{mg}}{L} + 2,00 \frac{\text{mg}}{L} \cong 2,16 \frac{\text{mg}}{L} \text{ de cloro libre}$$

### 8.9.5 Determinación de la capacidad de los cloradores

Teniendo en cuenta que el caudal diario por módulo es de 1468,80 m<sup>3</sup>/día, la capacidad que deberán presentar los cloradores será:

$$C_{C1\text{módulo}} = Q \times C_{libre} = 1468,80 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \times \frac{2,16 \text{ mg}}{L} \times 1000 \frac{L}{\text{m}^3} = 3172,6 \text{ Kg/día}$$

Para el caso particular de la planta potabilizadora ubicada en El Cerrito, como su caudal diario corresponde al de dos módulos, la capacidad de los cloradores será:

$$C_{C2\text{módulos}} = C_{C1\text{módulo}} \times 2 = 6345 \text{ Kg/día}$$



### 8.9.6 Dimensionamiento del tanque de cloración

Partiendo de que el tiempo de contacto mínimo en la cámara de cloración es de 30 minutos o 1800 su equivalente en segundos, como se indicó en el apartado 7.9.2.1.1 Dosificación del capítulo anterior, los datos iniciales para un módulo son:

- ✓  $t = 30 \text{ min}$
- ✓  $Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$

El volumen del tanque de cloración será:

$$V = Q \times t = 0,017 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 1800 \text{ s} = \mathbf{30,6 \text{ m}^3}$$

Debido a las medidas comerciales se adoptará un tanque de almacenamiento vertical de polietileno virgen de alta densidad de 35.000 litros<sup>9</sup>, siendo de este modo el tiempo de contacto dentro del tanque de cloración de 35 minutos aproximadamente. Las medidas del tanque adoptado se expresan a continuación:

- ✓ Altura: 520 cm
- ✓ Diámetro: 305 cm
- ✓ Peso: 8200 Kg

En el caso particular del proyecto ubicado en el distrito El Cerrito, al tratarse de dos módulos, se dispondrán dos tanques de 35.000 litros de iguales características al mencionado para un módulo.

## 8.10 CISTERNA

Al concluir el proceso de clorificación, una vez desinfectada, el agua pasa a un tanque de almacenamiento para luego ser bombeada hasta un tanque elevado donde se alcanzará la presión necesaria para la distribución en la red.

### 8.10.1 Tanque de almacenamiento

Una vez que el agua sale del tanque de clorificación, se almacenará como su nombre lo indica en un tanque de almacenamiento, en el cual deberá permanecer al menos los 25 minutos (1500 segundos) restantes del tiempo de contacto mínimo de 60 minutos mencionado en el apartado anterior. Por lo tanto el volumen mínimo del tanque por módulo para que cumpla esta condición sería:

$$VT = 0,017 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 1500 \text{ s} = 25,50 \text{ m}^3$$

<sup>9</sup> Información extraída de página <http://www.bertotto-boglione.com> , tanques verticales de plástico, uso estático.

No obstante, se supondrá que el tanque de almacenamiento se vacía 4 veces al día, es decir cada 6 horas, para que la bomba que conduce el agua al tanque elevado no funcione las 24 horas. Por lo tanto el volumen del tanque necesario para que se cumpla esta condición y suponiendo que el tanque elevado tiene un tercio del volumen total, será:

$$VT = 1468,80 \frac{m^3}{día} \times \frac{1}{4} día \times \frac{2}{3} = \mathbf{244,80m^3} \gg 25,50 m^3$$

Adoptando una altura del tanque de 2 m, el área del mismo será:

$$AT = \frac{244,8 m^3}{2m} = \mathbf{122,40m^2}$$

El tanque a construir será de sección rectangular por lo que su relación B/L debe estar entre 1 y 3, adoptando para este caso particular:

$$\frac{L}{B} = 2 \rightarrow L = 2B$$

$$AT = L \times B = 2B^2 = 122,40m^2$$

$$B = \sqrt{\frac{122,40m^2}{2}} \cong \mathbf{B = 7,80m}$$

$$\mathbf{L = 15,70m}$$

En el caso particular de la planta potabilizadora con ubicación en El Cerrito, y aclarando que el tanque de almacenamiento se unificará por más que se disponga de dos módulos, el volumen total del tanque para el caudal total será:

$$VT_{2mod} = 244,80m^3 \times 2 = \mathbf{489,60m^3}$$

$$AT_{2mod} = 122,40m^2 \times 2 = \mathbf{244,80m^2}$$

$$B = \sqrt{\frac{244,80m^2}{2}} \cong \mathbf{B = 11m}$$

$$\mathbf{L = 22m}$$

### 8.10.2 Tanque elevado

El tanque elevado tendrá un tercio del volumen del tanque de almacenamiento, es decir para dos módulos:

$$VTe = 244,80m^3 \times \frac{1}{3} = \mathbf{81,60m^3 = 81600Lts}$$

De datos extraídos de la zona se fija como la altura mínima del tanque de 15 metros, para garantizar que se cumplan las condiciones de presión hidrostática en toda el área a la que se le brinda el servicio.



### 8.10.3 Determinación de las dimensiones generales

Para el dimensionamiento del tanque se adoptó un criterio de minimización de los materiales en función de las ecuaciones correspondientes a las siguientes funciones:

$$E_m = \pi * D * h + \frac{\pi D^2}{2} \quad (1) \text{Superficie del tanque}$$

$$V_m = \frac{\pi * D^2}{4} * h \quad (2) \text{Volumen del tanque}$$

$$h = \frac{4 * V_m}{\pi * D^2} \quad (3) \text{(2 en 1)}$$

$$E_m = \pi * D * \frac{4 * V_m}{\pi * D^2} + \frac{\pi D^2}{2} = \frac{4 * V_m}{D} + \frac{\pi D^2}{2} \quad (E_m \text{ en función del } V_m)$$

$$\frac{dE_m}{dx} = -\frac{4 * V_m}{D^2} + \pi D = 0 \rightarrow -\frac{4 * V_m}{D^2} * D^2 + \pi D * D^2 = 0$$

$$\pi * D^3 = 4 * V_m \rightarrow D = \sqrt[3]{\frac{4 * V_m}{\pi}}$$

- Si  $V_m = 81,60 \text{ m}^3$

$$D = \sqrt[3]{\frac{4 * 81,60 \text{ m}^3}{\pi}} = 4,70 \text{ m}$$

$$h = \frac{4 * 81,60 \text{ m}^3}{\pi * (4,70 \text{ m})^2} = 4,70 \text{ m}$$

#### 8.10.3.1 Radio interior y altura de la placa cilíndrica

Se adopta un cilindro de altura igual a 5,00 m (0,30 m corresponden a la dimensión adoptada como revancha) con un diámetro interior de 4,70 m y un espesor 0,20 m.

#### 8.10.3.2 Accesos para circulación vertical

Se proyectaron dos escaleras metálicas verticales a fines de subdividir la longitud total de ascenso del personal, imponiendo un descanso entre ellas a los 5,95m, permitiendo además un acceso a las válvulas de servicio ubicadas a una altura de 2,00m sobre dicho descanso metálico.

La primera escalera conecta los niveles de terreno natural con el nivel de piso terminado de la losa metálica de descanso a los 5,95m. La misma tiene un ancho de 0,50m y la separación entre sus peldaños es 0,20m. La segunda, comienza a 0,40m del nivel de

piso del descanso y se eleva 4,75m con el mismo ancho y separación de peldaños que la anterior.

### **8.10.3.3 Bocas de carga y descarga**

A continuación, se hará una breve descripción de los criterios empleados para la elección y colocación de las bocas de carga y descarga, válvulas de limpieza y de ventilación.

- **Boca de carga:** se colocará una llave o válvula a flotante, debido a que por sus características se puede accionar en forma automática, permitiendo realizar la dotación calculada para el depósito. Esta se colocará empalmada a la cañería de alimentación en la parte superior del tanque.
- **Boca de descarga:** será una válvula esclusa con rosca para caños y estará empalmada a la cañería de descarga, la cual permite el vaciado del depósito por gravedad, al estar ubicada en la parte inferior del tanque.
- **Válvula de limpieza:** se colocará una válvula esclusa con un diámetro de 0.050 m, cuyo diámetro de paso será igual que el de la cañería.
- **Ventilación:** se colocará un caño de ventilación de un diámetro de 110 mm con una curva en su extremo superior, colocando en su orificio una malla de alambre fino de bronce, siendo su altura inferior a 0.45 cm desde la superficie exterior de la tapa.

### **8.10.3.4 Dimensionado de conductos de carga y descarga**

Seguidamente, se realiza el cálculo hidráulico del conducto de carga y su dimensionamiento, sabiendo que la capacidad del tanque debe ser de 81600 lts (81,60 m<sup>3</sup>), se tiene:

- Tiempo de carga:  $t = 60 \text{ min} = 3600 \text{ s}$
- Caudal de ingreso:  $C = \frac{\text{Vol}}{t} = 0.0227 \text{ m}^3/\text{s} = 22.7 \text{ lt/s}$

Con el caudal de ingreso obtenido y teniendo como dato el diámetro de la cañería de impulsión (100mm) se calculó la velocidad de carga, la cual debe estar comprendida entre los valores de 0,50 y 3,00 m/s.

- Área del Conducto:  $A_c = 0.00785 \text{ m}^2$
- Velocidad de Carga:  $v_c = 2.90 \text{ m/s}$

El diseño de la cañería satisface las condiciones de velocidad.

Para el dimensionamiento de la cañería de descarga se establece en primer lugar el tiempo de descarga y el caudal de egreso:



- Tiempo de descarga:  $t = 120 \text{ min} = 7200 \text{ s}$
- Caudal de egreso:  $C = \frac{V}{t} = 0.0113 \text{ m}^3/\text{s} = 11.30 \text{ l/s}$

Luego se procede a su cálculo por medio de la siguiente tabla.

Sección del caño, m <sup>3</sup>	13 mm - 1"		19 mm - 3/4"		25 mm - 1"		32 mm - 1 1/8"		38 mm - 1 1/2"		50 mm - 2"		64 mm - 2 1/2"		76 mm - 3"		100 mm - 4"		150 mm - 6"		200 mm - 8"	
	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s	Carga J	Gasto l/s
0.50	0,064	0,063	0,038	0,142	0,026	0,25	0,020	0,40	0,016	0,57	0,011	1,01	0,008	1,58	0,006	2,28	0,004	4,05	0,002	9,12	0,0020	16,21
0.55	0,075	0,070	0,045	0,157	0,031	0,28	0,024	0,44	0,019	0,63	0,013	1,11	0,010	1,74	0,008	2,51	0,005	4,46	0,003	10,03	0,0023	17,84
0.60	0,088	0,076	0,053	0,171	0,037	0,30	0,028	0,48	0,022	0,68	0,015	1,22	0,011	1,90	0,009	2,74	0,006	4,86	0,003	10,94	0,0027	19,46
0.65	0,101	0,082	0,061	0,185	0,042	0,33	0,032	0,51	0,025	0,74	0,017	1,32	0,013	2,06	0,010	2,96	0,007	5,27	0,004	11,86	0,0031	21,08
0.70	0,115	0,089	0,069	0,199	0,048	0,35	0,036	0,55	0,029	0,80	0,020	1,42	0,015	2,21	0,012	3,19	0,008	5,68	0,005	12,77	0,0036	22,70
0.75	0,130	0,095	0,078	0,214	0,054	0,38	0,041	0,59	0,033	0,86	0,023	1,52	0,017	2,36	0,013	3,42	0,009	6,08	0,005	13,68	0,0040	24,72
0.80	0,146	0,101	0,087	0,228	0,061	0,40	0,046	0,63	0,036	0,91	0,025	1,62	0,019	2,53	0,015	3,64	0,010	6,49	0,006	14,59	0,0045	25,94
0.85	0,162	0,103	0,097	0,242	0,068	0,43	0,051	0,67	0,041	0,97	0,028	1,72	0,021	2,69	0,017	3,88	0,012	6,89	0,007	15,51	0,0050	27,56
0.90	0,179	0,114	0,108	0,256	0,075	0,46	0,057	0,71	0,045	1,03	0,031	1,82	0,024	2,85	0,019	4,10	0,013	7,30	0,008	16,42	0,0056	29,19
0.95	0,197	0,120	0,118	0,271	0,082	0,48	0,062	0,75	0,049	1,08	0,034	1,93	0,026	3,01	0,021	4,33	0,014	7,70	0,008	17,33	0,0061	30,81
1.00	0,215	0,127	0,129	0,286	0,090	0,51	0,068	0,79	0,054	1,14	0,038	2,03	0,028	3,17	0,022	4,56	0,016	8,11	0,009	18,24	0,0067	32,43
1.10	0,254	0,139	0,153	0,313	0,107	0,56	0,081	0,87	0,064	1,25	0,045	2,23	0,034	3,48	0,027	5,01	0,018	8,92	0,011	20,07	0,0079	35,87
1.20	0,296	0,152	0,178	0,342	0,124	0,61	0,094	0,95	0,075	1,37	0,052	2,43	0,039	3,80	0,031	5,47	0,022	9,73	0,013	21,89	0,0092	38,92
1.30	0,341	0,165	0,205	0,370	0,143	0,66	0,108	1,03	0,086	1,48	0,060	2,63	0,045	4,12	0,036	5,93	0,025	10,54	0,015	23,71	0,0106	42,16
1.40	0,388	0,177	0,234	0,399	0,163	0,71	0,123	1,11	0,096	1,60	0,068	2,84	0,052	4,43	0,041	6,38	0,028	11,35	0,017	25,54	0,0121	45,40
1.50	0,438	0,190	0,264	0,427	0,184	0,76	0,139	1,19	0,111	1,71	0,077	3,04	0,058	4,76	0,046	6,84	0,032	12,16	0,019	27,36	0,0137	48,64
1.60	0,491	0,203	0,295	0,456	0,206	0,81	0,156	1,27	0,124	1,82	0,086	3,24	0,065	5,07	0,052	7,30	0,036	12,97	0,021	29,19	0,0153	51,89
1.70	0,546	0,215	0,329	0,484	0,229	0,86	0,173	1,35	0,138	1,94	0,096	3,45	0,073	5,37	0,058	7,75	0,040	13,78	0,024	31,01	0,0170	55,13
1.80	0,603	0,223	0,363	0,513	0,253	0,91	0,192	1,43	0,152	2,05	0,106	3,65	0,080	5,70	0,064	8,20	0,044	14,59	0,027	32,83	0,0188	58,37
1.90	0,663	0,241	0,399	0,541	0,278	0,96	0,211	1,50	0,168	2,17	0,117	3,85	0,088	6,02	0,070	8,66	0,049	15,40	0,029	34,66	0,0207	61,52
2.00	0,725	0,253	0,437	0,570	0,305	1,01	0,230	1,58	0,183	2,28	0,128	4,05	0,097	6,33	0,077	9,12	0,053	16,21	0,032	36,48	0,0226	64,86
2.20	0,537	0,279	0,516	0,626	0,360	1,11	0,272	1,74	0,217	2,51	0,151	4,46	0,114	6,97	0,091	10,03	0,063	17,84	0,038	40,13	0,0268	71,34
2.40	0,335	0,304	0,601	0,683	0,419	1,22	0,316	1,90	0,252	2,74	0,176	4,86	0,133	7,60	0,106	10,94	0,074	19,46	0,044	43,78	0,0312	77,83
2.60	1,148	0,329	0,692	0,740	0,483	1,32	0,365	2,06	0,290	2,96	0,203	5,27	0,153	8,23	0,122	11,86	0,085	21,08	0,051	47,43	0,0359	84,32
2.80	1,307	0,355	0,787	0,797	0,549	1,42	0,416	2,22	0,331	3,19	0,231	5,68	0,174	8,87	0,139	12,77	0,097	22,70	0,058	51,08	0,0408	90,80
3.00	1,475	0,380	0,886	0,854	0,620	1,52	0,469	2,38	0,373	3,42	0,260	6,08	0,197	9,50	0,157	13,68	0,109	24,32	0,06	54,72	0,0461	97,29

NOTAS: Las cargas que indica la Tabla son para caños negros galvanizados.  
 Para caños galvanizados rugosos, esas cargas se multiplican por 1,2  
 Para caños de fierro fundido con incrustaciones, se multiplican por 1,4  
 Para caños de cemento liso, se multiplican por 1,15  
 Para caños de cemento rugoso se multiplican por 1,6

Tabla 8.4 - Cálculo de la cañería de descarga

Fuente: Diaz Dorado, 2008

- Velocidad de Carga:  $v_c = 2.60 \text{ m/s}$
- Diámetro del conducto:  $dc = 76 \text{ mm} = 3''$

**Se adopta un diámetro de conducto de 76 mm.**

Empalmada a la cañería anteriormente definida, se colocará una válvula esclusa con rosca para caños. Ambas cañerías, de carga y descarga, serán de hierro galvanizado.

### 8.10.3.5 Determinación de parámetros estructurales geométricos

Para luego realizar un análisis de cargas representativo, se estipuló las dimensiones de los espesores aproximadas como se detalla a continuación:

- Losa de fondo del depósito: 0,25m
- Losa de tapa del depósito: 0,15m
- Placa cilíndrica: 0,20m

### 8.10.3.6 Articulación depósito-torre

Con los valores obtenidos del dimensionado resulta un radio de la superficie media de la placa cilíndrica igual a 2,45 m.

Para la articulación del depósito con la torre de apoyo se proyectó una viga de hormigón armado circular continua de 35 cm x 40 cm. La misma consta de ocho apoyos a modo de acortar las longitudes que representen estados similares a los de una viga en voladizo, disminuyendo además la torsión en la sección transversal de la viga en cuestión.

#### 8.10.4 Boca de hombre: ubicación y características geométricas.

La boca de hombre se ubica en la tapa del depósito, en el centro de la misma con el fin de lograr simetrías de esfuerzos y tensiones al momento de calcularla. Tiene un diámetro de 0,80m y su tapa es metálica.

#### 8.10.5 Cálculo de la bomba

Como se mencionó anteriormente el tanque de almacenamiento se llena 4 veces al día, es decir cada seis horas, y el volumen del tanque elevado es de un tercio del de almacenamiento, por lo que deberá llenarse 3 veces durante esas tres horas. Debido a lo anterior se dispone que la bomba trabaje en intervalos de 1 hora, es decir una hora de trabajo por una de descanso, por lo tanto el caudal a bombear para un módulo será de:

$$Q_{bombeo} = \frac{81,60m^3}{1h} = 81,60 m^3/h$$

En este caso el cálculo a realizar es análogo al realizado para el caso de la bomba de la bocatoma en el ingreso de la planta, por lo que en este caso se presenta la siguiente tabla con el resumen de los resultados obtenidos.

CÁLCULO DE BOMBA CENTRÍFUGA				
<b>DATOS</b>	<b>Longitudes</b>		<b>Coefficientes</b>	
	Ha =	5,00 [m]	Hi =	20,00 [m]
	la1 =	2,00 [m]	li1 =	2,00 [m]
	la2 =		li2 =	2,00 [m]
	<b>Bomba Seleccionada</b>			
	Q =	90,00 [m3/h]		
	φ asp=	125 [mm]	φ imp=	100 [mm]
	Material: hierro galvanizado			
	Vida útil: 40 años			
	ξ0=	1,50E <sup>-04</sup> [m]	ξ1 =	1,50E <sup>-03</sup> [m]
η =	0,90 [Adim]			
<b>RESULTADOS</b>	v asp=	2,04 [m/s]	v imp =	3,18 [m/s]
	Reasp=	2,5E <sup>+05</sup> [Adim]	Re imp =	3,2E <sup>+05</sup> [Adim]
	ξ1/d asp =	0,012 [Adim]	ξ1/d imp =	0,015 [Adim]
	f asp =	0,040 [Adim]	f imp =	0,045 [Adim]
	<b>Altura Manométrica</b>			
	Σle asp=	17,50 [m]	Σle imp=	5,10 [m]
	Lt asp=	24,50 [m]	Lt imp=	29,10 [m]
	ha=	1,66 [m]	hi=	6,77 [m]
	hv=	0,52 [m]	H man=	33,95 [m]
	<b>Potencia Necesaria = 12,57 [CV]</b>			

Tabla 8.5 - Cálculo de bomba centrífuga de tanque de almacenamiento

Fuente: Elaboración propia

La potencia comercial más cercana a la necesaria resulta es de 15 CV por lo que es la que se adopta para la bomba calculada.



### 8.11 EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN

Para completar el funcionamiento de la planta potabilizadora se planteó la planta de un edificio donde quedará ubicado el sector administrativo. El mismo tiene una superficie cubierta total de 130m<sup>2</sup>, de la cual 64,60m<sup>2</sup> corresponden al edificio en sí y 65,40m<sup>2</sup> al sector de estacionamiento, cuya estructura será metálica cubierta con tela antigranizo.

El edificio administrativo cuenta con una sala de recepción, un baño, dos oficinas y una sala de reuniones donde se ubica la cocina. El mismo se presenta como construcción del tipo tradicional. En la figura 8.10 se puede observar el esquema del mismo.

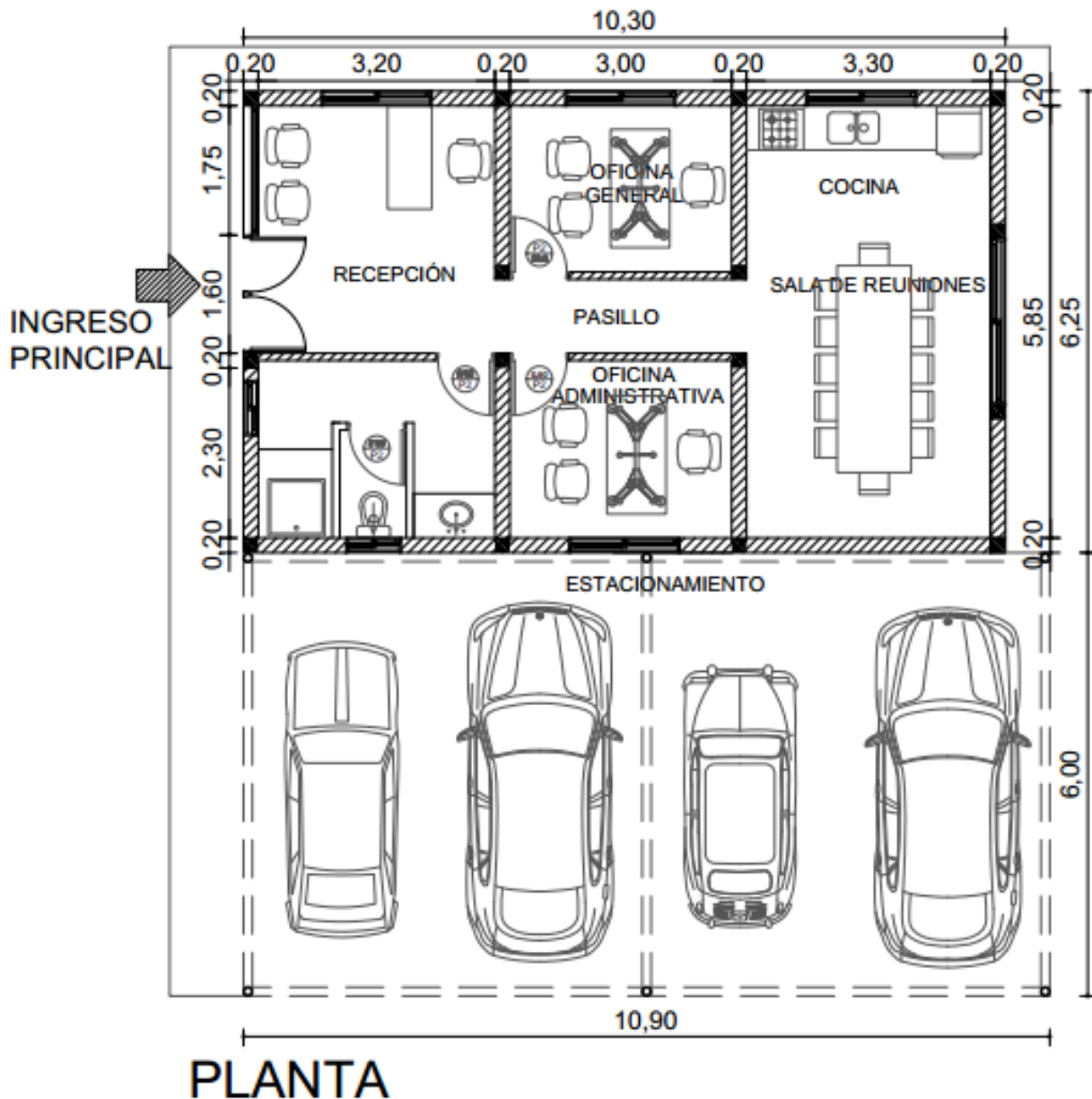
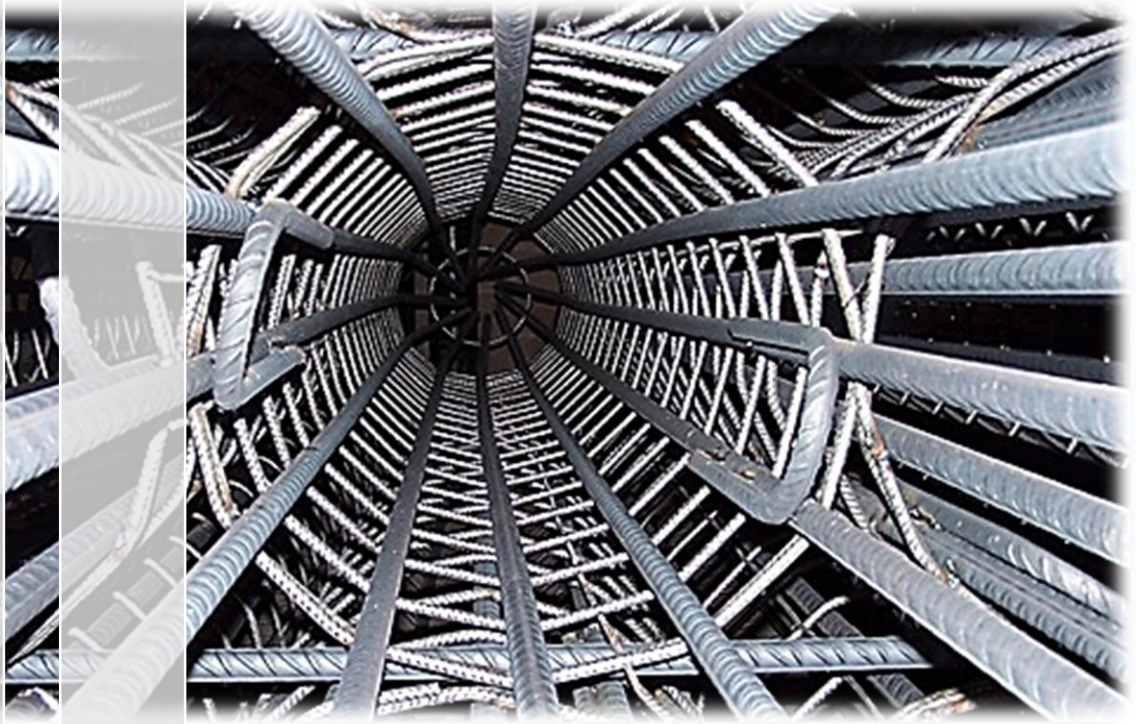


Figura 8.12- Planta Edificio de administración

Fuente: Elaboración propia





# CAPÍTULO 9: DISEÑO ESTRUCTURAL

## Descripción breve:

En el presente capítulo se desarrollará el cálculo estructural y dimensionamiento de todos los elementos de hormigón armado que se encuentran sometidos a cargas de importante magnitud. Entre ellos se destacan floculador, sedimentador, filtros, cisterna y tanque elevado.





---

## 9 DISEÑO ESTRUCTURAL

---

### 9.1 INTRODUCCIÓN

Una vez realizado el dimensionado de los elementos de la planta de potabilización, el procedimiento que continúa consiste en el cálculo estructural y dimensionamiento de todos los elementos de hormigón armado.

En el presente capítulo se desarrollarán los fundamentos teóricos que deben considerarse para realizar un diseño que cumpla con las mínimas condiciones de seguridad estructural frente a las solicitaciones a los que se encuentra sometido cada elemento según el reglamento CIRSOC 201.

Para el cumplimiento de tal fin se realizó en cada caso el siguiente procedimiento:

- Diseño geométrico: Procedimiento realizado en el capítulo 8 del presente proyecto, donde se especificaron las dimensiones en planta y en altura de los elementos.
- Análisis de carga: Identificación de todas las cargas que intervienen en el diseño estructural, tales como cargas gravitatorias, cargas de servicio y cargas ante fenómenos naturales tales como sismo, viento y nieve.
- Hipótesis de diseño estructural: Suposiciones que se realizan para la consideración de la interacción que existirá entre las cargas analizadas y los elementos resistentes.
- Determinación de las solicitaciones: Cálculo de los esfuerzos a los cuales se somete la estructura en base a las hipótesis planteadas anteriormente
- Dimensionamiento: Determinación de las secciones de hormigón y de hierro para resistir las solicitaciones impuestas a la estructura.

El proceso anteriormente enunciado fue realizado para los siguientes elementos:

- Capítulo 9.2: Floculador
- Capítulo 9.3: Sedimentador
- Capítulo 9.4: Filtros rápidos
- Capítulo 9.5: Cisterna
- Capítulo 9.6: Tanque elevado

Cabe mencionar que el presente proyecto se encuentra en la etapa de prefactibilidad, por lo que los resultados que se obtienen y el procedimiento efectuado en el presente capítulo deben ser considerados a título orientativo.

También se realiza la aclaración que en este apartado no se contempló el diseño estructural de los elementos menores de la planta como lo son canal de ingreso, pozo de bombeo, canaleta Parshall, entre otros; donde debido a las bajas solicitaciones a los que se encuentran sometidos, el único procedimiento que corresponde realizar consiste en la

verificación de resistencia de los esfuerzos con las armaduras y espesores mínimos reglamentarios.

## 9.2 FLOCULADOR

### 9.2.1 Aspectos generales

En el capítulo 8 fue realizado el dimensionamiento de cada una de las partes intervinientes del floculador. A modo de resumen, se expone el siguiente cuadro con los parámetros geométricos obtenidos de la estructura en estudio:

Parámetro	Dimensión	Descripción
<b>Lt</b>	240 m	Longitud total
<b>A</b>	0.085 m <sup>2</sup>	Sección transversal de los canales
<b>h</b>	0.5 m	Tirante
<b>r</b>	0.10	Revancha
<b>ht</b>	0,60	Altura total
<b>a</b>	0.192 m	Separación entre tabiques
<b>S</b>	0.025%	Pendiente
<b>Tr</b>	19 min 20 seg	Tiempo de retención
<b>e</b>	0.30 m	Espaciamiento en los extremos
<b>n</b>	100	Número de canales
<b>L</b>	20 m	Largo total del floculador
<b>b</b>	2,70 m	Ancho del floculador
<b>R</b>	0.078	Radio hidráulico del canal
<b>ht</b>	0.709 m	Pérdidas totales
<b>G</b>	72.23 seg <sup>-1</sup>	Gradiente medio de velocidad

Tabla 9.3 – Características del Floculador

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que para el cálculo se considerarán las dos situaciones más desfavorables en las que se puede encontrar el floculador:

- Completamente lleno
- Completamente vacío

A continuación se realizará el procedimiento para obtener las secciones de hormigón y armadura necesaria para los elementos del elemento en estudio.

### 9.2.2 Análisis de cargas

Para el caso de tanques subterráneos se presentan cargas que varían en su dirección según se encuentren vacíos o llenos (de afuera hacia adentro o viceversa) como se grafica en la 9.1:

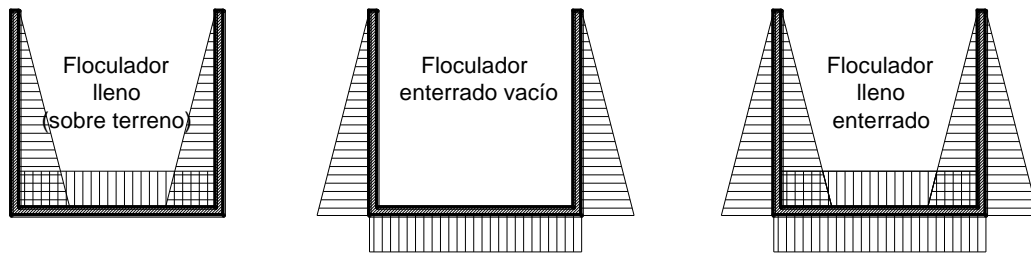


Figura 9.1- Esquema de presiones – Fuente: Elaboración Propia.

### 9.2.2.1 Peso propio

Se calculará a continuación el peso propio actuante sobre cada elemento:

$$P_{paredesextremas} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 0,60m \times 2,70 m = 466,5 Kg$$

$$P_{paredlat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 20 m \times 0,60 m = 3456 Kg$$

$$P_{solera} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 2,70m \times 20m = 25920 Kg$$

$$P_{vigaslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 20m = 1920 Kg$$

$$P_{vigasext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 2,70m = 259,2 Kg$$

### 9.2.2.2 Peso del líquido

A partir del volumen de líquido alojado en el floculador y con el dato del peso específico del agua se pudo calcular el peso del líquido obteniendo los siguientes resultados:

$$V_{liquido} = 27 m^3$$

$$P_{liquido} = 27000 Kg$$

### 9.2.2.3 Reacción admisible del terreno

La reacción del terreno depende de la tensión del mismo. Éste dato se obtiene en base a las características que presenta y su coeficiente de balasto, por lo que para tener un dato certero deberían realizarse estudios geotécnicos in situ para cada sitio donde se emplazará la planta.

Para el cálculo se tomará en cuenta un dato genérico de la tensión admisible del terreno para San Rafael es de 15000 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\sigma_t = 1,5 \frac{Kg}{cm^2} = 15000 \frac{Kg}{m^2}$$

### 9.2.2.4 Tensión en el terreno

Se verificará que la tensión en el terreno no supere el valor de tensión admisible, tanto para vigas de borde como para losa de fondo:

$$Pu_{vigaslat} = (P_{paredlat} + P_{vigas}) = (3465Kg + 1920Kg) = 5385 Kg$$

$$A = 0,20m \times 20m = 4 m^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 1346,25 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

$$Pu_{vigasext} = (P_{paredext} + P_{vigas}) = (466,5Kg + 259,2Kg) = 855,5Kg$$

$$A = 0,20m \times 2,70m = 0,54 m^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 1344 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

$$Pu_{solera} = (P_{liquido} + P_{solera}) = (27000Kg + 25920Kg) = 52920 Kg$$

$$A = 2,70m \times 20m = 54 m^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 980 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

### 9.2.3 Hipótesis de carga

#### 9.2.3.1 Floculador completamente vacío

En este caso todas las cargas actúan de afuera hacia adentro dependiendo si se trata de las paredes o la solera, además en la solera se considera el peso propio de la estructura de adentro hacia afuera:

##### 9.2.3.1.1 Presiones sobre las paredes

Sobre las paredes la presión actuante corresponde a la presión del suelo circundante, presentando un diagrama triangular, cuyo valor máximo coincide con la máxima profundidad.

A continuación se presenta los valores máximos de presión para cada uno de los elementos en consideración.

##### 9.2.3.1.1.1 Paredes extremas y laterales

Datos:

- H= 0,6 m
- K= 0,45 (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)
- $\gamma_s = 2000 kg/m^3$  (peso específico del suelo)





Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{Kg}{m^3} \times 0,6m \right) \times 0,45 = 540 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.2.3.1.2 Presiones sobre fondo

Las paredes del floculador apoyarán sobre vigas de borde, por lo que la carga de las mismas será distribuida sobre ellas. Actúa la presión debida al peso propio de la losa. El fondo del floculador actuará como platea, por este motivo se analizan las cargas como si fuera una fundación.

El peso propio, calculado anteriormente es:

$$P_{solera} = 25920 \text{ Kg}$$

### 9.2.3.2 Floculador completamente lleno

#### 9.2.3.2.1 Presiones sobre las paredes

En este caso las cargas actuantes se obtendrán como el resultado de la presión de agua contenida en el sedimentador, y la presión de terreno opuesta.

$$q_a = \left( 1000 \frac{Kg}{m^3} \times 0,6m \right) = 600 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.2.3.2.2 Presiones sobre fondo

La carga de agua contenida actúa uniformemente sobre la solera, pero a efectos de cálculo se equilibra con la correspondiente reacción del suelo.

## 9.2.4 Determinación de solicitaciones

Para determinar las solicitaciones se hará la distinción entre solera y paredes, ya que la primera se considerará como una losa de hormigón armado y las paredes como tabiques del mismo material. A continuación se detalla el cálculo para cada elemento:

### 9.2.4.1 Paredes

Debido a la escasa altura que presentan los floculadores se diseñarán sus paredes como tabiques de hormigón armado, sometidos a un momento flector ocasionado por el empuje del suelo.

Cabe aclarar que por su extensa longitud se realizarán juntas de dilatación cada cinco metros de longitud.

Para el cálculo y verificación de la armadura se utilizará la planilla de cálculo CALCAP.

Para el cálculo del momento se tuvo en cuenta el diagrama triangular de presiones del suelo por considerar como condición más desfavorable la de tanque vacío. Se deben tener en cuenta el factor de mayoración de cargas y minoración de resistencia dados por el CIRSOC 201, para este caso se considerará el primero de 1,40 y el segundo 0,90 para elementos solicitados a flexión.

$$M_{\text{último}} = 1,4 \times q_s \times \frac{ht}{2} \times \left(\frac{2}{3}ht\right) = 1,40 \times 540 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{0,60m}{2} \times \frac{2}{3}0,60m = 90,72 \text{ Kg}m/m$$

Con este valor y el de las dimensiones del tabique se prosiguió al cálculo de la armadura con CALCAP mediante tanteos.

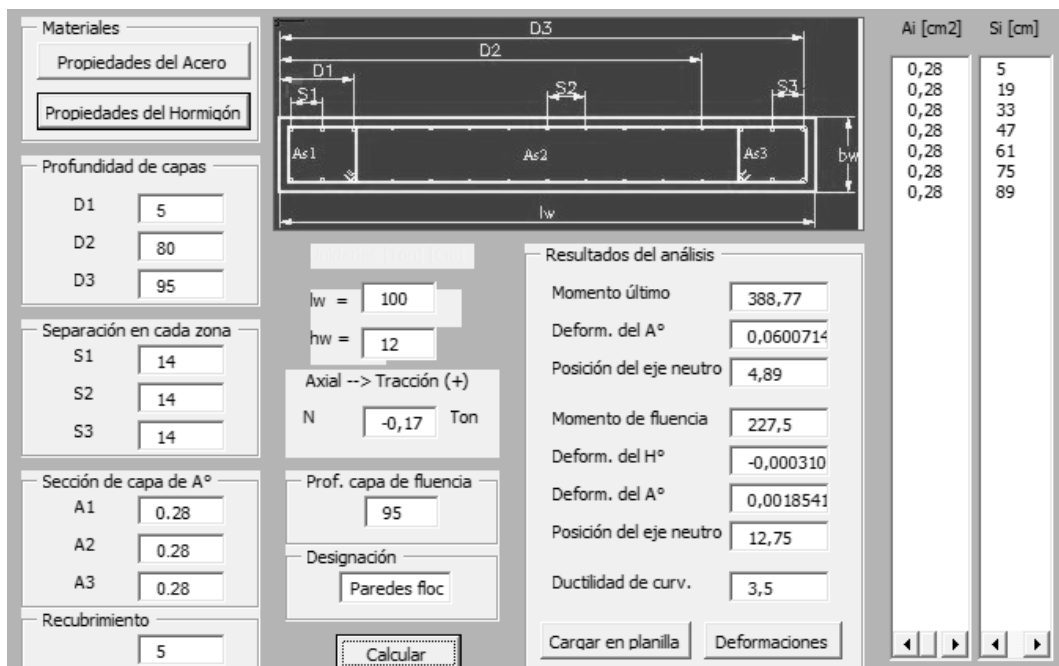


Figura 9.2- CALCAP paredes

Fuente: Elaboración propia

Dados los resultados obtenidos se adoptarán  $\phi 6$  cada 14 cm de separación.

### 9.2.4.2 Losa de fondo

Para el cálculo de la losa de fondo en primer lugar se debe calcular la relación de luces para determinar si se armarán en una o dos direcciones. Si dicho cociente es mayor a dos, las losas se arman en una dirección y si es menor en dos direcciones ortogonales.

$$\frac{L}{H} = \frac{20 \text{ m}}{2,70 \text{ m}} = 7,40 > 2 \rightarrow \text{Armadura en una dirección}$$

#### 9.2.4.2.1 Losas armadas en una dirección

Como se mencionó en el apartado anterior, si la relación de lados (L/B) es superior a dos, se deberán armar las losas en una dirección (la de menor longitud) y en la otra solo se colocará la armadura mínima establecida por el código CIRSOC 201 debida contracción y temperatura.



Para el cálculo de los momentos flectores considerarán las losas como simplemente apoyadas en las vigas perimetrales, por lo tanto tendrán un valor de:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8}$$

Para la obtención de las solicitaciones en primer lugar se debió calcular las cargas mayoradas, aplicando un factor de 1,4 (combinación más desfavorable); y en segundo lugar el momento nominal de la pieza, utilizando un factor de reducción de resistencia de 0,90 según CIRSOC 201. A continuación se describen los resultados obtenidos:

- Losa de fondo: Sometida únicamente a su peso propio, ya que se considera que los esfuerzos impuestos por la carga hidrostática se equilibra con la reacción del suelo:

$$q_u = \frac{1,4 \times (25920 \text{ Kg})}{20\text{m} \times 2,70\text{m}} \times \frac{1\text{MN}}{100000 \text{ Kg}} = 0,0067 \text{ MN/m}^2$$

Con la carga se calculó el momento máximo y se obtuvo una armadura de Ø6 cada 16 cm, los resultados obtenidos se plasman en la siguiente tabla:

CÁLCULO DE LOSA SOLERA EN UNA DIRECCIÓN															
LARGO DE LAS LUCES (m)		CONDICIÓN DE ARMADO	Lugar de cálculo	h [m] predim.	Carga última U [kN/m]	d' [m]	d [m]	MOM. MÁX. Mu [KNm]	b <sub>v</sub> [m]	Mn [MNm]	Kd	As [cm <sup>2</sup> ]	Arm. Mín. [cm <sup>2</sup> ]	ARMADURA EN Y	ARMADURA EN X
Lx	Ly														
20,0	2,7	dir. y	Tramo	0,12	6,72	0,025	0,095	6,12	1,00	0,007	1,15	1,74	1,71	Ø6 c/ 16 cm	Ø6 c/ 16 cm

Tabla 9.1- Cálculo losa en una dirección- floculador

Fuente: Elaboración propia

### 9.3 SEDIMENTADOR

#### 9.3.1 Aspectos generales

En el capítulo 8 fue realizado el dimensionamiento de los elementos del sedimentador correspondiente a un módulo de la planta. A modo de resumen, se expone el siguiente cuadro con los parámetros geométricos obtenidos de la estructura en estudio.

Parámetro	Dimensión [m]	Descripción
<b>B</b>	4.30	Ancho interno
<b>Be</b>	4.54	Ancho externo
<b>L</b>	17.50	Longitud total interna
<b>Le</b>	17.74	Longitud total externa
<b>e1</b>	0.12	Espesor de las paredes y solera
<b>H1</b>	3.12	Altura extremo derecho
<b>H2</b>	3.72	Altura extremo izquierdo
<b>H3</b>	4.32	Altura máxima
<b>p</b>	10%	Pendiente solera
<b>h</b>	0.30	Altura del vertedero
<b>a</b>	0.30	Ancho del vertedero

Tabla 9.2 - Características del sedimentador

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que para el cálculo se considerarán las dos situaciones más desfavorables en las que se puede encontrar el sedimentador:

- Completamente lleno
- Completamente vacío

A continuación se realizará el procedimiento para obtener las secciones de hormigón y armadura necesaria para los elementos del elemento en estudio.

### 9.3.2 Análisis de cargas

Al igual que en el floculador las cargas varían en su dirección según se encuentren vacíos o llenos (de afuera hacia adentro o viceversa) como se graficó en la figura 9.1.

#### 9.3.2.1 Peso propio

Se calculará a continuación el peso propio actuante sobre cada elemento:

$$P_{paredizq} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 4,54m \times 3,60 m = \mathbf{4710 Kg}$$

$$P_{paredder} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 4,54m \times 3,0m = \mathbf{3920 Kg}$$

$$P_{paredlat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 17,74 m \times 3,60 m = \mathbf{18400 Kg}$$

$$P_{solera} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 4,54m \times 17,74m = \mathbf{38660 Kg}$$

$$P_{vigaslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,30m \times 17,74m = \mathbf{2555 Kg}$$

$$P_{vigasext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,30m \times 4,54m = \mathbf{655 Kg}$$



### 9.3.2.2 *Peso del líquido*

A partir del volumen de líquido alojado en el sedimentador y con el dato del peso específico del agua se pudo calcular el peso del líquido obteniendo los siguientes resultados:

$$V_{\text{líquido}} = 275,605 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{líquido}} = 275605 \text{ Kg}$$

### 9.3.2.3 *Reacción admisible del terreno*

La reacción del terreno depende de la tensión del mismo. Éste dato se obtiene en base a las características que presenta y su coeficiente de balasto, por lo que para tener un dato certero deberían realizarse estudios geotécnicos in situ para cada sitio donde se emplazará la planta.

Para el cálculo se tomará en cuenta un dato genérico de la tensión admisible del terreno para San Rafael es de 15000 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\sigma_t = 1,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 15000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 9.3.2.4 *Tensión en el terreno*

Se verificará que la tensión en el terreno no supere el valor de tensión admisible, tanto para vigas de borde como para losa de fondo:

$$P_{u_{\text{vigaslat}}} = (P_{\text{paredlat}} + P_{\text{vigas}}) = (18400\text{Kg} + 2555\text{Kg}) = 20955 \text{ Kg}$$

$$A = 0,20\text{m} \times 17,74\text{m} = 3,55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 5902 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg}/\text{m}^2$$

$$P_{u_{\text{vigasext}}} = (P_{\text{paredizq}} + P_{\text{vigas}}) = (4710\text{Kg} + 655\text{Kg}) = 5365 \text{ Kg}$$

$$A = 0,20\text{m} \times 4,54\text{m} = 0,90 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 5910 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg}/\text{m}^2$$

$$P_{u_{\text{solera}}} = (P_{\text{líquido}} + P_{\text{solera}}) = (275605\text{Kg} + 38660\text{Kg}) = 314265 \text{ Kg}$$

$$A = 4,54\text{m} \times 17,74\text{m} = 80,55 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 3900 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg}/\text{m}^2$$

### 9.3.3 Hipótesis de carga

#### 9.3.3.1 Sedimentador completamente vacío

En este caso todas las cargas actúan de afuera hacia adentro dependiendo si se trata de las paredes o la solera, además en la solera se considera el peso propio de la estructura de adentro hacia afuera:

##### 9.3.3.1.1 Presiones sobre las paredes

Sobre las paredes la presión actuante corresponde a la presión del suelo circundante, presentando un diagrama triangular, cuyo valor máximo coincide con la máxima profundidad.

A continuación se presenta los valores máximos de presión para cada uno de los elementos en consideración.

##### 9.3.3.1.1.1 Pared extremo derecho

Datos:

- $H_1=3$  m
- $B= 4,54$  m
- $A= 14,16$  m<sup>2</sup>
- $K= 0,45$  (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)
- $\gamma_s= 2000$  kg/m<sup>3</sup> (peso específico del suelo)

Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{Kg}{m^3} \times 3m \right) \times 0,45 = 2700 \frac{Kg}{m^2}$$

##### 9.3.3.1.1.2 Pared extremo izquierdo

Datos:

- $H_1=3,5$  m
- $B= 4,54$  m
- $A= 14,16$  m<sup>2</sup>
- $K= 0,45$  (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)
- $\gamma_s= 2000$  kg/m<sup>3</sup> (peso específico del suelo)

Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{Kg}{m^3} \times 3,5m \right) \times 0,45 = 3150 \frac{Kg}{m^2}$$

##### 9.3.3.1.1.3 Paredes laterales

- $A= 64,09$  m<sup>2</sup>
- $H_{media} = 3,60$  m
- $K= 0,45$  (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)



- $\gamma_s = 2000 \text{ kg/m}^3$  (peso específico del suelo)

Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 3,60\text{m} \right) \times 0,45 = 3240 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

#### 9.3.3.1.2 Presiones sobre fondo

Las paredes del sedimentador apoyarán sobre vigas de borde, por lo que la carga de las mismas será distribuida sobre ellas. Actúa la presión debida al peso propio de la losa. El fondo del sedimentador actuará como platea, por este motivo se analizan las cargas como si fuera una fundación.

El peso propio, calculado anteriormente es:

$$P_{solera} = \mathbf{38660 \text{ Kg}}$$

Y considerando que se colocarán vigas intermedias, la superficie de contacto es  $A = 26,85\text{m}^2$ ; por lo que la presión sobre solera será:

$$q = \frac{38660 \text{ Kg}}{26,85 \text{ m}^2} = 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 9.3.3.2 Sedimentador completamente lleno

#### 9.3.3.2.1 Presiones sobre las paredes

En este caso las cargas actuantes se obtendrán como el resultado de la presión de agua contenida en el sedimentador, y la presión de terreno opuesta.

##### 9.3.3.2.1.1 Pared extremo derecho

$$q_a = \left( 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 3\text{m} \right) = 3000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

##### 9.3.3.2.1.2 Pared extremo izquierdo

$$q_a = \left( 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 3,5\text{m} \right) = 3500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

##### 9.3.3.2.1.3 Paredes laterales

$$q_a = \left( 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 3,60\text{m} \right) = 3600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

#### 9.3.3.2.2 Presiones sobre fondo

La carga de agua contenida actúa uniformemente sobre la solera, pero a efectos de cálculo se equilibra con la correspondiente reacción del suelo.

### 9.3.4 Determinación de solicitaciones

En primer lugar se deben calcular la relación de luces de la solera, paredes laterales y paredes de extremos, para determinar si se armarán en una o dos direcciones. Si dicho cociente es mayor a dos, las losas se arman en una dirección y si es menor en dos direcciones ortogonales.

Cabe aclarar que debido a la extensa longitud del lado mayor, se dividirá éste en seis paños de 2,95 metros de longitud, mediante la colocación de las correspondientes vigas y columnas.

- Solera:  $\frac{L}{H} = \frac{4,54 \text{ m}}{2,95 \text{ m}} = 1,54 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$
- Paredes laterales:  $\frac{L}{H} = \frac{3,60 \text{ m}}{2,95 \text{ m}} = 1,22 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$
- Paredes extremo derecho:  
 $\frac{L}{H} = \frac{4,54 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 1,51 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$
- Paredes extremo izquierdo:  
 $\frac{L}{H} = \frac{4,54 \text{ m}}{3,60 \text{ m}} = 1,29 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$

#### 9.3.4.1 Losas en dos direcciones

En este apartado se explayará el procedimiento utilizado para la determinación de las solicitaciones de todos los elementos modelados como losas macizas en dos direcciones, entre los que se destacan:

- Losas de fondo
- Paredes laterales
- Pared de extremo derecho
- Pared de extremo izquierdo

Para el cálculo de los momentos flectores se utilizarán tablas correspondientes al método de las placas basado en la norma NZS 301, teniendo en cuenta las siguientes hipótesis:

- Esquinas aseguradas contra levantamientos.
- En esquinas de dos bordes libremente apoyados se prevé refuerzo de esquina.
- No existen aberturas en las esquinas que disminuyan la rigidez a torsión de la losa.

Para la obtención de las solicitaciones en primer lugar se debió calcular las cargas mayoradas a las que se encuentra sometido cada elemento. A continuación se describen las solicitaciones consideradas, siendo la combinación de carga más desfavorable la correspondiente a 1,40 la carga muerta en todos los casos.





- Losa de fondo: Sometida a su peso propio, ya que se considera que los esfuerzos impuestos por la carga hidrostática se equilibra con la reacción del suelo:

$$q_u = \frac{1,4 \times (38660 \text{ Kg})}{17,74 \times 4,54\text{m}} \times \frac{1\text{MN}}{100000 \text{ Kg}} = \mathbf{0,01 \text{ MN/m}^2}$$

- Pared extremo derecho: Se considerará la hipótesis de tanque vacío como la condición más desfavorable y se considerará un diagrama rectangular de presiones cuya magnitud sea igual a la máxima presión del terreno.

$$q_u = 1,4 \times 2700 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = \mathbf{0,0378 \text{ MN/m}}$$

- Pared extremo izquierdo: Se considerará la misma hipótesis que para la pared en extremo derecho.

$$q_u = 1,4 \times 3150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = \mathbf{0,044 \text{ MN/m}}$$

- Paredes laterales: También se considerará la hipótesis de tanque vacío como la condición más desfavorable y por lo tanto el diagrama presentará la misma forma y magnitud que para las paredes de los extremos.

$$q_u = 1,4 \times 3240 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = \mathbf{0,045 \text{ MN/m}}$$

Una vez obtenidas las cargas se calcularon los momentos por medio de la siguiente fórmula:

$$M_s = \beta \times q_u \times l_x^2$$

Donde:

- $\beta$ : coeficiente del momento de flexión que se obtiene por medio de tabla en función de la relación de lados y de las condiciones de bordes (Ver anexos)
- $q_u$ : carga mayorada sobre el panel
- $l_x$ : longitud más corta del panel

Las solicitaciones y los demás resultados obtenidos de cada uno de los elementos se encuentran exployados en la tabla 9.3 de cálculo de armaduras de losas macizas de dos direcciones de sedimentador.

CÁLCULO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES																		
Design.	U [KN/M <sup>2</sup> ]	LX [M]	LY [M]	DIRECCIÓN	N	H [M]	B [M]	D' [M]	D [M]	RELACIÓN DE LUCES	OBSERV	B	MN [MNM]	KD	AS [CM <sup>2</sup> ]	AS <sub>MIN</sub> [CM <sup>2</sup> ]	ADOPTO	
SOLERA	10,0	2,95	4,54	x		0,20	1,00	0,03	0,17	1,54	Caso 7A	-	0,008	1,89	1,16	3,60	Ø8 c/14cm	
						0,20	1,00	0,03	0,17	1,54	Caso 7T	0,064	0,006	2,16	0,88	3,60	Ø8 c/14cm	
				y		0,20	1,00	0,03	0,17	1,54	Caso 7A	0,000	0,000	-	-	-	-	-
						0,20	1,00	0,03	0,17	1,54	Caso 7T	0,043	0,004	2,64	0,59	3,60	Ø8 c/14cm	
DERECHA Pared EXTREMO	37,8	3,00	4,54	x		0,12	1,00	0,02	0,10	1,51	Caso 9A	0,000	0,000	-	-	-	-	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,51	Caso 9T	0,089	0,034	0,55	9,01	2,16	Ø10 c/8 cm	
				y		0,12	1,00	0,02	0,10	1,51	Caso 9A	0,000	0,000	-	-	-	-	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,51	Caso 9T	0,089	0,034	0,55	9,01	2,16	Ø10 c/8 cm	
IZQUIERDA Pared EXTREMO	44,1	3,50	4,54	x		0,12	1,00	0,02	0,10	1,30	Caso 9A	0,000	0,000	-	-	-	-	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,30	Caso 9T	0,079	0,047	0,46	13,56	2,16	Ø12 c/8 cm	
				y		0,12	1,00	0,02	0,10	1,30	Caso 9A	0,000	0,000	-	-	-	-	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,30	Caso 9T	0,079	0,047	0,46	13,56	2,16	Ø12 c/8 cm	
PAREDES LATERALES	45,4	3,60	2,95	x		0,12	1,00	0,02	0,10	1,22	Caso 8A	0,000	0,000	-	-	-	-	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,22	Caso 8T	0,059	0,026	0,62	6,72	2,16	Ø10 c/11cm	
				y		0,12	1,00	0,02	0,10	1,22	Caso 8A	-	0,000	-	-	2,16	Ø8 c/20 cm	
						0,12	1,00	0,02	0,10	1,22	Caso 8T	0,043	0,019	0,73	4,77	2,16	Ø10 c/16cm	

Tabla 9.3- Cálculo losas en dos direcciones- sedimentador

Fuente: Elaboración propia

### 9.3.4.2 Elementos de borde

Tal como se mencionó anteriormente, se dispuso la división del sedimentador en tres paños, por lo que para ello es necesario la construcción de 6 líneas estructurales.

Sobre las columnas y las vigas se apoyan las losas correspondientes a las paredes del recipiente, las cuales resisten esfuerzos de flexión debidos al empuje del suelo y esfuerzos normales debido al peso propio. Se distinguen de esta forma dos casos, tal como se aprecia en la siguiente figura:

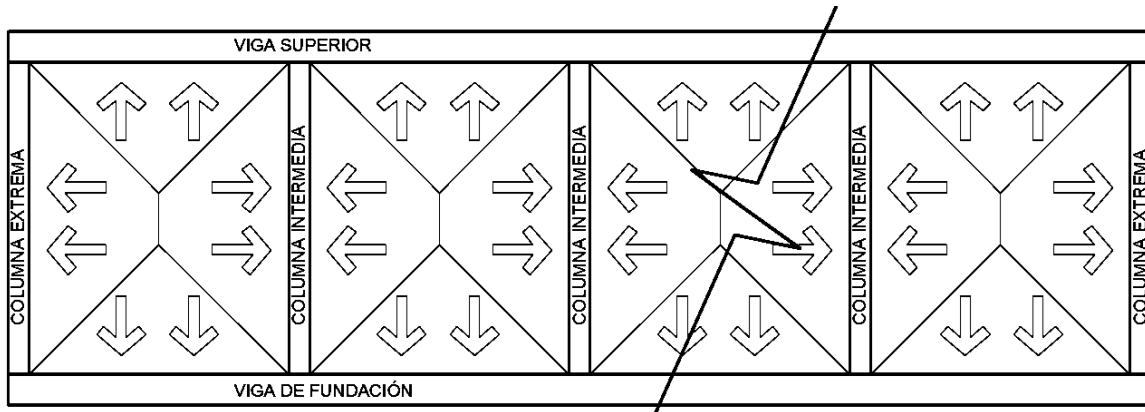


Figura 9.3 - Distribución de las cargas actuantes de los paños a los elementos estructurales  
Fuente: Elaboración propia

En primer lugar las vigas superiores resistirán un diagrama de presiones triangular, las que a su vez se apoyan en las columnas. Se realizaran las siguientes hipótesis simplificativas para su modelación:

- En los apoyos la presión es igual a cero
- Crece linealmente hasta una distancia de  $h/2$  de los apoyos al valor máximo, el cual es igual a  $\gamma_s \times h/2 \times K \times h/2 \times 1/2$
- El valor máximo se mantiene hasta una distancia  $h/2$  del siguiente apoyo donde decrece linealmente hasta hacerse nulo

En lo que respecta a las columnas, se distinguirán dos casos:

- Columnas intermedias: Se encuentran solicitadas por las presiones debidas al suelo que solicitan al área tributaria correspondiente a los paños continuos, al peso propio de la columna y a las reacciones de la viga superior.
- Columnas extremas: Se encuentran solicitadas por las presiones debidas al suelo que solicitan al área tributaria correspondiente al paño continuo en cada una de las dos direcciones, al peso propio de la misma y a las reacciones de las vigas superiores.

A los efectos del cálculo se realizaron las siguientes hipótesis simplificativas con respecto al diagrama de presiones del suelo:

- En el extremo superior es igual a cero
- Crece linealmente hasta una distancia igual a la mitad del largo del lado menor del panel medido desde la base, donde adquiere un valor de:  $\gamma_s \times \frac{h}{2} \times K \times (H - l/2)$
- Decrece linealmente desde dicho punto hasta cero en la base

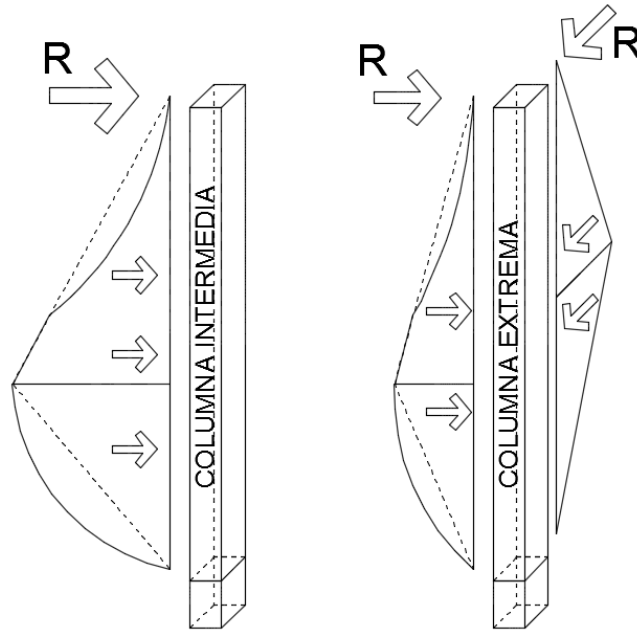


Figura 9.4 - Diagrama de solicitaciones de columnas de sedimentador

Fuente: Elaboración propia

#### 9.3.4.2.1 Vigas de coronamiento

A continuación se muestra el esquema de solicitaciones correspondiente a las vigas superiores correspondientes al lado mayor. Al igual que para las losas, la combinación de carga más desfavorable es la correspondiente a 1,40 la carga muerta en todos los casos.

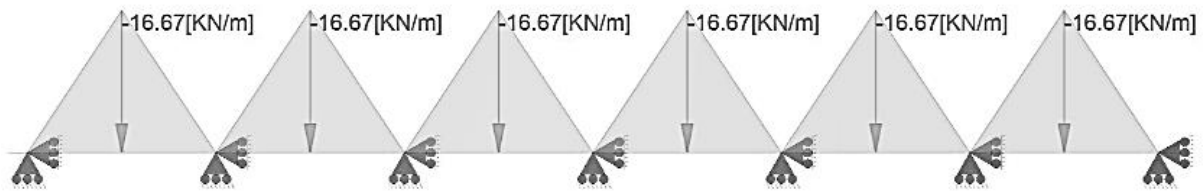


Figura 9.5- Solicitaciones de vigas de coronamiento laterales de sedimentador

Fuente: Elaboración propia

$$Q_{u \max VS} = 1,4 \times 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \frac{1,80 \text{ m}}{2} \times 0,45 \times \frac{2,94 \text{ m}}{2} = 1667 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 16,67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Del modelado con RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

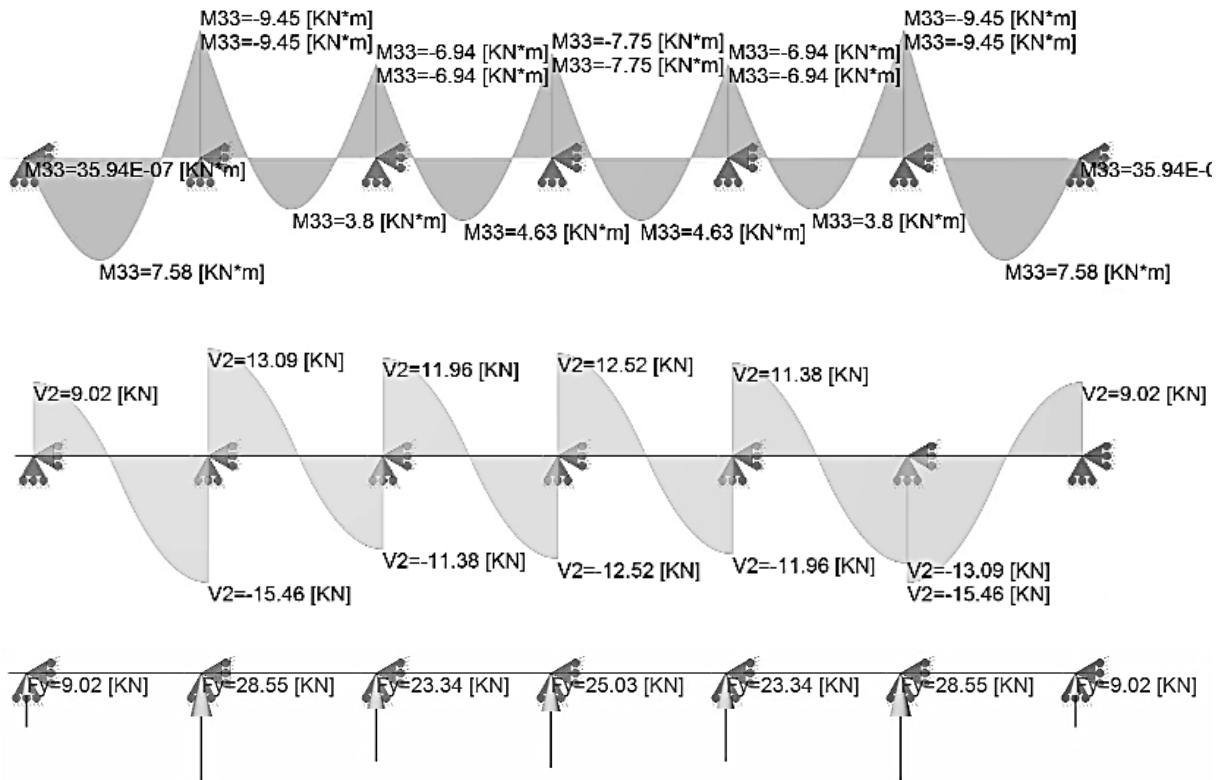


Figura 9.6 - Esfuerzos y reacciones sobre viga de coronamiento laterales de sedimentador

Realizando el procedimiento análogo para el lado menor se obtuvieron los siguientes resultados:

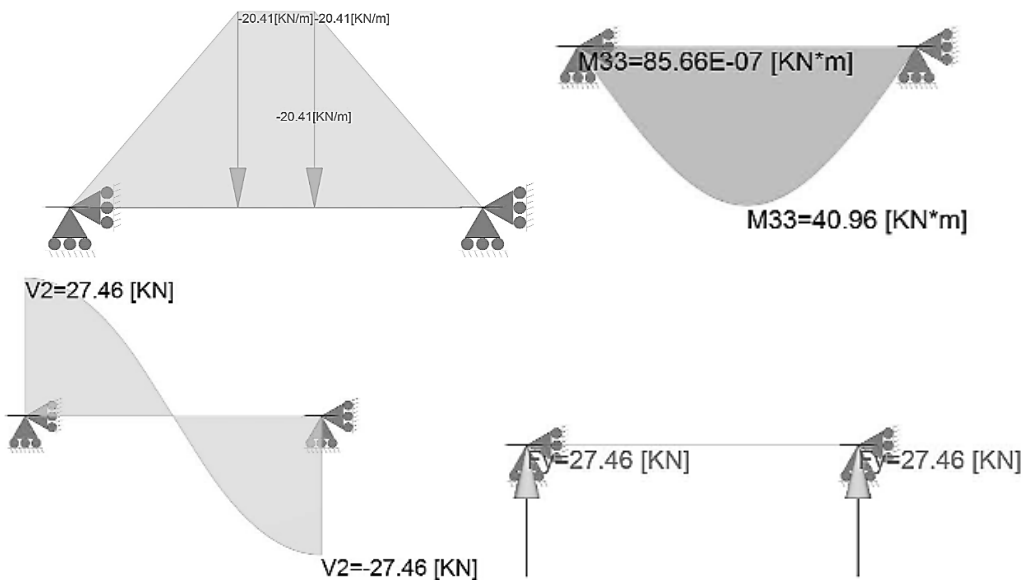


Figura 9.7 - Resultados sobre vigas de coronamiento extremas de sedimentador

Para el dimensionado de la armadura se utilizó el software CIRSOC FLEX y se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión simple.

Se adoptó una viga de 30 cm x 30 cm. En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos.

<b>Momento mayorado =</b>	8.42 [kN]	10.50 [kN]	45.51 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	0.85 [cm <sup>2</sup> ]	1.07 [cm <sup>2</sup> ]	4.92 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]

Tabla 9.4 - Dimensionado de viga de coronamiento

Se adoptó de esta forma:

- Vigas laterales de 30 x 30 cm con 2  $\phi 12$  + 1  $\phi 8$  ( $A_s=2,76$  cm<sup>2</sup>) como armadura en ambos lados de la viga.
- Vigas extremas de 30 x 30 cm con 5  $\phi 12$  ( $A_s=5,66$  cm<sup>2</sup>) como armadura externa y 2  $\phi 12$  ( $A_s=2,76$  cm<sup>2</sup>) como armadura interna.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 2746 \text{ Kg} * \left( \frac{2.27 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.30 \text{ m}}{2.27 \text{ m}} \right) = 2202 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 2935 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.26 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 5814 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi 6$  cada 20 cm.

#### 9.3.4.2.2 Columnas extremas

Se dimensionará para la columna más desfavorable que resulta ser la extrema izquierda:

$$Q_{u \max y-y} = 1,4 \times 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left( 3,60 - \frac{2,94 \text{ m}}{2} \right) \times 0,45 \times \frac{2,94 \text{ m}}{2} = 3945 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 39,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$Q_{u \max x-x} = 1,4 \times 2000 \frac{kg}{m^3} \times 1,80m \times 0,45 \times 0,90m = 2041 \frac{kg}{m} = 20,41 \frac{kN}{m}$$

$$F_{uHy-y} = 9,02 \text{ kN}$$

$$F_{uHx-x} = 27,46 \text{ kN}$$

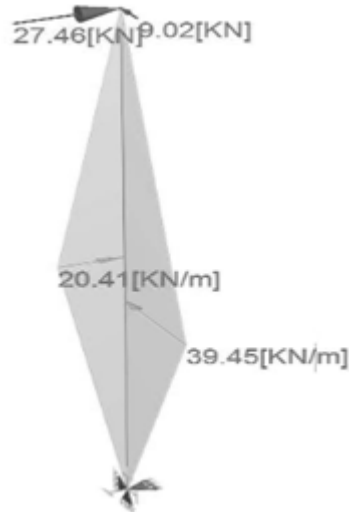


Figura 9.8 - Cargas actuantes sobre columnas extremas de sedimentador

Del modelado con RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

- $M_{y-y} = -153 \text{ kNm}$
- $V_{y-y} = 80 \text{ kN}$
- $M_{x-x} = -165 \text{ kNm}$
- $V_{x-x} = -64 \text{ kN}$
- $N = 21,6 \text{ kN}$

Se adoptó como columna extrema una sección cuadrada de 50 cm de lado. En este caso, se modeló como un elemento sometido a flexión compuesta oblicua. En la siguiente figura se detallan los resultados obtenidos con el software CIRSOC FLEX.

Cuantía geométrica total =	0,01113	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	27,84	cm2

Barra #	Área de acero individual cm2	Coord. X m	Coord. Y m
1	1,988	-0,21	-0,21
2	1,988	0,21	-0,21
3	1,988	-0,21	0,21
4	1,988	0,21	0,21
5	1,988	0,11	-0,21
6	1,988	-0,11	-0,21
7	1,988	0,00	-0,21
8	1,988	0,00	0,21
9	1,988	-0,11	0,21
10	1,988	0,11	0,21
11	1,988	-0,21	-0,07
12	1,988	-0,21	0,07
13	1,988	0,21	0,07
14	1,988	0,21	-0,07

Esquema

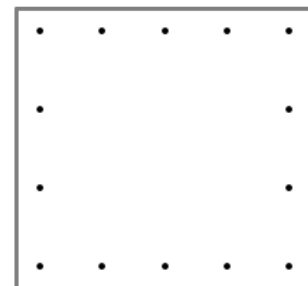


Figura 9.9 - Dimensionado de armadura de columnas extremas de sedimentador

Se dispuso de esta manera una columna de 50 cm x 50 cm con 14  $\phi 16$  (28,15 cm<sup>2</sup>), dispuesto de acuerdo a lo especificado en la figura anterior.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 8000 \text{ Kg} * \left( \frac{3.60 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.50 \text{ m}}{3.60 \text{ m}} \right) = 6555 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 8740 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d \cong \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.50 \text{ m} * 0.45 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 16770 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi 6$  cada 20 cm.

#### 9.3.4.2.3 Columnas intermedias

Siendo en este caso la carga máxima igual a:

$$Q_{u \max CI} = 2 * 1,4 * 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \left( 3,60 - \frac{2,94\text{m}}{2} \right) * 0,45 * \frac{2,94 \text{ m}}{2} = 7890 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 78,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

De esta forma se modeló con RAM Advance la columna sometida a una carga trapecial y a un esfuerzo puntual en el extremo superior correspondiente a la reacción de la viga más desfavorable, y a que a su vez, se encuentra empotrada en su extremo inferior. Los resultados obtenidos se detallan a continuación

- $M_{y-y} = -343 \text{ kNm}$
- $V_{y-y} = 170,5 \text{ kN}$

Los esfuerzos normales debidos al peso propio del elemento fueron despreciados debidos a la baja magnitud y escasa incidencia en el cálculo y disposición de armaduras.

Se adoptó una columna de 30 cm de ancho y 80 cm de largo. En la siguiente figura se esquematizan los resultados obtenidos luego del modelado por el software CIRSOC FLEX.





Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	0.00	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	14.28	cm <sup>2</sup>
Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ min} =$	7.65	cm <sup>2</sup>

Figura 9.10 - Armadura necesaria para columnas intermedias de sedimentadores

De esta forma se dispuso como columna intermedia una sección de 30 cm x 80 cm de con 2φ20+4φ16 ( $A_s=14,32\text{ cm}^2$ ) como armadura externa y 2 φ16 ( $A_s=4,02\text{ cm}^2$ ) como armadura interna. Se adicionaran para completar el diseño dos tramos intermedios de 2 φ 8 en los tercio de la columna.

Suponiendo que el diagrama de momentos varía linealmente con la altura de la columna, y que se mantendrá el ancho de la columna en los primeros 60 centímetros y luego decrecerá en forma lineal hasta la cima adoptando una sección de 30x30cm se verificará que a las distancias relativas de 1 y 2 metros con respecto a la cima su pueda reducir 2φ16. Para que se cumpla las condiciones de decalaje hay que tener en cuenta que la verificación se debe realizar a una distancia igual a d del punto analizado. Se supondrá a su vez que la armadura necesaria es directamente proporcional al momento.

- Altura relativa: 2 metros
  - o  $A_s = 2\phi 20 + 2\phi 16 (10,30\text{ cm}^2)$
  - o  $d = 0,80\text{ m} - \frac{1,00\text{ m}}{3,00\text{ m}} \times (0,80\text{ m} - 0,30\text{ m}) - 0,04 = 0,59\text{ m}$
  - o  $L_{ver} = 3,60\text{ m} - 2,00\text{ m} - 0,59\text{ m} = 1,01\text{ m}$
  - o  $M_{u\ ver} = \frac{3,60\text{ m} - 1,01\text{ m}}{3,60\text{ m}} \times \left(\frac{343\text{ kN}}{0,90}\right) = 274\text{ kN}$
  - o  $A_{s\ nec} = 14,28\text{ cm}^2 \times \left(\frac{274\text{ kN}}{381\text{ kN}}\right) = 10,27\text{ cm}^2$
- Altura relativa: 1 metro
  - o  $A_s = 2\phi 20 (6,28\text{ cm}^2)$
  - o  $d = 0,80\text{ m} - \frac{2,00\text{ m}}{3,00\text{ m}} \times (0,80\text{ m} - 0,30\text{ m}) - 0,04 = 0,42\text{ m}$
  - o  $L_{ver} = 3,60\text{ m} - 1,00\text{ m} - 0,42\text{ m} = 2,18\text{ m}$
  - o  $M_{u\ ver} = \frac{3,60\text{ m} - 2,18\text{ m}}{3,60\text{ m}} \times \left(\frac{343\text{ kN}}{0,90}\right) = 150\text{ kN}$
  - o  $A_{s\ nec} = 14,28\text{ cm}^2 \times \left(\frac{150\text{ kN}}{381\text{ kN}}\right) = 5,63\text{ cm}^2$

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 17050\text{ Kg} * \left(\frac{3,60\text{ m} - \frac{0,30\text{ m}}{2} - 0,75\text{ m}}{3,60\text{ m}}\right) = 12788\text{ Kg}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 17050 \text{ Kg}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d \cong \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} \times 0.30 \text{ m} \times 0.75 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 16770 \text{ Kg}$$

$$V_c < V_n$$

Se debe añadir armadura de corte, la cual deberá resistir un esfuerzo de:

$$V_s = \frac{V_d}{\varphi} - V_c = 280 \text{ kg}$$

Se utilizarán estribos del 8 mm de diámetro. Con el esfuerzo se calcula la separación necesaria por medio de la siguiente fórmula:

$$S_{nec} = \frac{n * f_y * A_{st} * d}{V_s} = \frac{2 * 4.20 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} * 0.50 \text{ cm}^2 * 75 \text{ cm}}{0,28 \text{ ton}} \gg 100 \text{ cm}$$

Se adopta como armadura transversal mínima de  $\varnothing 8$  cada 20 cm.

En la siguiente figura se esquematiza el detalle de armado de las columnas intermedias.

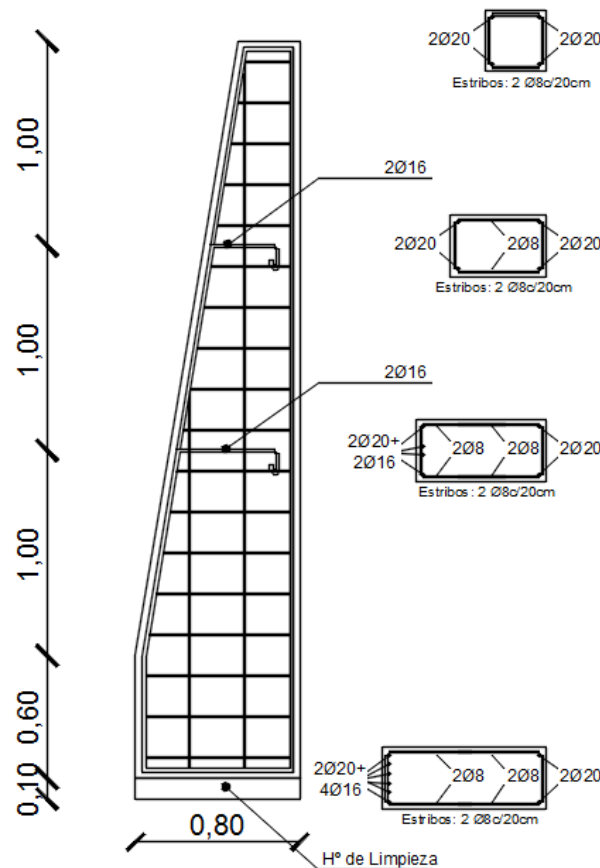


Figura 9.11 - Detalle de armado de columnas intermedias



9.3.4.2.4 Vigas de fundación

Las vigas de fundación se encuentran sometidas a los siguientes esfuerzos:

- En el sentido z: Al peso propio de las paredes del depósito y al peso de la porción correspondiente de las losas del fondo.
- En el sentido x e y: A la porción inferior del empuje del suelo.

Cabe destacar, que tanto en las direcciones x como y la losa de fondo contribuye de forma significativa para la absorción de los momentos en dicha dirección, por lo cual los mismos pueden ser despreciados en base a la gran resistencia flexional del conjunto estructural en dicho sentido.

A continuación se realizará el cálculo de los esfuerzos para las solicitaciones en el sentido z:

- Peso propio de paredes del depósito:

$$q_{u\ PPL} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,12m \times 3,60m = 14,50 \frac{kN}{m}$$

- Carga máxima debido a peso de losa de fondo

$$q_{u\ max\ PLF} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,20m \times \frac{2,94m}{2} = 9,90 \frac{kN}{m}$$

A modo de resumen, se realizó el siguiente cuadro, donde se esquematizan las cargas consideradas y los esfuerzos solicitantes para cada uno de los elementos modelados por medio del software RAM Advance.

Lugar		Cargas consideradas [kN/m]		Esfuerzos		
Sitio	Posición	Pared	Losa fondo	M <sub>tramo</sub> [kNm]	M <sub>apoyo</sub> [kNm]	V [kN]
Paredes laterales	Extremos	14.5	9.90	14.2	-18.8	34.3
	Interm.	14.5	9.90	8.2	-18.8	30.3
Losa de fondo	Ext. Der.	14.5	9.90	59.1	-	47.9
	Interm.	-	19.8	52.9	-	42.5
	Ext. Izq.	12.1	9.90	43.5	-	30.0

Tabla 9.5 - Cargas y esfuerzos obtenidos de vigas de fundación de sedimentador

Se adoptó como viga de fundación una sección de 30 cm x 30 cm. En este caso, se modeló como un elemento sometido a flexión simple. En la siguiente figura se detallan los resultados obtenidos con el software CIRSOC FLEX.

<b>Momento mayorado =</b>	15.87 [kN]	20.89 [kN]	45.51 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	1.62 [cm <sup>2</sup> ]	2.16 [cm <sup>2</sup> ]	4.92 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Momento mayorado =</b>	65.67 [kN]	58.78 [kN]	48.33 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	7.41 [cm <sup>2</sup> ]	6.53 [cm <sup>2</sup> ]	5.25 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]

Tabla 9.6 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de sedimentador

De esta forma se dispuso como viga de fundación:

- Una sección de 30 cm x 30 cm con 2φ12 + 1 φ8 (A<sub>s</sub>=2,76 cm<sup>2</sup>) como armadura superior e inferior en las vigas correspondientes a las paredes laterales
- Una sección de 30 cm x 30 cm con 4 φ16 (A<sub>s</sub>=8,04 cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 2 φ12 como armadura superior en las vigas correspondientes al extremo derecho
- Una sección de 30 cm x 30 cm con 6φ12 (A<sub>s</sub>=6,78 cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 2 φ12 como armadura superior en las vigas intermedias de la losa de fondo
- Una sección de 30 cm x 30 cm con 5φ12 (A<sub>s</sub>=5,66 cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 2 φ12 como armadura superior en las vigas correspondientes al extremo izquierdo

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 4790 \text{ Kg} * \left( \frac{2.27 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.25 \text{ m}}{2.27 \text{ m}} \right) = 3945 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 5260 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.26 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 5814 \text{ kg/m}$$



$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 20 cm.

## 9.4 FILTROS RÁPIDOS

### 9.4.1 Aspectos generales

En el capítulo 8 fue realizado el dimensionamiento de los filtros que se corresponden a un módulo de la planta, siendo el número necesario por módulo igual a dos. A modo de resumen, se expone el siguiente cuadro con los parámetros geométricos obtenidos de la estructura en estudio:

Parámetro	Dimensión [m]	Descripción
<b>B</b>	1.60	Ancho interno
<b>Be</b>	1.84	Ancho externo
<b>L</b>	4.80	Longitud total interna
<b>Le</b>	5.04	Longitud total externa
<b>e1</b>	0.12	Espesor de las paredes
<b>e2</b>	0.20	Espesor de la solera
<b>H1</b>	1.90	Altura interna
<b>H2</b>	2.10	Altura total

Tabla 9.7- Características de los filtros

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que al igual que en las piletas anteriores, se considerarán para el cálculo las dos situaciones más desfavorables en las que se puede encontrar:

- Completamente lleno
- Completamente vacío

A continuación se realizará el procedimiento para obtener las secciones de hormigón y armadura necesaria para los elementos del elemento en estudio.

### 9.4.2 Análisis de cargas

Como se mencionó en el análisis de carga del floculador, para el caso de tanques subterráneos se presentan cargas que varían en su dirección según se encuentren vacíos o llenos (de afuera hacia adentro o viceversa) ver figura 9.1.

#### 9.4.2.1 Peso propio

Se calculará a continuación el peso propio actuante sobre cada elemento, cabe mencionar que en este caso se debe tener en cuenta el peso del material del lecho filtrante cuyo peso específico se extrajo del CIRSOC 101 (Arena y grava húmeda):

$$P_{paredesext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 1,84m \times 2,10m = \mathbf{1112,83 Kg}$$

$$P_{paredeslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 5,04m \times 2,10m = \mathbf{3084,20 Kg}$$

$$P_{material\ del\ lecho} = 1890 \frac{Kg}{m^3} \times 1,20m \times 1,84m \times 5,04m = \mathbf{11430,72 Kg}$$

$$P_{solera} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 1,84m \times 5,04m = \mathbf{4451,33 Kg}$$

$$P_{vigaslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 5,04m = \mathbf{483,84 Kg}$$

$$P_{vigasext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 1,84m = \mathbf{176,64 Kg}$$

#### 9.4.2.2 *Peso del líquido*

Se considerará para el cálculo del volumen de agua en los filtros, solo el pelo de líquido que se encuentra por encima del lecho filtrante. Dicho lo anterior y con el dato del peso específico del agua se puede calcular el peso del líquido de la siguiente manera:

$$V_{líquido} = 3,84 m^3$$

$$P_{líquido} = \mathbf{3840 Kg}$$

#### 9.4.2.3 *Reacción admisible del terreno*

El dato de la tensión del terreno ya fue mencionado en los cálculos de los elementos anteriores y por tratarse del mismo sitio de emplazamiento no cambia, por lo tanto dicho valor será:

$$\sigma_t = 1,5 \frac{Kg}{cm^2} = 15000 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.4.2.4 *Tensión en el terreno*

Se verificará que la tensión en el terreno no supere el valor de tensión admisible, tanto para vigas de borde como para losa de fondo:

$$P_{u_{vigaslat}} = (P_{paredlat} + P_{vigaalat}) = (3084,20Kg + 483,84Kg) = \mathbf{3568,04 Kg}$$

$$A = 0,20m \times 5,04m = \mathbf{1,01 m^2}$$

$$\sigma_t = \frac{P_u}{A} \cong 3540 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

$$P_{u_{vigasext}} = (P_{paredext} + P_{vigaext}) = (1112,83Kg + 176,64Kg) = \mathbf{1289,47 Kg}$$

$$A = 0,20m \times 1,84m = \mathbf{0,37 m^2}$$



$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 3504 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

$$Pu_{solera} = (P_{liquido} + P_{lecho} + P_{solera}) = (3840Kg + 11430,72Kg + 4451,33Kg) = 19722,05 Kg$$

$$A = 5,04m \times 1,84m = 9,27 m^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 2127 \frac{Kg}{m^2} \ll 15000Kg/m^2$$

### 9.4.3 Hipótesis de carga

#### 9.4.3.1 Filtro rápido completamente vacío

Como se mencionó con anterioridad, todas las cargas actúan de afuera hacia adentro dependiendo si se trata de las paredes o la solera, además en la solera se considera el peso propio de la estructura de adentro hacia afuera:

##### 9.4.3.1.1 Presiones sobre las paredes

Sobre las paredes la presión actuante corresponde a la presión del suelo circundante, presentando un diagrama triangular, cuyo valor máximo coincide con la máxima profundidad. Debido a su altura uniforme, éste valor será constante para todas las paredes.

Datos:

- H1=1,90 m
- B= 1,84 m
- A= 3,50 m<sup>2</sup>
- K= 0,45 (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)
- $\gamma_s = 2000 \text{ kg/m}^3$  (peso específico del suelo)

Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{Kg}{m^3} \times 1,90m \right) \times 0,45 = 1710 \frac{Kg}{m^2}$$

##### 9.4.3.1.2 Presiones sobre fondo

Se considerarán vigas de borde en todo el perímetro de los filtros en las cuales apoyan las paredes externas como laterales. Actúa la presión debida al peso propio de la losa y del lecho filtrante. La losa de fondo, al igual que en los sedimentadores y floculador, actuará como platea, por este motivo se analizan las cargas como si fuera una fundación.

El peso propio de la solera, calculado anteriormente es:

$$P_{solera} = 4451,33 Kg$$

$$P_{lechofiltrante} = 11430,72 Kg$$

Debido a las dimensiones no son necesarias vigas ni columnas intermedias, sino que la solera está compuesta por un paño único de 5,04m de largo por 1,84m de ancho; por lo tanto la presión será:

$$q = \frac{4451,33 \text{ Kg} + 11430,72}{9,27 \text{ m}^2} = 1713 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 9.4.3.2 Filtro rápido completamente lleno

#### 9.4.3.2.1 Presiones sobre las paredes

En este caso las cargas actuantes se obtendrán como el resultado de la presión hidrostática, ejercida por el agua contenida en cada filtro, sin tener en cuenta la presión de terreno en dirección opuesta, por posibles socavaciones o deficiencia del relleno.

$$qa = \left( 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \times 1,90\text{m} \right) = 1900 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

#### 9.4.3.2.2 Presiones sobre fondo

La carga de agua contenida actúa uniformemente sobre la solera, pero a efectos de cálculo se equilibra con la correspondiente reacción del suelo.

## 9.4.4 Determinación de solicitaciones

En primer lugar se deben calcular la relación de luces de la solera, paredes laterales y exteriores, para determinar si se armarán en una o dos direcciones. Si dicho cociente es mayor a dos, las losas se arman en una dirección y si es menor en dos direcciones ortogonales.

- Solera:  $\frac{L}{H} = \frac{4,80 \text{ m}}{1,60 \text{ m}} = 3 > 2 \rightarrow \text{Armadura en una dirección}$
- Paredes laterales:  $\frac{L}{H} = \frac{4,8 \text{ m}}{1,90\text{m}} = 2,52 > 2 \rightarrow \text{Armadura en una dirección}$
- Paredes exteriores:  $\frac{L}{H} = \frac{1,60 \text{ m}}{1,90\text{m}} = 0,84 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$

### 9.4.4.1 Losas en una dirección

Como se mencionó en el apartado anterior, si la relación de lados (L/B) es superior a dos, se deberán armar las losas en una dirección (la de menor longitud) y en la otra solo se colocará la armadura mínima establecida por el código CIRSOC 201 debida contracción y temperatura.

Para el cálculo de los momentos flectores considerarán las losas como simplemente apoyadas en las vigas perimetrales, por lo tanto tendrán un valor de:

$$M_{\text{máx}} = \frac{q \times l^2}{8}$$

Para la obtención de las solicitaciones en primer lugar se debió calcular las cargas mayoradas, aplicando un factor de 1,4 (combinación más desfavorable); y en segundo lugar





el momento nominal de la pieza, utilizando un factor de reducción de resistencia de 0,90 según CIRSOC 201. A continuación se describen los resultados obtenidos:

- Losa de fondo: Sometida a su peso propio y el peso del lecho filtrante, ya que se considera que los esfuerzos impuestos por la carga hidrostática se equilibra con la reacción del suelo:

$$q_u = \frac{1,4 \times (4451,64 + 11430,72 \text{ Kg})}{4,80\text{m} \times 1,60\text{m}} \times \frac{1\text{MN}}{100000 \text{ Kg}} = \mathbf{0,030 \text{ MN/m}^2}$$

- Paredes laterales: Se considerará la hipótesis de tanque vacío como la condición más desfavorable ya que se considera que el terreno siempre ejerce algún tipo de presión. El diagrama de presiones será rectangular y su magnitud será igual a la máxima presión del terreno.

$$q_u = 1,4 \times 1710 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \frac{1\text{MN}}{100000 \text{ Kg}} = \mathbf{0,024 \text{ MN/m}}$$

Las solicitaciones y los demás resultados obtenidos de cada uno de los elementos se encuentran exployados en la tabla siguiente tabla:

Cálculo de losas en una dirección															
Designación	Largo de las luces (m)		Condición de armado	Lugar de cálculo	H [m]	Carga última U <sub>1-2</sub>	D [m]	MOM. MÁX. Mu [knm]	B <sub>w</sub> [m]	Mn [mmm]	Kd	As [cm <sup>2</sup> ]	Armadura mínima $f_{r=21}$	Armadura en y	Armadura en x
	Lx	Ly													
Solera	4,80	1,60	dir. y	Tramo	0,20	30	0,175	9,60	1,00	0,011	1,69	1,48	3,15	Ø8 c/20 cm	Ø8 c/20cm
Paredes laterales	4,80	1,90	dir. y	Tramo	0,12	24	0,095	10,83	1,00	0,012	0,86	3,14	1,71	Ø8 c/20 cm	Ø8 c/20cm

Tabla 9.8- Cálculo losas en una dirección- Filtros

Fuente: Elaboración propia

#### 9.4.4.2 Losas en dos direcciones

En este apartado se explayará el procedimiento utilizado para la determinación de las solicitaciones de las losas de los extremos, las cuales deben modelarse como losas macizas en dos direcciones.

Para el cálculo de los momentos flectores se utilizarán tablas correspondientes al método de las placas basado en la norma NZS 301, teniendo en cuenta las mismas hipótesis mencionadas en el sedimentador y floculador:

De la misma manera que en las losas en una dirección y aplicando los mismos factores de mayoración de cargas y disminución de resistencia, se obtuvieron las solicitaciones de cada elemento como se detalla a continuación:

- Paredes extremas: Se considerará la hipótesis de tanque vacío como la condición más desfavorable y se considerará un diagrama rectangular de presiones cuya magnitud sea igual a la máxima presión del terreno.

$$q_u = 1,4 \times 1710 \frac{Kg}{m^2} \times \frac{1MN}{100000 Kg} = 0,024 MN/m$$

Una vez obtenidas las cargas se calcularon los momentos por medio de la siguiente fórmula:

$$M_s = \beta \times q_u \times l_x^2$$

Donde:

- $\beta$ : coeficiente del momento de flexión que se obtiene por medio de tabla en función de la relación de lados y de las condiciones de bordes (Ver anexos)
- $q_u$ : carga mayorada sobre el panel
- $l_x$ : longitud más corta del panel

Las solicitaciones y los demás resultados obtenidos se encuentran exployados en la tabla 10.6 de cálculo de armaduras de losas macizas de dos direcciones de los filtros.

CÁLCULO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES																
DESIGN.	U [KN/M <sup>2</sup> ]	LX [M]	LY [M]	DIRECCIÓN	H [M]	B [M]	D' [M]	D [M]	RELACIÓN DE LUCES	OBSERV	B	MN [MNM]	KD	AS [CM <sup>2</sup> ]	AS <sub>MIN</sub> [CM <sup>2</sup> ]	ADOPTO
PAREDES EXTERNAS	24	1,6	1,9	x	0,12	1	0,02	0,10	1,187	Caso 9A	0,00	0,000	-	-	2,16	Ø8 c/ 20 cm
					0,12	1	0,02	0,10	1,187	Caso 9T	0,07	0,005	1,4	1,19	2,16	Ø8 c/ 20 cm
				y	0,12	1	0,02	0,10	1,187	Caso 9A	0,00	0,000	-	-	-	-
					0,12	1	0,02	0,10	1,187	Caso 9T	0,05	0,004	1,6	0,93	2,16	Ø8 c/ 20 cm

Tabla 9.9- Cálculo losas en dos direcciones- filtros

Fuente: elaboración propia

#### 9.4.4.3 Elementos de borde

El comportamiento estructural en este caso tiene una particularidad respecto al aplicado para el sedimentador, ya que aquí las losas de las paredes son armadas en una dirección, exceptuando una de ellas, que será armada en dos direcciones. Su carga será uniformemente distribuida sobre las vigas de coronamiento. Además las columnas sólo estarán sometidas a su peso propio y la reacción de las vigas de coronamiento.

Tal como se mencionó anteriormente, se dispuso la división del filtro en tres paños, por lo que para ello es necesario la construcción de 6 líneas estructurales.

Sobre las columnas y las vigas se apoyan las losas correspondientes a las paredes del recipiente, las cuales resisten esfuerzos de flexión debidos al empuje del suelo y esfuerzos normales debido al peso propio. Se distinguen de esta forma dos casos, tal como se aprecia en la siguiente figura:



9.4.4.3.1 Vigas de coronamiento

En lo que respecta a las solicitaciones en el lado mayor de la viga, la misma se encuentra sometida a una carga uniformemente distribuida y se calculó como simplemente apoyada. Al igual que para las losas, la combinación de carga más desfavorable es la correspondiente a 1,40 la carga muerta en todos los casos.

$$Q_{u \max VS} = 1,4 \times 2000 \frac{kg}{m^3} \times \frac{2,00 m}{2} \times 0,45 \times \frac{1,00 m}{2} = 630 \frac{kg}{m} = 6,30 \frac{kN}{m}$$

De esta forma se obtiene

$$M = \frac{Q_{u \max} * l^2}{8} = \frac{6,30 \frac{kN}{m} * (4,80m)^2}{8} = 18,14 kNm$$

$$V = \frac{Q_{u \max} * l}{2} = \frac{6,30 \frac{kN}{m} * 4,80m}{2} = 15,12 kN$$

Realizando el procedimiento correspondiente para la otra dirección, se obtienen los siguientes diagramas:

$$Q_{u \max VS} = 0,5 \times \left( 1,4 \times 2000 \frac{kg}{m^3} \times \frac{2,00 m}{2} \times 0,45 \times \frac{1,72m}{2} \right) = 542 \frac{kg}{m} = 5,42 \frac{kN}{m}$$

Del modelado con RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

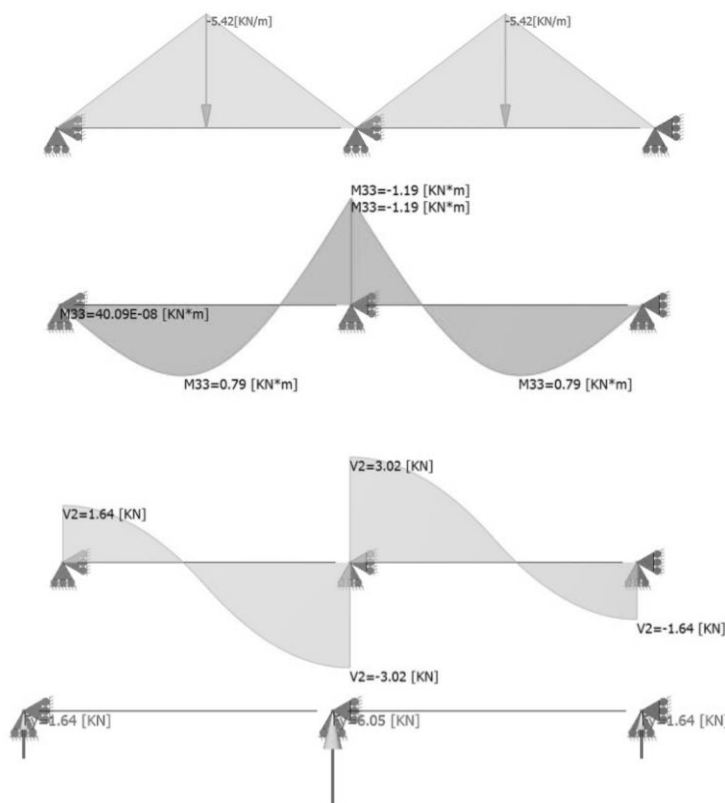


Figura 9.12 – Diagrama de cargas, esfuerzos y reacciones de vigas de coronamiento de filtros  
Fuente: Elaboración propia

Para el dimensionado de la armadura se utilizó el software CIRSOC FLEX y se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión simple.

Se adoptó una viga de 20 cm x 25 cm. En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos.

<b>Momento mayorado =</b>	20.50 [kN]	0.88 [kN]	45.51 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	2.74 [cm <sup>2</sup> ]	0.11 [cm <sup>2</sup> ]	4.92 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	1.43 [cm <sup>2</sup> ]	1.43 [cm <sup>2</sup> ]	1.43 [cm <sup>2</sup> ]

Tabla 9.10 - Dimensionado de viga de coronamiento de filtro

Se adoptó de esta forma:

- Vigas laterales de 20 x 25 cm con 2  $\phi$ 12 + 1  $\phi$ 8 ( $A_s=2,76 \text{ cm}^2$ ) como armadura interna y ( $A_s=2,26 \text{ cm}^2$ ) 2  $\phi$ 12 como armadura externa.
- Vigas extremas de 20 x 25 cm con 2  $\phi$ 10 ( $A_s=1,56 \text{ cm}^2$ ) como armadura en ambos lados de la misma.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 1512 \text{ Kg} * \left( \frac{2.40 \text{ m} - \frac{0.20 \text{ m}}{2} - 0.20 \text{ m}}{2.40 \text{ m}} \right) = 1323 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 1764 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.20 \text{ m} * 0.21 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 3130 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 20 cm.



9.4.4.3.2 Columnas extremas

En el caso de las columnas de las esquinas se encuentran solicitadas en un sentido por un esfuerzo puntual correspondiente a la reacción de la viga, y en el otro sentido, además de la reacción a un diagrama triangular de presiones correspondiente a la pared del depósito. En la siguiente figura se esquematizan las cargas a las que se encuentran solicitadas.

$$F_{uHx-x} = 15,12 \text{ kN}$$

$$Q_{u \max y-y} = 1,4 \times 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times \left(2,00 - \frac{1,72\text{m}}{2}\right) \times 0,45 \times \frac{1,72 \text{ m}}{2} = 1235 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 12,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{uHy-y} = 1,64 \text{ kN}$$

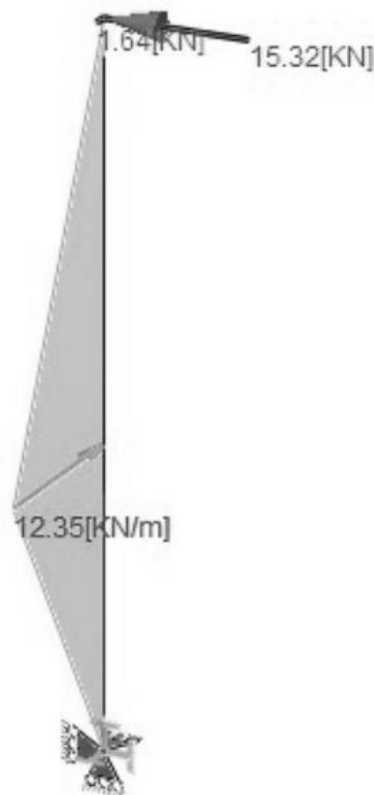


Figura 9.13 - Cargas actuantes sobre columnas extremas de filtro

Del modelado con RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

- $M_{x-x} = -30.6 \text{ kNm}$
- $V_{y-y} = 15.3 \text{ kN}$
- $M_{y-y} = 15.0 \text{ kNm}$
- $V_{y-y} = -14.0 \text{ kN}$
- $N = 4.32 \text{ kN}$

Se adoptó como columna extrema una sección cuadrada de 30 cm de lado. En este caso, se modeló como un elemento sometido a flexión compuesta oblicua. En la siguiente figura se detallan los resultados obtenidos con el software CIRSOC FLEX.

Cuantía geométrica total =	0,00882	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	7,94	cm <sup>2</sup>

Barra #	Área de acero individual cm <sup>2</sup>	Coord. X m	Coord. Y m
1	0,992	-0,11	-0,11
2	0,992	0,11	-0,11
3	0,992	-0,11	0,11
4	0,992	0,11	0,11
5	0,992	0,00	-0,11
6	0,992	0,00	0,11
7	0,992	-0,11	0,00
8	0,992	0,11	0,00

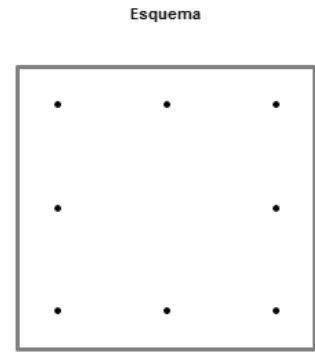


Figura 9.14 - Dimensionado de armadura de columnas extremas de filtros

Recordando que la cuantía mínima para columnas es del 1,00%, se dispuso una columna de 30 cm x 30 cm con 8 φ12 (9,09 cm<sup>2</sup>), dispuestos de acuerdo a lo especificado en la figura anterior.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 1530 \text{ Kg (el diagrama de corte no fluctua a lo largo del elemento)}$$

$$\varphi = 0.75 \quad \text{Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.}$$

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 2040 \text{ Kg}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * b_w * d \cong \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.25 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 5590 \text{ Kg}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal φ 6 cada 20 cm.

#### 9.4.4.3.3 Columna intermedia

En este caso la carga máxima igual a:

$$Q_{u \text{ max CI}} = 2 * 1,4 * 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * \left( 2,00 - \frac{1,72 \text{ m}}{2} \right) * 0,45 * \frac{1,72 \text{ m}}{2} = 2470 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 24,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



De esta forma se modeló con RAM Advance la columna sometida a una carga triangular y a un esfuerzo puntual en el extremo superior correspondiente a la reacción de la viga en la misma, y a que a su vez, se encuentra empotrada en su extremo inferior. Los resultados obtenidos se detallan a continuación

- $M_{y-y} = -35,64 \text{ kNm}$
- $V_{y-y} = 30,75 \text{ kN}$
- $N = 2.88 \text{ kN}$

Los esfuerzos normales debidos al peso propio del elemento fueron despreciados debidos a la baja magnitud y escasa incidencia en el cálculo y disposición de armaduras.

Se adoptó una columna de 20 cm de ancho y 30 cm de largo. En la siguiente figura se esquematizan los resultados obtenidos luego del modelado por el software CIRSOC FLEX.

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	3,842	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	3,842	cm <sup>2</sup>
Area total de la armadura longitudinal no tesa = $A_s + A'_s =$	$A_{st} =$	7,68	cm <sup>2</sup>
Cuantía geométrica total =		$\rho =$	0,013

Figura 9.15 - Armadura necesaria para columnas intermedias de filtros

De esta forma se dispuso como columna intermedia una sección de 20 cm x 30 cm de con 2φ16 ( $A_s=4,02 \text{ cm}^2$ ) como armadura externa y 2 φ16 ( $A_s=4,02 \text{ cm}^2$ ) como armadura interna.

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 3075 \text{ Kg} * \left( \frac{2.00 \text{ m} - \frac{0.20 \text{ m}}{2} - 0.25 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) = 2537 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 3382 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d \cong \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.20 \text{ m} * 0.25 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 3727 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 20 cm.

#### 9.4.4.3.4 Vigas de fundación

Las vigas de fundación se encuentran sometidas a los siguientes esfuerzos:

- En el sentido z: Al peso propio de las paredes del depósito y al peso de la porción correspondiente de las losas del fondo.
- En el sentido x e y: A la porción inferior del empuje del suelo.

Al igual que se hizo para los sedimentadores, los esfuerzos debidos al empuje del suelo serán despreciados en consideración de las gran resistencia flexional en tales sentidos.

A continuación se realizará el cálculo de los esfuerzos para las sollicitaciones en el sentido z:

- Peso propio de paredes del depósito:

$$q_{uPPL} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,12m \times 2,00m = 8,06 \frac{kN}{m}$$

- Carga máxima debido a peso de losa de fondo

$$q_{uPLF} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,15m \times \frac{1,72m}{2} = 5,78 \frac{kN}{m}$$

A modo de resumen, se realizó el siguiente cuadro, donde se esquematizan las cargas consideradas y los esfuerzos solicitantes para cada uno de los elementos modelados por medio del software RAM Advance.

Lugar		Cargas consideradas [kN/m]			Esfuerzos	
Sitio	Posición	Pared	Losa fondo	M <sub>tramo</sub> [kNm]	M <sub>apoyo</sub> [kNm]	V [kN]
Borde largo	-	8.06	5.78	42.22	-	34.18
Borde Intermedio	-	8.06	11.56	59.85	-	48.46
Borde corto	-	8.06	-	1.70	2.92	8.63

Tabla 9.11 - Cargas y esfuerzos obtenidos de vigas de fundación de filtros

Se adoptó como viga de fundación una sección de 25 cm x 35 cm. En este caso, se modeló como un elemento sometido a flexión simple. En la siguiente figura se detallan los resultados obtenidos con el software CIRSOC FLEX.

<b>Momento mayorado =</b>	46.91 [kN]	66.50 [kN]	1.89 [kN]	3.24 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	4.13 [cm <sup>2</sup> ]	5.99 [cm <sup>2</sup> ]	0.16 [cm <sup>2</sup> ]	0.27 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	3.68 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]	2.65 [cm <sup>2</sup> ]

Tabla 9.12 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de sedimentador





De esta forma se dispuso como viga de fundación:

- Una sección de 35 cm x 35 cm con 4φ12 ( $A_s=4,52 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior y 2 φ12 como armadura superior en las vigas laterales correspondientes al borde largo.
- Una sección de 35 cm x 35 cm con 3φ16 ( $A_s=6,03 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior y 2 φ12 como armadura superior en la viga intermedia.
- Una sección de 25 cm x 35 cm con 2φ12 + 1 φ8 ( $A_s=2,76 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior e inferior en las vigas extremas correspondientes al borde corto.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 4846 \text{ Kg} * \left( \frac{2.45 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.30 \text{ m}}{2.45 \text{ m}} \right) = 3955 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 5275 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 6708 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal φ 6 cada 20 cm.

## 9.5 CISTERNA

### 9.5.1 Aspectos generales

En el capítulo 8 fue realizado el dimensionamiento de la cisterna para ambos módulos de la planta localizada en El Cerrito, debido a que por cuestiones de simplicidad en el funcionamiento se unificarán los dos módulos en uno.

A modo de resumen, se expone el siguiente cuadro con los parámetros geométricos obtenidos de la estructura en estudio:

Parámetro	Dimensión [m]	Descripción
<b>B</b>	11.00	Ancho interno
<b>Be</b>	11.24	Ancho externo
<b>L</b>	22.00	Longitud total interna
<b>Le</b>	22.24	Longitud total externa
<b>e1</b>	0.12	Espesor de las paredes
<b>e2</b>	0.20	Espesor de la solera
<b>H</b>	2.00	Altura del tanque

Tabla 9.13- Características de la cisterna

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que al igual que en las piletas anteriores, se considerarán para el cálculo las dos situaciones más desfavorables en las que se puede encontrar el sedimentador:

- Completamente lleno
- Completamente vacío

A continuación se realizará el procedimiento para obtener las secciones de hormigón y armadura necesaria para los elementos del elemento en estudio.

### 9.5.2 Análisis de cargas

Como se mencionó en el análisis de carga del floculador, para el caso de tanques subterráneos se presentan cargas que varían en su dirección según se encuentren vacíos o llenos (de afuera hacia adentro o viceversa) ver figura 9.1.

#### 9.5.2.1 Peso propio

Se calculará a continuación el peso propio actuante sobre cada elemento:

$$P_{paredesext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 11,24m \times 2,00m = \mathbf{6474,24 Kg}$$

$$P_{paredeslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,12m \times 22,24m \times 2,00m = \mathbf{12810,24 Kg}$$

$$P_{solera} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 11,24m \times 22,24m = \mathbf{120000 Kg}$$

$$P_{vigaslat} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 22,24m = \mathbf{2135 Kg}$$

$$P_{vigasext} = 2400 \frac{Kg}{m^3} \times 0,20m \times 0,20m \times 11,24m = \mathbf{1079 Kg}$$

#### 9.5.2.2 Peso del líquido

Se considerará para el cálculo el volumen de agua contenida en el tanque y mediante su peso específico se obtiene su valor:



$$V_{\text{liquido}} = 484 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{liquido}} = 484000 \text{ Kg}$$

### 9.5.2.3 Reacción admisible del terreno

El dato de la tensión del terreno ya fue mencionado en los cálculos de los elementos anteriores y por tratarse del mismo sitio de emplazamiento no cambia, por lo tanto dicho valor será:

$$\sigma_t = 1,5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 15000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

### 9.5.2.4 Tensión en el terreno

Se verificará que la tensión en el terreno no supere el valor de tensión admisible, tanto para vigas de borde como para losa de fondo:

$$P_{u_{\text{vigaslat}}} = (P_{\text{paredlat}} + P_{\text{vigalat}}) = (12810,24\text{Kg} + 2135\text{Kg}) = 14945,24 \text{ Kg}$$

$$A = 0,20\text{m} \times 22,24\text{m} = 4,45 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} \cong 3360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg/m}^2$$

$$P_{u_{\text{vigasext}}} = (P_{\text{paredext}} + P_{\text{vigaext}}) = (6474,24\text{Kg} + 1079\text{Kg}) = 7553,24 \text{ Kg}$$

$$A = 0,20\text{m} \times 11,24\text{m} = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 3360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg/m}^2$$

$$P_{u_{\text{solera}}} = (P_{\text{liquido}} + P_{\text{solera}}) = (484000\text{Kg} + 120000\text{Kg}) = 604000 \text{ Kg}$$

$$A = 22,24\text{m} \times 11,24\text{m} = 250 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{Pu}{A} = 2416 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \ll 15000\text{Kg/m}^2$$

## 9.5.3 Hipótesis de carga

### 9.5.3.1 Cisterna vacía

Como se mencionó con anterioridad, todas las cargas actúan de afuera hacia adentro dependiendo si se trata de las paredes o la solera, además en la solera se considera el peso propio de la estructura de adentro hacia afuera:

#### 9.5.3.1.1 Presiones sobre las paredes

Sobre las paredes la presión actuante corresponde a la presión del suelo circundante, presentando un diagrama triangular, cuyo valor máximo coincide con la máxima profundidad. Debido a su altura uniforme, éste valor será constante para todas las paredes.

Datos:

- $H_1=2$  m
- $K= 0,45$  (Coeficiente de empuje de tierras en reposo, entre 0,4-0,5)
- $\gamma_s= 2000$  kg/m<sup>3</sup> (peso específico del suelo)

Presión:

$$q_s = \left( 2000 \frac{Kg}{m^3} \times 2,00m \right) \times 0,45 = 1800 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.5.3.1.2 Presiones sobre fondo

Se considerarán vigas de borde en todo el perímetro de la cisterna en las cuales apoyan las paredes externas como laterales. La losa de fondo, al igual que en los sedimentadores y floculador, actuará como platea, por este motivo se analizan las cargas como si fuera una fundación y se considerará sólo el peso propio de la misma.

El peso propio de la solera, calculado anteriormente es:

$$P_{solera} = 120000 \text{ Kg}$$

Debido a las dimensiones se colocarán vigas y columnas intermedias cada 5,50m, quedando así 8 paños cuadrados. Para cada paño la presión será:

$$q = \frac{120000 \text{ Kg}}{5,50m \times 5,50m} = 3967 \frac{Kg}{m^2}$$

### 9.5.3.2 Cisterna llena

#### 9.5.3.2.1 Presiones sobre las paredes

En este caso las cargas actuantes se obtendrán como el resultado de la presión hidrostática, ejercida por el volumen de agua contenido en la cisterna, sin tener en cuenta la presión de terreno en dirección opuesta, por posibles socavaciones o deficiencia del relleno.

$$q_a = \left( 1000 \frac{Kg}{m^3} \times 2,00m \right) = 2000 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.5.3.2.2 Presiones sobre fondo

La carga de agua contenida actúa uniformemente sobre la solera, pero a efectos de cálculo se equilibra con la correspondiente reacción del suelo.



### 9.5.4 Determinación de solicitaciones

Como en toda losa, primero se deben calcular la relación de luces de la solera, paredes laterales y exteriores, para determinar si se armarán en una o dos direcciones según el coeficiente sea mayor o menor a dos respectivamente.

- Solera:  $\frac{L}{H} = \frac{5,50\text{ m}}{5,50\text{ m}} = 1 < 2 \rightarrow \text{Armadura en dos direcciones}$
- Paredes:  $\frac{L}{H} = \frac{5,50\text{ m}}{2,00\text{ m}} = 2,75 > 2 \rightarrow \text{Armadura en una dirección}$

#### 9.5.4.1 Losas en una dirección

Como se mencionó en el apartado anterior, si la relación de lados (L/B) es superior a dos, se deberán armar las losas en una dirección (la de menor longitud) y en la otra solo se colocará la armadura mínima establecida por el código CIRSOC 201 debida contracción y temperatura.

Para el cálculo de los momentos flectores considerarán las losas como simplemente apoyadas en las vigas perimetrales, por lo tanto tendrán un valor de:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8}$$

Para la obtención de las solicitaciones en primer lugar se debió calcular las cargas mayoradas, aplicando un factor de 1,4 (combinación más desfavorable); y en segundo lugar el momento nominal de la pieza, utilizando un factor de reducción de resistencia de 0,90 según CIRSOC 201. A continuación se describen los resultados obtenidos:

- Paredes: Se considerará la hipótesis de tanque vacío como la condición más desfavorable ya que se considera que el terreno siempre ejerce algún tipo de presión. El diagrama de presiones será rectangular y su magnitud será igual a la máxima presión del terreno.

$$q_u = 1,4 \times 1800 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \frac{1\text{MN}}{100000\text{ Kg}} = 0,025 \text{ MN/m}$$

Las solicitaciones y los demás resultados obtenidos se encuentran en la tabla siguiente tabla:

CÁLCULO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN																			
DESIGNACIÓN	N	LARG	O DE	LAS	LUCES	ARMADO	LUGAR DE CÁLCULO	H [M] PRED.	U [KN/M]	D' [M]	D [M]	MU [KNM]	B <sub>v</sub> [M]	MN [MNM]	KD	AS [CM <sup>2</sup> ]	ARMADURA MÍNIMA [CM <sup>2</sup> ]	ARMADURA EN Y	ARMADURA EN X
PAREDES		5,5	2,0	dir.y	Tramo			0,12	25	0,025	0,095	12,50	1,00	0,014	0,80	3,65	1,71	Ø8 c/13 cm	Ø6 c/16 cm

Tabla 9.14- Cálculo de losas en una dirección- Cisterna

Fuente: Elaboración propia

### 9.5.4.2 Losas en dos direcciones

El procedimiento utilizado para la determinación de las solicitaciones es el mismo que el usado precedentemente para las otras piletas.

De la misma manera que en las losas en una dirección y aplicando los mismos factores de mayoración de cargas y disminución de resistencia, se obtuvieron las solicitaciones de cada paño de la solera:

- **Solera:** Estará sometida exclusivamente a su peso propio, ya que se considera que los esfuerzos impuestos por la carga hidrostática se equilibra con la reacción del suelo:

$$q_u = \frac{1,4 \times (120000 \text{ Kg})}{5,50\text{m} \times 5,50\text{m}} \times \frac{1\text{MN}}{100000 \text{ Kg}} = 0,055 \text{ MN/m}^2$$

Una vez obtenidas las cargas se calcularon los momentos con la misma ecuación que para filtros, sedimentador y floculador:

$$M_s = \beta \times q_u \times l_x^2$$

Donde:

- $\beta$ : coeficiente del momento de flexión que se obtiene por medio de tabla en función de la relación de lados y de las condiciones de bordes (Ver anexos)
- $q_u$ : carga mayorada sobre el panel
- $l_x$ : longitud más corta del panel

Las solicitaciones y los demás resultados obtenidos se encuentran exployados en la tabla 9.9 de cálculo de armaduras de losas macizas de dos direcciones para la cisterna.

CÁLCULO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES																
DESIGN.	U [KN/M <sup>2</sup> ]	LX [M]	LY [M]	DIRECCIÓN	H [M]	B [M]	D' [M]	D [M]	RELACIÓN DE LUCES	OBSERV	B	MN [MINIM]	KD	AS [CM <sup>2</sup> ]	AS MIN[CM <sup>2</sup> ]	ADOPTO
SOLERA	55,0	5,50	5,50	x	0,20	1,00	0,02	0,18	1,0	Caso 9A	-	0,087	0,61	12,58	3,60	Ø12 c/9 cm
					0,20	1,00	0,02	0,18	1,0	Caso 9T	0,035	0,065	0,71	9,13	3,60	Ø12 c/12 cm
				y	0,20	1,00	0,02	0,18	1,0	Caso 9A	-	0,087	0,61	12,58	3,60	Ø12 c/9 cm
					0,20	1,00	0,02	0,18	1,0	Caso 9T	0,035	0,065	0,71	9,13	3,60	Ø12 c/12 cm

Tabla 9.15- Cálculo losas en dos direcciones- Cisterna

Fuente: Elaboración propia

### 9.5.4.3 Elementos de borde

Tal como se mencionó anteriormente, se dispuso la división de la cisterna en ocho paños, por lo que para ello es necesario la construcción de 8 líneas estructurales, tres en sentido x y 5 en sentido y.



El comportamiento estructural en este caso tiene una particularidad respecto al aplicado para el sedimentador, ya que aquí las losas de las paredes son armadas en una dirección, por lo que su carga será uniformemente distribuida sobre las vigas de coronamiento. Además las columnas sólo estarán sometidas a su peso propio y la reacción de las vigas de coronamiento.

Finalmente las vigas de fundación, por estar la solera armada en dos direcciones, se comportarán análogamente a las del sedimentador por lo que para su cálculo se aplicarán las mismas hipótesis del apartado 9.2.4.2.

### 9.5.4.3.1 Vigas de coronamiento

A continuación se muestra el esquema de solicitaciones correspondiente a las vigas superiores correspondientes al lado mayor. Al igual que para las losas, la combinación de carga más desfavorable es la correspondiente a 1,40 la carga muerta en todos los casos.

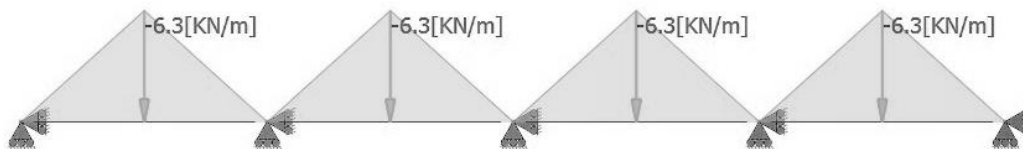


Figura 9.16- Solicitaciones de vigas de coronamiento laterales de la cisterna  
Fuente: Elaboración propia

$$Q_{u\max VS} = 1,4 \times 2000 \frac{kg}{m^3} \times \frac{2,00\ m}{2} \times 0,45 \times \frac{1\ m}{2} = 630 \frac{kg}{m} = 6,3 \frac{kN}{m}$$

Del modelado con RAM Advance se obtuvieron los siguientes resultados:

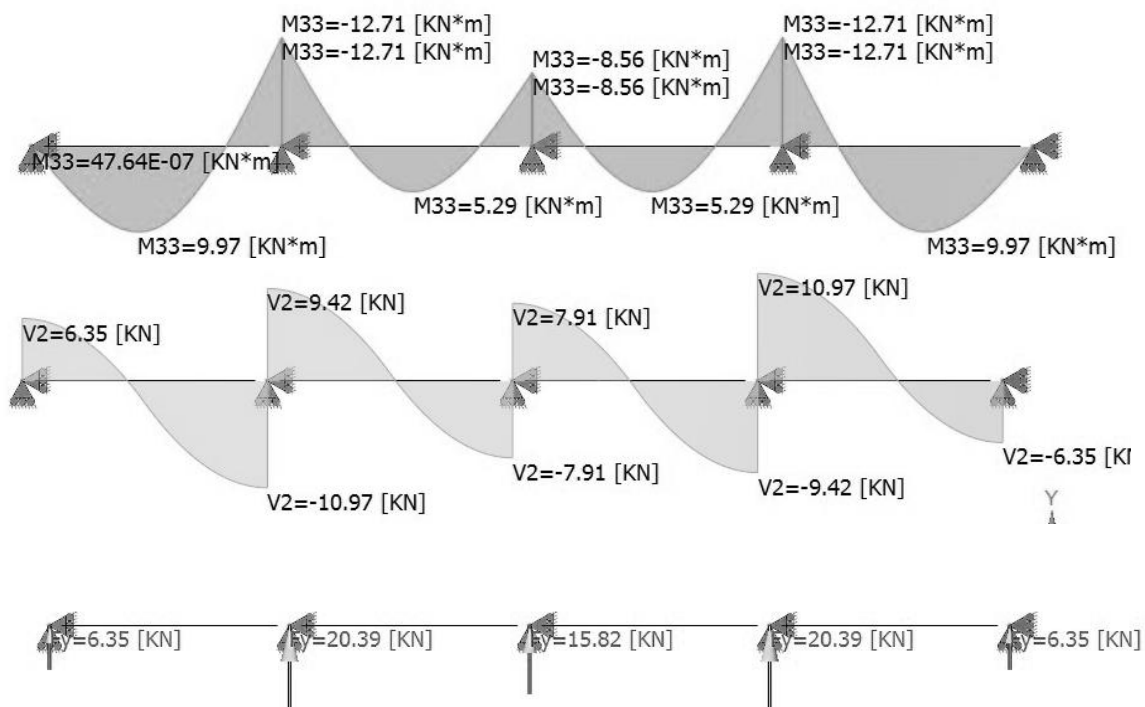


Figura 9.17- Esfuerzos y reacciones sobre vigas de coronamiento laterales de cisterna

Realizando el procedimiento análogo para el lado menor se obtuvieron los siguientes resultados:

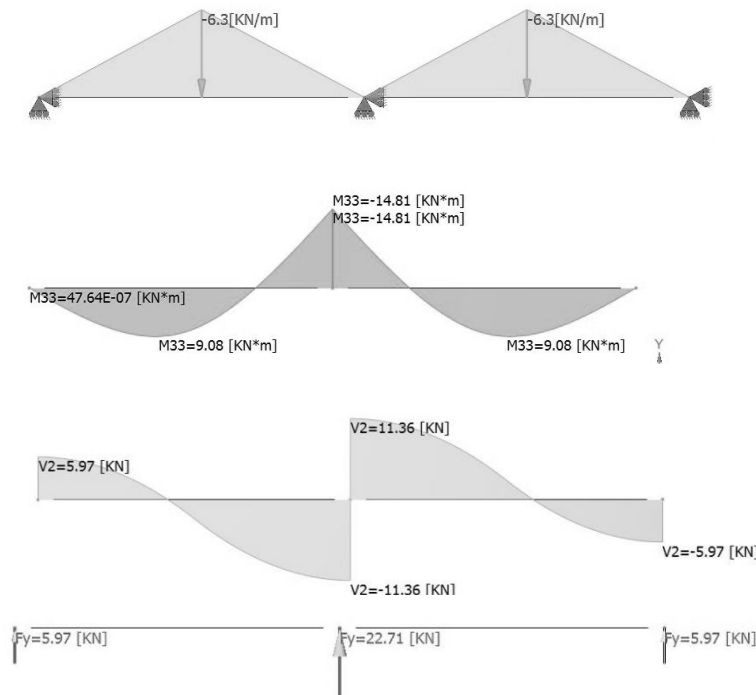


Figura 9.18- Cargas, esfuerzos y reacciones sobre vigas de coronamiento extremas de la cisterna

Para el dimensionado de la armadura se utilizó el software CIRSOC FLEX y se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión simple.

Se adoptó una viga de 25 cm x 20 cm. En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos.

<b>Momento mayorado =</b>	-14.12 [kN]	+11.08 [kN]	-16.46 [kN]	+10.09 [kN]
<b>Área de la armadura longitudinal comprimida =</b>	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]	0.00 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =</b>	1.79 [cm <sup>2</sup> ]	1,39 [cm <sup>2</sup> ]	2.10 [cm <sup>2</sup> ]	1.26 [cm <sup>2</sup> ]
<b>Área mínima para flexión simple =</b>	1.47 [cm <sup>2</sup> ]	1.47 [cm <sup>2</sup> ]	1.47 [cm <sup>2</sup> ]	1.47 [cm <sup>2</sup> ]

Tabla 9.16 - Dimensionado de viga de coronamiento

Se adoptó de esta forma:

- Vigas laterales de 20 x 25 cm con 2  $\phi$ 12 ( $A_s=2,26 \text{ cm}^2$ ) como armadura en ambos lados de la viga, tanto en tramo como en apoyo.
- Vigas extremas de 20 x 25 cm con 2  $\phi$ 12 ( $A_s=2,26 \text{ cm}^2$ ) como armadura en ambos lados de la viga, tanto en tramo como en apoyo.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el mayor esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:





$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 1136 \text{ Kg} * \left( \frac{2.75 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.20 \text{ m}}{2.75 \text{ m}} \right) = 1002 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 1336 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.20 \text{ m} * 0.22 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 3279 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 20 cm.

#### 9.5.4.3.2 Columnas

De esta forma se modelaron dos columnas. La primera, una columna de esquina, sometida a flexión compuesta oblicua debido a las reacciones de las vigas de coronamiento en ambas direcciones. La segunda, una columna interior sometida únicamente a la reacción de la viga en una dirección (para éste caso se dimensionó con la columna más solicitada). En ambos casos mediante el software RAM Advance se modelaron como empotradas en su extremo inferior y libre en el superior. Los resultados obtenidos se detallan a continuación

- Columna de esquina
  - $M_{y-y} = -14,94 \text{ KN}$
  - $V_{y-y} = +5,97 \text{ KN}$
  - $M_{x-x} = -12,70 \text{ KN}$
  - $V_{x-x} = -6,35 \text{ KN}$
- Columna intermedia
  - $M_{y-y} = -45,42 \text{ KN}$
  - $V_{y-y} = +22,71 \text{ KN}$

Los esfuerzos normales debidos al peso propio del elemento fueron despreciados en las columnas intermedias debidos a la baja magnitud y escasa incidencia en el cálculo y disposición de armaduras. Para las columnas de esquina si se tuvo en cuenta ya que se encuentran sometidas a flexión compuesta aunque su incidencia también era despreciable.

#### 9.5.4.3.2.1 Columnas de esquina

Se adoptó una columna de 30 cm x 30 cm. En la siguiente figura se esquematizan los resultados obtenidos luego del modelado por el software CIRSOC FLEX.

4.1.- ARMADURAS NECESARIAS

Cuántía geométrica total =	0,00405	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	3,64	cm <sup>2</sup>

Barra #	Área de acero individual cm <sup>2</sup>	Coord. X m	Coord. Y m
1	0,910	-0,11	-0,11
2	0,910	0,11	-0,11
3	0,910	-0,11	0,11
4	0,910	0,11	0,11

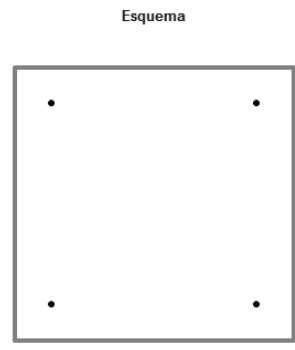


Figura 9.19- Armadura necesaria para columnas de extremo de la cisterna

De esta forma se dispuso como columna intermedia una sección de 30 cm x 30 cm con 3φ16 (A<sub>s</sub>=6,03 cm<sup>2</sup>) como armadura en ambas caras.

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el máximo esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \phi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 635 \text{ Kg} * \left( \frac{2.00 \text{ m} - \frac{0.25 \text{ m}}{2} - 0.30 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) = 500 \text{ Kg/m}$$

φ = 0.75 Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\phi} = 666.75 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d \cong \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.25 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 5590 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal φ 6 cada 20 cm.

9.5.4.3.3 Columnas intermedias

Para este caso, los esfuerzos normales debidos al peso propio del elemento fueron despreciados debidos a la baja magnitud y escasa incidencia en el cálculo y disposición de armaduras.



Se adoptó una columna de 30 cm de ancho y 30 cm de largo. En la siguiente figura se esquematizan los resultados obtenidos luego del modelado por el software CIRSOC FLEX.

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	0,00	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	5,92	cm <sup>2</sup>
Área mínima para flexión simple =	$A_{s\ min} =$	2,50	cm <sup>2</sup>

Figura 9.20- Armadura necesaria para columnas intermedias de la cisterna

De esta forma se dispuso como columna intermedia una sección de 30 cm x 30 cm de con 3φ16 ( $A_s=6,03\text{ cm}^2$ ) como armadura externa e interna.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 2271\text{ Kg} * \left( \frac{2.00\text{ m} - \frac{0.25\text{ m}}{2} - 0.30\text{ m}}{2.00\text{ m}} \right) = 1788\text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 2385\text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d \cong \frac{\sqrt{20}\text{ MPa} * 0.30\text{ m} * 0.25\text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 5590\text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal φ 6 cada 20 cm.

#### 9.5.4.3.4 Vigas de fundación

Las vigas de fundación se encuentran sometidas a los siguientes esfuerzos:

- En el sentido z: Al peso propio de las paredes del depósito y al peso de la porción correspondiente de las losas del fondo.
- En el sentido x e y: A la porción inferior del empuje del suelo transmitido por la solera de fondo que según cálculo se armará en dos direcciones

Cabe destacar, que tanto en las direcciones x como y la losa de fondo contribuye de forma significativa para la absorción de los momentos en dicha dirección, por lo cual los mismos pueden ser despreciados en base a la gran resistencia flexional del conjunto estructural en dicho sentido.

A continuación se realizará el cálculo de las solicitaciones para las solicitaciones en el sentido z:

- Peso propio de paredes del depósito:

$$q_{u\ PPL} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,12m \times 2,00m = 8,06 \frac{kN}{m}$$

- Carga máxima debido a peso de losa de fondo

$$q_{u\ max\ PLF} = 1,4 \times 24 \frac{kN}{m^3} \times 0,20m \times \frac{5,50m}{2} = 18,48 \frac{kN}{m}$$

En la siguiente figura se muestra un esquema en planta de la transmisión de cargas desde las losas de solera hacia las vigas de fundación:

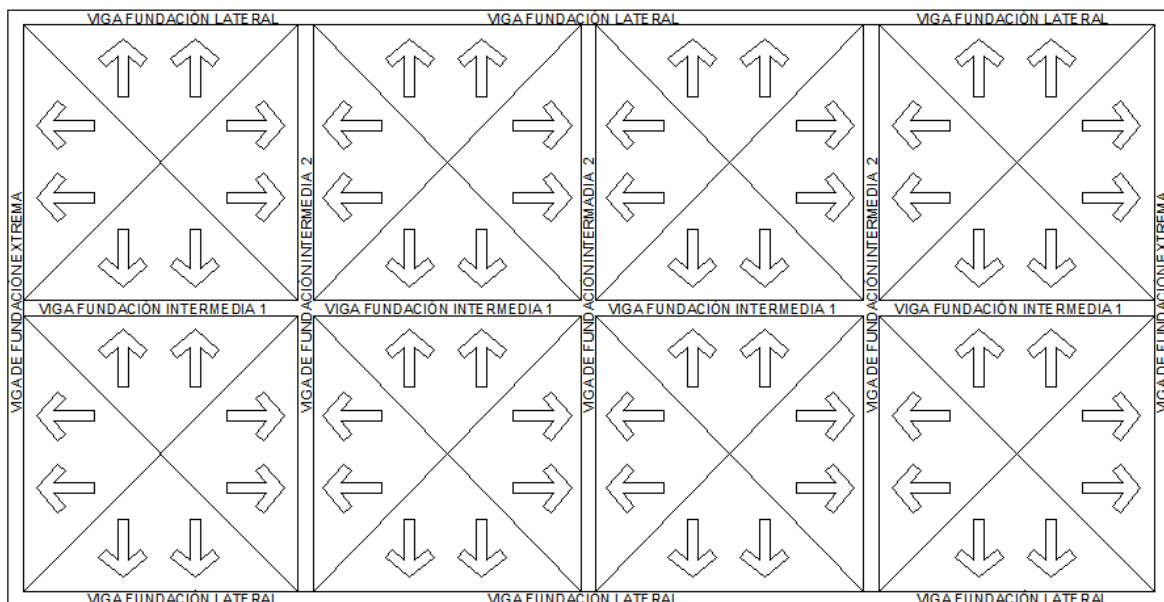


Figura 9.21- Esquema de carga en planta vigas de fundación cisterna

Como se aprecia en la figura se dan cuatro de casos de vigas de fundación:

- Las vigas de fundación laterales, sometidas al peso propio de las paredes laterales y la carga triangular debida al peso propio de la losa de fondo.
- La viga de fundación intermedia 1, sometidas únicamente a una carga triangular debida al peso propio de las dos losas de fondo que concurren a ella.
- Las vigas de fundación extremas, sometidas al peso propio de las paredes extremas y la carga triangular debida al peso propio de la losa de fondo.
- Las vigas de fundación intermedias 2, sometidas únicamente a una carga triangular debida al peso propio de las dos losas de fondo que concurren a ella.

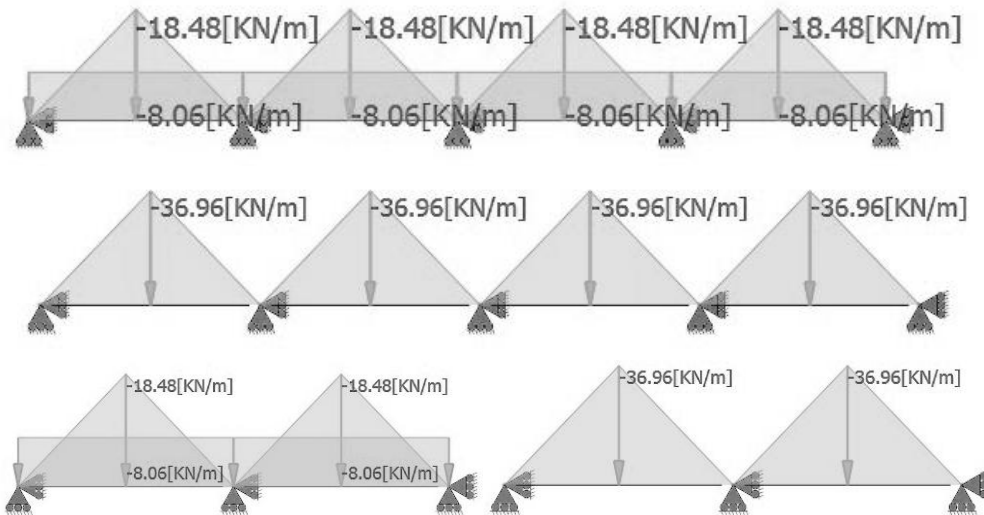


Figura 9.22- Esquema de carga en vista vigas de fundación cisterna

Con estas cargas se modelaron los elementos por medio del software RAM Advance.

Se adoptó como viga de fundación una sección de 40 cm x 40 cm. En este caso, se modelaron como un elemento sometido a flexión simple. En la siguiente figura se detallan los resultados obtenidos con el software CIRSOC FLEX.

	VL		VI 1		VE		VI 2	
	Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo
<b>Momento último [KN]</b>	+47.99	-63.28	+58.50	-74.54	+43.73	-73.77	+53.25	-86.89
<b>Momento nominal [KN]</b>	+53.32	-70.31	+65.00	-82.82	+48.59	81.97	+59.17	96.54
<b>Armadura comprimida [cm<sup>2</sup>]</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Área traccionada [cm<sup>2</sup>]</b>	4.06	5.42	4.99	6.44	3.69	6.37	4.52	7.59
<b>Área mínima [cm<sup>2</sup>]</b>	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80

Tabla 9.17 - Dimensionamiento de armadura de vigas de fundación de cisterna

De esta forma se dispuso como viga de fundación:

- Vigas de fundación laterales (correspondientes a las paredes laterales): sección de 40 cm x 40 cm con 5  $\phi$ 12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior en el apoyo e inferior en el tramo.
- Viga de fundación intermedia 1 (correspondientes a la viga central): sección de 40 cm x 40 cm con 6  $\phi$ 12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior en el apoyo y 5  $\phi$ 12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior en el tramo.
- Vigas extremas (correspondientes a las paredes extremas): sección de 40 cm x 40 cm con 6 $\phi$ 12 ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior en el apoyo y 5  $\phi$ 12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior en el tramo.
- Vigas intermedias 2 (correspondientes a vigas intermedias): sección de 40 cm x 40 cm con 4 $\phi$ 16 ( $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior en el apoyo y 5  $\phi$ 12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior en el tramo.

Para completar el diseño, se procedió al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificó que el esfuerzo de corte mayor pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 6662 \text{ Kg} * \left( \frac{5.50 \text{ m} - \frac{0.40 \text{ m}}{2} - 0.35 \text{ m}}{5.50 \text{ m}} \right) = 5995.8 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 7994 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.40 \text{ m} * 0.36 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ MPa} = 10733 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 20 cm.

## 9.6 TANQUE ELEVADO

### 9.6.1 Aspectos generales

#### 9.6.1.1 Dimensiones

En el capítulo 8 fue realizado el dimensionamiento de cada una de las partes intervinientes en el tanque de almacenamiento elevado. A modo de resumen, se expone el siguiente cuadro con los parámetros geométricos obtenidos de la estructura en estudio:

Parámetro	Dimensión [m]	Descripción
di	4.70	diámetro interno
de	5.10	diámetro externo
rm	2.45	radio medio de placa cilíndrica
r	0.40	revancha
ht	5.00	altura total del depósito
hl	4.70	nivel del líquido
hpc	5.15	altura de la placa cilíndrica
et	0.15	espesor de tapa
eb	0.25	espesor de base
epc	0.20	espesor de placa cilíndrica
$\Phi_{cc}$	0.100	diámetro de conducto de carga
$\Phi_{cd}$	0.076	diámetro de conducto de descarga
$\Phi_v$	0.11	diámetro de ventilación

Tabla 9.18 - Dimensiones del tanque



**9.6.1.2 Elección de sistema de coordenadas locales**

Este procedimiento es de vital importancia para la determinación de las solicitaciones y de los esfuerzos. De esta forma, se determinó como origen del sistema de coordenadas locales el punto correspondiente al centro de gravedad del depósito y con el eje positivo de las Z hacia arriba. Por otro lado, el origen de coordenadas globales se ubica en la misma línea de acción que el origen de coordenadas locales pero a nivel de terreno natural; de igual manera, el eje positivo de las Z es positivo hacia arriba.

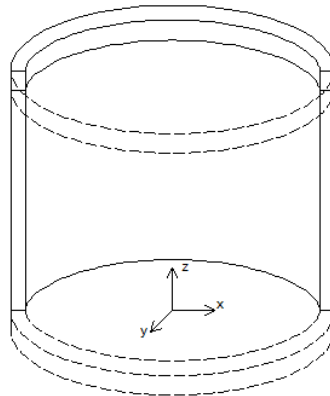


Figura 9.23 - Coordenadas locales

Fuente: Elaboración Propia

**9.6.2 Análisis de cargas**

Considerando los espesores de placas estimados anteriormente se realiza el análisis de cargas.

**9.6.2.1 Peso Propio**

9.6.2.1.1 Base

$$Q = \gamma_{H^o} * e * \pi * R^2 = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,25m * \pi * (2,55m)^2 = 12257 \text{ kg}$$

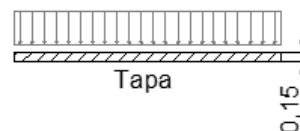


Figura 9.24 - Esquema de peso propio de tapa de tanque

9.6.2.1.2 Cuerpo

$$Q = \gamma_h * e * 2 * \pi * R * H = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,20m * 2 * \pi * 2,45m * 5,00 \text{ m} = 36945 \text{ kg}$$

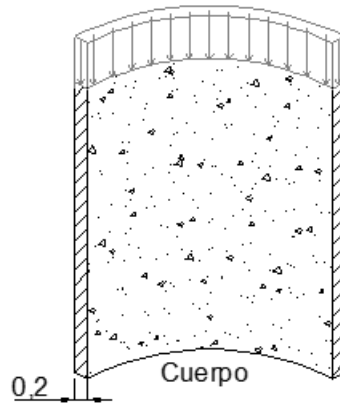


Figura 9.25 - Esquema de peso propio de cuerpo de tanque

### 9.6.2.1.3 Tapa

$$Q = \gamma_h * e * \pi * R^2 = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0,15m * \pi * (2,45 m)^2 = 7354 kg$$

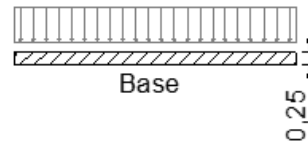


Figura 9.26 - Esquema de peso propio de base de tanque

**Total de peso propio = 56.550 Kg**

### 9.6.2.2 Sobrecargas de Servicio

#### 9.6.2.2.1 Líquido

$$Q = \gamma_{H_2O} * h * R^2 * \pi = 1000 \frac{kg}{m^3} * 4,70m * (2,35m)^2 \pi \cong 81600 kg$$

$$Ny = \frac{Q}{2\pi R \text{Sen}^2 \theta} = \frac{81600 kg}{2\pi * 2,35m} \cong 5500 \frac{kg}{m}$$

$$Nx = \gamma_{H_2O} h R = 1000 \frac{kg}{m^3} * 4,70m * 2,35m \cong 11000 \frac{kg}{m}$$

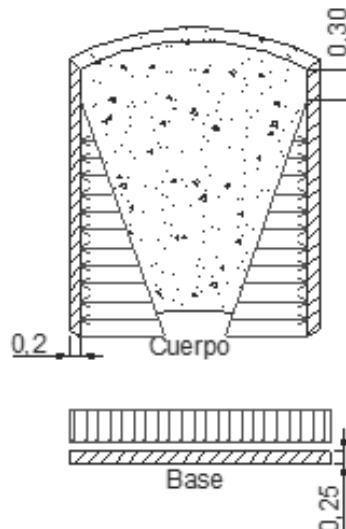


Figura 9.27 - Sobrecarga debida al líquido del tanque elevado





9.6.2.2.2 **Montaje y Mantenimiento**

Conforme a lo especificado en el reglamento CIRSOC 101, capítulo 4, considerando la losa superior como una azotea inaccesible corresponde aplicar un coeficiente de sobrecarga de 1 kN por metro cuadrado. De esta forma se obtiene:

$$Q = S_{MM} R^2 \pi = 100 \frac{kg}{m^2} * (2,55m)^2 \pi = 2206 kg$$

9.6.2.3 **Sobrecargas Accidentales**

9.6.2.3.1 Nieve

Conforme a lo especificado en el reglamento Cirsoc 104, capítulo 2, y considerando la carga de nieve actuante sobre toda la superficie de la tapa del tanque, normal a la misma, de forma que la carga se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$Q = k h_0 R^2 \pi$$

$$h_0 = 90 \frac{kg}{m^2} \text{ (para San Rafael); } k = 0,8 \text{ (Coef. de forma para cubierta plana)}$$

$$Q = 0,80 * 90 \frac{kg}{m^2} * (2,45m)^2 \pi = 1360 kg$$

9.6.2.3.2 Viento

La estimación de la carga debida al viento fue establecida por medio del reglamento Cirsoc 102, capítulos 5, 6 y 7.

Para el análisis del viento correspondiente al depósito en estudio, en primer lugar se ponen de manifiesto las hipótesis consideradas:

- Los movimientos de las masas de aire son horizontales
- El viento se comporta como un fluido incompresible, en fluido laminar, es decir que cumple aproximadamente con la ecuación de continuidad
- La máxima velocidad se dará en parámetros verticales, normales a la velocidad del viento.
- La capa límite ( $v=0$ ) se produce en el terreno natural (única capa límite)

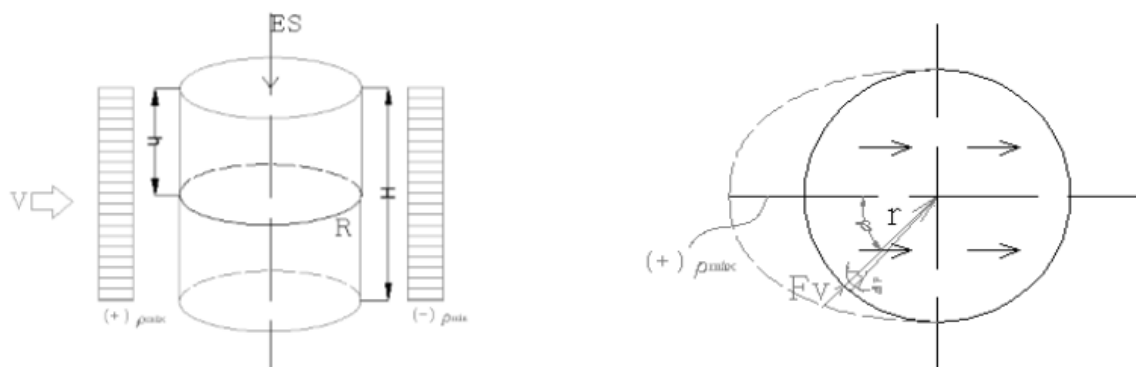


Figura 9.28 - Solicitaciones del viento al tanque elevado

Cabe mencionar que la mayor incidencia del viento se produce en estructuras livianas y de gran esbeltez.

Para el caso en estudio, debido a la altura a la que se encuentra el depósito la acción del viento se considerará uniforme a lo largo del mismo.

Como primer paso, se determinará la presión máxima a la que el depósito estará sometido. Para ello se requiere determinar la velocidad de diseño, la cual se encuentra tabulada de acuerdo a cada región particular. Su determinación consiste en registrar y recopilar los datos de velocidades a través del tiempo, los que serán representados en un diagrama de ejes cartesianos. Así, se considera como velocidad de viento de proyecto aquella que es igualada o superada por el 5% de los valores registrados. Para el departamento de San Rafael corresponde aplicar una velocidad de diseño igual a **130 Km/h**.

A continuación se calcula la presión máxima ejercida por el viento:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \frac{v^2}{2g} = \frac{130 \text{ m/s}^2}{2 * 9,8 \text{ m/s}^2} = 66,5 \text{ m} \rightarrow \mathbf{66,5 \frac{Kg}{m^2}}$$

La fuerza ejercida por el viento  $F_v$ , por definición es:

$$F_v = \pm \rho_{m\acute{a}x} x \sin \theta x \cos \phi$$

Donde:

- $\theta$  = ángulo comprendido entre el eje positivo de z y el punto de estudio.
- $\phi$  = ángulo comprendido entre el eje positivo de x y el punto de estudio.

En el caso de una placa cilíndrica,  $\theta$  es siempre igual a  $90^\circ$ , por lo que el  $\sin \theta$  es igual a 1. Así, se tiene:

$$F_v = \pm \rho_{m\acute{a}x} x \cos \phi$$

Cabe destacar que para el caso en estudio, de acuerdo a la variación de  $\phi$ , los límites de  $F_v$  se encuentran contemplados entre los valores 0 y  $\rho_{m\acute{a}x}$ , cuya variación es de forma elíptica como se muestra en la figura.

Seguidamente, se realiza la determinación de la reacción de viento horizontal  $R_{vh}$ .

$$R_{vh} = \int F_v x r x d\phi x H \rightarrow R_{vh} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} 4 x F_v x r x d\phi x H$$

$$R_{vh} = 4 x R x H x \rho_{m\acute{a}x} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos \phi x d\phi$$



$$R_{vh} = 4 \times R \times H \times \rho_{m\acute{a}x} \times \sin \phi \Big]_0^{\pi/2}$$

$$R_{vh} = 4 \times R \times H \times \rho_{m\acute{a}x}$$

Siendo R, el radio externo de la placa, y H la altura total del cilindro,  $R_{vh}$  es:

$$R_{vh} = 4 \times 2,55m \times 5,40m \times 66,5 \frac{Kg}{m^2} = 3633 Kg$$

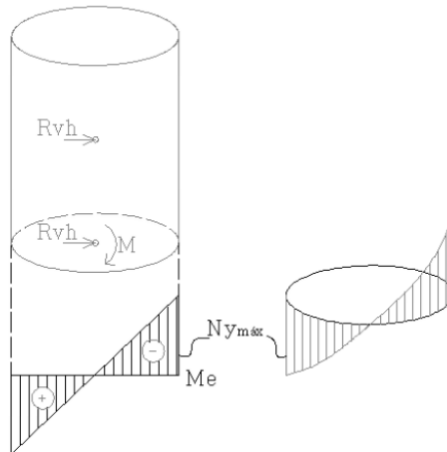


Figura 9.29 - Reacciones horizontales debidas al viento

Determinado  $R_{vh}$ , se procede a la determinación del esfuerzo de cizalladura  $\tau_{yx}$ , el cual actúa sobre la placa cilíndrica.

$$R_{vh} = \int_0^{2\pi} \tau_{yx_h} \times R \times d\phi; (1)$$

$$\tau_{yx_h} = \tau_{yx} \times \text{sen } \phi (2)$$

$$(2) \text{ en } (1) R_{vh} = R \times \tau_{yx} \int_0^{2\pi} \text{sen } \phi \times d\phi$$

$$\tau_{yx} = \frac{R_{vh}}{-\cos \phi \Big]_0^{\pi} \times 2R}$$

$$\tau_{yx} = \frac{3363 Kg}{2 \times 2 \times 2,55 m} = 330 Kg/m$$

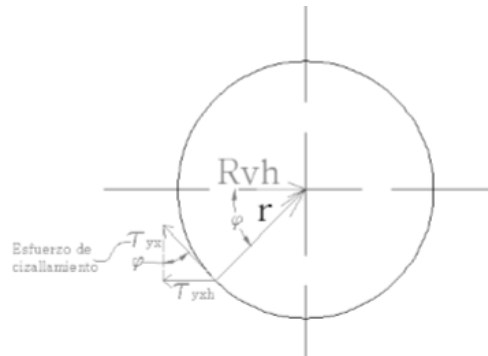


Figura 9.30 - Definición de esfuerzos tangenciales debido a viento

El esfuerzo obtenido, está aplicado sobre un paralelo genérico, por lo tanto, se lo debe multiplicar por el espesor de la placa para obtener así, el esfuerzo correspondiente:

$$\tau_{yx} = \frac{330 \cdot \text{Kg}/\text{m}}{0,20 \text{ m}} = 1650 \text{ Kg}/\text{m}^2$$

$$\tau_{yx} = 1650 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times \frac{1 \text{ m}^2}{10000 \text{ cm}^2} = 0,165 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

### 9.6.2.3.3 Sismo

La determinación de las solicitaciones debidas al sismo fue realizada en base a lo especificado en el reglamento Cirsoc 103, Parte I, Capítulo 4: "Verificación simplificada de la seguridad sísmica".

El sismo no se considera actuando en la parte superior del depósito, sino que se considera aplicada en el paralelo inferior ya que es el más solicitado (corte basal).

$$F_s = C Q$$

$$C = C_o \gamma_d \gamma_e S_{max}$$

$$\text{Coeficiente de Zona} \rightarrow C_o = 0,15$$

$$\text{Coeficiente de influencia del terreno} \rightarrow 0,80$$

$$\text{Coeficiente de Destino} \rightarrow \gamma_d = 1,5$$

$$\text{Coeficiente de Estructura} \rightarrow \gamma_e = \gamma_{vi} * \gamma_{du}$$

- $\gamma_{vi}$ : coeficiente que depende de la vinculación entre los componentes y sistemas sismorresistentes que forman la estructura de la construcción (para el presente caso igual a 1,00)
- $\gamma_{du}$ : coeficiente que depende de la ductilidad o propiedad de disipar energía durante el terremoto. Éste, debe ser asignado teniendo en cuenta el posible mecanismo de colapso de la construcción. Para nuestro caso, optamos por una estructura dúctil, compuesta por tabiques sismorresistentes de hormigón armado acoplados entre sí o con columnas por vigas dúctiles para lo cual  $\gamma_{du}$  es igual a 1,00.

$$C = 0,15 * 1,5 * 1 * 0,8 = 0,18$$



Para Q se tomará como situación más desfavorable que el tanque se encuentre lleno. Ya obtenido el Coeficiente sísmico total, se calculará la Fuerza sísmica que ejerce cada elemento por separado ya que la misma actúa sobre el baricentro de cada parte, debiendo verificar que estas diferencias no generen momentos de vuelco. Además debe tenerse en cuenta que la peso de la masa de agua se incrementará un 40% debido al efecto de oleaje.

$$F_{S_{Tapa}} = 0,18 * 7354 \text{ kg} \approx \mathbf{1320 \text{ kg}}$$

$$F_{S_{Cilindro}} = 0,18 * 36945 \text{ kg} \approx \mathbf{6650 \text{ kg}}$$

$$F_{S_{Agua}} = 0,18 * (1,40) * 81600 \text{ kg} \approx \mathbf{20550 \text{ kg}}$$

$$F_{S_{Total \text{ tanque lleno}}} = \mathbf{28520 \text{ kg}}$$

### 9.6.3 Hipótesis de diseño estructural

#### 9.6.3.1 Análisis del problema estructural

Hipótesis de funcionamiento estructural general (placa cilíndrica y losa inferior)

- ✓ *Hipótesis 1:* Peso Propio + Sismo + Nieve + Recipiente Lleno
- ✓ *Hipótesis 2:* Peso Propio + Nieve + Recipiente Lleno
- ✓ ***Hipótesis 3:* Peso Propio + Sismo + Recipiente Lleno**
- ✓ ***Hipótesis 4:* Peso Propio + Cargas de servicio y Mantenimiento + Recipiente Lleno**
- ✓ *Hipótesis 5:* Peso Propio + Sismo + Nieve + Recipiente vacío
- ✓ *Hipótesis 6:* Peso Propio + Nieve + Recipiente vacío
- ✓ *Hipótesis 7:* Peso Propio + Sismo + Recipiente vacío
- ✓ *Hipótesis 8:* Peso Propio + Cargas de servicio y Mantenimiento + Recipiente vacío

Se considera que las hipótesis 1 y 5 no tienen gran probabilidad de ocurrencia, por lo que se desestimaron para este caso.

Del análisis de las hipótesis 3 y 7, se observa que el caso en el que el recipiente se encuentre lleno es más desfavorable que cuando el mismo se encuentre vacío, ya que a mayor peso, mayor es la fuerza sísmica. Por este motivo, se desestima la hipótesis 7.

Las sobrecargas de servicio, mantenimiento y nieve son más desfavorables si se encuentra lleno respecto a si se encuentra vacío. A su vez resulta más desfavorable el efecto debido a cargas de servicio y mantenimiento que el debido a la nieve por lo que las hipótesis 6 y 8 se ven anuladas.

Por lo anteriormente expuesto se consideran como combinaciones de carga más desfavorables las hipótesis 3 y 4.

### **9.6.3.2 Análisis de las interacciones entre los elementos componentes del depósito**

Las placas curvas, se estudiarán como métodos de cálculo basados en la “Teoría de la flexión” para tubos largos. Las hipótesis que se destacan son:

- Estado de cargas simétricos, con variaciones en altura.
- Las cargas se ejercen en forma normal a las caras y actúan en la superficie interior y/o exterior.
- Aumenta el radio de los paralelos debido a las cargas, sin perder su forma circular.
- El desplazamiento  $w[y]$  solo depende de la variable  $y$ .
- Planteo teórico, depende de una ecuación en términos de  $w[y]$ .
- $W[y]$  será representativo de la superficie deformada.
- Aparecen los esfuerzos de membrana
- El esfuerzo es por unidad de longitud.

Para la realización del análisis correspondiente, el criterio a utilizar será el de seguir el camino que las cargas realizan y sus principales y consecuentes esfuerzos transmitidos a cada uno de los elementos estructurales del depósito.

En primer lugar, las cargas eventuales (nieve, sismo, mantenimiento y servicio) y permanentes (peso propio) que soporta la tapa provocan un esfuerzo de flexión sobre la misma.

Esto origina en el perímetro exterior de la placa plana, reacciones de vínculo verticales ascendentes que se transfieren como cargas en la misma dirección y en sentido contrario, comprimiendo la placa de simple curvatura; estas tensiones se amortiguan rápidamente a pequeña distancia del borde  $y$ , por consiguiente, prácticamente son solo tensiones locales. Las fuerzas exteriores distribuidas sobre la superficie de la losa deforman toda la losa, por lo que sí la curvatura de los meridianos se modifica, las tensiones de flexión y de corte se manifiestan en toda la losa.

Se considerará la placa cilíndrica empotrada a la viga de sostén del depósito que actuará como elemento estructural que vinculará las distintas partes del mismo con las columnas que transmitirán los distintos esfuerzos al terreno. Cabe destacar que se supone que el tubo o cilindro es lo suficientemente largo y rígido como para que las deformaciones y sollicitaciones que se producen en el borde superior no afectan en el borde inferior.

### **9.6.4 Cálculo de esfuerzos**

Para el cálculo de los esfuerzos serán utilizadas las expresiones correspondientes a las placas curvas y a las placas planas que brindan la elasticidad y plasticidad, las cuales se formulan en base a las hipótesis descriptas en el apartado anterior y del planteo de ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad y congruencia. La demostración y obtención de

las ecuaciones escapan de los objetivos del presente proyecto por lo que se procederá directamente al cálculo de los esfuerzos considerando las mismas como dato.

### 9.6.4.1 Losa Circular Plana (Tapa)

#### 9.6.4.1.1 Esfuerzos actuantes

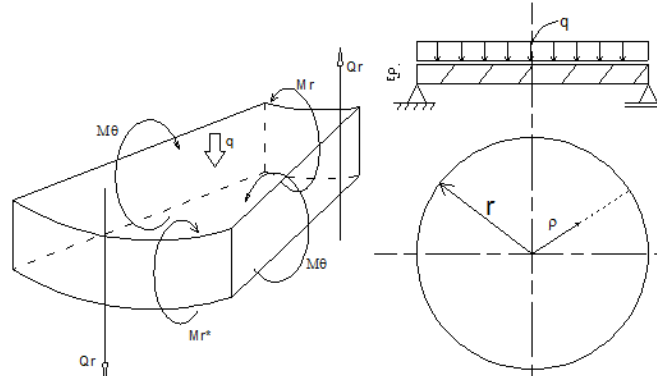


Figura 9.31 – Esfuerzos actuantes y condiciones de apoyo de placa plana

$$q = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$D = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.15m = 360 \frac{kg}{m^2}$$

$$L = 100 \frac{kg}{m^2} \text{ (Carga viva más desfavorable correspondiente a montaje y mantenimiento)}$$

Datos:

- $q = 592 \text{ kg/m}^2$
- $r = 2.45 \text{ m}$
- $\mu = 0.20$

#### 9.6.4.1.2 Cálculo del Esfuerzo de Corte

$$Q_r = -\frac{q * r}{2} = -\frac{592 \frac{kg}{m^2} * 2.45m}{2} = 725 \text{ kg/m}$$

#### 9.6.4.1.3 Cálculo de los Momentos

$$M_r = \frac{q * r^2}{16} * (3 + \mu) * (1 - \rho^2)$$

$$\text{Para } \rho = 0 \rightarrow M_r = 710 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$\text{Para } \rho = 1 \rightarrow M_r = 0$$

$$M_e = \frac{q * r^2}{16} * [(3 * \mu + 1) * (1 - \rho^2) + 2 * (1 - \mu)]$$

$$\text{Para } \rho = 0 \rightarrow M_r = 710 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$\text{Para } \rho = 1 \rightarrow M_r = 0$$

Como los momentos anteriores corresponden a coordenadas cilíndricas se deberán descomponer en coordenadas cartesianas.

$$M_{\gamma_{max}} = 710 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}} ; M_{\theta_{max}} = 710 \frac{\text{Kg} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_x = \frac{1}{r}(M_r * x + M_{\theta} * y); M_y = \frac{1}{r}(M_r * y - M_{\theta} * x)$$

Para:  $x = 2.55\text{m} ; y = 2.55\text{m}$

$$M_x = 1478 \frac{\text{Kgm}}{\text{m}} ; M_y = 0 \frac{\text{Kgm}}{\text{m}}$$

Para:  $x = -2.55\text{m} ; y = 2.55\text{m}$

$$M_x = 0 \frac{\text{Kgm}}{\text{m}} ; M_y = 1478 \frac{\text{Kgm}}{\text{m}}$$

#### 9.6.4.2 Placa Cilíndrica (Tubo Largo)

##### 9.6.4.2.1 Momento de Vuelco

Se calcula el esfuerzo normal  $N_y$  en la base del tubo a partir del Momento de Vuelco generado por la fuerza sísmica total que corresponde al tanque lleno de agua. Para ello es necesario primero calcular el brazo de palanca desde el eje de referencia al centro de gravedad del tanque.

Elemento	Peso [Kg]	Brazo de palanca [m]	Momento [kgm]
Tapa	7.354	5,075	37.321
Cuerpo	36.945	2,500	92.362
Base	12.257	- 0,125	-1.532
Líquido	81.600	2,350	191.760
<b>Total</b>	<b>138.156</b>	<b>2,320</b>	<b>319.911</b>

Tabla 9.19 - Cálculo de centro de gravedad del tanque

Fuente: Elaboración Propia

$$F_s = 28520 \text{ kg} ; c = 2,32 \text{ m}$$

$$R = F_s * \text{Coef. Dinámico} = 28520 \text{ kg} * 1,4 \cong 40000 \text{ kg}$$

$$\text{Momento de Vuelco} \rightarrow M_v = R * c = 40000 \text{ kg} * 2,32 \text{ m} = 92800 \text{ kgm}$$

$$M_v = N_y * R_m * d\varphi * x = \int_0^{2\pi} N_y * R_m * d\varphi * R_m * \cos\varphi$$

$$M_v = N_y * R_m^2 \int_0^{2\pi} d\varphi * \cos\varphi = M_v = N_y * R_m^2 * 2 \int_{\frac{\pi}{2}}^{-\frac{\pi}{2}} d\varphi * \cos\varphi$$

$$M_v = N_y * R_m^2 * 2 * \left( -\text{sen}\left(\frac{\pi}{2}\right) + \text{sen}\left(-\frac{\pi}{2}\right) \right)$$

$$N_y = \frac{M_v}{2 * R_m^2 * (-2)} = \frac{92800 \text{ kgm}}{-4 * (2,45\text{m})^2} = -3865 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$





En caso de sismo éste valor de  $N_y$  se suma al  $N_y$  correspondiente al Peso Propio del Tanque (correspondiente al peso de la placa cilíndrica y la tapa) en una de las paredes del mismo y se contrarrestan en la pared opuesta, de donde surgen 2 valores de  $N_y$ :

$$N_{y_{pp}} = \frac{P_{p_{tapa}} + P_{p_{cilindro}}}{2\pi R} = \frac{7354 \text{ kg} + 36945 \text{ kg}}{2\pi * 2,45\text{m}} \cong \mathbf{2880 \text{ kg}}$$

De esta forma:

$$N_{y^+} = -2880 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 3865 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \mathbf{+985 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} \qquad N_{y^-} = -2880 \frac{\text{kg}}{\text{m}} - 3865 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = \mathbf{-6745 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}$$

El resto de los Esfuerzos han sido calculados en el Software Mathematica a partir de la Teoría para Placas cilíndricas (Ecuación de la Superficie Elástica de la Curva) y calculados con los valores de carga hidrostática.

Los Esfuerzos máximos que se utilizarán para el diseño son:

$$M_y = \mathbf{-644.26 \frac{\text{kgcm}}{\text{m}}}$$

$$M_y = \mu * M_y = 0.20 * -644.26 \frac{\text{kgcm}}{\text{m}} = \mathbf{-128.85 \frac{\text{kgcm}}{\text{m}}}$$

$$Q = \mathbf{1.74174 \times 10^{-7} \frac{\text{kg}}{\text{m}}}$$

$$N_x = \mathbf{92.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}$$

### 9.6.4.3 Losa Circular Plana (Base)

#### 9.6.4.3.1 Esfuerzos actuantes

Para el cálculo de los esfuerzos en la base se considerará las mismas condiciones que para la tapa del tanque, solo que en este caso la condición de vínculos son doblemente empotrados.

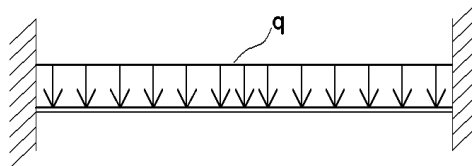


Figura 9.32 - Esquema de sollicitación de losa de base

La carga  $q$  es la carga correspondiente al peso propio más la carga hidrostática debida al líquido que el depósito soporta, es decir:

$$q = 1.2(Pp + \gamma * h)$$

$$q = 1.2 \left( 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0.25\text{m} + 1000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 4.70\text{m} \right)$$

$$q = 6360 \frac{Kg}{m^2}$$

#### 9.6.4.3.2 Cálculo del Esfuerzo de Corte

$$Q_r = -\frac{q * r}{2} = \frac{-6360 \frac{Kg}{m^2} * 2.45m}{2} = -7791 \frac{Kg}{m}$$

#### 9.6.4.3.3 Cálculo de los Momentos

$$M_r = \frac{q}{16} * [(1 + \mu) * r^2 - (3 + \mu) * \rho^2]$$

$$\text{Para } \rho = 0 \rightarrow M_r = 2863 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$\text{Para } \rho = 1 \rightarrow M_r = 1591 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

El momento circunferencial es:

$$M_\theta = \frac{q}{16} * [(1 + \mu) * r^2 - (1 + 3 * \mu) * \rho^2]$$

$$\text{Para } \rho = 0 \rightarrow M_r = 2863 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$\text{Para } \rho = 1 \rightarrow M_r = 2227 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$M_{\gamma \max} = 2863 \frac{Kg \cdot m}{m}; M_{\theta \max} = 2863 \frac{Kg \cdot m}{m}$$

$$M_x = \frac{1}{r} (M_r * x + M_\theta * y); M_y = \frac{1}{r} (M_r * y - M_\theta * x)$$

Para:  $x = 2.55m$  ;  $y = 2.55m$

$$M_x = 5959 \frac{Kgm}{m}; M_y = 0 \frac{Kgm}{m}$$

Para:  $x = -2.55m$  ;  $y = 2.55m$

$$M_x = 0 \frac{Kgm}{m}; M_y = 5959 \frac{Kgm}{m}$$

#### 9.6.4.4 Torre de hormigón armado

Con el fin de obtener una representación más realista del modelo se determinó realizar la modelación de la estructura correspondiente a la torre del tanque por medio del software ETabs.

La torre se encuentra conformada por los siguientes elementos:

- Viga anillo superior: Consiste en aquella que recibe directamente las cargas del tanque



- Viga de sostén de estructura metálica: Se encuentra 1,50 metros por debajo de la anterior y recibirá las cargas dispuestas para la estructura metálica para montaje y mantenimiento de los operadores.
- Vigas de vinculación: Consisten en dos niveles equidistantes 4,50 metros uno de otro y que permiten reducir la esbeltez de la columna y disminuir los esfuerzos de las mismas.
- Vigas de fundación: A nivel del terreno
- Columnas de tanque: Se determinó la colocación de 8 columnas ubicadas en forma proporcional para que resistan las solicitaciones impuestas.

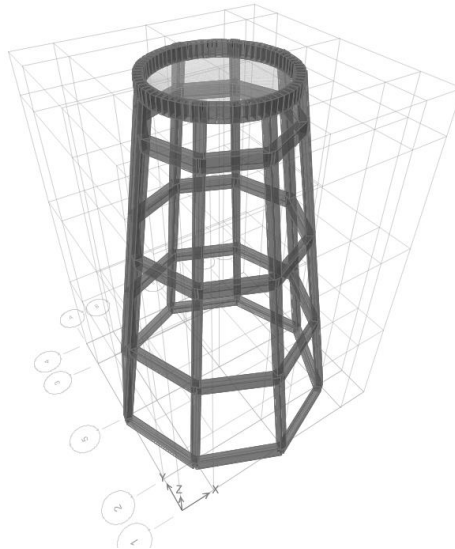


Figura 9.33 - Modelado de la torre de hormigón armado con ETabs

Sobre la viga anillo se modeló una losa circular que representa la losa inferior del tanque. De esta forma se obtuvo una representación más exacta acerca de cómo se distribuye las cargas que recibe en los elementos de sostenimiento.

Es importante destacar que en el uso del software se debió utilizar el sistema internacional de unidades. A continuación se procederá a enunciar las cargas que se tuvieron en cuenta en cada uno de los componentes:

- Losa circular: Se le asignó una carga muerta uniformemente distribuida producto del volumen de agua almacenada de:

$$q_{losa} = 10 \frac{kN}{m^3} * 4.70m = 47 \frac{kN}{m^2}$$

El peso propio no fue asignado en ninguna de las partes de la estructura ya que se modeló para que el software lo asignara en función de las dimensiones de los elementos y del peso unitario previamente cargado de 24 kN/m<sup>3</sup>.

- Viga anillo: Ésta recibe la carga del cilindro y de la tapa del tanque. De esta forma se le asignó una carga linealmente distribuida de:

$$qd_{viga\ anillo} = \frac{369,45\ kN + 73,54\ kN}{2\ \pi * 2,45m} = 28,77 \frac{kN}{m}$$

$$ql_{viga\ anillo} = \frac{1 \frac{kN}{m^2} * \pi * (2,55m)^2}{2 \pi * 2,45m} = 1,33 \frac{kN}{m}$$

- Viga de sostenimiento:

$$qd_{viga\ sost} = \frac{4 \frac{kN}{m^2} * \pi * (3,40m - 0,40)^2}{2 \pi * 3,40m} = 5,29 \frac{kN}{m}$$

$$ql_{viga\ sost} = \frac{1 \frac{kN}{m^2} * \pi * (3,40m - 0,40)^2}{2 \pi * 3,40m} = 1,33 \frac{kN}{m}$$

Realizado el modelo, se establecieron las combinaciones de carga que serán analizadas.

$$Comb. 1 = 1. 2D + 1. 6L$$

$$Comb. 2 = 1. 4D$$

$$Comb. 3 = 1. 2D + 0. 25L + Ex$$

$$Comb. 4 = 1. 2D + 0. 25L + Ey$$

$$Comb. 5 = 0, 9D + Ex$$

$$Comb. 6 = 0, 9D + Ey$$

Del análisis de los datos se obtuvieron los esfuerzos característicos de cada uno de los elementos. En la siguiente tabla se detallan los resultados obtenidos que servirán de base para el posterior dimensionamiento de los mismos.

Elem.	Localiz.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Vigas	Viga anillo	B78	1,4 D	-16,18	26,75	1,83	5,80	-0,78	52,36
		B72	1.2D+0.25L+SX	-43,48	112,78	-23,56	19,07	10,45	-41,57
		B82	1.2D+0.25L+1SY	-72,16	167,18	-68,75	34,32	10,89	-11,26
		B99	0.9D+Ex	24,00	-40,60	-7,46	20,85	1,10	17,28
	Viga de sosten	B11	0,9d+Ey	46,81	109,29	-11,61	2,94	-10,18	109,69
		B9	1.2D+0.25L+SX	46,16	98,39	11,37	-4,92	-12,39	-108,54
		B12	1.2D+0.25L+1SY	82,95	36,72	-4,76	2,70	9,00	-27,68
	Vinc. 2	B25	1.2D+0.25L+1SY	1,74	113,00	-12,69	13,52	-16,72	171,61
		B17	1.2D+0.25L+1SY	-31,55	-113,55	-12,92	12,32	-14,19	-172,68
		B23	0.9D+Ex	11,07	107,21	-13,62	12,18	-15,46	171,21
		B27	0,9d+Ey	-3,71	-80,92	12,34	-7,57	-21,97	150,37
		Vinc. 1	B30	1.2D+0.25L+SX	-5,74	97,97	13,21	-7,24	-23,91
	B29		1.2D+0.25L+1SY	-16,14	40,15	4,16	-4,88	-5,79	-81,98
	B27		0.9D+Ex	6,43	57,84	-7,57	-1,12	15,45	-66,18
	Fundacion	B34	1,4 D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,99
B35		1,4 D	0,00	-9,41	0,00	0,00	0,00	-5,97	
B34		1,4 D	0,00	9,41	0,00	0,00	0,00	-5,97	
Columnas	Comp. Max	D60	1.2D+0.25L+1SY	-636,49	25,84	4,03	2,79	9,74	87,68
	Trac.Max	D72	0.9D+Ex	78,10	-21,79	5,16	2,21	-12,06	48,83
	Mom.Max	D74	1.2D+0.25L+SX	-127,36	-24,87	0,57	-0,18	-1,49	70,74
	Mom.Min.	D66	0.9D+Ex	-347,21	25,51	2,01	-0,33	-4,99	-66,09
	Grav. Max	D88	1,4 D	-400,96	-1,23	2,38	0,06	5,88	-1,07

Tabla 9.20 - Esfuerzos máximos de elementos estructurales de torre de tanque

Fuente: Elaboración propia



La estructura fue considerada como empotrada en el terreno y las solicitaciones máximas correspondientes a las cimentaciones se mencionan en la siguiente tabla.

Design.	Comb.	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
203	1,4 D	-0,74	59,47	401,03	11,98	-3,33	0,13
203	1.2D+1.6L	-0,65	52,45	352,67	10,32	-2,93	0,11
208	1.2D+0.25L+1SY	4,03	-130,12	639,71	83,64	10,07	-1,15
209	1.2D+0.25L+1SY	-21,19	-28,66	120,71	119,29	-20,08	16,87
208	0,9d+Ey	4,16	-116,48	551,13	85,06	10,33	-1,06
204	0,9d+Ey	39,48	-46,19	251,08	110,55	-2,33	-21,74
206	1.2D+0.25L+SX	-107,55	-3,45	591,55	15,38	-64,74	-1,40
208	1.2D+0.25L+SX	-47,75	-52,54	348,60	-7,99	-113,94	-22,85
206	0.9D+Ex	-94,98	-3,32	507,36	14,79	-66,74	-1,40
208	0.9D+Ex	-47,62	-38,90	260,02	-6,57	-113,68	-22,76

Tabla 9.21 - Solicitaciones de las cimentaciones

Fuente: Elaboración propia

### 9.6.5 Dimensionamiento

#### 9.6.5.1 Tapa

Se considera la tapa como una losa circular plana, simplemente apoyada sobre el cuerpo del depósito. Los esfuerzos internos de flexión son los siguientes:

$$M_{ux} = 1478 \text{ kgm/m}$$

$$M_{uy} = 1478 \text{ kgm/m}$$

El criterio de diseño que se utilizará en el presente trabajo consiste en el diseño por resistencia. De acuerdo al mismo, se debe dimensionar las secciones con el siguiente criterio:

$$M_d = \varphi * M_n \geq M_u$$

Donde:

- $M_d = 1478 \text{ kgm/m}$
- $\varphi = 0.90$  Factor de Reducción de Resistencia para elementos sometidos a flexión.

De esta forma:

$$M_n = \frac{M_d}{\varphi} = 1642 \frac{\text{kgm}}{\text{m}} = 0.0164 \frac{\text{MNm}}{\text{m}} \text{ (Momento Nominal)}$$

$$d = h_{pp} - d' = 0.15\text{m} - 0.025\text{m} = 0.125\text{m} \text{ (Altura útil)}$$

Con los parámetros especificados se determina la armadura necesaria:

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0.125m}{\sqrt{\frac{0.01642MNm/m}{1.00m}}} = 0.97m/\sqrt{MN}$$

$$ke = 24.595 \text{ cm}^2/MN$$

Armadura Necesaria:

$$A_{s \text{ nec}} = ke * \frac{M_n}{d} = 24.595 \text{ cm}^2/MN * \frac{0.01642 MNm/m}{0.125m} = 3.23 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s \text{ ct}} = \rho_{\min} * b * h = 0.0018 * 100\text{cm} * 15\text{cm}$$

$$A_{s \text{ ct}} = 2,70 \text{ cm}^2/m \text{ (Armadura M\u00ednima por Contracci\u00f3n y Temperatura.)}$$

Se adopta una armadura de  $\phi$  8 c/15cm (3.35cm<sup>2</sup>/m) en ambas direcciones.

Para completar el dise\u00f1o, se verifica que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el \u00e1rea de hormig\u00f3n:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 725 \text{ Kg} * \left( \frac{\frac{2.45 \text{ m}}{2} - \frac{0.20 \text{ m}}{2} - 0.125 \text{ m}}{\frac{2.45 \text{ m}}{2}} \right) = 592 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducci\u00f3n de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 789 \text{ kg/m}$$

Contribuci\u00f3n del Hormig\u00f3n al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 1 \text{ m} * 0.125 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 9320 \text{ kg/m}$$

$$V_c \gg V_n$$

No es necesario a\u00f1adir armadura adicional para resistir los esfuerzos de corte

### 9.6.5.2 Placa Cil\u00edndrica – Paredes

#### 9.6.5.2.1 Esfuerzos Meridianos

A continuaci\u00f3n se presenta el diagrama de momentos en los meridianos obtenido en el software Mathematica.

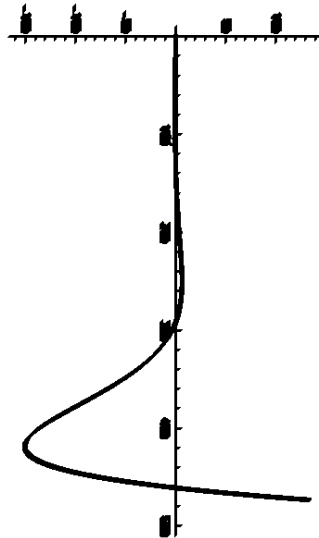


Figura 9.34 - Diagrama de momentos en los meridianos

El momento máximo obtenido por el mismo programa es para  $z=500$  cm, igual a 645 kgm/m.

Del cálculo de esfuerzos de la placa cilíndrica se obtuvieron también las siguientes sollicitaciones:

$$N_{y^+} = +985 \frac{kg}{m} \qquad N_{y^-} = -6745 \frac{kg}{m}$$

De esta forma el siguiente procedimiento consiste en disponer de una armadura a la placa para luego modelarla por medio de algún software y verificar su resistencia a los esfuerzos anteriormente mencionados.

Se considerará a la estructura como un tabique de 1.00m de longitud y 0.20m de espesor. Se verifican en primer lugar que se cumplan las condiciones de armadura mínima establecida por el reglamento CIRSOC:

- La cuantía de la armadura longitudinal La cuantía de la armadura longitudinal  $\rho_l$  en cualquier parte de un tabique sismorresistente deberá cumplir con:

$$\frac{0,70}{f_y} \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i \cdot s_v} \leq \frac{16}{f_y}$$

Los limites de cuantía de la armadura longitudinal serán:

$$0,00166 \leq \rho_l \leq 0,038$$

- En tabiques sismorresistentes con espesores superiores a 200mm, deberán utilizarse al menos dos capas de armadura, ubicadas próximas a cada cara del tabique.

- El diámetro máximo de las barras verticales en cualquier zona del tabique sismorresistente no podrá ser mayor que el 10 % del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra.

$$db_{m\acute{a}x} = 0,10 \cdot 200mm \rightarrow db_{m\acute{a}x} = 20mm \text{ } \phi \text{ max}$$

Con lo descrito anteriormente, la armadura longitudinal elegida, fue 2ø6 cada 15 cm.

La cuantía de que presenta el tabique :

$$\rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i * s_v} \rightarrow \rho_l = \frac{0.565 \text{ cm}^2}{20\text{cm} * 20 \text{ cm}} = 0,00188 > \rho_{l \text{ min}}$$

A continuación se presenta el modelo que se analizó con el software CALCAP para tabiques, donde se muestra que el momento último para la armadura seleccionada es de 1095tncm (10950kgm/m) para el esfuerzo normal de compresión y de 779tncm (77900kgm/m) para el esfuerzo normal de tracción, los cuales son muy superiores al momento de diseño (645kgm/m).

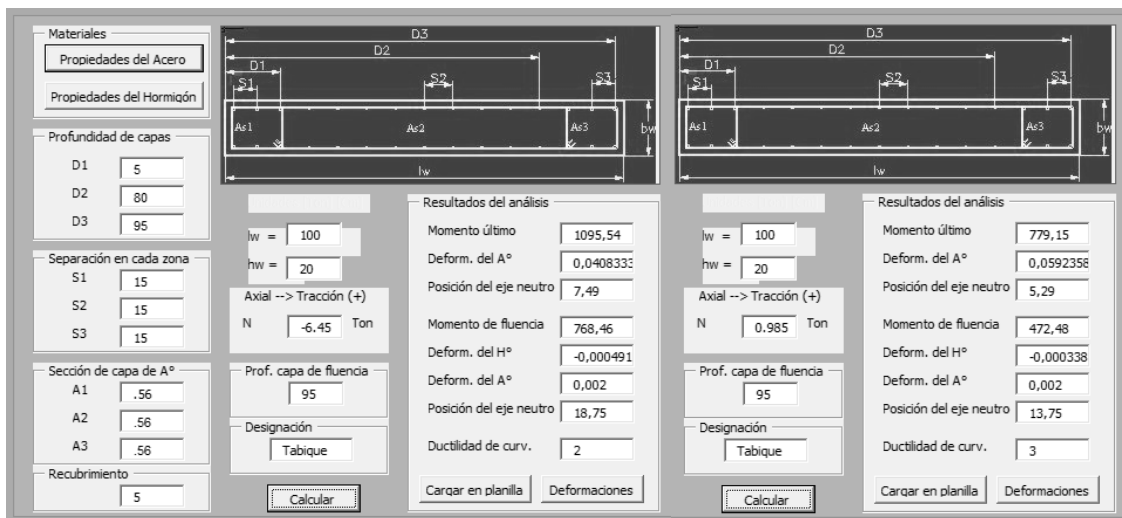


Figura 9.35 - Cálculo de armadura de meridianos por CALCAP

### 9.6.5.2.2 Esfuerzos Paralelos

A continuación se presenta el diagrama de esfuerzos normales obtenido, los cuales serán resistidos exclusivamente por la armadura transversal.



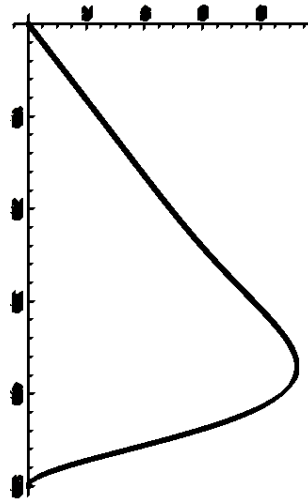


Figura 9.36 - Diagrama de esfuerzos normales de cilindro

El esfuerzo máximo de diseño es de 92.40 kg/m. Se verificará de esta forma con la armadura mínima (igual a la adoptada como armadura longitudinal) es suficiente para resistir las solicitaciones impuestas.

$$N_x = 92.40 \frac{Kg}{m}$$

$$AS_{nec} = \frac{N_x}{\sigma_{adm}} = \frac{92.40 \frac{Kg}{m}}{1400 \frac{Kg}{cm^2}} = 0.066 \frac{cm^2}{m}$$

Al disponerse en dos capas, la armadura necesaria se reduce a la mitad, lo cual continúa significando que con la adopción de 2ø6 cada 15 cm (3,78 cm<sup>2</sup>) se cumplen con las exigencias impuestas por las solicitaciones del mismo.

### 9.6.5.3 Fondo

Se considera la base como una losa circular plana, empotrada sobre el cuerpo del depósito. Los esfuerzos internos de flexión son los siguientes:

$$M_{ux} = 5959 \text{ kgm/m}$$

$$M_{uy} = 1478 \text{ kgm/m}$$

El criterio de diseño que se utilizará en el presente trabajo consiste en el diseño por resistencia. De acuerdo al mismo, se debe dimensionar las secciones con el siguiente criterio:

$$M_d = \varphi * M_n \geq M_u$$

Donde:

- $M_d = 5959 \text{ kgm/m}$

-  $\phi = 0.90$  Factor de Reducción de Resistencia para elementos sometidos a flexión.

De esta forma:

$$M_n = \frac{M_d}{\phi} = 6621 \frac{kgm}{m} = 0.0662 \frac{MNm}{m} \text{ (Momento Nominal)}$$

$$d = h_{pp} - d' = 0.25m - 0.025m = 0.225m \text{ (Altura útil)}$$

Con los parámetros especificados se determina la armadura necesaria:

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{0.225m}{\sqrt{\frac{0.0662MNm/m}{1.00m}}} = 0.874m/\sqrt{MN}$$

$$ke = 24.804 \text{ cm}^2/MN$$

Armadura Necesaria:

$$A_{s\ nec} = ke * \frac{M_n}{d} = 24.804 \text{ cm}^2/MN * \frac{0.0662 \text{ MNm/m}}{0.225m} = 7.30 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s\ ct} = \rho_{\min} * b * h = 0.0018 * 100cm * 25cm$$

$$A_{s\ ct} = 4,50 \text{ cm}^2/m \text{ (Armadura Mínima por Contracción y Temperatura.)}$$

Se adopta una armadura de  $\phi$  12 c/15cm (7.54cm<sup>2</sup>/m) en ambas direcciones.

Para completar el diseño, se verifica que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \phi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 7791 \text{ Kg} * \left( \frac{\frac{2.45 \text{ m}}{2} - \frac{0.20 \text{ m}}{2} - 0.225 \text{ m}}{\frac{2.45 \text{ m}}{2}} \right) = 6360 \text{ Kg/m}$$

$\phi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\phi} = 8480 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 1 \text{ m} * 0.225 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{kg/m^2}{MPa} = 16770 \text{ kg/m}$$

$$V_c \gg V_n$$

No es necesario añadir armadura adicional para resistir los esfuerzos de corte.



**9.6.5.4 Torre de hormigón armado**

9.6.5.4.1 Viga anillo

Se adoptó como viga anillo una sección de 30cmx40cm.

Los esfuerzos para los cuales se deberá verificar son los siguientes:

Ubic.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Viga anillo	B78	1,4 D	-16,18	26,75	1,83	5,80	-0,78	52,36
	B72	1.2D+0.25L+SX	-43,48	112,78	-23,56	19,07	10,45	-41,57
	B82	1.2D+0.25L+1SY	-72,16	167,18	-68,75	34,32	10,89	-11,26
	B99	0.9D+Ex	24,00	-40,60	-7,46	20,85	1,10	17,28

Tabla 9.22 – Esfuerzos máximos de viga anillo

De esta forma se dimensionará para el momento máximo mayorado y se verificarán para las demás condiciones.

Para el dimensionado de la armadura se utilizó el software CIRSOC FLEX y se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión compuesta recta.

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos:

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	3,817	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	3,817	cm <sup>2</sup>
Area total de la armadura longitudinal no tesa = $A_s + A'_s =$	$A_{st} =$	7,63	cm <sup>2</sup>
Cuantía geométrica total =	$\rho =$	0,006	

Figura 9.37 - Dimensionado de viga anillo

Se adoptó de esta forma una viga de 30 x 40 cm con 4  $\phi 12$  ( $A_s=4.52$  cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 4  $\phi 12$  ( $A_s=4.52$  cm<sup>2</sup>) como armadura superior.

En la siguiente figura se enuncian los puntos característicos del diagrama de interacción. Tal como se muestra se verifica que ninguna de las sollicitaciones supera los valores de resistencia de la sección.

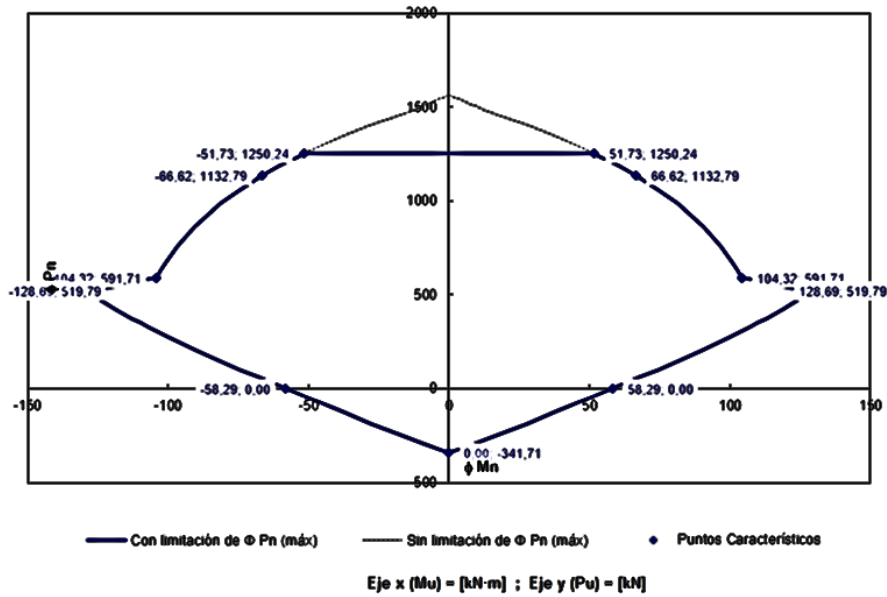


Figura 9.38 - Diagrama de interacción de la viga anillo

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 16918 \text{ Kg} * \left( \frac{2.00 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.45 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) = 11843 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 15790 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.36 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 8050 \text{ kg/m}$$

$$V_c < V_n$$

Se debe añadir armadura de corte, la cual deberá resistir un esfuerzo de:

$$V_s = \frac{V_d}{\varphi} - V_c = 7740 \text{ kg}$$

Se utilizarán estribos del 6 mm de diámetro. Con el esfuerzo se calcula la separación necesaria por medio de la siguiente fórmula:

$$S_{nec} = \frac{n * f_y * A_{st} * d}{V_s} = \frac{2 * 4.20 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} * 0.28 \text{ cm}^2 * 45 \text{ cm}}{7.740 \text{ ton}} = 13.67 \text{ cm}$$



Se adopta como armadura transversal  $\phi$  6 cada 12,5 cm.

9.6.5.4.2 Viga de sostenimiento

Se adoptó como viga de sostenimiento una sección de 30cmx60cm.

Los esfuerzos para los cuales se deberá verificar son los siguientes:

Ubic.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Viga de sostén	B11	0,9d+Ey	46,81	109,29	-11,61	2,94	-10,18	109,69
	B9	1.2D+0.25L+SX	46,16	98,39	11,37	-4,92	-12,39	-108,54
	B12	1.2D+0.25L+1SY	82,95	36,72	-4,76	2,70	9,00	-27,68

Tabla 9.23 – Esfuerzos máximos de viga de sostenimiento

De esta forma se dimensionará para el momento máximo mayorado y se verificarán para las demás condiciones. En este caso, se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión compuesta recta (se desprecia el M2 debido a la diferencia entre los dos momentos).

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos:

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	6,703	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	6,703	cm <sup>2</sup>
Area total de la armadura longitudinal no tesa = $A_s + A'_s =$	$A_{st} =$	13,41	cm <sup>2</sup>
Cuantía geométrica total =	$\rho =$	0,007	

Figura 9.39 - Dimensionado de viga de sostenimiento

Se adoptó de esta forma una viga de 30 x 60 cm con 6  $\phi$ 12 ( $A_s=6.79$  cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 6  $\phi$ 12 ( $A_s=6.79$  cm<sup>2</sup>) como armadura superior. Se añadirán 2  $\phi$  6 para control de la fisuración a la mitad de la altura.

En la siguiente figura se enuncian los puntos característicos del diagrama de interacción. Tal como se muestra se verifica que ninguna de las solicitaciones supera los valores de resistencia de la sección.

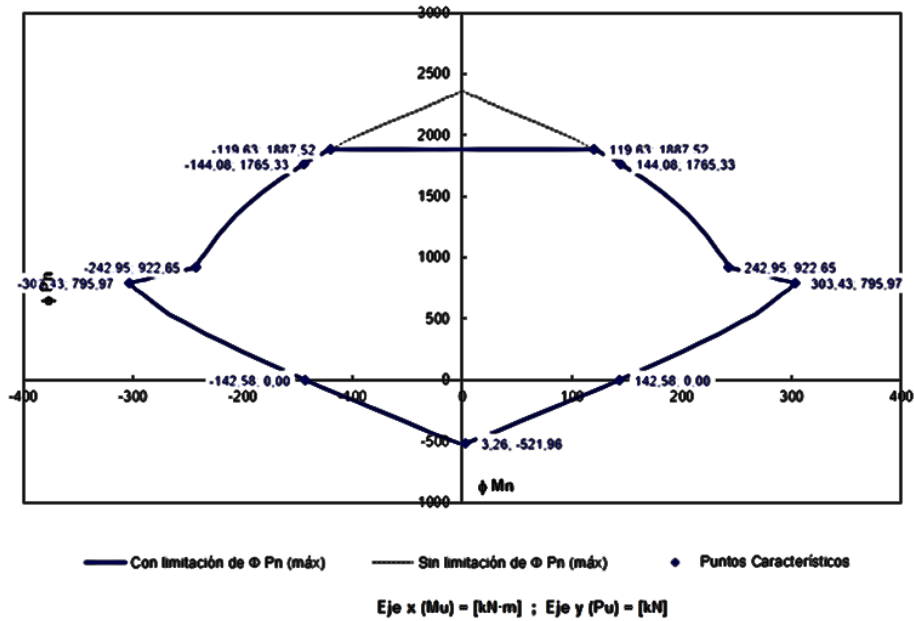


Figura 9.40 - Diagrama de interacción de la viga de sostenimiento

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \phi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 10929 \text{ Kg} * \left( \frac{2.00 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.45 \text{ m}}{2.00 \text{ m}} \right) = 7650 \text{ Kg/m}$$

$\phi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\phi} = 10200 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.56 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 12522 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi 6$  cada 20 cm.

#### 9.6.5.4.3 Vigas de vinculación

Debido a la similitud de las vigas de vinculación tanto estructurales como funcionales se adoptó el criterio de unificarlas en su diseño. La sección de predimensionado de las mismas fue de 30cmx60cm.

Los esfuerzos para los cuales se deberá verificar son los siguientes:



Ubic.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Vinc. 2	B25	1.2D+0.25L+1SY	1,74	113,00	-12,69	13,52	-16,72	171,61
	B17	1.2D+0.25L+1SY	-31,55	-113,55	-12,92	12,32	-14,19	-172,68
	B23	0.9D+Ex	11,07	107,21	-13,62	12,18	-15,46	171,21
	B27	0,9d+Ey	-3,71	-80,92	12,34	-7,57	-21,97	150,37
Vinc. 1	B30	1.2D+0.25L+SX	-5,74	97,97	13,21	-7,24	-23,91	-167,18
	B29	1.2D+0.25L+1SY	-16,14	40,15	4,16	-4,88	-5,79	-81,98
	B27	0.9D+Ex	6,43	57,84	-7,57	-1,12	15,45	-66,18
	B25	1.2D+0.25L+1SY	1,74	113,00	-12,69	13,52	-16,72	171,61

Tabla 9.24 – Esfuerzos máximos de vigas de vinculación

De esta forma se dimensionará para el momento máximo y se verificarán para las demás condiciones. En este caso, se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión compuesta recta (se desprecia el M2 debido a la diferencia entre los dos momentos).

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos:

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	8,713	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	8,713	cm <sup>2</sup>
Area total de la armadura longitudinal no tesa = $A_s + A'_s =$	$A_{st} =$	17,43	cm <sup>2</sup>
Cuantía geométrica total =		$\rho =$	0,010

Figura 9.41 - Dimensionado de viga de viga de vinculación

Se adoptó de esta forma una viga de 30 x 60 cm con 3  $\phi 20$  ( $A_s=9.45$  cm<sup>2</sup>) como armadura inferior y 3  $\phi 20$  como armadura superior. Se añadirán 2  $\phi 6$  para control de la fisuración a la mitad de la altura.

En la siguiente figura se enuncian los puntos característicos del diagrama de interacción. Tal como se muestra se verifica que ninguna de las sollicitaciones supera los valores de resistencia de la sección.

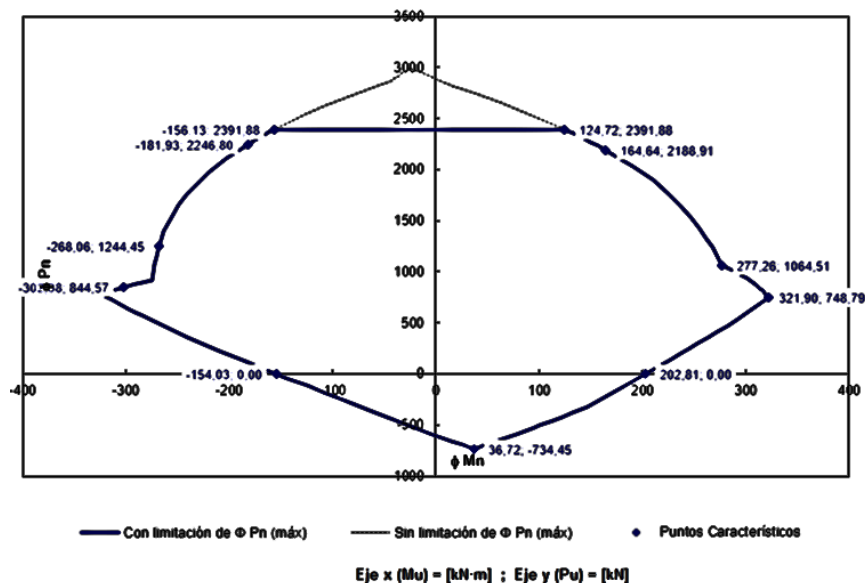


Figura 9.42 - Diagrama de interacción de la viga de vinculación

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 11355 \text{ Kg} * \left( \frac{3.00 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.55 \text{ m}}{3.00 \text{ m}} \right) = 8705 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 11607 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.56 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 12522 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  8 cada 20 cm.

#### 9.6.5.4.4 Viga de fundación

Se adoptó como viga de fundación una sección de 30cmx40cm.

Los esfuerzos para los cuales se deberá verificar son los siguientes:

Ubic.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Vigas de Fundación	B34	1,4 D	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,99
	B35	1,4 D	0,00	-9,41	0,00	0,00	0,00	-5,97
	B34	1,4 D	0,00	9,41	0,00	0,00	0,00	-5,97

Tabla 9.25 – Esfuerzos máximos de viga de fundación

De esta forma se dimensionará para el momento máximo y se verificarán para las demás condiciones. En este caso, se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión simple.

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos.





SOLICITACIONES

Momento mayorado =	$M_u =$	6,00	kN·m
--------------------	---------	------	------

RESULTADOS

Área de la armadura longitudinal comprimida =	$A'_s =$	0,00	cm <sup>2</sup>
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	$A_s =$	0,44	cm <sup>2</sup>
Área mínima para flexión simple =	$A_{s\min} =$	3,60	cm <sup>2</sup>

Figura 9.43 - Dimensionado de viga de sostenimiento

Se adoptó de esta forma una viga de 30 x 40 cm con 2φ16 ( $A_s=4,02 \text{ cm}^2$ ) como armadura inferior y 2φ16 ( $A_s=4,02 \text{ cm}^2$ ) como armadura superior.

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 941 \text{ Kg} * \left( \frac{3.00 \text{ m} - \frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.35 \text{ m}}{3.00 \text{ m}} \right) = 783 \text{ Kg/m}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 1045 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.30 \text{ m} * 0.35 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 7826 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal φ 6 cada 20 cm.

9.6.5.4.5 Columnas

Se dispusieron 8 columnas con una sección de 50cmx50cm.

Los esfuerzos para los cuales se deberá verificar son los siguientes:

Ubic.	Desig.	Comb.	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
Columnas	D60	1.2D+0.25L+1SY	-636,49	25,84	4,03	2,79	9,74	87,68
	D72	0.9D+Ex	78,10	-21,79	5,16	2,21	-12,06	48,83
	D74	1.2D+0.25L+SX	-127,36	-24,87	0,57	-0,18	-1,49	70,74
	D66	0.9D+Ex	-347,21	25,51	2,01	-0,33	-4,99	-66,09
	D88	1,4 D	-400,96	-1,23	2,38	0,06	5,88	-1,07

Tabla 9.26 – Esfuerzos máximos de viga anillo

De esta forma se dimensionará para el esfuerzo máximo y se verificarán para las demás condiciones.

Para el dimensionado de la armadura se utilizó el software CIRSOC FLEX y se lo modeló como sección rectangular sometida a flexión compuesta oblicua.

En la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos:

Cuantía geométrica total =	0.00228	
Área de la armadura longitudinal traccionada, no tesa =	5.70	cm2

Barra #	Área de acero individual cm2	Coord. X m	Coord. Y m
1	0.712	-0.20	-0.20
2	0.712	0.20	-0.20
3	0.712	-0.20	0.20
4	0.712	0.20	0.20
5	0.712	0.00	-0.20
6	0.712	0.00	0.20
7	0.712	-0.20	0.00
8	0.712	0.20	0.00

Esquema

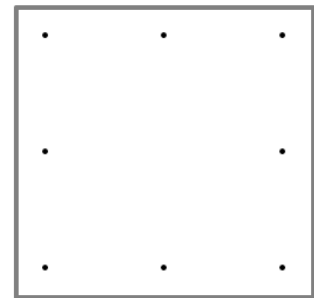
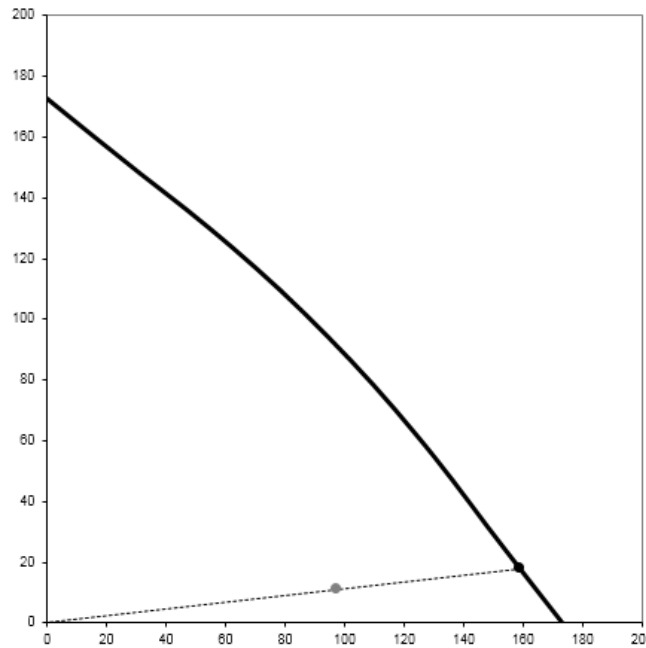


Figura 9.44 - Dimensionado de viga anillo

Hay que tener en cuenta que la cuantía mínima para columnas es de 1 por ciento del área de hormigón, es decir que es de 25 cm<sup>2</sup>.

Se adoptaron ocho columnas cuadradas de 50 cm de lado con 8 φ20 (A<sub>s</sub>=25,13 cm<sup>2</sup>).

Luego se verificó que las mismas resistan todos los esfuerzos a los que se encuentra solicitada. A modo de ejemplo se muestra el diagrama obtenido para el esfuerzo axial máximo.



Eje x (Mxu) = [kN-m] ; Eje y (Myu) = [kN-m]  
 Figura 9.45 - Diagrama de interacción de la viga anillo

Para completar el diseño, se procederá al dimensionamiento de la armadura transversal. En primer lugar se verificará que el esfuerzo de corte pueda ser resistido por el área de hormigón:

$$V_d = \varphi * V_c \geq V_u$$

Donde:

$$V_d = 2584 \text{ Kg}$$

$\varphi = 0.75$  Factor de Reducción de Resistencia para esfuerzo de corte.

$$V_n = \frac{V_d}{\varphi} = 3445 \text{ kg/m}$$

Contribución del Hormigón al Corte.:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'c} * bw * d = \frac{\sqrt{20} \text{ MPa} * 0.40 \text{ m} * 0.35 \text{ m}}{6} * 100000 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{MPa}} = 10435 \text{ kg/m}$$

$$V_c > V_n$$

Se debe colocar armadura mínima. Se adopta como armadura transversal  $\phi$  8 cada 20 cm.

#### 9.6.5.4.6 Cimentaciones

La cimentación debe realizarse para resistir las siguientes combinaciones de esfuerzos.

Design.	Comb.	$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]
Comb.1	1,4 D	-0,74	59,47	401,03	11,98	-3,33	0,13
Comb.2	1.2D+0.25L+1SY	4,03	-130,12	639,71	83,64	10,07	-1,15
Comb.3	1.2D+0.25L+SX	-47,75	-52,54	348,60	-7,99	-113,94	-22,85

Tabla 9.27 - Solicitaciones críticas de las cimentaciones

El suelo que sobre el cual se realizará la fundación se supondrá con las siguientes características:

- ✓ Arena fina
- ✓  $\gamma_d$  – Peso específico  $\rightarrow 1700 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 17 \text{ KN/m}^3$
- ✓  $\sigma$  – Tensión admisible  $\rightarrow 1,50 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 150 \text{ KN/m}^2$
- ✓  $\Phi$  – ángulo de la fricción interna  $\rightarrow 25^\circ$

Se proyectaron de esta forma 8 zapatas aisladas, las cuales se encuentran sometidas a un esfuerzo normal y a momentos en ambas direcciones.

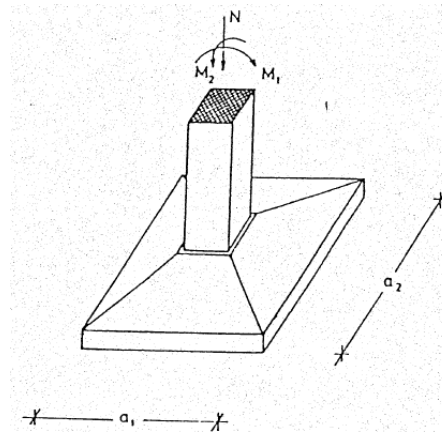


Figura 9.46 – Diagrama de solicitaciones de las zapatas aisladas  
Fuente: Pozzi Azzaro, 1980

#### 9.6.5.4.7 Dimensionamiento de la base

Para el dimensionado se utilizó el método simplificado para flexión compuesta oblicua, en el cual se adopta un diagrama uniforme equivalente según la norma DIN 4017.

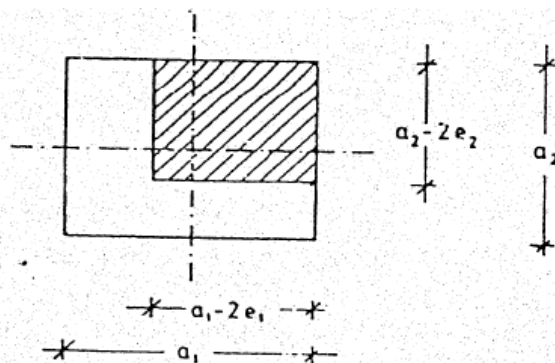


Figura 9.47 - Diagrama uniforme de tensiones sobre zapatas  
Fuente: Pozzi Azzaro, 1980



Considerando que el peso propio es aproximadamente igual a un ocho por ciento del esfuerzo normal al que se encuentra sometido el tanque, se realizó la siguiente tabla para el cálculo de las secciones.

Comb	F <sub>z</sub> [kN]	G <sub>z</sub> [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	e <sub>x</sub> [m]	e <sub>y</sub> [m]	A <sub>nec</sub> [m <sup>2</sup> ]	a <sub>nec</sub> [m]	σ <sub>trab</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
1	401.03	433.11	11.98	-3.33	0.03	-0.01	2.89	1.72	149.93
2	639.71	690.89	83.64	10.07	0.12	0.01	4.61	2.29	149.22
3	348.6	376.49	-7.99	-113.94	-0.02	-0.30	2.51	1.29	149.08

Tabla 9.28 - Dimensionamiento de los lados de las zapatas

Fuente: Elaboración propia

Se adoptaron bases cuadradas de 2,30 metros de largo.

De acuerdo a las dimensiones de las mismas se dispone una altura de pestañas de 0,20 m y una altura total de 0,50 m. Se verificó que las mismas cumplan con los criterios de rigidez, de flexión y de asentamiento del hormigón para no tener que recurrir a la utilización de encofrados.

9.6.5.4.7.1 Determinación de los esfuerzos de la zapata.

Para determinar los esfuerzos en cada uno de los lados se utiliza el diagrama de la figura siguiente.

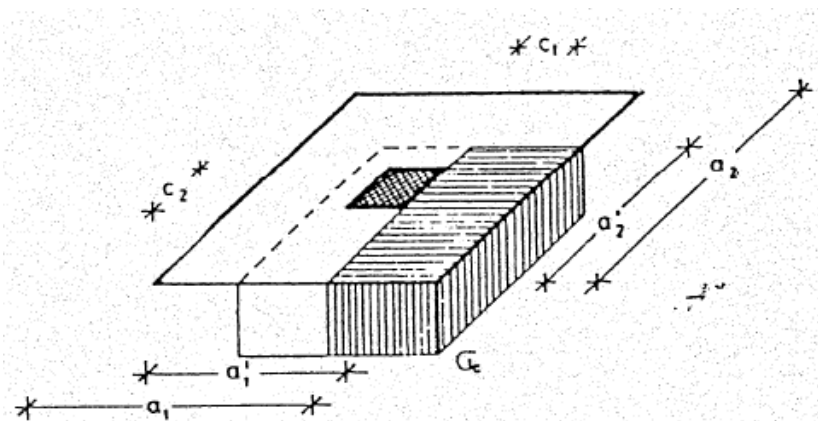


Figura 9.48- Diagrama simplificado de tensiones de la zapata

Fuente: Pozzi Azzaro, 1980

Donde:

$$\sigma_c = \frac{N}{a'_1 * a'_2} = 147,80 \frac{kN}{m^2}$$

$$d_1 = d_2 = \frac{a_1 - c_1}{2} = \frac{a_2 - c_2}{2} = 0.90 m$$

De forma que los momentos que se obtienen son:

$$M_1 = \sigma_c * \frac{(a_2 - 2e_2) * d_1^2}{2} = 147,80 \frac{kN}{m^2} * \frac{(2,30m - 2 * 0,12m) * (0,90 m)^2}{2} = 123,3 kNm$$

$$M_2 = \sigma_c * \frac{(a_1 - 2e_1) * d_2^2}{2} = 147,80 \frac{kN}{m^2} * \frac{(2,30m - 2 * 0,01m) * (0,90 m)^2}{2} = 136,48 kNm$$

El dimensionamiento de la armadura se llevó a cabo según lo expuesto en el reglamento CIRSOC 201 para zapatas. A continuación se adjunta la tabla con los resultados obtenidos.

Cuantía mínima voladizos	$k_{a\min} = 2,8 \text{ MPa} / (0,85 \cdot f'_c)$	
Si en cualquier caso $m_n \leq m_{n\min} = k_{a\min} \cdot (1 - k_{a\min} / 2)$ adoptar: $A_{s\min} = 2,8 \text{ MPa} \cdot b \cdot d \cdot (10^6 \text{ mm}^2/\text{m}^2) / f_y$ y $A'_s = 0$		
Momento solicitante	$M_{ux} = q_u \cdot L_y \cdot k_x^2 / 2$	$M_{uy} = q_u \cdot L_x \cdot k_y^2 / 2$
Momento nominal necesario	$M_{nx} = M_{ux} / 0,90$	$M_{ny} = M_{uy} / 0,90$
Momento reducido	$m_{nx} = \kappa \cdot M_{nx} / (0,85 \cdot b_y \cdot d^2 \cdot f'_c)$ $\kappa = (0,001 \text{ MN/kN})$	$m_{ny} = \kappa \cdot M_{ny} / (0,85 \cdot b_x \cdot d^2 \cdot f'_c)$ $\kappa = (0,001 \text{ MN/kN})$
Si en cualquier caso $m_n > 0,268$ correspondería adoptar doble armadura, situación que no se contempla en esta secuencia de cálculo recomendándose aumentar la altura por resultar una solución más racional		
Calculo de armaduras totales de flexión	$Z_x = d_x \cdot [1 + (1 - 2 \cdot m_{nx})^{1/2}] / 2$ $A_{sx} = \xi \cdot M_{nx} / (z_x \cdot f_y)$ $\xi = 1000 \text{ mm}^2 \text{ MN} / (\text{m}^2 \text{ kN})$ $A'_s = 0$	$Z_y = d_y \cdot [1 + (1 - 2 \cdot m_{ny})^{1/2}] / 2$ $A_{sy} = \xi \cdot M_{ny} / (z_y \cdot f_y)$ $\xi = 1000 \text{ mm}^2 \text{ MN} / (\text{m}^2 \text{ kN})$ $A'_s = 0$
	Adoptar la altura del talón de la base para respetar recubrimientos reglamentarios ( $\approx 0,23$ a $0,25$ m) y pendiente del hormigón fresco ( $\approx h$ - voladizo mínimo) adoptando el mayor valor entre ambos	
Distribución de las armaduras de flexión $L =$ lado mayor base ; $B =$ lado menor base ; $\beta = L / B$ * Armadura paralela al lado mayor: Se distribuye en forma uniforme * Armadura paralela al lado menor: Se divide en tres fajas - Faja Central de ancho $B$ centrada con la Columna: Se distribuye en forma uniforme una armadura igual a $2 / (\beta + 1)$ de la armadura total - Fajas Laterales de ancho $(L - B) / 2$ : se distribuye en forma uniforme el resto de la armadura * La separación entre armaduras debe ser menor que el menor entre: - 2,5 veces el espesor total de la base ; 25 veces el diámetro menor de la armadura ; 0,30 m		
<b>Resultados obtenidos</b>		
$K_{a\min}$	0.165	Adim
$A_{s\min}$	1483	$\text{mm}^2/\text{m}^2$
$M_{ux}$	123.3	kNm
$M_{uy}$	136.48	kNm
$M_{nx}$	137	kNm
$M_{ny}$	151.644	kNm
$m_{nx}$	0.0741	$\text{m}^3$
$m_{ny}$	0.08018	$\text{m}^3$
$z_x$	0.41824	$\text{m}^2$
$z_y$	0.42638	$\text{m}^2$
$A_{sx}$	779.919	$\text{mm}^2/\text{m}^2$
$A_{sy}$	846.798	$\text{mm}^2/\text{m}^2$
Se adopta cuantía mínima		

Tabla 9.29 - Dimensionamiento de armadura de zapata

Fuente: Bases de hormigón armado – Reglamento Cirsoc 201

Se adopta  $\phi$  10 c/12 cm en ambas direcciones ( $14,92 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Una vez adoptadas las dimensiones y las armaduras se procede a realizar las verificaciones correspondientes.

#### 9.6.5.4.7.2 Verificación al punzonamiento.

Se deben cumplir que:

$$P_u - q_u * A_0 \leq \frac{0,75 * Y * F * b_0 * d * f'_c{}^{0,5} * (1000 \text{ kN/MN})}{12}$$

Donde:

$$P_u = 691 \text{ kN}$$

$$q_u = \frac{P_u}{a_2 * a_1} = \frac{691 \text{ kN}}{2,30 \text{ m} * 2,30 \text{ m}} = 130,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A_0 = (c_x + d)(c_y + d) = (0,50 \text{ m} + 0,45\text{m}) * (0,50 \text{ m} + 0,45\text{m}) = 0.9025 \text{ m}^2$$



$$P_u - q_u * A_0 = 691 \text{ kN} - 130,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,9025 \text{ m}^2 = 572 \text{ kN}$$

$$Y = 1 \text{ (base centrada)}$$

$$F_1 = \frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2 = \frac{40 * 0,45\text{m}}{2 * (0,50\text{m} + 0,50\text{m}) + 4 * 0,45\text{m}} + 2 = 6,74 ; F_2 = 4 \rightarrow F = 4$$

$$b_0 = 2 * (0,50\text{m} + 0,50\text{m}) + 4 * 0,45\text{m} = 3,80\text{m}$$

$$\frac{0,75 * Y * F * b_0 * d * f_c'^{0,5} * (1000 \text{ kN/MN})}{12} = \frac{0,75 * 1 * 4 * 3,80\text{m} * 0,45\text{m} * 20 \text{ MPa}^{0,5} * 1000 \text{ kN/MN}}{12}$$

$$572 \text{ kN} < 1912 \text{ kN (Verifica al punzonamiento)}$$

#### 9.6.5.4.7.3 Verificación al corte

Se debe cumplir que:

$$V_{ux} = q_u * L_y * (k_x - d) \leq \frac{0,75 * b_{wy} * d_x * f_c'^{0,5} * (1000 \text{ kN/mN})}{6}$$

$$V_{uy} = q_u * L_x * (k_y - d) \leq \frac{0,75 * b_{wx} * d_y * f_c'^{0,5} * (1000 \text{ kN/mN})}{6}$$

Donde:

$$b_{wy} = b_{wx} = \frac{5 * 0,50\text{m} + 3 * 2,30\text{m}}{8} = 1,175 \text{ m}$$

De forma que:

$$V_u = 130,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2,30 \text{ m} * (0,90\text{m} - 0,45\text{m}) \leq \frac{0,75 * 1,175 \text{ m} * 0,45\text{m} * 20^{0,5} \text{ mN} * (1000 \text{ kN/mN})}{6}$$

$$V_u = 135 \text{ kN} < 296 \text{ kN (Verifica al corte)}$$

#### 9.6.5.4.7.4 Verificación al vuelco

Ante la acción de pares volcadores es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Se debe cumplir que:

$$M_e > 1,50 * M_v$$

Donde:

$$M_e = (N + G) * \frac{a_1}{2}$$

$$M_v = M + H * d$$

En este caso se realizó la verificación para cada una de las combinaciones de diseño.

Design.	N [kN]	G [kN]	H [kN]	M [kNm]	M <sub>E</sub> [kNm]	M <sub>V</sub> [kNm]	M <sub>E</sub> /M <sub>V</sub>
Comb.1	401.03	32.08	59.47	0.13	14795.91	29.87	495.39
Comb.2	639.71	51.18	130.18	-1.15	37649.06	66.24	568.36
Comb.3	348.60	27.89	71.00	-22.85	11180.02	58.35	191.61

Tabla 9.30 - Verificación al vuelco de las zapatas

De esta forma se verifica la seguridad al vuelco.

#### 9.6.5.4.7.5 Verificación al desplazamiento:

Ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento. Se debe cumplir:

$$\frac{(N + G) * tg\varphi}{H} \geq 1,5$$

Donde  $\varphi$  = ángulo de fricción del suelo.

Se verificará en este caso para la combinación 2, que se corresponde con la situación más crítica con respecto a la magnitud de los esfuerzos horizontales.

$$\frac{(640 \text{ kN} + 51 \text{ kN}) * tg(25^\circ)}{130 \text{ kN}} = 2,48 > 1,50 \text{ (Verifica seguridad al desliz)}$$

## 9.7 RESUMEN DE DIMENSIONAMIENTO

Debido a la extensión del capítulo y la cantidad de elementos calculados se detallan a continuación las dimensiones de cada uno con su correspondiente armadura, en las tablas resúmenes correspondientes a vigas, columnas y losas.

Los detalles de armado y planos de estructura correspondientes de cada elemento se presentan en los anexos del presente proyecto.

### 9.7.1 Tabla resumen - dimensionamiento vigas

Glosario:

- VCoL: Vigas de coronamiento laterales.
- VCoE: Vigas de coronamiento extremas.
- VFL: Vigas de fundación lateral.
- VFE: Vigas de fundación extremo.
- VFED: Vigas de fundación extremo derecho.
- VFIn: Vigas de fundación intermedias.
- VFEl: Vigas de fundación extremo izquierdo.
- VA: Viga anillo.
- VS: Viga de sostenimiento.
- VV: Viga de vinculación.





Elem.	Desgin.	Dimensiones [m]			Arm. Princ.		Arm. Transv.		Observaciones
		Ancho	Alto	Largo	Cant.	φ [mm]	φ [mm]	Sep. [cm]	
Sedimentador	VCoL-SE	0,30	0,30	2,90	$\frac{2+1}{2+1}$	$\frac{12+8}{12+8}$	6	20	-
	VCoE-SE	0,30	0,30	4,42	$\frac{2}{5}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFL-SE	0,30	0,30	2,90	$\frac{2+1}{2+1}$	$\frac{12+8}{12+8}$	6	20	-
	VFED-SE	0,30	0,30	4,42	$\frac{2}{4}$	$\frac{12}{16}$	6	20	-
	VFIIn-SE	0,30	0,30	4,42	$\frac{2}{6}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFEI-SE	0,30	0,30	4,42	$\frac{2}{5}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
Filtro	VCoL-FI	0,25	0,20	5,94	$\frac{2}{2+1}$	$\frac{12}{12+8}$	6	20	Armadura a 90° con respecto a la vertical - Ver detalle
	VCoE-FI	0,25	0,20	1,72	$\frac{2}{2}$	$\frac{10}{10}$	6	20	-
	VFL-FI	0,35	0,35	5,94	$\frac{2}{4}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFIIn-FI	0,35	0,35	5,94	$\frac{2}{3}$	$\frac{12}{16}$	6	20	-
	VFE-FI	0,25	0,35	1,72	$\frac{2+1}{2+1}$	$\frac{12+8}{12+8}$	6	20	-
Cisterna	VCoL-CI	0,2	0,25	5,5	$\frac{2}{2}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFL-CI	0,4	0,4	5,5	$\frac{5}{5}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFI1-CI	0,4	0,4	5,5	$\frac{6}{5}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFE-CI	0,4	0,4	5,5	$\frac{6}{5}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VFI2-CI	0,4	0,4	5,5	$\frac{4}{5}$	$\frac{16}{12}$	6	20	-
Tanque Elevado	VA-TE	0,3	0,4	1,8	$\frac{4}{4}$	$\frac{12}{12}$	6	12,5	-
	VS-TE	0,3	0,6	1,95	$\frac{6}{6}$	$\frac{12}{12}$	6	20	-
	VV-TE	0,3	0,6	3,25	$\frac{3}{3}$	$\frac{20}{20}$	8	20	-
	VF-TE	0,3	0,4	3,85	$\frac{2}{2}$	$\frac{16}{16}$	6	20	-

Tabla 9.31- Resumen de dimensionamiento de vigas

### 9.7.2 Tabla resumen - dimensionamiento columnas

Glosario:

- CE: Columna de esquina.
- CI: Columna intermedia.

Elem.	Desgin.	Dimensiones [m]			Arm. Principal		Arm. Transversal		Observaciones
		Ancho	Largo	Altura	Cant.	$\phi$ [mm]	$\phi$ [mm]	Sep. [cm]	
Sedim.	CE-SE	0,50	0,50	3,60	14	16	6	20	-
	CI-SE	0,30	0,80	3,60	$\frac{2+4}{2}$	$\frac{20+16}{20}$	8	20	Ancho variable con decalaje- Ver detalle
Filtro	CE-FI	0,30	0,30	2,00	8	12	6	20	-
	CI-FI	0,30	0,20	2,00	4	16	6	20	-
Cisterna	CE-CI	0,3	0,3	2	4	12	6	20	-
	CI-CI	0,3	0,3	2	6	16	6	20	-
Tanque	COL-TE	0,5	0,5	15	8	20	8	20	

Tabla 9.32- Resumen de dimensionamiento de columnas

### 9.7.3 Tabla resumen - dimensionamiento losas

Glosario:

- LPa: Losa de paredes.
- LLa: Losa lateral.
- LED: Losa extremo derecho.
- LEI: Losa extremo izquierdo.
- LS: Losa solera.
- LT: Losa de tapa.
- LC: Losa de cilindro.
- LF: Losa de fondo.

Elem.	Desgin.	Dimensiones [m]			Cond. Armado	Arm. Princ.				Arm. Sec.			
		Ancho (X)	Largo (Y)	Espesor		Apoyo		Tramo		Apoyo		Tramo	
					$\phi$ [mm]	Sep. [cm]	$\phi$ [mm]	Sep. [cm]	$\phi$ [mm]	Sep. [cm]	$\phi$ [mm]	Sep. [cm]	
Floc.	LPa-FL	0,60	20,00	0,12	Dir. X	-	-	6	14	-	-	6	16
	LS-FL	2,70	20,00	0,20	Dir. X	-	-	6	16	-	-	6	16
Sedim.	LLa-SE	3,60	2,90	0,12	Dir.Y,X	-	-	10	16	8	20	10	11
	LED-SE	3,60	4,42	0,12	Dir.X,Y	-	-	10	8	-	-	10	8
	LEI-SE	3,00	4,42	0,12	Dir.X,Y	-	-	12	8	-	-	12	8
	LS-SE	4,30	2,90	0,20	Dir.Y,X	-	-	8	14	8	14	8	14
Filtro	LLa-FI	2,00	4,92	0,12	Dir.X	-	-	8	20	-	-	8	20
	LE-FI	1,72	2,00	0,12	Dir.X,Y	8	20	8	20	-	-	8	20
	LS-FI	1,72	4,92	0,20	Dir.X	-	-	8	20	-	-	8	20
Cist.	LPa-CI	5,50	2,00	0,12	Dir.Y	-	-	8	13	-	-	6	16
	LS-CI	5,50	5,50	0,2	Dir.X,Y	12	9	12	12	12	9	12	12
Tanque	LT-TE	2,55	2,55	0,15	Dir.X,Y	-	-	8	15	-	-	8	15
	LC-TE	16,02	5	0,2	Dir.X,Y	-	-	6x2	15	-	-	6X2	15
	LF-TE	2,55	2,55	0,25	Dir.X,Y	-	-	12	15	-	-	12	15

Tabla 9.33- Resumen de dimensionamiento de losas



## CAPÍTULO 10: MEMORIA DESCRIPTIVA

### Descripción breve:

En el presente capítulo se presenta un modelo de la memoria descriptiva del proyecto con los datos obtenidos en los capítulos anteriores.





---

# 10 MEMORIA DESCRIPTIVA

---

## 10.1 ASPECTOS GENERALES

La nueva Planta Potabilizadora (en adelante, PP) estará localizada en el distrito “El Cerrito”, a 8 km al norte de la ciudad cabecera de San Rafael, en la esquina de las calles Rawson y Sardi, colocándose tanto el ingreso peatonal como el ingreso vehicular sobre ésta última.

La Planta Potabilizadora fue diseñada para cubrir la demanda de agua potable de los habitantes actuales y el futuro crecimiento del distrito.

El proyecto se ha desarrollado previendo la ejecución de las obras en una sola etapa, con capacidad para la totalidad del periodo de diseño, dada la evolución de la demanda de agua potable a lo largo del tiempo.

La planta ha sido diseñada para tratar un caudal de agua cruda de 2900.00 m<sup>3</sup>/d, con una producción neta estimada, al final del periodo de diseño, de 2472.00 m<sup>3</sup>/d.

La calidad del agua producida deberá cumplir con las condiciones de calidad impuestas por la resolución N° 35/96 referida a normas para operadores de servicios sanitarios, que es la normativa vigente en la provincia de Mendoza.

Por otra parte, el diseño se orienta a facilitar la operación y efectuarla con una dotación de personal razonable.

A la luz de los antecedentes analizados de la zona, se optó por el empleo de un tratamiento tradicional completo en base a un proceso de coagulación y floculación (ambos hidráulicos), sedimentación, filtración rápida descendente y finalmente clorificación.

La planta de potabilización estará compuesta por las siguientes unidades construidas in situ:

- Obra de toma con estación de bombeo
- Cámaras de ingreso
- Cámaras de Mezcla Rápida (Canaleta Parshall)
- Cámaras de Floculación
- Sedimentadores con escurrimiento horizontal
- Filtros convencionales de arena
- Cisternas de Agua tratada
- Estaciones elevadoras (de Lavado de filtros y de Agua potable)
- Tanque elevado para suministro de presión a la red.

Lo anterior se complementa con los siguientes rubros:

- Locales o Edificios para servicio
- Servicios internos (agua potable, cloaca y pluviales)

- Circulación interna
- Subestación Transformadora (alimentación de energía eléctrica)
- Red de distribución de energía eléctrica interna

## **10.2 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS**

### **10.2.1 Nivel de terreno de la Planta**

El predio ya mencionado en el que se emplaza la obra, es actualmente de propiedad privada por lo que se deberán evaluar las medidas legales necesarias para su instalación.

El terreno en la zona es de escasa pendiente, por lo que será necesario la elevación del mismo para el funcionamiento por gravedad de la planta en al menos 1.00 metro.

### **10.2.2 Terraplenamiento**

De acuerdo a los datos obtenidos con respecto a la presencia de la napa freática, la zona no experimenta mayores inconvenientes en este ítem por lo que no se impusieron restricciones con respecto al nivel de fundaciones de ninguna de las unidades.

El terraplenamiento se realizará con terreno de préstamo o bien será extraído de canteras habilitadas para tal fin.

## **10.3 PROYECTO HIDRÁULICO SANITARIO**

### **10.3.1 Solución de tratamiento adoptada**

Conceptualmente el diseño propuesto para el tratamiento es similar al de la Planta Potabilizadora actual de la Ciudad de San Rafael (sector rápido). Así, el proyecto prevé la construcción de una planta configurada para realizar un tratamiento tradicional completo, en base a un proceso de coagulación y floculación (ambos hidráulicos), sedimentación y filtración rápida descendente.

### **10.3.2 Caudal de diseño**

La producción neta máxima diaria necesaria (capacidad de producción neta de diseño) debe ser suficiente para cubrir la demanda máxima diaria del año 10 del período de diseño, cuyo valor es de 2060 m<sup>3</sup>/d (0.024 m<sup>3</sup>/s). La producción bruta de la Planta debe satisfacer esta demanda más los consumos propios del establecimiento.

La Planta Potabilizadora se ha diseñado para un tratar un caudal de agua cruda de 0.034 m<sup>3</sup>/s.

### **10.3.3 Fuente de captación**

El agua cruda a potabilizar será extraída de una obra de toma a construir del canal "El Cerrito", el cual pasa por las inmediaciones de la esquina donde se instalará la planta. El mismo posee en el tramo un caudal de 2.50 m<sup>3</sup>/s, lo cual permite la extracción de la



demanda necesaria sin mayores restricciones. Debido a las características físico-químicas del agua del canal, se supone que la calidad del agua a captar mejorará respecto de la que es captada por la actual toma subterránea.

El canal posee periodos de corta de agua por lo que, la planta, se deberá complementar con la toma actual de agua subterránea para garantizar el suministro de agua potable a los usuarios a lo largo de todo el año.

## **10.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

### **10.4.1 Flujo principal del agua**

La Planta Potabilizadora (PP) está dividida en dos Módulos de Potabilización (ó MDP) iguales trabajando en paralelo, construidos in situ en hormigón armado, que conforman las líneas del flujo principal de agua, compuesta por:

- Obras de Captación: toma superficial, canal de ingreso y cámara de bombeo (común a ambos MDP);
- Sector de ingreso a la planta: cámara amortiguadora y canal de ingreso;
- Dispersión hidráulica de productos químicos (unidades independientes para cada MDP);
- Cámara de partición;
- Floculadores hidráulico de flujo horizontal (unidades independientes para cada MDP);
- Sedimentadores de escurrimiento horizontal (unidades independientes para cada MDP);
- Filtros rápidos de flujo descendente (unidades independientes para cada MDP);
- Cisternas, que cumplen la función de cámara de contacto y de almacenamiento de agua potable (unidad única común a ambos MDP);
- Tanque elevado, que cumple la función de brindar presión a la red (unidad única para ambos MDP)

La cisterna de almacenamiento está dividida en dos módulos de 245 m<sup>3</sup> cada uno.

Las interconexiones entre unidades están compuestas por: conducto de diámetro 100 mm entre estación de bombeo de bocatoma e ingreso a la planta (común a ambos MDP); un canal de agua coagulada (común entre los dos MDP), un canal de agua floculada (común entre los dos MDP), un canal de agua decantada (común entre los dos MDP), una Galería de Conductos y Comando de Filtros (uno para cada MDP) y conducto de diámetro 150 mm entre Filtros y Cisternas (uno para cada MDP).

### **10.4.2 Obra de toma**

El agua cruda será captada a partir de una bocatoma lateral con bombeo, la cual se encontrará conformada por las siguientes partes:

- Obra de toma propiamente dicha, consistente en una rejilla metálica ubicada sobre la pared del canal, la cual posee una inclinación de 45°. Las dimensiones de la misma son de 20cm de altura por 100 cm de longitud, y consistirá en barras verticales de ½" separadas 3 cm unas de otras. Su función consistirá en realizar un cribado de los elementos flotantes y sumergidos que de medianas y altas dimensiones para proteger la instalación que se encuentra aguas debajo de la misma.
- Canal de ingreso subterráneo, consistente en un canal subterráneo que une la obra de toma con el pozo de bombeo. El mismo posee una sección rectangular de 100 cm de ancho, 80 cm de altura, 100 cm de longitud y poseerá una pendiente del 0,1%. Será materializado de hormigón H20 armado.
- Compuerta de ingreso, que se colocará en el ingreso al pozo de bombeo cuya función consistirá en la detención del suministro de agua cruda hacia la planta para tareas de mantenimiento o cualquier tipo de contingencia que así lo requiera.
- Pozo de bombeo, consistente en la recámara donde se deposite el agua cruda para ser bombeada a la planta. Sus dimensiones serán de 1 m por 1 m de lado y 1,60 m de altura. Se utilizará para su construcción hormigón H20. Poseerá una tapa metálica para protegerlo de agentes externos que pueda causar algún tipo de daño a la instalación.

Inmediatamente al pozo de bombeo se ubicará la casilla de la bomba centrífuga. La misma consistirá en una construcción precaria cuyo único fin consiste en alojar la bomba. Ésta última deberá poseer una capacidad de al menos 130 metros cúbicos por hora y una potencia de 10 CV. La cañería de aspiración entre el pozo y la casilla será de 125 mm de diámetro mientras que la de impulsión será de 100 mm, la cual se dirigirá a la cámara de amortiguamiento.

#### **10.4.3 Sector de ingreso a la planta**

El conducto de agua cruda llega hasta la cámara de amortiguamiento, donde finaliza la conducción a presión, pasando a un proceso de transporte hidráulico a gravedad, sin bombeos intermedios, que se mantiene en el resto de las unidades de potabilización.

Su función será recibir el caudal de agua cruda a tratar, amortiguar la energía hidráulica del caudal descargado desde la tubería de impulsión por bombeo, evitar las oscilaciones pronunciadas y descargar el caudal amortiguado al canal de ingreso de la PP a través de un vertedero.

La cámara de amortiguamiento contará adicionalmente con un vertedero lateral de desborde dimensionado para evacuar un caudal excedente máximo equivalente al 30% del caudal máximo ingresante a la Planta, evacuándose a la cañería de desagüe en situaciones de emergencia.

Esta cámara se conecta con el canal de ingreso el cual posee unas dimensiones de 80 cm de ancho por 50 cm de alto con una pendiente del 0,1%, materializado en hormigón armado. Inmediatamente a éste se encuentra la obra de partición, consistente en una barrera metálica que separa el caudal en sus dos MDP. Ésta última a su vez contará con





dos compuertas para control de flujo y para corte de suministro de uno o ambos módulos en caso de mantenimiento u cualquier otra inclemencia que así lo solicite.

#### 10.4.4 Cámaras de Dispersión hidráulica

En consideración de las características del proyecto, se optó por la utilización de dispersor hidráulico consistente en una canaleta Parshall de 3" de ancho de garganta. La misma fue estudiada y calculada para cumplir con las funciones de aforador y dispersor, para lo cual se debió verificar que los tiempos de mezclados con el conglomerante y el gradiente de velocidad se adecuen a los parámetros impuestos por organismos nacionales e internacionales.

#### 10.4.5 Floculación

Cada MDP tendrá 1 unidad de floculación hidráulica horizontal. Así, cada unidad tendrá una longitud de 20,00 metros y un ancho de 2,70 metros, las cuales poseerá separaciones por placas de fibrocemento de 8 mm cada 0,20 metros. La velocidad de escurrimiento a caudal máximo será de 0,20 m/s y un gradiente de velocidad de  $72 \text{ s}^{-1}$ .

Cada floculador tendrá un volumen de  $27 \text{ m}^3$ , con un tiempo de permanencia de 20 minutos a caudal máximo.

Cada floculador tendrá una pendiente en el sentido longitudinal, con una válvula de fondo para su eventual limpieza o vaciado.

#### 10.4.6 Sedimentadores

El agua floculada ingresa a una amplia zona de distribución que reduce aún más su velocidad de circulación evitando la rotura de los flóculos, efectuándose en esta zona la separación agua-barro mayoritaria, con la consecuente reducción de las materias en suspensión.

En este presente diseño, se ha previsto la construcción de 2 unidades de decantación hidráulica horizontal (1 por MDP); cada uno con un sistema manual de extracción de lodos, que permitirá operarlos dentro del rango de turbiedad esperado.

Cada sedimentador está compuesto por cuatro zonas:

- Zona de ingreso del líquido floculado, constituido por un vertedero de ingreso, de forma de distribuir uniformemente el líquido a tratar a lo largo del ancho del sedimentador, repartiendo lo mejor posible la carga absorbida por los distintos módulos.
- Zona de sedimentación, constituida por el cuerpo del sedimentador en sí.
- Zona de salida del líquido clarificado, constituido por canaletas con vertederos triangulares.
- Zona de almacenamiento de barros constituidos, para cada sedimentador, por una tolva longitudinal de sección troncocónica, con su respectivo sistema de evacuación periódica de los lodos depositados.

La superficie neta de sedimentación de las unidades, de 75,0 m<sup>2</sup> cada una, se ha diseñado con una carga superficial de 20,0 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.día. La velocidad horizontal de flujo es de 0,13 cm/s. El sedimentador poseerá un largo de 17,50 m y un ancho de 4,30 m, y una pendiente de fondo del 10%.

#### **10.4.7 Filtros**

La filtración de las partículas (flóculos, plancton, bacterias, parásitos, etc.) que escaparon a la operación de sedimentación previa, se realiza mediante múltiples mecanismos en el manto filtrante, como ser cernido, intercepción y sedimentación, ocupando el volumen vacío disponible, que para una arena de las utilizadas normalmente en los filtros, alcanza el 50% aproximadamente.

Se han diseñado filtros rápidos, a gravedad, de flujo descendente. El funcionamiento será a nivel líquido constante y velocidad de filtración constante. El regulador de velocidad de filtración estará integrado por una válvula mariposa modulante ubicada en la cañería de salida de agua filtrada, que variará su ángulo de apertura de acuerdo al grado de colmatación del filtro, de modo de mantener el nivel líquido constante y por consiguiente, un caudal de filtración aproximadamente constante.

La superficie de cada filtro es de 4,90 m<sup>2</sup>. En condiciones normales de operación la velocidad de filtración será de: 150 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d.

El manto filtrante tendrá una altura total de 120 cm, el cual estará formado por 0,50m de antracita, 0,30m de arena y 0,40 de grava. La eficiencia en la retención de partículas en este tipo de filtros depende del acondicionamiento de dichas partículas, de la altura del manto, de su tamaño efectivo, de su coeficiente de uniformidad y de los productos químicos agregados al tratamiento, así como de la velocidad de filtración.

El líquido efluente de las unidades de sedimentación es conducido por el canal de agua decantada, descargando en una cámara partidora desde la cual, a través de cañerías alimenta a cada módulo de filtros, compuesto cada uno por 2 filtros en paralelo.

El agua proveniente del canal de agua sedimentada ingresa a la caja de cada filtro a través de un vertedero de descarga libre que vuelca sobre la canaleta central colectora de agua de desecho de lavado de filtros. Desde ésta última se alimenta a las dos canaletas distribuidoras laterales, desde las que, por desborde, el agua pasa a la caja del filtro, sobre el manto filtrante.

El agua filtrada proveniente de cada MDP será colectada en la Cámara Colectora de Agua Filtrada (CAF), y de allí, será conducida luego por medio de sendas cañerías hasta las cisternas de 485 m<sup>3</sup> ubicadas aguas abajo de los MDP, donde se llevarán a cabo el proceso de desinfección.

Se ha adoptado para el diseño de los filtros una carrearera de filtración de 35 horas.



El sistema de lavado previsto será del tipo flujo a contracorriente con aire – agua, con enjuague por agua, todo operado en forma automatizada. El agua de lavado se evacuará a través de una compuerta actuada. El agua tratada para el lavado de la batería de filtros será provista por la Estación de Bombeo de Lavado de Filtros (EBL), la cual es alimentada de una derivación de cada cámara de ingreso a cisternas.

El egreso del agua filtrada y el ingreso del agua para lavado se efectúan a través del falso fondo, por medio de una cañería de acero.

El falso fondo, está constituido por losetas de hormigón de 10 cm de espesor, en el cual se alojan toberas ranuradas de 0,4 mm, aptas para circulación de agua y aire. La altura del falso fondo será de 80cm para alojar las colas de las toberas ranuradas.

El agua de lavado es colectada por las canaletas laterales y la central y desde allí pasa al sistema de desagüe general de la planta, a través de las compuertas de salida, para su tratamiento.

#### **10.4.8 Clorificación**

Una vez finalizado el tratamiento de clarificación donde se eliminan la turbidez, los sólidos en suspensión y gran parte de los microorganismos, se procede a realizar la desinfección para eliminar por completo las bacterias y virus patógenos presentes en el agua.

En la PP se conducirá el agua que egresa de los filtros mediante cañerías de 110 mm de diámetro de PVC hasta el tanque de clorificación. La conexión de la cañería con el tanque se realizará mediante una válvula mariposa siendo éste un tanque de almacenamiento vertical de polietileno virgen de alta densidad de 35.000 litros, de 520 cm de altura y 305 cm de diámetro.

El estimado tiempo de contacto dentro del tanque será de 35 minutos aproximadamente. En el caso particular del proyecto ubicado en el distrito El Cerrito, al tratarse de dos módulos, se dispondrán dos tanques de 35.000 litros de iguales características al mencionado para un módulo, ambos conectados entre sí por una cañería de 60 mm con una válvula de limpieza.

Para potabilizar el caudal de la PP se deberá suministrar una cantidad de 2,16 mg/L de cloro libre para lograr sobrepasar el punto de quiebre, siendo así la capacidad de los cloradores para cada MDP de 3172,6 Kg/día.

#### **10.4.9 Cisternas de almacenamiento**

La cisterna tendrá un volumen de almacenamiento de 450 m<sup>3</sup>.

El volumen total de las mismas asegura un tiempo de almacenamiento de 6 hs para el caudal promedio de operación de la Planta.

La cisterna posee un volumen una cámara de ingreso la cual posee su correspondiente compuerta, la cual se encuentra proyectada para la realización de tareas de limpieza y mantenimiento. Además, alimenta a la cámara de aspiración de la Estación de Bombeo para Lavado de Filtros (EBL) a través de una abertura inferior.

La cisterna descarga, a través de compuertas, en el canal de transición que la vincula con la Estación de Bombeo de Agua Potable (EBAP).

Para el desagote total de la cisterna se prevé utilizar bombas sumergibles portátiles que se instalarán en la salida de cada una de ellas cuando se desee desagotar las mismas, las cuales bombearán mediante una conexión con manguera hacia sendas cámaras de desagüe instaladas en el lugar.

#### **10.4.10 Estación de Bombeo de agua para lavado de filtros (EBL)**

La EBL está integrada por dos electrobombas de eje vertical, que impulsa el agua de lavado hacia cada estructura de ambos MDP, a través de una cañería que ingresan a la galería de conductos.

La cámara de bombeo contará con un interruptor manual que deberá ser activado por el operador de la planta cada vez que se complete el periodo de carrera del filtro.

#### **10.4.11 Estación de Bombeo de agua potable (EBAP)**

La Estación de Bombeo de Agua Potable (EBAP) recibe el agua potable proveniente de las cisternas. La obra civil de la EBAP, estará preparada para alojar la totalidad de los equipos de bombeo para el final del periodo de diseño.

El agua potable almacenada en la cisterna de 450 m<sup>3</sup> sale de éstas a través de 1 compuerta e ingresa en una estructura de transición entre esa zona y la cámara de aspiración de la Estación de Bombeo de Agua Potable, desde la que es impulsada hasta las cisternas del sistema de almacenamiento.

El equipo proyectado para la EBAP consiste en dos electrobombas de eje vertical, con el fin de que trabajen de forma alternada por cuestiones de operatividad, con una capacidad de 90 m<sup>3</sup>/h a una altura manométrica aproximada de 34 metros. Los motores de cada electrobomba serán de 15 CV.

Todos los equipos instalados, pueden operar a velocidad variable, permitiendo un ajuste proporcional a las variaciones de demanda y reduciendo la frecuencia de arranque y parada de equipos.

#### **10.4.12 Tanque elevado**

El tanque elevado consistirá en una estructura de 15 metros de altura y tendrá un volumen de almacenamiento de 81,60 m<sup>3</sup>. En la parte superior se ubicará el tanque propiamente dicho, el cual contará con unas dimensiones de 5,00 m de altura, con un diámetro interior de 4,70 m y un espesor 0,20 m.



La torre del tanque consistirá en una estructura conformada por 8 columnas y 4 niveles de vigas intermedias para sostenimiento del mismo, siendo materializadas en hormigón armado.

El ingreso del agua potable al tanque será por medio de la cañería de aspiración proveniente de la estación de bombeo de agua potable por una abertura superior.

A su vez, la cañería de ingreso cuenta con su correspondiente válvula, mientras que la de salida cuenta con una válvula de limpieza y una válvula de paso para la realización de las tareas de limpieza y mantenimiento correspondientes.

La cañería de salida se conecta directamente a la red de agua potable para el abastecimiento de los usuarios.

#### **10.4.13 Tratamiento de barros producidos en el proceso**

Los barros producidos en el proceso deberán ser evacuados periódicamente a establecimientos certificados para su tratamiento por la Municipalidad de San Rafael.

#### **10.4.14 Casa Química Aspectos Generales**

La Casa Química se ha diseñado para cumplir con las siguientes funciones:

- Almacenamiento de los productos a dosificar.
- Preparación de las soluciones concentradas.
- Medición de los caudales de soluciones concentradas y control de las dosis aplicadas.
- Dilución en línea de soluciones concentradas.
- Conducción de las soluciones diluidas hasta los puntos de aplicación.

Se consideró la construcción de una Casa Química que reúna el almacenamiento, los equipos, recipientes y sistemas de dosificación donde los productos químicos estén alojados.

La Casa Química se emplazó lo más cerca posible de los puntos de dosificación de los insumos químicos de manera de reducir las distancias de transporte.

Los productos químicos incorporados, su uso y los puntos de inyección previstos son los siguientes:

1. Sulfato de aluminio (coagulante primario: en dispersores hidráulicos)
2. Cloro (cloración final: en tanque para tal fin)

En el proyecto se consideró un stock mínimo de 15 días para cualquiera de los insumos químicos.

#### **10.4.15 Edificios de servicio de la Planta Potabilizadora**

La planta cuenta con los siguientes edificios de servicio complementario a la planta potabilizadora:

1. Edificio de administración;
2. Taller y Depósito;
3. Local de Guardia.

##### **10.4.15.1 Edificio de administración**

El mismo tiene una superficie cubierta total de 130m<sup>2</sup>, de la cual 64,60m<sup>2</sup> corresponden al edificio en sí y 65,40m<sup>2</sup> al sector de estacionamiento, cuya estructura será metálica cubierta con tela antigranizo. Para la determinación de las instalaciones básicas se consideró la Ley de higiene y seguridad vigente en la provincia de Mendoza, suponiendo que el personal por turno no será superior a 10 personas.

El edificio administrativo cuenta con una sala de recepción, un baño, dos oficinas y una sala de reuniones donde se ubica la cocina. El mismo será de construcción tradicional.

##### **10.4.15.2 Taller y Depósito**

Considerando que la planta posee una considerable cantidad de equipamiento electromecánico, como bombas, válvulas, cañerías, compuertas, etc., se ha previsto la construcción en el sector de servicios, de un Taller y Depósito que cumpla las siguientes funciones: depósito de repuestos y herramientas de la Planta, depósito de equipos y piezas especiales, banco de trabajo para tareas de mantenimiento, etc.

La disposición del edificio es tal que permite el acceso hasta éste de camiones de importantes dimensiones.

##### **10.4.15.3 Local de guardia**

Se proyecta la construcción de un local de guardia para el encargado de seguridad la cual se ubicará en el ingreso de la planta.

En los anexos se puede visualizar un esquema de la planta completo.



# CAPÍTULO 11: EVALUACIÓN AMBIENTAL

## Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará una evaluación de los impactos ambientales que pueden llegar a producirse debido a la ejecución del presente proyecto con el fin de realizar un plan de mitigación, un plan de contingencia y un programa de vigilancia ambiental.







---

# 11 EVALUACIÓN AMBIENTAL

---

## 11.1 INTRODUCCIÓN

Para analizar el presente proyecto desde el punto de vista ambiental, se lo debe enmarcar en los lineamientos impuestos por la Ley 5961. Debido a sus características se encuentra contemplado, según el artículo II del Anexo I, como “Conducción y tratamiento de aguas” por lo que le corresponde como autoridad de aplicación la provincia de Mendoza. Debido a esto, la planta potabilizadora se encuentra en correspondencia con los artículos primero a octavo del decreto reglamentario 2109.

Finalmente se puede decir que el proyecto y actividad propuesta se categoriza de “Impacto Ambiental Medio o Alto” por lo que correspondería presentar una “Manifestación General de Impacto Ambiental”.

## 11.2 INVENTARIO AMBIENTAL – BASE CERO

### 11.2.1 Descripción del área

Como se mencionó con anterioridad, el presente proyecto se encuentra emplazado dentro del Distrito “El Cerrito”, situado a 3 km al norte del microcentro de la Ciudad de San Rafael.

#### 11.2.1.1 Historia

El Cerrito comenzó su desarrollo a mediados del siglo pasado, cuando Domingo Bombal, once veces gobernador de Mendoza, adquirió los terrenos de los actuales parajes Cuadro Bombal, Colonia Elena, Colonia Bombal y Tabanera, Colonia Española y El Cerrito.

A fines de siglo pasado, toda la zona comprendida entre El Cerrito, La Nora, Colonia Bombal y Tabanera, Colonia Española y Colonia Elena era conocida como "Cañada de El Cerrito".

En 1959, al hacerse la demarcación oficial de límites, se fijó la actual calle Salas y su prolongación como divisoria entre Cuadro Nacional y El Cerrito. Siendo finalmente fundado como tal el 7 de agosto de 1875.

#### 11.2.1.2 Ubicación

El Cerrito se encuentra ubicado al norte de ciudad de San Rafael, a una distancia de ocho kilómetros del kilómetro 0 de la ciudad.

Tiene una superficie es de 597 km<sup>2</sup>. Entre sus principales arterias de acceso podemos mencionar a las calles Adolfo Calle y Tirasso. Las mismas constituyen las bases sobre las que se asienta el centro urbano del distrito.

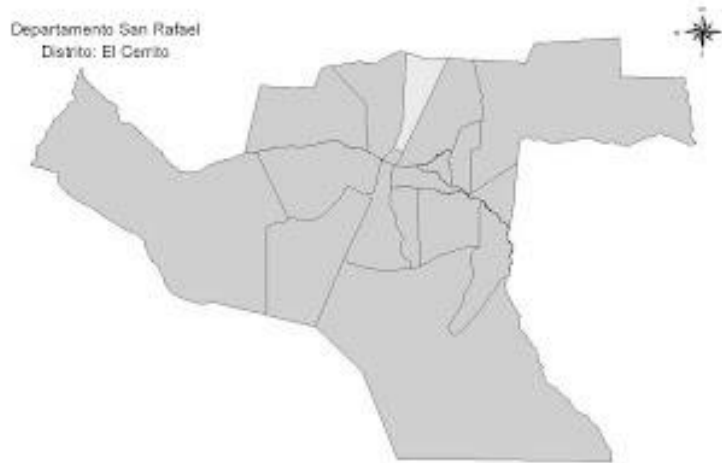


Figura 11.1- Mapa político de San Rafael

Fuente: [www.sanrafael.gov.ar](http://www.sanrafael.gov.ar)

### 11.2.1.3 Límites

El Cerrito limita al norte con el departamento de Santa Rosa; al este con el distrito de Cuadro Nacional; al oeste con el distrito de Las Paredes y al sur con la ciudad de San Rafael.

### 11.2.1.4 Relieve

En la figura 11.2 se adjunta un mapa con las características de topografía y elevación de los alrededores del Distrito "El Cerrito".



Figura 11.2- Topografía y elevación de San Rafael

Fuente: Google maps.

### 11.2.1.5 Infraestructura

A continuación en la figura 11.3 se puede observar una imagen satelital donde se pueden apreciar las características de infraestructura que presenta "El Cerrito".



Figura 11.3- Imagen satelital de El Cerrito

Fuente: Google Earth

### **11.2.1.6 Clima**

El clima de San Rafael se ve condicionado en gran parte por el relieve, por la latitud, por los componentes atmosféricos climáticos, por la orientación y exposición de los valles y por la distancia al mar.

En la Planicie domina la acción de las masas de aire del Atlántico, lo cual favorece las precipitaciones en verano. Ésta posee los caracteres típicos de las regiones situadas a sotavento de grandes cadenas de montañas. Tiene escasas precipitaciones y es azotada por vientos como el zonda. El régimen térmico, de alta concentración estival tiende a fresco sobre la zona por la acción más eficiente de las masas de aire de este rumbo.

## **11.2.2 Factores ambientales bióticos**

### **11.2.2.1 Flora**

En el departamento de San Rafael están representados todos los tipos de formaciones vegetales que caracterizan a Mendoza. Así, pueden encontrarse ejemplares de plantas silvestres autóctonas tales como solupe, coirón, cortadera, junco, jarilla, algarrobo dulce, chañar, retamo, piquillín, zampa y pichanilla entre muchas otras. En la zona centro, se desarrollan las formaciones del jarillal y de las Huayquería.

### **11.2.2.2 Fauna**

En el Departamento de San Rafael aparecen especies animales representativas de todos los paisajes de Mendoza, como zorros, guanacos, suris y ñandúes, numerosas especies de roedores y reptiles, caranchos, chimangos, jotes y otras aves rapaces, quirquinchos, piches y pichiciegos (entre otros armadillos); y muchas más.

### **11.2.3 Factores ambientales abióticos**

#### **11.2.3.1 Aire**

Una forma de conocer su calidad es considerar las características climáticas regionales y los efectos antrópicos asociados que modifican los parámetros naturales.

#### **11.2.3.2 Calidad del aire**

Al tratarse de una zona escasamente urbanizada se considera un aire puro y de muy buena calidad. Generalmente se consideran a las industrias, la circulación de vehículos, la calefacción doméstica y la quema de hojas, como acciones que originan diferentes formas de contaminación y contribuyen a establecer las características locales de calidad del aire.

#### **11.2.3.3 Ruidos y vibraciones**

Los ruidos en la zona son provenientes principalmente de la circulación de vehículos y de las actividades propias del lugar enunciadas más adelante del presente trabajo, debidas al desarrollo económico de la zona.

#### **11.2.3.4 Olores**

Los olores en la zona son provenientes principalmente de las actividades propias del lugar que serán enunciadas posteriormente, que corresponden a su desarrollo económico.

#### **11.2.3.5 Agua**

##### 11.2.3.5.1 Cantidad y calidad del agua superficial

El departamento de San Rafael se incluye en el oasis sur de Mendoza y ha podido desarrollarse mediante el aprovechamiento de dos importantes ríos, el Diamante y el Atuel. El caudal promedio del primero se ha calculado en  $65 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que el del segundo ronda los  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ .

##### 11.2.3.5.2 Cantidad y calidad del agua subterránea

De acuerdo al Departamento General de Irrigación, el cual dispone de un registro de las perforaciones que se encuentran inscriptas en la zona Sur, de un total de 1080 perforaciones en condiciones de actuar como refuerzo de riego en el Departamento de San Rafael, 78 corresponden al Distrito El Cerrito.

Respecto al servicio de agua potable del distrito, el mismo se encuentra satisfecho actualmente por tres de estas perforaciones, las cuales son administradas por la "Unión Vecinal Luis Tirasso". Además están existen dos plantas de extracción subterránea en construcción, una de ellas ya terminada sólo restándole la factibilidad eléctrica para ser operada. En la figura 11.4 se pueden observar con círculos rojos la ubicación de las tres perforaciones actualmente en explotación.

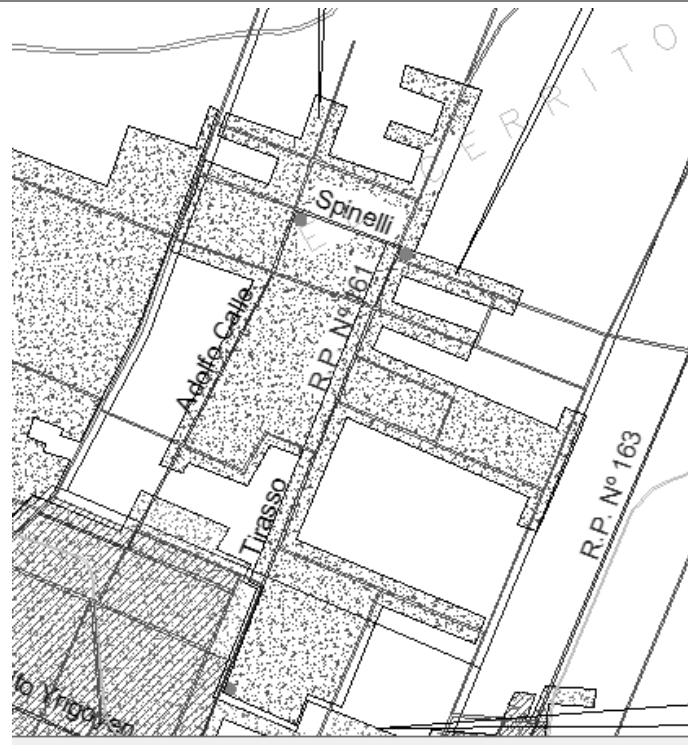


Figura 11.4- Mapa de perforaciones en el El Cerrito

Fuente: Departamento General de Irrigación.

#### 11.2.4 Suelo

En los suelos de San Rafael, predominan los de carácter franco-arenoso a franco, y la variación general de textura va desde los arenosos en el sector oeste hacia los limosos en los sectores Este y Sudeste.

#### 11.2.5 Medio Perceptual

En el Distrito de “El Cerrito” coexisten ecosistemas rurales y ecosistemas modificados por el hombre. Presenta características urbanas con servicios primarios, sin grandes afectaciones del relieve. Hacia el sur se encuentra un mayor desarrollo urbanístico producto de la expansión de la ciudad de San Rafael.

#### 11.2.6 Medio socio-económico

##### 11.2.6.1 Población

Según los datos censales del año 2010 el departamento de San Rafael cuenta con una población total de 188.018 habitantes, de éste total 3686 habitantes corresponden al distrito El Cerrito.

##### 11.2.6.2 Ocupación y Empleo

La actividad económica gira en torno a la agricultura y los distintos establecimientos ganaderos que se encuentran en la zona. Se destaca dentro de éste ámbito la producción olivícola para la elaboración de aceites y aceitunas en verde. En lo que respecta a ocupación y empleo, se destacan puestos en fincas, huertas y chacras,

desarrollando tareas de poda, curaciones y desmalezado. Las actividades desarrolladas en los diferentes secaderos de la zona ofrecen una mayor oferta de trabajo durante los meses de verano, poseyendo la misma un carácter temporal.

### **11.2.6.3 Salud**

Los servicios de salud en el distrito son satisfechos por medio del Centro de Salud N° 175: El Cerrito, ubicado en Adolfo Calle 3000, San Rafael.

## **11.3 ACCIONES PROPIAS DEL PROYECTO**

A continuación se enumerarán las distintas actividades involucradas en cada una de las etapas del proyecto.

### **11.3.1 Fase de Proyecto**

Se considerará que las acciones llevadas a cabo durante la presente fase generarán un impacto ambiental despreciable o nulo con respecto a las acciones de las demás etapas, justificando de esta forma la omisión de la presente fase en la identificación y descripción de las acciones del proyecto.

### **11.3.2 Fase Construcción.**

#### **11.3.2.1 Construcción de cierres, obrador y acopio de materiales**

- ✓ Construcción de cierres: se realizará sobre el perímetro del predio y estará construido con paneles metálicos.
- ✓ Obrador, sanitarios: el obrador estará ubicado en el mismo predio de la construcción, con la oficina localizada sobre lo que será la playa de estacionamiento. Los sanitarios para el personal obrero, serán del tipo baño químico y de su mantenimiento se ocupará la empresa proveedora del servicio.
- ✓ Transporte y acopio de materiales: el transporte desde los corralones a la obra se realizará en camiones y serán dispuestos dentro del predio, debidamente protegidos.

#### **11.3.2.2 Limpieza del terreno, movimiento de suelo y compactación**

- ✓ Limpieza del terreno: Las labores se efectuarán manualmente por el personal, y consta de la extracción de malezas y residuos en el predio.
- ✓ Excavaciones: Se realizarán en el sitio de emplazamiento de las fundaciones y las piletas potabilizadoras, y se llevarán a cabo mediante una retroexcavadora y en ciertos casos manualmente. Los sobrantes de terreno natural serán utilizados para relleno de terraplén y el sobrante será dispuesto en contenedores para su posterior retiro por una empresa habilitada.
- ✓ Aportes de suelo: la tarea se realizará mediante el empleo de una máquina retroexcavadora. El material de relleno para nivelar el terreno, será tomado del



---

extraído de las excavaciones, en caso de no ser suficiente, el mismo será provisto de la cantera local mediante camiones volcadores.

- ✓ Compactación: se realizará con un equipo compactador de rodillos, en capas, sobre toda la zona de construcción.

### **11.3.2.3 Construcción e instalaciones**

- ✓ Hormigones: el tipo de hormigón a utilizar será hormigón elaborado, provisto por la empresa contratista en camiones para tal fin. En caso de ser necesario el mismo será bombeado.

Se utilizará hormigón in situ para algunos menesteres, tales como revoques y mortero de asiento, etc., y se elaborará con máquinas mezcladoras de 150l.

- ✓ Estructura metálica: el montaje se realizará con un equipo de grúa, de pequeño tamaño, y una serie de operarios y ayudantes. Para el armado se utilizarán máquinas amoladoras y soldadoras eléctricas.
- ✓ Mampostería: se utilizará como cierre perimetral de la planta y en el área administrativa.
- ✓ Carpintería: en el caso de puertas, que se llevarán a cabo en madera, será colocada por oficiales carpinteros. Para las ventanas, que serán de aluminio, su colocación se realizará por la empresa encargada de la venta.
- ✓ Pisos y revestimientos: En el sector de las oficinas los pisos serán del tipo cerámico, con una capa de nivelación de 5 cm.
- ✓ Pinturas: se realizarán manualmente, con rodillos y pinceles por personal subcontratado.
- ✓ Tendido de los ductos: los conductos subterráneos serán colocados en zanjas excavadas manualmente o mediante excavadoras, el relleno de las mismas se realizará con el material extraído. Los conductos embutidos se colocarán en hendiduras, cuando sean de mampostería, efectuadas con máquinas amoladoras. En el caso de muros de materiales prefabricados los ductos se llevarán por el interior de los tabiques.
- ✓ Instalación de equipos interiores y exteriores: Todo el equipamiento necesario para el funcionamiento de la planta, como son filtros rápidos, será transportados y colocados por equipos para tal fin. Los equipos de aire acondicionado que se instalarán en el sector de oficinas, serán colocados por personal matriculado subcontratado para tal fin.
- ✓ Pavimentos: Serán del tipo rígido de hormigón elaborado. Tanto la colocación como su compactación y curado se realizará manualmente por personal de la obra. Para el compactado se utilizarán vibradores mecánicos.

#### **11.3.2.4 Transporte de personal**

- ✓ El personal se transportará individualmente hasta la locación de la obra, en movilidad privada.

#### **11.3.2.5 Generación de residuos**

- ✓ Los mismos son de carácter sólido y líquido principalmente. Los primeros debidos al consumo humano del personal y a los sobrantes y desechos del proceso de construcción. Los segundos corresponden a los residuos sanitarios y la posible agua sobrante de construcción y de limpieza.

#### **11.3.2.6 Generación partículas de polvo en suspensión**

- ✓ Contempla todo el polvo generado por el movimiento de equipos, suelos, como así también el debido al ingreso de camiones de provisión de materiales.

### **11.3.3 Fase Funcionamiento**

#### **11.3.3.1 Afluencia de persona**

- ✓ El personal tendrá estacionamiento dedicado en la playa de estacionamiento dentro del predio.

#### **11.3.3.2 Ruidos del equipamiento**

- ✓ El equipamiento necesario para la potabilización será utilizado diariamente durante toda la jornada, contemplando principalmente en este ítem el ruido de las bombas tanto durante el proceso de filtración como distribución.

#### **11.3.3.3 Generación de residuos líquidos, sólidos y gaseosos**

- ✓ Líquidos: en estos se incluirán los residuos sanitarios del personal. Además de los derivados de la limpieza e higiene de las instalaciones y en menor medida de las oficinas.
- ✓ Sólidos: dentro de éstos se encuentran los RSU producidos principalmente por personal de la planta.
- ✓ Gaseosos: Pueden generarse debido al proceso de clorificación del agua

#### **11.3.3.4 Oferta de bienes y servicios**

- ✓ La construcción de una planta potabilizadora de agua, brinda a los habitantes un servicio básico para el desarrollo de la vida. Además el proyecto presenta una mejora al servicio existente combinando desde el punto de vista ambiental la explotación de acuíferos subterráneos con el agua superficial de la cuenca del diamante.

#### **11.3.3.5 Seguridad, vigilancia**

- ✓ En lo que se refiere a la seguridad en la zona se deberá contar con al menos tres serenos ya que la planta se debe vigilar las 24 horas del día debido a que las





propiedades del agua almacenada no pueden ser modificadas y se debe evitar el vandalismo, propio de la zona por tratarse de un terreno alejado de las ciudad.

#### **11.3.4 Fase Abandono**

##### **11.3.4.1 Cierre perimetral de la obra**

- ✓ Consistirá en la realización de un cercado perimetral para impedir el acceso de personas ajenas a la institución durante el tiempo que se considere oportuno para la realización de las actividades que se mencionaran posteriormente.

##### **11.3.4.2 Vigilancia del predio**

- ✓ En congruencia con el ítem anterior, en lo que se refiere a la vigilancia en la zona se deberá contar con al menos tres serenos ya que la planta se debe vigilar las 24 horas del día, y de esta forma evitar vandalismo y daños a terceros.

##### **11.3.4.3 Corte de energía eléctrica**

- ✓ Consiste en todas aquellas tareas vinculadas al corte del suministro eléctrico.

##### **11.3.4.4 Segado y/o tapado de pozos y excavaciones**

- ✓ Se deberá realizar un sellado de todos los pozos y excavaciones que se realizaron para el funcionamiento de la planta. Según se considere la necesidad los mismos podrán ser rellenados por material de la zona.

##### **11.3.4.5 Desmantelamiento de instalaciones fijas y equipamiento**

- ✓ Se efectuará manualmente y con ayuda de un auto elevador. Las partes se transportarán en camiones.

##### **11.3.4.6 Desmantelamiento y demolición de estructuras**

- ✓ Contempla todos los trabajos propios del desarme y derribo de las estructuras en su totalidad.

##### **11.3.4.7 Generación partículas de polvo en suspensión**

- ✓ Se refiere a todo el generado en las tareas de demolición y desmantelamiento, por el manejo de los materiales de la construcción, así como también el generado por los equipos pesados durante la ejecución de dichas tareas.

##### **11.3.4.8 Limpieza final**

- ✓ Incluye el transporte de escombros, limpieza y eliminación de suelo suelto en la zona de emplazamiento.

## 11.4 RELACIÓN ENTRE LAS ACCIONES DEL PROYECTO Y EL ENTORNO

### 11.4.1 Matriz causa – efecto y matriz de importancia

Para llevar a cabo la matriz se dividió la misma en filas y columnas. Las columnas se designaron con una letra que se corresponde con los factores del entorno afectados, por otro lado las filas se designaron con un número que corresponde a las acciones del proyecto ya enunciadas.

La celda que interseca cada factor con una acción, se dividió a su vez en cuatro casilleros que corresponden a la intensidad, extensión, persistencia y reversibilidad del impacto. A cada una de estas tipologías, se les dio un valor numérico en base a la calificación que se indica en el siguiente cuadro de la imagen 11.5:

NATURALEZA DEL IMPACTO		INTENSIDAD DEL IMPACTO (IN) (Grado de Destrucción)		EXTENSIÓN DEL IMPACTO (EX) (Área de Influencia)	
Impacto beneficioso	+	Baja	1	Puntual	1
Impacto perjudicial	-	Media	2	Parcial	2
		Alta	4	Extenso	4
		Total	12	Total	8
PERSISTENCIA DEL IMPACTO (PE) (Permanencia del efecto)		REVERSIBILIDAD (RV)		IMPORTANCIA (I)	
Fugaz	1	Corto Plazo	1	$I = \pm(3IN + 2EX + PE + RV)$	
Temporal	2	Medio Plazo	2		
Permanente	4	Irreversible	4		

Figura 11.5- Clasificación de los impactos

Fuente: Adaptado de Ingeniería Ambiental, por Lastra (2014), Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional San Rafael

Fuente: Apuntes de cátedra, Ingeniería Ambiental, Facultad Regional San Rafael, 2014.

En la elaboración de la matriz de importancia se utilizó una escala de colores para identificar rápidamente el carácter del impacto, a continuación se detalla cada uno de ellos:

- Color azul: Impacto beneficioso
- Color verde: Impacto perjudicial bajo (entre -7 y -24)
- Color amarillo: Impacto perjudicial medio (entre -25 y -42)
- Color rojo: Impacto perjudicial alto (entre -43 y -60)



---

## 11.4.2 Identificación de los impactos

### 11.4.2.1 Etapa de construcción

#### 11.4.2.1.1 Construcción de cierres, obrador y acopio de materiales

C-1: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media, debido al levantamiento de polvo y sustancias en suspensión. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

D-1: Genera un impacto perjudicial en lo que concierne a ruidos y vibraciones, con una intensidad baja, debido a las características de la construcción. El efecto que produce es parcial (afecta principalmente a todos los terrenos aledaños a la construcción), fugaz y reversible a corto plazo.

H-1: Genera un impacto perjudicial en el suelo de intensidad media debido a que las tareas realizadas durante esta etapa influyen en él. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a mediano plazo.

I-1: Genera un impacto perjudicial en el medio perceptual de intensidad media, debido a que en la zona en que se encuentra enmarcado el proyecto, el uso de vallados y la construcción del obrador genera un impacto en la visual que no pasa desapercibido. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible en el corto plazo.

K-1: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad media debido a la generación de puestos de trabajo y al movimiento monetario ocasionado por las características de la obra. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a mediano plazo.

#### 11.4.2.1.2 Limpieza del terreno, movimiento de suelo y compactación

A-2: Genera un impacto perjudicial en la flora de intensidad alta, debido a la afectación que produce en la vida silvestre del medio. Se considera que el efecto que produce es puntual, ya que solo afecta a la zona directa de estudio; que la persistencia del impacto es permanente; y que el efecto es irreversible. Debido a lo enunciado en este ítem, los efectos ocasionados en la flora sólo serán considerados en esta etapa de la obra, su efecto en las etapas posteriores se despreciará.

C-2: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media, debido al levantamiento de polvo y sustancias en suspensión. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.

D-2: Genera un impacto perjudicial en lo que concierne a ruidos y vibraciones, con una intensidad media, debido a las características de la construcción. El efecto que produce es parcial (afecta principalmente a todos los terrenos aledaños a la construcción), temporal y reversible a corto plazo.

F-2: Genera un impacto perjudicial en la cantidad y calidad del agua superficial con una intensidad media, debido a la necesidad de utilización de la misma para la compactación del terreno. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.

H-2: Genera un impacto perjudicial en el suelo de intensidad alta debido a que las tareas realizadas durante esta etapa son de carácter permanente e irreversible en lo que concierne a esta categoría. De esta forma, el efecto que produce se clasifica como puntual, permanente e irreversible.

K-2: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad media debido a la generación de puestos de trabajo y al movimiento monetario ocasionado por las características de la obra. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a mediano plazo.

#### 11.4.2.1.3 Construcción e instalaciones

C-3: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media, debido al levantamiento de polvo y sustancias en suspensión. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.

D-3: Genera un impacto perjudicial en lo que concierne a ruidos y vibraciones, con una intensidad media, debido a las características de la construcción. El efecto que produce es parcial (afecta principalmente a todos los terrenos aledaños a la construcción), temporal y reversible a corto plazo.

F-3: Genera un impacto perjudicial en la cantidad y calidad del agua superficial con una intensidad alta, debido a su utilización para la elaboración de morteros y hormigones, y su posterior curado; además de las pruebas hidráulicas en instalaciones. El efecto que produce es parcial, temporal y irreversible a corto plazo.

H-3: Genera un impacto perjudicial en el suelo de intensidad alta debido a que las tareas realizadas durante esta etapa producen una modificación de carácter permanente e irreversible en lo que concierne a esta categoría. De esta forma, el efecto que produce se clasifica como puntual, permanente e irreversible.

I-3: Genera un impacto beneficioso en el medio perceptual de intensidad media debido al impacto visual que genera en la población y en el contexto en el que se desarrolla. El efecto que produce es puntual, permanente e irreversible a largo plazo.

K-3: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad media debido a la generación de puestos de trabajo y al movimiento monetario ocasionado por las características de la obra. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a mediano plazo.



#### 11.4.2.1.4 Transporte de personal

C-4: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad baja, debido a la evacuación de gases producto de la combustión. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a mediano plazo.

#### 11.4.2.1.5 Generación de residuos

E-5: Genera un impacto perjudicial en lo que respecta a la generación de olores de intensidad media. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a medio plazo.

H-5: Genera un impacto perjudicial de intensidad media, debido a los restos de materiales como hormigones o morteros, y partes de materiales que quedan en el suelo. El efecto que produce se clasifica como puntual, temporal e irreversible.

I-5: Genera un impacto perjudicial en el medio perceptual de intensidad media debido al impacto visual que genera en la población y en el contexto en el que se desarrolla. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.1.6 Generación de partículas de polvo en suspensión

C-6: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad alta debido a la persistencia que tienen en el tiempo y la afectación en sus propiedades. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a medio plazo.

L-6: Genera un impacto perjudicial en la salud de intensidad alta, debido a que puede ocasionar graves problemas de tipo respiratorio en la población. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a medio plazo.

### **11.4.2.2 Etapa de funcionamiento**

#### 11.4.2.2.1 Afluencia de personal

J-7: Genera un impacto perjudicial en la población de intensidad baja. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.2.2 Ruidos del equipamiento

D-8: Genera un impacto perjudicial en el aire con respecto a los ruidos y vibraciones de intensidad alta. El efecto que produce es puntual, permanente y reversible a corto plazo.

J-8: Genera un impacto perjudicial en la población de intensidad media, debido a las molestias que ocasiona al personal que se encuentra trabajando en las instalaciones. El efecto que produce es puntual, permanente y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.2.3 Generación de residuos líquidos, sólidos y gaseosos

C-9: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media, principalmente debido a los residuos de tipo gaseosos (etapa de Cloración), y líquidos en etapa de limpieza de filtros, por ejemplo. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a medio plazo.

H-9: Genera un impacto perjudicial en el suelo de intensidad media. El efecto que produce se clasifica como parcial, temporal e irreversible.

#### 11.4.2.2.4 Oferta de bienes y servicios

F-10: La oferta genera un impacto perjudicial sobre la cantidad de agua disponible, de intensidad alta, de extensión parcial, de persistencia permanente y reversible a largo plazo.

G-10: Genera un impacto perjudicial sobre el agua subterránea, de intensidad alta debido a que aunque la utilización de agua superficial como fuente complementaria, disminuya considerablemente la explotación sobre el acuífero, la provincia sigue padeciendo emergencia hídrica y los recursos hídricos no abundan. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia permanente e irreversible a largo plazo.

J-10: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad alta debido a que el servicio que brinda el proyecto generará grandes beneficios en los usuarios y en la población afectada. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia permanente e irreversible.

K-10: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad alta debido a la generación de puestos de trabajo y al movimiento monetario ocasionado por las características de la obra. El efecto que produce es parcial, permanente y reversible a medio plazo.

L-10: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la salud de intensidad alta debido a las mejoras en la calidad del agua que se ofrecerá. El efecto que produce es parcial, permanente e irreversible.

#### 11.4.2.2.5 Seguridad y vigilancia

J-11: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad media debido al cuidado de la nueva planta que proveerá agua a los usuarios. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia temporal y reversible a corto plazo.

K-11: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.



L-11: La afectación sobre la calidad del agua se verá beneficiada al contar con vigilancia permanente, al asegurar que ningún agente externo a la planta produzca una contaminación sobre la misma. El efecto es de intensidad alta, extensión parcial, carácter permanente, e irreversible.

### **11.4.2.3 Etapa de abandono**

#### 11.4.2.3.1 Cierre perimetral de la obra

J-12: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad media debido a la prevención de daños a terceros. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia temporal y reversible a corto plazo.

K-12: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.2 Vigilancia del predio

J-13: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad media debido a la prevención de daños a terceros. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia temporal y reversible a corto plazo.

K-13: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.3 Corte de energía eléctrica

J-14: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad media debido a la generación de puestos de trabajo y debido a la prevención de daños a terceros. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia temporal y reversible a corto plazo.

K-14: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.4 Segado y/o tapado de pozos y excavaciones

C-15: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media, debido al levantamiento de polvo y sustancias en suspensión. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.

D-15: Genera un impacto perjudicial en lo que concierne a ruidos y vibraciones, con una intensidad media, debido a las características de la construcción. El efecto que produce es parcial (afecta principalmente a todos los terrenos aledaños a la construcción), temporal y reversible a corto plazo.

H-15: Genera un impacto perjudicial en el suelo de intensidad alta debido a que las tareas realizadas durante esta etapa pueden producir (en caso de tratarse de cegado) una modificación de carácter permanente e irreversible en lo que concierne a esta categoría. De esta forma, el efecto que produce se clasifica como puntual, permanente e irreversible.

J-15: Genera un impacto beneficioso en la población de intensidad media debido a la generación de puestos de trabajo y debido a la prevención de daños a terceros. El efecto que produce es de extensión parcial, de persistencia temporal y reversible a corto plazo.

K-15: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.5 Desmantelamiento de instalaciones fijas y equipamiento

D-16: Genera un impacto perjudicial en el aire con respecto a los ruidos y vibraciones de intensidad baja. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

K-16: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.6 Desmantelamiento y demolición de estructuras

C-17: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media debido a las partículas en suspensión que se originan producto de ésta actividad. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a corto plazo.

D-17: Genera un impacto perjudicial en el aire con respecto a los ruidos y vibraciones de intensidad media. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a corto plazo.

K-17: Genera un impacto beneficioso en lo que concierne a la economía regional y de la población de intensidad baja debido a la generación de puestos de trabajo. El efecto que produce es puntual, fugaz y reversible a corto plazo.

#### 11.4.2.3.7 Generación de partículas de polvo en suspensión

C-18: Genera un impacto perjudicial en la calidad del aire de intensidad media debido a la persistencia que tienen en el tiempo y la afectación en sus propiedades. El efecto que produce es parcial, temporal y reversible a medio plazo.

L-18: Genera un impacto perjudicial en la salud de intensidad baja, debido a que puede ocasionar problemas de tipo respiratorio en la población. El efecto que produce es puntual, temporal y reversible a corto plazo.





ACCIONES FACTORES		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	
		M. BIOTICO		MEDIO ABIOTICO							MEDIO PERCEPTUAL	MEDIO SOCIO - ECONOMICO - CULTURAL		
		FLORA	FAUNA	AIRE			AGUA		SUELO	POBLACIÓN		ECONOMÍA	SALUD	
				Calidad del aire	Ruidos y Vibraciones	Olores	Cantidad y calidad del agua superficial	Cantidad y calidad del agua subterránea						
<b>ETAPA DE CONSTRUCCION</b>														
1	Construcción de cierres, obrador y acopio de materiales	0	0	-10	-9	0	0	0	-12	-11	0	14	0	
2	Limpieza del terreno, movimiento de suelo y compactación	-22	0	-11	-13	0	-11	0	-22	0	0	14	0	
3	Construcción e instalaciones	0	0	-11	-14	0	-22	0	-22	16	0	12	0	
4	Transporte de personal	0	0	-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
5	Generación de residuos	0	0	0	0	-12	0	0	-14	-11	0	0	0	
6	Generación de partículas de polvo en suspensión	0	0	-20	0	0	0	0	0	0	0	0	-20	
<b>ETAPA DE FUNCIONAMIENTO</b>														
7	Afluencia de personal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7	0	0	
8	Ruidos del equipamiento	0	0	0	-19	0	0	0	0	0	-13	0	0	
9	Generación de residuos líquidos, sólidos y gaseosos	0	0	-14	0	0	0	0	-16	0	0	0	0	
10	Oferta de bienes y servicios	0	0	0	0	0	-22	-22	0	0	24	22	24	
11	Seguridad, vigilancia	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	7	24	
<b>ETAPA DE ABANDONO</b>														
12	Cierre perimetral de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	7	0	
13	Vigilancia del predio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	7	0	
14	Corte de energía eléctrica	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	7	0	
15	Segado y/o tapado de pozos y excavaciones	0	0	-11	-14	0	0	0	-22	0	13	7	0	
16	Desmantelamiento de instalaciones fijas y equipamiento	0	0	0	-7	0	0	0	0	0	0	7	0	
17	Desmantelamiento y demolición de estructuras	0	0	-13	-13	0	0	0	0	-8	0	7	0	
18	Generación de partículas de polvo en suspensión	0	0	-14	0	0	0	0	0	0	0	0	-14	
19	Limpieza final	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0	7	0	

Figura 11.7- Matriz de importancia

Fuente: Elaboración propia.

## 11.5 PLAN DE MITIGACIÓN

Una vez identificados los impactos presentes en cada una de las etapas del proyecto, se procede a realizar el plan de mitigación. Éste consiste en proponer el modo en que se atenuarán cada uno de los impactos ya identificados con una letra y un número en el apartado anterior.

- ✓ **C6-L6:** Para prevenir el excesivo levantamiento de partículas se regará el predio con frecuencia. Se adecuará esta medida a las condiciones climáticas del momento.



- 
- ✓ **D1-D2-D3:** Para evitar una molestia a los vecinos, las acciones que se han estipulado que van a producir ruidos y molestias se realizarán en horarios especificados, siendo estos los de comercio. Se limitará a realizar en horarios de silencio sólo tareas de planeamiento y gerenciamiento.
  - ✓ **E5:** Se dispondrá en obra de baños químicos provistos por una empresa habilitada la cual se encarga de su mantenimiento. Los residuos orgánicos, se depositarán en obra dentro del predio, protegidos de la intemperie hasta los días y horarios correspondientes al paso de servicio de recolección de la municipalidad. Los residuos sólidos producto de las tareas de construcción se colocarán en contenedores provistos por una empresa habilitada, la cual se ocupará de la disposición final de estos.
  - ✓ **F3:** El uso de agua necesaria para la etapa de construcción se realizará con total racionalidad, previniendo el derroche o uso innecesario de la misma.
  - ✓ **H2-H3:** Se estudiarán los volúmenes de suelo a generarse producto del movimiento del mismo para las tareas de nivelación. El material que no sea útil para las tareas de construcción se trasladará a lugares especificados mediante camiones.
  - ✓ **D8:** Todos aquellos equipos que sean fuente de ruidos molestos y vibraciones serán colocados sobre correctas fundaciones con el fin de disminuirlos. Además, los operarios deberán utilizar los elementos de seguridad correspondientes para atenuarlos, como protecciones auditivas.
  - ✓ **F10-G10:** La cantidad de agua extraída tanto de fuente superficial como subterránea será correctamente medida y se proveerá de manera racional, para abastecer a todos los usuarios del servicio.
  - ✓ **C15-C17-C18:** Para prevenir el levantamiento de partículas, se regará el predio con una frecuencia necesaria según las condiciones climáticas del momento. Además se limitará la velocidad de circulación de vehículos en lugar.
  - ✓ **D15-D16-D17:** Las tareas de tapado y/o cegado de pozos y excavaciones y de desmantelamiento se realizarán exclusivamente en horario de comercio, para no generar molestias en los vecinos.
  - ✓ **H15:** Se deberán estudiar los volúmenes y cerciorarse de que los efectos producidos por el movimiento de suelos generados producto de esta actividad sean mínimos.
  - ✓ **L18:** Para prevenir problemas respiratorios en la gente aledaña al predio se realizarán las tareas ya mencionadas con respecto al levantamiento de partículas de polvo en suspensión.

## 11.6 PLAN DE CONTINGENCIAS

El paso siguiente es elaborar un plan para prevenir y controlar las consecuencias de las situaciones eventuales y transitorias que puedan ocurrir, y que afectarían la salud de la población y los ecosistemas.

### 11.6.1 Intensidad de contingencias

De este modo se clasificarán las contingencias con una letra según su grado de intensidad, teniendo en cuenta su probabilidad de ocurrencia, lapso de duración y su grado de afectación tanto a las personas como al medio ambiente. Dicha clasificación se detalla a continuación y se presenta un resumen en la tabla 11.1:

- **De baja intensidad (A)**, cuando el fenómeno se presenta de forma eventual, por un período corto de tiempo, y no afecta de manera importante ni la salud de las personas, ni al ambiente, además puede ser superado de manera casi inmediata.
- **De media intensidad (B)** son aquéllas que se presentan cuando el fenómeno además de las consecuencias físicas en el ambiente, subsiste por un período de tiempo que representa un riesgo gradual e inminente para la integridad de las personas.
- **De alta intensidad (C)** se presentan cuando la contingencia, de acuerdo a su naturaleza, es capaz de afectar gravemente la salud de las personas y causa daños importantes al medio ambiente alterando algunos ecosistemas.

Intensidad	Tipo	Manifestación	Afectación
Baja Intensidad	A	Eventual y periodo de tiempo corto	-No afecta al ambiente -No afecta a la salud de las personas
Media Intensidad	B	Por un periodo de tiempo medio	- Afecta al ambiente -No afecta a la salud de las personas, pero si existe el riesgo del mismo
Alta Intensidad	C	Por un periodo de tiempo largo	- Afecta al ambiente -Afecta a la salud de las personas.

Tabla 11.1- Intensidad de las contingencias

Fuente: Elaboración propia.

### 11.6.2 Tipos de contingencias

En la siguiente tabla se muestran los tipos de contingencias que se tuvieron en cuenta, como los recursos e instalaciones que afectan cada uno.



Contingencia	Recursos afectados	Instalaciones afectadas
Incendio	Personas	Infraestructura e instalaciones edilicias
	Maquinarias	
	Instalaciones	
Fenómeno climático	Personas	Infraestructura e instalaciones edilicias
	Suelos	
	Flora y fauna	
Fenómeno Sísmico	Personas	Infraestructura e instalaciones edilicias.
	Maquinarias	
	Instalaciones	
Accidentes con vehículos, equipos y/o maquinaria	Personas	Infraestructura e instalaciones edilicias.
	Maquinarias	
	Instalaciones	
Contaminación del recurso hídrico	Personas	Infraestructura e instalaciones edilicias.
	Suelos	
	Flora y fauna	

Tabla 11.2- Tipos de contingencias

Fuente: Elaboración propia

### 11.6.2.1 Plan de tareas ante incendio

En la tabla 11.3 se hace un detalle de las tareas a realizar en caso de incendio dependiendo de la intensidad del mismo:

Contingencia	Tipo	Acciones	Personal afectado
Principio de incendio	A	Corte de energía Extinción del siniestro con equipo móvil	- Encargado
Incendio de mediana magnitud	B	Corte de energía Extinción del siniestro.	- Encargado
			- Bomberos
Incendio descontrolado de gran magnitud,	C	Corte de energía. Extinción del Siniestro.	- Encargado
			- Bomberos
			- Defensa Civil

Tabla 11.3- Tareas ante incendio

Fuente: Elaboración propia.

### 11.6.2.2 Plan de tareas ante un evento climático

En la tabla 11.4 se hace un detalle de las tareas a realizar en caso de ocurrencia de un evento climático en función de su intensidad:

Contingencia	Tipo	Acciones	Personal afectado
Lluvias débiles sin peligro de riesgo laboral	A	Señalizar lugares peligrosos de tránsito permanente.	- Encargado
		Equipo adecuado para el personal.	
Lluvias intensas	B	Restringir el ingreso a lugares especificados de la planta.	- Encargado
Aluvión	C	Organizar al personal y desconectar línea eléctrica al establecimiento	- Encargado
			- Bomberos
			- Defensa civil

Tabla 11.4- Tareas ante evento climático

Fuente: Elaboración propia.

### 11.6.2.3 Plan de tareas ante un evento sísmico

Frente a un evento sísmico, tanto el personal de turno como el encargado de la planta serán instruidos para mantener la calma en todo momento.

Se colocará la señalización necesaria y carteles informativos sobre los pasos a seguir ante un sismo.

Cuando comiencen los temblores el personal se dirigirá al punto de reunión, ubicado en el exterior y alejado considerablemente de las instalaciones de la planta. En este trayecto, la gente debe mantenerse ordenada y caminar en fila, siempre manteniendo la calma.

Si alguien quedara dentro de la planta, deberá adoptar las medidas de seguridad adecuadas, protegiéndose momentáneamente en cuclillas justo al lado de una mesa o escritorio, donde se genera el conocido triángulo de vida en caso de derrumbe o caída de objetos. Una vez que cese el movimiento sísmico sí deberán salir hacia la zona de seguridad, en forma rápida pero ordenada, debido a que pueden producirse réplicas de carácter moderado respecto al primero.

Si existieran heridos de gravedad se contacta directamente al sistema de seguridad, y se trasladarán al centro de atención más cercano. Los demás serán atendidos respetando los pasos de primeros auxilios conocidos y dando ayuda a las personas con reacciones emocionales propias del hecho.

En ningún caso se accionarán los interruptores eléctricos y se deberá tener cuidado con vidrios rotos, mobiliario y partes de la instalación dañadas, cables caídos, etc. En caso de producirse un incendio como consecuencia del sismo, se implementara el plan contra incendios mencionado anteriormente.

Luego del evento se verificará el estado de cañerías y maquinarias de la planta, redactando un informe con las reparaciones necesarias para poner en marcha nuevamente las instalaciones.

A continuación en la tabla 11.5 se realiza una clasificación de los posibles eventos sísmicos.

Intensidad	Tipo	Manifestación	Afectación
Baja Intensidad	A	Perceptible por un bajo porcentaje de la población. Corta duración de tiempo.	- No afecta al ambiente -No afecta a la salud de las personas
Media Intensidad	B	Perceptible por gran parte de la población. Duración significativa en el tiempo. Daños menores	- Afecta al ambiente -No afecta a la salud de las personas, pero si existe el riesgo del mismo
Alta Intensidad	C	Perceptible por la totalidad de la población. Larga duración en el tiempo. Daños significativos.	- Afecta al ambiente -Afecta a la salud de las personas.

Tabla 11.5- Clasificación de eventos sísmicos

Fuente: Elaboración propia.



### 11.6.2.4 Plan de tareas ante accidentes con vehículos, equipos y/o maquinaria

En la tabla 11.6 se hace un detalle de las tareas a realizar en caso de accidente con vehículos, equipos y/o maquinaria dependiendo de la intensidad del mismo:

Contingencia	Tipo	Acciones	Personal afectado
Accidente menor. Falla de un equipo.	A	Corte de energía. Manejo de la situación y/o del personal	Encargado
Accidente mayor. Falla en parte de la planta.	B	Corte de energía. Manejo de la situación y del personal afectado. Llamado a centros asistenciales más cercanos.	Encargado
			Centros asistenciales
Colapso. Falla en toda la instalación.	C	Corte de energía. Manejo de la situación y del personal afectado. Llamado a centros asistenciales más cercanos y bomberos.	Encargado
			Centros asistenciales
			Bomberos

Tabla 11.6- Tareas ante incendio

Fuente: Elaboración propia.

### 11.6.2.5 Plan de tareas ante contaminación hídrica

En la tabla 11.7 se hace un detalle de las tareas a realizar en caso de contaminación hídrica dependiendo de la intensidad del mismo:

Contingencia	Tipo	Acciones	Personal afectado
Contaminación leve.	A	Cese de actividades. Notificación a autoridades competentes. Manejo de la situación de forma inmediata.	Encargado
			Departamento General de Irrigación
Contaminación moderada.	B	Cese de actividades. Notificación a autoridades competentes. Manejo de la situación de forma inmediata.	Encargado
			Departamento General de Irrigación
			EPAS
Contaminación severa.	C	Cese de actividades. Notificación a autoridades competentes. Manejo de la situación de forma inmediata.	Aguas Mendocinas
			Encargado
			Departamento General de Irrigación
			EPAS
			Aguas Mendocinas
			Defensa Civil

Tabla 11.7- Tareas ante incendio

Fuente: Elaboración propia.

### 11.6.3 Rol de llamadas

A continuación se indican los números telefónicos que serían de utilidad ante la ocurrencia de alguno de los eventos mencionados:

- ✓ Bomberos: 911
- ✓ Policía: 911
- ✓ Hospital público de San Rafael: 0260- 4437256
- ✓ Defensa Civil, Municipalidad de San Rafael: 911
- ✓ EDEMSA: 0260- 4436889
- ✓ AySAM: 0810-777-2482
- ✓ Departamento General de Irrigación – Sub delegación de aguas del Río Diamante: 0260-4430672 o 4422230
- ✓ EPAS (Ente Provincial de Agua y Saneamiento) de Mendoza: 0800-666-0600

## **11.7 PROGRAMA DE VIGILANCIA AMBIENTAL**

La cooperativa, Unión Vecinal Luis Tirasso del distrito El Cerrito y su responsable se someterán a que las diferentes autoridades de control efectúen todos aquellos monitoreos que se consideren pertinentes, como el EPAS, el Departamento General de Irrigación o la misma Municipalidad de San Rafael.

A su vez, la Cooperativa deberán manifestar su compromiso para el cumplimiento de todas las acciones enunciadas en el presente capítulo y de todas que aquellas que puedan ser consideradas necesarias para cumplir con los fines perseguidos. Para ello, dicha institución deberá contar con un programa de monitoreo ambiental consistente en la evaluación continua en el tiempo de los procesos de captación y tratamiento del agua.





# CAPÍTULO 12: EVALUACIÓN ECONÓMICA FINANCIERA

## Descripción breve:

En el presente capítulo se realizará a priori la evaluación económica financiera del proyecto, a los fines de estipular en forma aproximada los costos y beneficios del mismo y su viabilidad.





---

## 12 EVALUACIÓN ECONÓMICA FINANCIERA

---

En todo proyecto la evaluación económica se realiza sobre la base de la comparación entre la situación “sin proyecto”, desarrollada en el diagnóstico, y la situación “con proyecto”, plasmada en el documento del trabajo.

La evaluación económica se realiza en forma independiente de las fuentes de financiamiento posibles; no obstante constituye la base necesaria sobre la cual se pueden identificar las fuentes de financiamiento más apropiadas.

Además, para el caso particular de la planta potabilizadora en estudio, se requiere información confiable sobre costos como base para la planificación, toma de decisiones, gestión de los servicios, tarifas a aplicar y selección de la tecnología.

En general la evaluación económica de un proyecto persigue los siguientes objetivos básicos, definidos en el marco de las etapas previas necesarias, la identificación (necesidad/problema) y la formulación del proyecto:

- Explicitar el marco de la evaluación económica y su naturaleza: evaluación privada o evaluación social.
- Identificar, explicitar y cuantificar los costos (egresos) del proyecto.
- Identificar, explicitar y cuantificar los beneficios (ingresos) del proyecto.
- Definir los escenarios probables en los cuales se desarrollará el proyecto, en el marco de un horizonte temporal predefinido y pertinente con la finalidad y naturaleza del proyecto.
- Sobre la base de los anteriores realizar la evaluación económica propiamente dicha, lo cual supone efectuar:
  - La formulación y cálculo del flujo de fondos (ingresos y egresos) en el horizonte definido.
  - La definición y cálculo los indicadores económicos (VAN, TIR, otros) que permiten evaluar el proyecto en cuanto a su viabilidad y factibilidad de ejecución.
  - La medición del riesgo de la inversión a través de metodologías apropiadas.
- En función de los indicadores económicos explicitar las condiciones bajo las cuales el proyecto es factible, estableciendo la recomendación pertinente de inversión, su postergación o abandono de la idea-proyecto.

### 12.1 MARCO DE LA EVALUACIÓN – NATURALEZA DEL PROYECTO

Respecto a la naturaleza del proyecto se puede indicar que el mismo es claramente un proyecto social, ya que está promovido desde una institución pública (Municipalidad de San Rafael) en su fase de preinversión, y se contempla que las fases de inversión y operación estén a cargo de la misma institución pública o una privada (Cooperativas vecinales de los diferentes distritos).

El horizonte temporal del proyecto debe explicitarse sobre la base de considerar al proyecto como público, de aquí que dicho horizonte debe ser establecido para ejecutar las fases de inversión y operación entre el mediano y el largo plazo. Dada la naturaleza del proyecto no son de aplicación aquí las condiciones y lógicas en que se desenvuelve el mercado de capitales “privados”, el cual suele estar más orientado hacia la reproducción de

una lógica de corto y mediano plazo (menor a diez años). Para el proyecto es prácticamente imposible que se reproduzcan en la praxis las externalidades y efectos intangibles identificados más abajo en un horizonte de corto o mediano plazo (menor a diez años).

Por lo tanto se considera como razonable adoptar un horizonte de evaluación del proyecto de diez (10) años en su fase de operación en coincidencia con el período diseño ya definido; más un (01) año en su fase de inversión, aunque pueden diferirse inversiones a otros periodos anuales en función de la presente evaluación económica.

## 12.2 IDENTIFICACIÓN Y CUANTIFICACIÓN DE COSTOS Y BENEFICIOS

### 12.2.1 Costos del proyecto

El presupuesto tiene por objeto identificar y cuantificar el total de los recursos económicos necesarios para materializar las distintas etapas del proyecto. En cualquier proyecto de inversión, existen Costos Directos, Costos Indirectos y Costos Financieros. Debido a que el proyecto se encuentra en la etapa de prefactibilidad solo se analizarán en forma detallada los costos directos de infraestructura, los costos indirectos que se suponen como un porcentaje de los costos directos y los costos financieros son nombrados con el fin de que, en etapas posteriores no sean ignorados.

#### 12.2.1.1 Identificación de costos directos de infraestructura

##### 12.2.1.1.1 Inversión inicial

Se realizará un análisis de los ítems del cómputo y consecuentemente del presupuesto más relevante. En base a ellos, afectándolos de un factor de incidencia, se tuvieron en cuenta el resto.

Debido a las características constructivas de la obra y la gran incidencia del hormigón armado en su construcción se computa este valor en metros cúbicos además de los kilos de hierro a utilizar. Dicho cómputo se obtuvo aplicando la bibliografía de Chandías. Se considera que éste valor representa el 60% de la obra total por ello adopta éste como factor de incidencia para el cálculo estimado del presupuesto total.

ELEMENTOS	MATERIALES	
	HORMIGÓN [m <sup>3</sup> ]	ACERO [Kg]
<b>BASES</b>	53,15	948,96
<b>VIGAS</b>	57,69	5715,00
<b>COLUMNAS</b>	53,04	6360,60
<b>LOSAS</b>	173,05	12329,46
<b>TOTAL</b>	336,93	25354,02

Tabla 12.1- Cómputo de hormigón y hierro por elemento estructural



MATERIALES	CÓMPUTO TOTAL	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
HORMIGÓN [m³]	336,93	\$ 2.000,00	\$ 673.861,22
ACERO [Kg]	25354,02	\$ 57,50	\$ 1.457.856,15
<b>SUB TOTAL</b>			<b>\$ 2.131.717,37</b>
<b>% INCIDENCIA ADOPTADO</b>			<b>60%</b>
<b>TOTAL</b>			<b>\$ 3.552.862,29</b>

Tabla 12.2- Presupuesto de inversión inicial

Dentro del 40% no detallado se incluyen mano de obra, equipamiento hidráulico, levantamiento topográfico, estudios geológicos, asesorías, mobiliario, carpintería, entre otros.

### 12.2.1.2 Costos de mantenimiento

Para garantizar la calidad del agua para consumo humano, es necesario operar y conservar adecuadamente la totalidad de las instalaciones y equipos previstos para la producción de agua potable.

El mantenimiento se encuentra asociado a la vida útil del proyecto, en este caso este valor es de 10 años.

Dentro de estos costos se incluyen principalmente los debidos al mantenimiento de equipos e instalaciones, tanto para la prevención como la corrección de daños. Cabe destacar que para el estudio económico se considera que estas tareas se realizan en forma periódica a lo largo del tiempo, por lo tanto no se deberían realizar grandes inversiones en momentos determinados.

### 12.2.1.3 Costos financieros

Los costos financieros están representados en su mayor parte por los intereses que genera la inversión en la obra, pero existen otros aspectos que no deben ignorarse. La Asesoría Financiera y Legal constituye un aspecto a tener muy en cuenta en un proyecto de estas características, debido a los procedimientos, en caso de existir, de expropiación, servidumbres, regalías y financiamiento que se deben llevar a cabo y que escapan a los conocimientos del Ingeniero Civil. Imprevistos, primas de riesgos de trabajo, impuestos, permisos al Departamento General de Irrigación, costos administrativos de trámites de préstamos, licitaciones, contrato y adquisiciones, entre otros, constituyen otros rubros de los costos financieros.

### 12.2.1.4 Costos de operación

Los costos de operación para una planta potabilizadora de agua involucran el costo debido al permiso para el uso del recurso (Departamento General de Irrigación), salarios de los operarios, productos químicos empleados en el tratamiento (coagulantes, acondicionador de PH, cloro, etc), impuestos por el uso de servicios, gastos por control de la calidad del agua y los procesos. Cabe considerar que los costos de mantenimiento son imputables a los

costos de operación y se debe tener en cuenta esta estrecha relación para el análisis económico.

### 12.2.2 Beneficios del proyecto

Los beneficios de la obra pueden clasificarse en dos categorías:

#### 12.2.2.1 Beneficios directos

- Percibidos por la empresa prestadora del servicio: Arancel bimestral al brindar el servicio de agua potable.
- Generación de empleo directo.

##### 12.2.2.1.1 Identificación de Beneficios Directos

En este caso se considera como beneficio directo el ingreso debido al arancel que pagan los usuarios por conexión domiciliaria. El valor fue tomado del régimen tarifario vigente de Aguas Mendocinas.

El valor se incrementa anualmente en un 20% teniendo en cuenta aumentos inflacionarios y de mantenimiento.

##### 12.2.2.1.2 Cuantificación de Beneficios Directos

En función de los ingresos ponderados, el consumo anual medio y la capacidad de producción de la planta, el total anual de beneficios directos vendrá dado por:

BD = ingresos por m<sup>3</sup>/agua consumido + generación de empleo directo (igual a costo de salarios de gestión)

$$BD = 1,85 (\$/m^3 \times \text{conexión domiciliaria}) * 50 (m^3/\text{bimestres}) * 6 (\text{bimestres}) * 1183 (\text{conexiones}) + \$/\text{anual } 840.000$$

<b>BD = 1.496.565,00 \$/año</b>
---------------------------------

#### 12.2.2.2 Beneficios indirectos

- A la Nación, Provincia y Municipio.
- A la sociedad

##### 12.2.2.2.1 Identificación de Beneficios (ingresos) Indirectos

Ingresos por incremento de la demanda por usos y costumbres de los habitantes debidos a la mejora en la calidad del servicio.

Ingresos por incremento de la demanda debido al crecimiento demográfico de la población y prospectiva de extensión territorial.

Generación de empleo indirecto, básicamente en las empresas citadas en los ítems anteriores, en términos del incremento de mano de obra necesario para afrontar el incremento de la demanda citada.



12.2.2.2.2 Cuantificación de Beneficios (ingresos) Indirectos

Se realiza una cuantificación de tipo general y aproximada en términos porcentuales del total de los beneficios directos del proyecto, actuando con la debida cautela en la asignación del porcentaje al efecto de no asignarle al proyecto beneficios que el mismo no genera.

$$BI = 10 \% * BD$$

<b>BI = 149.655,50 \$/año</b>
-------------------------------

**12.2.2.3 Externalidades y efectos intangibles (EEI)**

12.2.2.3.1 Identificación de Externalidades y Efectos Intangibles

La mejora en la calidad de vida y el bienestar de los usuarios al tener acceso a un servicio de calidad superior. Evitar así, los efectos nocivos en la salud prolongando la esperanza de vida de la sociedad. Además, al mejorar las propiedades físico-químicas del agua se solucionan problemas de obstrucción de cañerías y rotura de electrodomésticos asociados a la dureza del agua del servicio actual.

La contribución al crecimiento general de San Rafael, debido a generación de obras de infraestructura y tecnología a los distritos fuera de la Ciudad, fomentando la inserción de estos sectores.

Promoción de la generación y cualificación del empleo en San Rafael, a través de la formulación y asistencia a la implementación, puesta en marcha y gestión de un emprendimiento de tal envergadura.

12.2.2.3.2 Cuantificación de externalidades y efectos intangibles

La característica saliente de las externalidades y efectos intangibles es la prácticamente imposible cuantificación de los ingresos que pueden generar; por ello es que se recurre aquí a una valorización general porcentual de los beneficios directos (los de mayor certidumbre) del proyecto, actuando con la necesaria cautela a la hora de asignar dicho porcentaje al efecto de no asignarle al proyecto beneficios excesivos que probablemente no termine generando en el horizonte de evaluación pero teniendo en cuenta que, al tratarse de un proyecto de carácter social, este parámetro cobra gran importancia.

Por los tanto las EEI se calculan sobre la base de:

$$EEI = 35 \% BD$$

<b>EEI = 523.797,75 \$/año</b>
--------------------------------

## 12.3 MEDICIÓN DE LA EFECTIVIDAD ECONÓMICA

Todos los aspectos antes analizados, contribuyen a estructurar conceptualmente las medidas de efectividad económica de la alternativa aquí planteada. Estas medidas de efectividad económica, constituyen indicadores de tipo cuantitativo para expresar la bondad económica de la alternativa de inversión.

Los criterios de evaluación son los siguientes:

- Valor Actual Neto (VAN): Medida cuya unidad de medida es el dinero en términos absolutos y cuya metodología se basa en comparar el dinero de ingresos y egresos correspondientes a un mismo período de tiempo, aplicando fundamentalmente el concepto del valor de dinero en el tiempo.
- Tasa Interna de Retorno (TIR), tasa de interés más utilizada.
- Cociente Beneficio-Costo (B/C): Medida que expresa la relación de los ingresos y los costos, en sus valores actualizados.

### 12.3.1 Cuantificación de la efectividad económica

Para el cálculo de los parámetros de evaluación mencionados se tuvo en cuenta una tasa de descuento del 10%. Dicha tasa pondera el riesgo asociado a la toma de decisiones sobre un proyecto. Además se realizaron dos evaluaciones diferentes:

- La primera teniendo en cuenta, además de los beneficios directos e indirecto las externalidades y efectos intangibles, por tratarse de un proyecto de carácter social en el cual éstos cobran gran relevancia.
- La segunda sólo considerando los beneficios directos e indirectos, siendo así más realista desde la óptica de la explotación privada si no se reciben subsidios del estado por la prestación del servicio.

Lo anterior se debe a que las externalidades y efectos intangibles en este tipo de proyectos se corresponden con beneficios sociales más generales (mejora de la calidad de vida por ejemplo) que no dependen sólo del proyecto sino que hay otros factores que influyen y lo determinan (educación, atención de la salud, seguridad, ingresos y empleo, etc.); de tal forma que es improbable poder llegar a determinar la influencia del proyecto sobre esos factores como para cuantificarlos. De esta forma, desde el punto de vista práctico, la comparación entre ambos resultados expresa resultados más aproximados a la realidad.

Los costos se mantienen constantes en ambos casos sólo varían los ingresos, a continuación se expresan los resultados de los mismos:





Ítem	Descripción Ítem	Montos (\$)					
		Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5 y ...
1	Costos de Inversión inicial	3.552.862					
2	Costos de Operación Anual		284.228	341.074	409.289	491.147	638.491
3	<b>Total Anual Costos Inversión y Operación</b>	<b>3.552.862</b>	<b>284.228</b>	<b>341.074</b>	<b>409.289</b>	<b>491.147</b>	<b>638.491</b>

Tabla 12.3- Costos de inversión inicial y operación anual

Fuente: Elaboración propia

### 12.3.1.1 Indicadores económicos teniendo en cuenta externalidades y efectos intangibles

Los resultados arrojados en este caso fueron un valor de **VAN** de \$ **3.648.367,15**, por lo tanto al ser mayor que cero (positivo), se puede concluir en que se recupera la inversión en el horizonte del proyecto y además genera ganancia.

El valor obtenido de la **TIR** es de **26,03%** por lo tanto al ser mayor a la tasa de descuento se puede concluir en que invertir en el proyecto es conveniente debido a que este parámetro nos indica la rentabilidad sobre el capital invertido.

A continuación se adjuntan las matrices indicadas en la evaluación económica.

Ítem Nº	Descripción Ítem	Periodos (en años)					
		Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5
1	Ingresos del Proyecto	0	808.066	969.679	1.163.615	1.396.338	1.675.606
2	Egresos del Proyecto	-3.552.862	-284.229	-341.075	-409.290	-491.148	-638.492
3	<b>Diferencia (Ingresos - Egresos)</b>	<b>-3.552.862</b>	<b>523.837</b>	<b>628.605</b>	<b>754.325</b>	<b>905.191</b>	<b>1.037.114</b>
		<b>Año 6</b>	<b>Año 7</b>	<b>Año 8</b>	<b>Año 9</b>	<b>Año 10</b>	
		2.010.727	2.412.873	2.895.447	3.474.536	4.169.444	
		-638.492	-638.492	-638.492	-638.492	-638.492	
		<b>1.372.235</b>	<b>1.774.381</b>	<b>2.256.955</b>	<b>2.836.044</b>	<b>3.530.952</b>	

Tabla 12.4- Ingresos y egresos con externalidades y efectos intangibles

Fuente: Elaboración propia.

### 12.3.1.2 Indicadores económicos sin considerar externalidades y efectos intangibles

En este segundo caso, los resultados arrojados fueron un valor de **VAN** de \$ **1.116.223,64**, por lo tanto al igual que en el caso anterior, por ser mayor que cero, se puede concluir en que se recupera la inversión en el horizonte del proyecto y además genera una ganancia.

El valor obtenido de la **TIR** es de **15,55%** siendo éste mayor a la tasa de descuento, por lo que también se puede concluir en que invertir en el proyecto es conveniente incluso sin considerar los beneficios debidos a las externalidades y efectos intangibles (desde el punto de vista exclusivamente privado).

A continuación se adjuntan las matrices indicadas en la evaluación económica.

Ítem Nº	Descripción Ítem	Periodos (en años)					
		Año 0	Año 1	Año 2	Año 3	Año 4	Año 5
1	Ingresos del Proyecto	0	598.568	718.281	861.937	1.034.325	1.241.190
2	Egresos del Proyecto	-3.552.862	-284.229	-341.075	-409.290	-491.148	-638.492
3	<b>Diferencia (Ingresos - Egresos)</b>	<b>-</b>	<b>314.339</b>	<b>377.206</b>	<b>452.647</b>	<b>543.177</b>	<b>602.698</b>
		Año 6	Año 7	Año 8	Año 9	Año 10	
		1.489.427	1.787.313	2.144.776	2.573.731	3.088.477	
		-638.492	-638.492	-638.492	-638.492	-638.492	
		<b>850.935</b>	<b>1.148.821</b>	<b>1.506.284</b>	<b>1.935.239</b>	<b>2.449.985</b>	

Tabla 12.5- Ingresos y egresos sin externalidades y efectos intangibles

Fuente: Elaboración propia.

## 12.4 CONCLUSIONES

En función del análisis realizado, los resultados obtenidos y dado el carácter de **prefactibilidad** que tiene el presente estudio, se recomienda proseguir con las acciones de formulación y evaluación del proyecto ya que el mismo muestra signos claros de ser viable tanto desde el punto de vista social como netamente privado. Cabe aclarar que si bien el valor de VAN (ganancia) es menor en el segundo caso, igualmente sigue siendo una inversión viable para las empresas prestadoras del servicio; en caso contrario si solo cerrara considerando las externalidades y efectos intangibles probablemente el proyecto no sería tan bueno o habría que reevaluarlo.

Se recomienda, por tanto, avanzar hacia la etapa de **factibilidad** profundizando los estudios realizados. Dicha profundización estará dirigida básicamente a adicionar precisión sobre los componentes centrales de la evaluación económica: beneficios (ingresos), costos (egresos), escenarios posibles, horizontes de evaluación, tasas de descuento asignables, medición del riesgo. Además de una evaluación detallada del diseño estructural adaptándolo a las condiciones presentes al momento de ejecución del proyecto.

Proyecto Final de Ingeniería Civil

2016



**ANEXOS**





---

# ANEXOS

---

## ANEXO 1: ANÁLISIS QUÍMICOS DEL AGUA

## Servicios Analíticos

COD: RPg 7-1

*Laboratorio de Análisis Agroindustriales - Ambientales  
Efluentes - Suelos - Aguas - Insumos industriales - Vinos*

### Informe final de análisis de agua

Nº Orden 10583-36871

**Fecha de recepción de muestra:** 03 / 06 / 2016

**Empresa:** UTN - at. Daniela Taranto

**Identificación:** Agua - Escuela Bombal

**Observaciones:** La muestra fue extraída por el cliente

### MUESTRA Nº 1

#### **Características Físicoquímicas**


<u>Análisis realizado</u>	<u>Resultado obtenido</u>	<u>Especificaciones Agua Potable. Art.982. Código Alimentario Argentino</u>
pH	7,50 unid. de pH	6,5 – 8,5 unid. de pH
Conductividad	2.140 uS/cm	1.600 uS/cm.
Dureza Total (mg/l de CaCO <sub>3</sub> )	799,89 mg/l	500 mg/l (límite máximo)

#### Cationes

Calcio	262,37 mg/l	No se especifica
Magnesio	35,15 mg/l	No se especifica
Sodio	172,00 mg/l	No se especifica
Potasio	9,30 mg/l	No se especifica

#### Aniones

Cloruros	235,43 mg/l	250 mg/l
Sulfatos	603,02 mg/l	400 mg/l (límite máximo)
Carbonatos ácidos	253,63 mg/l	No se especifica

  
**QUIN ENRIQUE ARAYA**  
 Laboratorio Analíticos  
 CODIRECTOR  
 RESP. GESTIÓN DE LA CALIDAD

  
**DR. ALBERTO N. YUNES**  
 Laboratorio Servicios Analíticos  
 DIRECTOR GENERAL

**Nota:** El análisis se refiere a la muestra remitida por el cliente. La institución no se hace responsable por el uso indebido o incorrecto que se



## Servicios Analíticos

COD: RPg 7-1

Laboratorio de Análisis Agroindustriales - Ambientales  
Efluentes - Suelos - Aguas - Insumos industriales - Vinos

### Informe final de análisis de agua

Nº Orden 10583-36872

**Fecha de recepción de muestra:** 03 / 06 / 2016

**Empresa:** UTN - at. Daniela Taranto

**Identificación:** Agua - Unión Vecinal. Luis Tirasso

**Observaciones:** La muestra fue extraída por el cliente

**MUESTRA Nº 2**

### *Características físicoquímicas*


<u>Análisis realizado</u>	<u>Resultado obtenido</u>	<u>Especificaciones Agua Potable. Art.982. Código Alimentario Argentino</u>
pH	7,69 unid. de pH	6,5 – 8,5 unid. de pH
Conductividad	1.887 uS/cm	1.600 uS/cm.
Dureza Total (mg/l de CaCO <sub>3</sub> )	625,43 mg/l	500 mg/l (límite máximo)

#### Cationes

Calcio	185,20 mg/l	No se especifica
Magnesio	39,58 mg/l	No se especifica
Sodio	160,00 mg/l	No se especifica
Potasio	8,50 mg/l	No se especifica

#### Aniones

Cloruros	202,96 mg/l	250 mg/l
Sulfatos	442,21 mg/l	400 mg/l (límite máximo)
Carbonatos ácidos	253,63 mg/l	No se especifica

  
QUÍMICO ENRIQUE ARAYA  
Laboratorio Analíticos  
CODIRECTOR  
RESP. GESTIÓN DE LA CALIDAD

  
DR. ALBERTO N. YUNES  
Laboratorio Servicios Analíticos  
DIRECTOR GENERAL

Nota: El análisis se refiere a la muestra remitida por el cliente. La institución no se hace responsable por el uso indebido o incorrecto que se hiciera de este informe.-

Este informe no podrá ser reproducido en forma parcial ni total sin la autorización escrita del Laboratorio.

*Químico Enrique J. Araya*

*M. Sc. Lic. Alberto N. Yunes*

E-mail: [administracion@laboratorioaraya.com.a](mailto:administracion@laboratorioaraya.com.a) - [serviciosanaliticos@gmail.com](mailto:serviciosanaliticos@gmail.com) - [www.laboratorioaraya.com.ar](http://www.laboratorioaraya.com.ar)

Vicolas Avellaneda 138

☎ (0260) 4540674 - 154575233-154661087

C.P. 5600 - San Rafael - Mendoza

## Servicios Analíticos

COD: RPg 7-1

Laboratorio de Análisis Agroindustriales - Ambientales  
Efluentes - Suelos - Aguas - Insumos industriales - Vinos

### Informe final de análisis de agua

Nº Orden 10583-36873

Fecha de recepción de muestra: 03 / 06 / 2016

Empresa: UTN - Lic. Daniela Taranto

Identificación: Agua - Escuela Corbalán

Observaciones: La muestra fue extraída por el cliente

### MUESTRA Nº 2

### Características Fisicoquímicas

Análisis realizado	Resultado obtenido	Especificaciones Agua Potable. Art.982. Código Alimentario Argentina
pH	7,67 unid. de pH	6,5 - 8,5 unid. de pH
Conductividad	2.130 uS/cm	1.600 uS/cm.
Dureza Total (mg/l de CaCO <sub>3</sub> )	790,31 mg/l	500 mg/l (límite máximo)

#### Cationes

Calcio	246,94 mg/l	No se especifica
Magnesio	42,18 mg/l	No se especifica
Sodio	168,00 mg/l	No se especifica
Potasio	9,50 mg/l	No se especifica

#### Aniones

Cloruros	209,99 mg/l	250 mg/l
Sulfatos	621,86 mg/l	400 mg/l (límite máximo)
Carbonatos ácidos	272,89 mg/l	No se especifica



QUÍM. ENRIQUE ARAYA  
Laboratorio Analíticos  
CODIRECTOR  
RESP. GESTIÓN DE LA CALIDAD



DR. ALBERTO N. YUNES  
Laboratorio Servicios Analíticos  
DIRECTOR GENERAL

Nota: El análisis se refiere a la muestra remitida por el cliente. La institución no se hace responsable por el uso indebido o incorrecto que se hiciera de este informe.-

Este informe no podrá ser reproducido en forma parcial ni total sin la autorización escrita del Laboratorio.

Químico Enrique J. Araya M. Sc. Lic. Alberto N. Yunes

E-mail: administracion@laboratorioaraya.com.a - serviciosanaliticos@gmail.com - www.laboratorioaraya.com.ar

Nicolás Avellaneda 138

(0260) 4540674 - 154575233-154661087

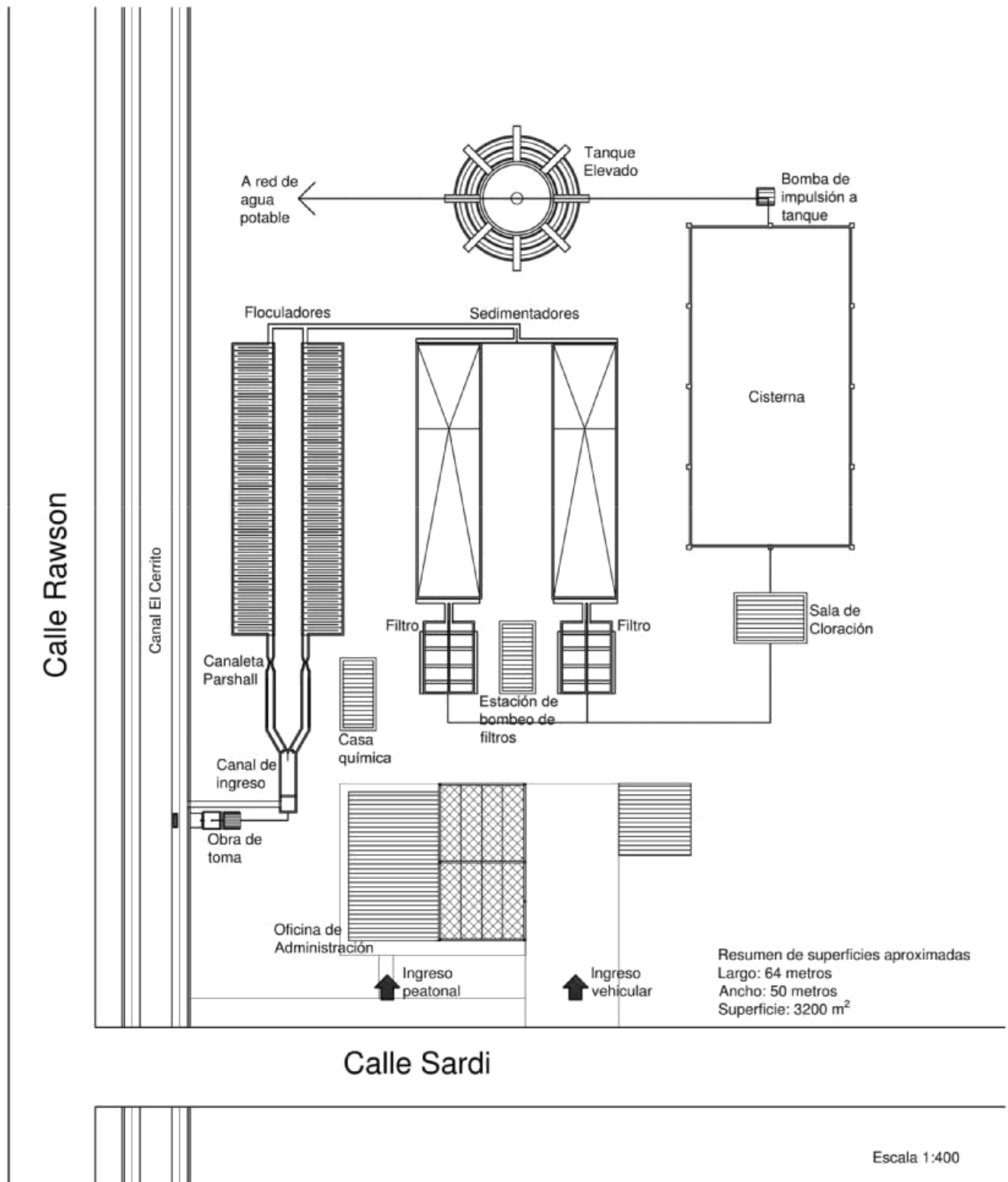
C.P. 5600 - San Rafael - Mendoza



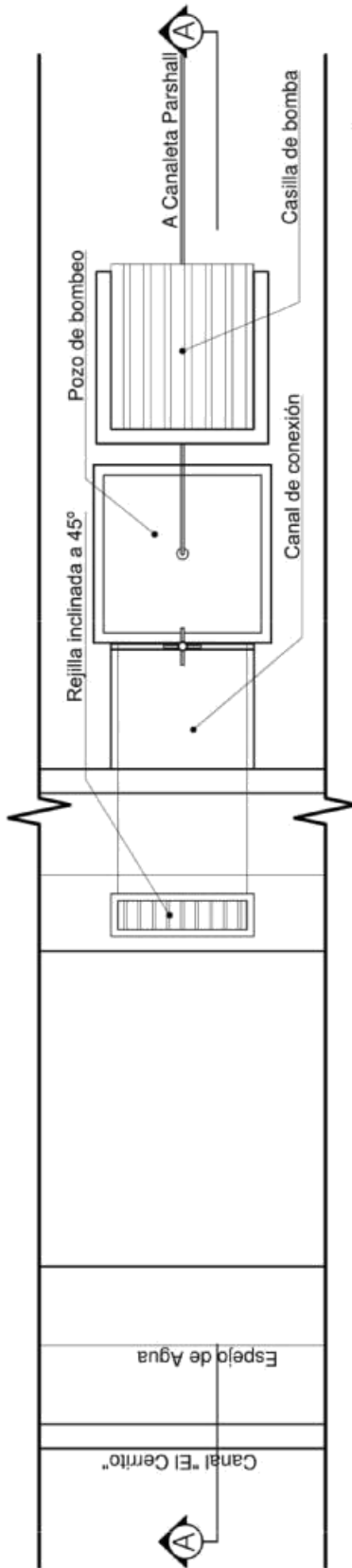


## **ANEXO 2: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA DE PLANTA**

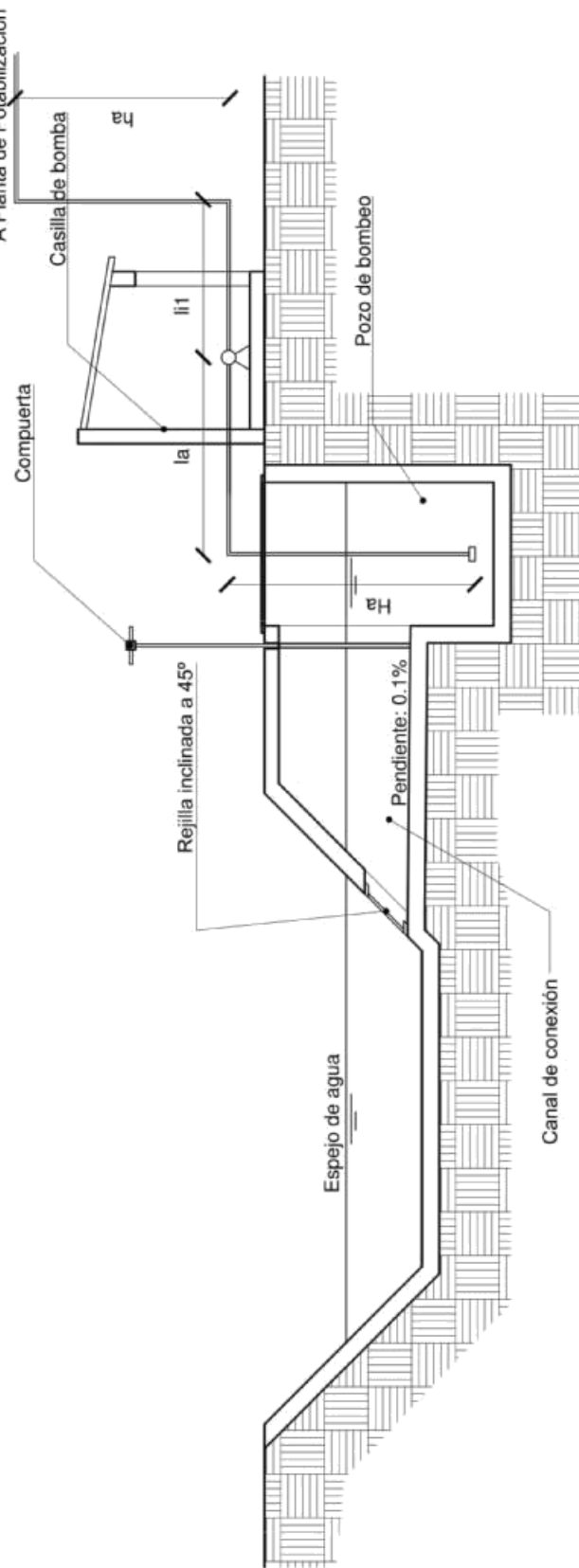
# ESQUEMA DE PLANTA



# OBRA DE TOMA

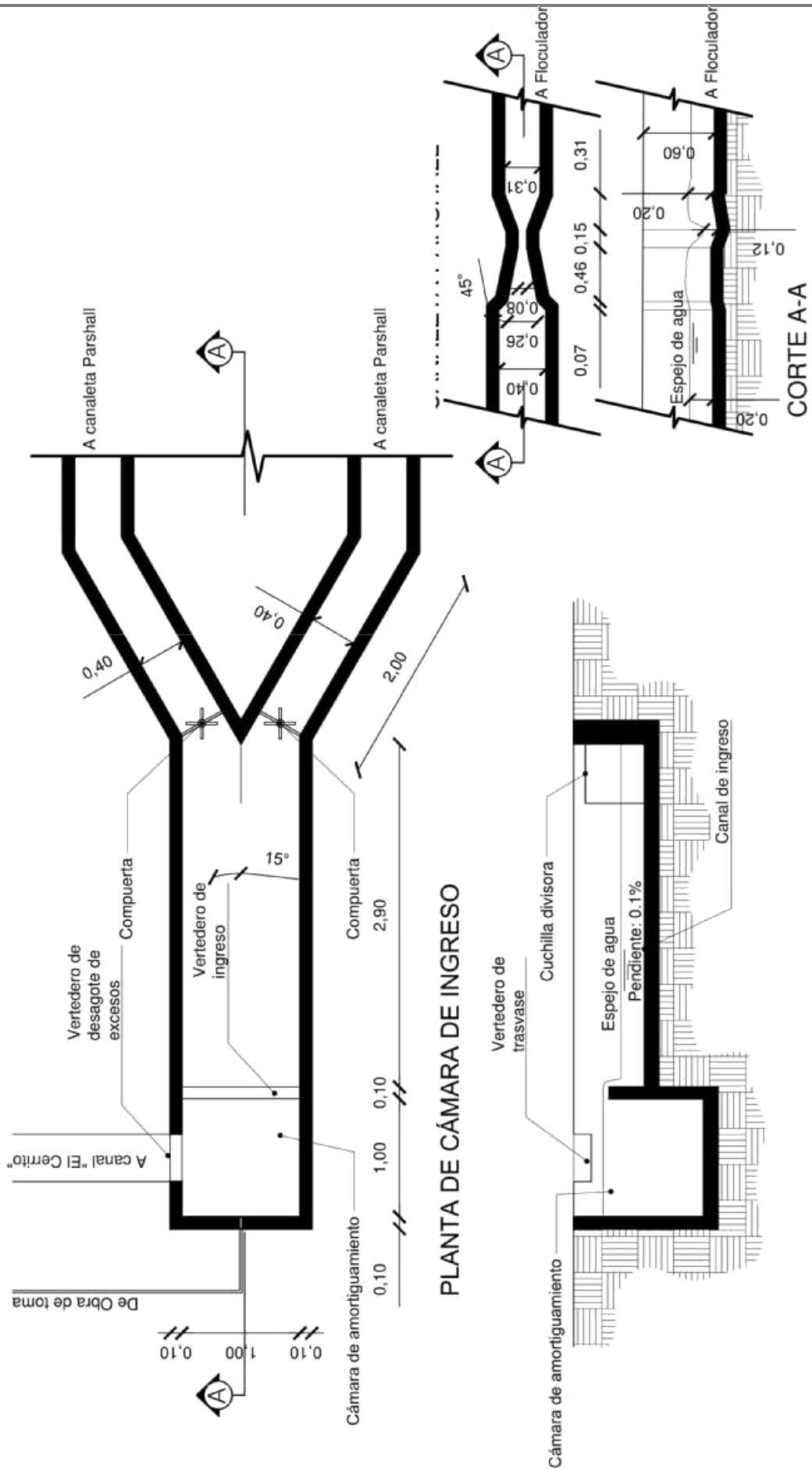


PLANTA DE BOCATOMA LATERAL CON BOMBEO



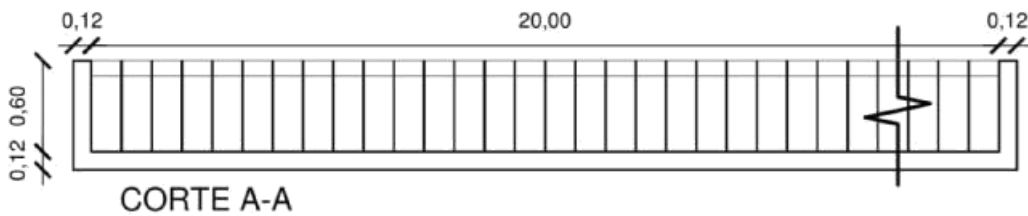
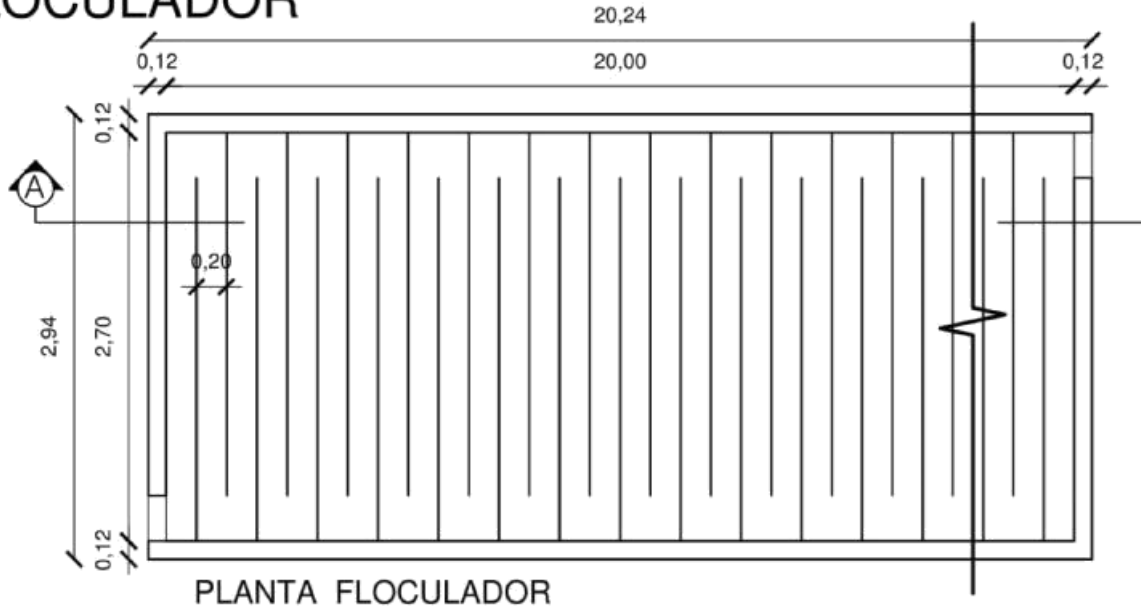
CORTE A-A

Escala: 1:50

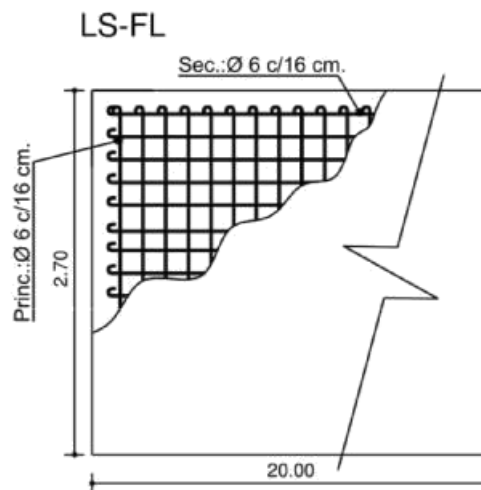
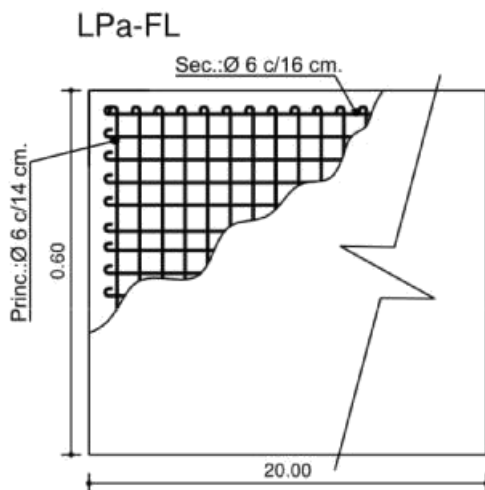
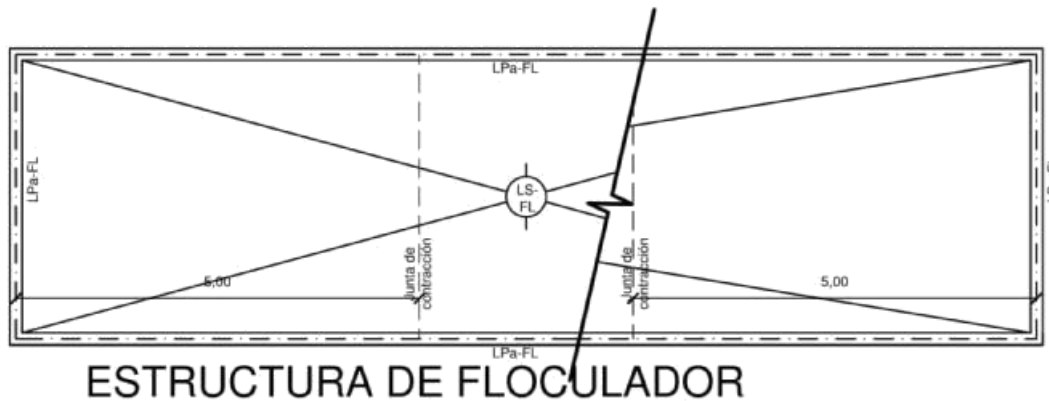


Esc. 1:50

# FLOCULADOR

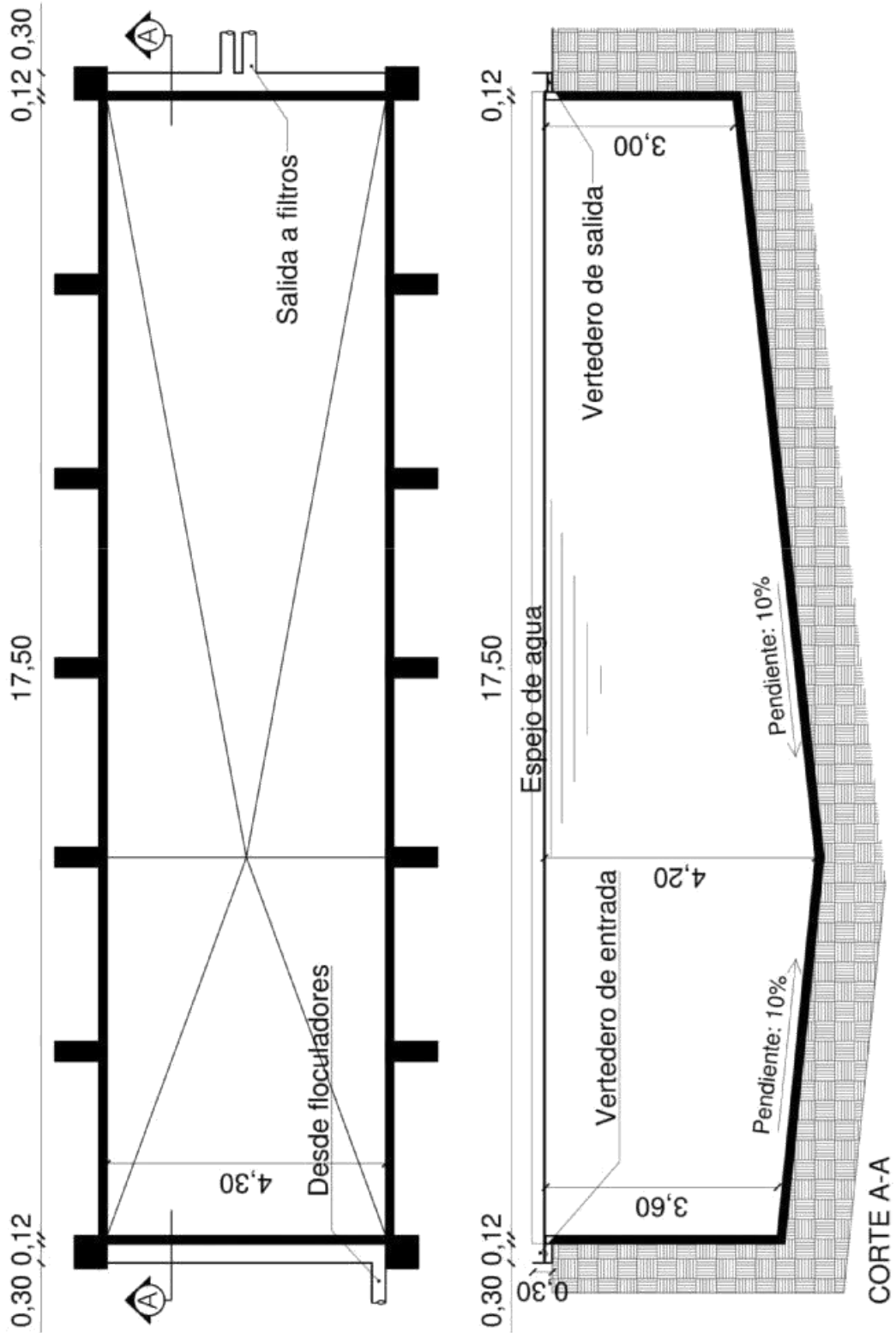


Esc. 1:50

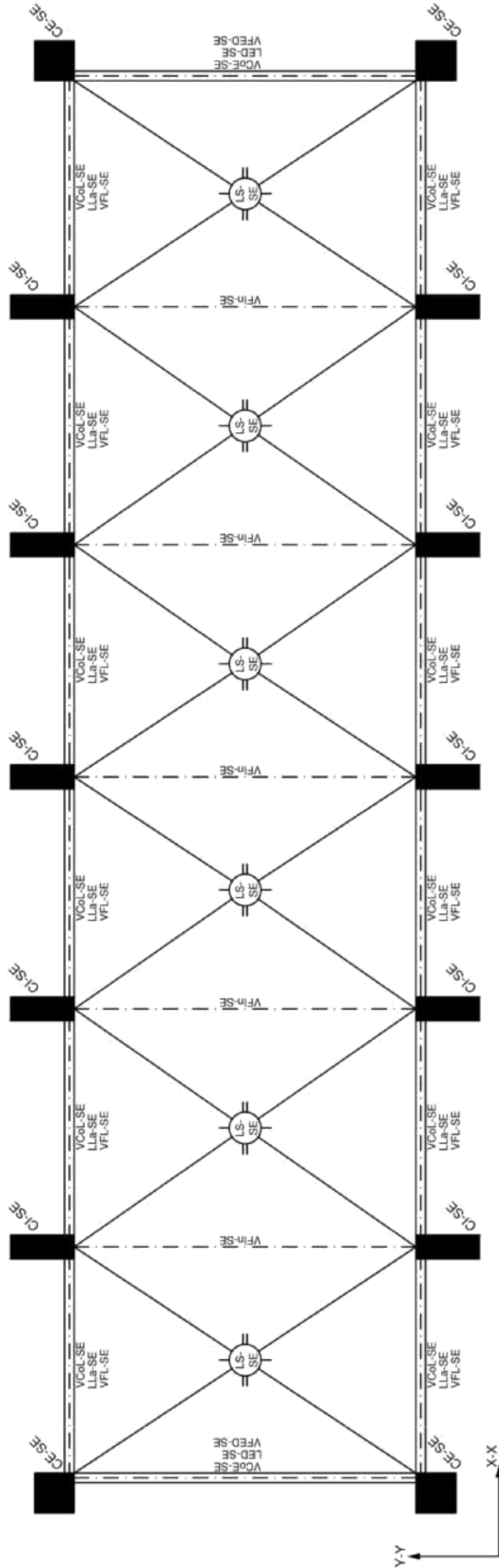


Esc. 1:75

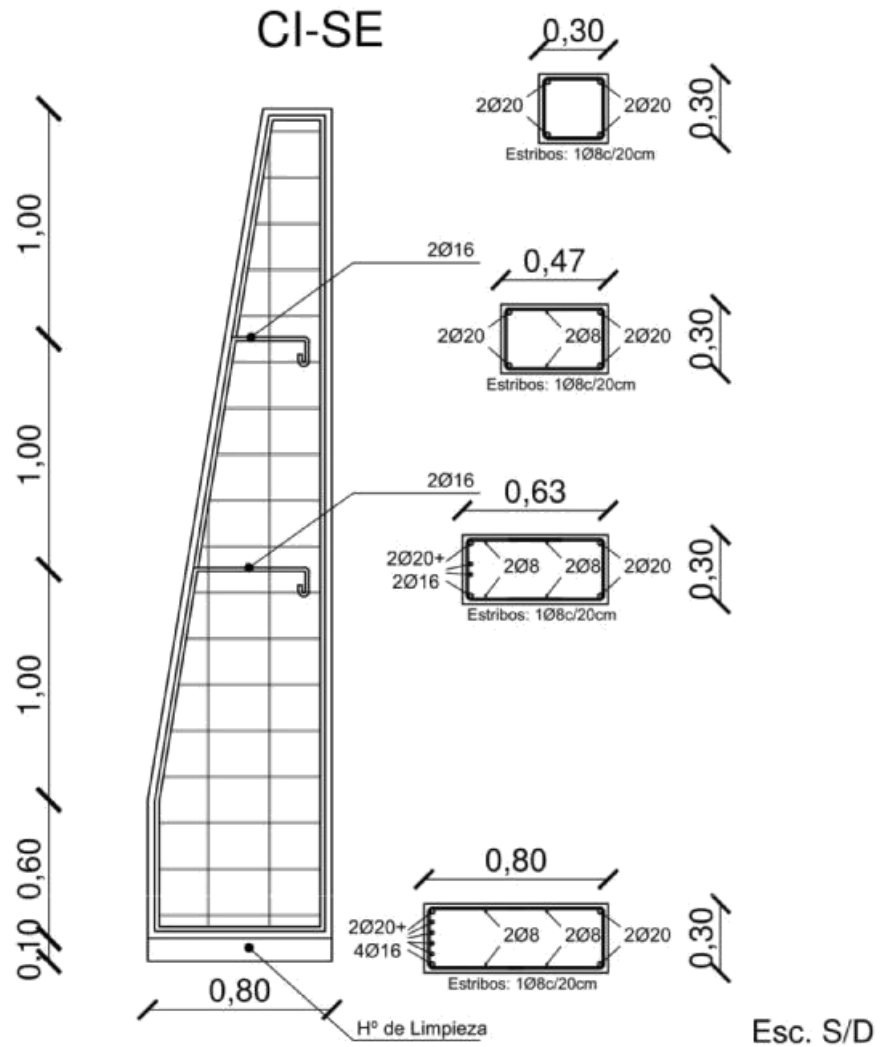
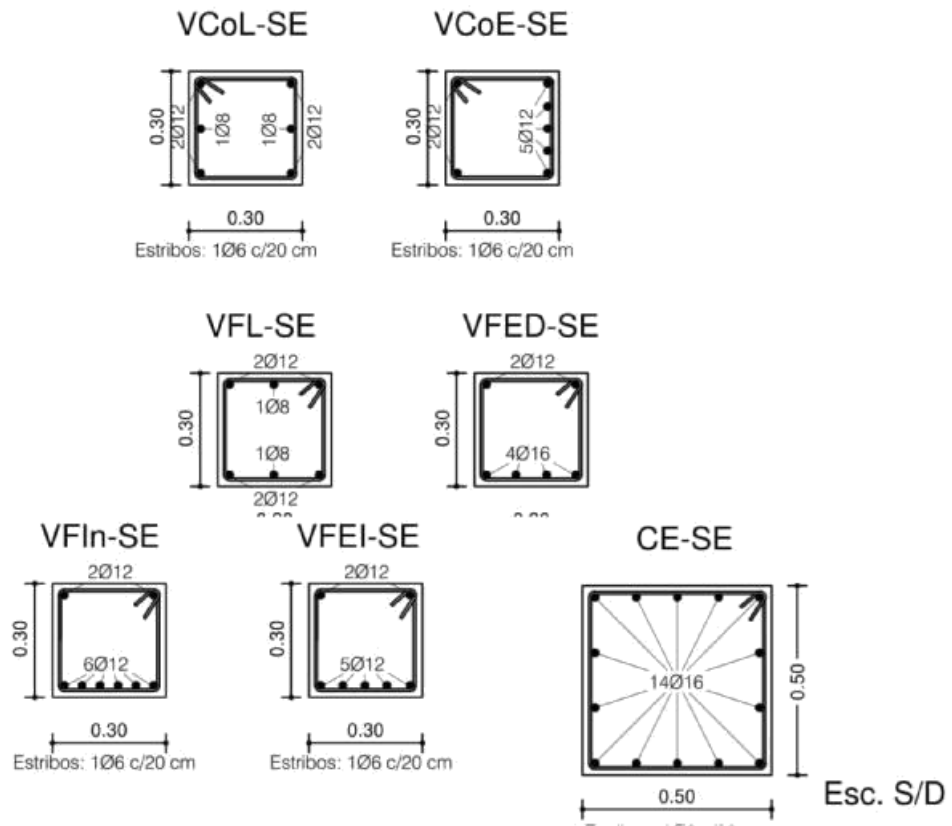
Esc. S/D



Esc. 1:100



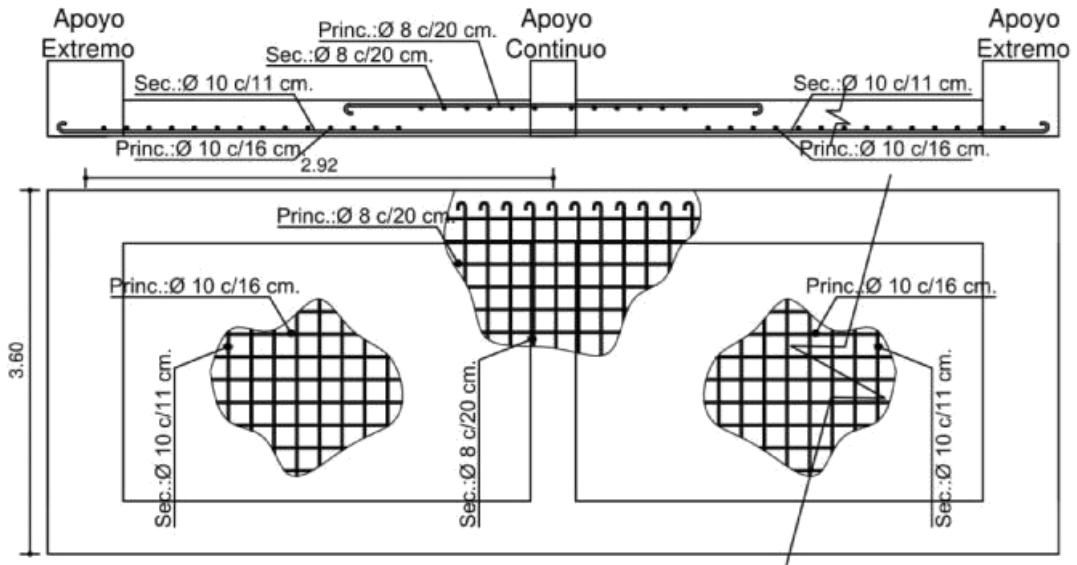
Esc. 1:75



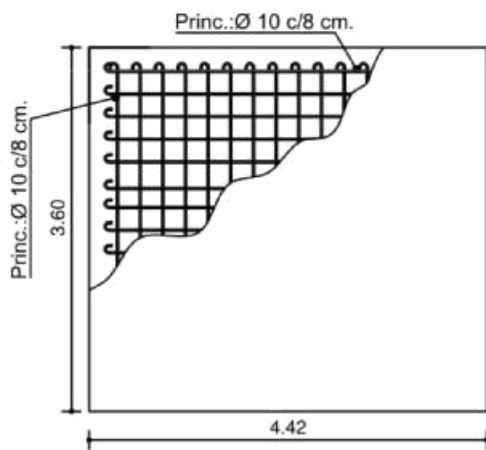




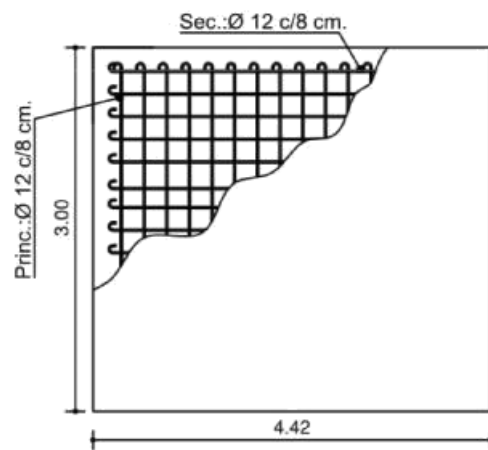
### LLa-SE



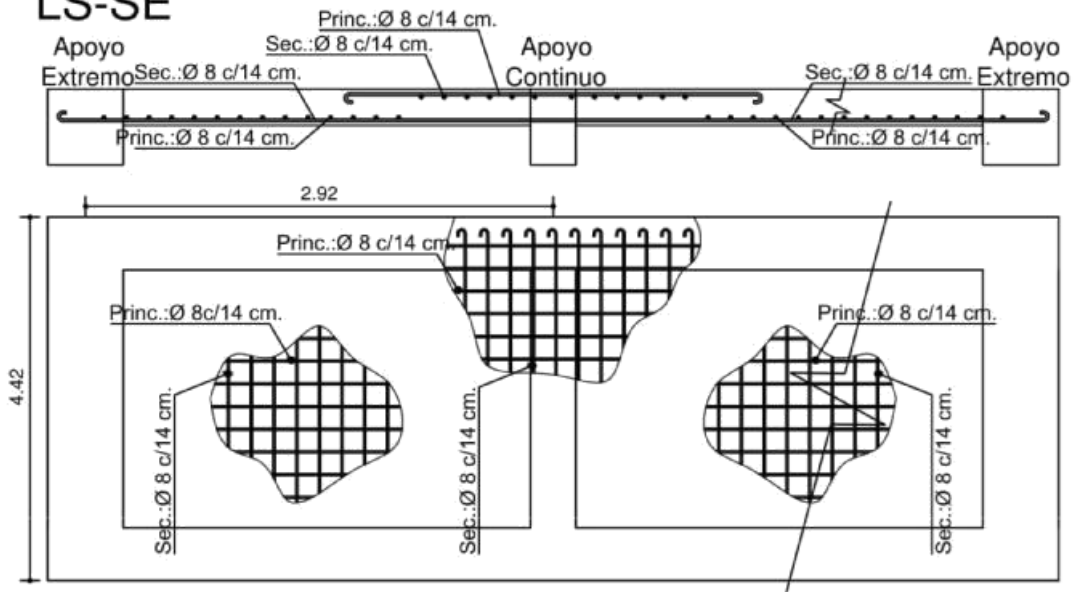
### LED-SE



### LEI-SE

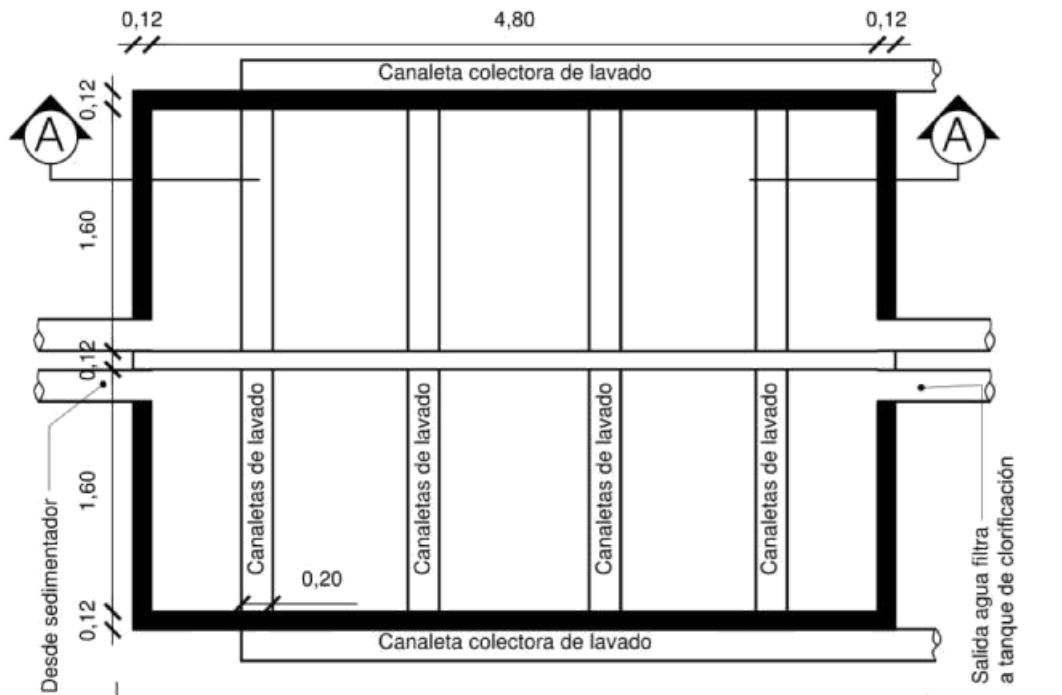


### LS-SE

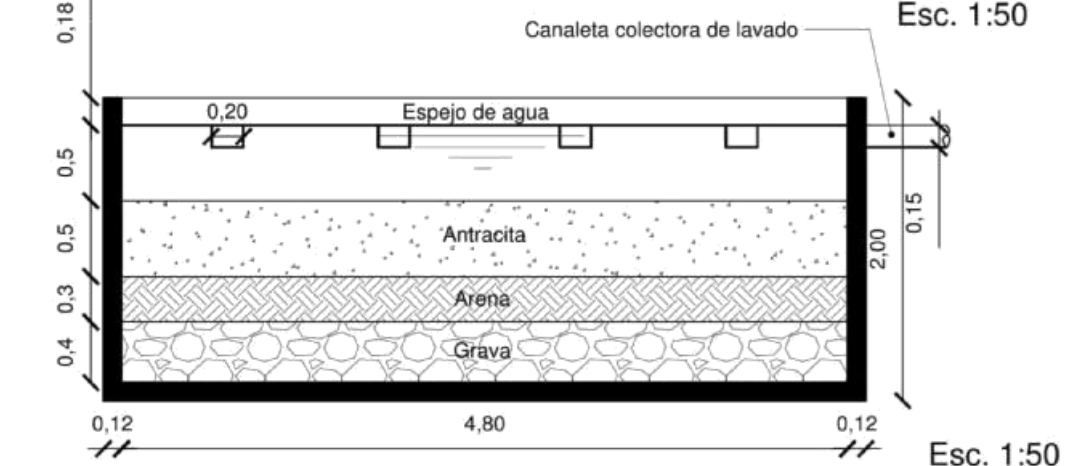


Esc. S/D

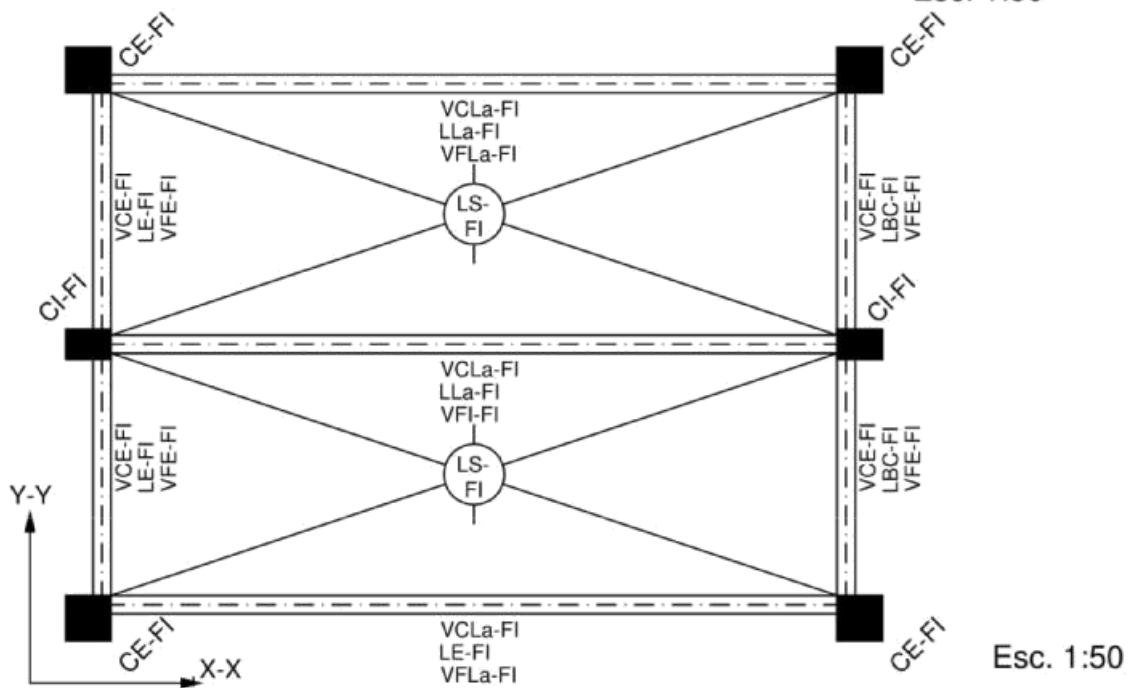
# FILTRO RÁPIDOS



Esc. 1:50



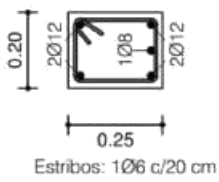
Esc. 1:50



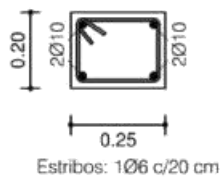
Esc. 1:50



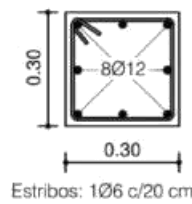
VCLa-FI



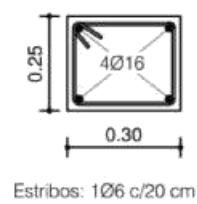
VCE-FI



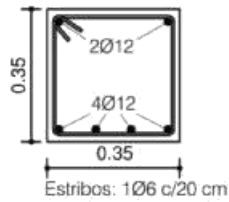
CE-FI



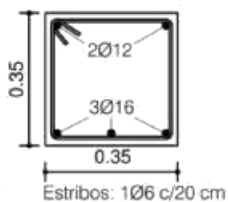
CI-FI



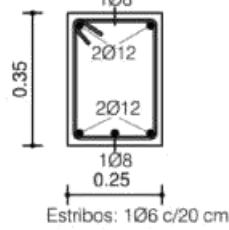
VFLa-FI



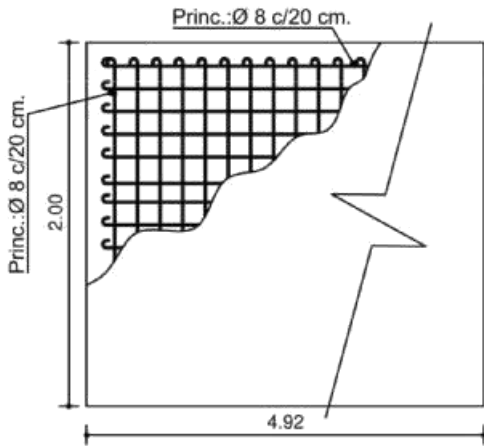
VFE-FI



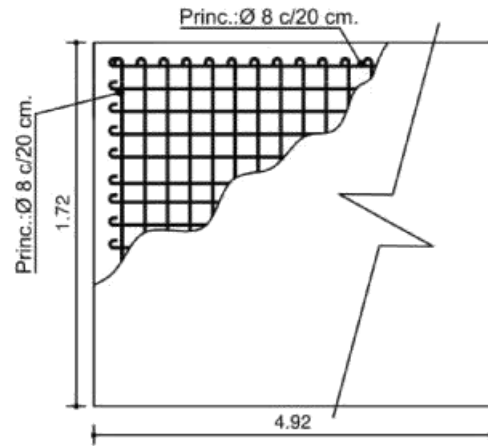
VFBC-FI



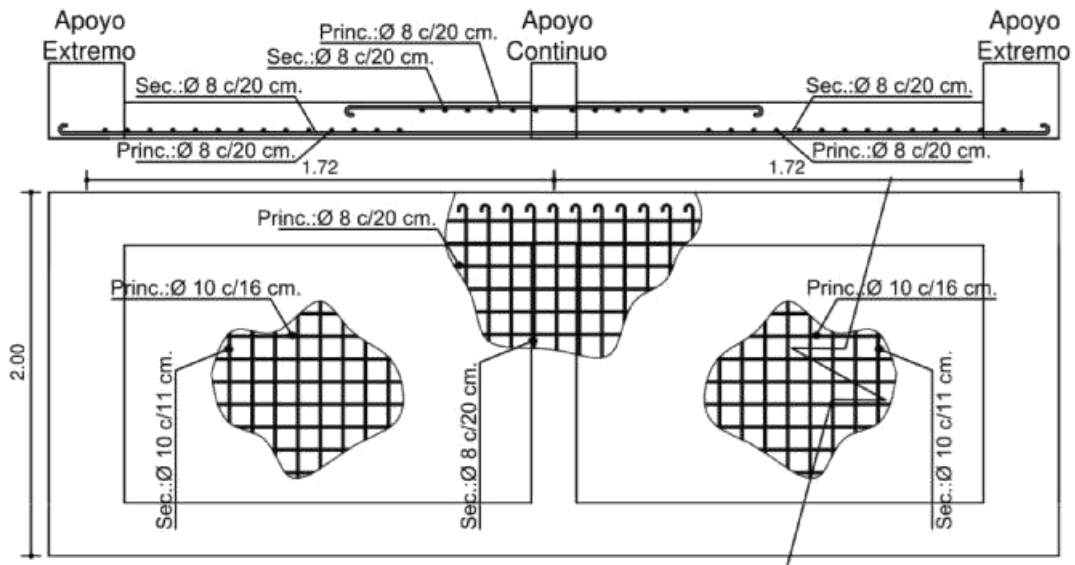
LLa-FI

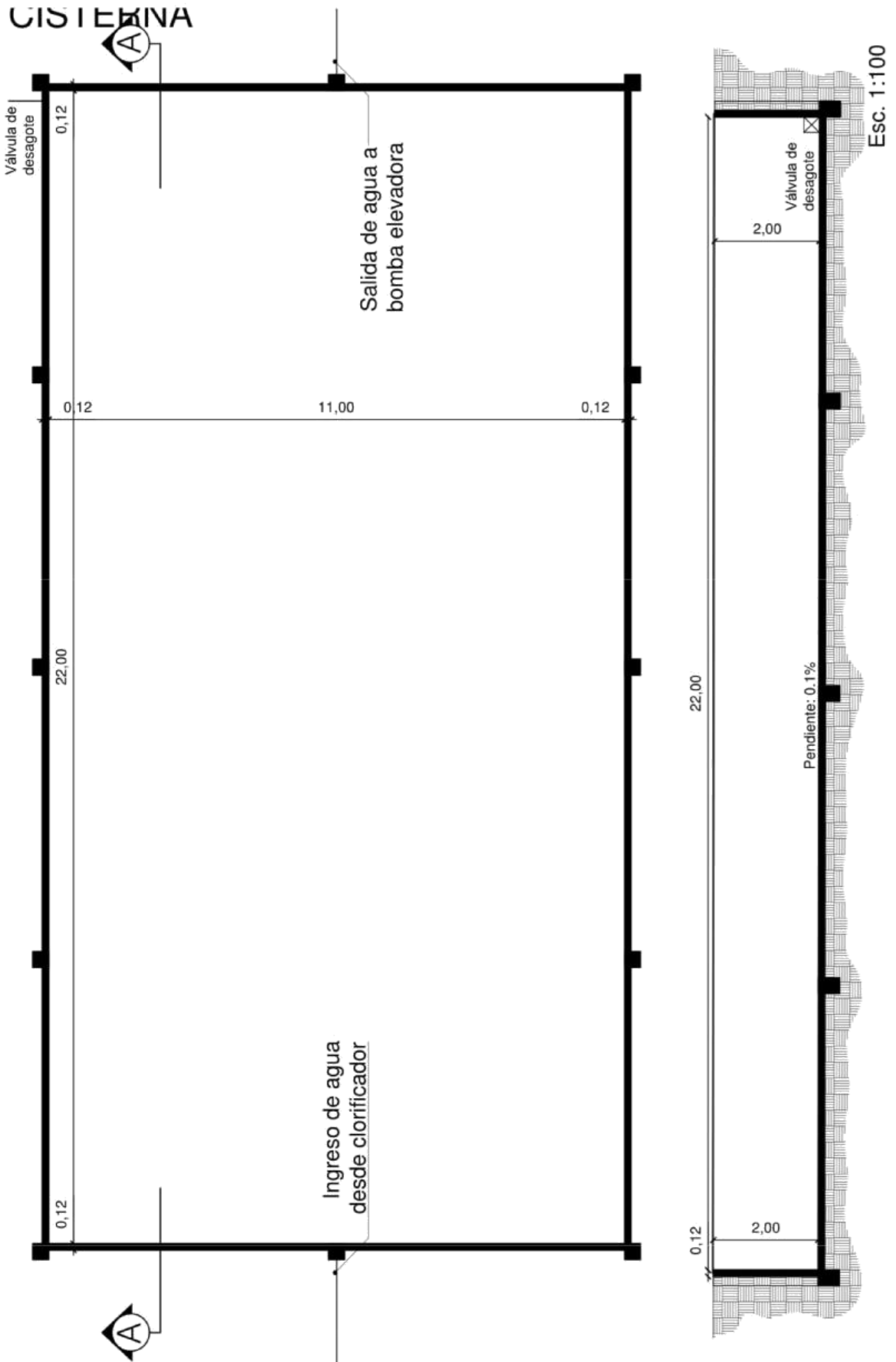


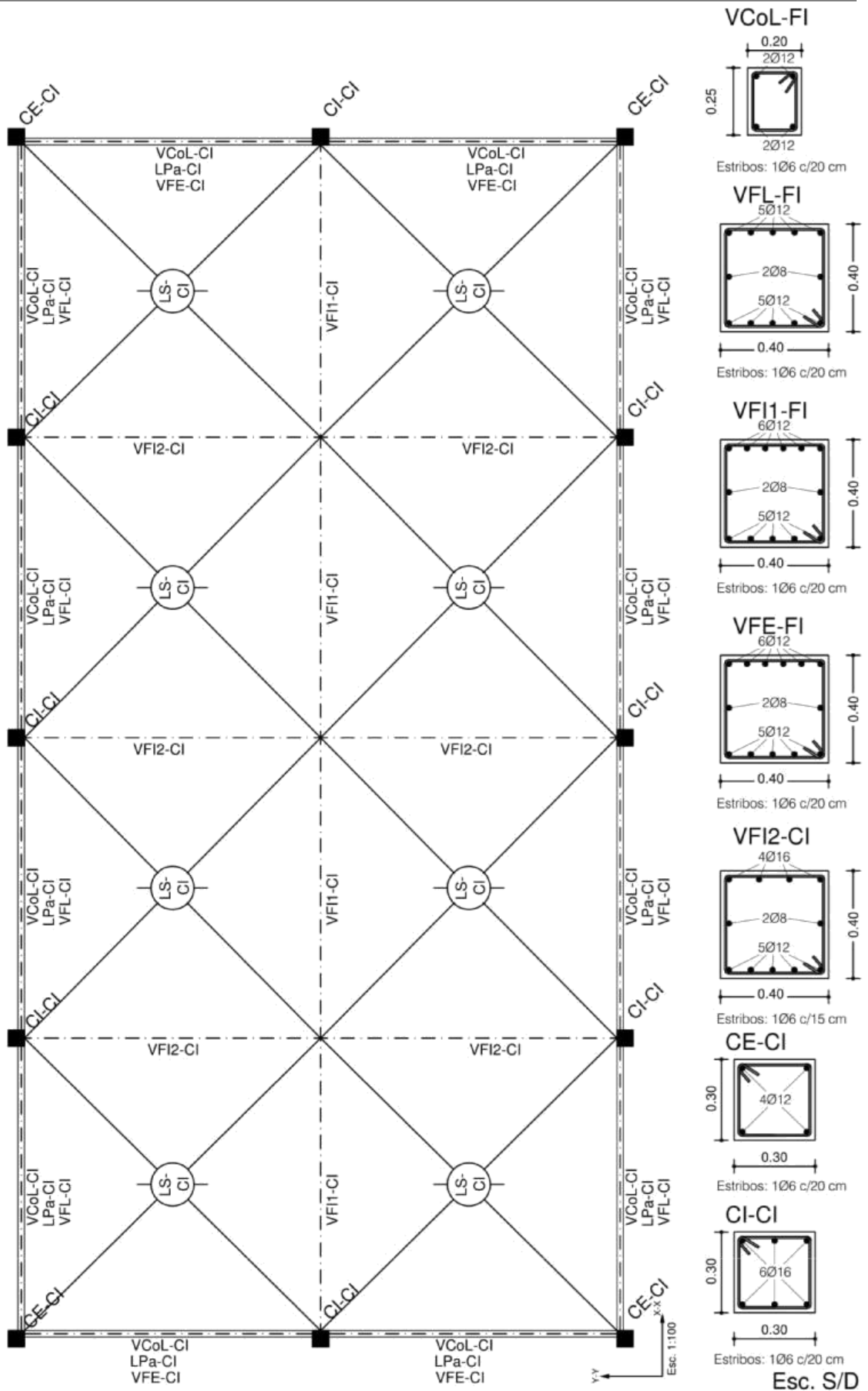
LS-FI



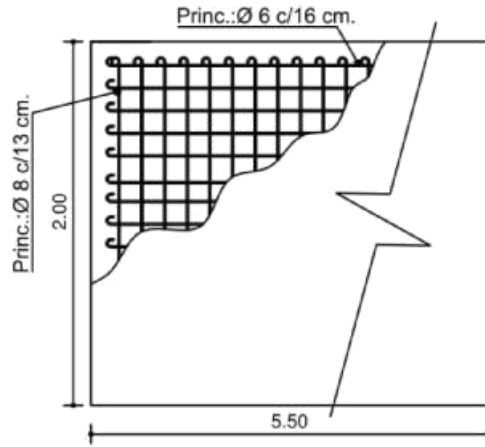
LE-FI



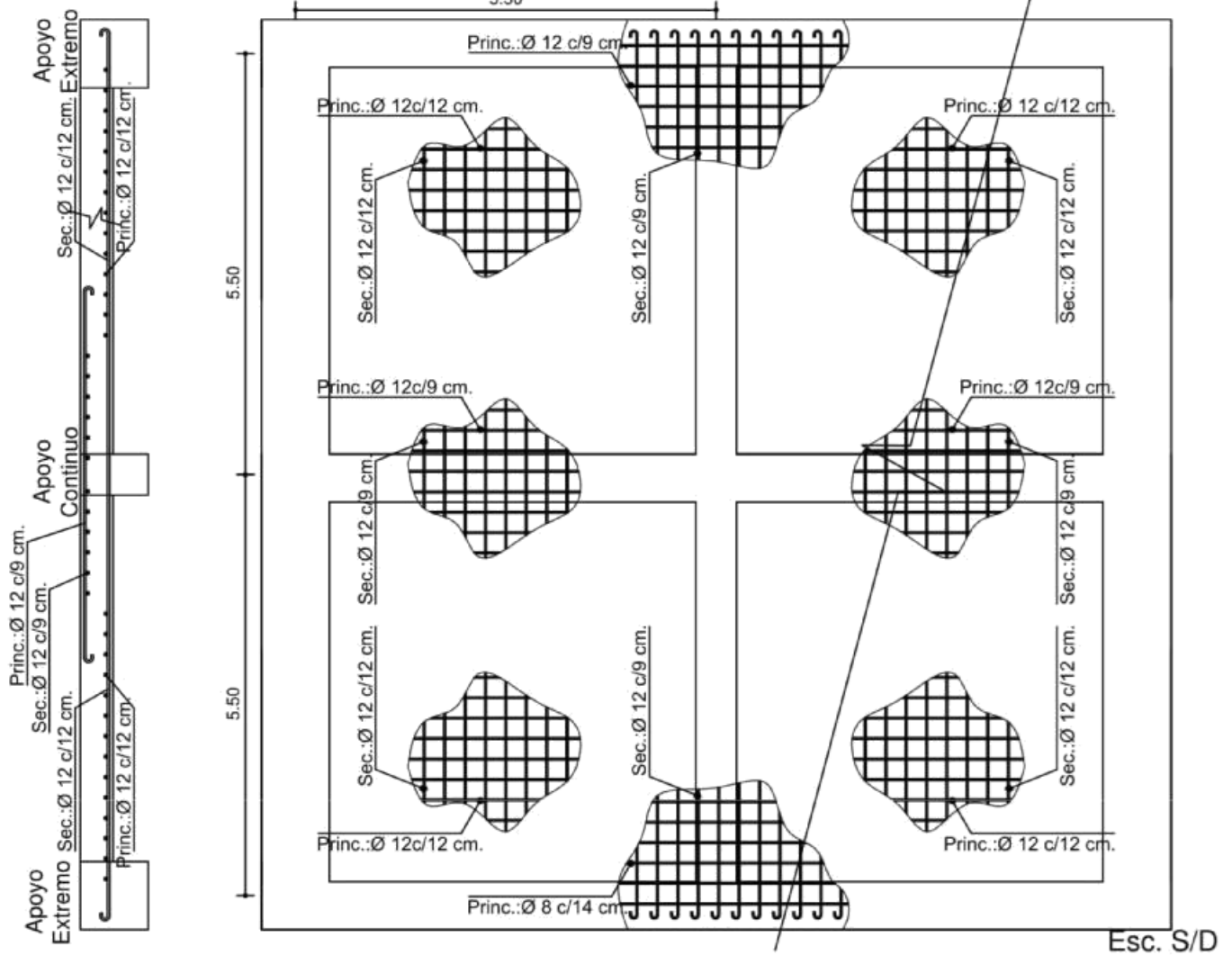
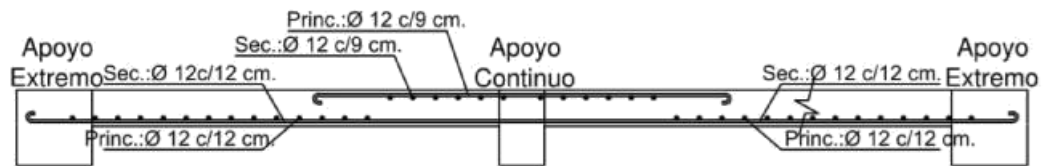




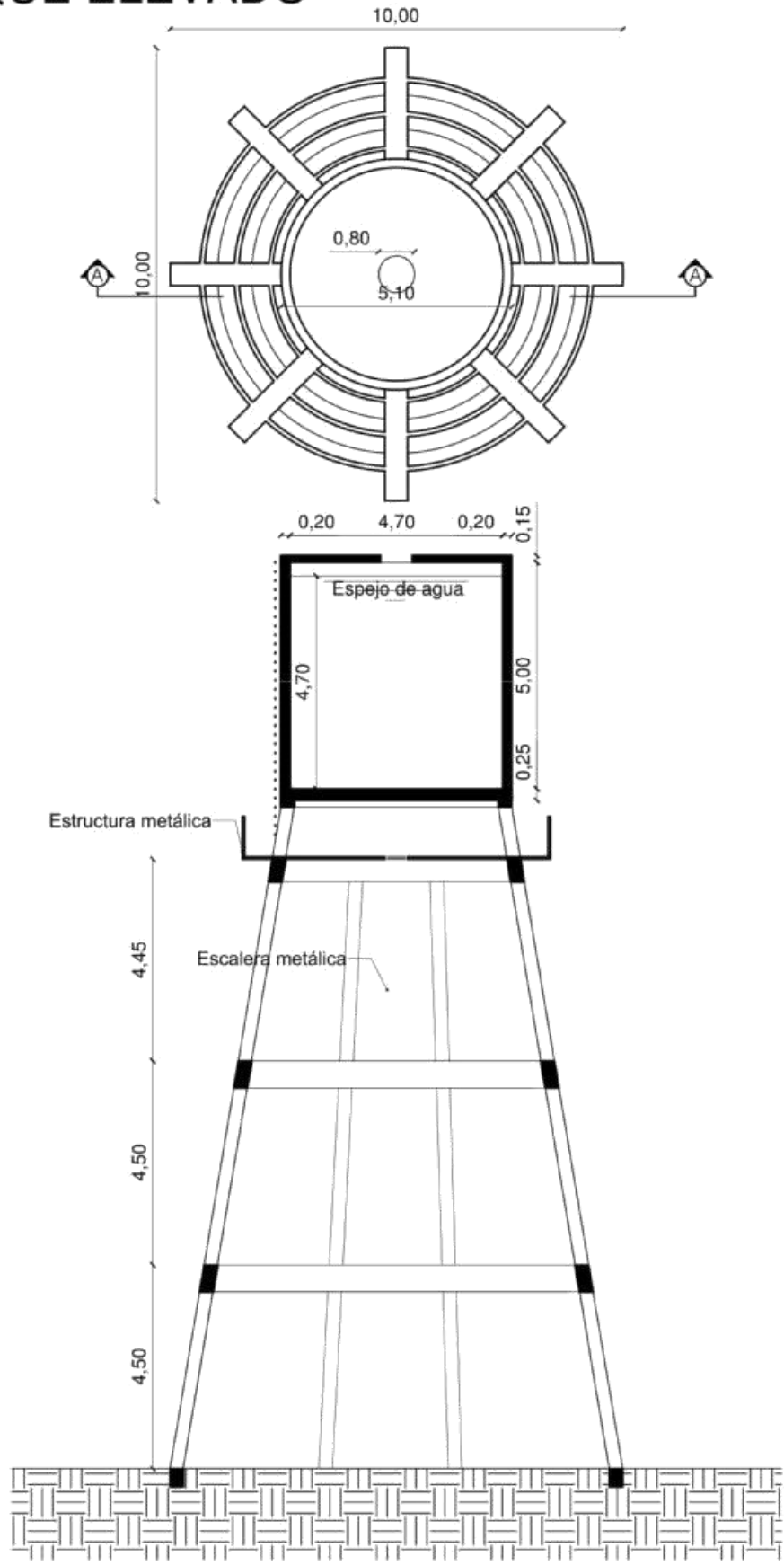
### LPa-CI



### LS-CI



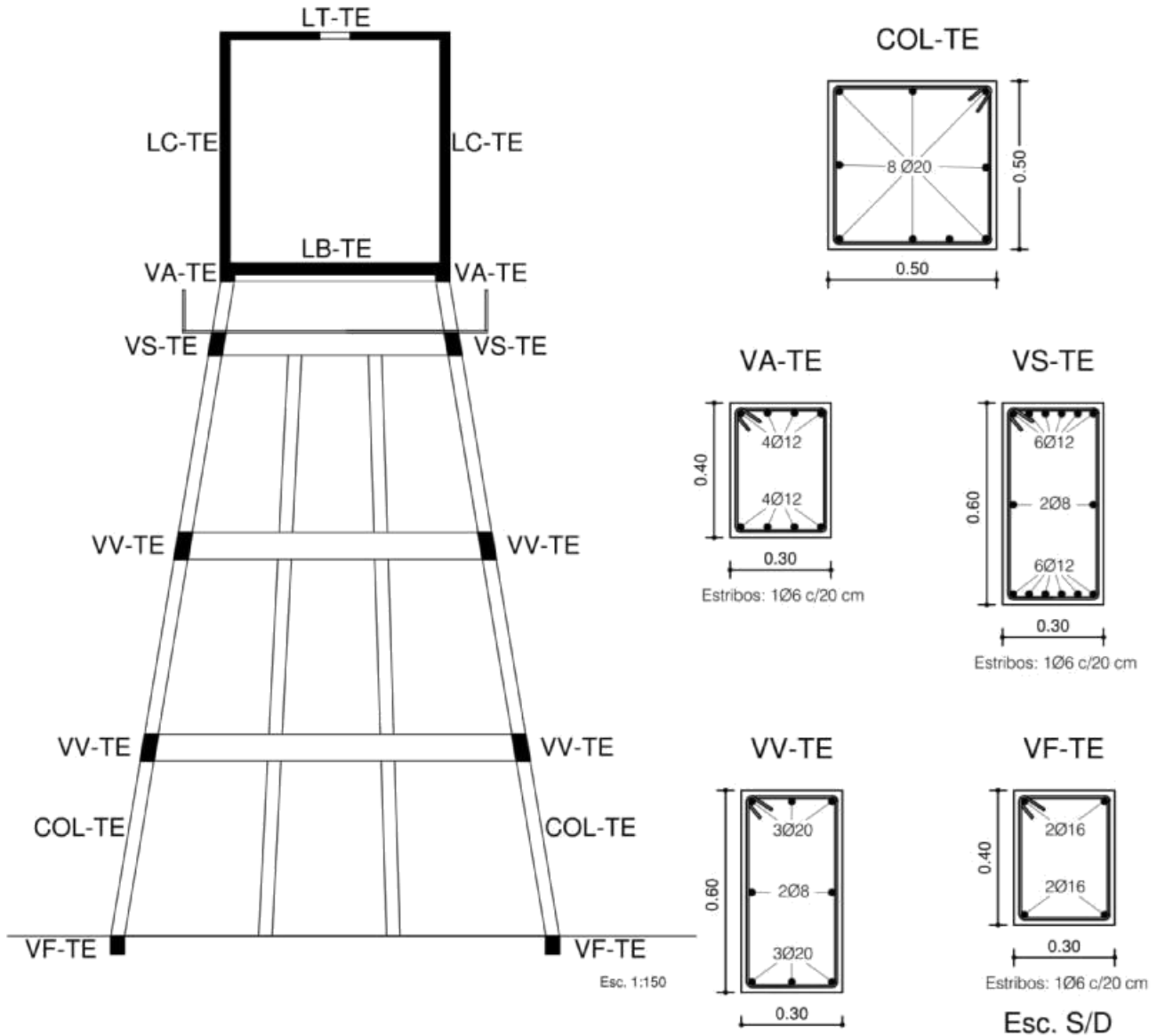
# TANQUE ELEVADO



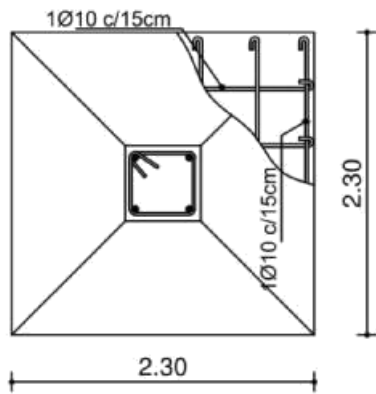
Esc. 1:150

CORTE A-A

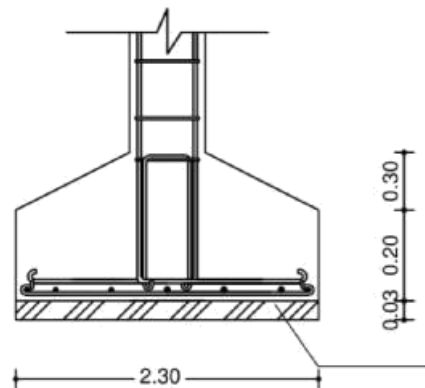
Esc. 1:150



**PLANTA**



**CORTE**

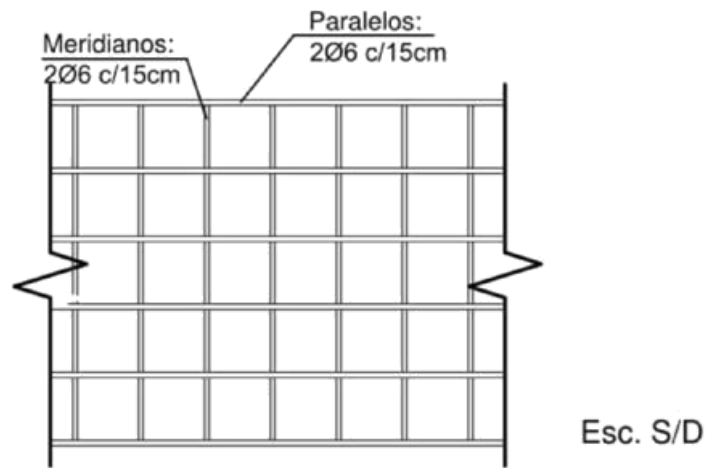


**Esc. S/D**

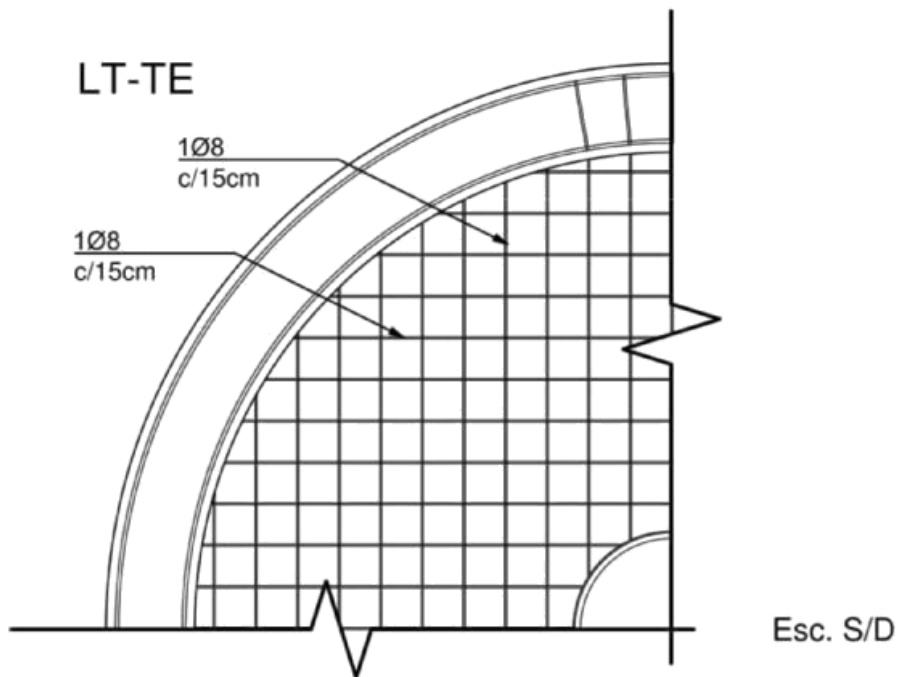




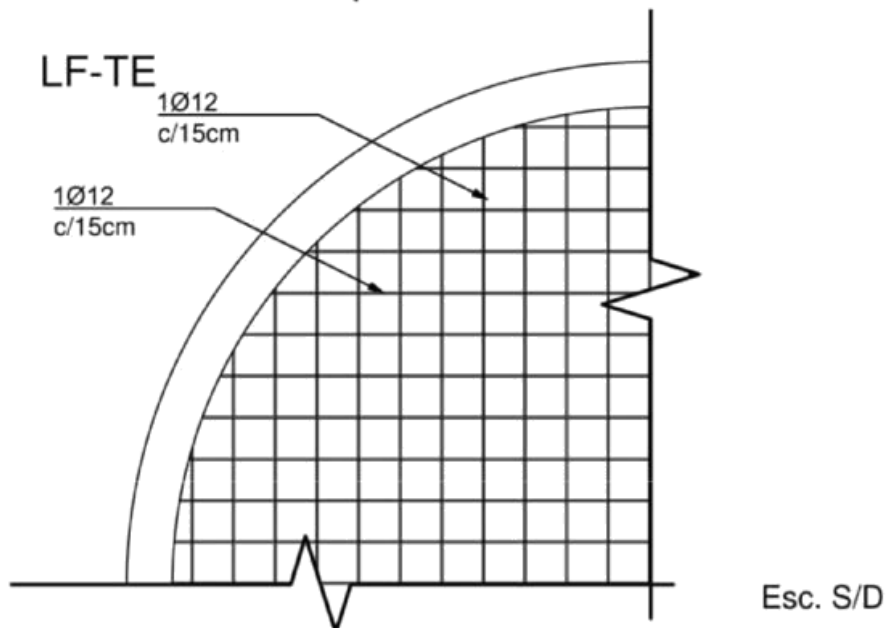
### LC-TE



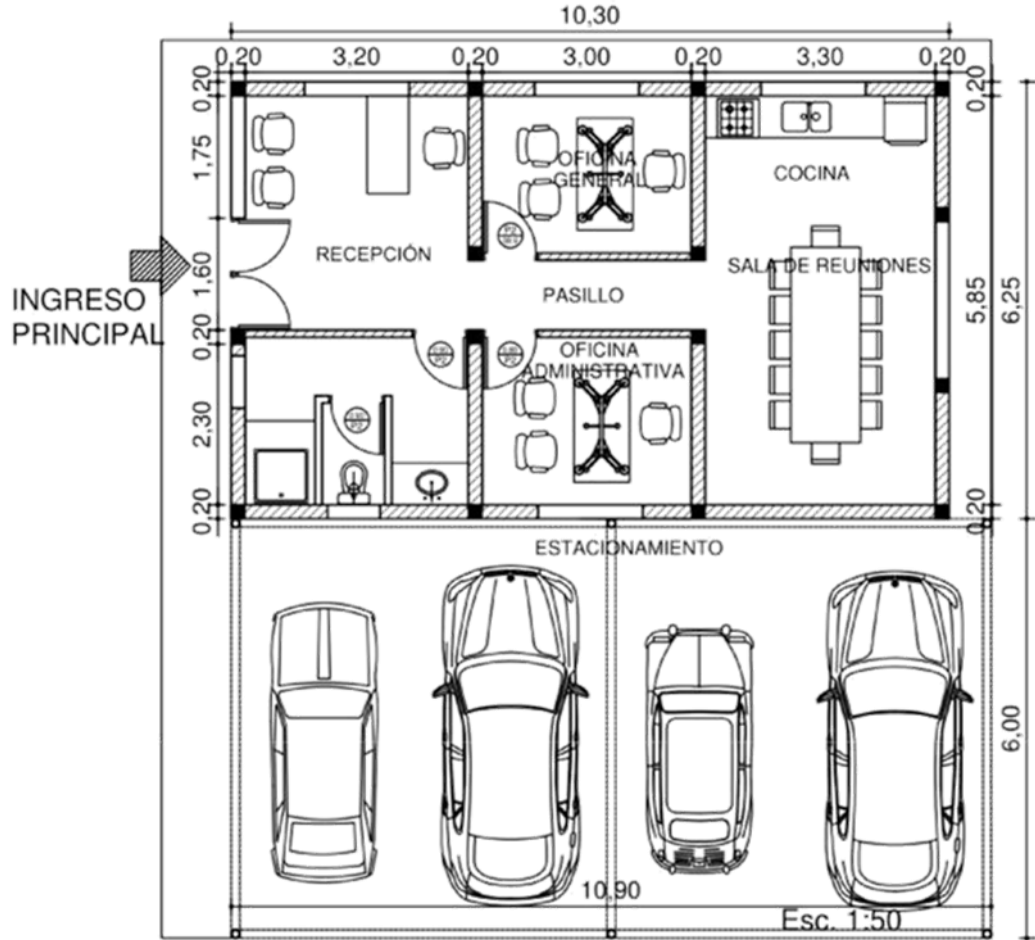
### LT-TE



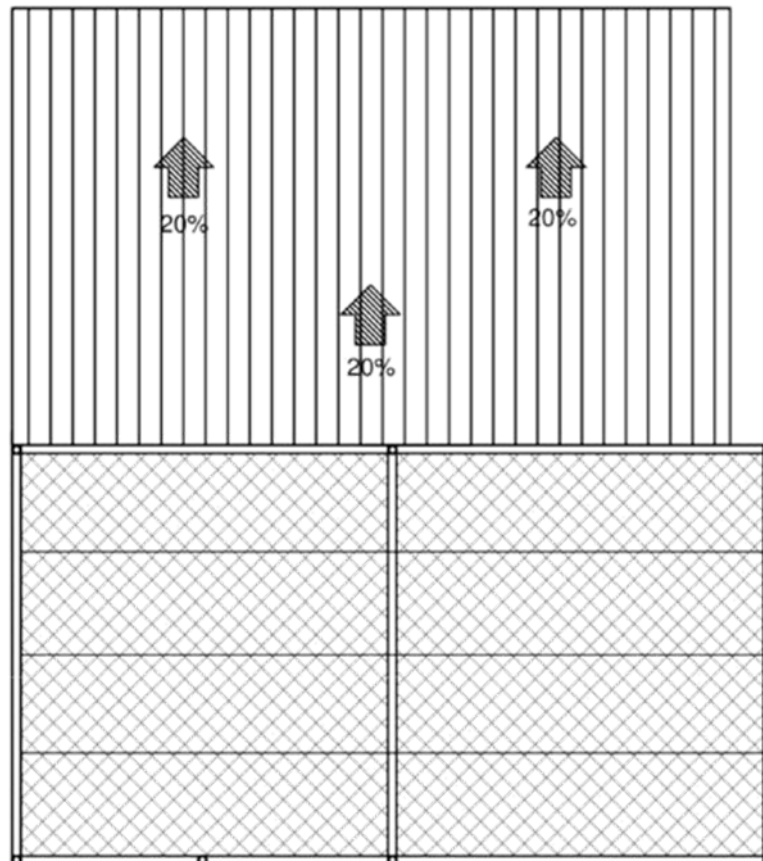
### LF-TE



# PLANTA DE ADMINISTRACION



Esc. 1:100





## BIBLIOGRAFÍA

---

Arboleda Valencia, J. (2000). *Teoría y práctica de la purificación del agua* (tercera edición ed.). Bogotá: McGraw Hill.

Azevedo, N., & Alvarez, a. (1976). *Manual de hidráulica*. Harla.

Barrenachea Martel A. *Aspectos físicos químicos de la calidad del agua*.

Biondi, R. (2014). *Apuntes de cátedra de Ingeniería Sanitaria*. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael.

Chandías, M. (2006). *Cómputos y presupuestos*. 21° edición.

Código Alimentario Argentino. (1973). *Artículo 982: Aguas potables*. Recuperado de [http://www.anmat.gov.ar/alimentos/codigoa/CAPITULO\\_XII.pdf](http://www.anmat.gov.ar/alimentos/codigoa/CAPITULO_XII.pdf)

Código de Construcciones Sismorresistentes (CCSR) de la Provincia de Mendoza. (1987).

Comentarios del Reglamento CIRSOC 201. (2005). *Comentarios al reglamento argentino de estructuras de hormigón*

Constitución Provincial de la Provincia de Mendoza. (1916). Recuperado de: [http://www.ciudademendoza.gov.ar/files/58/constitucion\\_mendoza.pdf](http://www.ciudademendoza.gov.ar/files/58/constitucion_mendoza.pdf)

Diaz G., (2013). *Apuntes de cátedra de Geotecnia*. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael.

Diaz Dorado M. (2008). *Instalaciones sanitarias y contra incendios en edificios*. Editorial Asina, Buenos Aires (Argentina).

Dirección de Estadísticas e Investigaciones Económicas (DEIE) de la Provincia de Mendoza. (2012). *Sistema estadístico municipal de San Rafael*. Recuperado de: [http://www.deie.mendoza.gov.ar/publicaciones/detalle\\_publicaciones.asp?filtro=Publicaciones+Municipales&id=23](http://www.deie.mendoza.gov.ar/publicaciones/detalle_publicaciones.asp?filtro=Publicaciones+Municipales&id=23)

Dominguez F. (1999). *Hidráulica*. Editorial Universitaria, Santiago de Chile (Chile).

ENHOSa. *Normas de diseño de Obras, Capítulo II: Estudios preliminares*.

EPAS. (1996). *Resolución Nº 35/96. Anexos I y II: Normas de calidad de aguas y efluentes*.

Lastra F. (2014). *Apuntes de cátedra de Ingeniería Ambiental*. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael.

Ley de Aguas de la Provincia de Mendoza. (1884). Recuperado de: <http://www.agua.gob.ar/dgi/ley-aguas>

Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). *Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico- RAS 2000- Sección II. Título C. Bogotá (Colombia)*

Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA), (2003). *Informe GEO America Latina y el Caribe” Perspectiva del Medio Ambiente*, Costa Rica.

Pozzi Azzaro, O. (1980). *Manual de cálculo de estructuras de hormigón armado: Aplicaciones de la norma DIN 1045. Editorial Buenos Aires: Instituto del cemento portland, Buenos Aires.*

Universidad Nacional Abierta y a Distancia (UNAD), (2013). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Bogotá.

Reglamento CIRSOC 101. (2005). *Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.*

Reglamento CIRSOC 102. (2005). *Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.*

Reglamento CIRSOC 201. (2005). *Reglamento argentino de estructuras de hormigón.*

Romani, B. & Llorente, C. (2014). *Apuntes de cátedra de identificación, formulación y evaluación de proyectos.*

Romero Rojas, J. A. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Spellman, F. & Drinan, J. (2004). *Manual del Agua potable. Editoria Acribia, Zaragoza (España).*

Villegas de Brigard, M. P. (2008). *Purificación de Aguas*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.



---

## AGRADECIMIENTOS

---

En primer lugar queremos agradecer a nuestra casa de estudio la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional San Rafael, por abrirnos sus puertas para formarnos académicamente pero, fundamentalmente, como seres humanos sin pretender nada a cambio. Además de un título universitario nos llevamos de aquí infinitas experiencias y grandes afectos.

Al Ing. Roberto Vilches quién además de ser nuestro profesor de la cátedra Proyecto Final, nos brindó todo tipo de ayuda y apoyo. Siempre atento a nuestras necesidades, en horarios insólitos y con pronta y sabia respuesta.

Al Ing. Hugo Reviglio quién como Jefe de trabajos prácticos de la cátedra, nos motivó con la idea de este proyecto dándonos los contactos necesarios impulsándonos a contribuir con la sociedad de San Rafael.

Al Ing. Roberto Biondi, citado como fuente y bibliografía en reiteradas ocasiones en el desarrollo del documento. Además de su cargo como docente en la materia Ingeniería Sanitaria, es parte del Departamento General de Irrigación donde siempre nos recibió con los brazos abiertos y con la mejor predisposición para brindarnos toda la información que necesitábamos.

A la comunidad del Distrito El Cerrito, por abrirnos las puertas de sus hogares y establecimientos y su continua colaboración. Al delegado del mismo, el Sr. Pedro Castro quien nos informó acerca de la situación actual, las falencias y necesidades de los vecinos.

Al Quím. Enrique Araya que nos ayudó con los análisis físico-químicos que le realizamos al agua de manera desinteresada y compartiendo con nosotros su amplio conocimiento.

Al Departamento General de Irrigación por toda la información brindada tanto en el sector de aguas subterráneas como superficiales.

A un querido amigo, Ian Baruk quien fue crucial para poder expresar este proyecto en Inglés, con cariño y dedicación.

Y por supuesto, agradecemos de todo corazón a nuestros padres, hermanos, hermanas, abuelos, tíos, porque sin ellos nada, pero nada de esto sería posible.





