



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS
E INGENIERÍA AMBIENTAL



Inundaciones en la calle Asturias
&
Impactos del Complejo Diamantis Plaza

PROYECTO HIDRÁULICO-AMBIENTAL
NOVIEMBRE 2013

Tutores:

Ing. Federico Charbonnier
Msc. Magdalena Rezzano
Dr. José Cataldo

Estudiantes:

Carolin Arias
Sarah Dominguez

TABLA DE CONTENIDO GENERAL

Parte 1: Inundaciones en la calle Asturias. Estudio de alternativas de solución. Proyecto ejecutivo de un tanque de amortiguación.

ESTUDIOS BÁSICOS

1. INTRODUCCIÓN
2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO
3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL SISTEMA
4. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA SOLUCIONAR EL PROBLEMA DE INUNDACIONES

ANTEPROYECTO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

1. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA SOLUCIÓN
2. DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL
3. DISEÑO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN
4. CONEXIÓN DE LOS COLECTORES Y LAS BOCAS DE TORMENTA

PROYECTO EJECUTIVO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

1. ANTECEDENTES
2. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA
3. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Parte 2: Impactos del Complejo Diamantis Plaza

1. IMPACTO EN LOS SERVICIOS PÚBLICOS
 - 1.1. GENERALIDADES DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA
 - 1.2. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
 - 1.3. SERVICIO DE ALCANTARILLADO
 - 1.4. GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS
2. EVALUACIÓN DEL CONFORT EÓLICO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA
 - 2.1. REVISIÓN DE CONCEPTOS REFERIDOS AL CONFORT EÓLICO
 - 2.2. REVISIÓN DE NORMATIVA INTERNACIONAL
 - 2.3. ESTUDIO DE VIENTO A NIVEL DE SUELO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS
E INGENIERÍA AMBIENTAL



Inundaciones en la calle Asturias
&
Impactos del Complejo Diamantis Plaza

INFORME DE ESTUDIOS BÁSICOS
NOVIEMBRE 2013

Tutores:

Ing. Federico Charbonnier
Msc. Magdalena Rezzano
Dr. José Cataldo

Estudiantes:

Carolin Arias
Sarah Dominguez

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	3
1.1	DESCRIPCIÓN GENERAL.....	3
1.2	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	4
2	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO.....	5
2.1	UBICACIÓN	5
2.2	CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS.....	6
2.3	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE.....	7
3	ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL SISTEMA.....	8
3.1	SELECCIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO COMO VARIABLE DE DIAGNÓSTICO Y DISEÑO	8
3.2	MODELO HIDROLÓGICO	8
3.3	NÚMERO DE CURVA Y RETENCIÓN POTENCIAL DEL SUELO.....	14
3.4	MODELO HIDRÁULICO	16
3.5	CONCLUSIONES.....	31
4	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA SOLUCIONAR EL PROBLEMA DE INUNDACIONES.....	32
4.1	REFUERZO DE LA RED DE COLECTORES.....	32
4.2	AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES.....	37
4.3	CONCLUSIONES.....	45
5	ANEXOS	46

1 INTRODUCCIÓN

En este estudio se abordará la problemática de inundaciones, existente hace más de 30 años en la zona sur del barrio Buceo de la ciudad de Montevideo.

El objetivo es solucionar el problema de inundaciones en la calle Asturias entre Verdi y la Rambla República de Chile.

El presente informe corresponde a los estudios básicos, el cual se encuentra subdividido en tres capítulos, a saber:

- En el capítulo 1 se presenta una descripción general de la zona en estudio.
- En el capítulo 2 se recopilan los principales resultados obtenidos respecto al diagnóstico del desagüe y evacuación de pluviales, en las condiciones actuales.
- En el capítulo 3 se analizan posibles soluciones a la problemática y se formulan alternativas.

1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

La Intendencia de Montevideo es la entidad responsable del manejo, operación y mantenimiento del servicio de alcantarillado público de la ciudad de Montevideo. Este servicio pasó a la órbita municipal en el año 1916 y posteriormente, en el año 1920, el Ing. Carlos M. Maggiolo formuló el “Plan General de Obras para la Ciudad de Montevideo”, con el objetivo de promover el servicio en la ciudad.

En la primera etapa del Plan Maggiolo, las redes se proyectaron en base a fórmulas utilizadas en Estados Unidos y Europa, adaptadas al contexto local. Recién en 1937 el Ing. Adam Gianoni realizó una formulación basada en estudios estadísticos de las precipitaciones locales, la cual se presume fue aplicada a partir del año 1940. En consecuencia, se puede inferir que los sistemas de saneamiento proyectados antes de la aplicación de la formulación del Ing. Gianoni presentan capacidad insuficiente.

Según información aportada por el Servicio de Estudios y Proyectos de Saneamiento (SEPS), en 1933 se proyectó el entubado del Arroyo del Buceo, el cual desembocaba en la playa a través de una alcantarilla que existía en la calle Asturias. Si bien se desconoce cuándo fue construido, dicho colector figura como existente en el plano general de proyecto de la cuenca situada aguas arriba, fechado en mayo de 1940. Se estima que los problemas de inundaciones se generaron a los pocos años de construido el saneamiento de la zona, agravándose a medida que la misma se iba consolidando.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Durante eventos de lluvia se producen desbordes en la red de alcantarillado, ocasionando inundaciones en la calle Asturias entre Verdi y la Rambla República de Chile. El punto más crítico de la calle Asturias es en la esquina de Mahoma, donde existe una zona localmente baja, que presenta un desnivel de aproximadamente un metro respecto a la Rambla República de Chile.

La Intendencia de Montevideo ha recibido denuncias de estos episodios, las cuales fueron efectuadas por residentes del edificio situado en Asturias 1414. Dicho inmueble presenta un nivel de entrada por debajo del nivel de calle, aproximadamente medio metro, según se pudo constatar mediante una recorrida por la zona. Esta condición hace que, presumiblemente, sea el inmueble más afectado por las inundaciones.

Dentro de los usos afectados por esta problemática se tienen el desagüe de la sanitaria interna y la circulación por las vías públicas, ambos imposibilitados en tales circunstancias.

Figura 1: Fotografías tomadas por los vecinos durante episodios de inundación en la calle Asturias.¹



¹ Extraídas del expediente donde constan las denuncias efectuadas por los vecinos ante la Intendencia de Montevideo.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

2.1 UBICACIÓN

La zona en estudio se ubica al sur del barrio Buceo (ver Figura 2). Está comprendida por las calles Bvar. Batlle y Ordoñez, Av. Italia, Hipólito Yrigoyen y la Rambla República de Chile.

Es una zona urbana totalmente consolidada, de uso preferentemente residencial, situada dentro de la denominada Área Costera, que cuenta con directrices particulares para su ordenación, las que apuntan a la preservación de la calidad ambiental y paisajística.

En general se conforma por viviendas unifamiliares y colectivas de uno o dos niveles, con algunos chalets y unidades tipo cooperativa. Esto se modifica en la rambla donde se encuentran edificios de altura sobre la costa.

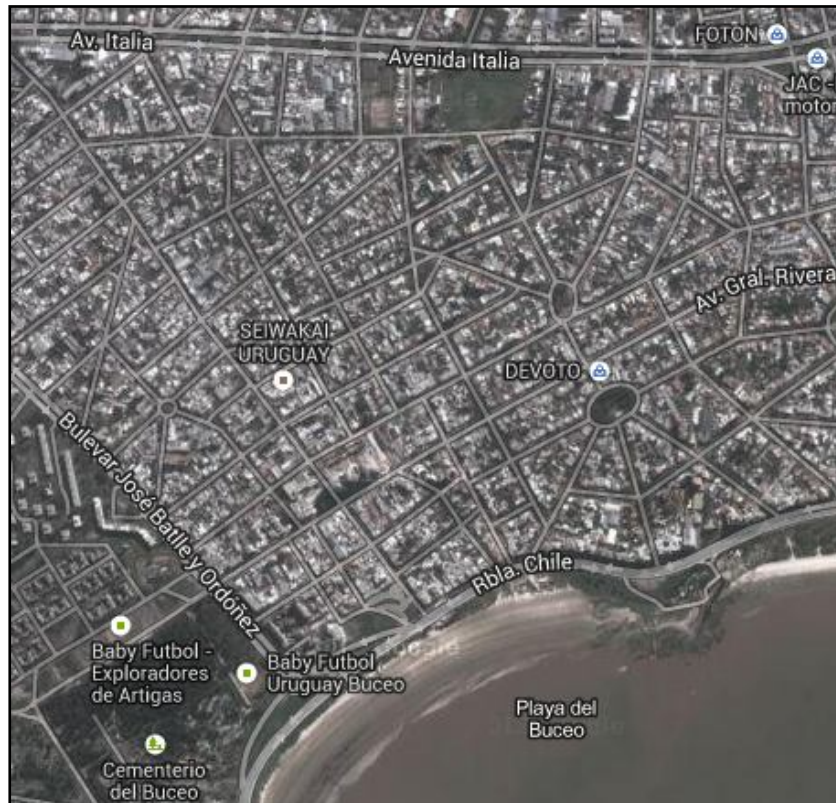
El factor de ocupación del suelo se encuentra limitado a un 60%, por lo que las construcciones venideras deberán ajustarse a los valores propuestos en el Plan de Ordenación Territorial de Montevideo².

Considerando la urbanización actual y las características definidas en el Plan Montevideo, se asume que la capacidad de escurrimiento de la cuenca no va a modificarse sustancialmente.

Figura 2: Ubicación de la zona en la ciudad



² Plan Montevideo: II. MEMORIA DE ORDENACIÓN - IMM

Figura 3: Imagen satelital de la zona en estudio

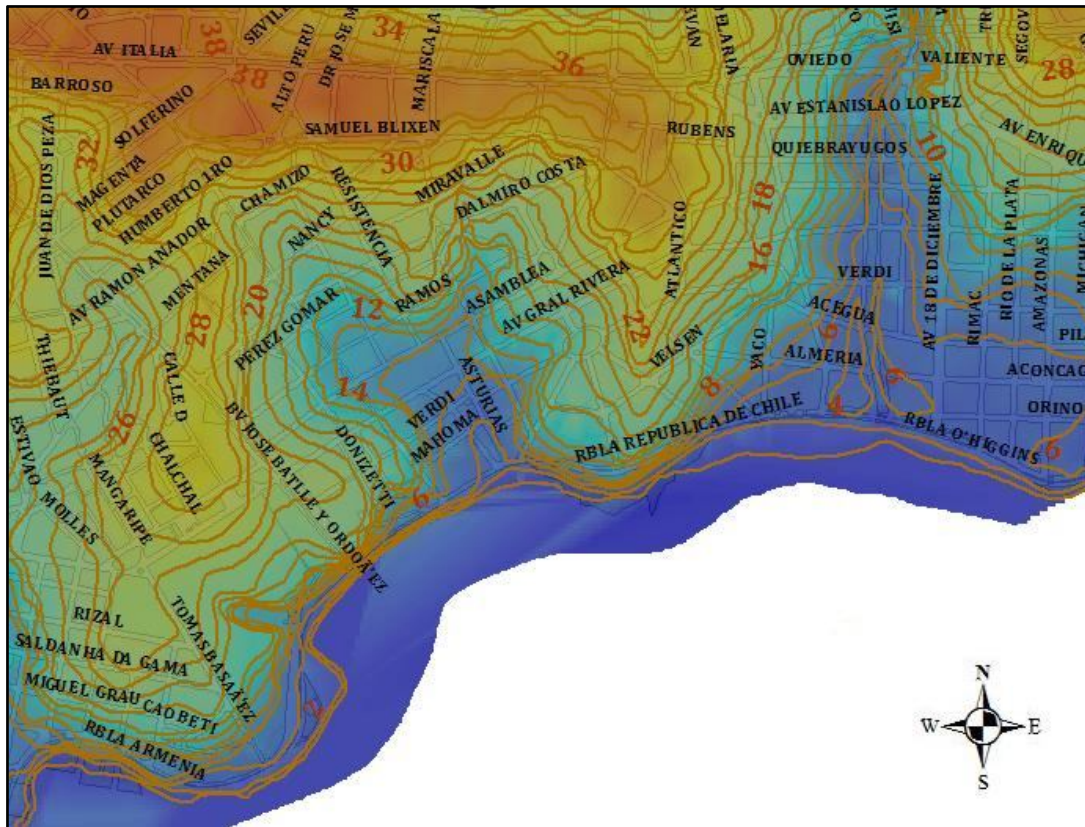
2.2 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

La zona presenta un desnivel de aproximadamente 30 m entre la parte alta situada sobre Av. Italia y la parte baja sobre la Rambla República de Chile.

En la Figura 4 se muestran las curvas de nivel cada 2 m en conjunto con el modelo digital del terreno, elaborado a partir de las mismas. Se destacan las dos zonas bajas (color azul) representativas de los arroyos Malvín y Buceo.

Existe un punto localmente bajo en la intersección de las calles Asturias y Mahoma, que se encuentra aproximadamente un metro por debajo de la Rambla República de Chile. Este punto oficia de sumidero, al cual confluye el drenaje superficial circundante, condición que convierte a la zona en potencialmente inundable, dependiendo de la capacidad de captación y desagüe del alcantarillado existente.

Figura 4: Curvas de nivel cada 2 m

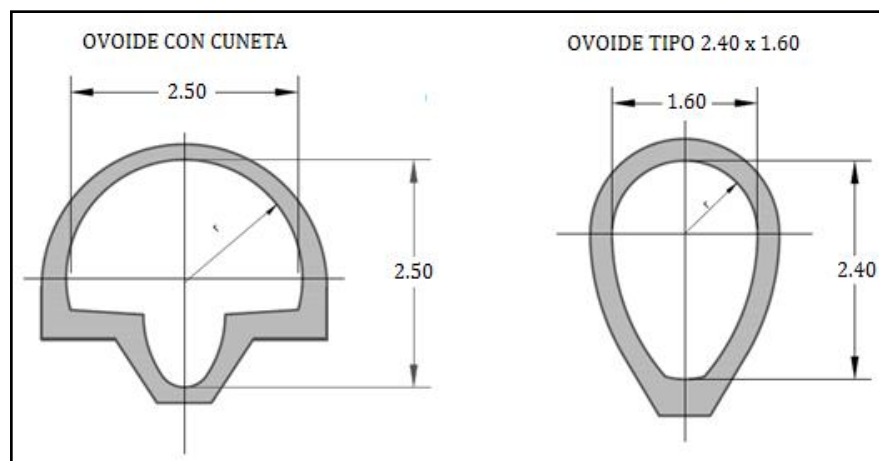


2.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

El sistema de alcantarillado de la zona es unitario, por lo que las aguas pluviales se evacúan en conjunto con las aguas residuales. Las características de los colectores existentes se indican en la Lámina EB01.

La cuenca de referencia desagua a través de un colector principal, de sección ovoide, cuya traza atraviesa el predio donde funcionaba la fábrica Cristalerías del Uruguay, siguiendo por Arrascaeta, Verdi, Asturias y la Rambla República de Chile, hasta llegar a la Estación de Bombeo Colombes.

Figura 5: Secciones de los colectores principales



3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL SISTEMA

Se pretende analizar el funcionamiento hidráulico del colector principal, por el cual desagua la cuenca de referencia, para tormentas de 2, 5 y 10 años de período de retorno. Se considera como situación actual el año 2011 y como situación futura o de diseño el año 2035.

3.1 SELECCIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO COMO VARIABLE DE DIAGNÓSTICO Y DISEÑO

A efectos de diagnosticar el funcionamiento del sistema de alcantarillado existente, se consideran eventos de 2, 5 y 10 años de período de retorno. Esto responde a que los elementos de captación de aguas pluviales se diseñan considerando eventos de 2 y 10 años de período de retorno. Los criterios cuando las calles tienen perfil cordón-cuneta son:

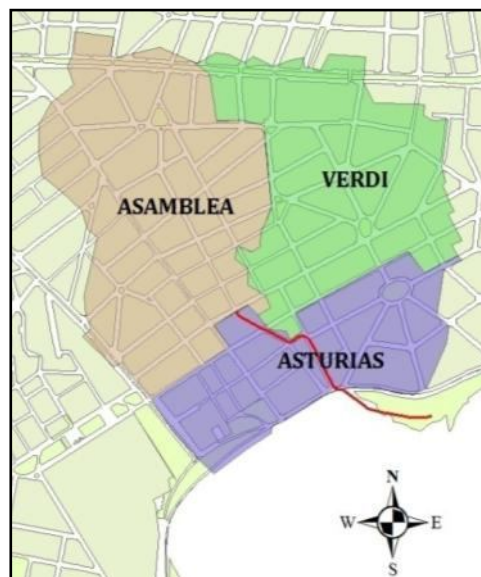
- En calles principales, para eventos de $Tr = 10$ años deberá quedar libre una faja de calle de por lo menos 2 metros.
- En calles secundarias, cuando el caudal calculado para un período de retorno de 2 años produzca una inundación que deje libre una franja menor a los 2 metros.
- En ningún caso el escurrimiento superficial deberá superar el cordón de la vereda para una lluvia de $Tr = 20$ años.

En tanto, para el diseño se asumirá un período de retorno de 10 años.

3.2 MODELO HIDROLÓGICO

Para el análisis se definen tres subcuencas de aporte, denominadas “ASAMBLEA”, “VERDI” y “ASTURIAS”. Sus respectivos puntos de cierre se ubican en Asamblea y Lallemand, Verdi y Asturias, y Asturias y la Rambla República de Chile. En la Figura 6 se ilustra la extensión de las mismas.

Figura 6: Subcuencas de aporte definidas para el análisis hidráulico de la red



3.2.1 Características de las subcuencas de aporte definidas

Las características de las subcuencas en la situación actual (año 2011) se presentan en la Tabla 1:

Tabla 1: Características de las subcuencas definidas

Nombre	Área (ha)	Longitud del cauce principal (m)	Coefficiente de escorrentía	Punto de Cierre	Tiempo de concentración (min)
ASAMBLEA	67.5	1390	0.64	Asamblea y C. Lallemand	26
ASTURIAS	37.5	819	0.71	Asturias y Rambla	21
VERDI	50.9	1689	0.55	Verdi y Asturias	27

3.2.1.1 Determinación del coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía de cada subcuenca se determinó, por un lado, mediante el análisis de imágenes satelitales de la zona, y por otro, a partir de un ajuste realizado por el SEPS, que relaciona el coeficiente de escorrentía con la densidad de viviendas³.

Los valores obtenidos mediante el citado ajuste se muestran en la Tabla 2. Los correspondientes al año 2011 se determinaron en función de la densidad de viviendas, estimada a partir de información censal del Instituto Nacional de Estadística (INE). Mientras que para el año 2035 (situación de diseño), se asumieron los mismos coeficientes planteados por el SEPS.

Tabla 2: Coeficientes de escorrentía para los años 2011 y 2035

Subcuenca	C 2011	C 2035
ASAMBLEA	0.64	0.67
ASTURIAS	0.71	0.71
VERDI	0.55	0.56

Si bien la mayor diferencia en los coeficientes de escorrentía corresponde a la subcuenca "ASAMBLEA", en términos de caudales máximos la misma se traduce en un 4 % (ver Tabla 3). Esta diferencia porcentual no resulta ser apreciable, por lo que se opta por realizar el diagnóstico, el análisis de alternativas y el diseño, para la situación correspondiente al año 2035.

1 ³ Ver ANEXOS

Tabla 3: Caudales máximos según los coeficientes de escorrentía de 2011 y 2035

CUENCA	Tr (años)	Método Racional			
		Q (m³/s)		Diferencia	
		2011	2035	m³/s	%
ASAMBLEA	5	9.72	10.13	0.41	4.0
	10	11.51	11.99	0.48	4.0
	20	13.24	13.80	0.56	4.0

3.2.1.2 Determinación del tiempo de concentración

A efectos del presente trabajo se adopta la fórmula de Desbordes recomendada por la IM para el cálculo del tiempo de concentración, a saber:

$$T_c = T_0 + 6,625 * A^{0,3} * S^{-0,38} * C^{-0,45}$$

Donde: S es la pendiente de la cuenca, A es el área de la cuenca, C el coeficiente de escorrentía y T_0 el tiempo de entrada (sugerido entre 5 y 10 minutos).

Según lo manifestado por el SEPS, en base a la experiencia y a estudios realizados, las cuencas urbanas Montevideanas tienen un tiempo de concentración entre 20 y 30 minutos.

Teniendo en cuenta que existen varias formulaciones para determinar el tiempo de concentración de una cuenca, se realizó un estudio de sensibilidad respecto a su variación, el cual se presenta en el Anexo 2.

3.2.2 Determinación de los hidrogramas

Los hidrogramas de salida de las subcuencas de aporte se determinan siguiendo las siguientes etapas:

- Determinación del hietogramas de diseño
- Determinación de la Precipitación efectiva
- Cálculo del Hidrograma unitario y posterior determinación del Hidrograma

Cabe acotar que en el Anexo 3 se realizó un análisis comparativo de los resultados obtenidos aplicando esta metodología y el Método Racional.

3.2.2.1 Análisis de eventos extremos

3.2.2.1.1 Análisis de las precipitaciones reales

El SEPS cuenta con información referente a los eventos de inundaciones denunciados por vecinos de la zona. Algunos de los datos proporcionados corresponden a registros

fotográficos, fechas y descripciones de los niveles aproximados que alcanzó el agua en algunos puntos.

El objetivo del presente análisis es determinar la magnitud de las precipitaciones para distintas duraciones, de forma de poder utilizar los datos aportados para cotejar resultados de los modelos. Los detalles del análisis se encuentran descriptos en el Anexo 4.

La información aportada hace referencia a los días 27 de enero del año 2001; 15 de octubre del año 2002, 1 de julio del año 2005, como fechas en las cuales se registraron inundaciones en la calle Asturias entre Verdi y la Rambla República de Chile.

Los datos de precipitaciones utilizados provienen del Pluviógrafo y el Pluviómetro de la Estación Prado: precipitación diaria, precipitación máxima en 24 horas, precipitación horaria y el pluviograma.

Para cada caso, se calculan las intensidades máximas para duraciones de 10, 20 y 30 minutos, 1, 2, 3, 6, 12 y 24 horas. A partir de las cuales se determina el tiempo de retorno utilizando las Curvas IDF actualizadas. Los resultados y los detalles del cálculo se pueden consultar en el Anexo 4.

Los resultados obtenidos permiten descartar las precipitaciones de los días 27/01/2001 y 15/10/2002 ya que no pueden considerarse como precipitaciones extremas. Sin embargo la ocurrida en el 01/07/2005 se encuentra dentro de la serie de máximas anuales consideradas en el estudio de actualización de las IDF.

Tabla 4: Resumen de los tiempos de retorno en función de las duraciones

Fecha	D 1 h	D 6 h	D 12 h	D 24 h	Evento Extremo
27/01/2001	<2	<2	<2	<2	No
15/10/2002	<2	<2	<2	<2	No
01/07/2005	2	7	3	3	Si

En función de lo anterior se puede inferir que las precipitaciones registradas en la Estación Prado no son representativas de las ocurridas en la zona de estudio, salvo la del 01/07/2005. Por lo tanto, se trabajará con tormentas de diseño a efectos de determinar los hidrogramas de interés.

3.2.2.1.2 Hietograma de diseño

Se adopta una tormenta de diseño de 6 horas de duración, con un pico a la hora, en base a la experiencia que tiene el SEPS en el manejo de cuencas urbanas de estas características.

El hietograma se conforma por bloques de 15 minutos de duración, cuya precipitación asociada se determina a partir de la Ley de Montana.

La selección de la metodología a utilizar para el cálculo de las precipitaciones de diseño, se realizó en base a una comparación de los hietogramas obtenidos a partir de la Ley de Montana y las curvas IDF actualizadas, para duraciones de 24 horas. Para ello se utilizó el Método de Bloque Alterno, con bloques de 10 minutos de duración cada uno.

Tabla 5: Variación de la precipitación para 10 años de período de retorno

D (horas)	D (min)	IDF Tr=10 años			Montana Tr=10 años			Diferencia	
		P(mm)	I (mm/h)	Incremento	P (mm)	I (mm/h)	Incremento	mm	(%)
0.17	10	19.36	116.16	19.36	19.99	119.95	19.99	0.63	3%
0.33	20	26.18	78.54	6.82	27.88	83.65	7.89	1.71	7%
0.50	30	33.37	66.74	7.19	33.87	67.75	5.99	0.50	2%
1.00	60	43.59	43.59	10.22	47.25	47.25	13.37	3.66	8%
2.00	120	57.23	28.61	13.64	61.22	30.61	13.97	4.00	7%
3.00	180	67.39	22.46	10.17	69.70	23.23	8.48	2.31	3%
6.00	360	85.94	14.32	18.54	87.01	14.50	17.31	1.08	1%
12.00	720	106.50	8.87	20.56	108.62	9.05	21.61	2.12	2%
24.00	1440	124.58	5.19	18.08	135.59	5.65	26.97	11.01	9%

Los resultados muestran que la precipitación máxima resulta mayor aplicando la Ley de Montana, al igual que el volumen generado para 5 y 10 años de período de retorno. Ver Tabla 5, Gráfico 1 y 2.

Si bien los valores de Montana están acotados a períodos de retorno menores o iguales a 20 años, para el diseño de las alternativas de solución al problema de inundaciones se requieren hidrogramas con mayores volúmenes.

En función de lo anterior, se opta por utilizar la Ley de Montana para determinar las precipitaciones de diseño.

Gráfico 1: Hietograma de diseño Tr = 5 años, duración 24 horas y paso 10 minutos

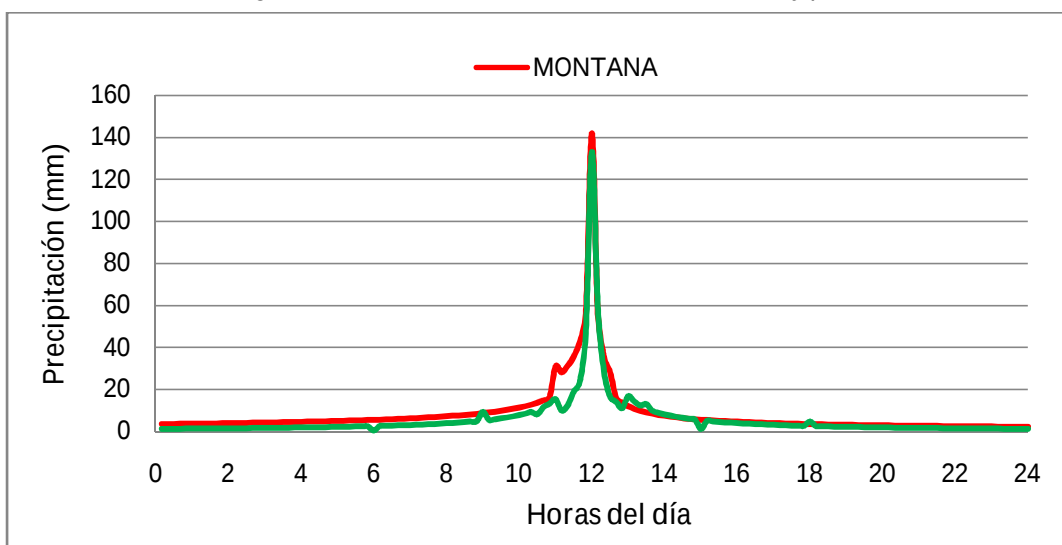
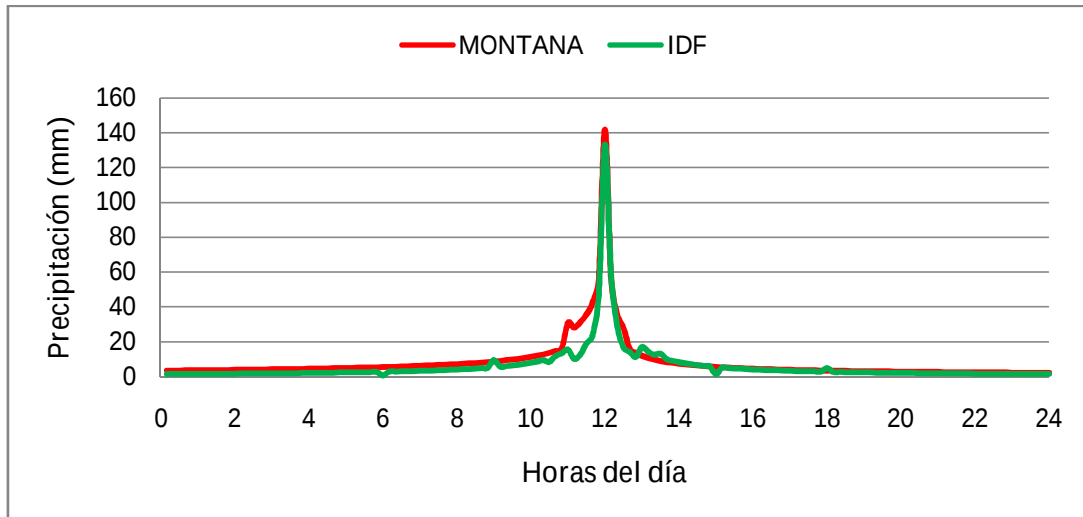


Gráfico 2: Hietograma de diseño para $Tr = 10$ años, duración 24 horas y paso 10 minutos

3.2.2.2 Determinación de la Precipitación Efectiva

La precipitación efectiva se determina a partir del Método del Número de Curva desarrollado por el Natural Resources Conservations Service (NRCS) de Estados Unidos.

En este caso la precipitación efectiva se considera como la precipitación que genera la escorrentía directa. La porción que es retenida superficialmente y/o se infiltra, se denomina abstracciones. Estas abstracciones dependen del tipo de suelo, de las condiciones de humedad previas, etc. Se puede distinguir la abstracción inicial I , que es el umbral de precipitación por el cual la precipitación efectiva (P_e) es 0, y la abstracción continuada (F) la cual va disminuyendo con el tiempo. Durante la abstracción continuada, el exceso de precipitación genera precipitación efectiva.

Una de las hipótesis del método es que la relación entre la precipitación y las abstracciones están vinculadas en la siguiente proporción:

$\frac{\text{Abs Producida}}{\text{Abs Máxima}} = \frac{P \text{ neta producida}}{P \text{ neta Máxima}} \Rightarrow \frac{F}{S} = \frac{P_e}{P_e - I}$, donde S es la retención potencial máxima del suelo. Esto implica una relación entre las magnitudes reales (F y P_e) con los valores potenciales de suelo.

Otra de las hipótesis del método es la ecuación de continuidad, donde: $P = P_e + I + F$.

Por lo que la precipitación efectiva se calcula como: $P_e = \frac{(P - I)^2}{P - I + S}$ donde la abstracción

inicial I se le asigna el valor de $0.2S$, siendo este un dato obtenido experimentalmente, pero validado empíricamente.

Por lo que la expresión final de la precipitación efectiva es:

$$P_e = \begin{cases} \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} & \text{si } P_e > 0.2S \\ 0 & \text{si } P_e \leq 0.2S \end{cases}$$

3.3 NÚMERO DE CURVA Y RETENCIÓN POTENCIAL DEL SUELO

Para determinar la retención potencial del suelo se utiliza el número de curva, relacionado con el tipo del suelo y el uso de la tierra. Este número adimensional está tabulado por el NRCS y varía en un rango de 0 a 100, correspondiendo el 100 a una superficie impermeable.

La relación entre la retención potencial S y el número de curva NC está dada por la siguiente expresión: $S = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$

Por otro lado, el método plantea que el NC depende de las condiciones de humedad antecedentes, la cual se considera con la precipitación anterior en 5 días. Para Montevideo se asume que ese valor es 0 dado que llueve en promedio cada 7 días. Por lo que el número de curva se relaciona de la siguiente forma:

$$NC(I) = \frac{4.2NC(II)}{10 - 0.058NC(II)} \text{ donde el } NC(II) \text{ corresponde a condiciones normales.}$$

A efectos del presente trabajo, se determinó el número de curva a partir de valores tabulados en la bibliografía, asumiendo un suelo Tipo C y un factor de impermeabilidad máximo del 60 %. El valor obtenido para el NC es de 88.

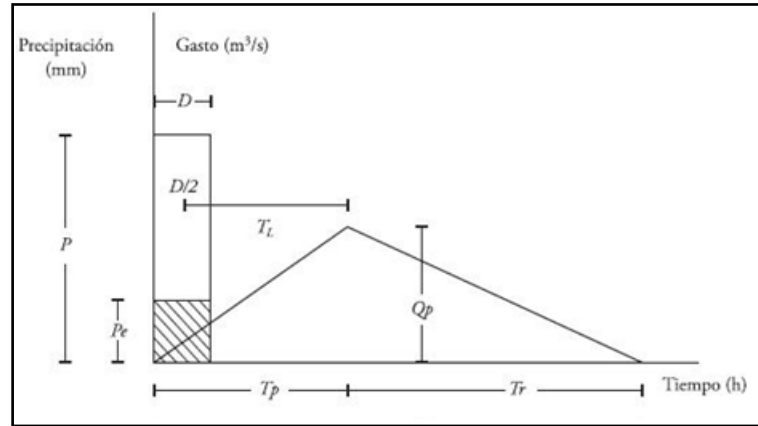
3.3.1.1 Cálculo del hidrograma mediante la metodología del Hidrograma Unitario

Este método define el Hidrograma unitario como el hidrograma de escorrentía directa obtenido por exceso de lluvia de 1 mm generado uniformemente sobre el área de la cuenca, a una intensidad constante a lo largo de la duración efectiva D .

Este método tiene admite como hipótesis de trabajo, que el exceso de precipitación del cual se quiere calcular la escorrentía directa verifica las hipótesis de afinidad y aditividad que posee el hidrograma unitario.

Como modelo de hidrograma unitario, se utilizó como base un hidrograma sintético triangular. Los parámetros del mismo son el tiempo pico y tiempo base.

Figura 7: Hidrograma sintético triangular



En este caso se consideran los siguientes valores de tiempo pico (T_p) y tiempo base (T_b)⁴:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6T_c$$

$$T_b = 1.67T_p$$

Donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca y D el paso considerado de la tormenta, ambas magnitudes en horas.

A su vez el caudal pico en m^3/s se calcula como:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{(0.5D + 0.6T_c)}$$

Donde A es el área de la cuenca en Km^2 y los demás parámetros ya fueron definidos.

Posteriormente aplicando los criterios de linealidad y suposición, se calcula el hidrograma de escorrentía de la siguiente forma:

$$\text{Si } n \leq m \quad Q_n = \sum_{m=1}^n P_m U_{n-m+1}$$

$$\text{Si } n > m \quad Q_n = \sum_{m=n-m+1}^n P_m U_{n-m+1}$$

En donde:

- P_i son las precipitaciones efectivas para cada duración.
- U_i son las coordenadas del hidrograma unitario
- n es el número de puntos que se desea tener del hidrograma de la cuenca
- m es el número de intervalos en los que se dividió en hidrograma unitario

⁴ Relaciones sugeridas por el NCRS.

3.4 MODELO HIDRÁULICO

3.4.1 Modelación en SWMM

La modelación de la red de alcantarillado se realizó mediante el software Storm Water Management Model (SWMM), desarrollado por la Environmental Protection Agency (EPA). Si bien este programa cuenta con un módulo de escorrentía o hidrológico y un módulo de transporte o hidráulico, en el presente trabajo sólo se utiliza este último, seleccionando para el cálculo el modelo de la Onda Dinámica.

3.4.2 Esquema del modelo

El modelo se elaboró en base a información aportada por el SEPS, como ser planos de la red de alcantarillado de la zona, en los cuales se indican cotas de tapa, cotas de zameado, secciones, longitud de los tramos, etc.

El esquema del modelo se muestra en la Figura 8 donde se indican los nodos y conductos considerados, cuyas características se describen a continuación. Cabe acotar que se mantuvieron las denominaciones adoptadas en el Modelo del Sistema Costero de Montevideo, utilizado por el SEPS.

Figura 8: Esquema del modelo del colector principal



3.4.2.1 Características de los componentes del modelo

Nodos

Los nodos representan puntos particulares de la red de alcantarillado, en los cuales se tiene alguna de las siguientes condiciones: confluencia de más de un colector, cambio de sección, cambio de pendiente, presencia de un salto.

En la tabla siguiente se indican las características de los nodos considerados.

Tabla 6: Características de los nodos

Nombre	Ubicación aproximada	CT (m)	CZ (m)	Salto (m)
ASAM	Predio Ex Cristalerías del Uruguay	10.12	5.74	-
EASAMVERE1	Gral. Rivera y Arrascaeta	9.30	4.90	0.45
EASAMVERE2	Arrascaeta casi Verdi	8.26	3.96	0.60
VERE	Verdi entre Arrascaeta y Asturias	8.17	3.90	-
MAHO	Asturias y Mahoma	7.10	3.23	-
ASTU	Asturias y Rambla República de Chile	7.49	2.95	-
RAM1	Aliviadero Oeste Estación Colombes	6.15	2.20	-

Conductos

Los conductos representan a las tuberías y canales que transportan el flujo, a superficie libre o a presión, a través de la red. Estos objetos se caracterizan por su longitud, sección transversal, pendiente, coeficiente de rugosidad, nodo inicial y final, entre otros parámetros.

Los conductos considerados en el modelo son los siguientes:

- Tramo que atraviesa el predio donde funcionaba la Fábrica Cristalerías del Uruguay, desde Asamblea hasta Gral. Rivera
- Tramo por Arrascaeta desde Gral. Rivera hasta Verdi
- Tramo por Verdi desde Arrascaeta hasta Asturias
- Tramo por Asturias desde Verdi hasta Mahoma
- Tramo por Asturias desde Mahoma hasta la Rambla República de Chile
- Tramo por la Rambla República de Chile hasta el canal de rejillas que oficia de aliviadero de la Estación de Bombeo Colombes

En la tabla siguiente se presentan las características de los conductos considerados. El coeficiente de Manning adoptado para todos los casos es de 0.015.

Tabla 7: Características de los conductos

Nombre	Longitud (m)	Pendiente (%)	Tipo de sección
ASAM_EASAMVERE1	107.7	0.36	OT 2.40 x 1.60
EASAMVERE1_EASAMVERE2	83	0.41	OT 2.40 x 1.60
EASAMVERE2_VERE	27	0.22	OT 2.40 x 1.60
VERE_MAHO	194	0.39	OCC 2.50 x 2.50
MAHO_ASTU	96	0.32	OCC 2.50 x 2.50
ASTU_RAM1	306	0.25	OCC 2.50 x 2.50

OT: ovoide tipo

OCC: ovoide con cuneta

3.4.2.2 Aportes ingresados al modelo

Los aportes ingresados al modelo corresponden a los hidrogramas generados en las subcuencas “ASAMBLEA”, “VERDI” y “ASTURIAS”. Estos se incorporan en los nodos “ASAM”, “VERE” y “MAHO”, respectivamente, los que se consideran representativos de los correspondientes puntos de cierre.

Los hidrogramas ingresados al modelo corresponden a las tres subcuencas de aporte definidas, y se materializan en los nodos asociados a los puntos de cierre de las mismas. En las siguientes figuras se muestran los aportes ingresados y los aportes totales en cada nodo, correspondientes a eventos de 2, 5 y 10 años de período de retorno y 6 hs de duración. Asimismo, se tabularon los respectivos caudales máximos y el instante en el que acontecen luego de iniciada la tormenta.

Tabla 8: Aportes máximos para un evento de $Tr = 2$ años y duración 6 hs

Nodo	Aporte máximo ingresado (m ³ /s)	Instante de ocurrencia	Aporte máximo total (m ³ /s)	Instante de ocurrencia
ASAM	3.94	01:21	3.94	01:21
VERE	2.97	01:21	6.87	01:21
MAHO	2.26	01:18	8.95	01:21

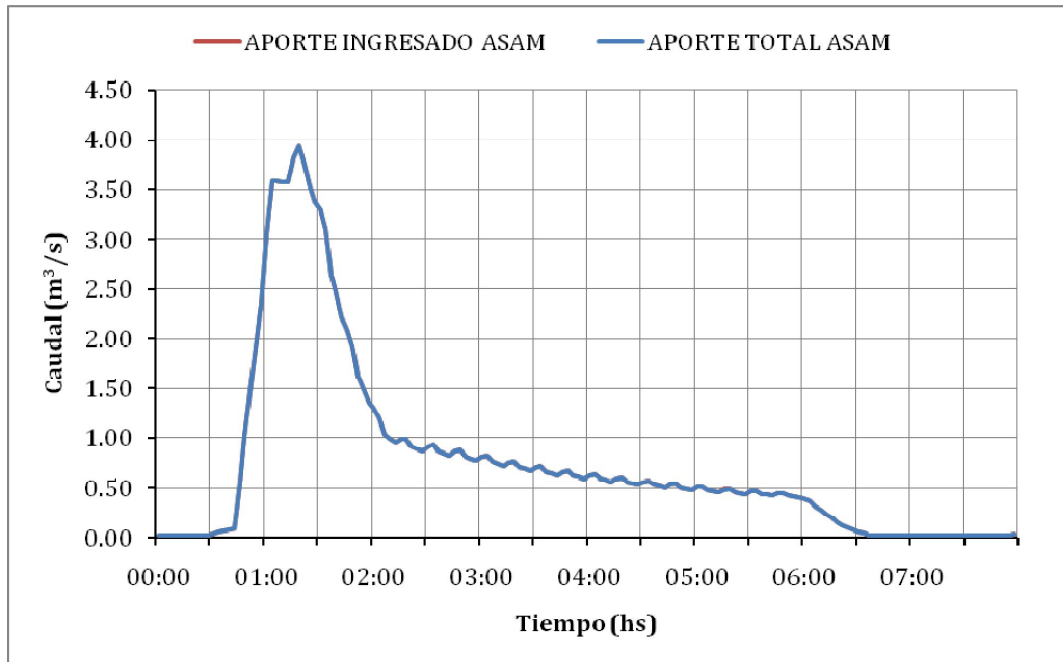
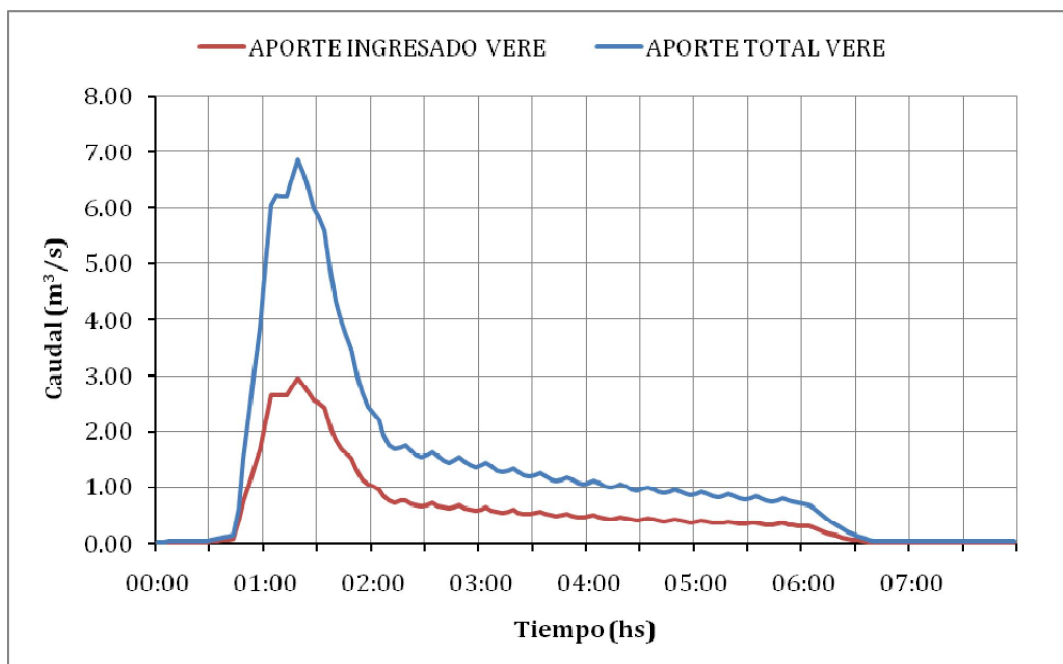
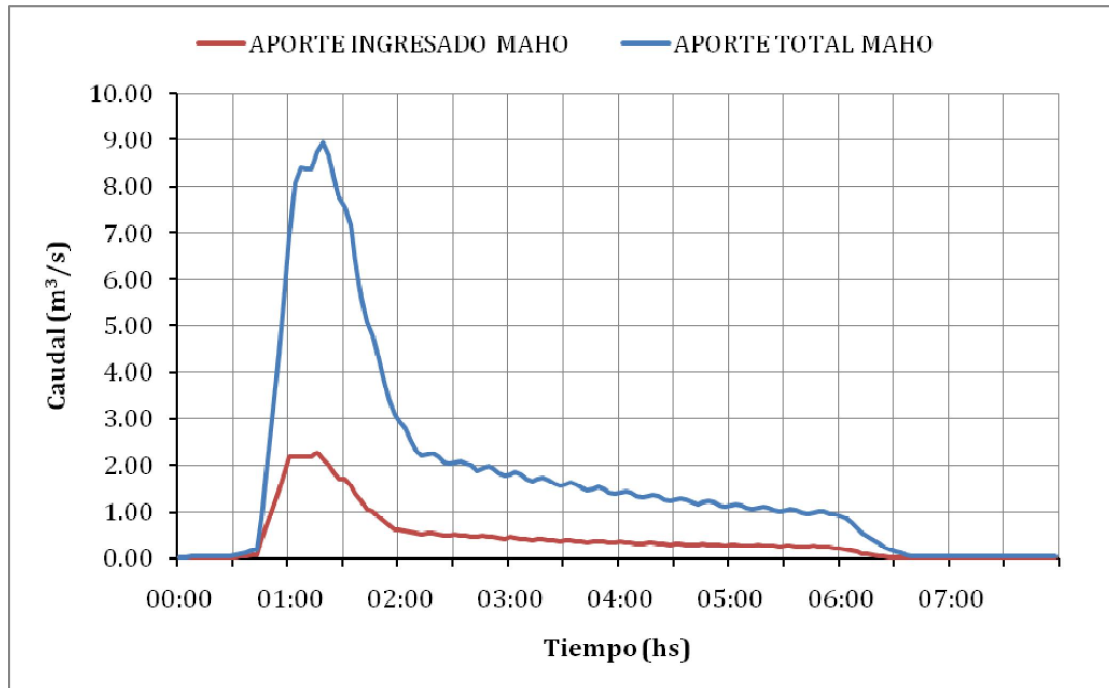
Figura 9: Aportes en el nodo ASAM para un evento de $Tr = 2$ años y duración 6 hs*Figura 10: Aportes en el nodo VERE para un evento de $Tr = 2$ años y duración 6 hs*

Figura 11: Aportes en el nodo MAHO para un evento de $Tr = 2$ años y duración 6 hsTabla 9: Aportes máximos para un evento de $Tr = 5$ años y duración 6 hs

Nodo	Aporte máximo ingresado (m^3/s)	Instante de ocurrencia	Aporte máximo total (m^3/s)	Instante de ocurrencia
ASAM	6.75	01:21	6.75	01:21
VERE	5.11	01:21	11.82	01:21
MAHO	4.05	01:18	15.40	01:21

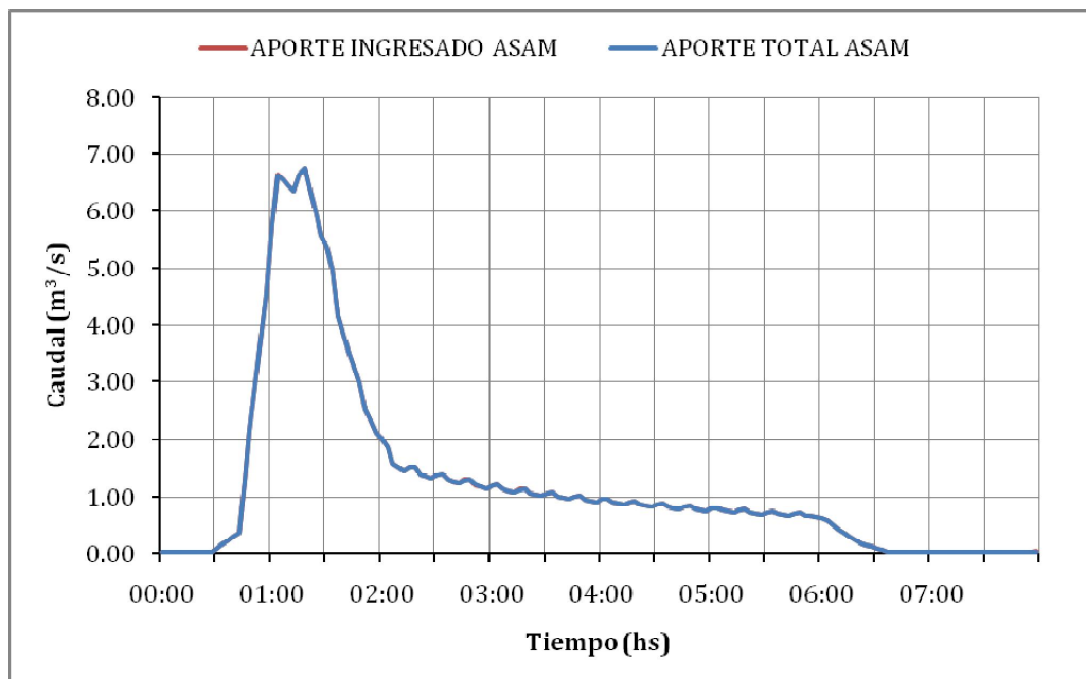
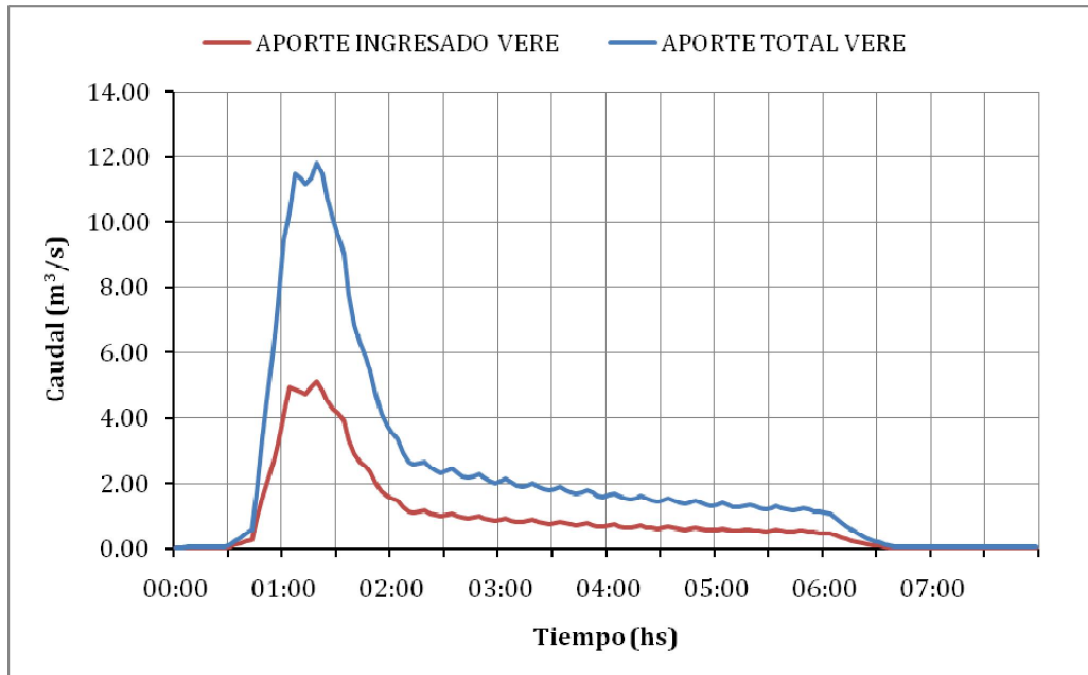
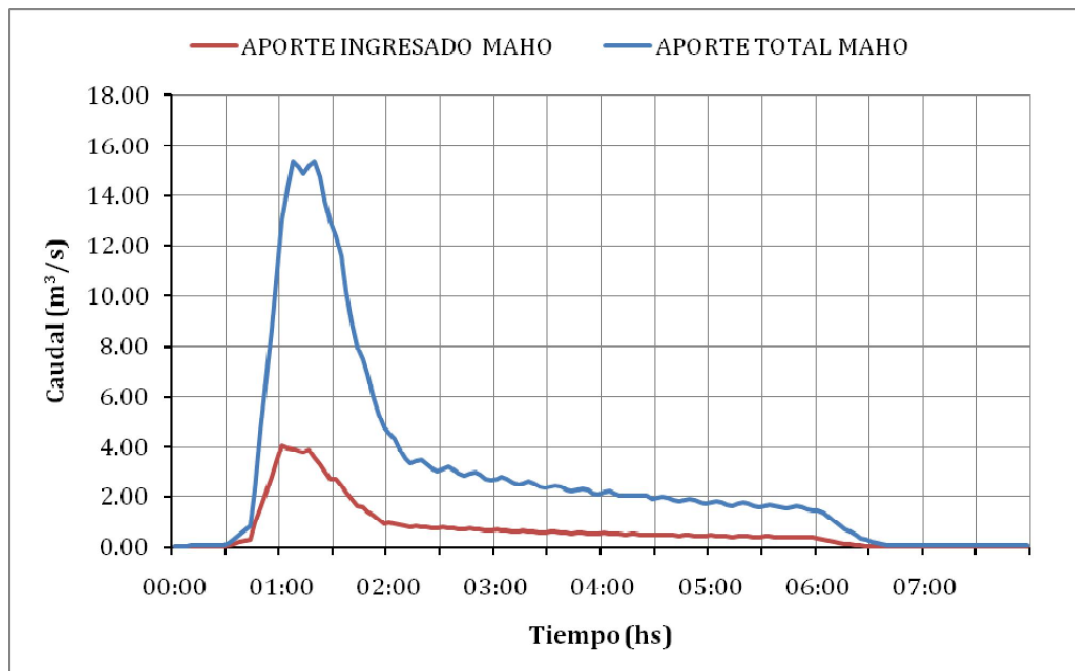
Figura 12: Aportes en el nodo ASAM para un evento de $Tr = 5$ años y duración 6 hs

Figura 13: Aportes en el nodo VERE para un evento de $Tr = 5$ años y duración 6 hsFigura 14: Aportes en el nodo MAHO para un evento de $Tr = 5$ años y duración 6 hsTabla 10: Aportes máximos para un evento de $Tr = 10$ años y duración 6 hs

Nodo	Aporte máximo ingresado (m^3/s)	Instante de ocurrencia	Aporte máximo total (m^3/s)	Instante de ocurrencia
ASAM	8.83	01:21	8.83	01:21
VERE	6.59	01:21	14.67	01:21
MAHO	5.39	01:18	19.91	01:18

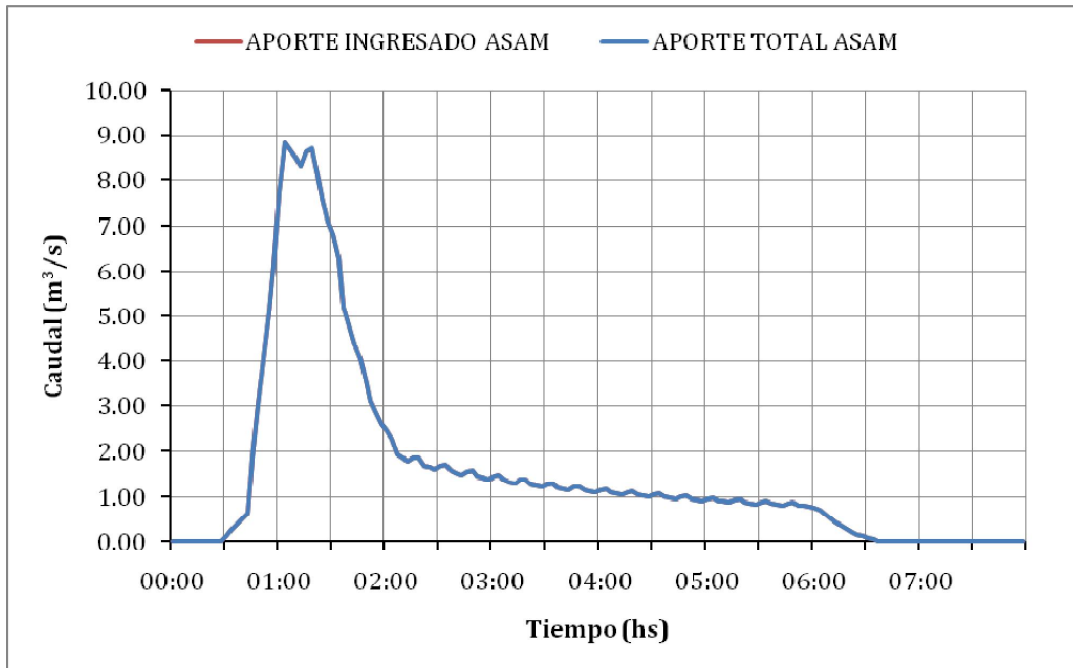
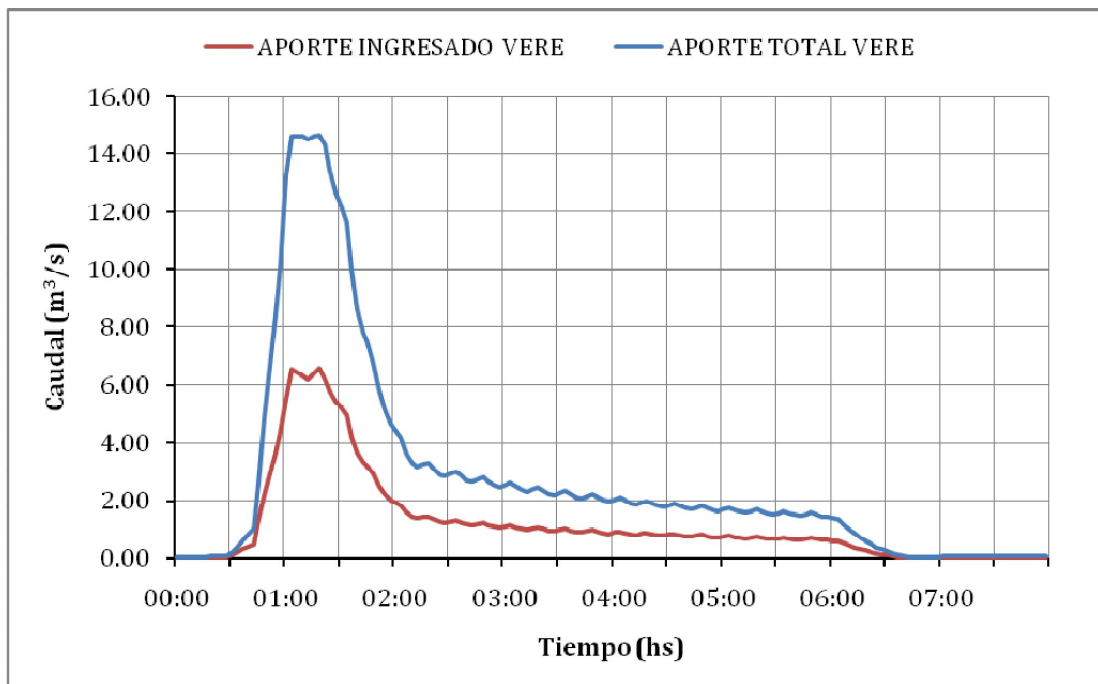
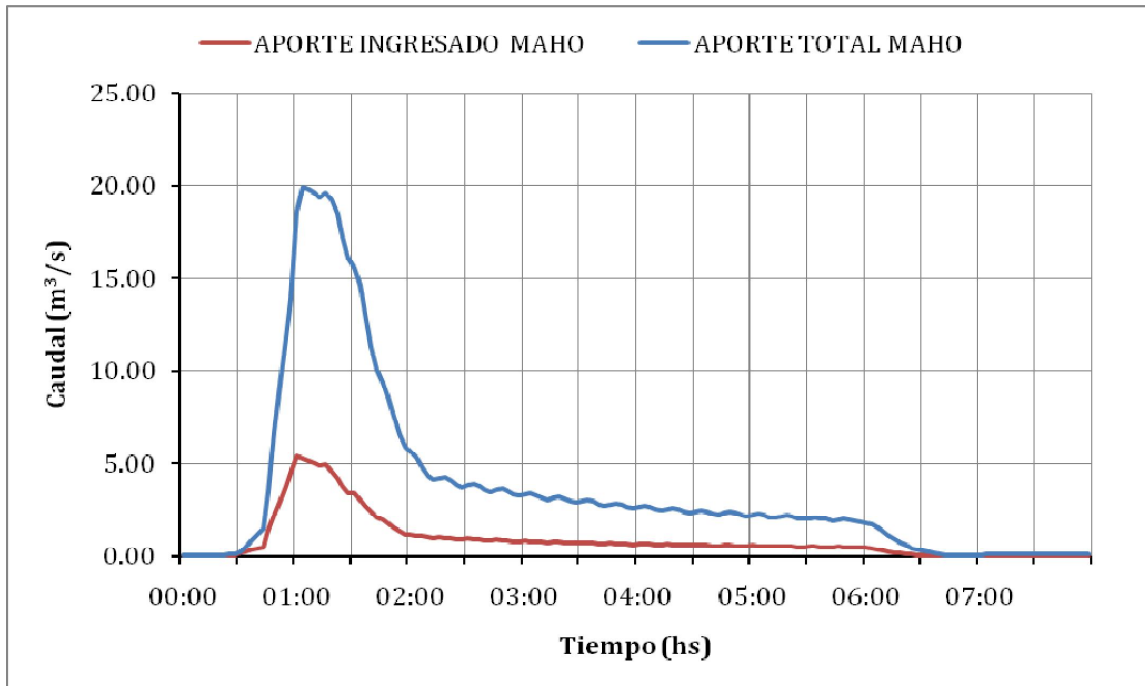
Figura 15: Aportes en el nodo ASAM para un evento de $Tr = 10$ años y duración 6 hsFigura 16: Aportes en el nodo VERE para un evento de $Tr = 10$ años y duración 6 hs

Figura 17: Aportes en el nodo MAHO para un evento de $Tr = 10$ años y duración 6 hs



3.4.2.3 Condiciones de borde

A efectos del presente análisis se consideran las siguientes condiciones de borde para el modelo:

- Estación de Bombeo Colombes fuera de funcionamiento (la misma no opera durante eventos de lluvia).
- La reja del aliviadero se encuentra sucia. Se asume una pérdida localizada con coeficiente $K=3$.
- El nivel de la marea es fijo e igual a 1.5 m. Este valor es arbitrario dado que se verificó que el nivel de la marea no tiene incidencia en la zona problemática. El máximo nivel de la marea registrado es del orden de los 3 m.

Figura 18: Imágenes del canal aliviadero



3.4.2.4 Validación del modelo

En los expedientes iniciados en la Intendencia, donde constan las denuncias de los episodios de inundaciones, figuran fechas del calendario con “alturas de inundación” asociadas.

Las fechas de las precipitaciones indicadas eran 27 de enero de 2001, 15 de octubre de 2002 y 1 de julio de 2005. Para cada uno de estos días se analiza la precipitación diaria y los hidrogramas de las fechas. Los resultados muestran que salvo el evento del año 2005, cuyo período de retorno se encuentra entre 5 y 10 años, las otras dos tormentas consideradas no serían extremas. (Ver ANEXO 4: ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES)

Por lo que para tormentas con tiempo de retorno mayor a 5 años deberían verificarse desbordes en los nodos más comprometidos.

3.4.3 Resultados de la modelación

Los resultados de la modelación en el contexto actual, para tormentas de 2, 5 y 10 años de período de retorno y 6 horas de duración, se exponen en los siguientes ítems.

3.4.3.1 Resultados para una tormenta de 2 años de período de retorno

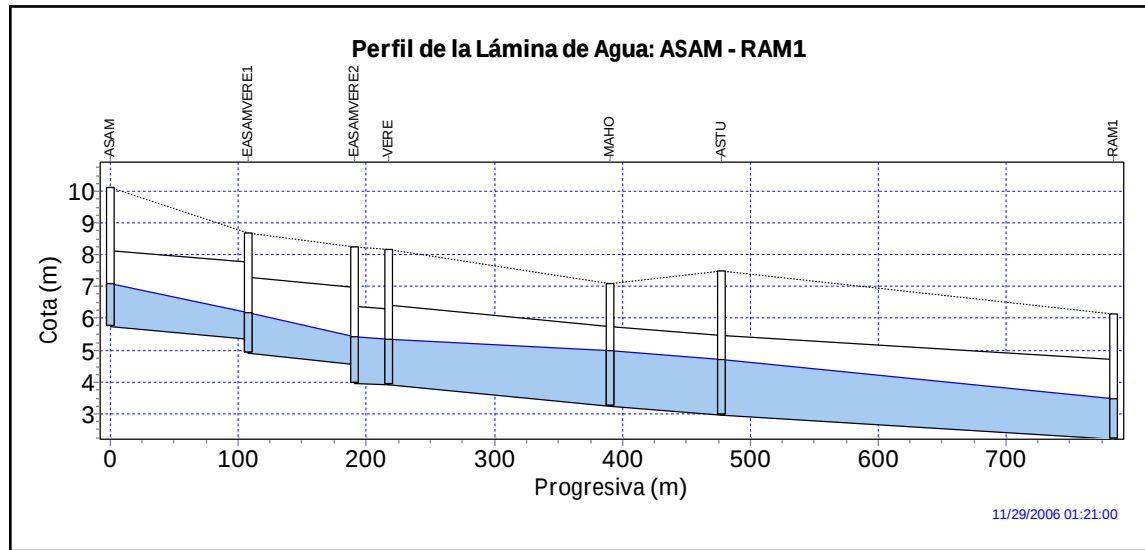
Los conductos modelados trabajan a superficie libre, por lo que no se producen desbordes en la red durante estos eventos.

En la Tabla 11 se muestran los caudales y las velocidades máximas en cada conducto.

Tabla 11: Caudales y velocidades máximas (Tr = 2 años)

Conducto	Caudal máximo (m ³ /s)	Velocidad máxima (m/s)
ASAM_EASAMVERE1	3.93	2.76
EASAMVERE1_EASAMVERE2	3.93	2.82
EASAMVERE2_VERE	3.93	2.32
VERE MAHO	6.87	2.36
MAHO_ASTU	8.95	2.76
ASTU_RAM1	8.95	2.86

En la Figura 19 se muestra el perfil de los tramos modelados 1 hora 21 minutos después de iniciada la tormenta. En este instante la mayoría de los conductos presenta la máxima carga.

Figura 19: Perfil de los conductos ($Tr = 2$ años)

Asimismo, en ese instante la capacidad de los conductos presenta el mayor valor suscitado durante la tormenta. El conducto más exigido es el "MAHO_ASTU" en el cual el tirante llega al 70% de su capacidad.

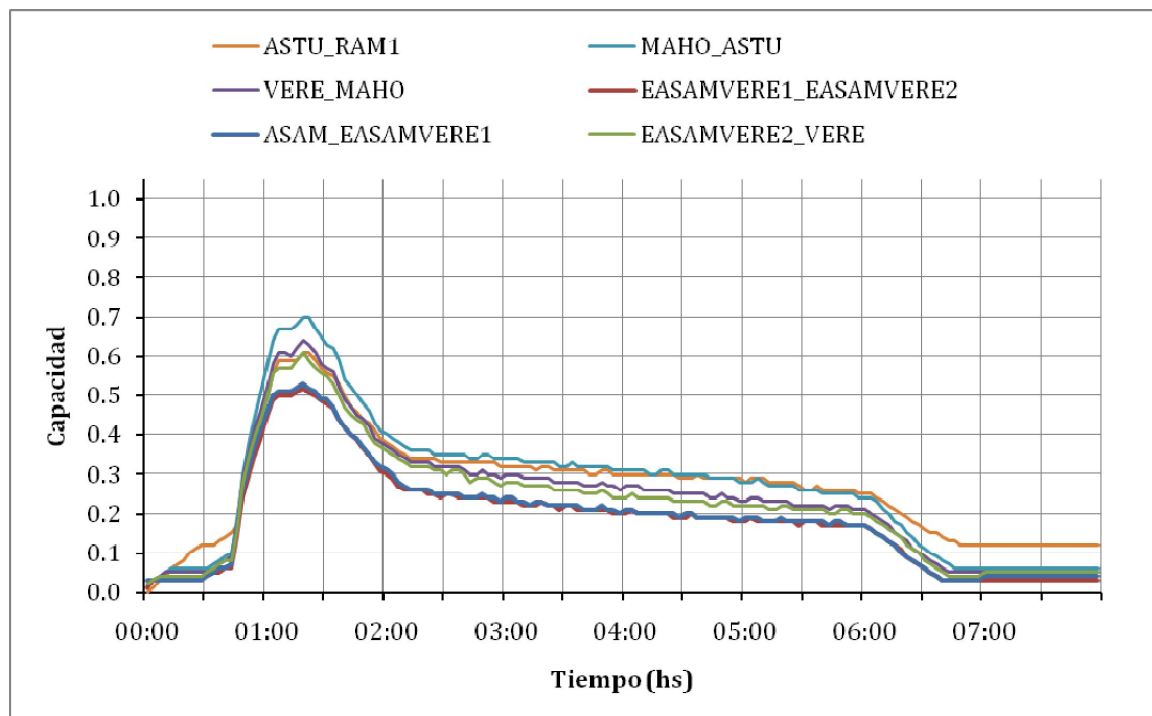
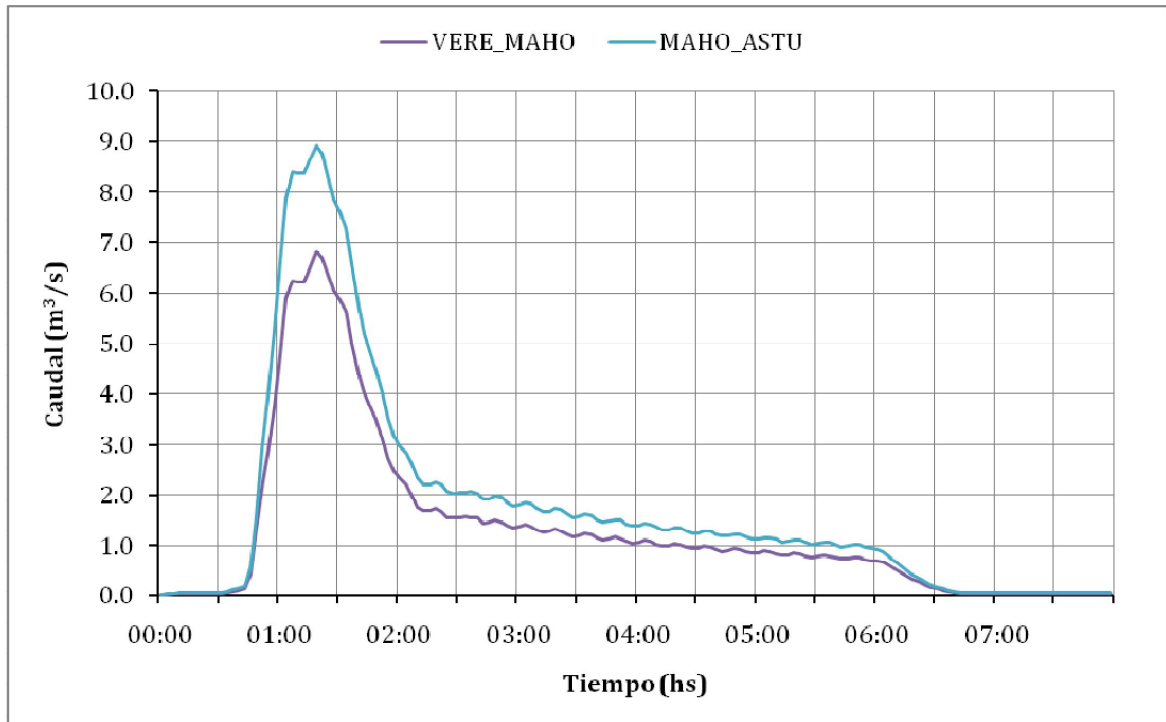
Figura 20: Capacidad de los conductos ($Tr = 2$ años)

Figura 21: Caudal en los conductos "VERE_MAHO" y "MAHO_ASTU" ($Tr = 2$ años)

3.4.3.2 Resultados para una tormenta de 5 años de período de retorno

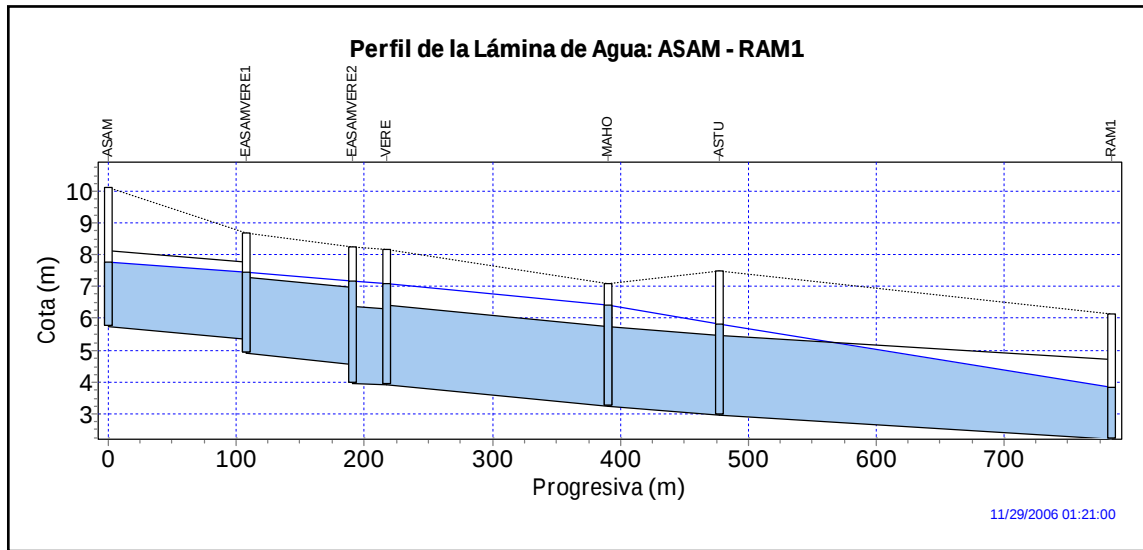
Los conductos "MAHO_ASTU", "VERE_MAHO" y "ESAMVERE2_VERE", situados aguas arriba del nodo "ASTU", entran en carga.

En la tabla siguiente se muestran los caudales y las velocidades máximas en cada conducto.

Tabla 12: Caudales y velocidades máximas ($Tr = 5$ años)

Conducto	Caudal máximo (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
ASAM_EASAMVERE1	6.74	3.16
EASAMVERE1_EASAMVERE2	6.82	3.11
EASAMVERE2_VERE	6.83	2.32
VERE_MAHO	11.85	2.78
MAHO_ASTU	15.40	3.62
ASTU_RAM1	15.40	3.60

En la Figura 22 se muestra el perfil de los conductos modelados en el instante en el cual la mayoría de ellos presenta la máxima carga. Esto ocurre 1 hora y 21 minutos después de iniciada la tormenta.

Figura 22: Perfil de los conductos ($Tr = 5$ años)

En dicho instante la capacidad de los citados conductos se encuentra sobrepasada. Según se muestra en la Figura 23 el primer conducto que entra en carga es el “MAHO_ASTU”, al que le siguen “VERE_MAHO” y “ESAMVERE2_VERE”, situados aguas arriba.

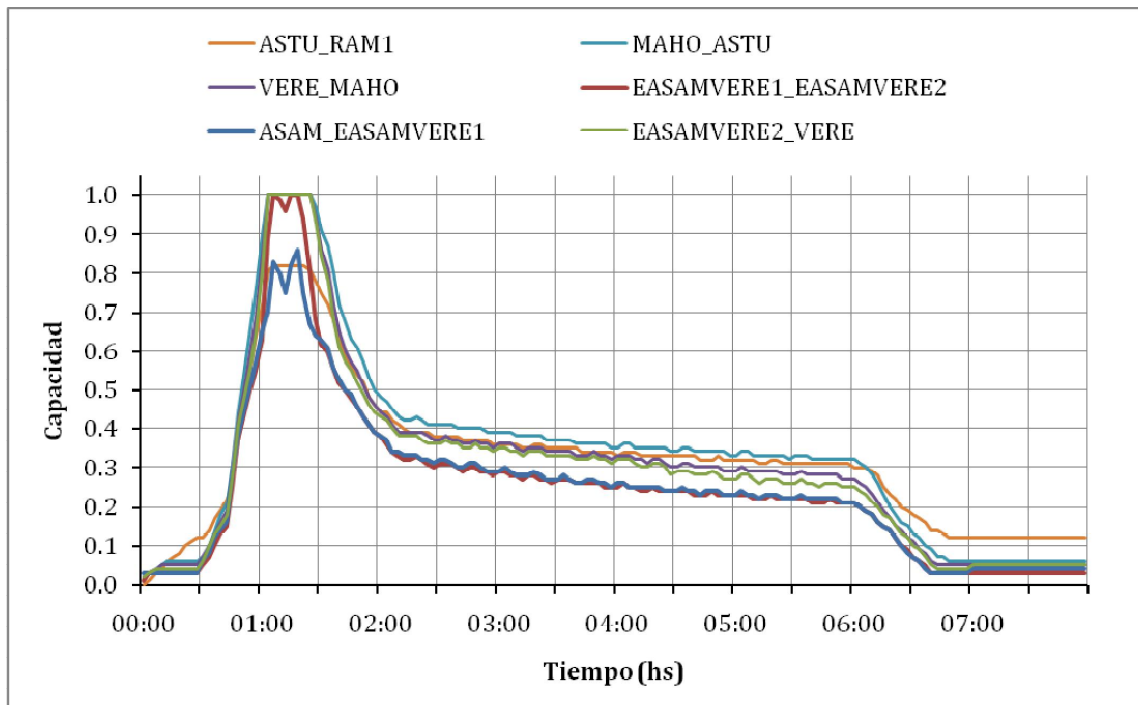
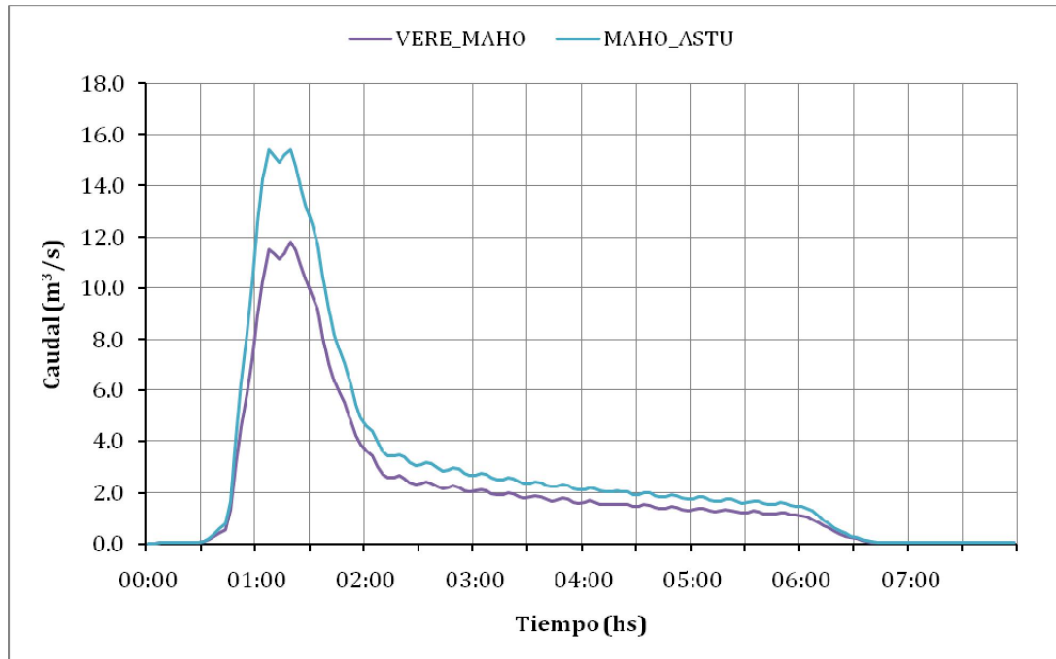
Figura 23: Capacidad de los conductos ($Tr = 5$ años)

Figura 24: Caudal en los conductos "VERE_MAHO" y "MAHO_ASTU" ($Tr = 5$ años)

3.4.3.3 Resultados para una tormenta de 10 años de período de retorno

Los conductos aguas arriba del nodo "ASTU" entran en carga y se generan desbordes en el nodo "MAHO". Esto indica que durante estos eventos se produce una inundación localizada en Asturias y Mahoma.

En la Tabla 13 se muestran los caudales y las velocidades máximas en los conductos modelados.

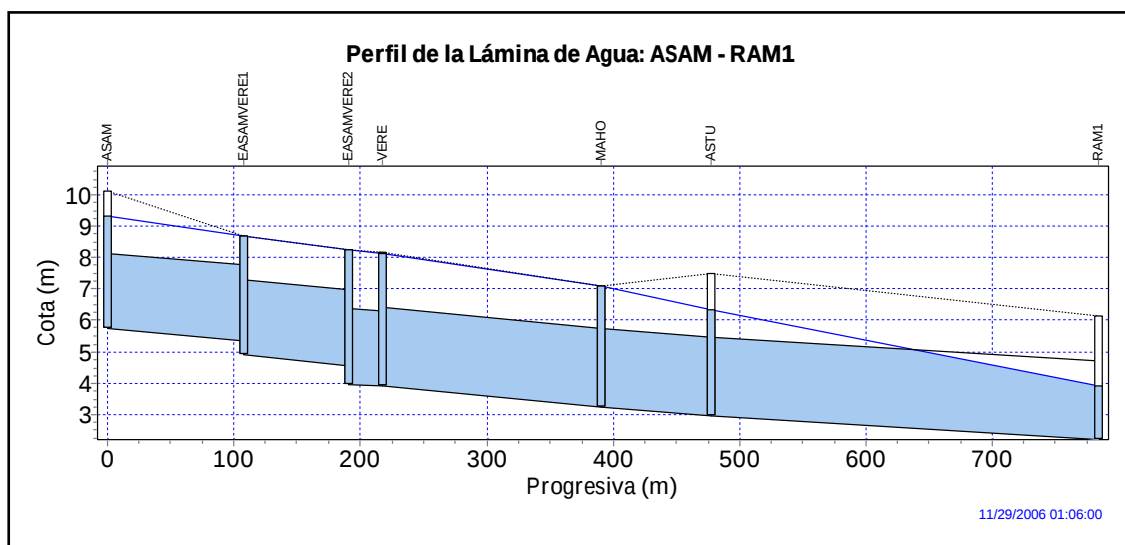
Tabla 13: Caudales y velocidades máximas ($Tr = 10$ años)

Conducto	Caudal máximo (m³/s)	Velocidad máxima (m/s)
ASAM_EASAMVERE1	8.83	3.14
EASAMVERE1_EASAMVERE2	8.55	3.10
EASAMVERE2_VERE	8.37	2.85
VERE_MAHO	14.67	3.44
MAHO_ASTU	17.55	4.12
ASTU_RAM1	17.55	4.01

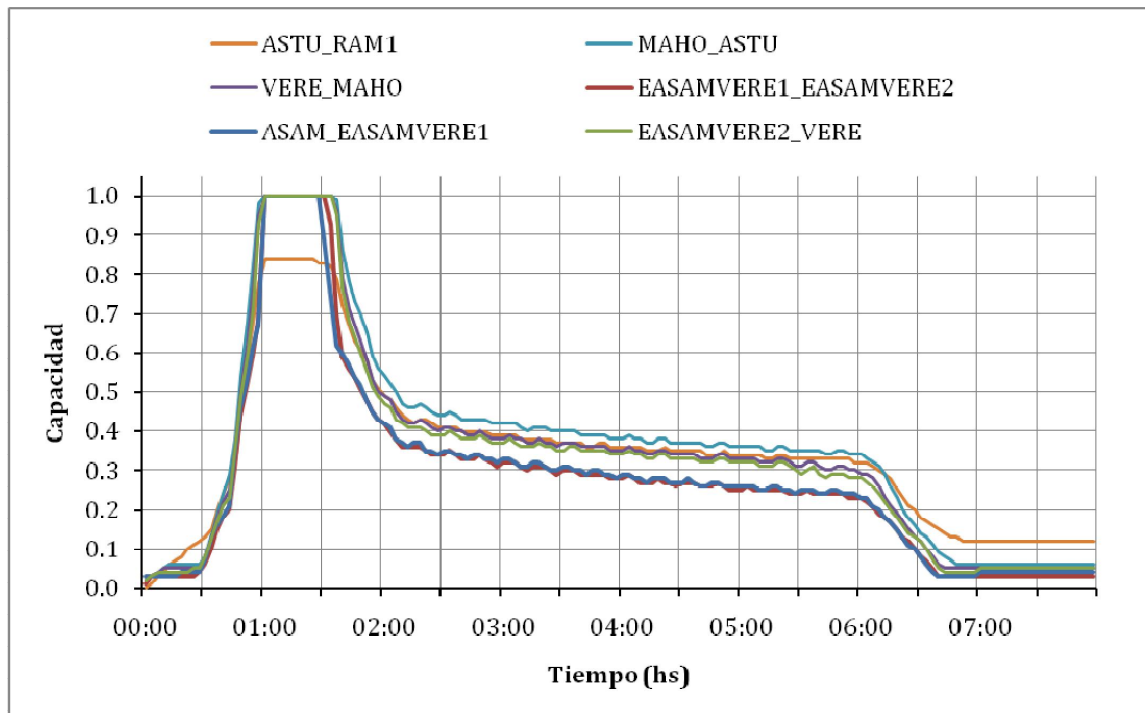
En la Figura 25 se muestra el perfil de los conductos modelados en el instante en el cual la mayoría de ellos presenta la máxima carga. Esto ocurre 1 hora y 6 minutos después de iniciada la tormenta.

Tabla 14: Resumen de niveles en nodos ($Tr = 10$ años)

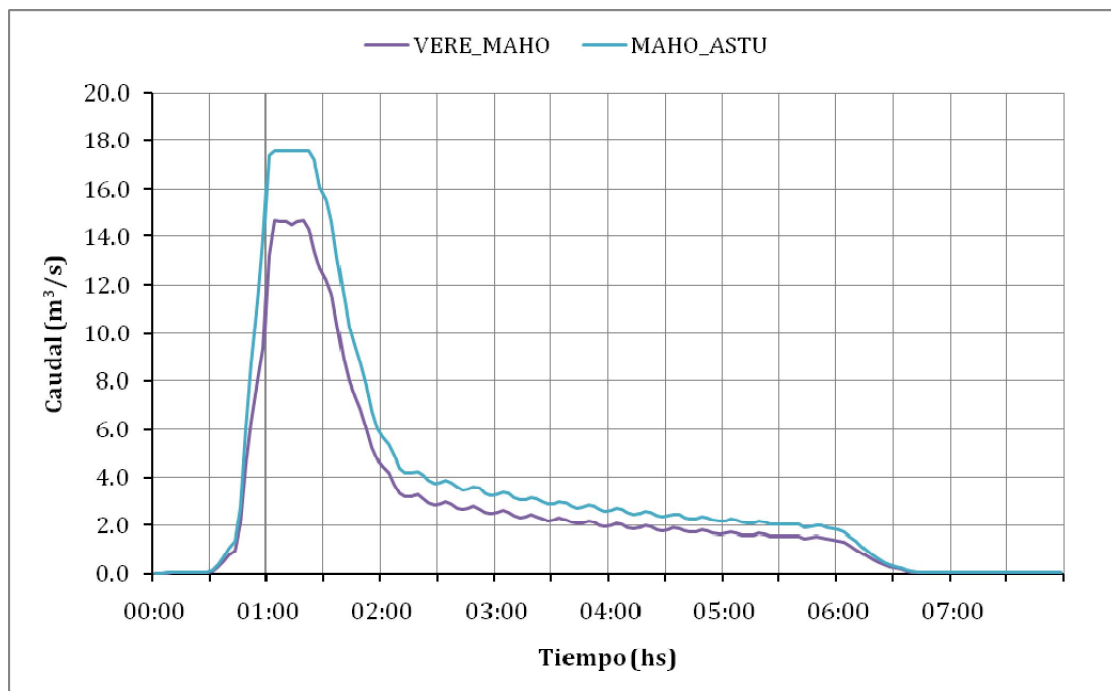
Nodo	Nivel máximo (m)	Altura máxima (m)	Instante nivel máximo (hr:min)
ASAM	4.38	10.12	01:02
EASAMVERE1	3.80	8.70	01:02
EASAMVERE2	4.30	8.26	01:01
VERE	4.27	8.17	01:02
MAHO	3.87	7.10	01:01
ASTU	4.11	7.06	01:01
RAM1	1.72	3.92	01:13

Figura 25: Perfil de los conductos ($Tr = 10$ años)Tabla 15: Resumen de sobrecarga en nodos ($Tr = 10$ años)

Nodo	Tiempo en carga (min)	Máxima altura sobre Tope (m)
ASAM	28	1.98
EASAMVERE1	28	0.95
EASAMVERE2	34	1.30
VERE	37	1.77
MAHO	40	1.37
ASTU	37	1.61

Figura 26: Capacidad de los conductos ($Tr = 10$ años)

En dicho instante la capacidad de los conductos aguas arriba del nodo “ASTU” se encuentra sobrepasada. Según se muestra en la Figura 26 el primer conducto que entra en carga es el “MAHO_ASTU” y le siguen los situados aguas arriba.

Figura 27: Caudal en los conductos “VERE_MAHO” y “MAHO_ASTU” ($Tr = 10$ años)

3.5 CONCLUSIONES

A partir de los resultados de la modelación en SWMM, se puede inferir que los primeros conductos que presentan problemas de capacidad son “MAHO_ASTU” y “VERE_MAHO”, ambos ubicados aguas arriba del nodo “ASTU” para tormentas de diseño de 10 años. Estos conductos son representativos de los tramos del colector principal, emplazados en Asturias entre Verdi y la Rambla República de Chile, donde ocurren los desbordes.

El caudal máximo que puede conducir el tramo “MAHO-ASTU” a superficie libre es $11.35 \text{ m}^3/\text{s}$, equivalente a un 85 % de su capacidad.

Los aportes de las subcuencas aguas arriba del nodo “MAHO” superan ampliamente la capacidad del conducto más comprometido, por lo que se producen desbordes en los puntos bajos de la zona. La zona afectada se indica en la Figura 28.

Figura 28 : Zona afectada por los desbordes



4 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS PARA SOLUCIONAR EL PROBLEMA DE INUNDACIONES

Se plantean distintas alternativas con el objetivo de evitar las inundaciones en la calle Asturias, más precisamente, en la esquina de Mahoma.

Se analizan dos tipos de soluciones, por un lado un refuerzo de la red de colectores, tendiente a aumentar la capacidad de evacuación del sistema, y por otro, la amortiguación del caudal pluvial de forma que pueda ser evacuado por los colectores existentes en la zona problemática.

A efectos del diseño y evaluación de las alternativas se considera un período de retorno de 10 años.

4.1 REFUERZO DE LA RED DE COLECTORES

El colector principal por calle Asturias puede conducir a superficie libre un caudal máximo de 11.35 m³/s, valor superado para tormentas de 5 y 10 años de período de retorno.

Se propone la construcción de un colector circular que capte el exceso de caudal asociado a una tormenta de diseño de 10 años de período de retorno, de forma de evitar los desbordes en los puntos más comprometidos de la red.

La traza del nuevo colector sería paralela al colector existente, e iría desde Asturias y Verdi hasta el aliviadero de la Estación Colombes, recorriendo una longitud de aproximadamente 560 m con una pendiente de 0.40 %.

4.1.1 Resultados de la modelación en SWMM

Se considera una serie de conductos, que unen los nodos "VERE" y "RAM1", representativos del colector circular a construir en paralelo a la red existente.

A efectos de captar el exceso de caudal con el nuevo colector, el primer conducto se conectaría a 0.55 m sobre la cota de fondo del nodo "VERE".

Figura 29: Esquema Colector de traza paralela en verde, colector existente en rojo



Mediante la modelación en SWMM se determinó que con un colector paralelo de 2000 mm de diámetro se logra el objetivo planteado, es decir, los conductos no entran en carga y no se producen desbordes.

En las siguientes figuras se muestra el perfil del colector existente y del colector paralelo en el instante en el cual presentan la mayor carga.

Figura 30: Perfil del colector existente

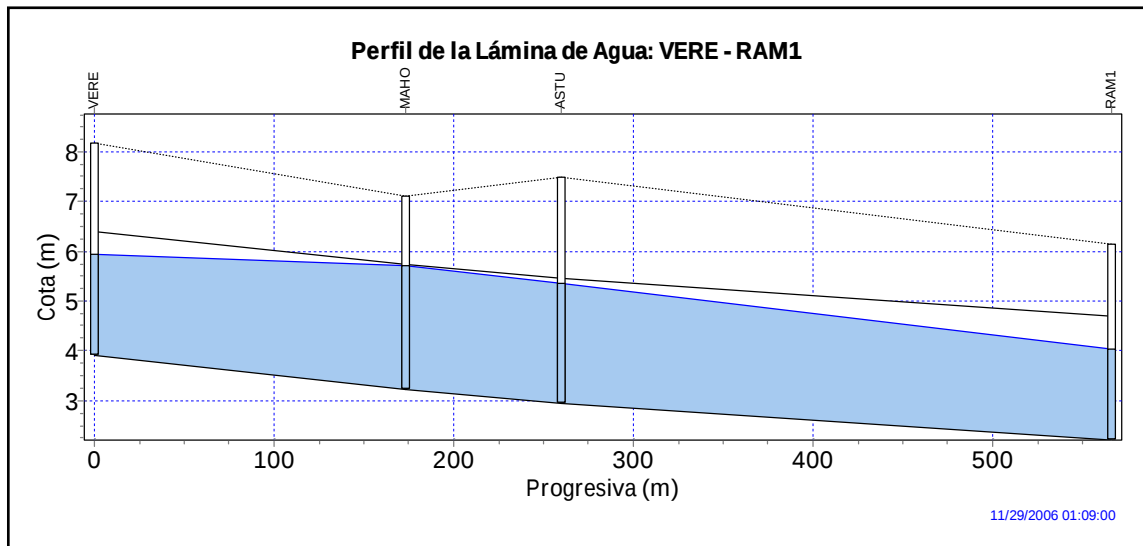
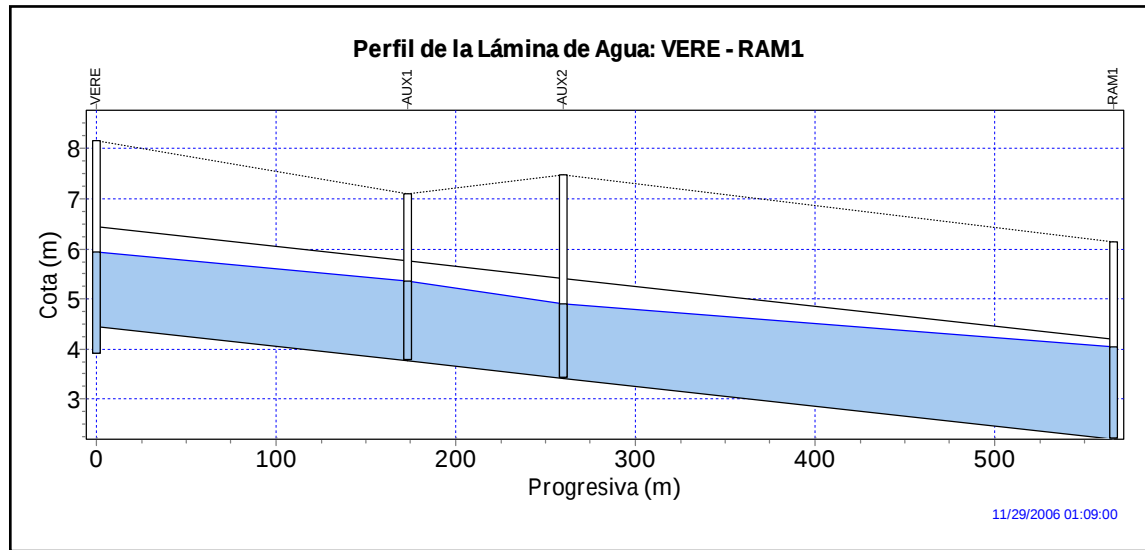


Figura 31: Perfil del colector paralelo



El conducto “MAHO_ASTU” trabaja a una capacidad entre el 90 % y 97 % durante 18 minutos. En tanto, la capacidad del conducto “VERE_MAHO” no supera el 90 %.

Figura 32: Capacidad de los conductos representativos del colector existente

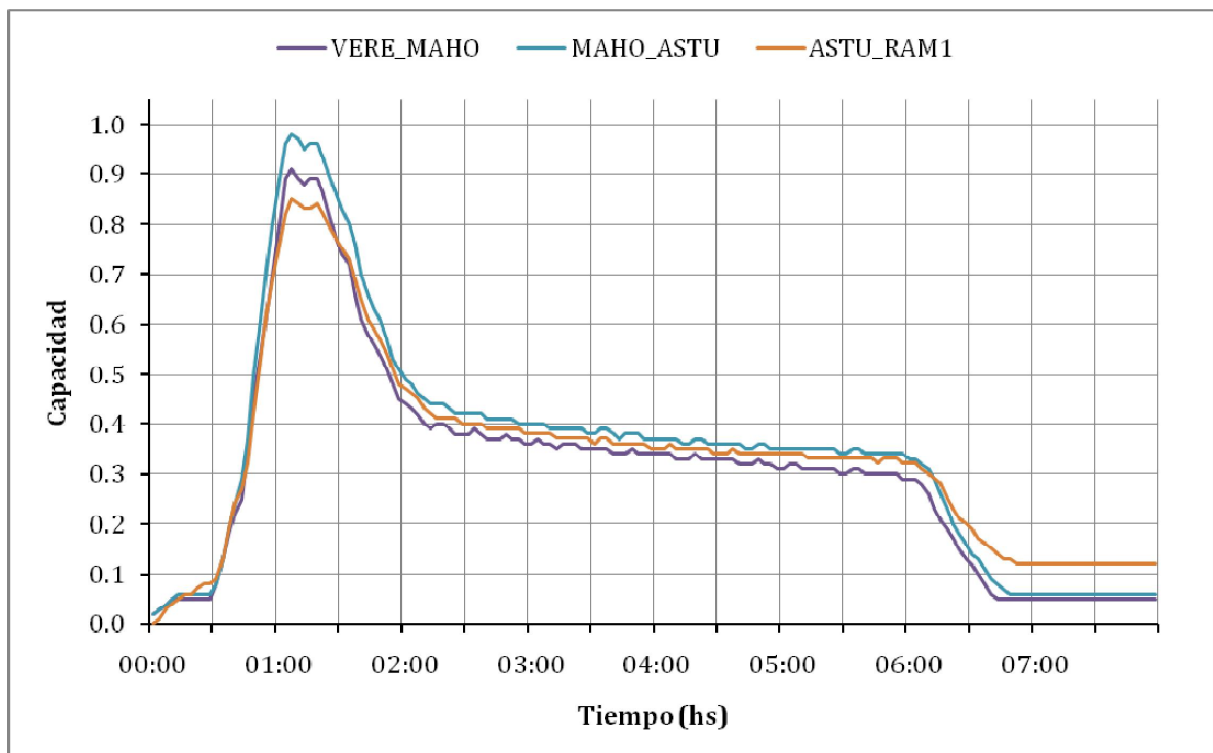


Figura 33: Capacidad de los conductos representativos del colector paralelo (refuerzo)

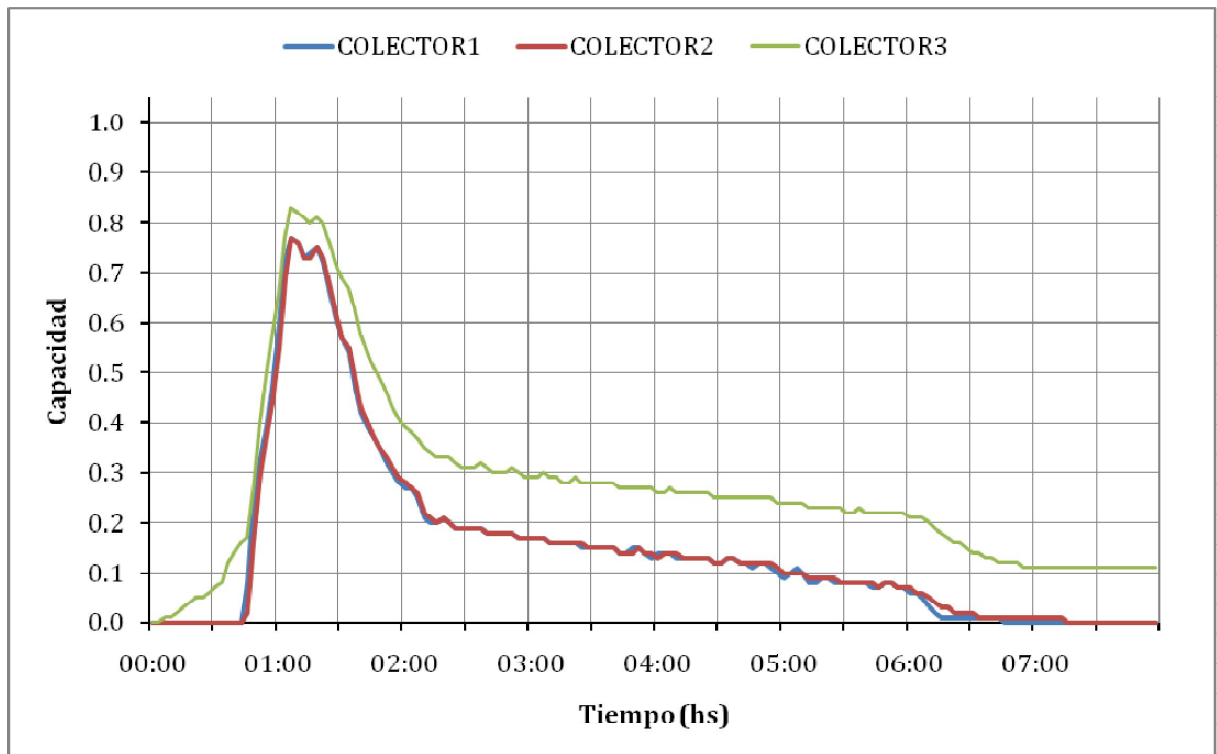
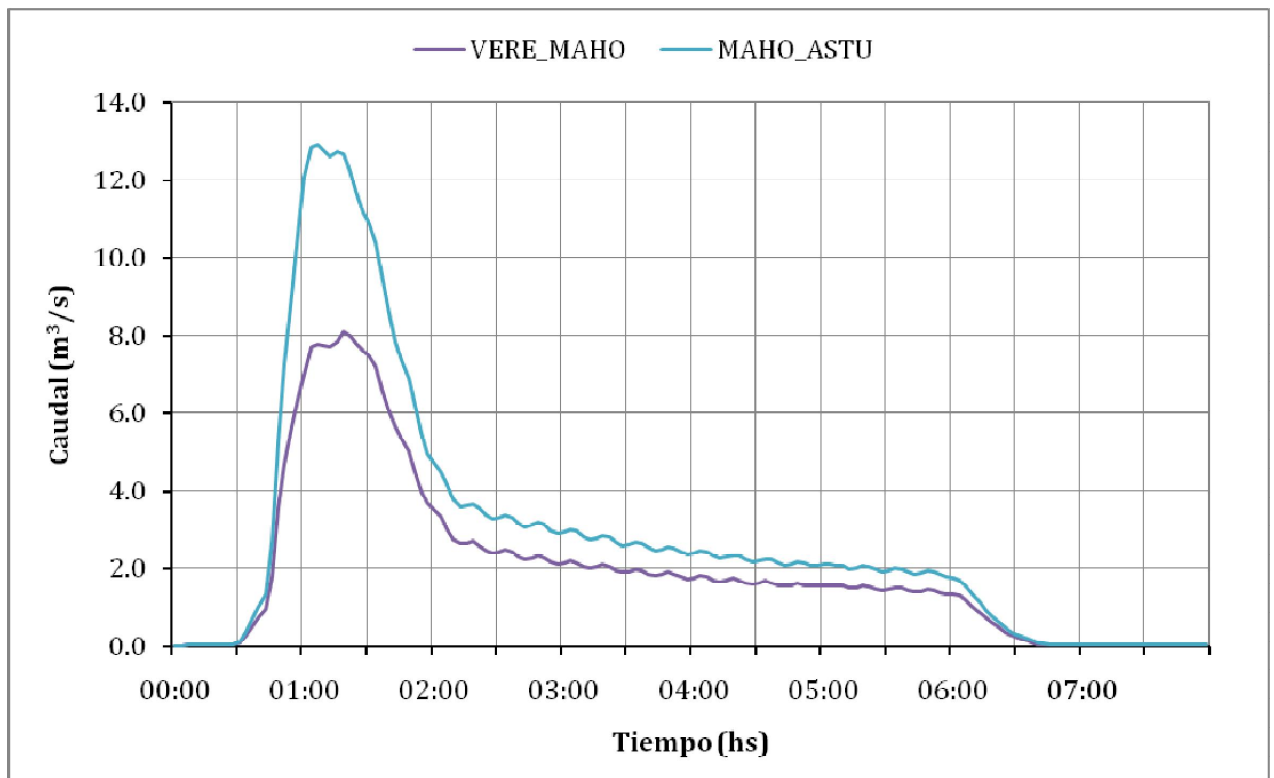


Figura 34: Caudal en los conductos "VERE_MAHO" y "MAHO_ASTU"



4.1.2 Costo estimado del refuerzo de la red (colector paralelo)

Esta alternativa tiene un costo estimado de 1.5 millones de dólares.

	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT	%MO	PRECIO TOTAL	MO TOTAL
1	IMPLANTACIÓN Y REPLANTEO (2%)	GL	1	382.321	20	382.321	76.464
2	EXCAVACIÓN Y TRANSPORTE	M3	6792	800	20	5.433.600	1.086.720
3	REMOCIÓN DE PAVIMENTO	M3	140,4	4.000	22	561.600	123.552
4	BASE Y TAPADA						
4.1	Acondicionamiento de subrasante	M2	1698	350	22	594.300	130.746
4.2	Arena	M3	2405,5	1.500	22	3.608.250	793.815
4.3	Tosca compactada	M3	2037,6	1.200	22	2.445.120	537.926
4.4	Reposición de Pavimento e=18cm	M3	140,4	13.000	21	1.825.200	383.292
5	CAÑO HORMIGON f2000	M	566	8.000	21	4.528.000	950.880
6	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD E HIGIENE	GL	1	70.000	0	70.000	-
7	LIMPIEZA Y RETIRO DE OBRA	GL	1	50.000	20	50.000	10.000

SUBTOTAL	\$U 19.498.391
IMPREVISTOS (15%)	\$U 2.924.759
TOTAL	\$U 22.423.150
IVA (22%)	\$U 4.933.093
TOTAL + IVA	\$U 27.356.243
LEYES SOCIALES = 70,8% MO	\$U 2.898.124
IMPREVISTOS LLSS (15%)	\$U 434.719
TOTAL GLOBAL	\$U 30.689.086

4.2 AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

Otra solución evaluada consiste en amortiguar el caudal pluvial para que pueda ser evacuado por los colectores existentes en la zona problemática. Esto se realiza destinando un espacio con cierta capacidad de almacenamiento de forma de retener parte del volumen del hidrograma de caudal de escorrentía, además de laminar el caudal de salida, reduciendo de esta forma el caudal pico que debe transportar los colectores aguas abajo.

Para ello se considera la construcción de un tanque enterrado dado que coleccionará y retendrá aguas pluviales y servidas.

Se debe tener en cuenta que el colector principal por calle Asturias, entre Mahoma y la Rambla República de Chile, puede conducir a superficie libre un caudal de 11.35 m³/s, y que para eventos de 10 años de período de retorno y duración 6 horas conduce un caudal máximo de 17.55 m³/s (ver Tabla 13).

Existen dos predios factibles para el emplazamiento del tanque: la Plazoleta Rubén Lena, ubicada en la esquina de Asturias y Verdi, y la continuación de la calle Arrascaeta entre Asamblea y Gral. Rivera. Este último surge del fraccionamiento del padrón donde funcionaba la fábrica Cristalerías del Uruguay.

El área disponible en la Plazoleta Rubén Lena es de aproximadamente 300 m², mientras que en la continuación de la calle Arrascaeta es de 1600 m² aproximadamente. Teniendo en cuenta este aspecto y la existencia de múltiples servicios que pasan por la plazoleta (OSE, GAS, etc.), se entiende que el emplazamiento factible para el tanque es en la continuación de la calle Arrascaeta.

Cabe acotar que el emplazamiento propuesto para el tanque permitiría amortiguar sólo el caudal pluvial generado en la subcuenca "ASAMBLEA", e implicaría además el desvío del colector principal, que actualmente atraviesa el predio donde funcionaba la fábrica Cristalerías del Uruguay.

Figura 35: Posibles ubicaciones del tanque de amortiguación



Figura 36: Situación actual y proyectada



Se evaluaron dos posibles alternativas para la amortiguación de pluviales, a saber:

- Tanque en serie
- Tanque en paralelo

A efectos de poder realizar la modelación en SWMM, incorporando el desvío del colector principal, se definen nuevos puntos y tramos de interés:

- Tramo por Lallemand hasta Asamblea
- Tramo por Asamblea desde Lallemand hasta el ingreso al tanque
- Tramo paralelo al tanque

En las siguientes tablas se muestran las características de los nodos y conductos considerados.

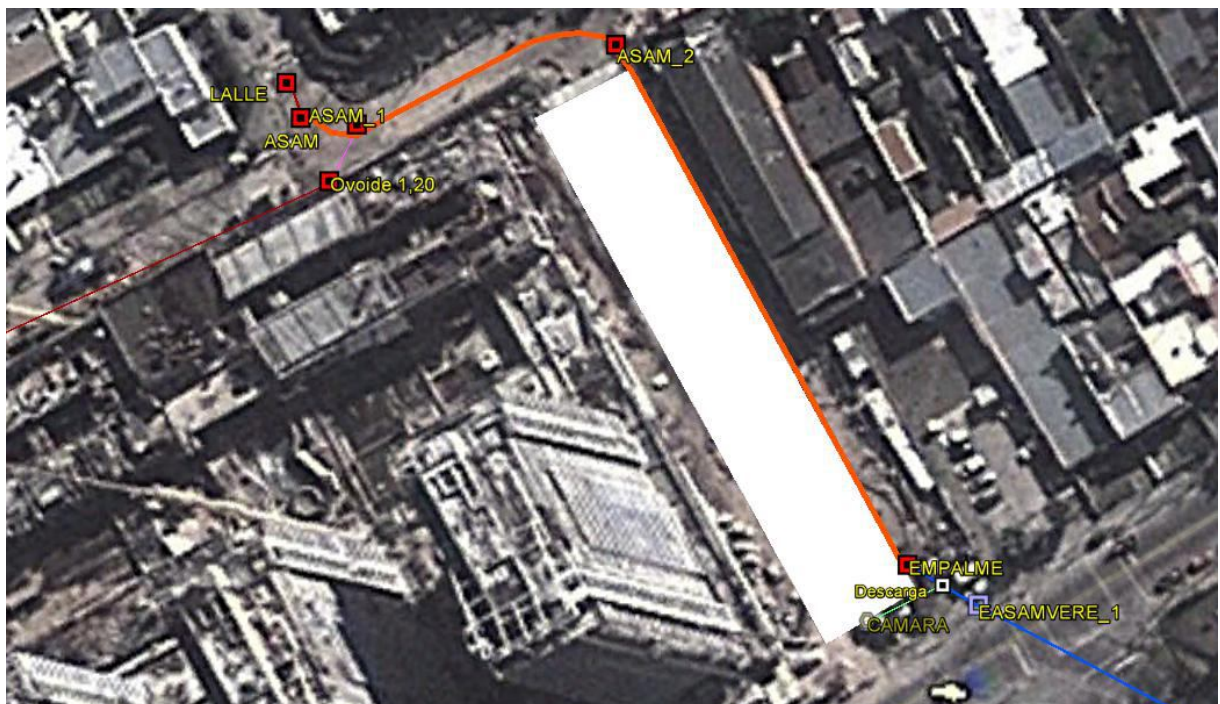
Tabla 16: Características de los nodos considerados

Nombre	Ubicación aproximada	CZ (m)	CT (m)	Salto (m)
LALLEM	Lallemand casi Asamblea	6.15	10.33	-
ASAM1	Lallemand y Asamblea	6.10	10.02	-
ASAM2	Previo al ingreso al tanque	5.93	11.19	-
EMPALME	Empalme con el colector existente aguas abajo del tanque	5.41	9.73	0.25

Tabla 17: Características de los conductos considerados

Nombre	Longitud (m)	Pendiente (%)
LALLEM_ASAM1	13	0.38
ASAM1_ASAM2	43	0.39
ASAM2_DESCARGA	75	0.36

Figura 37: Desvío del colector existente. Puntos y tramos de interés



4.2.1 TANQUE DE AMORTIGUACIÓN EN SERIE (ON LINE)

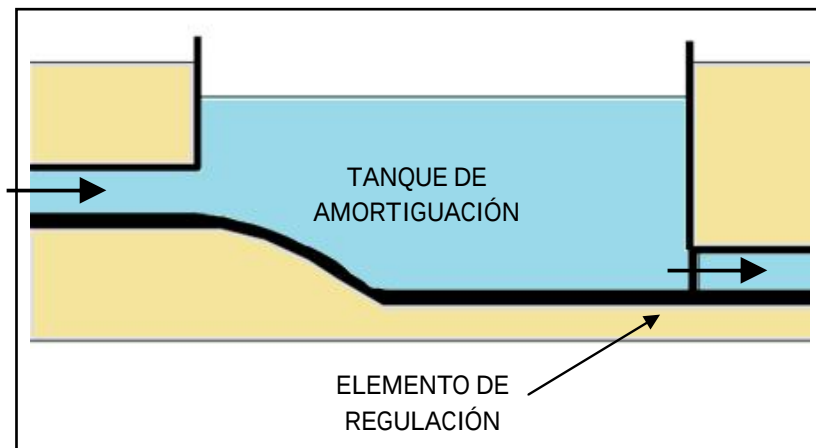
El tanque de amortiguación en serie se caracteriza por su ubicación sobre la traza del colector, de forma que todo el flujo lo atraviesa, lo que permite amortiguar los caudales máximos aprovechando su capacidad de almacenamiento y laminación. En la Figura 38 se muestra un esquema de este tipo de solución.

El caudal de salida se puede limitar mediante elementos reguladores, de forma que sea acorde a la capacidad de los conductos aguas abajo.

En este tipo de solución, el parámetro hidráulico más importante es el área en planta, que controla los niveles de agua en el tanque.

La principal desventaja es la carencia de áreas disponibles, que sean lo suficientemente grandes para amortiguar adecuadamente los caudales máximos, y que además se encuentren sobre la traza de la red.

Figura 38: Esquema de un tanque de amortiguación en serie



En este caso el área superficial disponible es de 1500 m² y la profundidad máxima que permitiría su funcionamiento por gravedad es de 3 m.

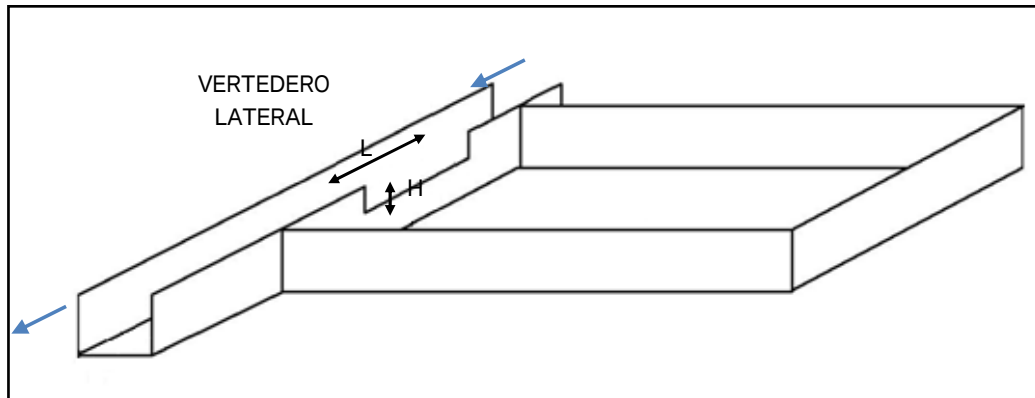
Mediante la modelación en SWMM se determinó que si la salida del depósito fuera circular de diámetro entre 1000 mm y 1500 mm, se debería embalsar un volumen entre 7500 m³ y 6000 m³, para que el hidrograma amortiguado no genere inundaciones aguas abajo. Si se asume una profundidad de 3 m, el área superficial requerida estaría entre 2500 m² y 2000 m², aproximadamente.

Teniendo en cuenta que en el predio de referencia no se dispone del espacio suficiente para emplazar un tanque en línea con las dimensiones requeridas, se entiende que no es factible este tipo de solución para amortiguar el caudal pluvial.

4.2.2 TANQUE DE AMORTIGUACIÓN EN PARALELO (OFF LINE)

El tanque de amortiguación en paralelo permite derivar el caudal excedente a través de una estructura de alivio (vertedero) sin necesidad de ubicarse sobre la traza de la red (ver Figura 39).

Figura 39: Tanque de amortiguación en paralelo con vertedero lateral



La principal desventaja es que no siempre es posible su vaciado por gravedad, lo que implica costos adicionales. Como ventaja se tiene que el principal parámetro hidráulico es el volumen de almacenamiento y no la superficie del mismo.

El funcionamiento de esta solución consiste en almacenar el agua excedente de la red, la que será evacuada en forma progresiva, una vez los conductos aguas abajo cuenten con capacidad para desaguar la misma sin entrar en carga. En este caso el volumen a almacenar, debe ser igual o mayor a la diferencia entre los aportes aguas arriba del tanque y la capacidad máxima de la red.

A efectos de analizar la viabilidad de implementar este tipo de solución, en primera instancia, se asume que las dimensiones del depósito corresponden a la mayor área disponible en el predio y la profundidad máxima que permita su desagote por gravedad. Esto se traduce en un área de 1400 m² y una profundidad de 3 m, lo que implica un volumen de 4200 m³.

La entrada al tanque se resuelve mediante un vertedero lateral, que se materializa como una abertura a lo largo del colector paralelo al tanque. En principio, la longitud del vertedero se asume en 70 m y el vertido se propone a 1.90 m sobre el fondo del colector.

La salida del tanque se prevé a través de un conducto circular, cuyo diámetro se propone de 400 mm en primera instancia.

El fondo del tanque debe contar con pendientes que favorezcan la auto limpieza y el desagüe hacia el punto de salida. A modo preliminar se propone una pendiente transversal de 2 % y una pendiente longitudinal de 0.6 % hacia el centro del tanque.

4.2.2.1 Resultados de la modelación en SWMM

Con esta alternativa, planteada en forma preliminar, se lograría disminuir el caudal máximo en un 7% y retrasar el instante de ocurrencia aproximadamente media hora.

Tabla 18: Efecto del tanque de amortiguación sobre el caudal máximo

Conducto	Caudal máximo (m ³ /s)	Instante de ocurrencia
Aguas arriba del tanque	9.08	01:06
Aguas abajo del tanque	8.44	01:39

Figura 40: Amortiguación del caudal

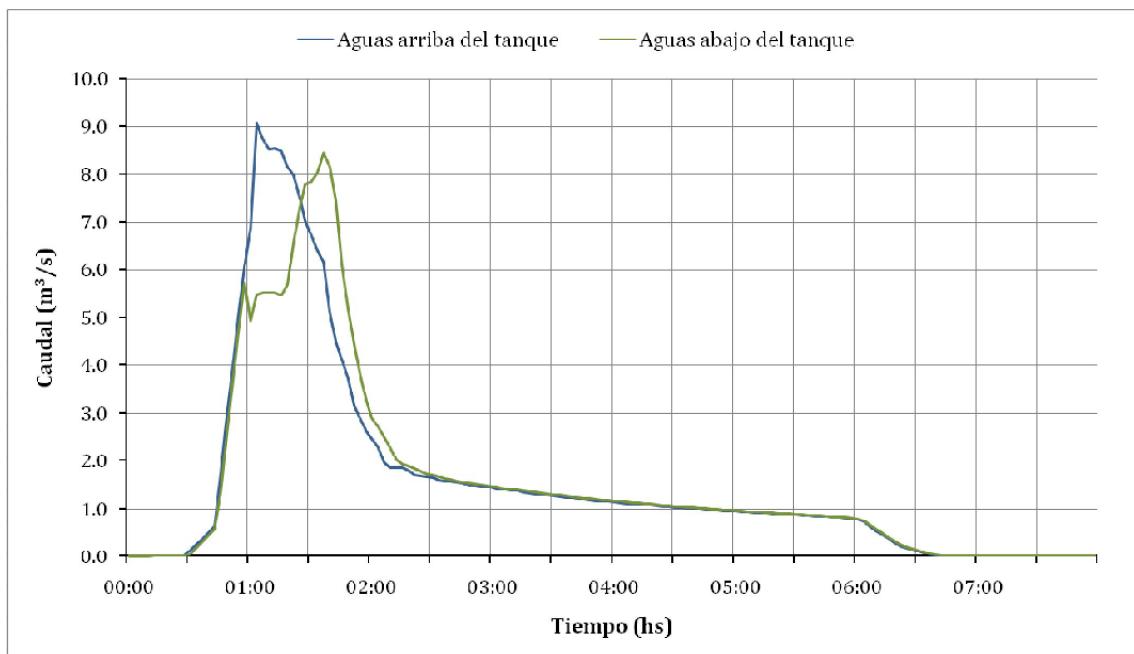
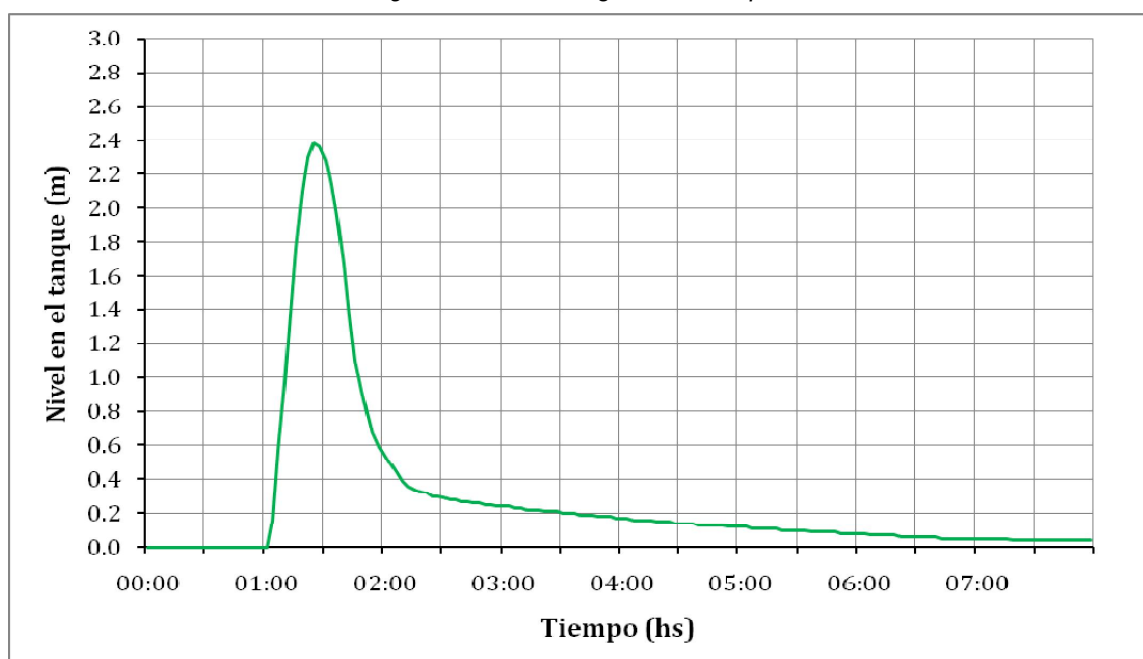


Figura 41: Nivel de agua en el tanque



Asimismo, el funcionamiento de esta estructura de amortiguación evitaría los desbordes en la zona problemática, ubicada aguas abajo (ver Figura 43).

A pesar de ello, los conductos más comprometidos (“VERE_MAHO” y “MAHO_ASTU”) verían superada su capacidad por aproximadamente 40 minutos, según los resultados obtenidos mediante la modelación (Ver Figura 42).

Figura 42: Capacidad de los conductos más comprometidos

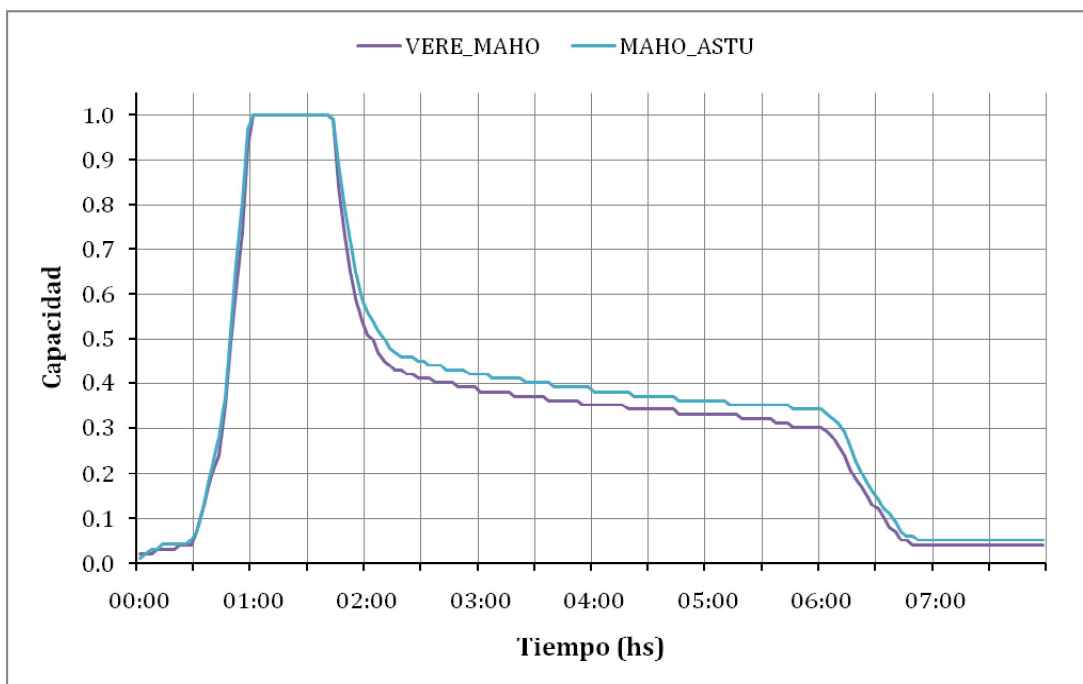
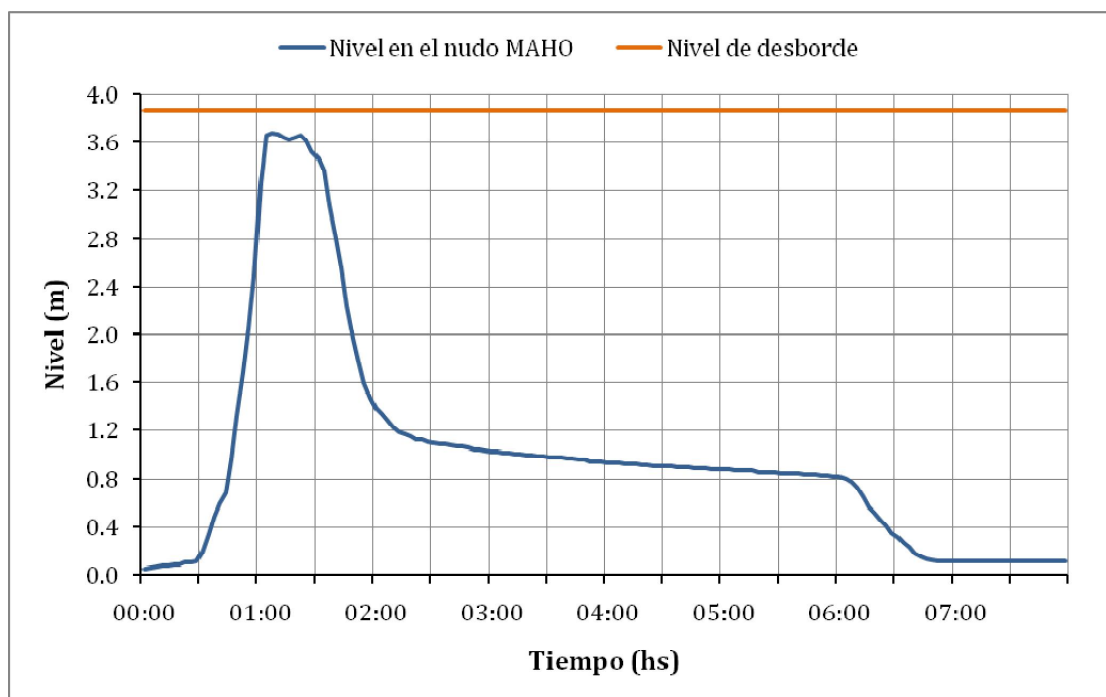


Figura 43: Nivel en el punto más comprometido



4.2.3 Costo estimado del Tanque de Amortiguación (en paralelo)

El costo estimado de las obras requeridas en esta alternativa es del entorno de los 2 millones de dólares.

	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT (\$U)	%MO	PRECIO TOTAL	MO TOTAL
1	IMPLANTACIÓN Y REPLANTEO (2%)	GL	1	575.095	20	575.095	115.019
2	EXCAVACIÓN Y TRANSPORTE	M3	7114,8	600	20	4.268.880	853.776
3	BASE						
3.1	Acondicionamiento de subrasante	M2	1617	350	22	565.950	124.509
3.2	Tosca compactada e=20cm	M3	323,4	1.200	22	388.080	85.378
4	HORMIGÓN						
4.1	Muro de contención	M3	156,8	23.000	21	3.606.400	757.344
4.2	Losa I000	M3	395,5	13.000	21	5.141.500	1.079.715
4.3	Losa I100	M3	404,3	28.000	21	11.319.000	2.376.990
4.4	Pilares	M3	10,4	25.000	21	260.000	54.600
4.5	Vigas I000	M3	18,6	20.000	21	372.000	78.120
4.6	Vigas I100	M3	20	23.000	21	460.000	96.600
4.7	Vertedero	M3	38	20.000	21	760.000	159.600
4.8	Arena y Portland 3x1	M3	192,4	700	23	134.680	30.976
5	RELLENO EN TOSCA COMPACTADA	M3	1131,9	1.200	22	1.358.280	298.822
6	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD E HIGIENE	GL	1	70.000	0	70.000	-
7	LIMPIEZA Y RETIRO DE OBRA	GL	1	50.000	20	50.000	10.000

SUBTOTAL	\$U	29.329.865
IMPREVISTOS (15%)	\$U	4.399.480
TOTAL	\$U	33.729.345
IVA (22%)	\$U	7.420.456
TOTAL + IVA	\$U	41.149.801
LEYES SOCIALES = 70,8% MO	\$U	4.333.986
IMPREVISTOS LLSS (15%)	\$U	650.098
TOTAL GLOBAL	\$U	46.133.885

4.3 CONCLUSIONES

En cuanto a las obras descritas corresponde puntualizar lo siguiente:

- Si bien el costo del tanque sería superior al refuerzo de la red, se debe tener en cuenta que en el presupuesto de este último no se tuvieron en cuenta algunos costos implícitos. Los mismos se encuentran asociados a: desvío del tránsito durante la obra, sobrecostos por eventuales interferencias con otros servicios, por mayor volumen de excavación en roca, etc.
- La alternativa del tanque permitiría un aprovechamiento de oportunidades por parte de la Intendencia, dado que el desvío del colector principal debería ejecutarse para cualquiera de las dos alternativas. A efectos de que el trazado del colector no atravesase el predio privado del complejo Diamantis Plaza.

En función de lo anterior, la alternativa que se desarrollará a nivel de proyecto ejecutivo será la correspondiente a la construcción del tanque de amortiguación de pluviales.

5 ANEXOS

5.1 ANEXO 1: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

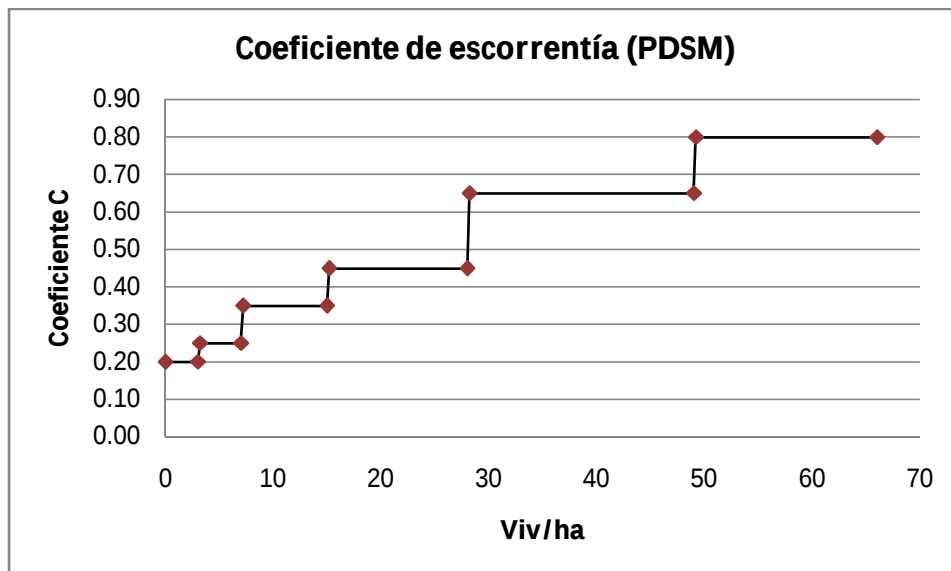
En el Plan Director de Saneamiento del Departamento de Montevideo (PDSM) ⁵ se determinaron los coeficientes de escurrimiento superficial para algunas cuencas de interés. El criterio que se utilizó es relacionar el coeficiente de escorrentía con el porcentaje de impermeabilización de la cuenca, lo cual permite relacionarlo con el factor de ocupación del suelo.

Los valores correspondientes a las áreas fuertemente densificadas se estimaron a partir de un análisis de fotografías aéreas. En tanto para las áreas a consolidarse en el futuro se adoptaron los siguientes valores:

Tabla 19: Coeficiente de escorrentía en función de las viviendas por há

viviendas / ha	viviendas / ha	C
Área no urbanizada (<3)	0	0.20
3 a 10	7	0.25
10 a 20	15	0.35
20 a 35	28	0.45
35 a 60	49	0.65
> 60	66	0.80

Gráfico 3: Coeficiente de escorrentía (PDSM)



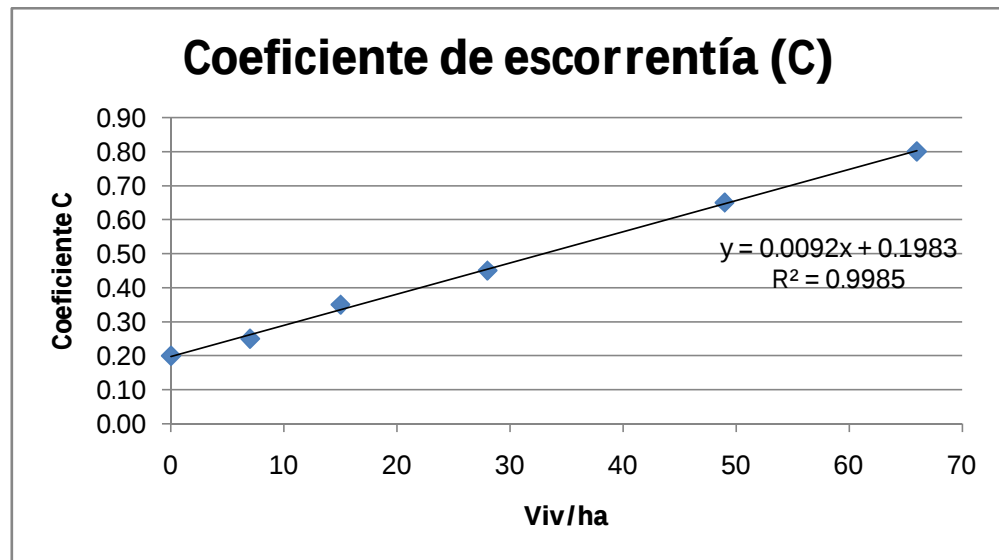
Posteriormente, el SEPS actualizó los valores del coeficiente de escorrentía, incorporando la información del censo del año 2004, y realizó una proyección para el año 2035. Además, ajustó una ecuación que relaciona el coeficiente de escorrentía con la densidad de viviendas en forma continua.

⁵ Plan Director de Saneamiento del Departamento de Montevideo (PDSM) – SOGREAH – SEURECA – GKW – CSI. – 1992.

Para ello se basaron en las siguientes hipótesis:

- El coeficiente mínimo es de 0.20;
- Si la densidad de viviendas por ha es superior a 100 entonces el coeficiente es 0.95;
- Los valores intermedios surgen de dos ecuaciones lineales que pasan por los puntos tabulados⁶.

Gráfico 4: Coeficiente de escorrentía utilizado por el SEPS



⁶ Las ecuaciones surgieron de los valores utilizados por el PDSM para los coeficientes de escurrimiento en relación con la densidad de viviendas.

5.2 ANEXO 2: ESTUDIO DE SENSIBILIDAD CON RESPECTO AL TC

Si bien se pueden realizar comparaciones entre los resultados que se obtendrían con las distintas formulaciones, se opta por evaluar directamente cuál es la incidencia de una variación del Tc sobre el caudal máximo.

Se analiza la variación del caudal máximo para las tres subcuencas definidas, respecto a una variación en el tiempo de concentración del 30 %. Los caudales se determinan mediante el Método Racional, en donde la variación del tiempo de concentración produce una variación en la intensidad de la precipitación, y de esta forma sobre el caudal.

Tabla 20: Variación del caudal en función del tiempo de concentración para cada subcuenca

Tc (min)	Q máx (m³/s) ASAMBLEA		
	Tr (años)		
	2	5	10
18.2	8.1	10.9	13.0
20.8	7.5	10.1	11.4
23.4	7.1	9.5	10.8
26	6.7	9.0	10.3
28.6	6.4	8.6	9.8
31.2	6.1	8.2	9.4
33.8	5.8	7.9	8.8

Tc (min)	Q máx (m³/s) VERDI		
	Tr (años)		
	2	5	10
18.2	5.0	6.7	8.0
20.8	4.6	6.3	7.1
23.4	4.4	5.9	6.7
26	4.1	5.6	6.4
28.6	3.9	5.3	6.1
31.2	3.8	5.1	5.8
33.8	3.6	4.9	5.4

Tc (min)	Qmáx (m³/s) ASTURIAS		
	Tr (años)		
	2	5	10
18.2	6.3	8.5	10.2
20.8	5.9	8.0	8.9
23.4	5.5	7.5	8.5
26	5.2	7.1	8.1
28.6	5.0	6.7	7.7
31.2	4.8	6.4	7.4
33.8	4.6	6.2	6.6

Tabla 21: Variación porcentual del Caudal

Variación del Tc	-30%	-20%	-10%	10%	20%	30%
Variación del Q	20%	12%	6%	-5%	-9%	-13%

Los resultados obtenidos muestran que una variación del 20 % en el tiempo de concentración produce una variación del 10 % en el caudal máximo. Esto implica, para 10 años de período de retorno, una variación de 4 minutos y menos de 2 m³/s de diferencia.

5.3 ANEXO 3: CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS (MÉTODO RACIONAL)

El método racional toma como supuesto que la escorrentía generada por una tormenta de intensidad constante y uniforme, comienza en el instante en que inicia la lluvia y que se incrementa hasta un valor máximo en el tiempo de concentración, tiempo en donde toda la cuenca contribuye al drenaje de la cuenca en el punto de cierre.

Hipótesis del método racional:

- La intensidad de lluvia es constante en el tiempo (durante toda la duración) y uniforme en toda la cuenca.
- El caudal máximo de escorrentía depende del tiempo de concentración de la cuenca y de la intensidad de la precipitación de duración igual al tiempo de concentración.
- Las características de permeabilidad de la superficie de la cuenca se mantiene constante durante la duración del evento.
- El caudal máximo se obtiene cuando toda la cuenca de estudio aporta al escurrimiento.
- No hay almacenamiento temporal en la cuenca.

Estas simplificaciones hacen que el método sea aplicable a cuencas menores a 200 ha⁷.

La expresión para determinar el caudal máximo de escorrentía es:

$$Q\left(\frac{l}{s}\right) = 166,7 * C * i * A$$

Donde:

- C es el coeficiente de escorrentía, el cual depende de la cobertura superficial, tipo de suelo, tiempo de retorno del evento considerado, intensidad y otras abstracciones de la precipitación.
- i es la intensidad de la precipitación en mm/min de una duración igual al tiempo de concentración.
- A es el área de la cuenca de aporte en ha.

Los caudales máximos determinados con el Método Racional correspondientes a cada subcuenca de aporte, se presentan en la siguiente tabla.

⁷ Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales – DINASA – año 2009.

Tabla 22: Caudales máximos determinados con el Método Racional

TR 2 AÑOS			
CUENCA	ASAMBLEA	VERDI	ASTURIAS
Tc (min)	26	27	20
C	0.67	0.56	0.71
I (mm/h)	53.2	52.2	61.0
Qmax (m ³ /s)	6.69	4.14	5.24

TR 5 AÑOS			
CUENCA	ASAMBLEA	VERDI	ASTURIAS
Tc (min)	26	27	20
C	0.67	0.56	0.71
I (mm/h)	71.9	70.5	82.4
Qmax (m ³ /s)	9.04	5.58	7.08

TR 10 AÑOS			
CUENCA	ASAMBLEA	VERDI	ASTURIAS
Tc (min)	26	27	20
C	0.67	0.56	0.71
I (mm/h)	86.0	84.4	98.6
Qmax (m ³ /s)	10.81	6.68	8.47

Si bien se calcularon los caudales máximos con el método Racional, los mismos no serán utilizados en el entendido de que esta metodología no es la más adecuada para su determinación. Uno de los motivos es que no considera tormentas de intensidad variables. Asimismo, para el diseño de las alternativas se requiere de hidrogramas con mayor volumen.

En este sentido, varios autores indican que el Método Racional no es una buena aproximación para cuencas urbanas⁸.

⁸ Tucci, Carlos. Gestión de Inundaciones Urbanas. 1997

5.4 ANEXO 4: ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES REALES

A partir de la información aportada en las denuncias de los vecinos residentes en la zona problemática, se analizaron las precipitaciones de los días 27 de enero de 2001, 15 de octubre de 2002, 1 de julio de 2005.

Los datos de precipitaciones provienen del Pluviógrafo y el Pluviómetro de la Estación Prado y corresponden a: precipitación diaria, precipitación máxima en 24 horas, precipitación horaria y el pluviograma, registrados en las fechas de referencia.

DETERMINACIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO

Para los eventos registrados en las fechas de referencia, se calcula el período de retorno para duraciones de 10, 20 y 30 minutos, 1, 2, 3, 6, 12 y 24 horas, a partir de las curvas IDF actualizadas⁹ y de la Ley de Montana.

Ley de Montana

En el marco del PDSM de la IM de 1994, se ajustaron las curvas IDF generadas por Terra (1977) utilizando la expresión conocida como “Ley de Montana”. En este caso se utilizaron serie de excedencias en función de una lluvia de base a considerar según la duración.

La expresión de la Ley de Montana es:

$$I(mm/min) = at^b$$

Donde I es la intensidad en mm/min, t es la duración de la tormenta en minutos, los parámetros a y b son coeficientes característicos en función de la duración y del tiempo de retorno de la tormenta, los cuales se encuentran tabulados en Tabla 23. Los coeficientes a y b se estimaron mediante series históricas de precipitaciones comprendidas entre 1952 y 1992, registradas en tres estaciones meteorológicas de Montevideo (Carrasco, Melilla y Prado).

⁹ Convenio Udelar/FING/IMFIA-IM Estudios de base y asesoramiento para la actualización del PDSM: ACTUALIZACIÓN DE LAS CURVAS IDF PARA LA CIUDAD DE MONTEVIDEO

Tabla 23: Coeficientes de la Ley de Montana¹⁰

t (minutos)	Tr (años)	a	b
< 60	2	4.76	-0.52
	5	6.62	-0.52
	10	7.84	-0.52
	20	9.02	-0.52
> 60	2	9.52	-0.68
	5	13.23	-0.68
	10	15.69	-0.68
	20	18.05	-0.68

CURVAS INTENSIDAD- DURACIÓN- FRECUENCIA (IDF) ACTUALIZADAS

En el marco del Convenio de la Facultad de Ingeniería con la Intendencia de Montevideo, se realizó la actualización de las curvas IDF de precipitación para Montevideo.

Los resultados del trabajo se pueden resumir en el ajuste propuesto para la serie de máximos anuales correspondientes al período 1975-2005 de la estación meteorológica Prado.

La distribución de Gumbel adoptada por Rodríguez Fontal (1980) para el cálculo de las IDF nacionales, es la siguiente:

$$P_d(Tr) = \mu_d - \alpha_d \ln \left(\ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \right)$$

Donde μ_d y α_d son los parámetros de la distribución los cuales se ajustaron para las distintas duraciones.

Tabla 24: Parámetros de la Ley de Gumbel P (Tr)¹¹

d	μ	α
10m	14	4
20m	18	6
30m	23	7
1 h	30	9
2 h	40	11
3 h	46	14
6 h	59	18
12 h	72	23
24 h	84	27

¹⁰ Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas; DINASA 2009

¹¹ Extraído del Informe Actualización Curvas IDF - IMFIA – año 2013.

Asimismo para eventos de duración 1 hora o más se utilizan metodología de cálculo propuestos por Koutsoyiannis et al (1998); en donde la expresión de la relación IDF es la siguiente:

$$i(Tr) = \frac{\mu - \alpha \cdot \ln \left(\ln \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \right)}{(d + \theta)^\eta}$$

Siendo i es la intensidad en mm/h para un período de retorno Tr y duración d ; θ y η se ajustan mediante cálculo numérico, mientras que μ y α , con los parámetros de ajuste de la distribución Gumbel citada anteriormente.

Los parámetros anteriores se resumen en la Tabla 25.

Tabla 25: Parámetros Gumbel ajustados, Ecuación de Koutsoyiannis et al, Datos 1906-2008

μ	α	η	θ
45	14	0.795	0.7612

PROCESAMIENTO DE LOS DATOS DE LAS PRECIPITACIONES DE LA ESTACIÓN PRADO

Se cuenta con los pluviogramas registrados en la Estación Prado, de 24 horas de duración.

Las intensidades máximas para duraciones de 10, 20 y 30 minutos, 1, 2, 3, 6, 12 y 24 horas, se calculan considerando una ventana móvil con esas duraciones. A partir de las mismas se determina el período de retorno utilizando las Curvas IDF actualizadas.

En la Tabla 26 se presentan la precipitación máxima en 24 horas, determinada a partir del pluviograma considerando una ventana móvil, y el período de retorno calculado con las IDF.

Tabla 26: Resumen de Precipitaciones

Fecha	Precipitación máxima en 24 horas (mm)	Tr (años)
27/01/2001	51.6	<2
15/10/2002	15.5	<2
01/07/2005	103.3	3

Asimismo, se calcula el período de retorno para distintas duraciones a partir de la Ley de Montana.

Tabla 27: Período de retorno para cada duración

27/01/2001				
D (min)	I (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	75.7	<2	12.6	<2
20	63.4	2	21.1	2
30	54.3	3	27.2	2
1	34.2	<2	34.2	2
2	19.7	<2	39.5	<2
3	16.0	<2	47.9	<2
6	8.0	<2	48.3	<2
12	4.3	<2	51.5	<2
24	2.3	<2	55.7	<2

15/10/2002				
D (min)	I (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	32.5	<2	5.4	<2
20	23.4	<2	7.8	<2
30	16.9	<2	8.5	<2
1	13.7	<2	13.7	<2
2	7.7	<2	15.4	<2
3	5.2	<2	15.5	<2
6	2.6	<2	15.5	<2
12	1.3	<2	15.5	<2
24	0.6	<2	15.5	<2

01/07/2005				
D (min)	I (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	77.3	<2	12.9	<2
20	63.9	2	21.3	2
30	51.9	2	25.9	2
1	33.7	<2	33.7	2
2	29.3	5	58.6	6
3	22.9	5	68.6	5
6	15.6	7	93.5	7
12	7.8	3	93.8	3
24	4.3	2	103.3	3

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

A partir de los resultados obtenidos se descartan las precipitaciones de los días 27/01/2001 y 15/10/2002 ya que no pueden considerarse como precipitaciones extremas. Sin embargo la ocurrida en el 01/07/2005 se encuentra dentro de la serie de máximas anuales consideradas en el estudio de actualización de las IDF.

Tabla 28: Resumen de los períodos de retorno en función de las duraciones

Fecha	D 1 h	D 6 h	D 12 h	D 24 h	Evento Extremo
27/01/2001	<2	<2	<2	<2	No
15/10/2002	<2	<2	<2	<2	No
01/07/2005	2	7	3	3	Si

Mediante la modelación en SWMM se verificó que para una tormenta de 6 horas de duración y 5 años de período de retorno, los colectores de la zona problemática entran en carga, produciéndose desbordes en el punto de referencia (Mahoma y Asturias), lo cual no sucede para tormentas de 2 años de período de retorno. Por lo tanto, en función de lo anterior, se puede inferir que las precipitaciones registradas en la Estación Prado no son representativas de las ocurridas en la zona de estudio, y las consecuencias de las mismas no se corresponden con los datos relevados en el sitio, exceptuando la del 01/07/2005.

ANÁLISIS DE LA SERIE DE MÁXIMOS ANUALES DE LA ESTACIÓN PRADO

Al realizar los estudios de las precipitaciones extremas no se contaba con los datos procesados por el IMFIA y el ajuste de las curvas IDF. Por lo que a partir de los datos del pluviógrafo del Prado se seleccionaron los eventos cuya precipitación máxima en 24 horas fuera de un período de retorno mayor a 5 años.

Para determinar el tiempo de retorno se utilizó la Ley de Montana. Posteriormente se determinó utilizando las curvas IDF actualizadas, en cada caso se compara las intensidades máximas.

Tabla 29 Tiempo de retorno de eventos extremos

Año	Fecha	P máx. (mm)	Tr IDF (años) Ajuste larga duración	I máx. (mm/h)	Tr Montana (años)
1999	23/01/1999	154.2	15	6.4	9
2005	30/01/2005	140.9	9	5.9	6
1981	11/05/1981	124.1	5	5.2	4
2001	20/03/2001	98.3	2	4.1	2
2003	27/06/2003	92.2	2	3.8	2
1986	10/08/1986	89.1	2	3.7	2
2004	21/04/2004	86.2	2	3.6	<2
1993	17/10/1993	81.5	2	3.4	<2
1991	29/07/1991	77.6	<2	3.2	<2
1990	20/11/1990	74.4	<2	3.1	<2
1997	17/08/1997	73.4	<2	3.1	<2
1995	16/11/1995	64.8	<2	2.7	<2

Los eventos seleccionados fueron los máximos anuales de los años 1981, 1999 y 2005.

Tabla 30: Tiempo de retorno en función de la Duración

22/01/1999				
D (min)	I máx. (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	106.9	4	17.8	4
20	87.0	6	29.0	8
30	75.3	8	37.7	9
1	44.1	4	44.1	5
2	24.6	3	49.3	3
3	24.1	6	72.2	7
6	14.5	5	87.2	5
12	11.9	16	142.4	22
24	6.4	9	154.2	14

09/05/1981				
D (min)	I máx. (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	60.1	<2	10.0	<2
20	48.7	<2	16.2	<2
30	39.1	<2	19.6	<2
1	26.7	<2	26.7	<2
2	16.1	<2	32.1	<2
3	12.8	<2	38.5	<2
6	7.9	<2	47.2	<2
12	6.8	2	81.2	2
24	5.2	4	124.1	5

28/01/2005				
D (min)	I máx. (mm/h)	Tr Montana (años)	P (mm)	Tr IDF (años)
10	60.9	<2	10.1	<2
20	55.5	<2	18.5	<2
30	47.6	<2	23.8	<2
1	31.1	<2	31.1	<2
2	21.7	<2	43.5	<2
3	19.9	3	59.7	3
6	13.7	4	81.9	4
12	10.5	9	125.7	11
24	5.9	6	140.9	9

5.5 ANEXO 5: MODELO DE TRANSPORTE HIDRÁULICO

En este anexo se describen las ecuaciones utilizadas por el modelo seleccionado para resolver el tránsito en las conducciones aplicado por el SWMM.

Este modelo seleccionado es el de Onda Dinámica, el cual aplica las ecuaciones de Saint – Venant para cada tubería y la ecuación de continuidad en cada nodo. De esta forma podemos representar tanto flujo a superficie libre, como flujo a presión. En este caso el intervalo de tiempo de cálculo es de 1 segundo dada la necesidad de precisión de los mismos.

Las ecuaciones de Saint - Venant describen el movimiento del agua a superficie libre en un canal y son el resultado de aplicar los principios de la conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, bajo ciertas hipótesis simplificadoras:

1. El flujo es unidimensional e incompresible, osea, con densidad constante. El tirante hidráulico y la velocidad del flujo varían sólo en la dirección del eje longitudinal del canal. La velocidad es uniforme y la superficie libre es horizontal a través de cualquier sección perpendicular al eje.
2. Las líneas de flujo no tienen curvatura pronunciada, esto significa que el flujo varía gradualmente a lo largo del canal, de forma que las aceleraciones verticales puedan considerarse despreciables. Lo anterior implica que la distribución de presiones sea hidrostática.
3. El fondo del canal es fijo y de pendiente pequeña, de modo que la profundidad del flujo y el tirante son aproximadamente idénticos, de tal suerte que los efectos de socavación y deposición son despreciables.
4. Los coeficientes de resistencia para flujo uniforme permanente turbulento son aplicables de forma que relaciones como la ecuación de Manning pueden utilizarse para describir los efectos de resistencia.

Con base en las hipótesis anteriores y aplicando los principios de la Conservación de la Masa y de la Conservación de la Cantidad de Movimiento a un volumen de control elemental de longitud dx en un canal de área A , pendiente de fondo S_0 , pendiente de fricción S_f , resultan las ecuaciones de Continuidad y de Momentum de Saint Venant, las cuales se transcriben a continuación.

Ecuación de Continuidad: $\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$

Ecuación de Cantidad de Movimiento: $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA(S_f - S_0) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = 0$



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS
E INGENIERÍA AMBIENTAL



Inundaciones en la calle Asturias
&
Impactos del Complejo Diamantis Plaza

ANTEPROYECTO DEL TANQUE DE
AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

NOVIEMBRE 2013

Tutores:

Ing. Federico Charbonnier
Msc. Magdalena Rezzano
Dr. José Cataldo

Estudiantes:

Carolin Arias
Sarah Dominguez

TABLA DE CONTENIDO

1	ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA SOLUCIÓN.....	62
2	DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL.....	63
2.1	SECCIÓN DEL NUEVO COLECTOR PRINCIPAL.....	64
2.2	INFORMACIÓN PARA LA MODELACIÓN EN SWMM	65
3	DISEÑO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN	65
3.1	DIMENSIONADO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN	66
3.1.1	Modelo hidráulico del sistema.....	66
3.1.2	Análisis de las posibles configuraciones	67
3.1.3	Estudio de sensibilidad.....	67
3.2	CONCLUSIONES.....	71
4	CONEXIÓN DE LOS COLECTORES Y LAS BOCAS DE TORMENTA	72

1 ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA SOLUCIÓN

Como antecedente se cuenta con el informe correspondiente a la etapa de estudios básicos, en el cual se presenta un análisis de las posibles alternativas para solucionar el problema de inundaciones, del cual surge que una solución viable sería la construcción de un tanque de amortiguación en paralelo. Asimismo, surge la necesidad de desviar el colector principal que atraviesa el predio de la antigua fábrica Cristalerías del Uruguay, producto de la construcción del Complejo Diamantis Plaza (ver Figura 44).

El presente informe corresponde al anteproyecto del tanque de amortiguación de pluviales. En esta instancia se ajusta la alternativa seleccionada y se presentan los resultados del análisis de las distintas configuraciones posibles.

La alternativa propuesta consiste en la construcción de un tanque de amortiguación debajo de la calle contigua al predio del Complejo Diamantis Plaza, que coincide con la continuación de E. Arrascaeta. Asimismo, se debe construir un nuevo colector en atención al desvío requerido, el cual se prevé materializar desde C. Lallemand y Asamblea hasta el ingreso al tanque. A partir de este punto continúa como un colector paralelo al tanque, con un vertedero lateral, hasta unos metros antes del empalme con el colector existente.

Figura 44: Situación actual y proyectada



2 DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL

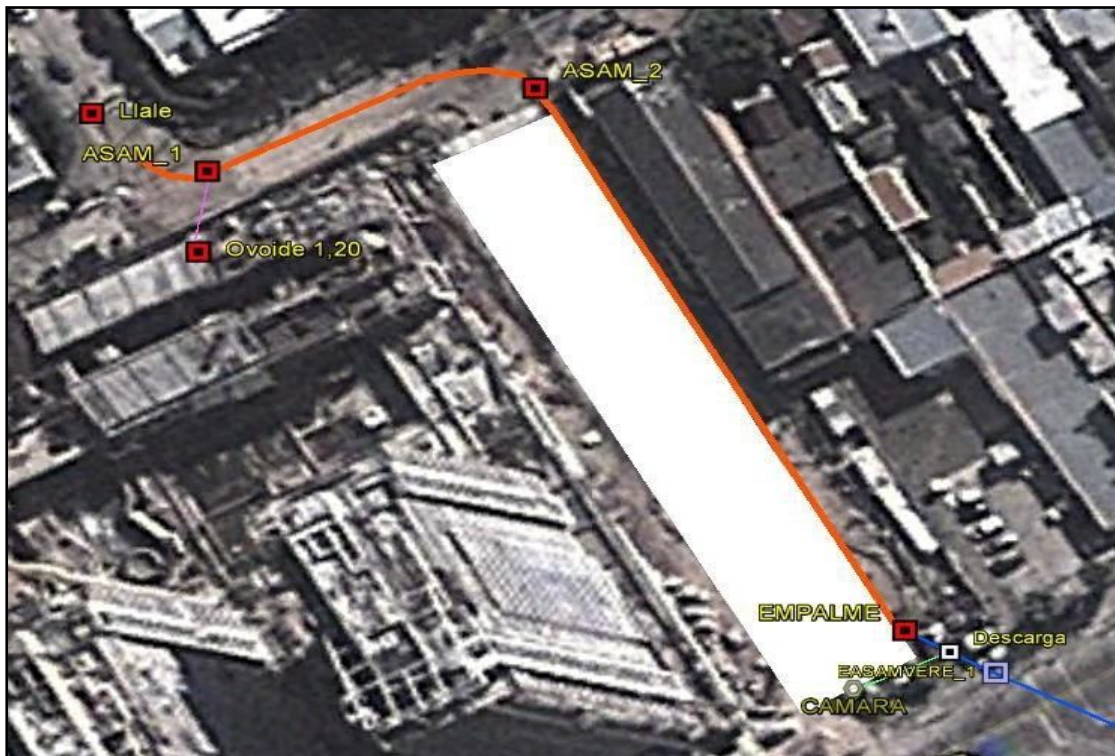
El desvío del colector principal se materializa mediante la construcción de un nuevo colector, cuya interconexión se prevé unos metros aguas abajo del punto de inspección existente en C. Lallemand casi Asamblea. Su traza se prevé por la calle Asamblea, continuando por la calle contigua al predio del Complejo, hasta empalmar con el colector existente. Este último tramo se ubica en paralelo al tanque, por lo que una de sus paredes oficia de vertedero lateral. En la lámina AP01 se muestra la planta general donde se indica el trazado del nuevo colector.

En la Figura 45 se muestra en forma esquemática la traza del nuevo colector, donde el “empalme” al colector existente se indica en el punto homónimo.

Teniendo en cuenta la cota de los puntos donde comienza y finaliza el nuevo colector, se tiene que la pendiente promedio del mismo es de 0.37 %.

En función de esta modificación en el colector principal, surge la necesidad de interconectar los colectores existentes en las aceras de la calle Asamblea y las bocas de tormenta, al nuevo colector. Esto se describe en detalle en el apartado 4.

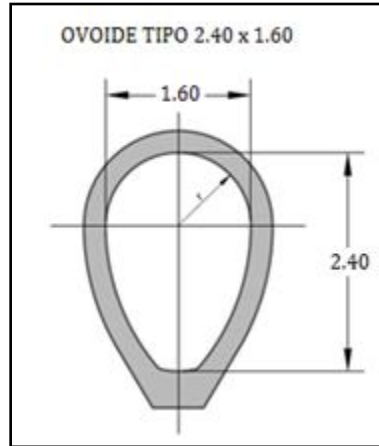
Figura 45: Trazo del nuevo colector (color naranja) y área a ocupar por el tanque de amortiguación (color blanco)



2.1 SECCIÓN DEL NUEVO COLECTOR PRINCIPAL

La sección a considerar deberá tener la misma capacidad hidráulica que la sección del colector a sustituir, que en este caso es un ovoide tipo de 2.40 x 1.60 (ver Figura 46) de aproximadamente 2.95 m² de área.

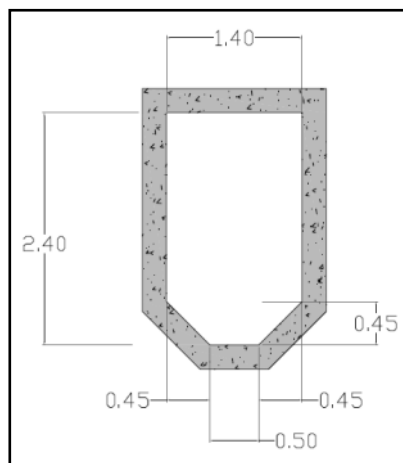
Figura 46: Sección del ovoide existente en el punto de interconexión con el nuevo colector



En atención a aspectos constructivos, se considera más conveniente que la sección del nuevo colector tenga una geometría más simple, por lo que se propone que las paredes laterales sean verticales. Asimismo, se opta por una base de geometría trapezoidal de 0.50 m de ancho, que contará con pendiente lateral 1:1 (formando ángulo de 45° con la horizontal), para facilitar la transitabilidad del colector a la hora de realizar inspecciones y mantenimiento. Además, la nueva sección tendrá 2.40 m de altura, al igual que el ovoide a sustituir.

El nuevo colector se conectará aguas arriba con un ovoide tipo de 2.10 x 1.40 m, por lo que se adopta una sección trapezoidal de 1.40 m de ancho, con un área de 3.16 m². En la Figura 47 se muestran las dimensiones de la sección del nuevo colector.

Figura 47: Sección del nuevo colector



2.2 INFORMACIÓN PARA LA MODELACIÓN EN SWMM

A efectos de incorporar el desvío del colector principal en la modelación, se definen nuevos puntos y tramos de interés (ver Figura 37). A saber:

- Tramo por Lallemand hasta Asamblea
- Tramo por Asamblea desde Lallemand hasta el ingreso al tanque
- Tramo paralelo al tanque

En las siguientes tablas se muestran las características de los nodos y conductos considerados.

Tabla 31: Características de los nodos considerados

Nombre	Ubicación aproximada	CZ (m)	CT (m)	Salto (m)
LALLEM	Lallemand casi Asamblea	6.15	10.33	-
ASAM1	Lallemand y Asamblea	6.10	10.02	-
ASAM2	Previo al ingreso al tanque	5.93	11.19	-
EMPALME	Empalme con el colector existente aguas abajo del tanque	5.41	9.73	0.25

Tabla 32: Características de los conductos considerados

Nombre	Longitud (m)	Pendiente (%)
LALLEM_ASAM1	13	0.38
ASAM1_ASAM2	43	0.39
ASAM2_DESCARGA	75	0.36

3 DISEÑO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN

El tanque de amortiguación estará emplazado debajo de la calle contigua al predio del Complejo Diamantis Plaza, que coincide con la continuación de E. Arrascaeta.

El padrón donde se abrirá la calle cuenta con un área total de 1580 m², un largo útil de 80 metros, por aproximadamente 20 metros de ancho. Por lo que, desquitando el área que será ocupada por el colector paralelo (como máximo 1.40 m de ancho por 75 m de largo) el área disponible para el tanque es de 1400 m² como máximo.

El ingreso al tanque se prevé mediante un vertedero lateral de 70 m de longitud, cuyo vertido se encontrará a una altura del orden de los 1.80 m sobre el zampeado del colector.

La descarga del tanque se realizará hacia una cámara contigua, a través de una válvula, a la cual se conectará una tubería que desaguará hacia el colector existente, en un punto aguas arriba del salto existente en Gral. Rivera (11 m aguas arriba del nodo EASAMVERE_1). El diámetro mínimo a considerar para la tubería de descarga es de 300 mm y la pendiente de 0.5 %.

El fondo del tanque contará con pendientes hacia el punto de descarga, se propone un 2 % de pendiente transversal hacia el centro del mismo y 0.50 % de pendiente longitudinal.

La altura máxima que se puede considerar para el tanque es de 3 m, a efectos de que el vaciado sea por gravedad, teniendo en cuenta una losa superior de 0.25 m de espesor con 0.70 m de tapada y que el tanque no funcione a presión.

Para el vaciado total del tanque se prevé un pozo de bombeo en la zona baja del mismo, equipado con dos bombas sumergibles, cuya impulsión desaguará hacia la cámara contigua. Los detalles serán descriptos en el informe correspondiente a la etapa de proyecto ejecutivo.

3.1 DIMENSIONADO DEL TANQUE DE AMORTIGUACIÓN

Para el dimensionado del tanque se modela el sistema utilizando el software SWMM, incorporando el tanque en paralelo a la red, lo que permite analizar distintas configuraciones, a efectos de ajustar el área del tanque, el ancho del colector y la altura de vertido.

3.1.1 Modelo hidráulico del sistema

Se realizaron algunas simplificaciones al modelo, a saber:

- Debido a limitaciones del programa, sólo fue posible ingresar un único valor para las cotas de fondo y de terreno del tanque, por lo que falta representatividad de las pendientes de fondo. En este caso se asume un valor promedio para las mismas.
- La descarga y el empalme del colector nuevo con el existente se ubican en el mismo nodo, para lo cual se consideraron las longitudes, saltos y pendientes necesarias para representar la disposición real.

Teniendo en cuenta que existen diversas configuraciones posibles, se seleccionan algunos puntos de control para la comparación de resultados y la posterior selección de la alternativa más adecuada. Los parámetros de control seleccionados son:

- Revancha de los puntos más comprometidos situados aguas abajo del tanque, los cuales están representados en el modelo por los nodos “VERE” y “MAHO”. Se entiende por “revancha” a la diferencia entre la cota de terreno y el pelo de agua en el nodo correspondiente. Se pretende que no existan desbordes de la red en dichos puntos.
- Altura en los nodos aguas arriba de la estructura de amortiguación, los que están representados por los nodos “LALLEM” y “ASAM1”.

No deben generarse problemas de desbordes aguas arriba del tanque, por lo que se analizará la carga hidráulica en los referidos nodos, a efectos de verificar que la misma no aumente respecto a la situación original y traslade el problema

hacia aguas arriba. Se compara la carga en el nodo "ASAM" para la situación sin amortiguación con la carga en el nodo "ASAM1" para la situación con el tanque de amortiguación.

3.1.2 Análisis de las posibles configuraciones

Se analizaron diversas configuraciones considerando el área del tanque fija en 1400 m² con una descarga de 400 mm de diámetro.

En función de consideraciones previas se tiene que el ancho del colector paralelo puede ser 1.30 m o 1.40 m y la altura del vertedero entre 1.80 m o 1.90 m.

Los resultados obtenidos para las configuraciones analizadas se resumen en la Tabla 33.

Tabla 33: Resumen de las configuraciones estudiadas

ANCHO 1.40 m	Altura en Asam1	Revancha Nodo	
H cresta		Maho	Vere
1.80	8.17	0.18	0.50
1.90	8.10	0.13	0.50

ANCHO 1.30 m	Altura en Asam1	Revancha Nodo	
H cresta		Maho	Vere
1.80	8.16	0.18	0.50
1.90	8.08	0.13	0.50

3.1.3 Estudio de sensibilidad

Se realiza un estudio de sensibilidad de los parámetros mencionados en función del área, la cota de vertido, el ancho del colector y el diámetro de la tubería de descarga.

3.1.3.1 Variación del área del tanque

Se analiza la sensibilidad a la variación del área del tanque, considerando un diámetro de descarga de 400 mm, una altura de vertido de 1.80 m y un ancho de colector de 1.40 m.

En el Gráfico 5; se puede verificar que a partir de los 1400 m² de área, la revancha se mantiene constante en 0.18 m para el nodo "MAHO". Teniendo en cuenta que esta es la máxima área disponible, se selecciona esta alternativa.

A su vez en el Gráfico 6 se puede observar como el aumento del área del tanque influye en la carga aguas arriba del mismo. En este caso para el área seleccionada la carga en Asamblea es de 8.17 m.

Gráfico 5: Revancha en los nodos "VERE" y "MAHO"

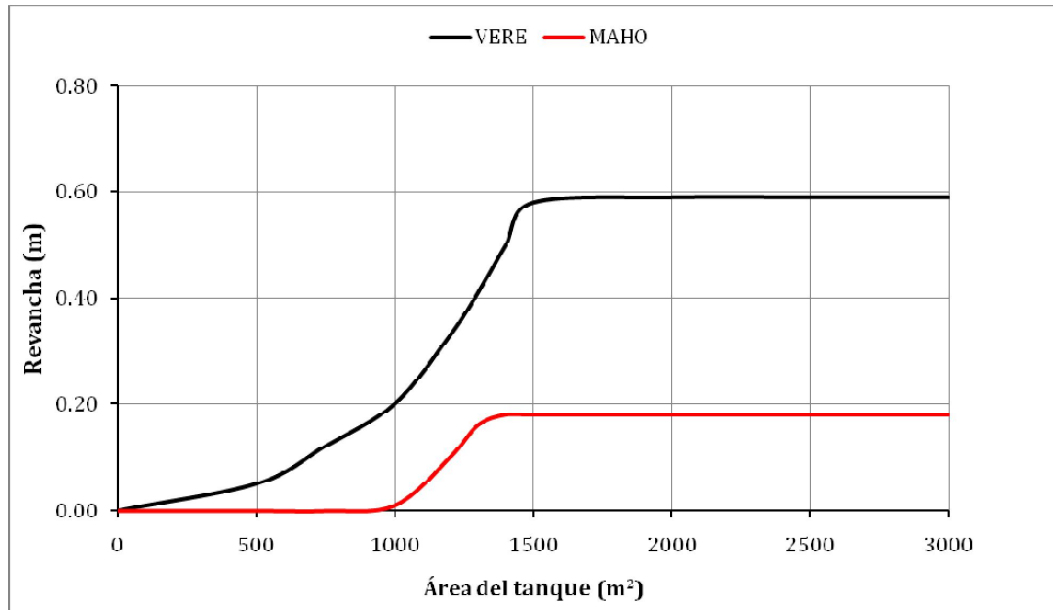
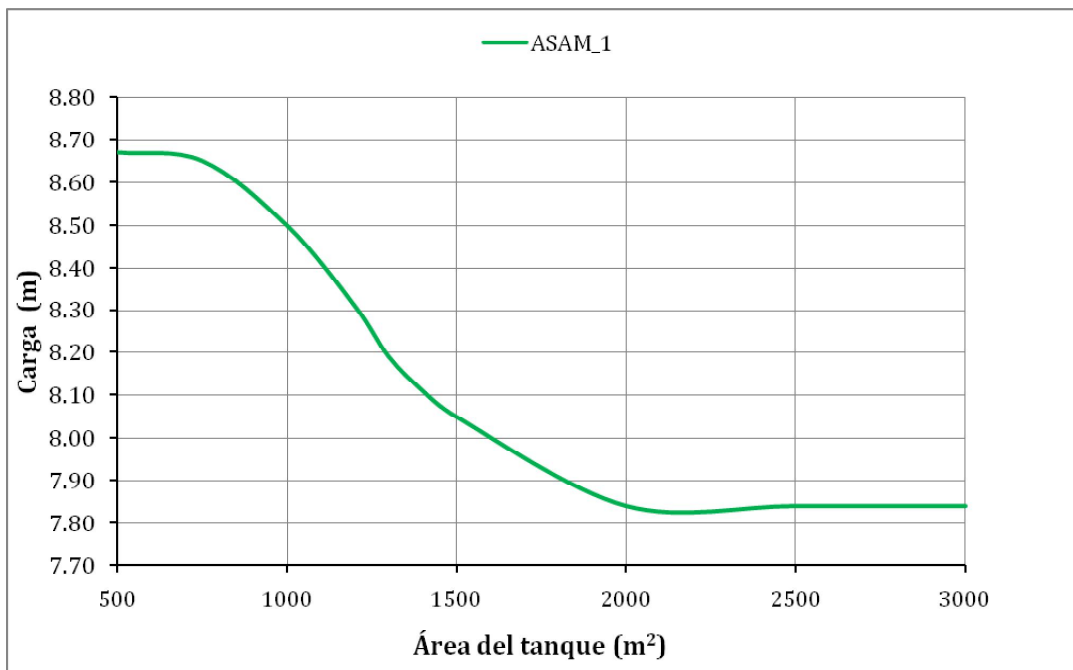


Gráfico 6: Variación de la carga en el nodo "ASAM1" Asamblea al variar el área del tanque

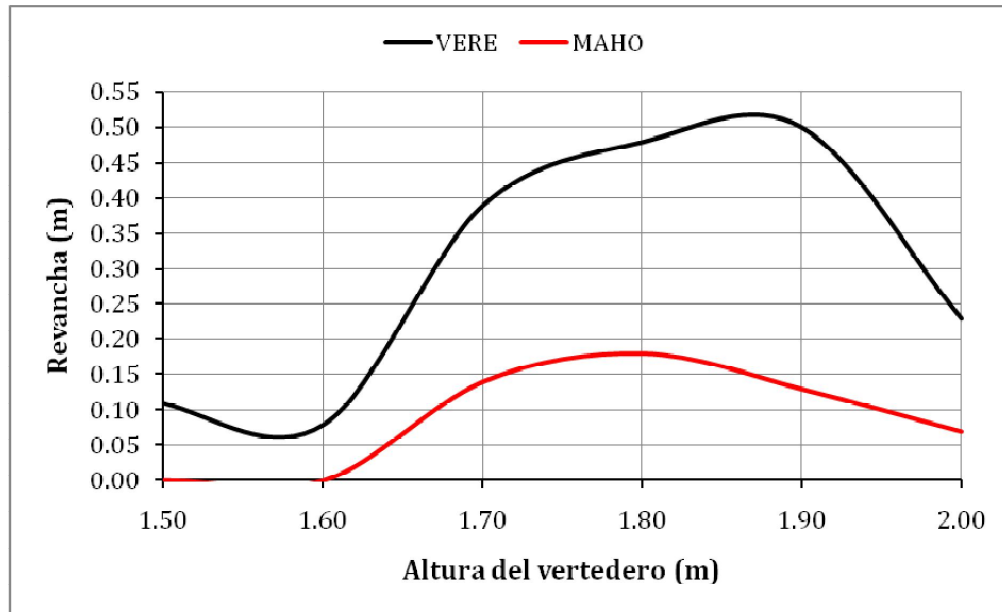


3.1.3.2 Variación de la altura del vertedero

Con respecto a la variación en la cota de vertido se considero para su análisis, un área del tanque de 1400 m², un diámetro de descarga de 400 mm y un ancho de colector paralelo de 1.40 m.

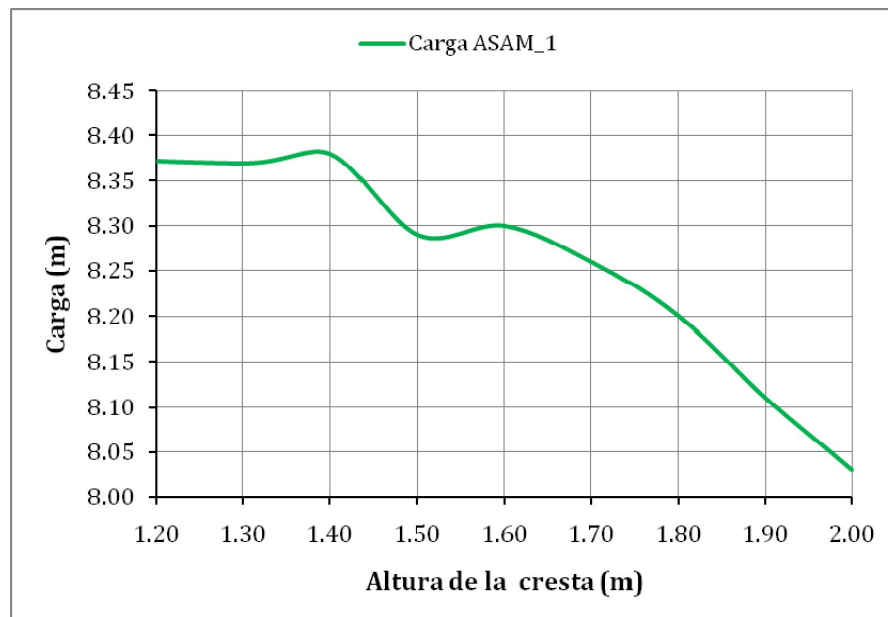
En el Gráfico 7 se verifica la revancha en los puntos de control, aguas abajo del tanque. El punto más comprometido es en Mahoma y Asturias (nodo "MAHO"), por lo que la altura de la cresta del vertedero, se toma de forma que la revancha en ese punto sea máxima. Para este caso la altura de la cresta del vertedero correspondiente es de 1.80 m.

Gráfico 7: Variación de la revancha en los puntos de control aguas abajo del tanque



En el Gráfico 8 se verifica que para la altura seleccionada la carga en el nodo aguas arriba del tanque no supera la carga máxima estimada en 10.17 m.

Gráfico 8: Variación de la carga en el nodo "ASAM1" aguas arriba del tanque



3.1.3.3 Variación del ancho del colector paralelo

Se analiza la sensibilidad a la variación en el ancho del colector, considerando un área de 1400 m², una cota de vertido de 1.80 m y un diámetro de descarga de 400 mm.

El colector paralelo al tanque se supone con una geometría igual al proyectado para el desvío del ovoide existente, en este caso con altura igual a la del tanque. Dado que la capacidad hidráulica del colector proyectado es mayor a la capacidad del ovoide tipo aguas abajo, se estudia secciones de anchos variables entre 1.20 y 1.40 m. En la Tabla 34

se pueden ver las distintas variaciones consideradas, en este caso m es la altura de la base trapezoidal y h la altura de la sección rectangular. En la Tabla 35 se verifica que la variación en los puntos de control es nula, exceptuando el nodo ubicado en Verdi (nodo VERE) donde la revancha es máxima. Considerando además aspectos constructivos se mantiene el ancho del colector en 1.40 m.

Tabla 34: Dimensiones del colector paralelo

B (m)	m (m)	h (m)	Área total (m ²)
1.20	0.35	2.65	3.96
1.30	0.40	2.60	4.26
1.40	0.45	2.55	4.56

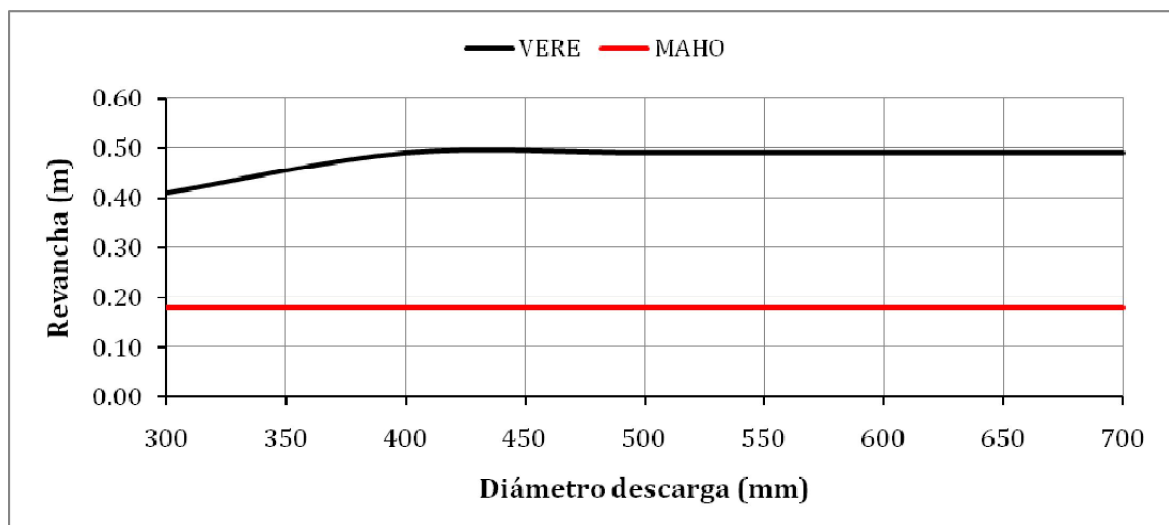
Tabla 35: Variación en los puntos de control en función del ancho del colector paralelo

Ancho colector paralelo (m)	Altura en Asam1 (m)	Revancha nodos aguas abajo (m)	
		Maho	Vere
1.2	8.11	0.18	0.48
1.3	8.10	0.18	0.49
1.4	8.08	0.18	0.50

3.1.3.4 Variación del diámetro de la tubería de descarga

Se analiza la sensibilidad a la variación en el diámetro de la tubería de descarga, considerando un área de 1400 m², una cota de vertido de 1.80 m y un ancho de colector de 1.40 m, variando el diámetro de la descarga entre 300 mm y 700 mm. Se verifica que para diámetros mayores o iguales a 400 mm los valores en los puntos de control no se modifican, por lo que se toma como diámetro de descarga 400 mm. En el Gráfico 9 se puede observar lo descrito anteriormente.

Gráfico 9: Variación de la revancha aguas abajo en función del diámetro de la descarga



3.2 CONCLUSIONES

A partir de los resultados anteriores fue seleccionada la alternativa que cumple con los requerimientos indicados, para una tormenta de 10 años de período de retorno y 6 horas de duración, la cual se resume en la Tabla 36. Asimismo, en la Tabla 37 se presenta una comparación entre la situación actual y la proyectada considerando esta alternativa. En la lámina AP01 se puede ver una planta general del sistema mientras que en la lámina AP02 se pueden ver los cortes del tanque. En la lámina AP05, se encuentran los detalles de las interconexiones del nuevo colector a los colectores existentes, tanto el ovoide de C. Lallemand y Asamblea (Detalle 3) como el ovoide de 2.40 x 1.60 m a la salida del tanque (Detalle 4). En ambos casos se detallan cotas de zameado de entrada y salida, así como los puntos de inspección.

Tabla 36: Resumen de la configuración seleccionada

Área Tanque (m ²)	Diámetro Descarga (mm)	Altura del vertedero (m)	Ancho Colector (m)
1400	400	1.8	1.4

Tabla 37: Comparación de la situación actual y la proyectada

Situación	Revancha (m)		Altura en Asamblea (m)	Tanque	
	Verdi	Mahoma		Volumen Máx. (m ³)	H máx. (m)
Actual	-0.12	-0.52	10.12	-	-
Proyecto	0.50	0.18	8.16	3436	2.45

Asimismo se estudia el funcionamiento actual del sistema para una tormenta de 20 años de período de retorno, y el funcionamiento para la situación proyectada con el tanque de amortiguación incorporado al sistema.

En la primera situación, se tiene que los conductos se encuentran a presión, produciéndose desbordes en Verdi, Mahoma, Asamblea y Asturias. En tanto, en la segunda situación con el tanque operando, se verifica que si bien los conductos entran en carga, la revancha en los nodos aguas arriba supera 1.20 m, por lo que no generarían problemas en las conexiones domiciliarias de esa zona. Por otro lado, el caudal pico conducido aguas abajo del tanque se reduce un 6 %, lo que no evita los desbordes en los nodos "MAHO" y "EASAMVERE2", situados aguas abajo.

4 CONEXIÓN DE LOS COLECTORES Y LAS BOCAS DE TORMENTA

En función de la necesidad de desviar el colector principal, surge la necesidad de interconectar los colectores existentes en las aceras de la calle Asamblea y las bocas de tormenta, al nuevo colector. En la lámina AP01 se muestran los zampeados a los cuales se interconectarán los colectores existentes al nuevo.

Las interconexiones a realizar corresponden a:

- Colector de sección ovoide tipo de 1.20 x 0.80 m, emplazado por la acera de la calle Asamblea. (Ver Detalle 1 en AP03).
- Colector de sección circular de diámetro 1000 m, desde cámara en Asamblea y Lallemand hasta el colector nuevo (Ver Detalle 2 en AP03).
- Colector de sección circular de 250 mm de diámetro, emplazado por la acera de la calle Asamblea.
- Bocas de tormenta sobre la calle Asamblea en la esquina de Lallemand y esquina E. Arrascaeta.
- Bocas de tormenta sobre la calle E. Arrascaeta.

Los detalles de las interconexiones al colector nuevo se muestran en la lámina AP03. Para realizar la conexión entre el ovoide tipo por la calle Asamblea y el nuevo colector, se realiza un desvío desde la cámara de llegada del ovoide tipo al colector nuevo (ver Detalle 1 en AP03). Esta conexión se materializa en un colector circular de 1000 m de diámetro, fabricado en hormigón, con una pendiente del 1% y de aproximadamente 10 m de longitud (ver Detalle 2 de AP03).

Se anula el colector circular de 250 mm que continuaba por la calle Asamblea, desde la cámara anterior hasta la entrada al predio del colector. Es en este punto en donde el colector circular se empalma con el colector nuevo.

Las bocas de tormenta se diseñan según los planos base de la IM, la ubicación y descarga de las mismas se encuentran en la lámina AP01, mientras que en la lámina AP 04 se muestran en detalle de acuerdo a la tipología definida por la IM.

Existen 3 bocas de tormentas sobre la calle Asamblea; una a cada lado de la esquina C. Lallemand y la tercera ubicada sobre la esquina E. Arrascaeta (Ver AP01). Las primeras dos son tipo 3, con una descarga de diámetro 400 mm, mientras que la que se encuentra en la esquina E. Arrascaeta es tipo 2. La conexión al colector nuevo se materializa con una tubería de 300 mm al colector nuevo (Ver detalle en AP04).

Sobre la calle E. Arrascaeta se colocan dos bocas de tormenta tipo 1, siendo la conexión al colector nuevo de 300 mm. En todos los casos la conexión al nuevo colector se diseña con pendientes mayores a 0.5 %, según lo indicado en los planos generales de la IM.



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS
E INGENIERÍA AMBIENTAL



Inundaciones en la calle Asturias
&
Impactos del Complejo Diamantis Plaza

PROYECTO EJECUTIVO DEL TANQUE DE
AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

NOVIEMBRE 2013

Tutores:

Ing. Federico Charbonnier
Msc. Magdalena Rezzano
Dr. José Cataldo

Estudiantes:

Carolin Arias
Sarah Dominguez

TABLA DE CONTENIDO

1	ANTECEDENTES	76
2	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	76
2.1	DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL	76
2.2	TANQUE DE AMORTIGUACIÓN	77
2.3	DESCARGA DEL TANQUE	77
2.3.1	Válvula anti retorno	78
2.4	SISTEMA DE BOMBEO.....	79
2.4.1	Tubería de impulsión	80
2.4.2	Cálculo de las pérdidas de carga	80
2.4.3	Selección de los equipos.....	81
2.4.4	Dimensiones del pozo de bombeo.....	84
2.4.5	Sistema de control de operación de las bombas	84
3	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO	85
3.1	INTRODUCCIÓN	85
3.2	MARCO METODOLÓGICO	85
3.3	GENERALIDADES DEL EMPRENDIMIENTO	87
3.3.1	Localización.....	87
3.3.2	Componentes del proyecto	88
3.3.3	Área de Influencia	88
3.4	ANÁLISIS AMBIENTAL DEL EMPRENDIMIENTO	89
3.4.1	Características del emprendimiento	89
3.4.2	Marco Normativo.....	90
3.4.3	Sistema de análisis.....	90
3.4.4	Fases del emprendimiento.....	90
3.5	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR.....	91
3.5.1	Medio Físico	91
3.5.2	Medio Biótico.....	93
3.5.3	Medio Simbólico.....	94
3.5.4	Medio Antrópico	94
3.6	IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS.....	94
3.6.1	Identificación de actividades y aspectos ambientales del emprendimiento	94

3.6.2	Valoración de los impactos ambientales.....	97
3.7	ANEXO.....	101

1 ANTECEDENTES

Como antecedentes se cuenta con el informe correspondiente a la etapa de estudios básicos y el informe de anteproyecto del tanque de amortiguación de pluviales.

En el primero se presenta un análisis de las posibles alternativas de solución al problema de inundaciones, del cual surge como viable la construcción de un tanque de amortiguación de pluviales en paralelo a la red existente. Mientras que en el informe de anteproyecto se presenta un análisis de las distintas configuraciones y detalles, y se definen las características de la solución definitiva.

En el presente informe se ajustan los detalles de los elementos que componen el sistema, en particular se selecciona la válvula anti-retorno y los equipos de bombeo.

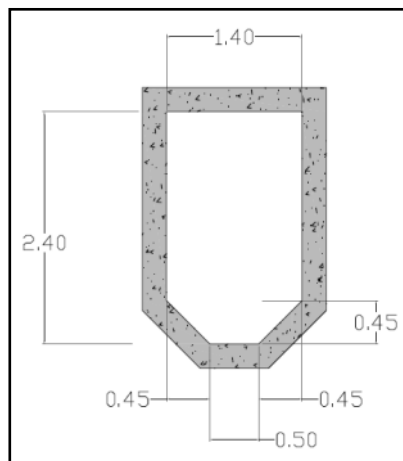
2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

2.1 DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL

El colector principal existente es un ovoide tipo de 2.40 x 1.60, cuya traza atraviesa el predio del Complejo Diamantis Plaza. Se prevé el desvío del mismo, mediante la construcción de un nuevo colector por la calle Asamblea, que continua por E. Arrascaeta en paralelo al tanque. En las piezas gráficas que acompañan el informe se presenta una planta general del sistema, donde se muestra dicho desvío.

La sección del nuevo colector tendrá una altura de 2.40 m, con base trapezoidal de 1.40 m de ancho, 0.50 m de base y pendiente lateral 1:1.

Figura 48: Sección del nuevo colector



La longitud del colector nuevo desde la conexión en C. Lallemand hasta la entrada al tanque es de 57 m, con una pendiente media de 0.37%. Cuenta con dos tramos curvos de 7.5 m de radio, uno previo a la entrada del tanque y el otro en la esquina de Asamblea y C. Lallemand (ver lámina AP01).

Se prevé que la interconexión en C. Lallemand, del nuevo colector al ovoide tipo de 2.10 x 1.40, sea a 3.80 m aguas abajo del salto existente próximo a la esquina de Asamblea (ver Detalle 3 en AP05).

El tramo paralelo al tanque se interconecta con el ovoide tipo de 2.40 x 1.60, a 16 m aguas arriba del salto existente sobre Av. Gral. Rivera. En dicho punto se prevé un salto de 0.25 m, por lo que se coloca una protección de granito cuyas dimensiones son 0.50 m x 0.50 m x 0.15 m (ver Detalle 4 en AP05).

2.2 TANQUE DE AMORTIGUACIÓN

La alternativa seleccionada corresponde a un tanque de amortiguación de hormigón armado, de sección rectangular de 1400 m² y 3 m de profundidad, el cual estará emplazado debajo de la calle contigua al predio del Complejo Diamantis Plaza, que coincide con la continuación de E. Arrascaeta.

El ingreso al tanque se prevé mediante un vertedero lateral de 70 m de longitud, cuyo vertido se encontrará a una altura de los 1.80 m sobre el zampeado del colector. El desagüe del tanque será por gravedad, por lo que el fondo del tanque contará con pendientes hacia el punto de descarga, de 2 % de pendiente transversal hacia el centro del mismo y 0.50 % de pendiente longitudinal.

La estructura del tanque está conformada por la losa de fundación, la losa superior, los muros de contención perimetrales, y las vigas y pilares interiores. Ver lámina AP02.

A efectos de la inspección y el mantenimiento se proyectaron los siguientes puntos de acceso:

- 1.20 x 1.20 en la cámara de descarga y sobre el pozo de bombeo
- tres accesos de 1.20 x 1.20 a lo largo del tanque
- tres pozos de bajada, uno contiguo al pozo de bombeo, uno en la interconexión con el ovoide existente y uno en la descarga del tanque

La planta general se presenta en la lámina AP01, así como los cortes y detalles del tanque en la lámina AP02.

2.3 DESCARGA DEL TANQUE

La descarga del tanque se realizará hacia una cámara contigua, a través de una válvula anti retorno, a la cual se conectará una tubería que desaguará hacia el colector existente, en un punto aguas arriba del salto existente en Av. Gral. Rivera.

Para el vaciado total del tanque se prevé un pozo de bombeo en la zona baja del mismo, equipado con dos bombas sumergibles, cuya impulsión desaguará hacia la cámara contigua.

2.3.1 Válvula anti retorno

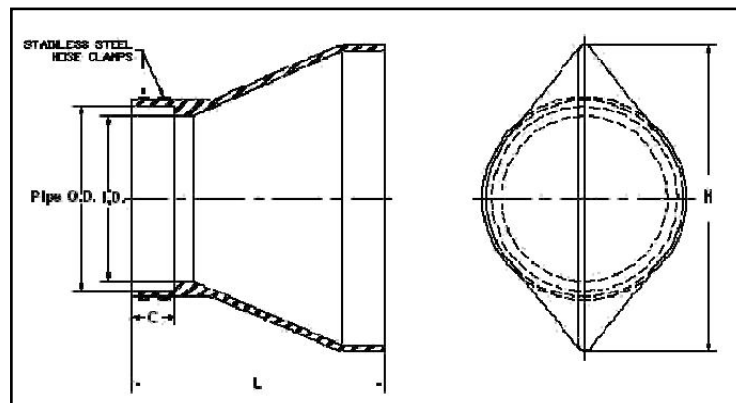
La descarga del tanque se materializa a través de una válvula anti retorno tipo “Pico de Pato” de 400 mm de diámetro, que evita el flujo desde el ovoide hacia el tanque. La misma desagua hacia una cámara de sección cuadrada 1.50 m de lado, la cual se conecta al ovoide existente mediante una tubería de PVC de 400 mm de diámetro, 0.50 % de pendiente y 13 m de longitud. Se prevé que la descarga del tanque sea a 0.10 m sobre el fondo de forma de lograr que la conexión al ovoide existente sea 0.20 m sobre su zampeado. Para el vaciado total del tanque se prevé un sistema de bombeo en la zona baja del mismo.

Figura 49: Válvula de descarga anti retorno tipo “pico de pato”



La válvula será similar al modelo CPO de la marca MISTRAL ROSS cuyas dimensiones aproximadas son:

Figura 50: Dimensiones de la válvula anti retorno



DIMENSIONES BÁSICAS APROXIMADAS	
Diámetro interior (mm)	400 (16")
L (mm)	584
C (mm)	203
H (mm)	651
Peso aproximado (kg)	53.6

2.3.1.1 Especificaciones¹²

Descripción:

- La válvula será de goma u otro material similar, apto para líquido residual.
- La válvula se conectará en la parte exterior de la tubería y se asegurará mediante abrazaderas de acero inoxidable.
- El área de salida tendrá una forma de pico de pato que permitirá el paso del flujo en una dirección, impidiendo el flujo en dirección contraria.
- La válvula se deberá construir en goma de una sola pieza con refuerzos de nailon.

Funcionamiento:

Cuando la presión de entrada supera la de contrapresión a la salida en una cierta proporción, aquél la obligará a que la válvula se abra permitiendo el paso del flujo. Cuando la contrapresión sea superior a la presión de entrada por la misma proporción la válvula se cerrará.

2.4 SISTEMA DE BOMBEO

Se prevé un sistema de bombeo a efectos del vaciado total del tanque, dado que se tendrá un cierto nivel de agua en su interior, debido a que la descarga está prevista a 0.10 m del fondo y la válvula de retención necesita una carga de aproximadamente 0.10 m para su apertura.

El sistema de bombeo estará compuesto por un pozo de bombeo, a ubicarse en la zona más baja del tanque, y una tubería de impulsión que desaguará hacia la cámara de descarga del tanque, donde se encuentra la válvula anti retorno tipo "Pico de Pato".

Para el diseño se tienen en cuenta los siguientes aspectos:

- Volumen a desagotar
- Tiempo de operación para el desagote del tanque
- Cota de descarga de la tubería de impulsión
- Aptitud de los equipos para trabajar con líquido residual
- Previsión de equipo de respaldo
- Sumergencia mínima de las bombas
- Posición de las bombas y cañerías
- Tipo de impulsor, tamaño de sólidos admisible, etc.
- Elementos de izaje
- Accesibilidad

Se asumirá que el nivel de agua dentro del tanque es de 0.25 m respecto del fondo, lo que se traduce en un volumen de 350 m³.

¹² www.mistralross.com

En primera instancia el caudal de bombeo será determinado asumiendo un tiempo de operación de 7 horas para el vaciado del tanque.

$$Q_{bombeo} = \frac{Volumen}{Horas\ de\ bombeo}$$

$$Q_{bombeo} = 14L/s$$

2.4.1 Tubería de impulsión

La tubería de impulsión será de fundición dúctil (FD) de 80mm de diámetro. El mismo fue seleccionado para que la velocidad del flujo sea tal que no permita la deposición de sólidos del efluente. Para ello las velocidades se limitan al intervalo entre 0.6 y 3 m/s.¹³

Tabla 38: Velocidad del flujo en la tubería de impulsión

Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Velocidad (m/s)
98	80	2.78

La cota de descarga de la tubería de impulsión fue definida en función del nivel máximo que alcanza el agua dentro del tanque, el cual corresponde a una altura de 2.36 m sobre el fondo, cuando éste se encuentra funcionando en las condiciones de diseño.

En atención a este aspecto, se propone que la descarga de la tubería se realice aproximadamente a 2.50 m sobre el fondo del tanque. Para terminar de materializar el desagüe hacia la cámara de descarga, se prevé un tramo descendente por gravedad en PVC 160 mm.

2.4.2 Cálculo de las pérdidas de carga

La pérdida de carga total se compone por:

- Pérdidas distribuidas
- Pérdidas localizadas
- Desnivel geométrico

Las pérdidas de carga distribuidas se determinan utilizando la expresión de Darcy-Weichbach, a saber:

$$\Delta H = f \left(\frac{\varepsilon}{D}, Re \right) \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- f es el coeficiente de rugosidad obtenido del ábaco de Moody, depende del Reynolds y de la rugosidad relativa. Se adopta ε_{FD} (mm) = 0.19 mm
- v es la velocidad del fluido (m/s)
- L es la longitud de tubería (m)
- D es el diámetro interior de la tubería (m)

¹³Alem, P. &Tomoyuki M., "Coleta e Transporte de Esgoto Sanitario".

En tanto, las pérdidas localizadas se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- v es la velocidad del fluido (m/s)
- K es el coeficiente adimensionado de pérdida de carga

Los valores de K adoptados son¹⁴:

Pieza	K
Entrada Ahogada	0.5
Codo 90°	0.9
T pasaje directo	0.6
Válvula de compuerta	0.2
Válvula de retención	2.5
Salida de tubería	1

Tabla 39: Pérdidas de carga

Diámetro exterior (mm)	98
Diámetro interior (mm)	80
Velocidad (m/s)	2.78
Rugosidad ε (mm)	0.19
ε/D	0.0024
Re	1.49×10^5
Coeficiente de rugosidad f	0.026

ΔH geométrica (m)	3.60
ΔH distribuida (m)	0.50
ΔH localizada (m)	0.95
ΔH total (m)	5.05

2.4.3 Selección de los equipos

El pozo de bombeo será equipado con dos bombas sumergibles (una de respaldo) aptas para líquido residual.

Las mismas fueron seleccionadas en función del caudal a bombear y la carga a vencer:

$$Q_{\text{bombeo}} = 14 \text{ L/s} \quad \Delta H = 5.05 \text{ m}$$

¹⁴Azevedo Netto, J., "Manual de Hidráulica"

En función de lo anterior, se recomienda que los equipos tengan características similares al modelo N 3085 de la marca FLYGT. El punto de funcionamiento es 14.3 L/s 5.11 m por lo que el tiempo de operación para el vaciado total del tanque se estima en 6.8 horas. El catálogo de los equipos se adjunta en forma independiente al informe.

Figura 51: Intersección de la curva de la instalación con la curva de la bomba

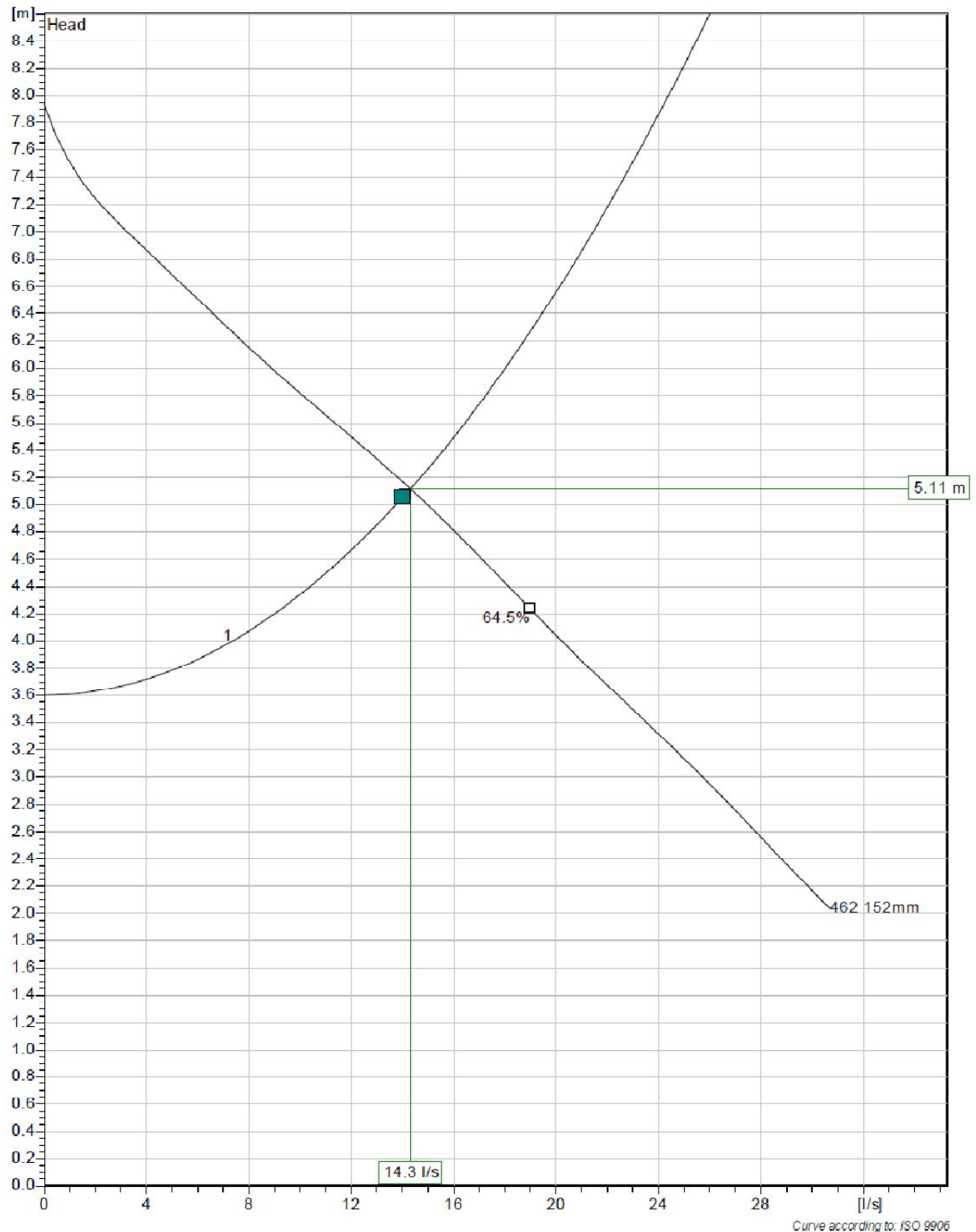
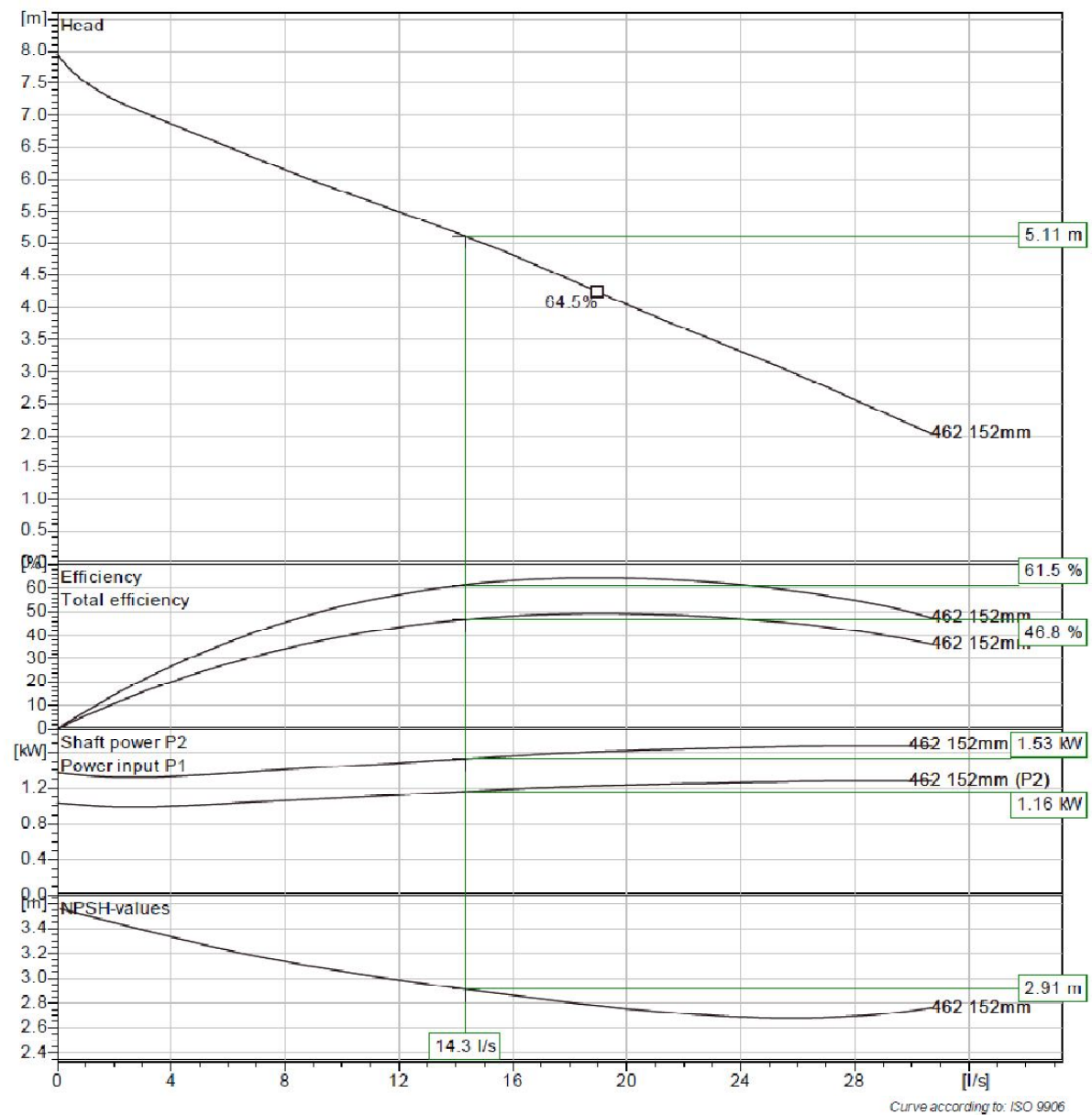


Figura 52: Performance del modelo N 3085



2.4.4 Dimensiones del pozo de bombeo

Las dimensiones del pozo de bombeo se definen en función de las dimensiones de los equipos, la sumergencia mínima, la separación entre los mismos y los niveles de funcionamiento.

En este caso, se opta por un pozo de sección rectangular de 1.25 m x 1.50 m y 1.50 m de profundidad. Los detalles del mismo se encuentran en la lámina PE01.

2.4.5 Sistema de control de operación de las bombas

Las bombas serán controladas por medio de un Control Lógico Programable (PLC) instalado en el tablero de comando y control general. También se prevé comandos de arranque y apagado manuales en caso de emergencia o mantenimiento por medio de un contactor.

El control automático de las bombas se basa en el nivel del líquido dentro del pozo, los que serán detectados por sensores de nivel de tipo flotador. Los niveles definidos son:

- 4.54 nivel de apagado
- 4.94 nivel de encendido

La operación de las bombas será alternada para evitar que los equipos estén fuera de funcionamiento por largos períodos de tiempo.

3 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL PROYECTO

3.1 INTRODUCCIÓN

En el presente estudio se analizan los impactos ambientales generados por la construcción de un tanque de amortiguación de pluviales y el desvío de un colector principal de la red de alcantarillado, a construirse en el Barrio Buceo.

Se analiza la calidad ambiental del emprendimiento y su área de influencia, de forma de identificar aquellos impactos negativos significativos sobre el medio físico, biótico, antrópico y simbólico, presentando en dicho caso medidas necesarias para minimizarlos.

3.2 MARCO METODOLÓGICO

La metodología de trabajo del estudio de impacto ambiental se desarrolla de acuerdo a las etapas presentadas a continuación:

- Características del proyecto

En la descripción del proyecto se describen a grandes rasgos las distintas actividades del emprendimiento.

- Caracterización del medio receptor

En esta etapa se caracteriza el medio físico, biológico, antrópico y simbólico del entorno, se identifican y evalúan las áreas afectadas ya existentes y las áreas sensibles o de riesgo.

- Identificación de actividades y aspectos ambientales

Para cada fase del emprendimiento (proyecto, operación y abandono) se analizan los procesos así como los elementos físicos que estos procesos implican de manera de identificar las actividades que pueden tener un impacto ambiental. Se entiende por aspecto ambiental a cualquier elemento de un emprendimiento que es susceptible de interactuar con el ambiente.

- Identificación y selección de impactos

Para identificar los mismos se utilizan matrices de interacción, indicando si la interacción es alta, media o baja. Posteriormente se realiza la valoración de los impactos identificados, cuya interacción sea alta, utilizando una matriz de valoración, considerando las siguientes variables:

- ✓ Tipo: esta dimensión tiene en cuenta el signo del impacto si es positivo o negativo.
- ✓ Magnitud: esta dimensión mide el grado de amplitud y extensión del impacto desde el punto de vista de la actividad que lo genera. Para su clasificación se tomará una gradación de 1 a 5 en la que la gradación es de carácter exponencial.

- ✓ Importancia: esta dimensión mide el impacto desde el punto de vista del factor afectado. Para la medición de esta característica se utilizará un escala de 1 a 5 con las mismas características de la magnitud.
- ✓ Amplitud: esta dimensión evalúa el alcance del impacto desde el punto de vista del área que afecta. Para su caracterización se la clasifica en: Puntual (P), cuando la afectación es solamente en el lugar de la acción; Local (L), cuando la afectación se extiende a otras zonas pero dentro del entorno de la acción, y Global (G) cuando ya la afectación cubre una extensión significativa.
- ✓ Duración: mide si el impacto se considera temporal (T) cuando abarca un período corto de tiempo o es permanente (P). Para aquellos impactos que se puedan calificar como intermitentes, es decir aquellos que se producen en lapsos espaciados y por un corto tiempo se los clasifican con (I). También pueden darse impactos de tipo retardados (R)
- ✓ Probabilidad: esta dimensión tiene en cuenta la probabilidad de los impactos. Se puede caracterizar en: Seguro (S), Muy Probable (MP), Probable (P), Poco probable (PP), Muy Poco Probable (MPP).
- ✓ Reversibilidad: mide si el factor ambiental después del impacto puede ser revertido a su condición o no.

Luego de la valoración de cada impacto se procede a su clasificación en función de la valoración que se le dio. La escala adoptada es lineal y clasifica la significancia de los impactos del 1 al 10.

▪ Evaluación de impactos

Para realizar la evaluación de los impactos y el planteo de las medidas de mitigación a adoptar, se seleccionan aquellos impactos con significancia mayor o igual a 7. Se entiende por evaluar a la acción de comparar algo con referencia a un patrón. En el caso de los impactos, se evalúan contrastando la predicción del impacto contra una norma o un criterio.

▪ Medidas de mitigación

Según corresponda, en función de lo indicado en el punto anterior, se determinan las medidas que podrían hacer admisibles aquellos impactos negativos que han resultado inadmisibles durante la evaluación.

3.3 GENERALIDADES DEL EMPRENDIMIENTO

3.3.1 Localización

El emprendimiento se emplazará en un predio que coincide con la continuación de la calle E. Arrascaeta entre Av. Gral. Rivera y Asamblea, en el Barrio Buceo. El predio es contiguo al del Complejo Diamantis Plaza y forma parte del predio en el cual funcionaba la Fábrica Cristalerías del Uruguay.

En las siguientes figuras se indica la ubicación del predio de referencia.

Figura 53: Ubicación general del Barrio Buceo



Figura 54: Ubicación del predio (en color rojo) dentro del Barrio Buceo



3.3.2 Componentes del proyecto

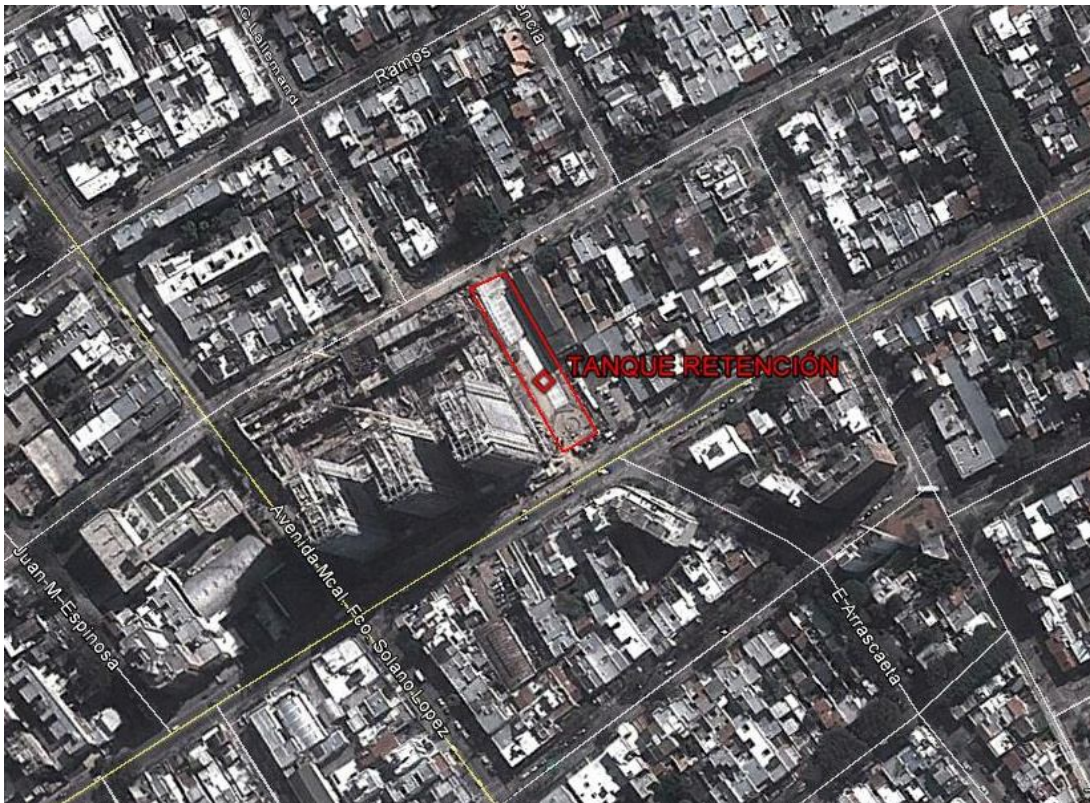
El proyecto ejecutivo comprende el diseño y construcción de un tanque enterrado de amortiguación de 4500 m³ de capacidad y un área superficial de 1400 m². Este se realizará en el predio ubicado en la Figura 54. Asimismo se proyecta el desvío del colector existente, con un nuevo trazado por la calle Asamblea, para luego ingresar al tanque de amortiguación. En este caso son 65 metros de colector.

3.3.3 Área de Influencia

El área de influencia comprende el entorno urbano inmediato al predio. Se diferencia entre área de influencia directa como aquella que se encuentra perimetralmente al área de desarrollo del emprendimiento, y el área de influencia indirecta la que se constituye en las inmediaciones a esta primera.

En este caso el Complejo Diamantis Plaza el cual se encuentra en el predio contiguo.

Figura 55: Ubicación del emprendimiento y área de influencia



3.4 ANÁLISIS AMBIENTAL DEL EMPRENDIMIENTO

En esta etapa del estudio se determinan los aspectos ambientales del emprendimiento que son pasibles de afectar el ambiente.

3.4.1 Características del emprendimiento

3.4.1.1 Objeto

El objeto del emprendimiento es la implantación de un tanque enterrado de retención de aguas pluviales, en un sistema unitario.

3.4.1.2 Objetivo

El objetivo del emprendimiento es mejorar la calidad de vida de los habitantes de la zona de la calle Asturias, mediante la construcción de un tanque enterrado de retención de aguas pluviales aguas arriba de la zona afectada. Asimismo el desvío del colector existente, sobre un predio privado, conlleva a la construcción de un tramo por la calle Asamblea.

3.4.1.3 Justificación

Las inundaciones producidas en la calle Asturias, particularmente entre las calles Mahoma y Verdi, en eventos de precipitaciones extremas. En esta zona el sistema de saneamiento público es unitario, por lo que los desbordes son de aguas pluviales y aguas residuales domésticas.

3.4.1.4 Componentes

Los componentes del emprendimiento son:

- Tanque de amortiguación
- Colector de sección trapezoidal
- Pozo de bombeo de vaciado del tanque
- Bocas de tormenta
- Conexiones domiciliarias
- Reposición de calles y veredas

3.4.1.5 Etapas

Se prevé una primera etapa de construcción del tanque con el colector existente funcionando. Posteriormente, la construcción del desvío del colector principal y su desafectación.

3.4.2 Marco Normativo

El marco legal que rige el emprendimiento es:

- Ley General de Protección del Ambiente-Ley N° 17283
- Ley Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental-Ley N°16.466 y Decreto Reglamentario 349/005
- Ley de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sustentable- Ley N° 18.308

3.4.3 Sistema de análisis

3.4.3.1 Emprendimientos relacionados

Durante la fase de construcción, los emprendimientos relacionados serán las empresas proveedoras de materias primas, las empresas transportistas de materiales y las empresas constructoras. Las cuales estarán a cargo de la ejecución del proyecto Complejo Diamantis Plaza.

Asimismo, la fase de operación y mantenimiento estará a cargo del Servicio de Operación y Mantenimiento de Saneamiento (SOMS) de la IM.

3.4.3.2 Impactos inducidos

Se trata de los impactos provocados por el emprendimiento que no se encuentran bajo el control del mismo. A saber:

- Aumento del valor de los predios

3.4.4 Fases del emprendimiento

Se entiende por fases del emprendimiento a las etapas con características propias. Se identifican las siguientes:

- Fase de proyecto
- Fase de construcción
- Fase de operación
- Fase de mantenimiento

En el presente estudio se analizarán las fases de construcción, operación y mantenimiento, siendo la primera la de mayor relevancia.

3.5 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR

A continuación se realiza una descripción del entorno del emprendimiento, necesaria para el estudio y la evaluación de impacto ambiental. El mismo se desarrollará en un predio del barrio Buceo, localizado al Sur Este de la ciudad de Montevideo, Uruguay.

3.5.1 Medio Físico

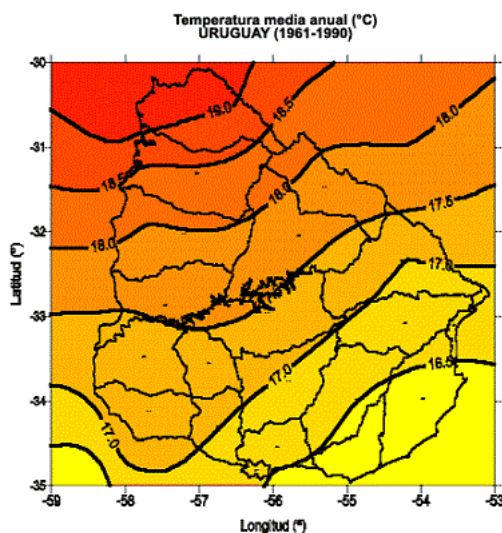
3.5.1.1 Clima

El clima en Uruguay es templado y húmedo (promedio 17 °C), con veranos cálidos y precipitaciones más o menos homogéneas durante todo el año. Por su latitud, las cuatro estaciones están claramente diferenciadas por la temperatura.

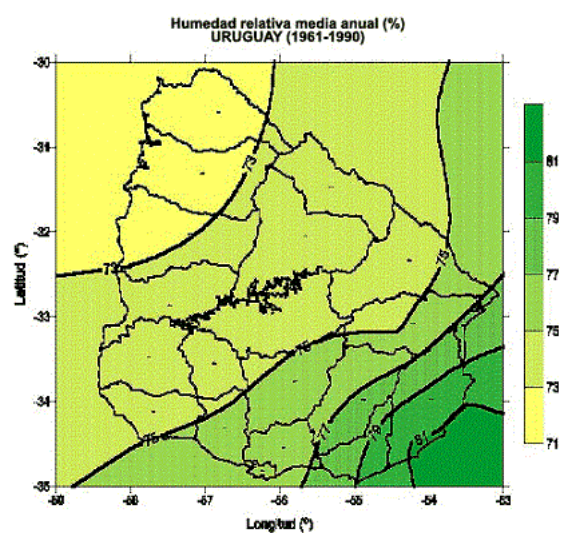
Las principales características del clima, en la zona costera sur, donde se ubica el departamento de Montevideo, son las siguientes:

- Temperatura media anual de 16,5°C (ver *Figura 56*). A nivel mensual, el mes de Julio es el más frío con una temperatura media de 10,7 °C; mientras que las temperaturas más elevadas se presentan en el mes de enero con una media de 22,7 °C.
- Humedad relativa media anual del 75% (ver *Figura 57*), los meses más húmedos son de mayo a julio, con una media de 82 %, y el más seco es enero con una media de 68%.

Figura 56: Temperatura media anual (°C) Figura 57: Humedad relativa media anual (%)



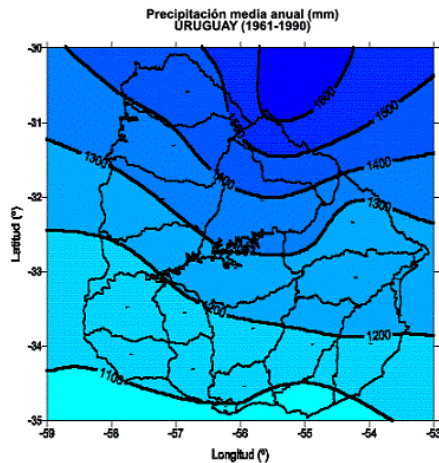
Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología



Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología

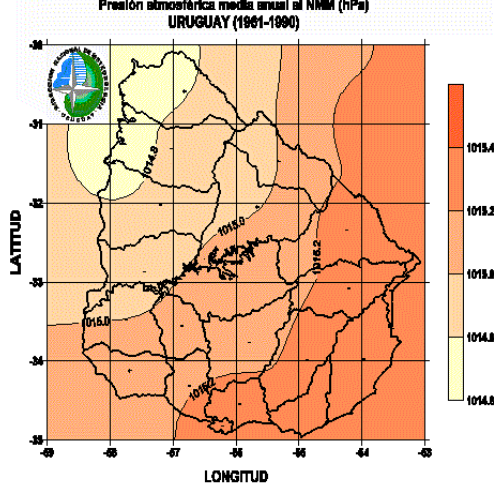
- Precipitación acumulada anual de 1098 mm (ver *Figura 58*), siendo octubre el mes donde se observan las mayores precipitaciones, con una media de 107 mm y junio el mes de menores precipitaciones, con una media de 69 mm.
- Presión atmosférica media anual de 1015,2 hPa (*Figura 59*), presentándose el valor mínimo 1011,2 hPa en el mes de enero, y el valor máximo de 1018,3 hPa en el mes de Julio.

Figura 58: Precipitación media anual (mm)



Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología

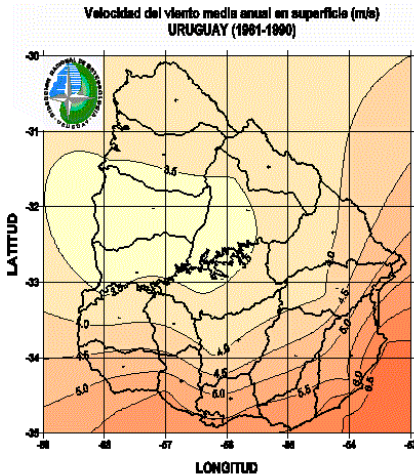
Figura 59: Presión atm media anual (hPa)



Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología

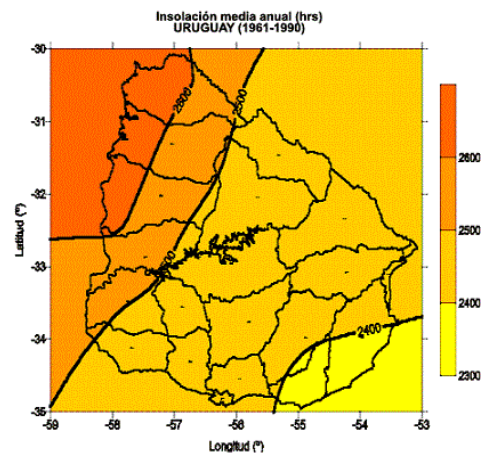
- Vientos medios anuales de 5,7 m/s (ver Figura 60), siendo los meses más ventosos de setiembre a enero.
- La insolación (u horas de sol efectivas) media anual de 2595,5 hs (ver Figura 61), la acumulada mensual máxima se da en el mes de enero, con una media de 297,7 hs, mientras que la mínima de 142,4 hs se da en el mes de junio.

Figura 60: Velocidad del viento en superficie (m/s)



Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología

Figura 61: Insolación media anual (hrs)



Fuente de datos: Dir. Nal. Meteorología

3.5.1.2 Geomorfología¹⁵

El departamento de Montevideo se encuentra emplazado sobre la fosa tectónica del río Santa Lucía, hacia el oeste se encuentra limitado por la planicie fluvial del río Santa Lucía, mientras que al este se localizan cordones litorales de médanos de arena, que se continúan al departamento de Canelones.

La altura máxima del departamento es el Cerro de Montevideo con 130 m; le siguen algunos puntos en la cuchilla de Pereira, y el Cerrito de la Victoria con 70 m. Las

¹⁵ Plan de Ordenamiento Territorial de Montevideo - Memoria Informativa.

altitudes medias varían de 20 a 50 m. Se conforma así un relieve ondulado, típico del departamento, donde alternan desde tierras bajas y aplanadas a cuchillas de suaves ondulaciones, determinando una gran diversidad paisajística.

Las principales tierras bajas se encuentran inmediatamente adyacentes a las costas platenses, y en especial sobre la desembocadura del río Santa Lucía y los bañados de Carrasco.

3.5.1.3 Geología¹

El substrato geológico departamental está ocupado en su mayor parte por el basamento cristalino, sobre el que se apoyan sedimentos más modernos. Este basamento se observa en los afloramientos rocosos presentes en la costa, y a partir de allí se extiende sobre los márgenes de algunos cursos de agua, como los arroyos Miguelete y Pantanoso, así como bordeando algunos tributarios de los bañados de Carrasco, o en afloramientos aislados.

Las formaciones recientes incluyen sedimentos limo-arcillosos y arenas, a veces conglomerados aluvionales, observados sobre la planicie del río Santa Lucía, varias áreas de la costa, especialmente en la zona oeste, entre la desembocadura de ese río y Punta Espinillo, así como en los bañados de Carrasco. Las arenas fluviales y costeras están presentes sobre el Río de la Plata y algunas áreas del río Santa Lucía. Existían además sobre la playa de Carrasco y la desembocadura de su arroyo.

3.5.1.4 Hidrografía

La ciudad de Montevideo cuenta con una extensa faja de costas sobre el Río de la Plata, la cual se encuentra altamente urbanizada y cuenta con una rambla costanera. Esta constituye uno de los rasgos característicos de la ciudad.

En la zona de referencia existen varios arroyos y cañadas pequeñas que delimitan varias micro-cuencas a nivel departamental. Se destaca la presencia del Arroyo del Buceo, actualmente entubado, el cual desembocaba en la playa a la altura de la calle Asturias.

3.5.1.5 Calidad del aire

Según los últimos Informes de Calidad de Aire elaborados por la IM, los parámetros relevados y utilizados para calificar la calidad de aire, (material particulado, humo negro y monóxido de carbono) se mantuvieron por debajo del estándar considerado. Por lo que se le clasifica como “Muy buena” a la calidad del Aire en la zona de Montevideo.

3.5.2 Medio Biótico

El área urbanizada del departamento se caracteriza por la modificación de los ecosistemas originales, producto de la intervención humana a través del tiempo. Los patrones de ocupación territorial, en muchos casos, han concentrado población y actividades en forma conflictiva. Por ejemplo: asentamientos en zonas inundables, incompatibilidad entre usos residenciales e industriales, etc.

Teniendo en cuenta el alto grado de urbanización de la zona, el medio biótico no será considerado en el análisis.

3.5.3 Medio Simbólico

El paisaje de la zona se caracteriza por el fuerte desarrollo urbano, con presencia de edificaciones en su mayoría de uso residencial. La costa cuenta con una rambla que la bordea, desde la cual se accede a la playa y al área portuaria del Buceo.

Los espacios verdes se encuentran en plazas y parques públicos, como ser la Plaza de los Olímpicos, la Plaza Francisco Solano López y el Parque Hansen.

Existen varios puntos de valor simbólico, tales como el Cementerio del Buceo, el Museo Oceanográfico así como la Rambla República de Chile y la Playa Buceo.

3.5.4 Medio Antrópico

3.5.4.1 Población y demografía

La población total del departamento de Montevideo es de 1.319.108 habitantes, según información censal del año 2011 (INE). El total de viviendas es de 520.538, de las cuales 516.458 viviendas corresponden a la zona urbana.

En particular, el barrio Buceo residen aproximadamente 37.000 personas en un total de 16.876 viviendas, las cuales corresponden a un perfil socioeconómico medio y medio alto.

3.5.4.2 Servicios

La zona cuenta con servicio de agua potable, alcantarillado, recolección de residuos, energía eléctrica, gas por cañería y transporte público.

3.5.4.3 Infraestructura vial

Las vías de circulación más importantes son el Bvar. Batlle y Ordoñez, la Av. Gral. Rivera, la Av. Fco. Solano López y la Rambla República de Chile.

3.5.4.4 Uso del suelo

El 40% de la superficie del departamento de Montevideo tiene uso urbano. En particular, en el entorno del emprendimiento el uso es residencial.

3.6 IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS

3.6.1 Identificación de actividades y aspectos ambientales del emprendimiento

Se determinan las actividades y aspectos de cada fase del emprendimiento, en forma cualitativa, centrándose en aquellas que puedan tener un impacto ambiental.

Los aspectos ambientales comprenden los elementos susceptibles de interactuar con el ambiente que corresponden a una actividad de algún emprendimiento.

Los aspectos ambientales relativos a cada actividad y fase del emprendimiento se presentan a continuación.

3.6.1.1 Actividades de la fase de construcción

- Movimiento de tierra
 - Emisiones Sonoras
 - Generación de mano de obra
 - Tránsito inducido de camiones de carga
 - Tránsito de maquinaria pesada en el predio
 - Emisiones de polvo
 - Presencia física
 - Contingencias (Derrumbes, accidentes, etc.)
 - Acopio de tierra
- Construcción de obras provisorias
 - Emisiones Sonoras
 - Acopio de materiales
 - Generación de mano de obra
 - Tránsito inducido de maquinaria
 - Emisiones de polvo
 - Disposición de escombros
- Excavaciones
 - Generación de mano de obra
 - Tránsito inducido de maquinaria
 - Emisiones sonoras
 - Emisiones de polvo
 - Contingencias
- Provisión de materiales
 - Transporte inducido de camiones
 - Almacenamiento de materiales

- Acopios de materiales
- Emisiones de polvo
- Generación de mano de obra
- Construcción de estructuras (tanque de retención, colector nuevo)
 - Generación de mano de obra
 - Transporte interno de materiales
 - Uso de servicio de energía
 - Emisiones Sonoras
 - Contingencias
- Instalación de equipos eléctricos y mecánicos
 - Uso de servicio de energía
 - Contingencias (rupturas, accidentes)

3.6.1.2 Actividades de la fase de operación

Teniendo en cuenta que el funcionamiento del tanque de amortiguación se prevé en situaciones de precipitaciones extremas, las que se asumen eventuales, sólo se consideran las situaciones de contingencia que se darían en caso que el tanque no cumpla con su cometido. La situación de operativa normal del tanque no tiene relevancia en este estudio.

- Contingencias en caso de obstrucción de la válvula de descarga
- Contingencias en caso de falta de energía eléctrica

3.6.1.3 Actividades de la fase de mantenimiento

- Mantenimiento de la red de colectores, pozo de bombeo e impulsión
 - Limpieza de las bocas de tormenta
 - Limpieza de tanque de retención (luego del uso)
 - Limpieza de las rejas del pozo de bombeo
 - Contingencias (ruptura de cañerías, ruptura de equipos de bombeo, obstrucción de la red de colectores, obstrucción de la impulsión, falta de energía eléctrica, etc.)
 - Mantenimiento de equipos de pozo de bombeo
 - Extracción de residuos sólidos acumulados

3.6.2 Valoración de los impactos ambientales

A continuación se describe para cada fase y cada aspecto ambiental los impactos y su valoración. En la Tabla 40 se resumen las características que se utilizan para valorar los impactos identificados. La matriz de interacción y valoración se adjuntan en el Anexo.

Tabla 40: Resumen de características

Tipo	Positivo (+) ó Negativo (-)
Magnitud	Del 1 al 5 escala exponencial
Importancia	Del 1 al 5 escala exponencial
Amplitud	Puntual (P), Local (L) y Global (G)
Duración	Temporal (T) , Permanente (P), Intermitente (I) ó Retardados (R)
Probabilidad	Seguro (S) , Muy Probable (MP), Probable (P), Poco probable (PP) Muy Poco Probable (MPP)
Reversibilidad	Si o No
Significancia	Del 1 al 10 de acuerdo al resto de las características

3.6.2.1 Fase Construcción

Movimiento de tierra

- Emisiones sonoras debido al movimiento de tierra

Durante la fase de construcción del tanque de amortiguación se realizarán importantes movimientos de tierra, que generarán emisiones sonoras por la presencia de maquinaria pesada, necesaria para desarrollar esta actividad. Como impacto asociado se tiene el aumento del nivel sonoro, que afectará a la población que reside en la zona circundante.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversibilidad	Significancia
Afectación a los residentes cercanos	-	2	1	P	T	S	SI	2

- Tránsito inducido de camiones de carga debido al movimiento de tierra

Durante la actividad de movimiento de tierra aumentará el tránsito de camiones de carga en las inmediaciones. Esto puede interferir la circulación normal de los vehículos por dicha zona.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversibilidad	Significancia
Aumento tránsito de carga en la zona	-	2	2	L	T	S	SI	4

- Emisiones de polvo debido al movimiento de tierra

Durante el movimiento de tierra se emitirán partículas de polvo al ambiente. Los impactos generados por esta actividad son el incremento del material particulado en el aire y la afectación al nivel de confort de los residentes cercanos.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversibilidad	Significancia
Afectación a los habitantes que residen en la zona	-	1	2	P	T	S	SI	3
Incremento del material particulado en el aire	-	1	2	P	T	S	SI	3

Dado que el material a remover en esta instancia es mayormente de tipo arcilloso se considera que la afectación a los habitantes por emisión de polvo es poco significativa.

Provisión de materiales

- Emisiones sonoras debido a la provisión de materiales

Los materiales requeridos en la fase de construcción serán provistos por camiones de carga, los que generarán emisiones sonoras al circular en la zona. Uno de los impactos asociados es el aumento en el nivel sonoro, lo que afectará a los habitantes que residen en la cercanía.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversibilidad	Significancia
Aumento en el nivel sonoro	-	1	1	P	I	S	SI	2

- Tránsito inducido debido a la provisión de materiales

Los camiones que proveerán los materiales requeridos para la ejecución de la obra incrementarán el tránsito de carga en las inmediaciones.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversibilidad	Significancia
Incremento en el tránsito de carga en las inmediaciones	-	2	1	L	I	S	SI	3

Construcción del tanque y desvío del colector

- Presencia física de la obras del colector principal y del tanque de amortiguación

La construcción del colector principal se realiza por la calle Asamblea, desde la esquina de Carlos Lallemand hasta la entrada del Complejo en la continuación de E. Arrascaeta, afectando el uso de la calle durante la obra. Por lo que el principal impacto es la afectación en la circulación local, dado que la calle que es doble mano debe dejarse de una mano y en algunos momentos cerrar el paso por ella.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversible	Significancia
Afectación a la circulación vehicular	-	2	2	-	2	2	-	2

Se considera que el impacto generado es de muy poca significancia, pero se podría minimizar el impacto publicando en los medios locales y comercios de la zona, avisos del cierre parcial o total de la calle Asamblea. De esta forma se mejora la percepción de la obra durante su ejecución y prevenir embotellamientos innecesarios.

- Emisiones sonoras producidas por la construcción del tanque y del colector principal
El uso de la maquinaria pesada en la excavación y colocación del colector, así como la construcción del tanque y del colector genera el siguiente impacto:

- ✓ Afectación a los residentes por un aumento del nivel sonoro en la zona de la obra.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversible	Significancia
Afectación a los residentes	-	2	2	P	T	S	SI	4

El emprendimiento se encuentra en la esquina de dos avenidas transitadas, por lo que se podría presumir que este aumento desde la perspectiva de los residentes podría ser algo significativo.

- Generación de residuos sólidos
 - ✓ Alteración del escurrimiento superficial y del sistema de alcantarillado, por gestión inadecuada de residuos sólidos de la obra

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversible	Significancia
Alteración del escurrimiento superficial	-	2	3	L	T	PP	SI	3

En este caso se considera el impacto generado por los residuos de la obra y que frente a la eventual precipitación lo cual podrían obstruir el escurrimiento superficial provocando acumulación de agua y residuos en zonas localmente bajas. Así como son pasibles de ser arrastrados hacia el sistema de alcantarillado provocando obstrucciones o roturas. Este impacto puede evitarse previéndose la limpieza y recolección de residuos al finalizar la jornada.

3.6.2.2 Fase Operación y Mantenimiento

- Presencia física del tanque de amortiguación y del colector

La existencia del tanque de amortiguación y la construcción del colector generan los siguientes impactos directos:

- ✓ Mejora en el nivel de vida y confort debido a la estructura
- ✓ Riesgo sanitario de los habitantes en caso de obstrucción o rotura del colector

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversible	Significancia
Mejora del nivel de vida y confort	+	2	3	L	P	MP	NO	5

El objetivo del tanque es mejorar la calidad de vida de los habitantes, aguas abajo del mismo, por lo que se considera un impacto positivo considerando el confort y la salud poblacional.

Impacto	Tipo	Magnitud	Importancia	Amplitud	Duración	Probabilidad	Reversible	Significancia
Riesgo sanitario de los habitantes	-	1	3	L	T	PP	SI	3

En caso de precipitaciones mayores a la de diseño u obstrucción del colector principal pueden producirse inundaciones locales, poniendo en riesgo sanitario la población ya que el sistema es unitario. Si bien el impacto es poco significativo, se debería realizar el mantenimiento de los colectores y limpieza de las bocas de tormenta en forma quincenal al comienzo del otoño y primavera, y luego mensualmente de forma de mantener las bocas de tormentas desobstruidas, revisar el estado del colector principal periódicamente. Se recomienda realizar la limpieza del tanque y verificar el estado del pozo de bombeo, luego de fuertes precipitaciones.

3.7 ANEXO

En este anexo se presentan las matrices de interacción y valoración de impactos utilizadas para el presente estudio.

Para la matriz de interacción se identifican las actividades que pueden impactar en alguno de los aspectos considerados, indicando en cada caso si la interacción entre ello es alta, media o baja. En la Tabla 41 se muestra la matriz de interacción mientras que en la Tabla 42 se resumen los impactos asociados a cada actividad a partir de la matriz.

Los impactos identificados son evaluados analizando las variables mencionadas en Tabla 43. Los resultados se plasman en la matriz de valoración la cual corresponde a la Tabla 44.

Tabla 41: Matriz de Interacción

			Medio Físico						Medio Antrópico					Medio simbólico			
			Calidad del aire	Nivel sonoro	Permeabilidad del suelo	Calidad del Suelo	Escurrimiento superficial	Estado general de la costa	Tránsito	Economía local	Salud poblacional	Nivel de vida y confort	Nivel de seguridad	Valor de las propiedades aledañas	Paisaje	Percepción social	Zonas de valor local
ACTIVIDAD			ASPECTO														
Fase Construcción	Movimiento de tierra	Emisiones sonoras		A							B	B				A	
		Mano de obra							M	B						B	
		Tránsito inducido de camiones de carga							A							M	
		Tránsito de maquinaria pesada en el predio														M	
		Emisiones de polvo	A								M	A					
		Presencia física													B	M	
		Contingencias (derrumbes, accidentes, etc.)											M				
	Funcionamiento de obradores	Generación de residuos sólidos			B	M					B	B			B	B	
		Uso de servicios de agua potable				B	M										
	Provisión de materiales	Emisiones sonoras		M												B	
		Transporte inducido de camiones							A							B	
		Almacenamiento y acopio de materiales			B		M								B	B	
	Construcción del tanque y del desvío del colector	Transporte interno de materiales		B													
		Presencia física				M			A			M				A	
		Emisiones sonoras		A												A	
Contingencias																	
Generación de residuos sólidos						A											

(Continúa tabla anterior)

			Medio Físico						Medio Antrópico					Medio simbólico			
			Calidad del aire	Nivel sonoro	Permeabilidad del suelo	Calidad del Suelo	Escurrimiento superficial	Estado general de la costa	Tránsito	Economía local	Salud poblacional	Nivel de vida y confort	Nivel de seguridad	Valor de las propiedades aledañas	Paisaje	Percepción social	Zonas de valor local
Fase O y M	ACTIVIDAD	ASPECTO				B		B			A	A		M		M	M
	Funcionamiento del colector, tanque de amortiguación y pozo de bombeo	Contingencias (ruptura, obstrucciones)				B					A	A			B	A	
		Contingencias en el sistema de bombeo				B		B			B	B			B	B	B
		Mantenimiento de equipos mecánicos	Mantenimiento de equipos del pozo de bombeo	B							B	B			B	B	
	Mantenimiento del tanque y pozo de bombeo	Limpieza del tanque y del pozo de bombeo	B				B			B	B		B	B	B		
		Mano de obra (SOMS)							B						B		
	Mantenimiento del alcantarillado	Tránsito de maquinaria pesada		B				M								M	
		Limpieza de residuos sólidos acumulados					B				B				B	M	
		Mano de obra (SOMS)															

Tabla 42: Impactos identificados

FASE	ACTIVIDAD	IMPACTOS
Fase Construcción	Movimiento de tierra	Aumento en el nivel sonoro Aumento del tránsito de carga en las inmediaciones Afectación a los habitantes que residen en la zona Incremento de material particulado en el aire
	Provisión de materiales	Aumento en el nivel sonoro Incremento del tránsito de carga en la inmediaciones
	Construcción del tanque y del desvío del colector	Modificación en la circulación habitual por obras en la vía pública Aumento en el nivel sonoro por emisiones sonoras de maquinaria Obstrucciones y roturas generadas por material de obra
Fase Operación y Mantenimiento	Funcionamiento del colector, tanque de amortiguación y pozo de bombeo	Mejora del nivel de vida y confort debido a la infraestructura instalada Riesgo sanitario de los habitantes

Tabla 43: Referencias para la valorización de Impactos

Tipo (T)	Positivo (+) ó Negativo (-)
Magnitud (M)	Del 1 al 5 escala exponencial
Importancia (I)	Del 1 al 5 escala exponencial
Amplitud (A)	Puntual (P), Local (L) y Global (G)
Duración (D)	Temporal (T) , Permanente (P), Intermitente (I)ó Retardados (R)
Probabilidad (P)	Seguro (S) , Muy Probable (MP), Probable (P), Poco probable (PP)Muy Poco Probable (MPP)
Reversibilidad (R)	Si o No
Significancia (S)	Del 1 al 10 de acuerdo al resto de las características

Tabla 44: Matriz de Valoración

IMPACTO	ACTIVIDAD-ASPECTO	FACTOR	T	M	I	A	D	P	R	S
Aumento en el nivel sonoro	Movimiento de tierra-Emisiones sonoras	Nivel Sonoro Percepción social	-	2	1	P	T	S	SI	2
Aumento del tránsito de carga en las inmediaciones	Movimiento de tierra-Tránsito inducido camiones de carga	Tránsito	-	2	2	L	T	S	SI	4
Afectación a los habitantes que residen en la zona	Movimiento de tierra - emisión de polvo	Nivel de vida y confort	-	1	2	P	T	S	SI	3
Incremento del material particulado en el aire	Movimiento de tierra - emisión de polvo	Calidad del aire	-	1	2	P	T	S	SI	3
Aumento en el nivel sonoro	Provisión de Materiales - Emisiones sonoras	Nivel Sonoro Percepción social	-	1	1	P	I	S	SI	2
Incremento del tránsito de carga en la inmediaciones	Provisión de Materiales - Tránsito inducido de camiones	Tránsito	-	2	1	L	I	S	SI	3
Modificación en la circulación habitual por obras en la vía pública	Presencia física de obras - Desvío del colector	Tránsito-Percepción social	-	2	2	L	T	S	SI	4
Aumento en el nivel sonoro por emisiones sonoras de maquinaria	Construcción del desvío del colector-Emisiones sonoras	Nivel Sonoro Percepción social	-	2	2	P	T	S	SI	4
Obstrucciones y roturas generadas por material de obra	Construcción del desvío del colector-Generación de residuos sólidos	Escurrimiento superficial	-	2	3	L	T	PP	SI	3
Mejora del nivel de vida y confort debido a la infraestructura instalada	Funcionamiento del tanque de laminación y colector	Nivel de vida y confort - Salud poblacional	+	2	3	L	P	MP	NO	5
Riesgo sanitario de los habitantes	Funcionamiento del tanque y colector - obstrucciones del colector o desborde del tanque	Salud poblacional Nivel de vida y confort Percepción social	-	1	3	L	T	PP	SI	3



FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE LOS FLUIDOS
E INGENIERÍA AMBIENTAL



Inundaciones en la calle Asturias
&
Impactos del Complejo Diamantis Plaza

IMPACTOS DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA
NOVIEMBRE 2013

Tutores:

Ing. Federico Charbonnier
Msc. Magdalena Rezzano
Dr. José Cataldo

Estudiantes:

Carolin Arias
Sarah Dominguez

TABLA DE CONTENIDO

1	IMPACTOS EN LOS SERVICIOS PÚBLICOS.....	108
1.1	GENERALIDADES DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA.....	108
1.2	ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	112
1.3	SERVICIO DE ALCANTARILLADO.....	118
1.4	GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS.....	123
2	EVALUACIÓN DEL CONFORT EÓLICO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA.....	131
2.1	REVISIÓN DE CONCEPTOS REFERIDOS AL CONFORT EÓLICO.....	131
2.2	REVISIÓN DE NORMATIVA INTERNACIONAL.....	144
2.3	ESTUDIO DE VIENTO A NIVEL DE SUELO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA LOFTS & TOWERS.....	150
3	ANEXO: Matriz de frecuencias de los puntos de estudio.....	166

Cada torre cuenta con 21 pisos, conformados por apartamentos de 1, 2 y tres dormitorios, y pent-houses de 4 dormitorios, que totalizan 110 unidades habitacionales (ver Figura 3).

Tabla 1: Distribución de apartamentos por planta para cada torre

PLANTA	
2 AL 7	6 apartamentos de 2 dormitorios
8 AL 17	2 apartamentos de 1, 2 y 3 dormitorios
18 AL 19	4 apartamentos de 3 dormitorios
20	4 apartamentos de 2 dormitorios
21	2 pent-house de 4 dormitorios cada uno

Figura 3: Vista del Complejo DP L&T desde la calle Rivera



Dos de los sectores de lofts están destinados a vivienda, totalizando 77 mono-ambientes distribuidos en dos pisos, por lo que el Complejo cuenta con 407 unidades en total.

El tercer sector, situado entre medio de los anteriores, está destinado a servicios y contará con piscina climatizada, sauna, gimnasio, salón de fiestas, canchas de deportivas y alojamiento para visitas.

En la Figura 4 se muestra una vista del Complejo desde la calle Asamblea, donde se conserva la fachada original de los galpones de la Fábrica Cristalerías del Uruguay.

Figura 4: Vista del Complejo DP L&T desde la calle Asamblea



Asimismo, en la zona central del predio se prevé un área de esparcimiento al aire libre, en la cual se ubicará un parque acuático (ver Figura 5).

Figura 5: Espacios comunes al aire libre



Actualmente el Complejo se encuentra en etapa de construcción y su finalización se prevé para julio de 2014. La primera torre, situada sobre Solano López, se encuentra habitada, mientras que la segunda torre será entregada a fines de este año. En la Figura 6 y Figura 7 se muestra el avance de la obra a Julio 2013.

Figura 6: Vista de la obra desde la calle Asamblea - Julio 2013



Figura 7: Vista de la obra desde Av. Gral. Rivera - Julio 2013



1.2 ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

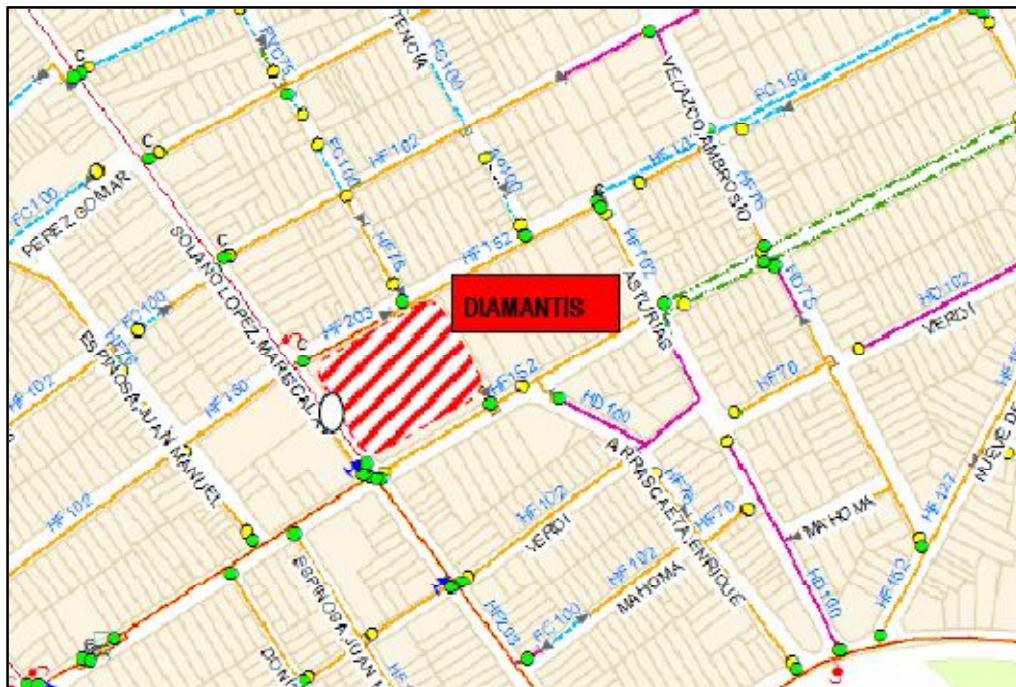
El Complejo Diamantis Plaza se abastecerá de la red de distribución de agua potable operada por OSE, a través de una única entrada que contará con un medidor de 100 mm.

La tubería de entrada se conectará a la red existente sobre Solano López, conformada por una tubería de hierro fundido de 254 mm de diámetro.

La red de distribución se encuentra sectorizada, de forma tal que cada sector tiene un punto de abastecimiento y se vincula a otras zonas mediante válvulas de paso, las cuales permanecen cerradas cuando el sector está cerrado.

En la Figura 8 se esquematiza la red de distribución existente en la zona circundante al Complejo.

Figura 8: Red de distribución de agua potable en la zona del Complejo



El Complejo se encuentra dentro de uno de los sectores de OSE, donde la distribución de agua se realiza desde un único punto de entrada del caudal, ubicado en Av. Gral. Rivera y Av. Batlle y Ordoñez, y se encuentra aislado de otras zonas. En la Figura 9 se indica el sector de referencia en color verde.

En este caso, además, se cuenta a la entrada con una válvula de regulación de presión, de forma de evitar presiones excesivas en la red de distribución.

Los valores proporcionados por OSE a la entrada del sector corresponden a los caudales mensuales de los últimos 2 años. Además se realizó una medición de presiones en la válvula reguladora.

A partir de los caudales mensuales, se determina que el consumo promedio mensual que ingresa al sector es de aproximadamente 60000 m³/mes, y un caudal diario de 2000 m³/día.

La presión máxima a la entrada del sector es 27 m.c.a (metros de columna de agua) midiéndose una presión mínima de 22 m.c.a al mediodía.

Figura 9 : Sectores conformados con válvula reguladora de presión a la entrada



1.2.1 Dotación del Proyecto

A efectos de determinar la demanda de agua potable del Complejo, se estimó el número de personas a partir de la cantidad de dormitorios, considerando 2 personas por cada uno de ellos. En la Tabla 2 se resume la demanda correspondiente a cada torre y al total de lofts.

Tabla 2: Demanda de agua potable por torre y el total de lofts

POR TORRE	
DOTACIÓN (L/hab/día)	180
Personas por Dormitorio	2
Cantidad de Dormitorios	232
Personas por Torre	464
Volumen por Torre (m³/d)	84
TOTAL DE LOFTS	
DOTACIÓN (L/hab/día)	180
Personas por Dormitorio	2
Cantidad de Dormitorios	77
Personas en el total de Lofts	154
Volumen por total de Lofts (m³/d)	28

De acuerdo a lo indicado en la Tabla 1 y Tabla 2, la población total del Complejo es de 1546, para las cuales se considera una dotación de 180 L/hab/día, valor recomendado por la IM, de acuerdo a las características del emprendimiento. En la Tabla 3 se resumen los valores correspondientes a la demanda total del Complejo.

Tabla 3: Demanda total de agua potable del Complejo DP L&T

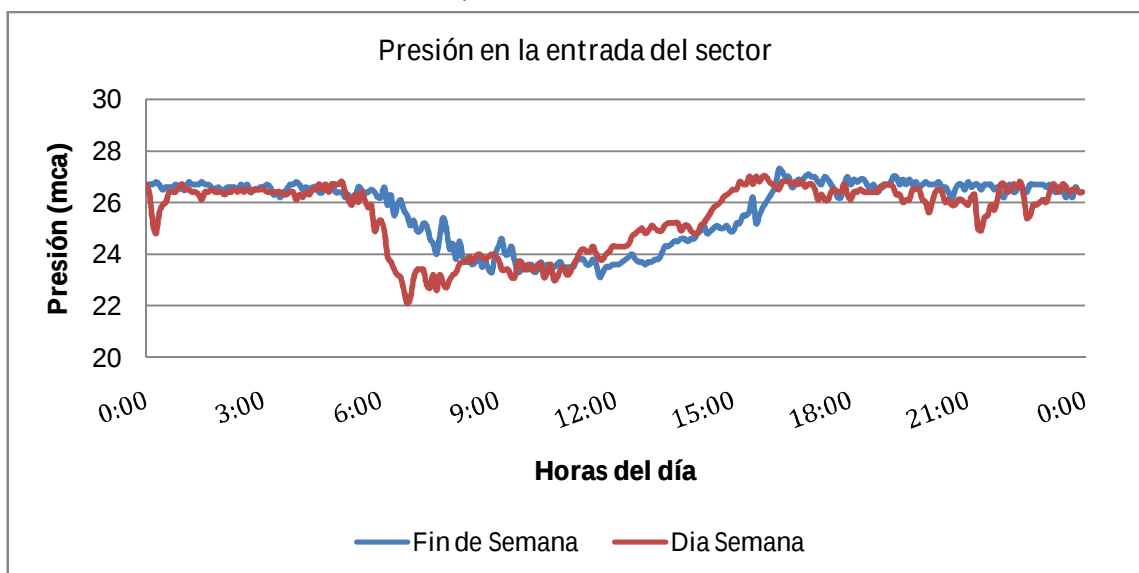
DEMANDA DOMÉSTICA	
Dotación (L/hab/día)	180
Población del Complejo	1.546
Demanda Diaria (m ³ /d)	278
Demanda Horaria (m ³ /h)	11,6

1.2.2 Impacto en la Red de Agua Potable

Se pretende analizar los consumos de agua potable de la zona, previos a la existencia del Complejo, de forma de evaluar el impacto del mismo en la red de distribución. A estos efectos se realizó un modelo de la red utilizando el software EPANET de la Environmental Protection Agency (EPA), a partir del cual se determinan las presiones en los puntos de interés.

Se cuenta con información recabada en OSE correspondiente a caudales mensuales y con datos de presiones medidos en la válvula reguladora a la entrada del sector. Estos últimos se presentan en el Gráfico 1, del cual se desprende que el comportamiento durante la semana es prácticamente el mismo que durante el fin de semana. La presión máxima que se alcanza en el sector es de 27 m.c.a y la presión mínima es de 22 m.c.a.

Gráfico 1: Distribución de presiones a la entrada del sector de referencia



Para la elaboración del modelo se determina la demanda diaria en los nodos ubicados sobre las troncales (las tuberías de mayor diámetro), a partir de los datos de población del censo 2011 (INE), considerando una dotación de 150 L/hab/día en la zona, de forma de corresponder a los datos existentes.

Dado que no se hicieron sustituciones en la red, las pérdidas se estiman en un 20 %. Los valores de los coeficientes pico k_1 y k_2 se toman de la reglamentación de OSE. Estos valores se resumen en la Tabla 4.

$$k_1 = \frac{\text{Caudal Máximo Diario}}{\text{Caudal Medio Diario}} \quad k_2 = \frac{\text{Caudal Máximo Horario}}{\text{Caudal Medio Horario}}$$

Tabla 4: Datos considerados en el Modelo

Dotación (m ³ /hab/día)	0,15
k_1	1,5
k_2	1,5
Pérdidas en la red	20%

El caudal máximo horario se calcula como:

$$Q_{\text{máximo horario}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{h}} \right) = \frac{\text{Población} * \text{Dotación} * k_1 * k_2 * (1 + 0.2)}{24}$$

Y el caudal medio mensual se determina a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{\text{medio mensual}} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{mes}} \right) = \text{Población} * \text{Dotación} * (1 + \% \text{ pérdidas}) * 30$$

Este resultado se presenta en la Tabla 5 y se compara con los datos de caudales ingresados al sector, los cuales se presentan en la Tabla 6.

Tabla 5: Caudal máximo horario del sector (calculado)

SECTOR RIVERA Y PROPIOS		
Población Censo 2011	Q Máximo, h(m ³ /h)	Q medio mensual (m ³ /mes)
12.058	253	65.113

Tabla 6: Caudales medidos en la entrada del sector desde el año 2011 al 2013

DATOS DEL MEDIDOR		Q medio mensual (m ³ /mes)	Q medio diario (m ³ /d)	Q medio horario (m ³ /h)
2011	Set-Dic	58.155,7	1.906,7	79,5
2012	Ene-Oct	56.548,7	1.854,0	77,3
2013	Feb-May	76.579,5	2.510,8	104,6

1.2.3 Resultados de la Modelación en EPANET

En la Figura 10 y Figura 11 se presenta la distribución de presiones en el sector de referencia, correspondiente a la situación previa y posterior a la conexión del Complejo, respectivamente, considerando como parámetros la presión mínima de entrada al sector y el caudal máximo horario en los nodos.

Para la situación posterior a la conexión del Complejo, si bien existen nodos con presiones mayores a las permitidas (zona color rojo), las mismas corresponden a puntos con cotas muy bajas, donde probablemente existen válvulas reguladoras para estos casos.

La referencia de colores utilizada para representar los distintos rangos de presiones es la siguiente:

Color	Presión (m.c.a)
	<0
	0-15
	15-25
	25-35
	>35

Figura 10: Distribución de Presiones del Sector previo a la conexión del Complejo (situación actual)

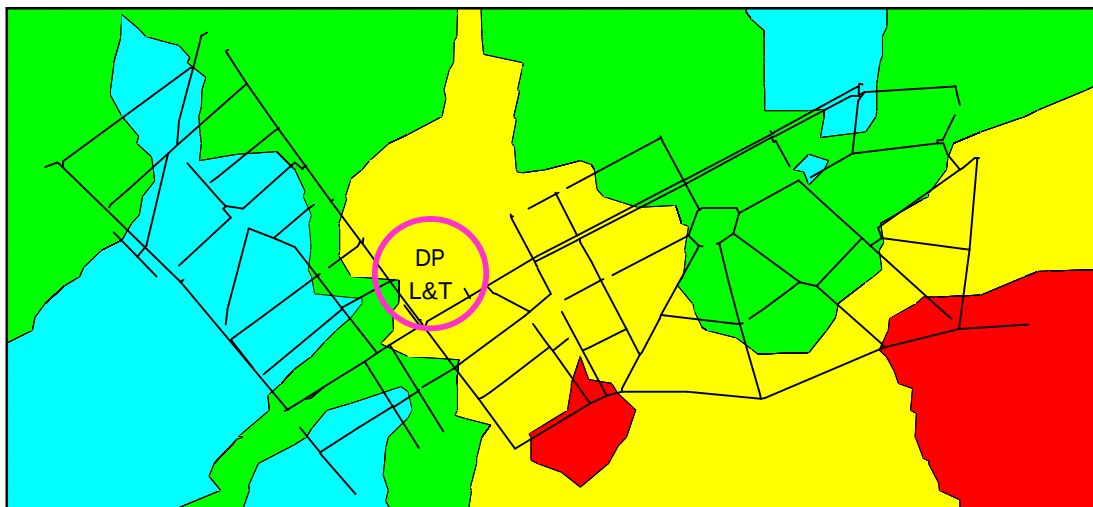
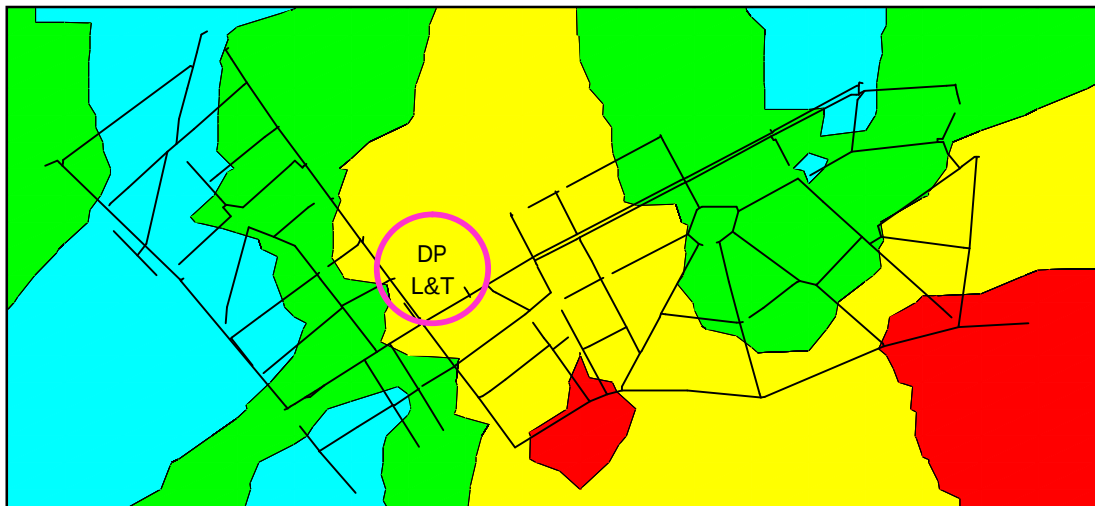


Figura 11: Distribución de Presiones con el Complejo conectado (situación futura)

1.2.4 Conclusiones

La red existente cubría la demanda diaria de la antigua Fábrica Cristalerías del Uruguay, la cual se podría considerar semejante a la requerida por el Complejo, teniendo en cuenta que utilizan la misma entrada de agua con un medidor del mismo diámetro (el cual se encuentra en función del caudal máximo que ingresa al predio), para abastecer todo el Complejo.

Si bien se han realizado modificaciones a la red de distribución, la zona no presenta problemas en la distribución de agua, en general el problema es por exceso de presiones en algunos puntos.

Por otro lado, analizando los resultados de la modelación realizada en EPANET y observando los caudales medidos en el sector de referencia, se puede inferir que la respuesta de la red a la demanda actual del Complejo no cambia por la presencia del mismo.

1.3 SERVICIO DE ALCANTARILLADO

La zona donde se ubica el Complejo Diamantis Plaza cuenta con servicio de alcantarillado público, a cargo de la Intendencia de Montevideo.

Se trata de un sistema de tipo unitario, por lo que las aguas pluviales y las aguas servidas desaguan en forma conjunta a los colectores existentes. En este caso, la conexión a la red de alcantarillado se prevé en 8 puntos diferentes, cuyas características se indican en Tabla 7.

Tabla 7: Puntos de Conexión del Complejo DP L&T a la red de alcantarillado

CÁMARA DE CONEXIÓN N°	Se conecta a:	Diámetro conexión (mm)	Cota Terreno (m)	Cota Zampeado (m)	Profundidad (m)
1	Solano López	160	-3,00	-4,40	1,50
2	Asamblea	160	-5,65	-7,19	1,27
3	Asamblea	160	-5,90	-7,36	1,40
4	Asamblea	160	-5,20	-7,62	1,50
5	Solano López	160	-5,20	-4,45	1,50
6	Solano López	160	-0,80	-1,40	0,60
7	Gral. Rivera	250	-4,50	-5,02	1,12
8	Gral. Rivera	250	-5,40	-6,57	1,17

1.3.1 Determinación del caudal de aporte doméstico

A partir de la demanda de agua potable, se calculan los caudales de retorno a la red de alcantarillado considerando un coeficiente de retorno de 90%. Los valores utilizados en el cálculo y los resultados del mismo se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8: Cálculo de aportes domésticos

Dotación (L/hab/d)	180
Total Demanda Diaria (m³/d)	295
Coeficiente de Retorno	0,9
Total Aporte Doméstico (m³/d)	265
Aporte Doméstico (l/s)	3,1

1.3.2 Determinación del caudal de aporte pluvial

Originalmente la Fábrica Cristalerías del Uruguay ocupaba el predio donde se ubica el Complejo y dos predios aledaños, cuya superficie era totalmente impermeable (ver Figura 12).

El proyecto Complejo Diamantis Plaza prevé un área exterior de 7000m², la cual será ocupada por piscinas, caminería y áreas verdes. Salvo el área de las piscinas el resto es parte del área de aporte.

Figura 12: Imagen Satelital de la Fábrica Cristalerías del Uruguay



A efectos de determinar el aporte pluvial a la red de alcantarillado, se consideran las áreas impermeables correspondientes a las azoteas, la zona de piscinas, la caminería y las paredes laterales (50% del área). En la Tabla 9 se resumen las áreas de aporte consideradas, las que totalizan 1,80 ha.

Tabla 9: Áreas impermeables del Complejo

Áreas Impermeables (ha)	
Área Azoteas Torres A, B y C	0,19
Área Lateral Torres A, B y C	0,63
Área Azoteas Lofts	0,27
Área Lateral Lofts	0,29
Área Exterior (sin piscinas)	0,42
Total	1,80

El caudal de aporte pluvial se determina utilizando la formulación propuesta por el Método Racional. Se adopta un coeficiente de escorrentía igual a 1, pues se trata de escurrimiento sobre techos y azoteas, y una intensidad de lluvia de 100 mm/h, la cual se corresponde con la intensidad considerada en la cuenca que incluye al predio, para 10 años de período de retorno.

El caudal de aporte pluvial obtenido es de aproximadamente 500 L/s, el cual se presenta en la Tabla 10 en conjunto con los valores utilizados para su obtención.

Tabla 10: Cálculo del aporte pluvial

Área de Aporte (ha)	1,80
C	1
I (mm/h)	100
Caudal de aporte pluvial (L/s)	500

1.3.3 Impacto en la Red de Alcantarillado

A partir de los aportes determinados en los puntos anteriores, se tiene que el caudal de aporte total a la red es de 0,64 m³/s (ver en la Tabla 11).

Tabla 11: Resumen de aportes a la red de alcantarillado

Caudal Doméstico (L/s)	3,07
Caudal Pluvial (L/s)	500,00
Caudal Total (L/s)	503,07

Por otro lado, se determinan los caudales máximos correspondientes a cada conexión, para lo cual se asume que los respectivos diámetros fueron diseñados contemplando un tirante máximo equivalente al 85% de los mismos. La pendiente de conexión se considera entre 2 % y 5 %, utilizando este último valor para los cálculos.

Los respectivos caudales se calculan aplicando la Fórmula de Manning, adoptando un coeficiente de rugosidad de 0,011 para PVC. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 12.

Fórmula de Manning:

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{A * R_H^{2/3} * S_0^{1/2}}{n}$$

Tabla 12: Caudales máximos por conexión

CÁMARA DE CONEXIÓN N°	Diámetro (mm)	n	So (m/m)	A (m ²)	Rh (m)	Q (m ³ /s)
1	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
2	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
3	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
4	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
5	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
6	160	0,011	0,05	0,02	0,05	0,05
7	250	0,011	0,05	0,05	0,07	0,17
8	250	0,011	0,05	0,05	0,07	0,17
						0,64

1.3.4 Resultados de la modelación en SWMM

Los caudales hallados se ingresaron al modelo computacional descrito en la Parte 1, con el tanque de amortiguación funcionando.

Como resultado de esta nueva modelación se presentan en las siguientes figuras los caudales en los tramos más comprometidos de la red.

El aporte del Complejo no se refleja en el caudal del colector principal, dado que sólo corresponde al 3 % del caudal que ingresa al mismo. Por lo tanto, se puede inferir que el sistema no se ve afectado por estos aportes.

Figura 13: Caudal en el colector principal entre Verdi y Mahoma

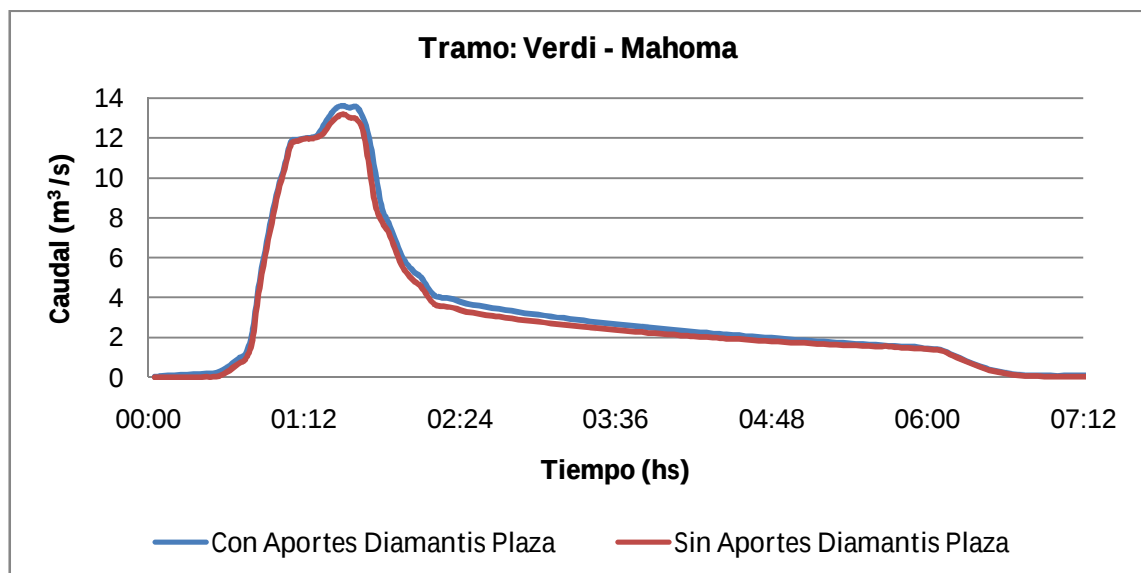


Figura 14: Caudal en el colector Principal entre Mahoma y la Rambla

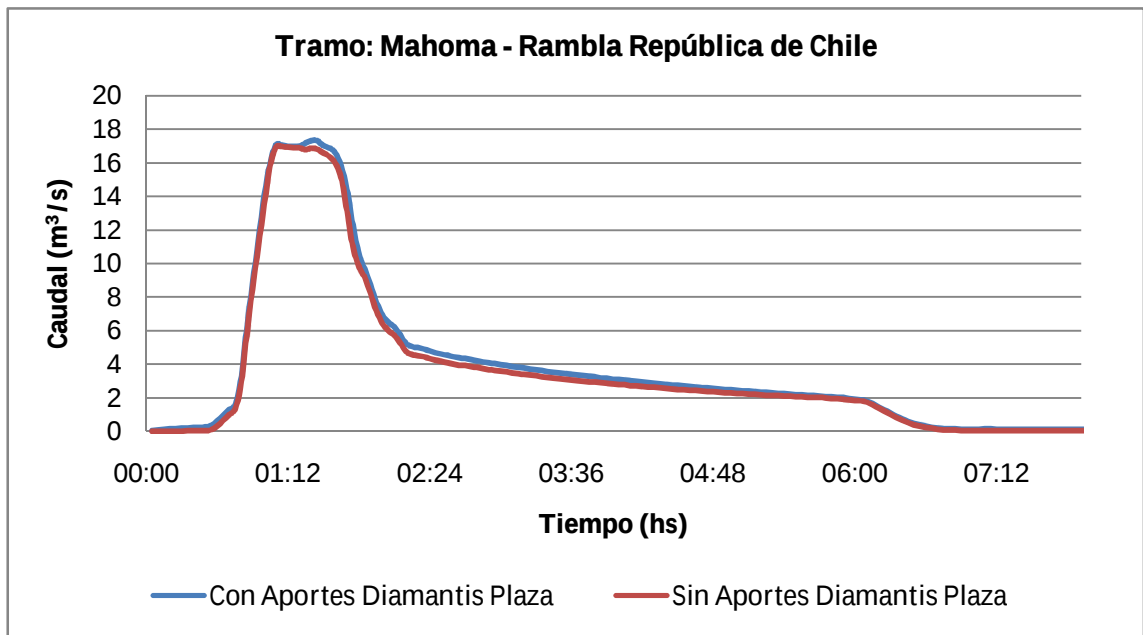
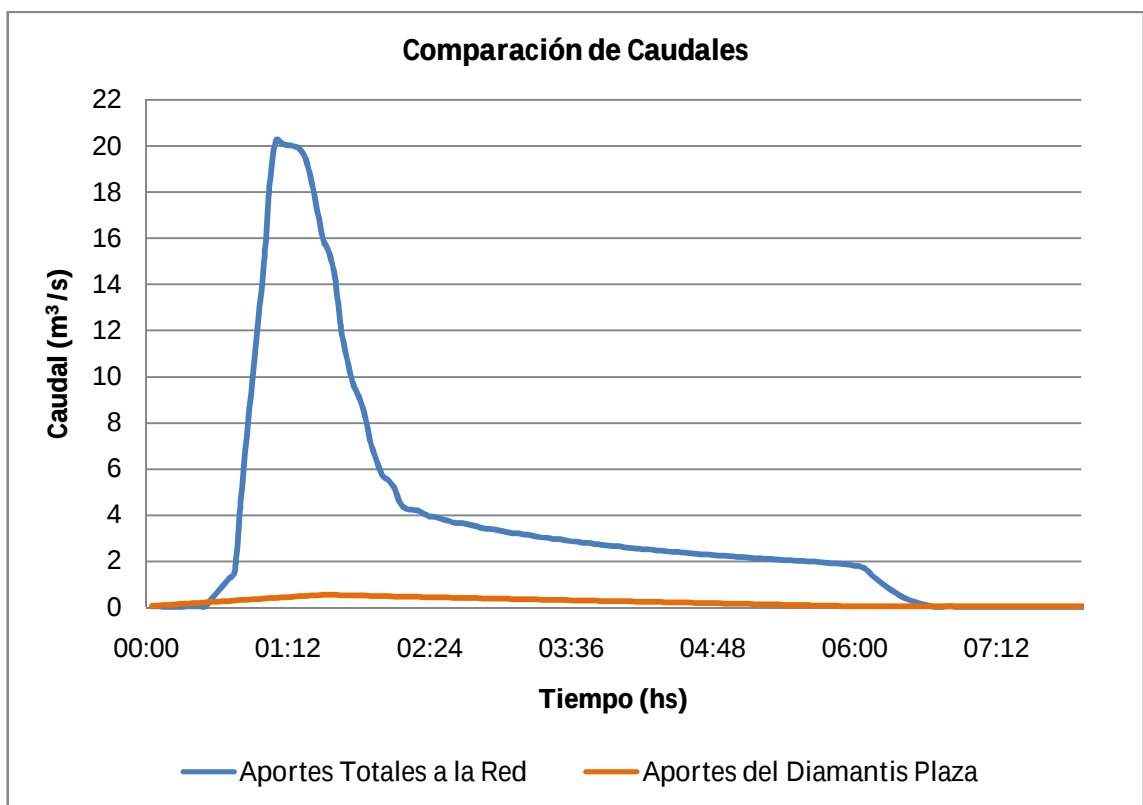


Figura 15: Comparación de los aportes de la cuenca y del Complejo a la red de alcantarillado



1.4 GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS

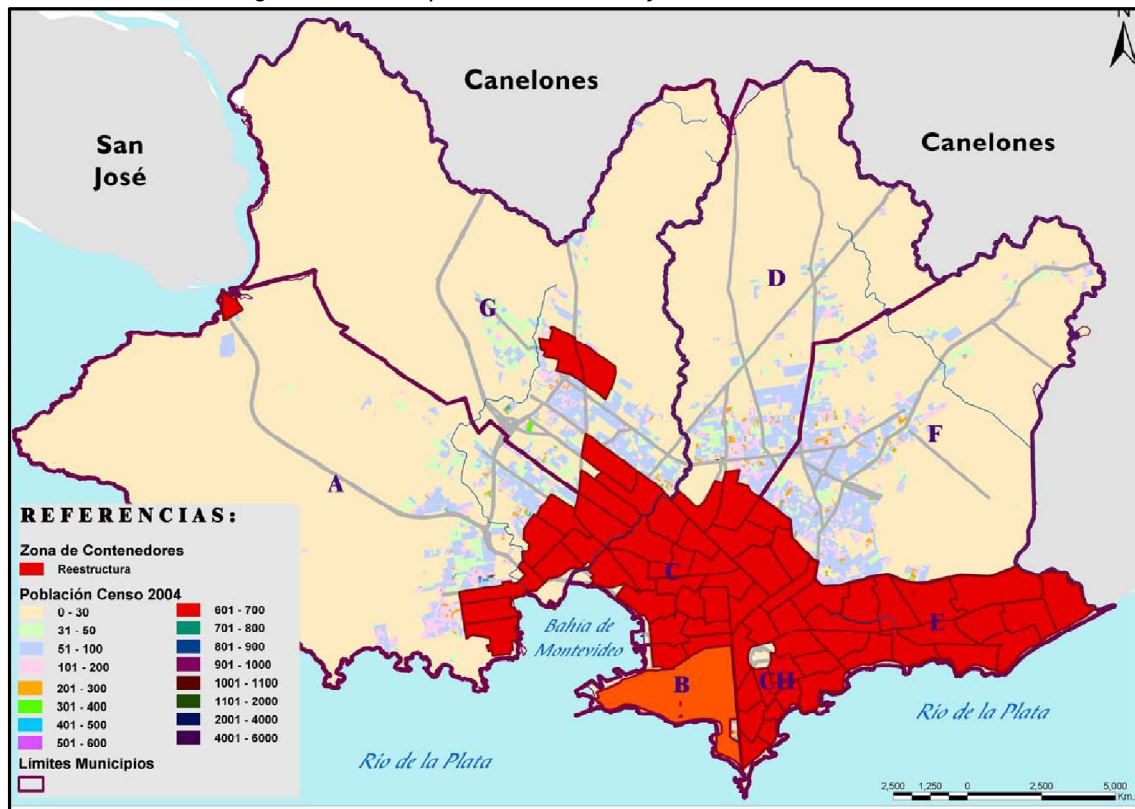
1.4.1 Descripción del sistema de recolección

El sistema de recolección de residuos domiciliarios, en el 70% de Montevideo, está previsto a través de contenedores de 2,4 m³ ó 3,2 m³ de capacidad, ubicados en calzadas y/o aceras.

La recolección se realiza mediante de camiones recolectores-compactadores que vacían los contenedores 3 veces por semana. Cada municipio está dividido en circuitos de recolección, conformados por 100 a 120 contenedores aproximadamente.

El circuito que corresponde a la zona del Complejo es el identificado como E-05 (ver Figura 17) y cuenta con 110 contenedores de 2,4 m³, cuya recolección se realiza los días lunes, miércoles y viernes.

Figura 16: Municipios de Montevideo y Zona de Contenedores



1.4.2 Cálculo del Volumen de Residuos Sólidos Generados

El volumen de residuos generado por el Complejo se determina a partir de la población del mismo, considerando distintas tasas de generación. Los valores adoptados se basan en el Plan Director de Residuos Sólidos de Montevideo y Área Urbana (PDRS) del año 2005, y en los resultados del trabajo titulado “Caracterización y Valorización de Residuos Sólidos Domiciliarios de la Ciudad de Montevideo”, realizado por D'Angelo & Kok en el año 2012.

La diferencia entre ambos trabajos radica en el procedimiento mediante el cual se toman los datos de generación. En el estudio realizado por D'Angelo & Kok, se trabaja con los residuos generados in situ, mientras que en el PDRS se toman en el sitio de disposición final.

En la siguiente tabla se presentan los volúmenes obtenidos considerando las tasas de generación descriptas.

Tabla 13: Volumen diario de residuos generado por el Complejo

	D'Angelo &Kok (2012)	PDRS (2005)
Tasa Generación (kg/hab/día)	0,4	0,5
Población (hab)	1546	1546
Volumen (kg/día)	618,4	773
Densidad Media (kg/m ³)	88,4	88,4
Volumen diario (m ³ /d)	7,0	8,7

Los residuos generados deben acumularse para poder ser retirados por el servicio de la Intendencia. El volumen máximo generado entre cada recolección (3 días) es de 21 m³, lo que se traduce en 9 contenedores de 2,4 m³ o 7 contenedores de 3,2 m³. Esto representa un 8% del total de contenedores del circuito de recolección, lo cual resulta un impacto a mitigar.

1.4.3 Alternativas analizadas

Se analizan alternativas para mitigar el impacto de los residuos generados por el Complejo sobre la gestión de residuos actual.

1.4.3.1 Sistema Actual

Para recolectar los residuos generados por el Complejo mediante el sistema de recolección actual, se debe modificar el circuito de recolección e incorporar los contenedores necesarios.

Esto implica agregar 9 contenedores de 2,4 m³ o 7 de 3,2 m³ en las veredas y/o aceras circundantes al Complejo. Una opción sería ubicarlos sobre la vereda de la calle Asamblea y adecuar el recorrido actual para cubrir esa cuadra.

En la Figura 17 se indican las modificaciones que se podrían realizar a estos efectos. A saber:

- en rojo se indica la primera modificación, que implica seguir una cuadra más por Asamblea hasta Lallemand, en vez de doblar por Solano López;
- en naranja se indica la segunda modificación, que propone continuar hasta Solano López el recorrido que viene por Asamblea desde el Este, en vez de doblar por Resistencia, siguiendo el circuito como se encontraba previsto.

Respecto a esta alternativa, si bien sería posible modificar el circuito de recolección, no se considera adecuado incorporar esa cantidad de contenedores en el espacio público. Por este motivo se proponen otras alternativas para disminuir el volumen de residuos generados por el Complejo.

Figura 17: Circuito de recolección en la zona del Complejo DP L&T



1.4.3.2 Clasificación en Origen

El sitio de disposición final de residuos sólidos en Montevideo se ubica en la calle Felipe Cardozo. Si bien se han realizado varias mejoras en la infraestructura existente en el mismo, su vida útil se encuentra limitada a pocos años más.

La Intendencia de Montevideo viene desarrollando acciones tendientes a disminuir los volúmenes de residuos que ingresan al sitio de disposición final. En este sentido, cabe mencionar que dentro del Plan de Acción planteado en el año 2011, se encuentran los convenios establecidos con Complejos Habitacionales para la clasificación en origen de los residuos, en secos y húmedos.

Asimismo, se está implementando un plan piloto en la zona del municipio CH ("Mi Barrio Clasifica"), donde se promueve la separación domiciliar de residuos secos (latas, plásticos, papel, cartón y vidrio limpios) y húmedos. Para ello la Intendencia entrega contenedores de 770 litros de capacidad (color naranja), para almacenar los residuos secos, los cuales retira dos veces por semana.

Cabe aclarar que en todos los casos los contenedores se encuentran dentro de los complejos o edificios.

En este escenario, el Complejo Diamantis Plaza se podría incorporar a esta modalidad piloto. Los contenedores requeridos se podrían almacenar en los depósitos para residuos existentes en cada torre.

A efectos de evaluar esta alternativa se estima la cantidad de residuos secos generados. En la Tabla 14 se presenta la composición de los residuos en porcentaje, de acuerdo a los resultados obtenidos por D'Angelo & Kok (2012). Considerando estos porcentajes y las densidades medias estimadas en cada uno, se determina el volumen generado en cada caso (ver Tabla 15).

Tabla 14: Composición en porcentaje en peso de los residuos sólidos (D'Angelo & Kok, 2012)

	Porcentaje en Peso
Residuos Alimenticios	65%
Secos Limpios	18%
Otros	15%

Tabla 15 : Clasificación en origen - volúmenes diarios generados en el Complejo DP L&T

	Densidad (kg/m ³)	Volumen en m ³ /d	
		Tasa de 0,4 kg/hab/día	Tasa 0,5 kg/hab día
Residuos Secos	50	2,26	2,26
Residuos Húmedos	200	2,02	2,53

Teniendo en cuenta el volumen de residuos secos generado y la frecuencia de recolección adoptada en el plan piloto, se deberían considerar contenedores de mayor capacidad para su almacenamiento. En la Tabla 16 se indica la cantidad de contenedores necesarios según su capacidad.

En este caso, se debería prever dentro del Complejo 4 o 5 contenedores para los residuos secos, a gestionar mediante el plan piloto, y 2 o 3 contenedores en la vía pública para los residuos húmedos, a gestionar mediante el sistema actual.

Tabla 16: Cantidad de contenedores necesarios según su capacidad

	Seco	Seco
	Tasa 0,4 kg/ hab.día	Tasa 0,5 kg/ hab.día
Volumen diario (l/d)	2,26	2,83
Máx. cantidad de días entre recolección	4	4
Volumen generado a recolectar	9,05	11,32
Cantidad Contenedores 770 l	12	15
Cantidad Contenedores 2,4 m ³	4	5
Cantidad Contenedores 3,2 m ³	3	2

1.4.3.3 Contenedores Soterrados o Semi-Enterrados

Otra opción sería utilizar en la zona contenedores soterrados, que si bien se mencionaban en el PDRS del año 2005, la tecnología no estaba completamente desarrollada. Actualmente, es una alternativa aplicada en varios países del mundo, que presenta varias opciones dependiendo de las necesidades tanto de espacio como de capacidad.

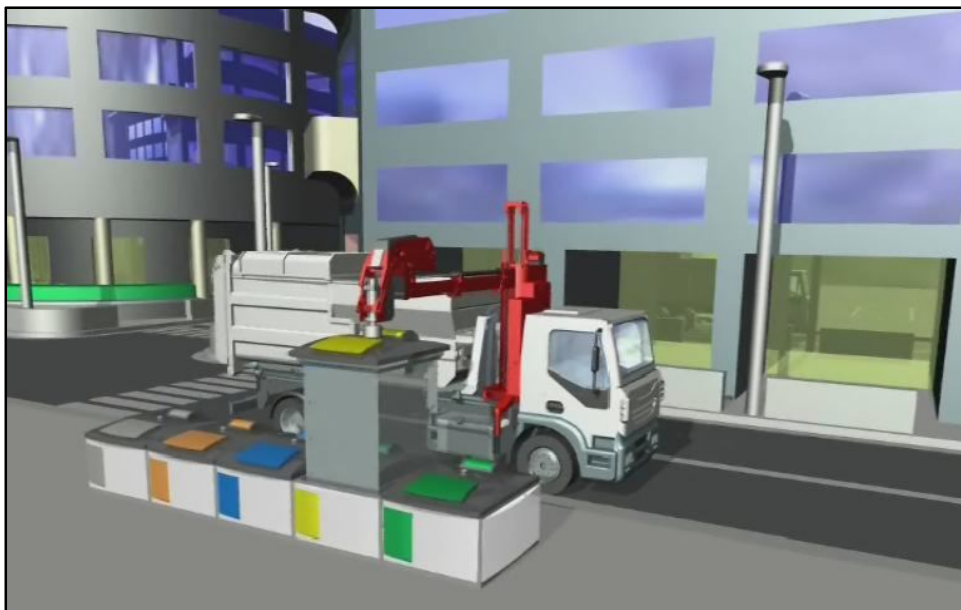
Los contenedores soterrados permiten la recolección selectiva de cualquier tipo de residuo, con capacidades de 3 y 5 m³, y no requieren de energía eléctrica para su funcionamiento. Cada contenedor viene con una estructura prefabricada que permiten distintas configuraciones de colocación de acuerdo a las necesidades. En la Figura 18 se muestra el sistema con uno de los contenedores siendo vaciado.

La empresa que actualmente suministra contenedores y camiones a la Intendencia, cuenta con esta línea de contenedores soterrados y camiones recolectores. Igualmente, existe variedad de empresas que comercializan esta línea de contenedores así como los camiones para su recolección.

Figura 18: Contenedor soterrado Easy Underground

También existen contenedores semi enterrados de forma cuadrangular, en donde sólo 2/3 del total se encuentra enterrado. Son similares a los que existen actualmente pero ocupan menos espacio sobre la acera y tienen mayor capacidad. En la Figura 19 y Figura 20 se muestra este tipo de contenedores y una proyección del volumen que ocupan en la acera.

Se adjunta un catálogo de los contenedores soterrados, semi soterrados y el sistema completo (incluyendo el camión de recolección y lavado) de la empresa Equiurbe¹ de Sevilla, España.

Figura 19: Contenedores semi enterrados Easy²

¹www.equiurbe.com

² Imágenes extraídas de www.nordengineering.com

Figura 20: Extracción de un contenedor semi enterrado

1.4.4 Conclusiones

El problema que generan los residuos sólidos es común a todas las ciudades y Montevideo no es una excepción.

Existen políticas para la reducción y clasificación de los residuos generados, las cuales se irán implementando de forma paulatina hasta convertirse en obligatorias.

Para la gestión de los residuos del Complejo Diamantis Plaza se propone una clasificación en origen para los residuos secos y una batería de contenedores en la vía pública para los residuos húmedos. Esto se podría enmarcar dentro de una política de renovación de la flota de recolección, implementando alguno de los sistemas de contenedores enterrados o similares.

2 EVALUACIÓN DEL CONFORT EÓLICO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA

2.1 REVISIÓN DE CONCEPTOS REFERIDOS AL CONFORT EÓLICO

2.1.1 Introducción

El confort en espacios urbanos abiertos ha sido motivo de estudio en los últimos años, en virtud del reconocimiento que ha recibido en la contribución a la calidad de vida en estos espacios, y por consiguiente, la afectación que tiene en lo económico y social. En este sentido, se ha analizado el efecto del viento sobre el confort de las personas que utilizan espacios abiertos.

La construcción de nuevas edificaciones inevitablemente produce cambios en su entorno. En particular, los edificios altos producen incrementos en la velocidad del viento a nivel peatonal, que pueden dar lugar a situaciones de falta de confort o inclusive a situaciones de peligro para los peatones. Esto es consecuencia, fundamentalmente, de la interacción entre el viento y la edificación, que oficia de obstáculo.

2.1.2 Efecto de los obstáculos sobre el viento

Los efectos generados por estas edificaciones en el viento a nivel peatonal, se pueden asociar a varias situaciones del flujo:

- Contracciones del flujo con un eventual aumento de la velocidad del aire (Efecto Venturi) generados por la presencia de otros edificios.
- Generación de vórtices entre el edificio y el obstáculo, generados por el flujo descendente de aire desde el punto de estancamiento como se puede ver en la Figura 21 y en la Figura 22 (Flujo descendente Vertical)
- La división del flujo sobre la cara frontal del edificio; en el punto de estancamiento, el cual se encuentra aproximadamente a $2/3$ de la altura del mismo, en varios flujos que continúan por arriba y hacia los costados del edificio como se observa en la Figura 22 (Flujos en las esquinas)

En la Figura 23 se puede observar las relaciones obtenidas a partir de estudios en el túnel de viento, entre la velocidad generadas con los edificios y sin los edificios, medidas a la misma altura.

Figura 21: División del flujo frontal y generación de vórtices entre el edificio y el obstáculo

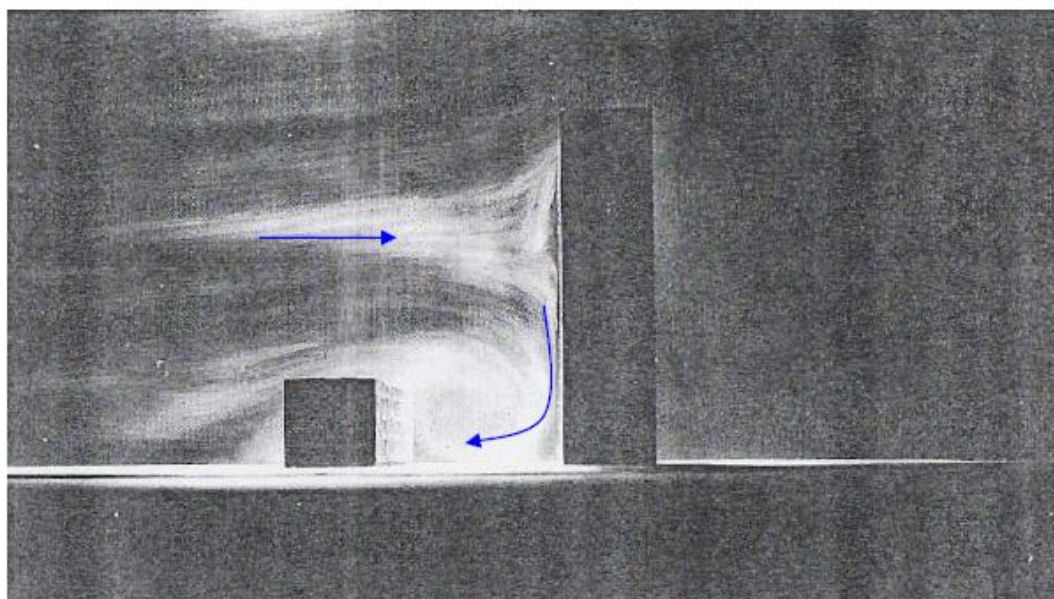


Figura 22: Flujos laterales y punto de estancamiento

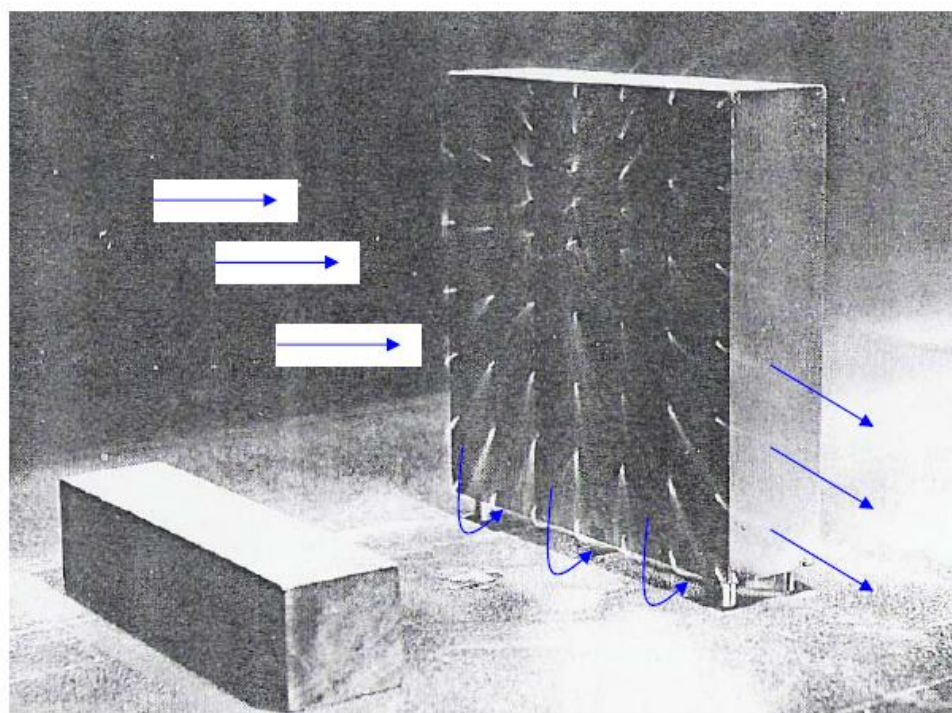
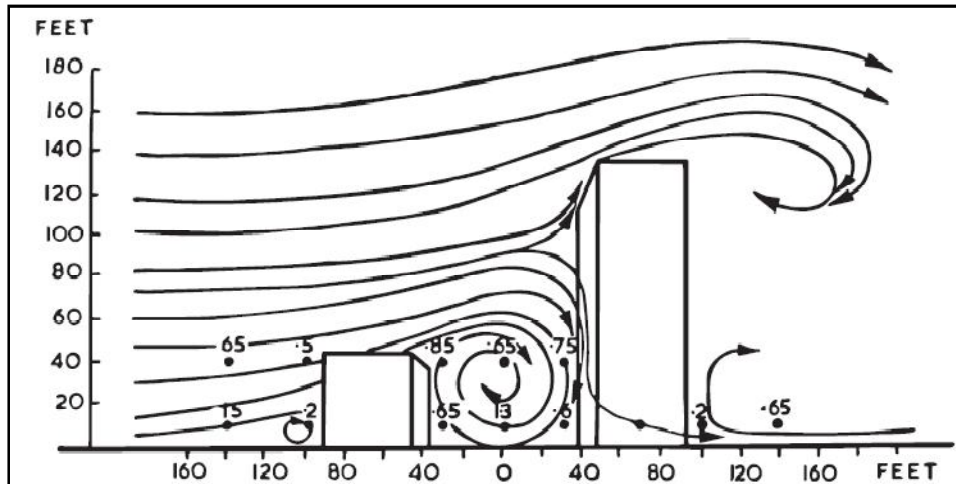
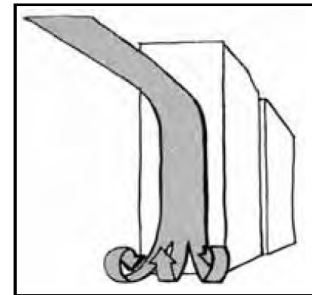


Figura 23: Relaciones de velocidades de viento medidas en el túnel de viento³.



Flujo vertical descendente

La distribución de presiones en la fachada frontal al viento, por debajo de su punto de estancamiento, produce un flujo vertical descendente que genera un vórtice en la base de la edificación, lo que aumenta la velocidad en esa zona.

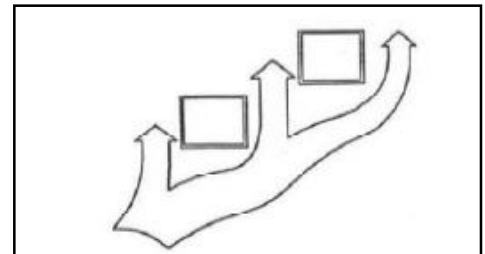


Este flujo es significativo debido a que la presión es proporcional al cuadrado de la velocidad y aumenta con la altura.

Dado que la velocidad aumenta con la altura, y el punto de estancamiento se encuentra aproximadamente a $2/3$ de la misma, las velocidades inducidas a nivel del suelo, aumentan con la altura del edificio. Asimismo en ciertas condiciones, el vórtice detrás de un edificio de menor altura ubicado corriente arriba del edificio en estudio puede aumentar la intensidad del vórtice correspondiente al mismo, incrementando las altas velocidades en su base. Así mismo, los edificios circundantes pueden inducir fuertes corrientes sobre los lados del edificio de elevada altura.

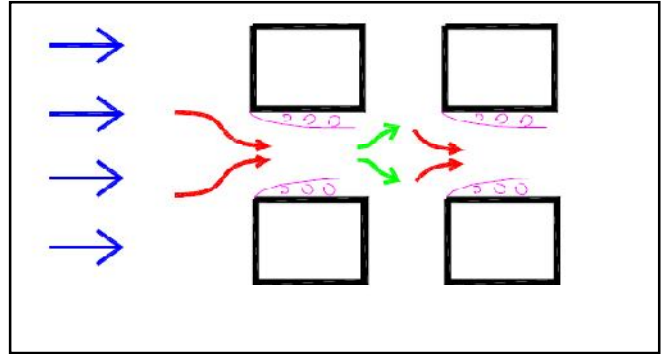
Contracciones

El fenómeno se da a diversas escalas, desde las manzanas que generan aumento de velocidades en las vías intermedias así como los edificios circundantes pueden inducir fuertes corrientes sobre los lados del edificio.



³Pedestrian Wind Environment around Buildings: Literature Review and Practical Examples, BERT BLOCKEN AND JAN CARMELIET (2003)

Asimismo el mismo bloqueo del edificio, genera que la capa límite se desprenda lateralmente, produciendo vórtices laterales y disminuyendo el área efectiva entre los edificios, aumentando la velocidad media.



Flujo en las esquinas

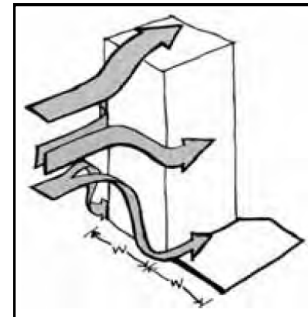
Debido a la diferencia de presiones entre la fachada frontal al viento y la fachada lateral y posterior, se generan altas velocidades de vientos locales en las esquinas o en regiones en donde se comunican ambas caras.

También pueden generarse en las caras laterales vórtices y turbulencias, producto de la separación de la capa límite.

La zona de transición entre la alta y baja velocidad del viento en las esquinas es pequeña, por lo que, los peatones que cruzan esta zona, inesperadamente y en una forma potencialmente peligrosa, experimentan cambios repentinos en la velocidad del viento.

Las mayores velocidades del viento se generan dentro de una distancia igual a la anchura de la fachada del edificio.

Este efecto también se ve incrementado con la altura de la edificación.



2.1.3 Efectos del viento sobre las personas

Si bien existen diversos modelos para caracterizar el efecto del viento sobre las personas, en relación con las actividades que estas realizan, no es el único factor que afecta al confort humano. Existe una gama de parámetros adicionales como temperatura, humedad, radiación solar, calidad del aire, a lo que se suman características subjetivas como ser la vestimenta, la edad, etc.

Aunque se han desarrollado varios criterios para evaluar el confort peatonal y la seguridad, cabe destacar que existen diferencias en cómo se establecen los valores umbrales.

Estas diferencias se tienen tanto en el período de tiempo en el que se promedia la velocidad así como en la probabilidad de excedencia de los valores umbrales de referencia.

Penwarden y Wise describieron los efectos que diferentes velocidades medias producen sobre los peatones, los que se indican en la tabla siguiente. Esta tabla está basada en la escala de Beaufort utilizada para la navegación.

Los valores de velocidad media consignadas corresponde al valor que se mide a la altura del peatón (1,75 m) sobre el nivel de suelo. Cabe acotar que estos efectos pueden ser causados tanto por un viento constante como por ráfagas.

Tabla 17: Efectos del viento según Penwarden & Wise

Número de Beaufort	Característica del Viento	Velocidad Media (m/s)	Descripción de los efectos del viento
0	Calmo	menor a 0,4	Viento imperceptible
1	Corriente de aire suave	0,4 - 1,5	Viento imperceptible
2	Brisa suave	1,6 - 3,3	Se siente viento en la cara
3	Leve brisa	3,4 - 5,4	Extiende una bandera liviana, cabello es movido suavemente al igual que la ropa.
4	Brisa moderada	5,5 - 7,9	El viento eleva el polvo y papeles sueltos. El cabello es desarreglado.
5	Brisa relativamente fuerte	8,0 - 10,7	Se siente la fuerza producida por el viento sobre el cuerpo. Límite de viento agradable a nivel del suelo.
6	Brisa fuerte	10,8 - 13,8	Los paraguas se utilizan con dificultad. Dificultad de caminar derecho. Ruido producido por el viento en los oídos es desagradable.
7	Viento moderado	13,9 - 17,1	Inconveniencia para caminar, no se puede avanzar.
8	Viento relativamente fuerte	17,2 - 20,7	Las ráfagas dificultan mantener el equilibrio.
9	Viento fuerte	20,8 - 24,4	Las ráfagas pueden tirar a las personas.

2.1.4 Descripción de los criterios de confort eólico

La forma y los detalles de las estructuras pueden afectar en gran medida los patrones de flujo y las velocidades, tal como se indicó en los capítulos anteriores. Estos cambios a nivel del suelo pueden hacer que actividades tales como sentarse, pasear, ir de compras y hasta entrar en los edificios, sean dificultosas o inclusive peligrosas. Por este motivo, es necesario definir criterios adecuados para evaluar el confort eólico en los alrededores de los posibles emplazamientos.

En este capítulo se detallan las características de los criterios de confort eólico y se resumen algunos de ellos.

2.1.5 Conceptos básicos

En general hay acuerdo en que el enfoque más adecuado para evaluar el confort eólico es el uso de los valores umbrales de velocidad del viento, definiéndolos por categorías o tipos específicos de actividades peatonales y/o áreas concretas, en combinación con las frecuencias permitidas de ocurrencia o superación de los mismos dentro de una cierta duración de tiempo. Las principales diferencias entre los distintos criterios son el parámetro seleccionado y el tiempo de excedencia considerado.

2.1.6 Parámetros de confort eólico

En general el parámetro que se utiliza para caracterizar los distintos grados de falta de confort eólico es la velocidad del viento. Su consideración se realiza a través de diversos parámetros característicos, a saber: la velocidad media del viento a 2 m sobre el suelo, promediada durante un periodo de tiempo de entre 10 minutos y una hora (V), el máximo valor de la velocidad de viento media en 3 segundos (V_3) y el valor de la ráfaga instantánea caracterizada a través de la velocidad del viento efectiva o equivalente (V^e) que interviene la intensidad de la turbulencia longitudinal y la velocidad media.

La expresión de la misma es:

$$V^e = V \left(1 + k \frac{\sqrt{v_i^2}}{V} \right)$$

Donde $\sqrt{v_i^2}$ es la desviación estándar (σ_v) de la componente longitudinal de la velocidad y k es un factor que refleja el grado de relevancia que se le asigna a la turbulencia, el cual dependiendo del autor, toma los valores de 1, 1.5, 3 y 3.5.

El uso de la velocidad media como criterio de confort a nivel peatonal ha sido cuestionado por la comunidad de ingeniería del viento. Según Stathopoulos (2009) ha prevalecido la velocidad de viento efectiva para ser utilizada con ese fin, la cual se relaciona con las ráfagas de viento. A partir de ensayos en túnel de viento y la

observación del comportamiento de los peatones, se ha sugerido que el valor más adecuado es k es 3⁴.

2.1.7 Umbrales de falta de confort

Aunque hay una componente subjetiva en el “confort” de una persona, y existen diferentes opiniones entre los investigadores, hay un acuerdo acerca de los efectos del viento sobre los peatones.

A partir de observaciones de Penwarden & Wise (1975) acerca los efectos del viento en las personas y de los cálculos relacionados con la velocidad del viento necesaria para caminar, sugieren los siguientes grados de falta de confort en función de diferentes velocidades medias.

Tabla 18: Grado de confort según Penwarden & Wise (1975)

GRADO DE FALTA DE CONFORT	PARÁMETRO VELOCIDAD MEDIA
Umbral de falta de confort	5 m/s
Definitivamente desagradable	10 m/s
Umbral de Peligro	20 m/s

A partir de varias experiencias en el túnel de viento, y observaciones realizadas, varios autores⁵ sugieren que el confort de los peatones no se encuentra solo en función de la velocidad media, sino que también interviene las ráfagas de viento. Por lo que se realizó una correspondencia entre la velocidad de viento efectiva (asociada a velocidad de las ráfagas y la turbulencia del viento) y varios grados de falta de confort. En este caso se considera como afecta el viento para caminar en sentido contrario al mismo.

Tabla 19: Grado de Falta de confort según la dificultad para caminar (Hunt; Poulton & Mumford)

GRADO DE FALTA DE CONFORT	PARÁMETRO VELOCIDAD EFECTIVA $K=3$
Umbral de falta de confort	6 m/s
Rendimiento afectado	9 m/s
Dificultad para caminar	15 m/s
Umbral de Peligro	20 m/s

⁴Ted Stathopoulos (2009) “Wind and Comfort” EACWE 5

⁵ Hunt, Poulton & Mumford (1976), “The Effects of Wind on People: New Criteria Based on Wind Tunnel Experiments” Build. Environ.

Murakami & Deguchi (1981) analizaron el rendimiento de los peatones en el túnel de viento y en la base de un edificio muy elevado, vinculándolo con la velocidad máxima en 3 segundos.

Tabla 20: Grado de Falta de confort según Murakami & Deguchi (velocidad máxima en 3 s)

GRADO DE FALTA DE CONFORT	PARÁMETRO VELOCIDAD MÁXIMA EN 3 S
Rendimiento no afectado	Menor a 5 m/s
Rendimiento afectado	Entre 5 m/s y 10 m/s
Rendimiento seriamente afectado	Entre 10 m/s y 15 m/s
Rendimiento muy seriamente afectado	Mayor a 15 m/s

Estos valores son menores que los anteriores puesto que la capacidad de los peatones para reaccionar a los fuertes vientos se ve perjudicada si la exposición a tales vientos es repentina, como es el caso en las zonas con flujos no uniformes. Hunt, Poulton & Mumford (1976) han indicado que si la velocidad media varía en un 70% ó más, a una distancia de menos de 2 metros aproximadamente, los efectos del viento en las personas son más graves que los sugeridos anteriormente.

2.1.8 Criterios de confort eólico

En general, las condiciones de confort anteriormente descritas, no siempre pueden ser satisfechas y las condiciones de falta de confort deben ser aceptadas por un determinado porcentaje de tiempo. La probabilidad de ocurrencia de la falta de confort y la de ocurrencia de velocidades que generen peligro, están definidas en porcentaje de tiempo, durante un año, en el cual se superan esos umbrales. El máximo porcentaje admitido en cada caso dependerá del tipo de actividad previsto en la zona.

Una investigación de las frecuencias de excedencia del umbral de falta de confort ha sido reportada por Penwarden (1975), en donde se analizaron los alrededores de los centros comerciales que se encontraban cercanos a edificios de gran altura. En este caso se encontraron que las quejas sustanciales se produjeron cuando el límite de velocidad del viento de 5 m/s (umbral de falta de confort) se superó más de 10% del tiempo (en un año). Asimismo, se estimó que frecuencias superiores al 20 % se correspondieron con situaciones donde se tuvieron que tomar medidas de mitigación y de reducción de la velocidad en los centros comerciales existentes.

Isyumov & Davenport (1975) realizan un amplio conjunto de categorías, las cuales se definen independientemente de si la velocidad media del viento, supera la escala de Beaufort, una vez a la semana o una vez al mes.

Las categorías definidas por ellos son:

1. Aceptable para actividades de larga duración al aire libre
2. Aceptable para actividades tales como conversar o estar de pie
3. Aceptable para paseo
4. Aceptable para caminatas ligeras
5. Desagradable para caminar
6. Peligroso

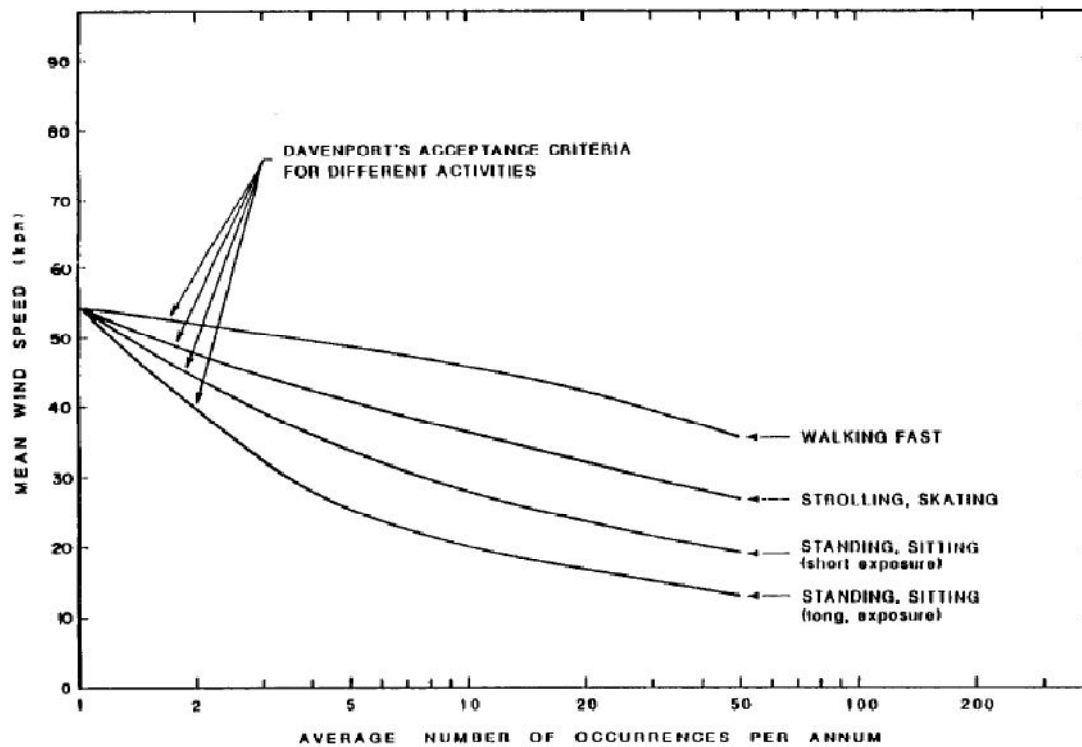
Cualquier lugar cuya velocidad media es mayor a 34 mph (15 m/s aprox.) al menos una vez al año es designada como peligrosa. El porcentaje de frecuencia de ocurrencia está basado en las estimaciones de un evento por semana, por mes y por año (1,5 %, 0,3%, 0,02%). Esta relación se puede observar en la Tabla 21 al igual que en la Tabla 22 donde se grafica la velocidad media en función de la frecuencia de ocurrencia.

Tabla 21: Categorías y velocidades medias según Isyumov & Davenport (1975)⁶

Categoría	V media		Frecuencia de ocurrencia
	mph	m/s	
Aceptable para actividades de larga duración al aire libre	> 8	> 3,6	<1,5 %
	>12	> 5,4	<0,3 %
Aceptable para actividades tales como conversar o estar de pie	>12	> 5,4	<1,5 %
	> 17	> 7,6	<0,3 %
Aceptable para paseo	> 17	> 7,6	<1,5 %
	>22	> 9,8	<0,3 %
Aceptable para caminatas ligeras	>22	> 9,8	<1,5 %
	>28	> 12,5	<0,3 %
Peligroso	> 34	> 15	>0,02%
Desagradable	En cualquier otro caso		

⁶Extraído de: Comparison of Pedestrian Wind Acceptability Criteria – M.A. Ratcliff & J.A. Peterka Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics (1990)

Figura 24: Criterios aceptables según las velocidades del viento en función de la frecuencia de ocurrencia según Isyumov & Davenport (1975)



Murakami et al. (1986) elaboraron los criterios de confort eólico basados en los resultados presentados a partir del estudio de una zona comercial adyacente a un edificio de gran altura en Tokio. En este caso el parámetro seleccionado fue la velocidad máxima en 2 segundos, por lo que los valores de la probabilidad de excedencia son diferentes que los considerados cuando se utiliza la velocidad media. En la Tabla se resumen los resultados generados.

Tabla 22: Criterio propuesto por Murakami et al (1986)⁷

Efecto de viento	Áreas aplicables	Frecuencia aceptable de excedencia en % del tiempo		
		Velocidad máxima en 2 s		
		10 m/s	15 m/s	20 m/s
Áreas utilizadas para propósitos susceptibles a los efectos del viento	Calles comerciales y residenciales	10 %	0,9 %	0,08 %
Áreas utilizadas para propósitos no tan afectadas por el viento	Zona residencial y parques	22 %	3,6 %	0,6 %
Áreas utilizadas para propósitos no afectadas por el viento	Zona de oficina	35 %	7 %	1,5 %

⁷ Extraído de: Ted Stathopoulos (2009) "Wind and Comfort" EACWE 5

Melbourne (1978) propone utilizar la velocidad efectiva para $k=3,5$ $\hat{u} = \bar{u} + 3,5 * \sigma_v$, siendo $\bar{u}$ la velocidad media y σ_v la desviación estándar de la velocidad, aunque propone criterios para la velocidad media. Estos criterios se limitan a enumerar las distintas condiciones de viento, en vías principales, tales como:

- a) totalmente inaceptable si $\hat{u} > 23$ m/s: siendo está la velocidad de la ráfaga en la que las personas comienzan a ser derribadas
- b) en general es aceptable si $\hat{u}$ anual es menor a 16 m/s
- c) en general es aceptable para las actividades con exposición a corto plazo estacionarias (compras de la ventana, de pie o sentados en las plazas), $\hat{u}$ menor a 13 m/s
- d) para actividades de larga exposición fijas (al aire libre) $\hat{u}$ debe ser menor a 10 m/s

Tabla 23: Criterio propuesto por Melbourne (1978)⁸

Actividad	Velocidad Efectiva con $k=3,5$ m/s
Exposición a largo plazo	10
Exposición a corto plazo	13
Caminata	16
Inaceptable	23

En la Figura 25 se muestra la probabilidad de excedencia mencionada en el criterio anterior, planteada para la velocidad media y para la velocidad equivalente. En este caso se considera una intensidad de turbulencia ($\sigma/\bar{u} = 0,3$) por lo que la velocidad efectiva es aproximadamente el doble de la velocidad media ($\hat{u} = 2,05\bar{u}$)

Según varios autores⁹, los criterios de Melbourne se encuentran del lado de la seguridad, por lo que se plantean que estos criterios pueden utilizarse como límites superiores para el confort eólico.

En la Figura 26 y en la Figura 27 se muestra una comparación (extraído de [8]) entre algunos de los criterios mencionados anteriormente, al igual que las curvas de excedencia de la velocidad dependiendo de las características de la zona (mas ventosa, menos ventosa).

⁸ Comparison of Pedestrian Wind Acceptability Criteria – M.A. Ratcliff & J.A. Peterka Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics (1990)

⁹ Stathopoulos, Ratcliff & J.A. Peterka

Figura 25: Distribución de probabilidad utilizada por Melbourne para velocidad efectiva y velocidad media

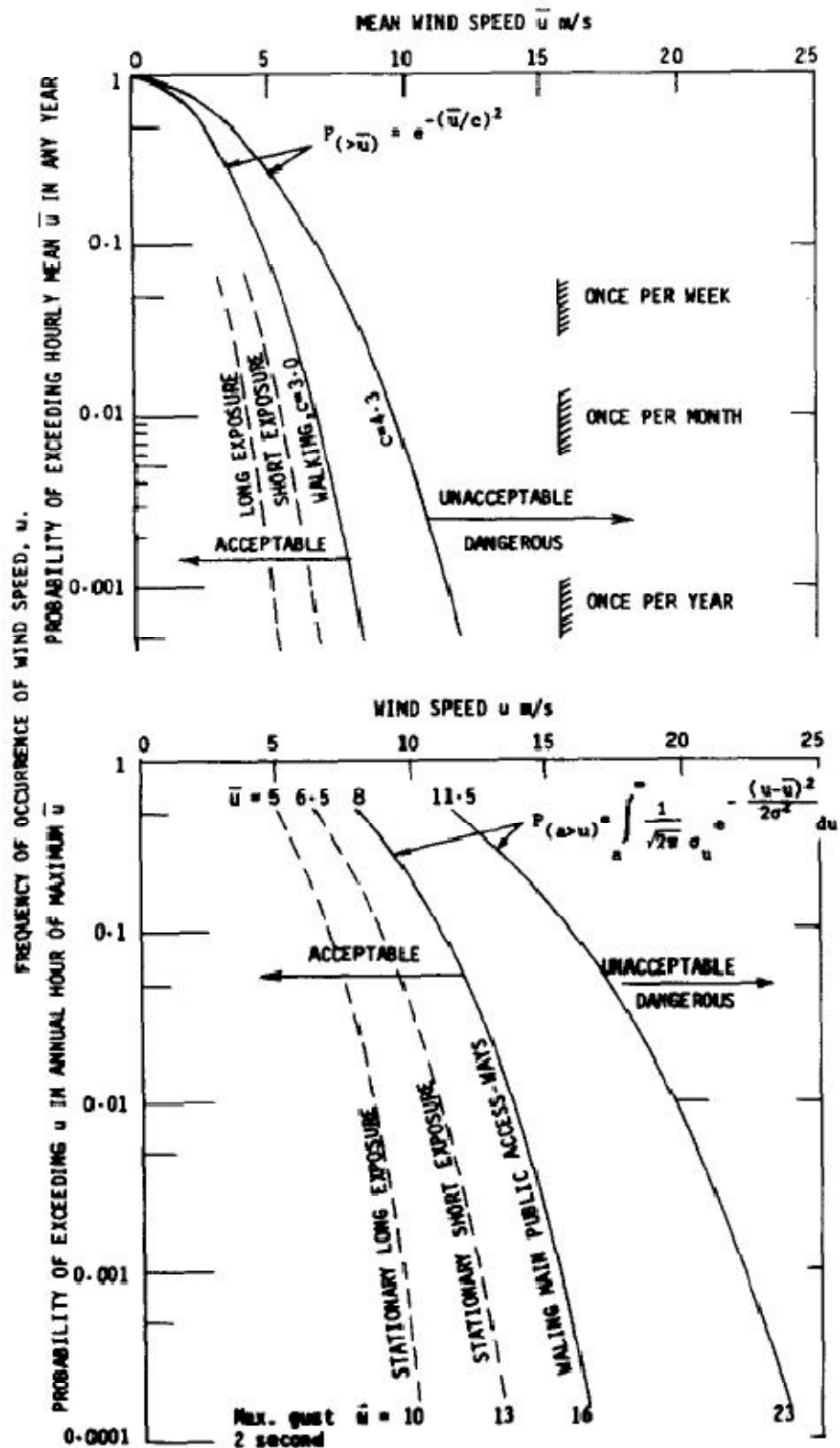


Figura 26 Criterios de confort eólico peatonal basado en el porcentaje del tiempo en donde la velocidad media es mayor al valor umbral

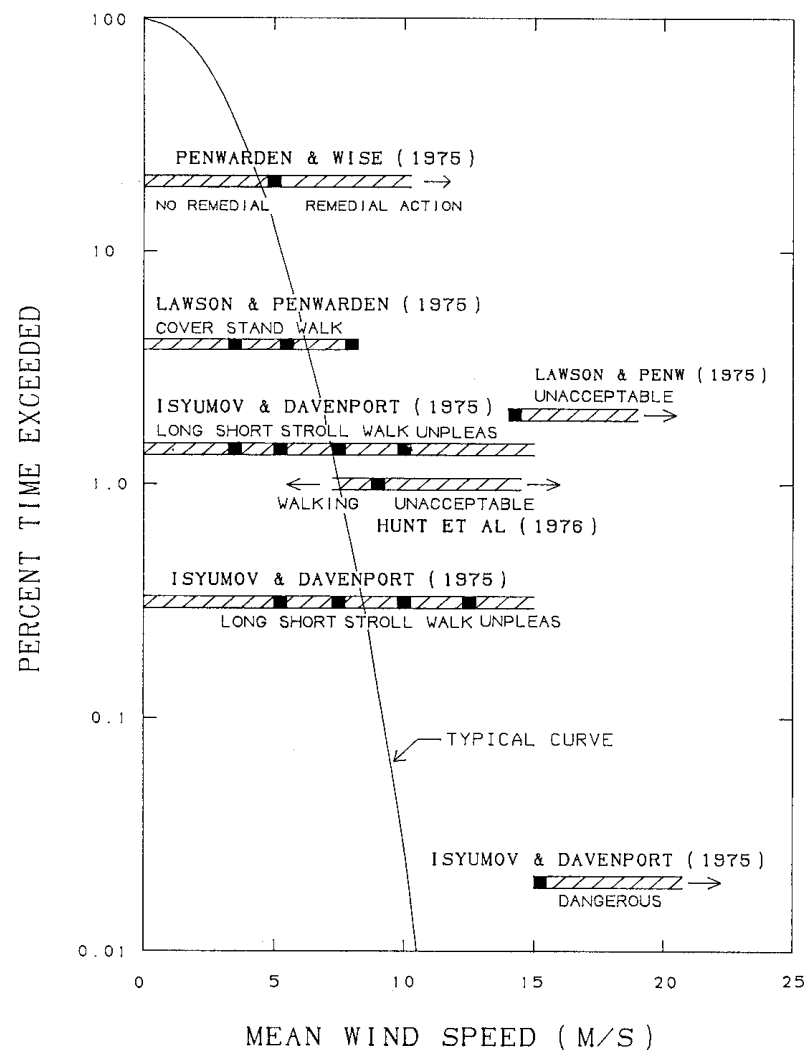
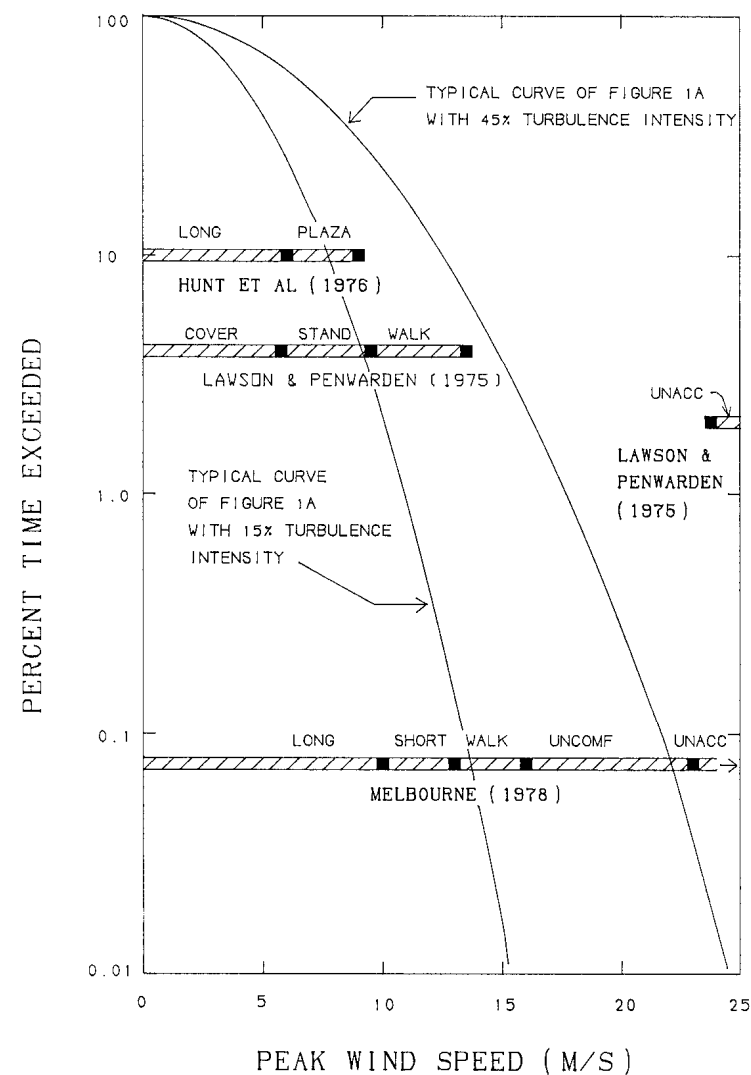


Figura 27: Criterios de confort eólico peatonal basado en el porcentaje del tiempo en donde la velocidad efectiva es mayor al valor umbral



2.2 REVISIÓN DE NORMATIVA INTERNACIONAL

Según una recopilación de Stathopoulos (2009) indica que la mayoría de las grandes ciudades, Sydney, Auckland, Wellington, etc., tienen algunas directrices que abordan el problema desde la aprobación de los permisos de construcción. En estos años se han realizado esfuerzos para uniformizar los criterios, de forma de poder construir normas estandarizadas. Por ejemplo en los Países Bajos, que han logrado conformar una normativa de confort eólico. En esta sección describiremos algunas de ellas en función de la información recabada.

2.2.1 San Francisco, E.E.U.U

Desde 1974 la ciudad de San Francisco ha requerido estudios de impacto del viento para edificios de gran altura, pero recién en 1985 entró en vigencia la ordenanza.

El criterio considerado en la ordenanza está basado en las sugerencias de Penwarden (1973), Melbourne (1978) y Hunt et al (1976); por lo que consiste en limitar la velocidad del viento y la frecuencia de ocurrencia en un año, en función del uso de las distintas áreas (peatonales, descanso, etc.) y seguridad en el centro de la ciudad, el cual se resume en Tabla 24. En este caso el parámetro adoptado es la velocidad efectiva, con k igual a 3.

Tabla 24: Criterio propuesto en la ordenanza de San Francisco (1985)

Velocidad efectiva	Categorías	Frecuencia de ocurrencia
3,1 m/s 7mph	áreas de descanso	Menos del 10 % del tiempo (36 días al año) de 7 am a 6 pm.
	shopping centers	20% límite de medida de remediación económica
5 m/s o 11 mph	áreas peatonales	Menos del 10 % del tiempo (36 días al año) de 7 am a 6 pm.
12 m/s o 26 mph	Umbral de peligro	No debe excederse más de una vez al año en las 24 horas del día. Menos de 0,01142 % del tiempo.

2.2.2 Sydney, Australia

Sydney cuenta con un Plan de Control de Desarrollo (DCP), el cual fue actualizado en 2012, pero con respecto al confort eólico se mantienen los criterios desde hace unos años. Estos criterios están basados en el trabajo de Melbourne, por lo que el parámetro seleccionado es la velocidad efectiva alcanzada una vez al año. Se solicita realizar un informe de los efectos del viento para construcciones de más de 45 metros, y para otras que considere el Consejo. Los nuevos desarrollos deben incorporar características que mejoren las condiciones adversas existentes o que no cambien la condición anterior a ellos.

El criterio indicado en el Plan¹⁰ es el siguiente:

- Velocidad menor a 10 m/s para actividades al aire libre, así como uso de áreas de servicio, cafés restaurantes y otros usos que involucren personas.
- Para las otras calles velocidad efectiva menor a 16 m/s para calles secundarias

2.2.3 Auckland, Nueva Zelanda

A partir de 1970 se comenzaron a solicitar estudios de los efectos del viento para la construcción de nuevas edificaciones de gran altura. Hoy en día todos los edificios "altos" (de altura mayor a 55 metros) se les solicita un estudio de efectos del viento, en el túnel de viento ó algún procedimiento alternativo que muestre que el emprendimiento cumple con el criterio.

El criterio establecido en el plan propone categorías en función de las diferentes actividades, e indica un umbral de peligrosidad, tal como se indica en la Tabla 25. El parámetro seleccionado por esta normativa es la velocidad media (promediada en una hora), asociada a la probabilidad de excedencia en un año (calculada con la distribución de Weibull). Además aseguran que el pico anual de la velocidad máxima en 3 segundos no puede superar los 25 m/s, siendo éste el umbral de seguridad considerado.

A su vez indica que en caso de que la zona no cumpla con la normativa existente el nuevo emprendimiento no puede desmejorar la situación existente.

El límite de seguridad es la categoría E, donde se considera que es peligroso e inseguro para cualquier tipo de ubicación. Las categorías son especificadas en términos de probabilidad de excedencia de la velocidad media en una hora, la cual se determina con la distribución de Weibull, las cuales se encuentran calculadas en la Tabla 26

Las curvas del Gráfico 1 limitan las categorías ente lo aceptable y lo inaceptable acerca del comportamiento del viento, las cuales se describen a través de la expresión de Weibull.

¹⁰ Sydney City Council, Development Control Plan 2012- Section 3, 3.2.6 Wind Effects

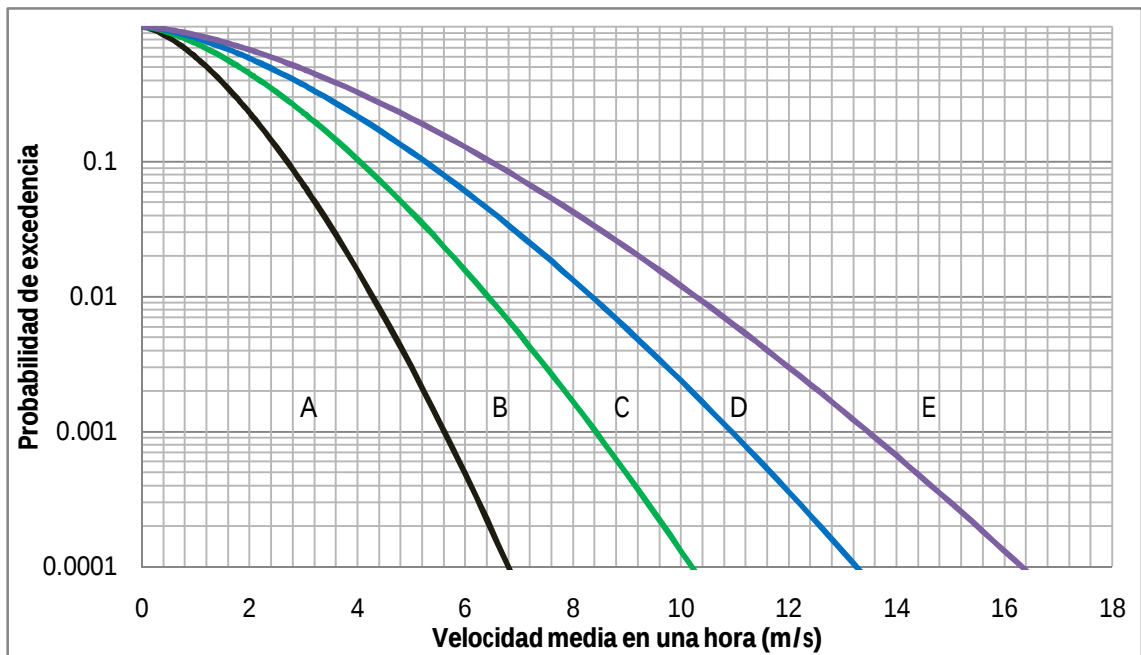
Tabla 25: Categorías de funcionamiento 11

CATEGORÍA	ACTIVIDAD
A	Áreas peatonales que por su principal uso y características están relacionadas a la recreación por largo plazo o de relajación. Por ejemplo: plazas públicas, parques u otros espacios públicos abiertos.
B	Áreas peatonales cuyo uso y características estén destinadas a la recreación y o relajación por corto lapso. Ejemplo: espacios peatonales pequeños, áreas de descanso en caminos, calles con asientos a los lados del camino.
C	Áreas de tránsito o espacios abiertos vinculados a uso peatonal, usado para pasaje y desprovisto de uso repetido recreacional o de relajación, así como caminos que no se encuentren en las categorías anteriores.
D	Áreas de calles, carga o rutas usadas para tránsito vehicular o depósitos abiertos, así como caminos que se encuentren desprovistos de cualquier característica incluida en las categorías anteriores
E	Representa condiciones de peligro para ancianos y niños, además de un alto grado de falta de confort para los otros. La categoría E es inaceptable y no puede asignarse a ninguna área física de la ciudad.
Nota: Todos los sitios vinculados, o privados que sean de uso público o sea sujetos a acceso público, están sujetos a las Categorías de Viento Ambiental	

Tabla 26: Velocidades máximas de acuerdo a las categorías y la probabilidad de excedencia de la velocidad

Probabilidad de Excedencia	Velocidad máxima por categoría (m/s)			
	A	B	C	D
0,01	4,3	6,4	8,4	10,3
0,001	5,6	8,4	10,9	13,5

¹¹ Auckland City Council, The City of Auckland District Scheme, Operative 1991, Ordinances, Central Area, Figure 5.2 Performance Categories.

Gráfico 2 Curvas de probabilidad en función de la velocidad media¹²

2.2.4 Wellington; Nueva Zelanda

El Plan de Distrito del Ayuntamiento de Wellington, tiene varios capítulos acerca del tratamiento del confort eólico, desde el diseño de las estructuras, hasta los resultados a informar en el túnel de viento. A su vez ha desarrollado una Guía para el diseño con el objetivo de ayudar a los desarrolladores de los emprendimientos, sobre los efectos adversos de los edificios en la zona céntrica de la ciudad, además de sugerir ideas de cómo mitigar dichos efectos.

El parámetro especificado en el Plan es el máximo anual de la velocidad máxima en 3 segundos, a una altura de 2 m, durante las horas del día. Todos los edificios o estructuras por encima de 4 pisos de altura, deben realizar pruebas en el túnel de viento comparándolo con el viento ambiente existente en las proximidades de la construcción, de forma de demostrar que cumple con la especificación indicada en la Tabla 27.

La ciudad de Wellington es considerada una ciudad muy ventosa, por lo que la normativa se enmarca de forma de evitar que las zonas problemáticas no empeoren, de esta forma los umbrales se encuentran en función de no aumentar la velocidad existente en la zona donde se emplazara el proyecto.

¹²Auckland City Council, District Plan 1997: Central Area Section, 6.12 Environment Wind Control, Auckland, 1997

Tabla 27: Nuevas construcciones o estructuras de más de 4 pisos de altura deben ser diseñadas para cumplir con los siguientes estándares¹³

Velocidad existente (m/s)	Velocidades resultantes de la propuesta de desarrollo (m/s)	Requisitos del desarrollo
Mayor a 10 m/s	Si excede 10 m/s en cualquier espacio público	Reducir a 10 m/s en los espacios públicos
Mayor a 15 m/s	Si excede 15 m/s	1. Reducir a 15 m/s 2. Aunque otras velocidades puedan aumentar a 15 m/s, el impacto global no puede empeorar la situación existente
Entre 15 m/s y 18 m/s	Si excede 15 m/s	Reducir como máximo a 15 m/s
Mayor a 18 m/s	Si excede 18 m/s	Reducir como máximo a 18 m/s

Los umbrales considerados están en la Guía de Diseño en donde indican que si bien existe una componente subjetiva en el “confort” de una persona, y que existen diferentes opiniones entre los investigadores, ellos los resumen de la siguiente forma¹⁴:

- 10 m/s generalmente es el límite para la comodidad al estar de pie o sentado por largos períodos en un espacio abierto
- 15 m/s generalmente es el límite de aceptabilidad para la comodidad al caminar
- 18 m/s umbral del nivel de peligro
- 23 m/s completamente inadecuado para caminar

¹³ WELLINGTON CITY DISTRICT PLAN -13. Central Area Rules

¹⁴ WELLINGTON CITY DISTRICT PLAN - Design Guide for Wind 27/07/00

2.2.5 Holanda, Países Bajos

En 2006 se concluye la norma NEN 8100, luego de varios años de análisis y discusión. En esta norma se indican tres áreas de actividades que se evalúan independientemente: áreas de pasaje peatonal, tales como calles o aceras, ciclovías, estacionamientos abiertos se clasifican como área I, la circulación peatonal tales como entradas a edificios y comercios, senderos o caminos se clasifican como área II y a las áreas de descanso y recreación como piscinas, terrazas, plazas de distinto tipo, se les asigna el número III. Se indican cinco categorías de confort eólico de acuerdo al porcentaje en que puede superarse la velocidad umbral, durante el tiempo de referencia (en este caso un año). Para cada área de actividad se indica si esa categoría es Aceptable, Moderada o Inaceptable, de acuerdo al uso de la misma. En todos los casos el parámetro considerado es la velocidad media en una hora, a nivel peatonal (a 1,75 m del suelo).

En la Tabla 28 se presenta los grados de confort correspondientes a la probabilidad de excedencia con respecto a la velocidad umbral V_{umbral} de 5 m/s. Las áreas se clasifican en: Aceptable, Moderado e Inaceptable. Al igual que en la Tabla 29 se presentan los valores correspondientes al umbral de peligro, considerada en este caso de 15 m/s¹⁵.

Tabla 28: Criterio de confort eólico NEN 8100

$P(V > 5 \frac{m}{s})$ en % de horas por año	Categoría de Confort	Área de Actividad		
		I	II	III
< 2,5 %	A	Aceptable	Aceptable	Aceptable
2,5 % - 5 %	B	Aceptable	Aceptable	Moderado
5 % - 10 %	C	Aceptable	Moderado	Inaceptable
10 % - 20 %	D	Moderado	Inaceptable	Inaceptable
>20 %	E	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable

Tabla 29: Umbrales de Riesgo y Peligro Norma NEN 8100¹⁶

$P(V > 15 \frac{m}{s})$ en % horas por año	Calificación
0,05 % - 0,3 %	Umbral de Riesgo
mayor a 0,3 %	Peligroso

¹⁵ Willemsen and Wisse (2007). "Design for wind comfort in The Netherlands: Procedures, criteria and open research Issues", Journal of Wind Engineering and Ind. Aerodynamics, Vol. 95

¹⁶ Extraído de: Ted Stathopoulos (2009) "Wind and Comfort" EACWE 5

2.3 ESTUDIO DE VIENTO A NIVEL DE SUELO EN EL ENTORNO DEL COMPLEJO DIAMANTIS PLAZA LOFTS & TOWERS

2.3.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla el estudio de confort eólico en el entorno del Complejo Diamantis Plaza Lofts & Towers (DP L&T). El mismo se realiza a partir de la caracterización del viento en la zona y el cálculo de las velocidades mediante formulaciones empíricas, extraídas de la bibliografía citada en cada caso.

En primera instancia se caracteriza el viento a la altura del edificio, posteriormente se determinan las velocidades de interés y por último se realiza la comparación con la normativa internacional descripta anteriormente.

Según corresponda, se plantean medidas de mitigación para aquellos lugares en los cuales no se cumpla con los criterios de confort establecidos en la normativa.

2.3.2 Metodología

La información con que se cuenta corresponde a datos de velocidad de viento (velocidad media horaria) de la Estación Meteorológica de Carrasco. Asimismo, se cuenta con las frecuencias de ocurrencia para cada rango de velocidades y para cada dirección, información extraída de un análisis realizado por la Facultad de Ingeniería para otro estudio¹⁷.

Para determinar el campo de velocidad de viento en el Complejo, se asume que desde el punto de vista meteorológico la Estación y el Complejo son lugares cercanos. Esto significa que la velocidad a la altura de la capa límite (δ) es la misma en ambos lugares. Esta hipótesis se basa en que la distancia entre ambos es del orden de cien kilómetros y que los procesos de Macroescala o Escala Sinóptica (escalas espaciales de miles de kilómetros y duraciones de días a semanas) y de Mesoescala (escalas del orden de los cien kilómetros y duraciones que van desde horas hasta días) son los mismos.

En cada caso, se determinan los parámetros necesarios para extrapolar las velocidades del viento a la altura de la capa límite, considerando la transición entre las distintas subcapas de la misma. Las ecuaciones utilizadas para determinar la velocidad en cada subcapa se detallan en la Tabla 30, donde k es la constante de Von Karman cuyo valor es 0,41.

Tabla 30: Ecuaciones de distribución de velocidades medias en la capa límite

Sub Capa Logarítmica	Región de la Estela
$U = \frac{u_*}{k} \ln \left(\frac{z - d}{z_0} \right)$	$U = U_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^n$

¹⁷ Estudio de Impacto Ambiental de Punta Yeguas –Anexo III: Análisis de Vientos

Los parámetros a determinar son: la altura media de los obstáculos (h), los coeficientes de rugosidad del suelo ($z_{0,1}$ y $z_{0,2}$), el coeficiente empírico n que depende de la rugosidad, la altura de referencia donde se determina la velocidad del viento (z_{ref}), en este caso la altura del edificio, y la altura del plano de desplazamiento (d), que se determina como $d = h - \frac{z_0}{k}$.

Dichos parámetros se seleccionan de la Tabla 31 y la Tabla 32, mientras que la altura media de los obstáculos (h) en el entorno del Complejo Diamantis Plaza, se infiere a partir de imágenes satelitales de Google Earth, para las dieciséis direcciones consideradas.

Tabla 31: Valores de longitud de rugosidad para diversos tipos de terreno¹⁸

Revised Davenport terrain roughness classification (summarized from [72])			
Class		Roughness	Description of landscape within ≈ 3 km radius
Number	Name	length (m)	
1	Sea	0.0002	Open water, tidal flat, snow, with free fetch > 3 km
2	Smooth	0.005	Featureless land with negligible cover, or ice
3	Open	0.03	Flat terrain with grass or very low vegetation, and widely separated low obstacles; airport runway
4	Roughly open	0.10	Cultivated area, low crops, occasional obstacles separated by more than 20 obstacle heights H
5	Rough	0.25	Open landscape, crops of varying height, scattered shelterbelts etcetera, separation distance $\approx 15H$
6	Very rough	0.5	Heavily used landscape with open spaces $\approx 10H$; bushes, low orchards, young dense forest
7	Closed	1.0	Full obstacle coverage with open spaces $\approx H$, e.g. mature forests, low-rise built-up areas
8	Chaotic	≥ 2	Irregular distribution of very large elements: city centre, big forest with large clearings

Tabla 32: Parámetros según el tipo de suelo.

Parámetro	Tipo de Suelo			
	Hielo- Barro-Nieve-Mar	Pasto corto-Rural	Rural arbolado-Suburbios	Urbano
z_0 (cm)	0,001-0,01-0,1-2	0,1-3-7,20	100-150	100-300-400
n	0,08-0,11-0,12	0,13-0,143-0,16	0,20-0,23	0,25-0,40

¹⁸ Extraído de Cataldo, J "Viento Atmosférico" Notas del Curso 2012

Luego de contar con la matriz de frecuencias para el Complejo Diamantis Plaza, se seleccionan los puntos representativos de los espacios de interés, en función del uso que se les da a los mismos, como ser entrada a las torres y/o al complejo, espacios de recreación, etc.

Para estimar las velocidades a nivel peatonal en dichos puntos, se debería realizar un estudio en el túnel de viento y/o trabajar con un modelo computacional. Teniendo en cuenta que estos recursos exceden los alcances del presente trabajo, las mismas se estiman a partir de datos bibliográficos, referentes a la relación entre la velocidad a la altura del edificio y el vórtice generado en el frente, al igual que la relación con las corrientes que se generan en las esquinas.

Se analiza la frecuencia de excedencia de la velocidad frente a los umbrales analizados en los capítulos anteriores. En los casos que superen los valores recomendados se propondrán medidas de mitigación.

2.3.3 Determinación de la matriz de frecuencias

2.3.3.1 Matriz de frecuencias de la Estación Meteorológica Carrasco

La matriz de frecuencias es una tabla en donde para cada rango de velocidades de viento, se indica la cantidad de eventos registrados a lo largo de cierto tiempo o la frecuencia de ocurrencia, para cada dirección.

En este caso se cuenta con la matriz generada con datos de velocidad media horaria a 10 m de altura, registrados en la Estación Meteorológica Carrasco por la Dirección Nacional de Meteorología durante el período 1979-1995 (exceptuando el 1991), para las dieciséis direcciones. Esta información fue tomada de un estudio realizado por una consultora para la Intendencia de Montevideo, en el cual se analizan los vientos en la zona de Punta Yeguas¹⁹. Cabe acotar que en dicho estudio no se consideran las situaciones de velocidad “cero” (calmas) las cuales corresponden a un 5,9 % del tiempo considerado.

2.3.3.2 Parámetros de la Estación Meteorológica Carrasco

Teniendo en cuenta las características del lugar donde se ubica la Estación y en base a lo observado en fotos satelitales de la misma, se considera que los parámetros tienen el mismo valor para todas las direcciones.

Los valores considerados se presentan en la Tabla 33, donde la rugosidad (z_0) y la altura de desplazamiento (d) se tomaron de la bibliografía. La altura de referencia corresponde a la altura del anemómetro, la altura z_L al límite de la sub capa logarítmica y la altura δ a la altura de la capa límite.

¹⁹ Estudio de Impacto Ambiental de Punta Yeguas –Anexo III: Análisis de Vientos

Tabla 33: Parámetros de la Estación Meteorológica Carrasco

z0 (m)	d (m)	k	n	Z _{ref} (m)	Z _L (m)	δ (m)
0,03	0,00	0,41	0,14	10	100	600

Para cada dirección se calcula la velocidad a 100 m de altura, siendo este el límite de la subcapa logarítmica, y luego la velocidad a la altura de la capa límite, a 600 m. Los resultados se muestran en la Tabla 34.

$$\text{Velocidad media a 100 m: } U_{zL} = u_{10m} * \frac{\ln\left(\frac{zL-d}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_{ref}-d}{z_0}\right)} = u_{10m} * \frac{\ln\left(\frac{100}{0,03}\right)}{\ln\left(\frac{600}{0,03}\right)}$$

$$\text{Velocidad media a 600 m: } U_{\delta} = U_{zL} * \frac{\left(\frac{\delta}{zL}\right)^n}{\left(\frac{zL}{z_{ref}}\right)^n} = U_{zL} * \left(\frac{600}{10}\right)^{0,14}$$

Tabla 34: Velocidad media en la Estación Meteorológica Carrasco a 100 m y a 600 m de altura.

EM-CARRASCO			
U _{EM} (10 m)		U _{zL} (100 m)	U _δ (600 m)
km/h	m/s	m/s	m/s
5	1,39	1,94	2,49
10	2,78	3,88	4,98
15	4,17	5,82	7,48
20	5,56	7,76	9,97
25	6,94	9,70	12,46
30	8,33	11,64	14,95
35	9,72	13,58	17,45
40	11,11	15,52	19,94
45	12,50	17,45	22,43
50	13,89	19,39	24,92
55	15,28	21,33	27,42
60	16,67	23,27	29,91
65	18,06	25,21	32,40
70	19,44	27,15	34,89
75	20,83	29,09	37,39
80	22,22	31,03	39,88
85	23,61	32,97	42,37
90	25,00	34,91	44,86
95	26,39	36,85	47,35

2.3.3.3 Determinación de la altura de la capa interna

El Complejo se encuentra aproximadamente a 400 metros de la costa según las direcciones Sureste, Sursureste y Sur. Para estas direcciones se calculó la altura de la

capa interna, a efectos de determinar si el edificio se encuentra inmerso en un flujo correspondiente a una exposición tipo urbana, o bien una parte del mismo se encuentra sumergido en un flujo correspondiente a una exposición tipo mar. Para ello se utilizaron las ecuaciones presentadas en la Tabla 35, considerando la atmosfera neutra.

Tabla 35: Expresiones de la altura de la capa interna para una atmosfera neutra²⁰

$\text{Elliot: } \frac{\delta_I}{z_{0,2}} = \left[0,75 - 0,03 \ln \left(\frac{z_{0,2}}{z_{0,1}} \right) \right] \left(\frac{x}{z_{0,2}} \right)^{0,8}$
$\text{Hunt \& Simpson: } \delta_I = \frac{0,37x}{\ln \left(0,24 \frac{\delta_I}{z_{0,2}} \right)}$
$\text{Panfosky \& Dutton: } \frac{x}{z_{0,2}} = 2 \left[\frac{\delta_I}{z_{0,2}} \left(\ln \left(\frac{\delta_I}{z_{0,2}} \right) - 1 \right) + 1 \right]$

Los resultados se presentan en la Tabla 36, en cada caso se tomará la mayor altura obtenida.

Tabla 36: Cálculo de la altura de la capa interna

	Mar	Urbano				$\delta(x)$ (m)		
Dirección	$Z_{0,1}$	H	$z_{0,2}$	d	x (m)	Elliot	H&S	P&D
S	0,0002	9	1	7	420	62	59	66
SSE	0,0002	10	1	8	350	54	52	57
SE	0,0002	10	1	8	380	57	55	61

Para las direcciones Sur, Sursureste y Sureste, la altura de la capa interna es menor a la altura del edificio, por lo que para estimar la velocidad del viento a dicha altura, se debe considerar como parámetro de rugosidad la de mar, dado que la exposición a la cual está sometida la parte superior del Complejo es tipo marina.

2.3.3.4 Matriz de frecuencias del Complejo Diamantis Plaza Lofts & Towers

Los parámetros adoptados en este caso se muestran en la Tabla 37. Se calcula la velocidad a 600 m de altura, luego a 100 m y por último a 67 m (altura del edificio).

$$\text{Velocidad media a 100 m: } U_{zL} = U_{\delta} * \frac{\left(\frac{z_{ref}}{z_L} \right)^n}{\left(\frac{\delta}{z_L} \right)^n}$$

$$\text{Velocidad media a 67 m: } U_{67} = U_{zL} * \frac{\ln \left(\frac{z_{ref}-d}{z_0} \right)}{\ln \left(\frac{z_L-d}{z_0} \right)}$$

²⁰ Cataldo J, "Meteorología" Notas del curso 2012

Tabla 37: Parámetros para cada dirección

DIRECCIÓN	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
H	9	9	9	9	9	13	61	57
Z _{0,1}	1	1	1	1	1	1	0,0002	0,0002
D	7	7	7	7	7	11	61	57
N	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,12	0,12
Z _{ref1}	67	67	67	67	67	67	67	67
H ₂							10	10
Z _{0,2}							1	1
d ₂							8	8

DIRECCIÓN	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
h	66	10	15	30	15	12	9	9
Z _{0,1}	0,0002	1	2	2	2	1	1	1
d	66	8	10	25	10	10	7	7
n	0,12	0,20	0,25	0,25	0,25	0,20	0,20	0,20
Z _{ref1}	67	67	67	67	67	67	67	67
H ₂	9							
Z _{0,2}	1							
d ₂	7							

La matriz de frecuencias obtenida se luego de los cálculos se muestra en la Tabla 38 y en la Tabla 39.

Tabla 38: Matriz de frecuencias para la altura de referencia en el Complejo Diamantis Plaza direcciones N-SSE

N		NNE		NE		ENE		E		ESE		SE		SSE	
V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	SE	V (m/s)	V (m/s)	(%)
0 - 1,6	0,08	0 - 1,6	0,08	0 - 1,6	0,12	0 - 1,6	0,08	0 - 1,6	0,13	0 - 1,6	0,09	0 - 1,7	0,07	0 - 1,8	0,05
1,6 - 3,1	0,90	1,6 - 3,1	0,55	1,6 - 3,1	0,89	1,6 - 3,1	0,90	1,6 - 3,1	1,34	1,6 - 3,1	0,78	1,7 - 3,4	0,76	1,8 - 3,5	0,54
3,1 - 4,7	3,05	3,1 - 4,7	1,91	3,1 - 4,7	2,28	3,1 - 4,7	1,90	3,1 - 4,7	2,43	3,1 - 4,7	2,30	3,4 - 5,1	2,23	3,5 - 5,3	1,60
4,7 - 6,3	2,62	4,7 - 6,3	1,77	4,7 - 6,3	1,78	4,7 - 6,3	0,83	4,7 - 6,3	1,51	4,7 - 6,3	1,85	5,1 - 6,8	1,91	5,3 - 7,1	1,20
6,3 - 7,9	1,85	6,3 - 7,9	1,86	6,3 - 7,9	1,50	6,3 - 7,9	0,55	6,3 - 7,9	0,81	6,3 - 7,8	1,69	6,8 - 8,5	1,82	7,1 - 8,8	1,15
7,9 - 9,4	1,27	7,9 - 9,4	1,37	7,9 - 9,4	1,03	7,9 - 9,4	0,27	7,9 - 9,4	0,58	7,8 - 9,4	1,14	8,5 - 10,2	1,41	8,8 - 10,6	0,88
9,4 - 11	0,64	9,4 - 11	0,61	9,4 - 11	0,46	9,4 - 11	0,12	9,4 - 11	0,18	9,4 - 10,9	0,49	10,2 - 11,9	0,57	10,6 - 12,4	0,36
11 - 12,6	0,19	11 - 12,6	0,23	11 - 12,6	0,19	11 - 12,6	0,04	11 - 12,6	0,08	10,9 - 12,5	0,16	11,9 - 13,6	0,21	12,4 - 14,2	0,14
12,6 - 14,2	0,08	12,6 - 14,2	0,11	12,6 - 14,2	0,08	12,6 - 14,2	0,02	12,6 - 14,2	0,03	12,5 - 14,1	0,07	13,6 - 15,4	0,08	14,2 - 15,9	0,07
14,2 - 15,7	0,03	14,2 - 15,7	0,03	14,2 - 15,7	0,04	14,2 - 15,7	0,00	14,2 - 15,7	0,02	14,1 - 15,6	0,02	15,4 - 17,1	0,03	15,9 - 17,7	0,03
15,7 - 17,3	0,02	15,7 - 17,3	0,01	15,7 - 17,3	0,02	15,7 - 17,3	0,00	15,7 - 17,3	0,01	15,6 - 17,2	0,01	17,1 - 18,8	0,01	17,7 - 19,5	0,02
17,3 - 18,9	0,00	17,3 - 18,9	0,00	17,3 - 18,9	0,01	17,3 - 18,9	0,00	17,3 - 18,9	0,00	17,2 - 18,8	0,00	18,8 - 20,5	0,00	19,5 - 21,2	0,01
18,9 - 20,5	0,00	18,9 - 20,5	0,00	18,9 - 20,5	0,00	18,9 - 20,5	0,00	18,9 - 20,5	0,00	18,8 - 20,3	0,00	20,5 - 22,2	0,00	21,2 - 23	0,00
20,5 - 22	0,00	20,5 - 22	0,00	20,5 - 22	0,00	20,5 - 22	0,00	20,5 - 22	0,00	20,3 - 21,9	0,00	22,2 - 23,9	0,00	23 - 24,8	0,00
22 - 23,6	0,00	22 - 23,6	0,00	22 - 23,6	0,00	22 - 23,6	0,00	22 - 23,6	0,00	21,9 - 23,4	0,00	23,9 - 25,6	0,00	24,8 - 26,5	0,00
23,6 - 25,2	0,00	23,6 - 25,2	0,00	23,6 - 25,2	0,00	23,6 - 25,2	0,00	23,6 - 25,2	0,00	23,4 - 25	0,00	25,6 - 27,3	0,00	26,5 - 28,3	0,00
25,2 - 26,8	0,00	25,2 - 26,8	0,00	25,2 - 26,8	0,00	25,2 - 26,8	0,00	25,2 - 26,8	0,00	25 - 26,6	0,00	27,3 - 29	0,00	28,3 - 30,1	0,00
26,8 - 28,3	0,00	26,8 - 28,3	0,00	26,8 - 28,3	0,00	26,8 - 28,3	0,00	26,8 - 28,3	0,00	26,6 - 28,1	0,00	29 - 30,7	0,00	30,1 - 31,9	0,00
28,3 - 29,9	0,00	28,3 - 29,9	0,00	28,3 - 29,9	0,00	28,3 - 29,9	0,00	28,3 - 29,9	0,00	28,1 - 29,7	0,00	30,7 - 32,4	0,00	31,9 - 33,6	0,00
> 29,9	0,00	> 29,9	0,00	> 29,9	0,00	> 29,9	0,00	> 29,9	0,00	> 29,7	0,00	> 32,4	0,00	> 33,6	0,00

Tabla 39: Matriz de frecuencias para la altura de referencia en el Complejo Diamantis Plaza direcciones S-NNW

S		SSW		SW		WSW		W		WNW		NW		NNW	
V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	V (m/s)	(%)	SE	V (m/s)	V (m/s)	(%)
0 - 1,5	0,06	0 - 1,6	0,03	0 - 1,4	0,03	0 - 1,3	0,01	0 - 1,4	0,07	0 - 1,6	0,06	0 - 1,6	0,07	0 - 1,6	0,05
1,5 - 2,9	0,51	1,6 - 3,1	0,19	1,4 - 2,8	0,20	1,3 - 2,7	0,18	1,4 - 2,8	0,37	1,6 - 3,1	0,43	1,6 - 3,1	0,64	1,6 - 3,1	0,67
2,9 - 4,4	1,63	3,1 - 4,7	0,69	2,8 - 4,2	0,58	2,7 - 4	0,47	2,8 - 4,2	0,73	3,1 - 4,7	0,92	3,1 - 4,7	1,55	3,1 - 4,7	1,98
4,4 - 5,9	1,44	4,7 - 6,3	0,65	4,2 - 5,6	0,61	4 - 5,3	0,41	4,2 - 5,6	0,59	4,7 - 6,3	0,52	4,7 - 6,3	0,86	4,7 - 6,3	1,08
5,9 - 7,4	1,33	6,3 - 7,9	0,74	5,6 - 7	0,72	5,3 - 6,7	0,52	5,6 - 7	0,52	6,3 - 7,8	0,40	6,3 - 7,9	0,61	6,3 - 7,9	0,74
7,4 - 8,8	1,15	7,9 - 9,4	0,77	7 - 8,4	0,83	6,7 - 8	0,58	7 - 8,4	0,59	7,8 - 9,4	0,33	7,9 - 9,4	0,41	7,9 - 9,4	0,48
8,8 - 10,3	0,74	9,4 - 11	0,57	8,4 - 9,8	0,49	8 - 9,4	0,45	8,4 - 9,8	0,42	9,4 - 11	0,20	9,4 - 11	0,20	9,4 - 11	0,27
10,3 - 11,8	0,43	11 - 12,6	0,32	9,8 - 11,2	0,29	9,4 - 10,7	0,27	9,8 - 11,2	0,25	11 - 12,5	0,10	11 - 12,6	0,09	11 - 12,6	0,12
11,8 - 13,2	0,22	12,6 - 14,1	0,17	11,2 - 12,6	0,19	10,7 - 12	0,17	11,2 - 12,6	0,18	12,5 - 14,1	0,07	12,6 - 14,2	0,05	12,6 - 14,2	0,04
13,2 - 14,7	0,11	14,1 - 15,7	0,10	12,6 - 14	0,11	12 - 13,4	0,12	12,6 - 14	0,12	14,1 - 15,7	0,05	14,2 - 15,7	0,02	14,2 - 15,7	0,02
14,7 - 16,2	0,08	15,7 - 17,3	0,05	14 - 15,4	0,06	13,4 - 14,7	0,05	14 - 15,4	0,08	15,7 - 17,2	0,03	15,7 - 17,3	0,01	15,7 - 17,3	0,01
16,2 - 17,7	0,02	17,3 - 18,9	0,03	15,4 - 16,8	0,03	14,7 - 16	0,04	15,4 - 16,8	0,05	17,2 - 18,8	0,01	17,3 - 18,9	0,00	17,3 - 18,9	0,00
17,7 - 19,1	0,02	18,9 - 20,4	0,01	16,8 - 18,2	0,01	16 - 17,4	0,01	16,8 - 18,2	0,02	18,8 - 20,4	0,00	18,9 - 20,5	0,00	18,9 - 20,5	0,00
19,1 - 20,6	0,00	20,4 - 22	0,00	18,2 - 19,6	0,00	17,4 - 18,7	0,01	18,2 - 19,6	0,01	20,4 - 21,9	0,00	20,5 - 22	0,00	20,5 - 22	0,00
20,6 - 22,1	0,01	22 - 23,6	0,00	19,6 - 21	0,00	18,7 - 20,1	0,01	19,6 - 21	0,00	21,9 - 23,5	0,00	22 - 23,6	0,00	22 - 23,6	0,00
22,1 - 23,6	0,00	23,6 - 25,1	0,00	21 - 22,4	0,00	20,1 - 21,4	0,00	21 - 22,4	0,00	23,5 - 25,1	0,00	23,6 - 25,2	0,00	23,6 - 25,2	0,00
23,6 - 25	0,00	25,1 - 26,7	0,00	22,4 - 23,8	0,00	21,4 - 22,7	0,00	22,4 - 23,8	0,00	25,1 - 26,6	0,00	25,2 - 26,8	0,00	25,2 - 26,8	0,00
25 - 26,5	0,00	26,7 - 28,3	0,00	23,8 - 25,2	0,00	22,7 - 24,1	0,00	23,8 - 25,2	0,00	26,6 - 28,2	0,00	26,8 - 28,3	0,00	26,8 - 28,3	0,00
26,5 - 28,0	0,00	28,3 - 29,9	0,00	25,2 - 26,6	0,00	24,1 - 25,4	0,00	25,2 - 26,6	0,00	28,2 - 29,8	0,00	28,3 - 29,9	0,00	28,3 - 29,9	0,00
> 28,0	0,00	> 29,9	0,00	> 26,6	0,00	> 25,4	0,00	> 26,6	0,00	> 29,8	0,00	> 29,9	0,00	> 29,9	0,00

2.3.4 Análisis de velocidades a nivel peatonal

2.3.4.1 Identificación de los puntos

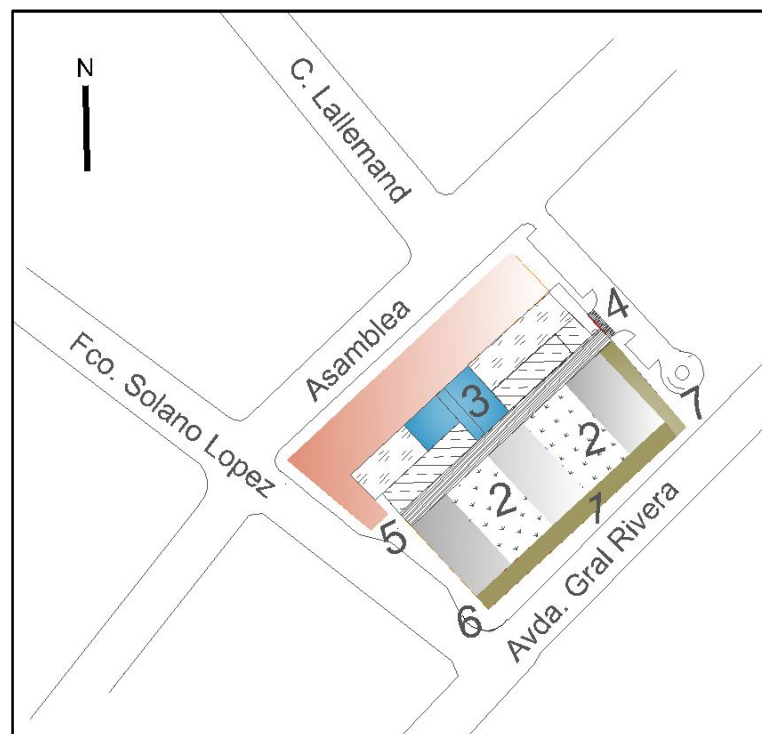
Los puntos de control se seleccionaron considerando la posible afectación a los usos que se le dan a los distintos espacios del Complejo, en base al comportamiento del flujo frente a un edificio alto, descrito en capítulos anteriores. Asimismo, las características del Complejo propician zonas en las cuales el flujo se contrae, aumentando la velocidad del viento, como ocurre en los espacios entre las torres.

Las ubicaciones analizadas se indican en la Figura 28. Los puntos considerados son:

- La vereda y el pasillo abierto sobre Av. Gral. Rivera (1)
- Entradas a las torres (2)
- Espacios recreativos dentro del Complejo (3)
- Entradas al Complejo (4 y 5)
- Esquinas del Complejo sobre Av. Gral. Rivera, con Solano López (6) y con Arrascaeta (7)

A su vez, los puntos 6 y 7 se distinguen en “6 Sur” y “6 Oeste”, “7 Sur” y “7 Este”, de manera de cuantificar la situación en cada lado de la esquina.

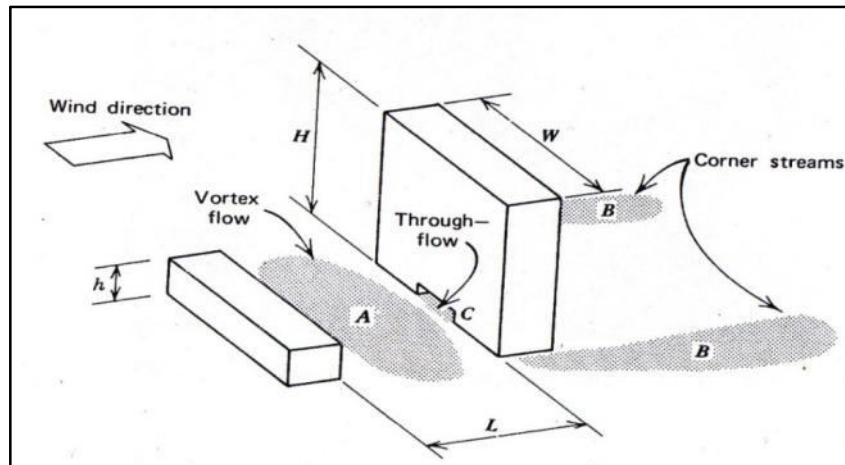
Figura 28: Ubicaciones analizadas



2.3.4.2 Estimación de velocidades a nivel peatonal

Según fue descripto en capítulos anteriores, el flujo alrededor de un edificio alto genera vórtices cercanos al suelo (zona A), flujos descendentes y vórtices en las esquinas (zona B), y en caso de existir conexiones entre los lados del edificio, se pueden generar corrientes (zona C). Las zonas y las distancias de referencia se muestran en la Figura 29. En este caso h es la altura de los obstáculos y L la distancia entre el edificio y el obstáculo.

Figura 29: Zonas de velocidades de viento alrededor de un edificio alto



Para cada dirección de viento se determinan las zonas A y B asociadas, cuyas velocidades se estiman a partir de referencias bibliográficas. Las mismas dependen del ancho y altura del edificio, y la altura y el alejamiento de los obstáculos.

En la Tabla 40 se presenta para cada dirección la relación entre las velocidades en las zonas A y B con la velocidad a la altura del edificio, considerando que el flujo es perpendicular a la cara del edificio. Por lo que en cada caso se considera la proyección de la velocidad en dirección ortogonal a la pared del edificio. En los casos donde existe contracción del flujo se considera un aumento del 10 % en la velocidad.

De esta forma para cada punto de estudio se determinan los parámetros según sea zona A o B, para cada dirección, obteniéndose la velocidad en el mismo. Estos resultados conforman la matriz de frecuencias en cada punto de estudio, las cuales se presentan en el anexo.

Tabla 40: Relación entre velocidades en las zonas A y B con la velocidad a la altura del edificio

	W (m)	H(m)	h (m)	L (m)	θ (°)	L/H	H/h	W/H	V_A/V_H	V_B/V_H
N	20	14,7	9	17	45	1,2	1,6	1,4	0,30	0,84
NNE	20	14,7	9	17	22,5	1,2	1,6	1,4	0,30	0,84
NE	20	14,7	9	17	0	1,2	1,6	1,4	0,30	0,84
ENE	38	14,7	9	17	22,5	1,2	1,6	2,6	0,78	0,84
E	38	14,7	9	17	45	1,2	1,6	2,6	0,78	0,84
ESE	18	67,0	13	20	22,5	0,3	5,2	0,3	0,44	0,92
SE	18	67,0	10	20	0	0,3	6,7	0,3	0,44	0,99
SSE	18	67,0	10	20	22,5	0,3	6,7	0,3	0,44	0,99
S	38	67,0	9	20	45	0,3	7,4	0,6	0,51	0,99
SSW	38	67,0	10	20	22,5	0,3	6,7	0,6	0,51	0,99
SW	38	67,0	15	20	0	0,3	4,5	0,6	0,51	0,85
WSW	42	14,7	30	20	22,5	1,4	0,5	2,9	0,96	0,95
W	42	14,7	15	20	45	1,4	1,0	2,9	0,96	0,90
WNW	18	67,0	14,7	40	22,5	0,6	4,6	0,3	0,37	0,86
NW	18	67,0	14,7	40	0	0,6	4,6	0,3	0,37	0,86
NNW	18	67,0	14,7	40	22,5	0,6	4,6	0,3	0,37	0,86

2.3.4.3 Selección de la normativa

Para analizar el confort en los puntos seleccionados se adoptan los criterios establecidos en la Norma Internacional NEN 8100. En este sentido, se considera la clasificación de áreas propuesta en la norma, que plantea un umbral de 5 m/s para analizar la falta de confort y un umbral de peligro de 15 m/s, con la frecuencia asociada en cada caso.

Siguiendo la clasificación de áreas de la norma, todos los puntos seleccionados se pueden considerar como áreas de tránsito peatonal, exceptuando el punto 3 que además se contempla como área de recreación y descanso.

Para este tipo de áreas, la normativa establece como criterio de confort que no se supere en más de un 10 % del tiempo el umbral de 5m/s, sugiriendo la toma de medidas de mitigación para frecuencias entre 10 % y 20 %. En tanto para el análisis de riesgo, la norma considera que una situación es riesgosa para los peatones cuando se supera el umbral de 15 m/s entre 0,05 % y 0,3 % del tiempo, y para frecuencias mayores a 0,3 % la situación se considera peligrosa, por lo que se deberían evitar este tipo de situaciones.

2.3.5 Análisis de Resultados

Se calcula la probabilidad de excedencia para cada dirección y en cada zona, considerando los umbrales indicados en la norma NEN 8100. Luego se calcula la probabilidad de excedencia para cada punto, considerando los umbrales de confort y de riesgo. En la Tabla 41 se muestran las frecuencias de excedencia del umbral de confort y del umbral de riesgo, para cada punto. El detalle de los resultados se presenta en el anexo.

Tabla 41: Frecuencia de excedencia de la velocidad umbral para cada ubicación

Ubicación	1	2	3	4	5	6 S	6 W	7 S	7 E
P($v > 5$ m/s) en %	3	27	2	2	23	10	22	13	26
P($v > 15$ m/s) en %	-	0,489	0,002	-	0,231	0,148	0,207	0,013	0,308

Para el análisis de los resultados se debe tener en cuenta lo indicado en la norma, respecto a los umbrales y las frecuencias establecidas para los criterios de confort y peligro. En la Tabla 42 se presenta la situación de cada ubicación con respecto a estos criterios.

Tabla 42: Comparación con la Norma NEN 8100

Ubicación	P ($v > 5$) (%)	NEN 8100	P ($v > 15$) (%)	NEN 8100
1	3	Aceptable	-	Aceptable
2	27	Inaceptable	0,49	Peligroso
3	2	Aceptable	0,002	Aceptable
4	2	Aceptable	-	Aceptable
5	23	Inaceptable	0,23	Riesgoso
6 S	10	Inaceptable	0,15	Riesgoso
6 W	22	Inaceptable	0,21	Riesgoso
7 S	13	Inaceptable	0,01	Aceptable
7E	26	Inaceptable	0,31	Peligroso

La entrada vehicular (4), la zona de las piscinas (3) y la acera sobre Av. Gral. Rivera (1), no presentarían problemas de confort ni peligro según lo establecido la norma.

Se observa que el umbral de riesgo es alcanzado en varios de los puntos seleccionados, por lo que se deberá analizar la situación en mayor profundidad. Se debe tener en cuenta que el criterio seleccionado corresponde a un valor muy exigente para las condiciones de viento que se dan naturalmente en nuestro país.

Las entradas laterales a las torres (2) así como la esquina de Av. Gral. Rivera y Arrascaeta (7) resultan ser puntos problemáticos, dado que en estos casos son los vientos más frecuentes (sureste) los que generan estas velocidades. Además, en las entradas laterales se produce un aumento de la velocidad por la contracción generada entre las torres.

2.3.6 Medidas de Mitigación

Para las ubicaciones que presentan falta de confort y/o peligro se analizan posibles medidas de mitigación, ya sea para disminuir el efecto o para proteger a los peatones del impacto del flujo.

Las ubicaciones a analizar son: los espacios entre las torres (2), la entrada peatonal sobre Solano López (5), la esquina de Av. Gral. Rivera y Solano López (6) y la esquina de Av. Gral. Rivera y Arrascaeta (7).

La solución a adoptar depende del tipo de flujo predominante en el punto de estudio, por lo que para cada ubicación se determina cual sería la situación predominante (tipo A o B). Ver Tabla 43.

En todos los puntos el flujo predominante es el generado en las esquinas del Complejo (tipo B). En estos casos generalmente se plantea considerar barreras o mallas porosas, de forma de bloquear la turbulencia, al igual que aumentar la tensión rasante de manera de aumentar la pérdida de carga, así como en algunos casos la protección de la zona con pérgolas a lo largo de la caminería.

Tabla 43: Clasificación del flujo predominante en los puntos de estudio

Ubicación		Tipo Punto
2	Zona entre las torres	B
5	Entrada peatonal sobre Solano López	B
6 S	Esquina sobre Solano López y Av. Gral. Rivera	B
6 W	Esquina sobre Av. Gral. Rivera y Solano López	B
7 S	Esquina sobre Av. Gral. Rivera y Arrascaeta	B
7E	Esquina sobre Arrascaeta y Av. Gral. Rivera	B

En primera instancia se analiza la situación de los puntos donde existen elementos que pueden auspiciar de protección y/o de mitigación del flujo.

En el caso de la entrada peatonal (5) existe un alero (ver Figura 30), el cual disminuye la frecuencia de excedencia del umbral de confort en un 7 %, pero sigue superando los valores permitidos.

Sobre la esquina del Complejo se encuentra una fuente, que se extiende hasta la escalinata de entrada (5), y un cantero con árboles. Por lo que se presume que existe una pérdida de carga en la zona, que disminuye la velocidad y la turbulencia en esa esquina. En la Figura 30 y en la Figura 31 se muestra la entrada peatonal (5) y la fuente ubicada en el punto de estudio 6 W.

Figura 30: Entrada peatonal - vista hacia Av. Gral. Rivera



Figura 31: Entrada peatonal sobre Solano López y fuente en el punto de estudio 6 W. Vista hacia Asamblea



En el caso de los puntos ubicados sobre las esquinas de Av. Gral. Rivera, el mismo edificio posee un alero de 2 m que se corresponde con las terrazas de los pisos superiores, desviando parte del flujo en las esquinas. En caso de vientos extremos auspicia de zona cubierta para los peatones, ver Figura 32 y Figura 33.

Figura 32: Vista del frente del Complejo sobre Av. Gral. Rivera*Figura 33: Vista desde Av. Gral. Rivera y Arrascaeta*

Entre las torres (2) existe un área parquizada con una fuente a nivel del suelo, Figura 34. En caso de colocar una barrera de árboles, estos deberían ser de una especie arbustacea.

En este caso habría que proteger toda la zona lateral del edificio, que implica una distancia de 30 m, para lo cual se propone una malla porosa de 3 m de altura. Con una porosidad del 20 % se reduce un 80 % de la velocidad a los 15 metros y una reducción del 40 % de la velocidad a los 30 metros. Dadas las limitaciones del presente estudio, estas recomendaciones se basan en datos bibliográficos²¹ referentes a la evolución de la

²¹ Extraído de: Notas del Curso Energía Eólica- Capítulo 2

turbulencia frente a una barrera de árboles. En estas situaciones se debería realizar un diseño y comprobación en el túnel de viento.

Figura 34: Vista entre las torres hacia la zona de piscinas



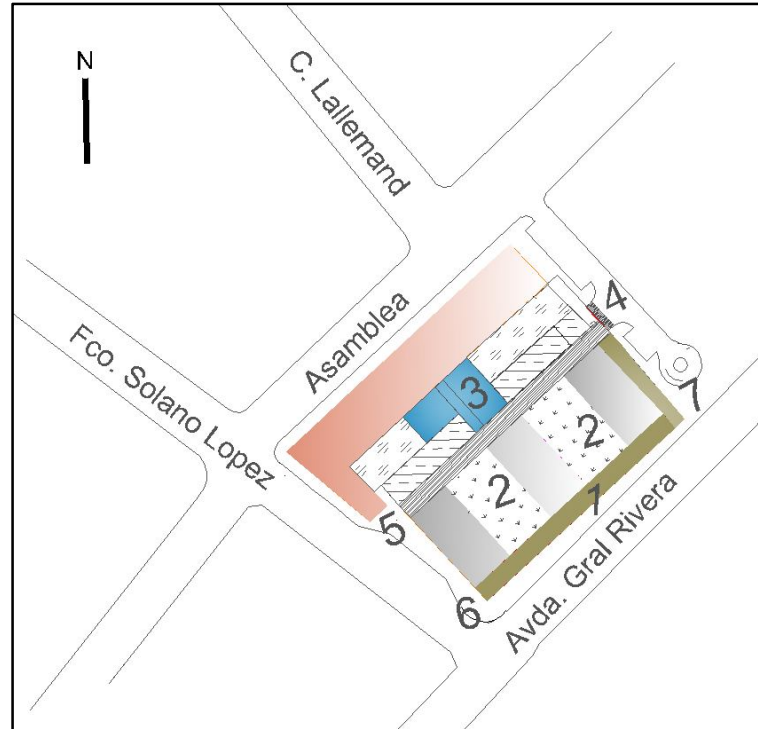
Figura 35: Vista de la zona entre las torres desde el interior del complejo



3 ANEXO: Matriz de frecuencias de los puntos de estudio

Para cada ubicación indicada en la Figura 36 se realiza la matriz de frecuencia de acuerdo al tipo de punto que sea.

Figura 36: Puntos de estudio



Los parámetros considerados en cada caso se mencionan en la tabla previa a la matriz de frecuencias. En cada caso se estudia el efecto de la dirección perpendicular a la cara, por lo que para cada dirección de viento se determina el ángulo según el cual se proyecta (α).

Para los casos en donde existen contracciones del flujo se considera un aumento del 10% en el flujo, por lo que coeficiente β representa dicho incremento. Los coeficientes VA/VH y VB/VH son extraídos de la Tabla 40 para cada dirección de viento

Ubicación 1: Acera sobre Av. Gral. Rivera

Tabla 44: Resumen de Frecuencias de ubicación 1

Umbral confort	$P(v>5)$	3	$P(v_A>5)$	3	$P(V_B>5)$	0
Umbral riesgo	$P(v>15)$	-	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	-

Tabla 45: Parámetros de la ubicación 1

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	-	22,50	45,00	22,50	-	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	0,44	0,44	0,44
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	-	22,50	45,00	22,50	-	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	0,51	0,51	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 46: Matriz de frecuencias ubicación 1 para las direcciones N- SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,63	-	0,094	0,75	-	0,068	0,72	-	0,049
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-	0,784	1,50	-	0,761	1,43	-	0,538
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,90	-	2,305	2,25	-	2,226	2,15	-	1,602
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,54	-	1,853	2,99	-	1,913	2,87	-	1,196
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,17	-	1,685	3,74	-	1,817	3,59	-	1,153
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,80	-	1,140	4,49	-	1,412	4,30	-	0,881
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,44	-	0,485	5,24	-	0,566	5,02	-	0,365
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,07	-	0,164	5,99	-	0,211	5,74	-	0,136
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,70	-	0,073	6,74	-	0,083	6,46	-	0,069
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,34	-	0,022	7,49	-	0,032	7,17	-	0,029
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,97	-	0,009	8,23	-	0,015	7,89	-	0,017
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,61	-	0,003	8,98	-	0,002	8,61	-	0,007
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,24	-	0,001	9,73	-	-	9,33	-	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,87	-	0,001	10,48	-	-	10,04	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,51	-	-	11,23	-	-	10,76	-	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,14	-	-	11,98	-	-	11,48	-	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,78	-	-	12,73	-	-	12,20	-	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,41	-	-	13,47	-	-	12,91	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12,04	-	-	14,22	-	-	13,63	-	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	0,002

Tabla 47: Matriz de frecuencias ubicación 1 para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
0,53	-	0,062	0,74	-	0,030	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,07	-	0,514	1,49	-	0,187	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,60	-	1,627	2,23	-	0,685	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,14	-	1,439	2,98	-	0,649	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,67	-	1,334	3,72	-	0,743	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,20	-	1,155	4,47	-	0,772	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,74	-	0,736	5,21	-	0,572	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,27	-	0,434	5,96	-	0,320	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,80	-	0,221	6,70	-	0,173	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,34	-	0,107	7,45	-	0,098	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,87	-	0,078	8,19	-	0,054	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,41	-	0,021	8,94	-	0,029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,94	-	0,017	9,68	-	0,010	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,47	-	0,005	10,43	-	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,01	-	0,005	11,17	-	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8,54	-	0,002	11,92	-	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,08	-	0,002	12,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9,61	-	0,002	13,41	-	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10,14	-	0,002	14,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mayor	-	0,001	Mayor	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ubicación 2: Jardines entre las Torres

Tabla 48: Resumen de Frecuencias de ubicación 2

Umbral confort	$P(v>5)$	27	$P(v_A>5)$	-	$P(V_B>5)$	27
Umbral riesgo	$P(v>15)$	0,489	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	0,489

Tabla 49: Parámetros de la ubicación 2

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	0,92	0,99	0,99
β : coef contracción	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	0,99	0,99	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10

Tabla 50: Matriz de frecuencias ubicación 2 para las direcciones N- SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,45	0,094	-	1,86	0,068	-	1,79	0,049
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,91	0,784	-	3,73	0,761	-	3,57	0,538
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,36	2,305	-	5,59	2,226	-	5,36	1,602
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,82	1,853	-	7,45	1,913	-	7,14	1,196
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,27	1,685	-	9,32	1,817	-	8,93	1,153
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,73	1,140	-	11,18	1,412	-	10,71	0,881
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,18	0,485	-	13,04	0,566	-	12,50	0,365
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,63	0,164	-	14,90	0,211	-	14,29	0,136
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,09	0,073	-	16,77	0,083	-	16,07	0,069
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,54	0,022	-	18,63	0,032	-	17,86	0,029
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,00	0,009	-	20,49	0,015	-	19,64	0,017
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,45	0,003	-	22,36	0,002	-	21,43	0,007
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,91	0,001	-	24,22	-	-	23,22	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,36	0,001	-	26,08	-	-	25,00	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21,81	-	-	27,95	-	-	26,79	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,27	-	-	29,81	-	-	28,57	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24,72	-	-	31,67	-	-	30,36	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26,18	-	-	33,54	-	-	32,14	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27,63	-	-	35,40	-	-	33,93	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-

Tabla 51: Matriz de frecuencias de la ubicación 2 para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	1,13	0,062	-	1,59	0,030	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	2,26	0,514	-	3,17	0,187	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	3,39	1,627	-	4,76	0,685	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	4,51	1,439	-	6,34	0,649	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	5,64	1,334	-	7,93	0,743	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	6,77	1,155	-	9,52	0,772	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	7,90	0,736	-	11,10	0,572	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	9,03	0,434	-	12,69	0,320	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	10,16	0,221	-	14,28	0,173	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	11,28	0,107	-	15,86	0,098	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	12,41	0,078	-	17,45	0,054	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	13,54	0,021	-	19,03	0,029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	14,67	0,017	-	20,62	0,010	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	15,80	0,005	-	22,21	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	16,93	0,005	-	23,79	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	18,05	0,002	-	25,38	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	19,18	0,002	-	26,97	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	20,31	0,002	-	28,55	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	21,44	0,002	-	30,14	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Mayor	0,000	-	Mayor	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ubicación 3: Zona de piscinas exteriores

Tabla 52: Resumen de frecuencias de ubicación 3

Umbral confort	P(v>5)	2	P(v _A >5)	2	P(V _B >5)	-
Umbral riesgo	P (v>15)	0,002	P(v _A >15)	0,002	P (V _B >15)	-

Tabla 53: Parámetros de la ubicación 3

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	0,30	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	0,96	0,37	0,37	0,37
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 54: Matriz de frecuencias ubicación 3 para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
0,33	-	0,083	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,67	-	0,904	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-	3,047	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,33	-	2,618	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,67	-	1,848	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-	1,265	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,33	-	0,638	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,67	-	0,194	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-	0,085	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,33	-	0,034	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,67	-	0,018	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,33	-	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mayor	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 55: Matriz de frecuencias ubicación 3 para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,95	-	0,070	0,53	-	0,055	0,58	-	0,069	0,54	-	0,053
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,91	-	0,374	1,06	-	0,430	1,16	-	0,641	1,07	-	0,669
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,86	-	0,732	1,60	-	0,925	1,74	-	1,546	1,61	-	1,978
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,81	-	0,593	2,13	-	0,515	2,32	-	0,864	2,14	-	1,077
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,76	-	0,519	2,66	-	0,401	2,90	-	0,612	2,68	-	0,742
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,72	-	0,587	3,19	-	0,326	3,48	-	0,405	3,21	-	0,485
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,67	-	0,423	3,73	-	0,203	4,05	-	0,204	3,75	-	0,265
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,62	-	0,254	4,26	-	0,105	4,63	-	0,091	4,28	-	0,117
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,57	-	0,182	4,79	-	0,070	5,21	-	0,049	4,82	-	0,039
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,53	-	0,124	5,32	-	0,050	5,79	-	0,018	5,35	-	0,021
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,48	-	0,083	5,86	-	0,030	6,37	-	0,011	5,89	-	0,011
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,43	-	0,048	6,39	-	0,010	6,95	-	0,002	6,42	-	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12,38	-	0,017	6,92	-	0,003	7,53	-	0,001	6,96	-	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,34	-	0,008	7,45	-	0,002	8,11	-	0,002	7,49	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,29	-	0,005	7,99	-	0,003	8,69	-	-	8,03	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,24	-	-	8,52	-	0,002	9,27	-	0,003	8,56	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,19	-	-	9,05	-	0,001	9,85	-	0,001	9,10	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,15	-	0,001	9,58	-	0,001	10,43	-	-	9,63	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,10	-	0,001	10,12	-	-	11,01	-	-	10,17	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-

Ubicación 4: Entrada vehicular por E. Arrascaeta

Tabla 56: Resumen de frecuencias de ubicación 4

Umbral confort	$P(v>5)$	2	$P(v_A>5)$	2	$P(V_B>5)$	-
Umbral riesgo	$P(v>15)$	-	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	-

Tabla 57: Parámetros de la ubicación 4

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	0,30	0,30	0,30	0,78	0,78	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 58: Matriz de frecuencias ubicación 4 para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
0,33	-	0,083	0,44	-	0,077	0,47	-	0,116	1,13	-	0,075	0,87	-	0,133	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,67	-	0,904	0,87	-	0,548	0,94	-	0,890	2,27	-	0,896	1,73	-	1,340	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,00	-	3,047	1,31	-	1,912	1,41	-	2,278	3,40	-	1,895	2,60	-	2,435	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,33	-	2,618	1,74	-	1,773	1,88	-	1,777	4,53	-	0,829	3,47	-	1,512	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,67	-	1,848	2,18	-	1,860	2,36	-	1,498	5,67	-	0,548	4,34	-	0,810	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00	-	1,265	2,61	-	1,367	2,83	-	1,033	6,80	-	0,272	5,20	-	0,580	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,33	-	0,638	3,05	-	0,607	3,30	-	0,463	7,93	-	0,118	6,07	-	0,183	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,67	-	0,194	3,48	-	0,228	3,77	-	0,192	9,07	-	0,045	6,94	-	0,081	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,00	-	0,085	3,92	-	0,112	4,24	-	0,084	10,20	-	0,019	7,81	-	0,033	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,33	-	0,034	4,35	-	0,029	4,71	-	0,045	11,33	-	0,005	8,67	-	0,017	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,67	-	0,018	4,79	-	0,014	5,18	-	0,016	12,47	-	0,005	9,54	-	0,011	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,00	-	0,003	5,22	-	0,003	5,65	-	0,006	13,60	-	0,001	10,41	-	0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,33	-	0,001	5,66	-	0,001	6,13	-	0,002	14,73	-	0,001	11,28	-	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,66	-	-	6,10	-	0,002	6,60	-	0,001	15,87	-	-	12,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,00	-	-	6,53	-	0,001	7,07	-	-	17,00	-	-	13,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,33	-	-	6,97	-	-	7,54	-	-	18,14	-	-	13,88	-	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,66	-	-	7,40	-	-	8,01	-	-	19,27	-	-	14,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,00	-	-	7,84	-	-	8,48	-	-	20,40	-	-	15,61	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6,33	-	-	8,27	-	-	8,95	-	-	21,54	-	-	16,48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 59: Matriz de frecuencias ubicación 4 para las direcciones S-NNW

[illegible]

Ubicación 5: Entrada peatonal por Fco. Solano López

Tabla 60: Resumen de frecuencias de ubicación 5

Umbral confort	P(v>5)	23	P(v _A >5)	6	P(V _B >5)	16
Umbral riesgo	P (v>15)	-	P(v _A >15)	-	P (V _B >15)	-

Tabla 61: Parámetros de la ubicación 5

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	0,99	0,99
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	0,51	0,51	0,96	0,96	-	-	-
VB/VH	0,99	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 62: Matriz de frecuencias ubicación 5 para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,69	0,068	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,39	0,761	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,08	2,226	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,77	1,913	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,47	1,817	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,16	1,412	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,86	0,566	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,55	0,211	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,24	0,083	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,94	0,032	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,63	0,015	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20,32	0,002	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22,02	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,71	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25,41	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	27,10	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28,79	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30,49	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32,18	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	-	-	-	-

Tabla 63: Matriz de frecuencias ubicación 5 para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	1,62	0,049	-	1,03	0,062	0,74	-	0,030	0,72	-	0,030	1,19	-	0,014	0,95	-	0,070	-	-	-	-	-	-
-	3,25	0,538	-	2,05	0,514	1,49	-	0,187	1,44	-	0,203	2,38	-	0,175	1,91	-	0,374	-	-	-	-	-	-
-	4,87	1,602	-	3,08	1,627	2,23	-	0,685	2,16	-	0,581	3,56	-	0,469	2,86	-	0,732	-	-	-	-	-	-
-	6,49	1,196	-	4,10	1,439	2,98	-	0,649	2,87	-	0,607	4,75	-	0,408	3,81	-	0,593	-	-	-	-	-	-
-	8,12	1,153	-	5,13	1,334	3,72	-	0,743	3,59	-	0,722	5,94	-	0,521	4,76	-	0,519	-	-	-	-	-	-
-	9,74	0,881	-	6,15	1,155	4,47	-	0,772	4,31	-	0,827	7,13	-	0,583	5,72	-	0,587	-	-	-	-	-	-
-	11,36	0,365	-	7,18	0,736	5,21	-	0,572	5,03	-	0,494	8,31	-	0,455	6,67	-	0,423	-	-	-	-	-	-
-	12,99	0,136	-	8,21	0,434	5,96	-	0,320	5,75	-	0,294	9,50	-	0,271	7,62	-	0,254	-	-	-	-	-	-
-	14,61	0,069	-	9,23	0,221	6,70	-	0,173	6,47	-	0,186	10,69	-	0,169	8,57	-	0,182	-	-	-	-	-	-
-	16,23	0,029	-	10,26	0,107	7,45	-	0,098	7,19	-	0,111	11,88	-	0,119	9,53	-	0,124	-	-	-	-	-	-
-	17,86	0,017	-	11,28	0,078	8,19	-	0,054	7,90	-	0,056	13,07	-	0,048	10,48	-	0,083	-	-	-	-	-	-
-	19,48	0,007	-	12,31	0,021	8,94	-	0,029	8,62	-	0,032	14,25	-	0,039	11,43	-	0,048	-	-	-	-	-	-
-	21,10	0,002	-	13,34	0,017	9,68	-	0,010	9,34	-	0,008	15,44	-	0,014	12,38	-	0,017	-	-	-	-	-	-
-	22,73	0,000	-	14,36	0,005	10,43	-	0,003	10,06	-	0,003	16,63	-	0,006	13,34	-	0,008	-	-	-	-	-	-
-	24,35	0,002	-	15,39	0,005	11,17	-	0,003	10,78	-	0,005	17,82	-	0,006	14,29	-	0,005	-	-	-	-	-	-
-	25,98	0,000	-	16,41	0,002	11,92	-	0,001	11,50	-	0,001	19,00	-	0,000	15,24	-	0,000	-	-	-	-	-	-
-	27,60	0,001	-	17,44	0,002	12,66	-	0,000	12,22	-	0,000	20,19	-	0,000	16,19	-	0,000	-	-	-	-	-	-
-	29,22	0,000	-	18,46	0,002	13,41	-	0,001	12,93	-	0,001	21,38	-	0,002	17,15	-	0,001	-	-	-	-	-	-
-	30,85	0,001	-	19,49	0,002	14,15	-	0,000	13,65	-	0,000	22,57	-	0,000	18,10	-	0,001	-	-	-	-	-	-
-	Mayor	0,002	-	Mayor	0,001	Mayor	-	0,000	Mayor	-	0,000	Mayor	-	0,002	Mayor	-	0,000	-	-	-	-	-	-

Ubicación 6 S: Esquina Fco. Solano López y Av. Gral Rivera; acera sobre Av. Gral Rivera

Tabla 64: Resumen de frecuencias de ubicación 6 S

Umbral confort	$P(v>5)$	10	$P(v_A>5)$	-	$P(V_B>5)$	10
Umbral riesgo	$P(v>15)$	0,148	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	0,148

Tabla 65: Parámetros de la ubicación 6 S

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	45,00
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,71
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	0,99	0,85	0,95	0,90	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 66: Matriz de frecuencias ubicación 6 S para las direcciones N-SSE

[illegible]

Tabla 67: Matriz de frecuencias ubicación 6 S para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	1,44	0,030	-	1,19	0,030	-	1,17	0,014	-	0,89	0,070	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	2,88	0,187	-	2,37	0,203	-	2,35	0,175	-	1,79	0,374	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	4,33	0,685	-	3,56	0,581	-	3,52	0,469	-	2,68	0,732	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	5,77	0,649	-	4,74	0,607	-	4,70	0,408	-	3,57	0,593	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	7,21	0,743	-	5,93	0,722	-	5,87	0,521	-	4,47	0,519	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	8,65	0,772	-	7,12	0,827	-	7,05	0,583	-	5,36	0,587	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	10,09	0,572	-	8,30	0,494	-	8,22	0,455	-	6,26	0,423	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	11,54	0,320	-	9,49	0,294	-	9,40	0,271	-	7,15	0,254	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	12,98	0,173	-	10,68	0,186	-	10,57	0,169	-	8,04	0,182	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	14,42	0,098	-	11,86	0,111	-	11,75	0,119	-	8,94	0,124	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	15,86	0,054	-	13,05	0,056	-	12,92	0,048	-	9,83	0,083	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	17,30	0,029	-	14,23	0,032	-	14,10	0,039	-	10,72	0,048	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	18,75	0,010	-	15,42	0,008	-	15,27	0,014	-	11,62	0,017	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	20,19	0,003	-	16,61	0,003	-	16,45	0,006	-	12,51	0,008	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	21,63	0,003	-	17,79	0,005	-	17,62	0,006	-	13,41	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	23,07	0,001	-	18,98	0,001	-	18,80	0,000	-	14,30	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	24,51	0,000	-	20,17	0,000	-	19,97	0,000	-	15,19	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	25,96	0,001	-	21,35	0,001	-	21,15	0,002	-	16,09	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	27,40	0,000	-	22,54	0,000	-	22,32	0,000	-	16,98	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	Mayor	0,000	-	Mayor	0,000	-	Mayor	0,002	-	Mayor	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ubicación 6 W: Esquina Fco. Solano López y Av. Gral Rivera; acera sobre Fco. Solano López

Tabla 68: Resumen de frecuencias de ubicación 6 W

Umbral confort	$P(v>5)$	22	$P(v_A>5)$	-	$P(V_B>5)$	22
Umbral riesgo	$P(v>15)$	0,207	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	0,207

Tabla 69: Parámetros de la ubicación 6 W

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	0,92	0,99	0,99
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	0,99	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 70: Matriz de frecuencias ubicación 6 W para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	0,094	-	1,69	0,068	-	1,62	0,049
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,64	0,784	-	3,39	0,761	-	3,25	0,538
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,97	2,305	-	5,08	2,226	-	4,87	1,602
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,29	1,853	-	6,77	1,913	-	6,49	1,196
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,61	1,685	-	8,47	1,817	-	8,12	1,153
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,93	1,140	-	10,16	1,412	-	9,74	0,881
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,25	0,485	-	11,86	0,566	-	11,36	0,365
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,58	0,164	-	13,55	0,211	-	12,99	0,136
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,90	0,073	-	15,24	0,083	-	14,61	0,069
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,22	0,022	-	16,94	0,032	-	16,23	0,029
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,54	0,009	-	18,63	0,015	-	17,86	0,017
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,86	0,003	-	20,32	0,002	-	19,48	0,007
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,19	0,001	-	22,02	0,000	-	21,10	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18,51	0,001	-	23,71	0,000	-	22,73	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,83	0,000	-	25,41	0,000	-	24,35	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21,15	0,000	-	27,10	0,000	-	25,98	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22,48	0,000	-	28,79	0,000	-	27,60	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,80	0,000	-	30,49	0,000	-	29,22	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25,12	0,000	-	32,18	0,000	-	30,85	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	0,000	-	Mayor	0,000	-	Mayor	0,002

Tabla 71: Matriz de frecuencias ubicación 6 W para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	1,03	0,062	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	2,05	0,514	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	3,08	1,627	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	4,10	1,439	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	5,13	1,334	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	6,15	1,155	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	7,18	0,736	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	8,21	0,434	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	9,23	0,221	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	10,26	0,107	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	11,28	0,078	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	12,31	0,021	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	13,34	0,017	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	14,36	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	15,39	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	16,41	0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	17,44	0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	18,46	0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	19,49	0,002	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Mayor	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ubicación 7 S: Esquina de Av. Gral Rivera y E. Arrascaeta; acera sobre Av. Gral Rivera

Tabla 72: Resumen de frecuencias de ubicación 7 S

Umbral confort	$P(v>5)$	13	$P(v_A>5)$	-	$P(V_B>5)$	13
Umbral riesgo	$P(v>15)$	0,013	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	0,013

Tabla 73: Parámetros de la ubicación 7 S

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	0,84	0,84	0,84	0,84	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 74: Matriz de frecuencias ubicación 7 S para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	0,93	0,083	-	1,22	0,077	-	1,32	0,116	-	1,22	0,075	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	1,86	0,904	-	2,43	0,548	-	2,64	0,890	-	2,43	0,896	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	2,80	3,047	-	3,65	1,912	-	3,95	2,278	-	3,65	1,895	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	3,73	2,618	-	4,87	1,773	-	5,27	1,777	-	4,87	0,829	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	4,66	1,848	-	6,09	1,860	-	6,59	1,498	-	6,09	0,548	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	5,59	1,265	-	7,30	1,367	-	7,91	1,033	-	7,30	0,272	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	6,52	0,638	-	8,52	0,607	-	9,22	0,463	-	8,52	0,118	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	7,45	0,194	-	9,74	0,228	-	10,54	0,192	-	9,74	0,045	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	8,39	0,085	-	10,96	0,112	-	11,86	0,084	-	10,96	0,019	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	9,32	0,034	-	12,17	0,029	-	13,18	0,045	-	12,17	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	10,25	0,018	-	13,39	0,014	-	14,49	0,016	-	13,39	0,005	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	11,18	0,003	-	14,61	0,003	-	15,81	0,006	-	14,61	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	12,11	0,001	-	15,83	0,001	-	17,13	0,002	-	15,83	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	13,04	-	-	17,04	0,002	-	18,45	0,001	-	17,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	13,98	-	-	18,26	0,001	-	19,77	-	-	18,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	14,91	-	-	19,48	-	-	21,08	-	-	19,48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	15,84	-	-	20,70	-	-	22,40	-	-	20,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	16,77	-	-	21,91	-	-	23,72	-	-	21,91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	17,70	-	-	23,13	-	-	25,04	-	-	23,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 75: Matriz de frecuencias ubicación 7 S para las direcciones S-NNW

[illegible]

Ubicación 7 E: Esquina de Av. Gral Rivera y E. Arrascaeta; acera sobre E. Arrascaeta

Tabla 76: Resumen de frecuencias de ubicación 7 E

Umbral confort	$P(v>5)$	26	$P(v_A>5)$	-	$P(V_B>5)$	26
Umbral riesgo	$P(v>15)$	0,308	$P(v_A>15)$	-	$P(V_B>15)$	0,308

Tabla 77: Parámetros de la ubicación 7 E

	N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	-	-	-	-	0,84	0,92	0,99	0,99
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW
Ángulo proyección (α)	45,00	22,50	0,00	22,50	45,00	22,50	0,00	22,50
coseno α	0,71	0,92	1,00	0,92	0,71	0,92	1,00	0,92
VA/VH	-	-	-	-	-	-	-	-
VB/VH	0,99	0,99	-	-	-	-	-	-
β : coef contracción	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Tabla 78: Matriz de frecuencias ubicación 7 E para las direcciones N-SSE

N			NNE			NE			ENE			E			ESE			SE			SSE		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,93	0,133	-	1,32	0,094	-	1,69	0,068	-	1,62	0,049
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,86	1,340	-	2,64	0,784	-	3,39	0,761	-	3,25	0,538
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,80	2,435	-	3,97	2,305	-	5,08	2,226	-	4,87	1,602
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,73	1,512	-	5,29	1,853	-	6,77	1,913	-	6,49	1,196
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,66	0,810	-	6,61	1,685	-	8,47	1,817	-	8,12	1,153
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,59	0,580	-	7,93	1,140	-	10,16	1,412	-	9,74	0,881
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6,52	0,183	-	9,25	0,485	-	11,86	0,566	-	11,36	0,365
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,45	0,081	-	10,58	0,164	-	13,55	0,211	-	12,99	0,136
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,39	0,033	-	11,90	0,073	-	15,24	0,083	-	14,61	0,069
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9,32	0,017	-	13,22	0,022	-	16,94	0,032	-	16,23	0,029
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10,25	0,011	-	14,54	0,009	-	18,63	0,015	-	17,86	0,017
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,18	0,002	-	15,86	0,003	-	20,32	0,002	-	19,48	0,007
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12,11	0,001	-	17,19	0,001	-	22,02	-	-	21,10	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,04	0,000	-	18,51	0,001	-	23,71	-	-	22,73	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13,98	0,000	-	19,83	-	-	25,41	-	-	24,35	0,002
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14,91	0,001	-	21,15	-	-	27,10	-	-	25,98	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15,84	-	-	22,48	-	-	28,79	-	-	27,60	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,77	-	-	23,80	-	-	30,49	-	-	29,22	0,000
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17,70	-	-	25,12	-	-	32,18	-	-	30,85	0,001
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	-	-	Mayor	0,002

Tabla 79: Matriz de frecuencias ubicación 7 E para las direcciones S-NNW

S			SSW			SW			WSW			W			WNW			NW			NNW		
VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)	VA (m/s)	VB (m/s)	P (%)
-	1,03	0,062	-	1,44	0,030	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	2,05	0,514	-	2,88	0,187	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	3,08	1,627	-	4,33	0,685	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	4,10	1,439	-	5,77	0,649	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	5,13	1,334	-	7,21	0,743	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	6,15	1,155	-	8,65	0,772	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	7,18	0,736	-	10,09	0,572	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	8,21	0,434	-	11,54	0,320	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	9,23	0,221	-	12,98	0,173	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	10,26	0,107	-	14,42	0,098	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	11,28	0,078	-	15,86	0,054	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	12,31	0,021	-	17,30	0,029	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	13,34	0,017	-	18,75	0,010	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	14,36	0,005	-	20,19	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	15,39	0,005	-	21,63	0,003	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	16,41	0,002	-	23,07	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	17,44	0,002	-	24,51	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	18,46	0,002	-	25,96	0,001	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	19,49	0,002	-	27,40	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Mayor	0,001	-	Mayor	0,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de; VILLELA, Swami Marcondes. Manual de hidráulica. 1970.

BLOCKEN, Bert; CARMELIET, Jan. Pedestrian wind environment around buildings: literature review and practical examples. *Journal of Thermal Envelope and Building Science*, 2004, vol. 28, no 2, p. 107-159.

CATALDO, José. Notas del curso Energía Eólica. *IMFIA/FING/UdelaR*. 2012.

COUNCIL, Auckland City. *The City of Auckland District Scheme, Operative 1991, Ordinances, Central Area*. 1991.

COUNCIL, Auckland City. *Proposed District Plan 1997: Central Area Section, 6.12 Environment Wind Control*. 1997.

COUNCIL, Sydney City. *Development Control Plan 2012- Section 3*. 2012.

COUNCIL, Wellington City; SQUARE, Civic; STREET, Wakefield. Wellington City district plan. *Wellington, Wellington City Council*, 2000.

D'ÁNGELO, Mauro; KOK, Pablo: Caracterización y Valorización de Residuos Sólidos Domiciliarios de la Ciudad de Montevideo. *IMFIA/FING/UdelaR*. 2012.

FLAY, R. G. J.; ANDREWS, R. J. A wind tunnel/full-scale comparison of the wind flow over Auckland City. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 1995, vol. 54, p. 151-161.

FLAY, Richard; LOCKEB, Nick. Wind Control Regulations for The Pedestrian Level Wind Environment in Two New Zealand Cities. 2004.

INTENDENCIA DE MONTEVIDEO; Consorcio SOGREAH-SEURECA-GKW-CSI. Plan Director de Saneamiento del Departamento de Montevideo. *IMM, Montevideo, Uruguay*. 1992

INTENDENCIA DE MONTEVIDEO. Plan Montevideo. *Plan de Ordenamiento Territorial de Montevideo*. *IMM, Montevideo, Uruguay*. 1998

INTENDENCIA DE MONTEVIDEO. Plan Director de Residuos Sólidos de Montevideo y Área Urbana. *IMM, Montevideo, Uruguay*. 2005

IMFIA; Facultad de Ingeniería; UdelaR. Anexo III: Análisis de Vientos. *Convenio UdelaR/FING/IMFIA-IM. Consorcio CSI-SOGREAH-LOGOS. Estudio de Impacto Ambiental de Punta Yeguas*. *IMM, Montevideo, Uruguay*. 2006.

IMFIA; Facultad de Ingeniería; UdelaR. Actualización de las curvas IDF para la ciudad de Montevideo. *Estudios de base y asesoramiento para la actualización del PDSM. Convenio UdelaR/FING/IMFIA- IM*. 2013

HUNT, J. C. R., POULTON, E. C., & MUMFORD, J. C. The effects of wind on people; new criteria based on wind tunnel experiments. *Building and Environment*, 1976, vol. 11(1), p. 15-28.

MVOTMA; DINASA; IDU. Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas, manual V 1.0. MVOTMA, Montevideo, Uruguay. 2009

SOBRINHO, Pedro Alem, et al. Coleta e transporte de esgoto sanitário. Universidade de São Paulo. 1999.

RATCLIFF, Michael A.; PETERKA, Jon A. Comparison of pedestrian wind acceptability criteria. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1990, vol. 36, p. 791-800.

SIMIUI, Emil; SCANLAN, Robert. Wind effects on structures: an introduction to wind engineering. *New York, Wiley-Interscience*. 1985.

STATHOPOULOS, Ted. Wind and comfort. En *European & African Conferences on Wind Engineering (EACWE)* 5th. 2009.

TUCCI, Carlos, E.M. Gestión de Inundaciones Urbanas. 2007.

WILLIAMS, C. J., et al. Experiences with remedial solutions to control pedestrian wind problems. En *Tenth International Conference on Wind Engineering*. 1999.

WILLEMSSEN, Eddy; WISSE, Jacob A. Design for wind comfort in The Netherlands: Procedures, criteria and open research issues. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2007, vol. 95, no 9, p. 1541-1550.

PÁGINAS CONSULTADAS

Complejo Diamantis Plaza L&T: www.diamantisplaza.com

Dirección Nacional de Meteorología: meteorologia.gub.uy

Equipamiento Equiurbe: www.equiurbe.com

Environmental Protection Agency: www.epa.gov

Instituto Nacional de Estadística: www.ine.gub.uy

Intendencia de Montevideo: www.montevideo.gub.uy

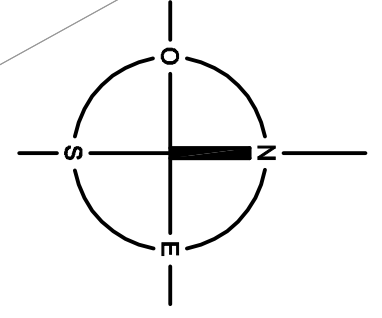
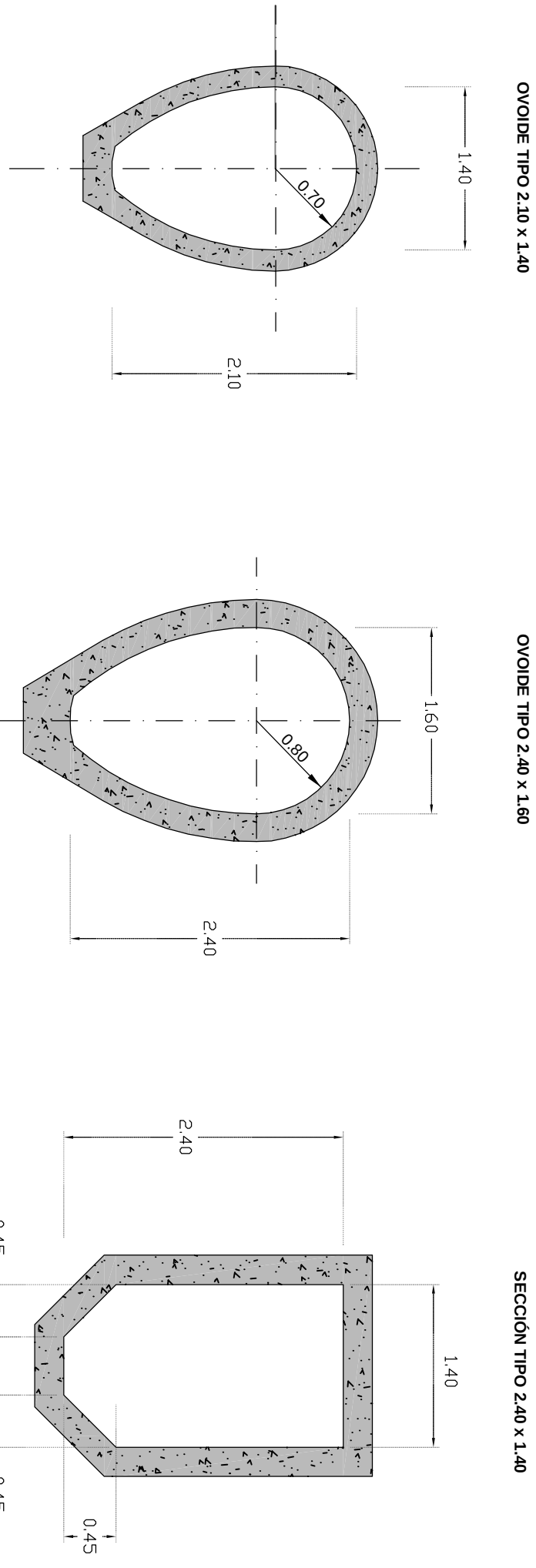
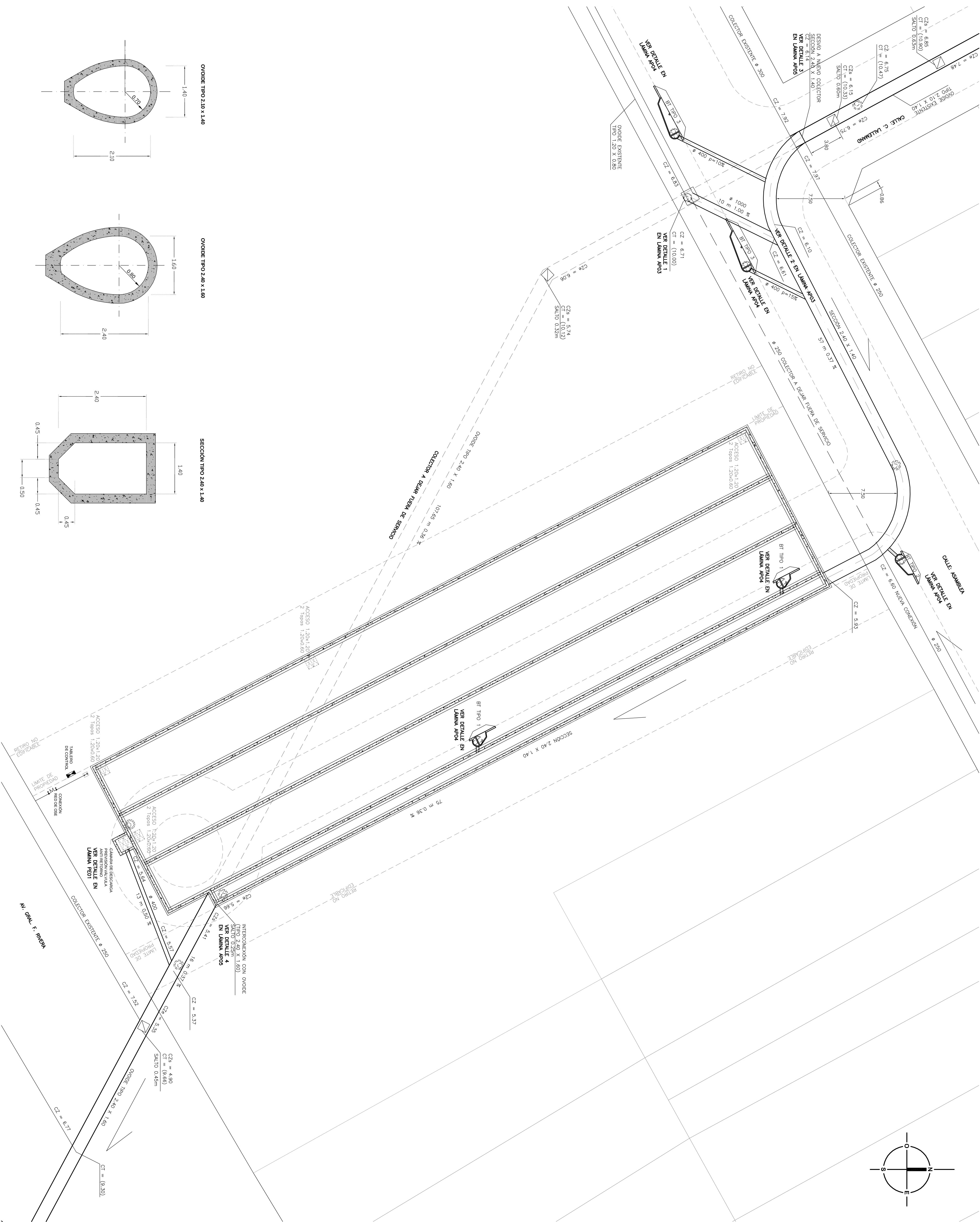
Nord Engineering: www.nordengineering.com

Norma NEN 8100:2006: www.nen.nl/NEN-Shop/Norm/NEN-81002006-nl.htm

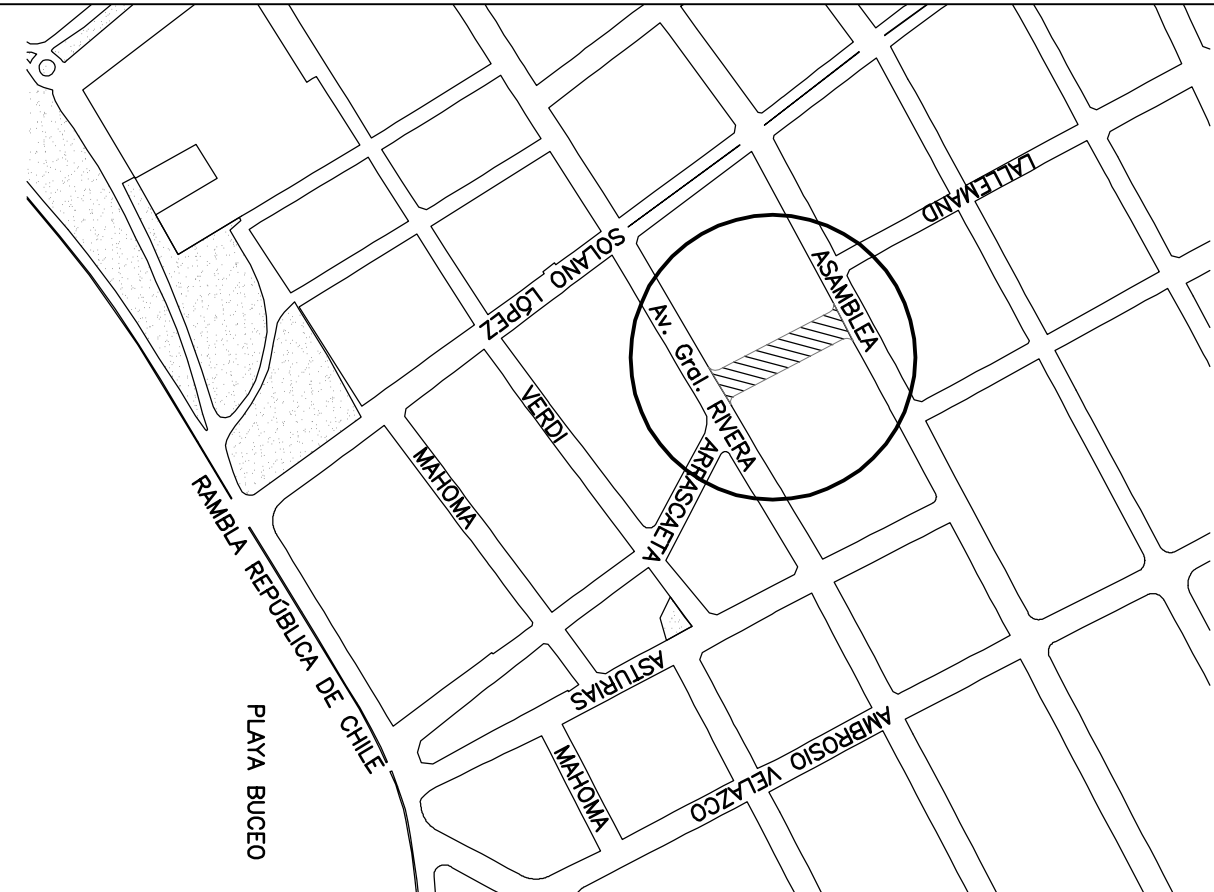
SIG Montevideo: sig.montevideo.gub.uy

Válvulas Ross-Mistral: www.mistralross.com

Xylem: www.xylemwatersolutions.com



UBICACION
ESCALA 1:5000



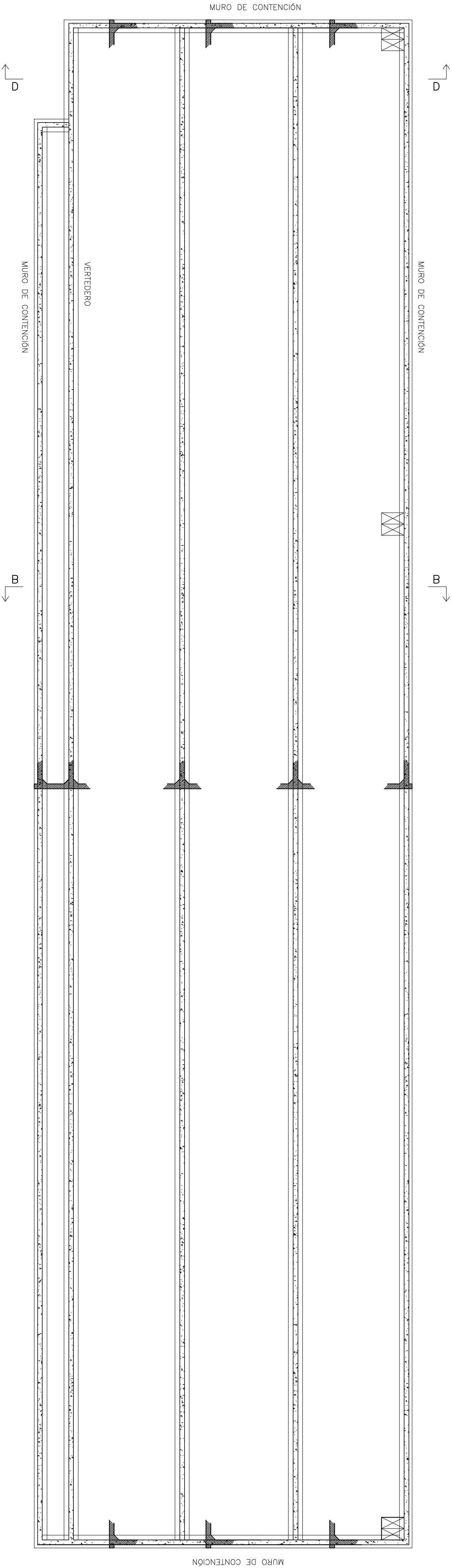
- REFERENCIAS**
- TERMINAL DE COLECTOR (T)
 - TRAMO EN SALTO (TES)
 - POZO DE BAJADA (PB)
 - CÁMARA TERMINAL (CT)
 - SENTIDO DEL FLUJO

PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE
PLUVIALES

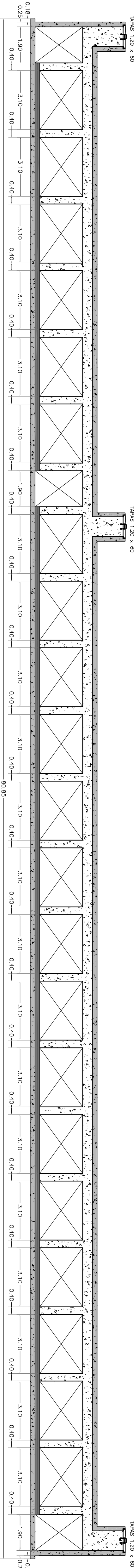
TANQUE DE AMORTIGUACIÓN Y DESVIO
DEL COLECTOR PRINCIPAL
PLANTA

ESCALA INDICADA		FECHA: NOVIEMBRE 2013		LÁMINA
TITULARES	PROYECTISTAS			
ING. FERRICO CHARONEN	CAROLAI ARIAS			
ING. MAGALYNA REZZANO	SARAI DOMÍNGUEZ			
DR. JOSÉ CATALDO				

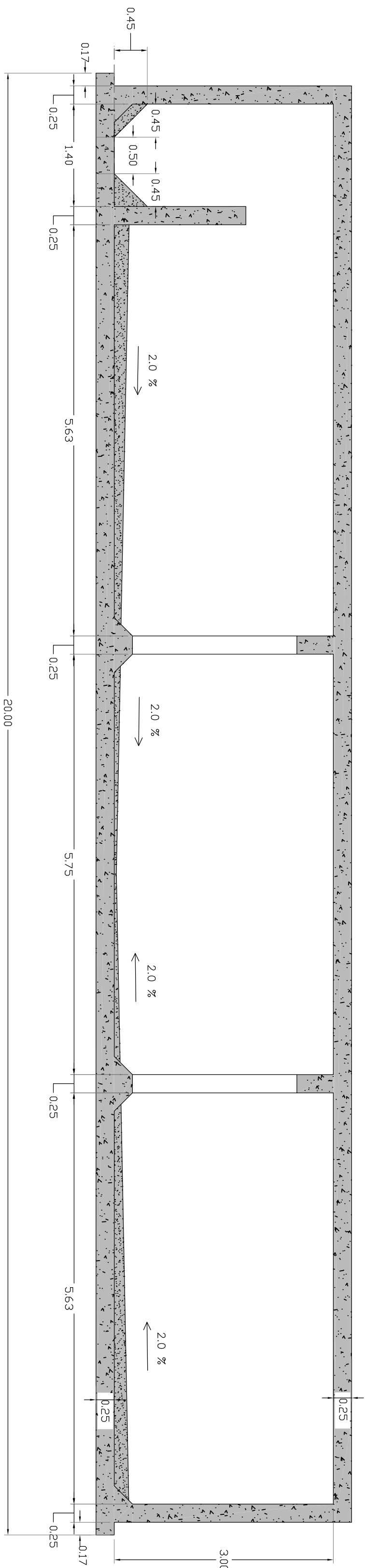
AP01



CORTE A-A
ESCALA 1:25



CORTE B-B
ESCALA 1:50



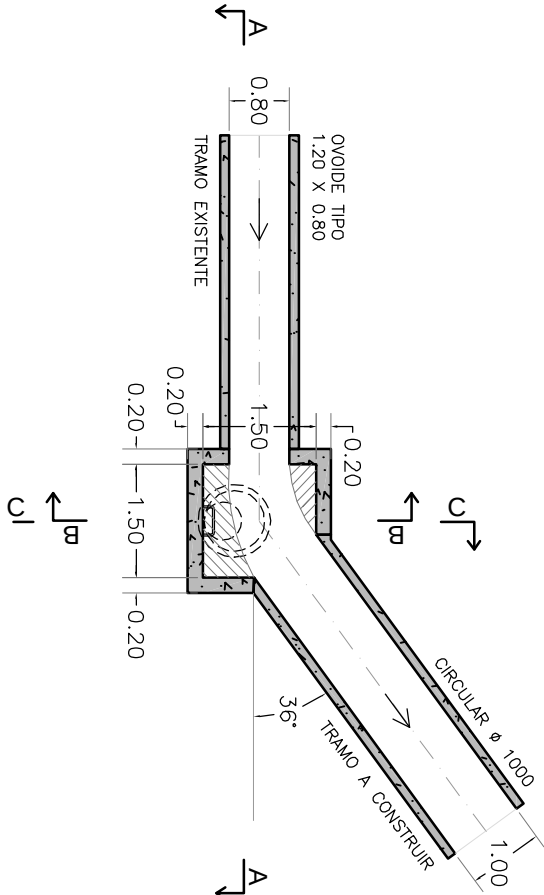
PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE
PLUVIALES

CONTENIDO

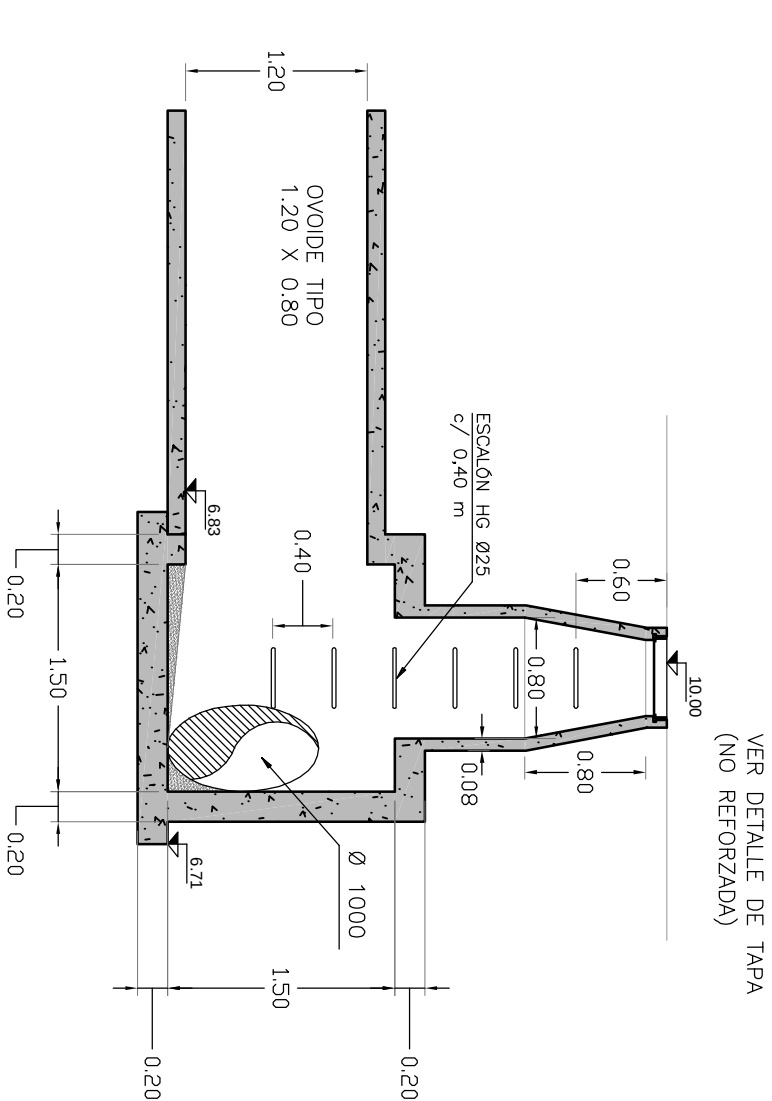
TANQUE DE AMORTIGUACIÓN
ESTRUCTURA
PLANTA Y CORTES

ESCALA INDICADA		FECHA: NOVIEMBRE 2013	LÁMINA
TITULOS		PROYECTISTAS	
ING. FERRICO CHARONIER		CAROLAI ARIAS	
ING. MAGALENA REZZANO		SARAI DOMÍNGUEZ	
DR. JOSÉ CATILLO			

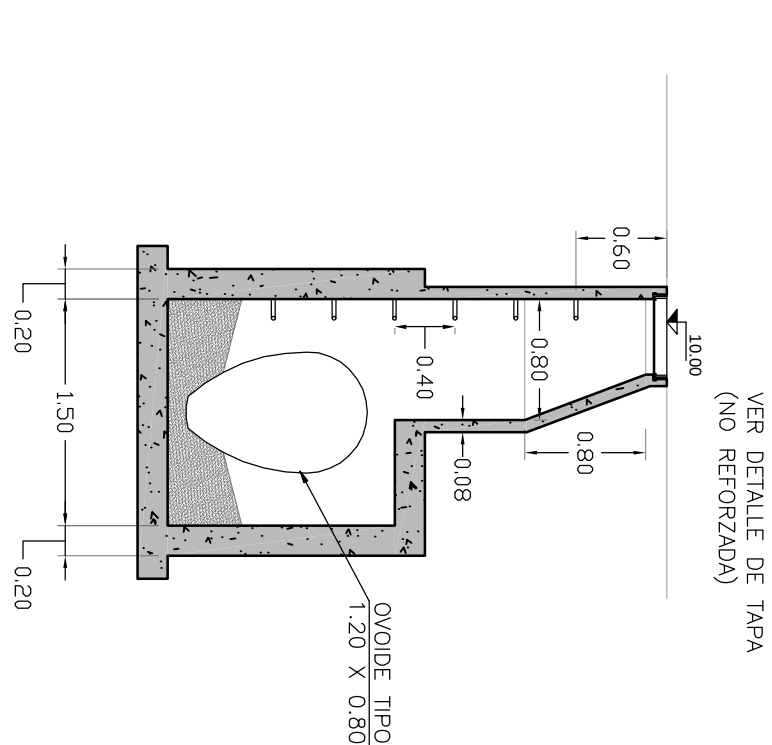
DETALLE 1
PLANTA
ESCALA 1:100



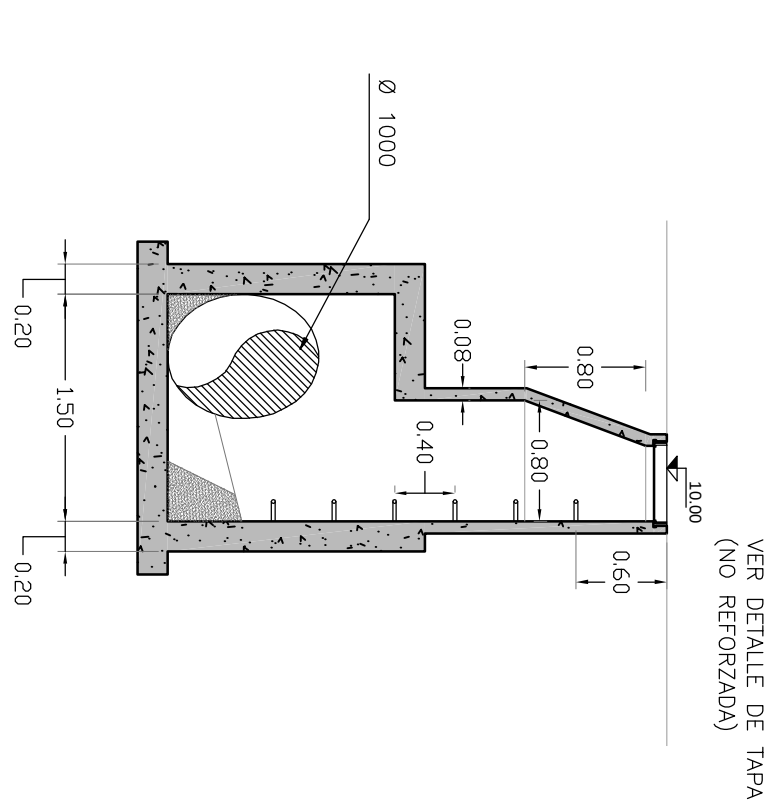
CORTE A-A
ESCALA 1:50



CORTE B-B
ESCALA 1:50



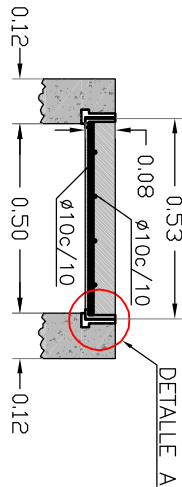
CORTE C-C
ESCALA 1:50



DETALLE DE TAPAS DE HORMIGÓN (SEGÚN PLANO GENERAL Nº12 IM)
ESCALA 1:20

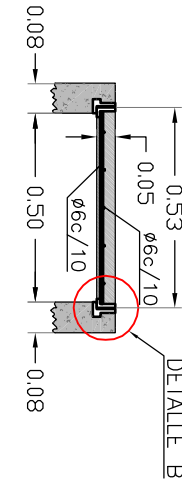
TAPAS EN LA CALZADA
(REFORZADA)

CORTE A – B



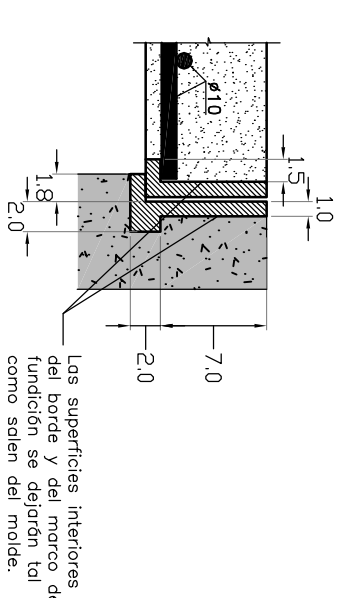
TAPAS EN LA ACERA
(NO REFORZADA)

CORTE A – B

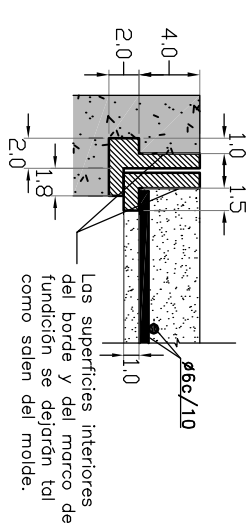


DETALLES ESCALA 1:5

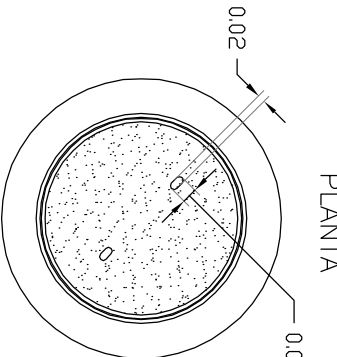
DETALLE A



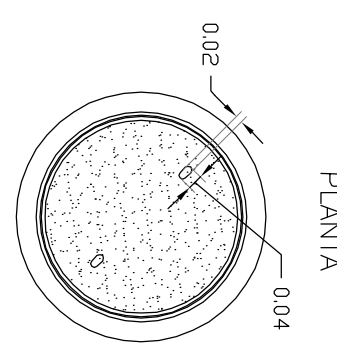
DETALLE B



DISPOSICION DE LA ARMADURA



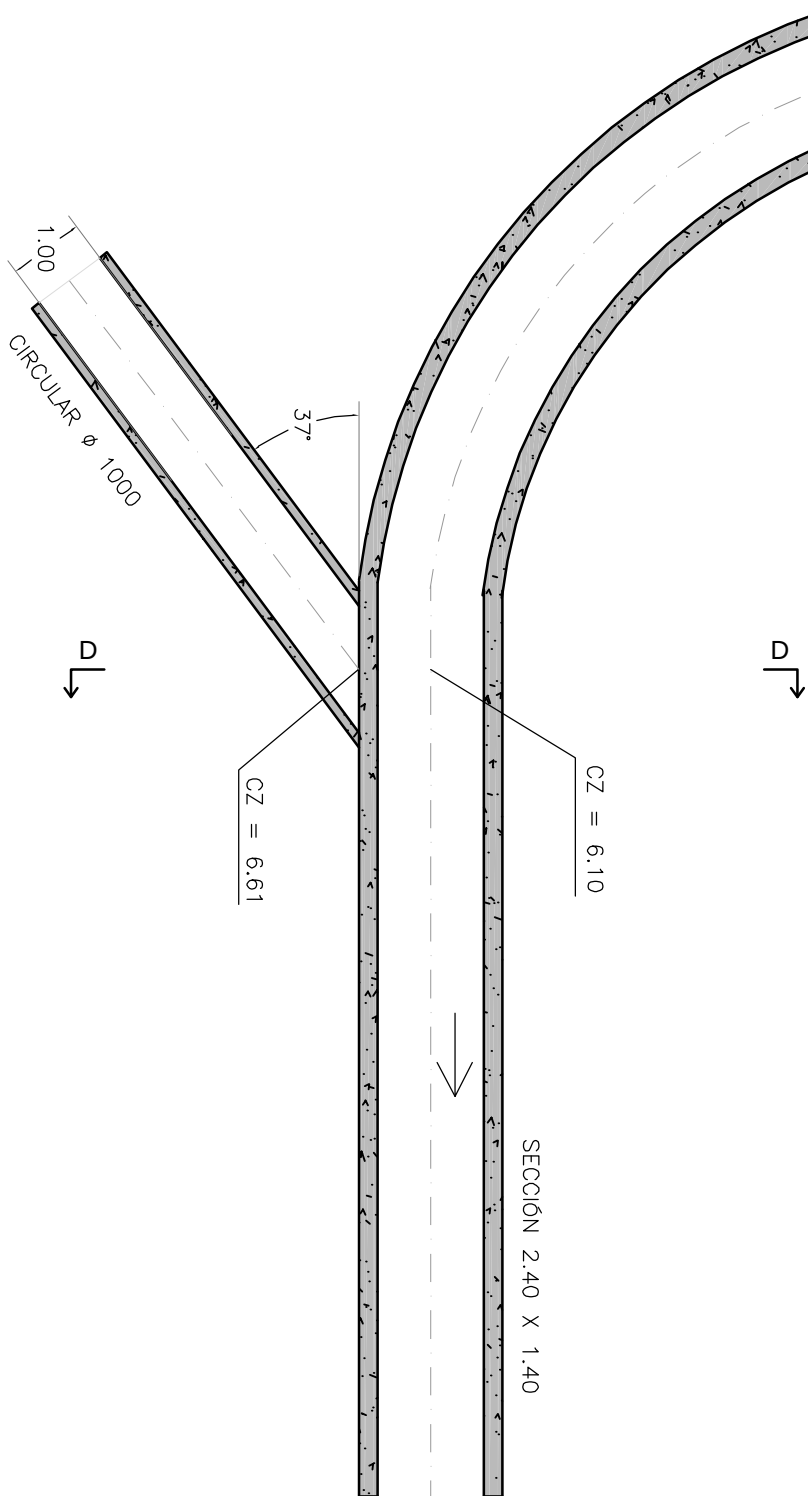
DISPOSICION DE LA ARMADURA



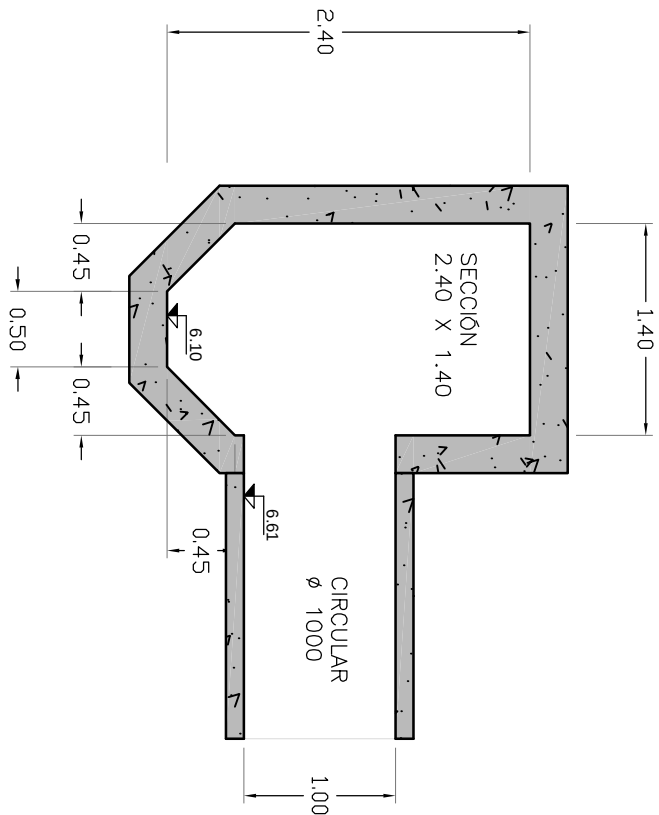
NOTA:
LOS EXTREMOS DE LAS ARMADURAS SE SOLDARAN AL MARCO DE FUNDICION.

DETALLE 2

PLANTA
ESCALA 1:100



CORTE D-D
ESCALA 1:50

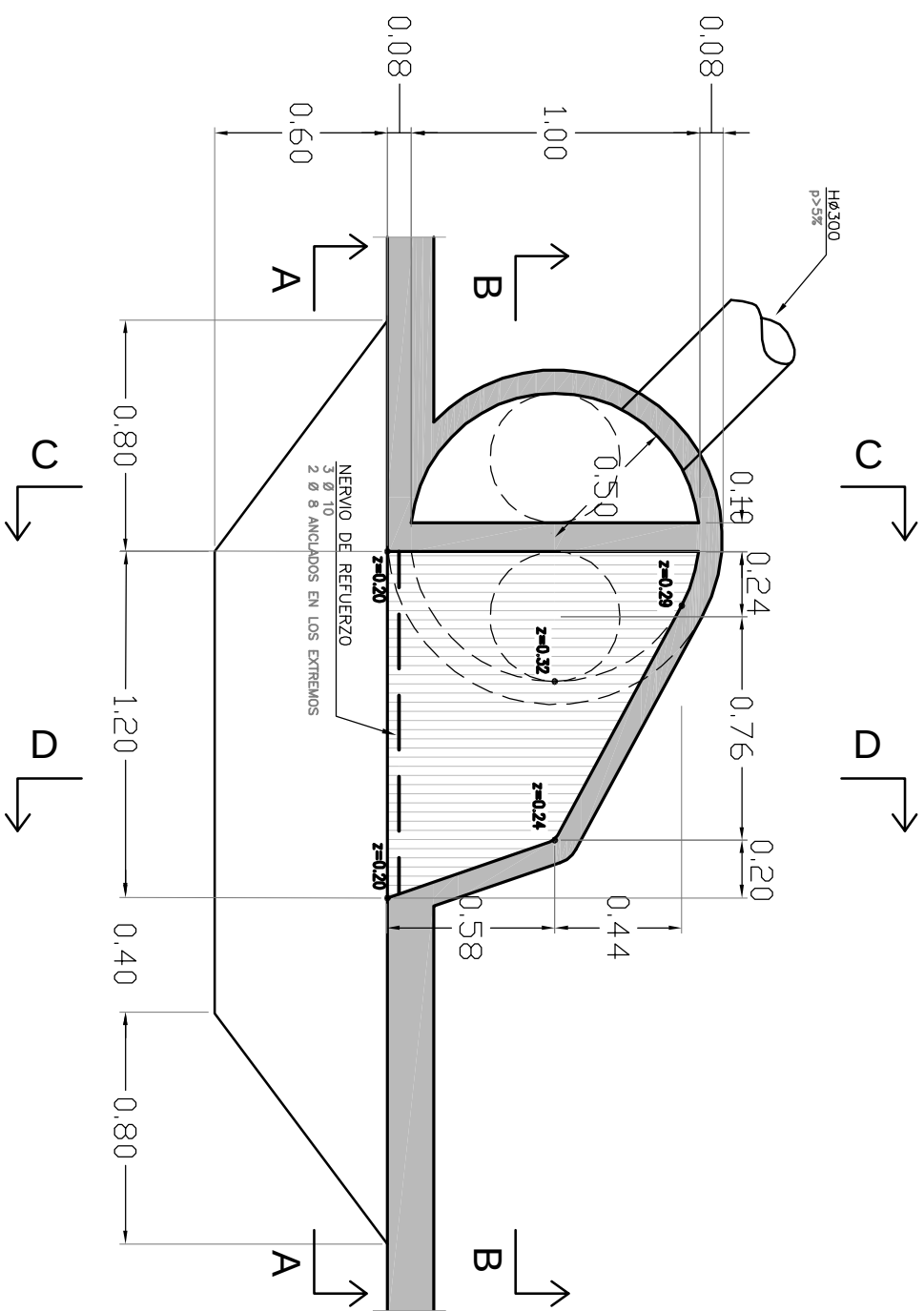


PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

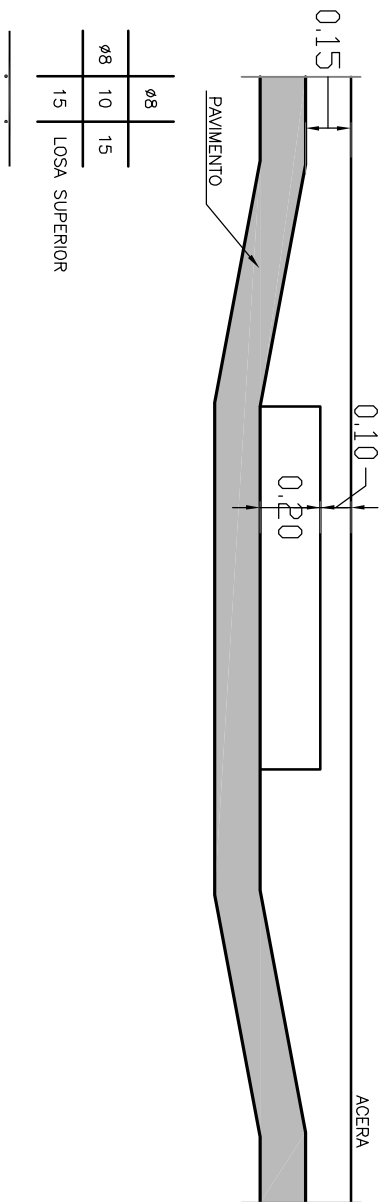
INTERCONEXIÓN AL NUEVO COLECTOR DETALLES 1 Y 2 DETALLE DE TAPAS DE HORMIGÓN

ESCALA: INDICADA		FECHA: NOVIEMBRE 2013	
TUTORES	PROYECTISTAS	LAMINA	
ING. FEDERICO CHARBONIER	CAROLIN ARIAS	AP03	
MSC. MAGDALENA REZZANO	SARAH DOMÍNGUEZ		
DR. JOSÉ CATALDO			

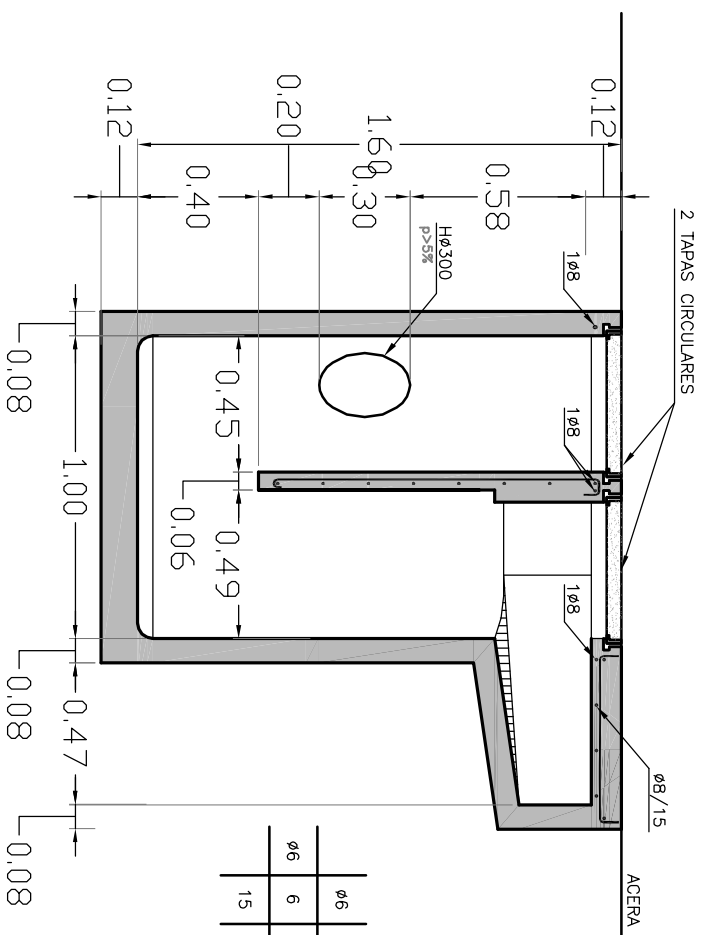
PLANTA



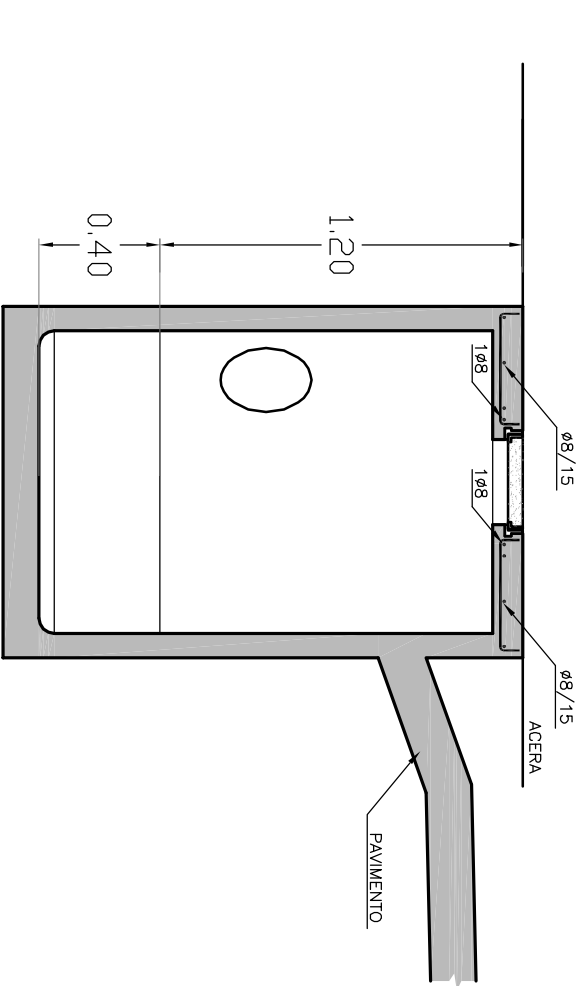
CORTE A-A



CORTE B-B

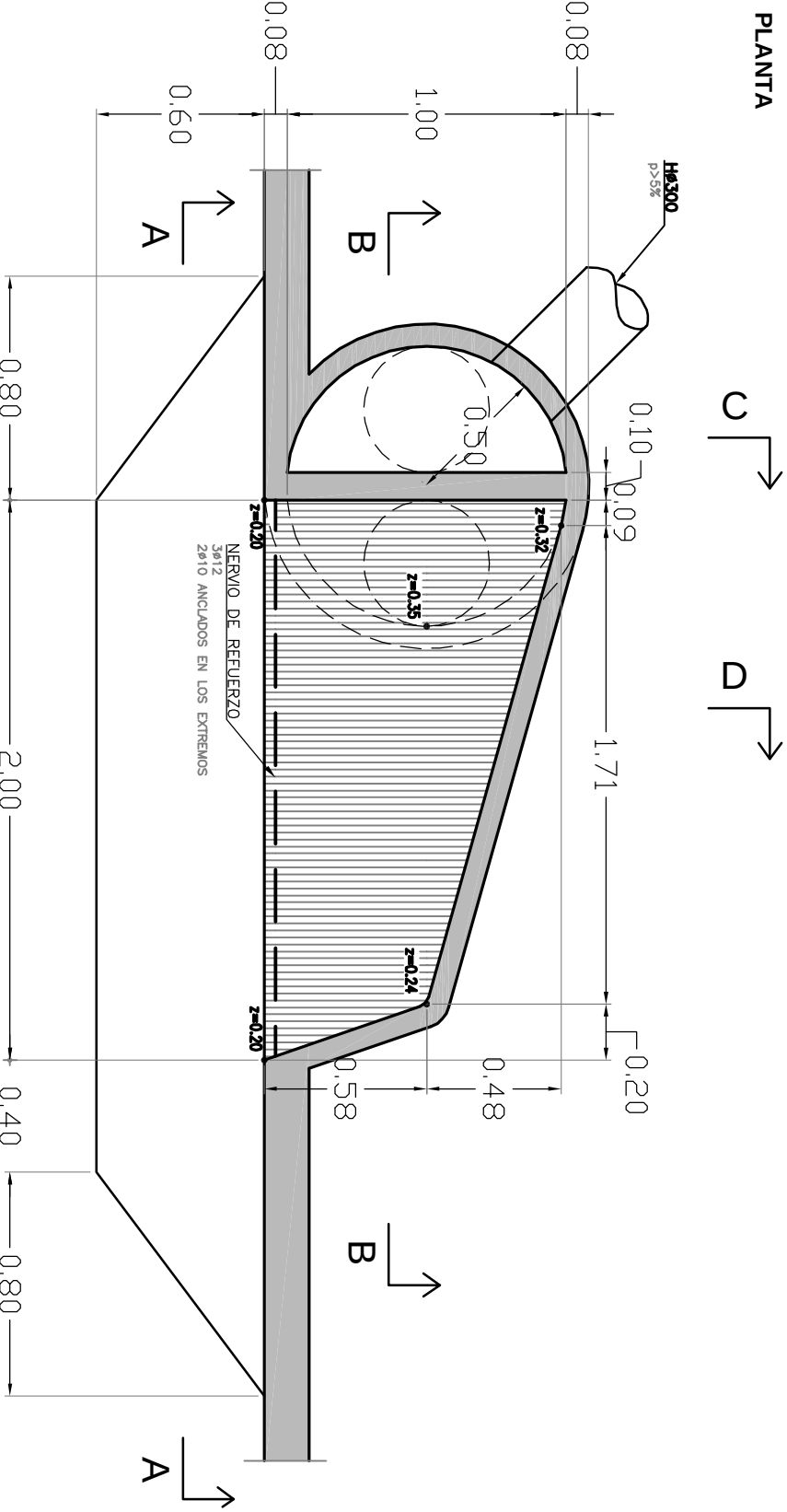


CORTE C-C

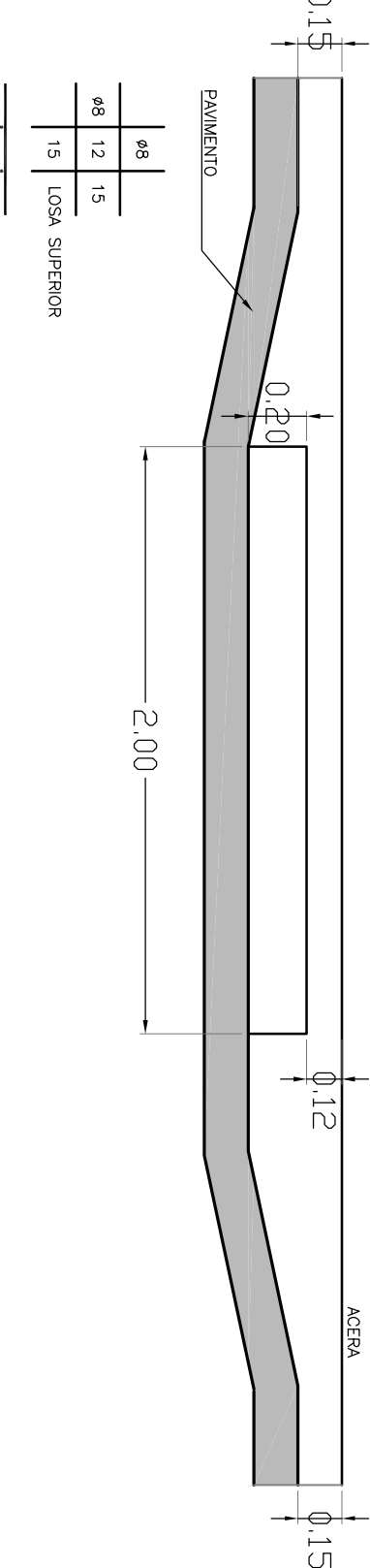


BOCA DE TORMENTA TIPO 2 ESCALA 1:25

PLANTA

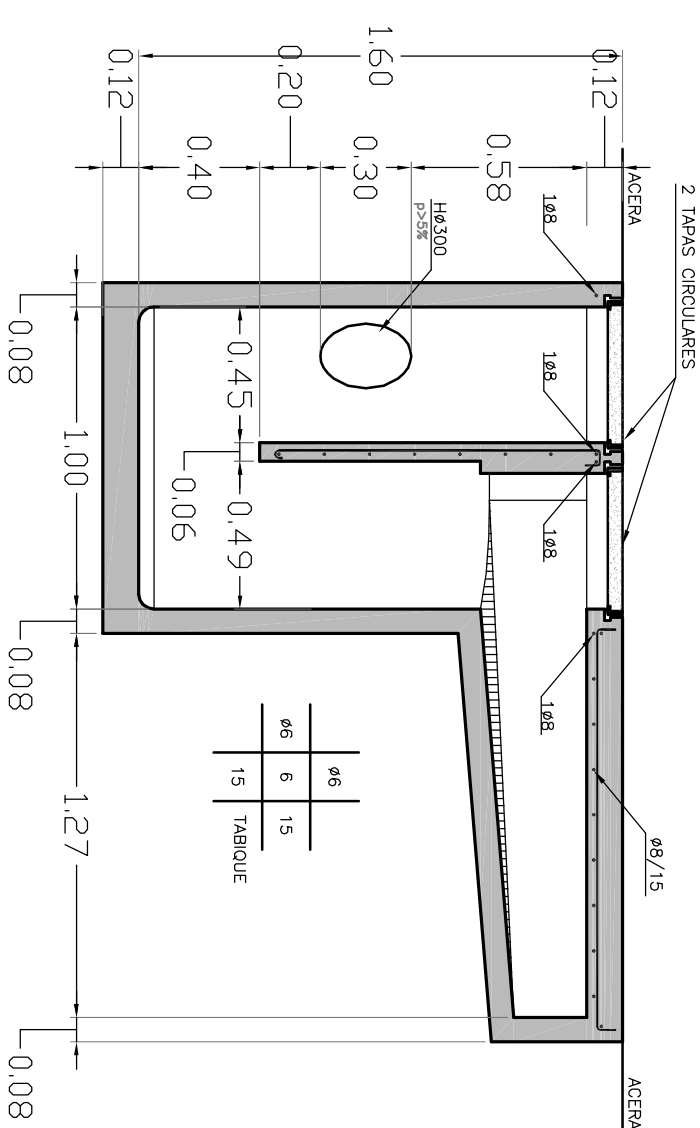


CORTE A-A

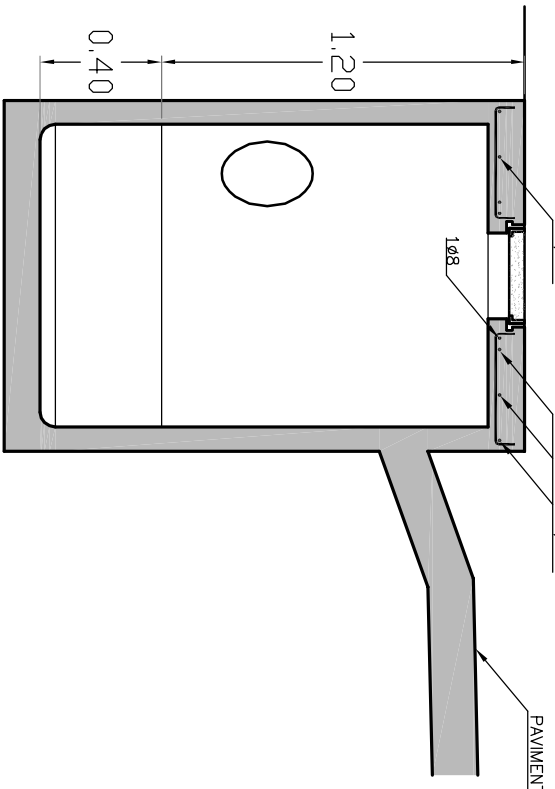


CORTE B-B

CORTE B-B

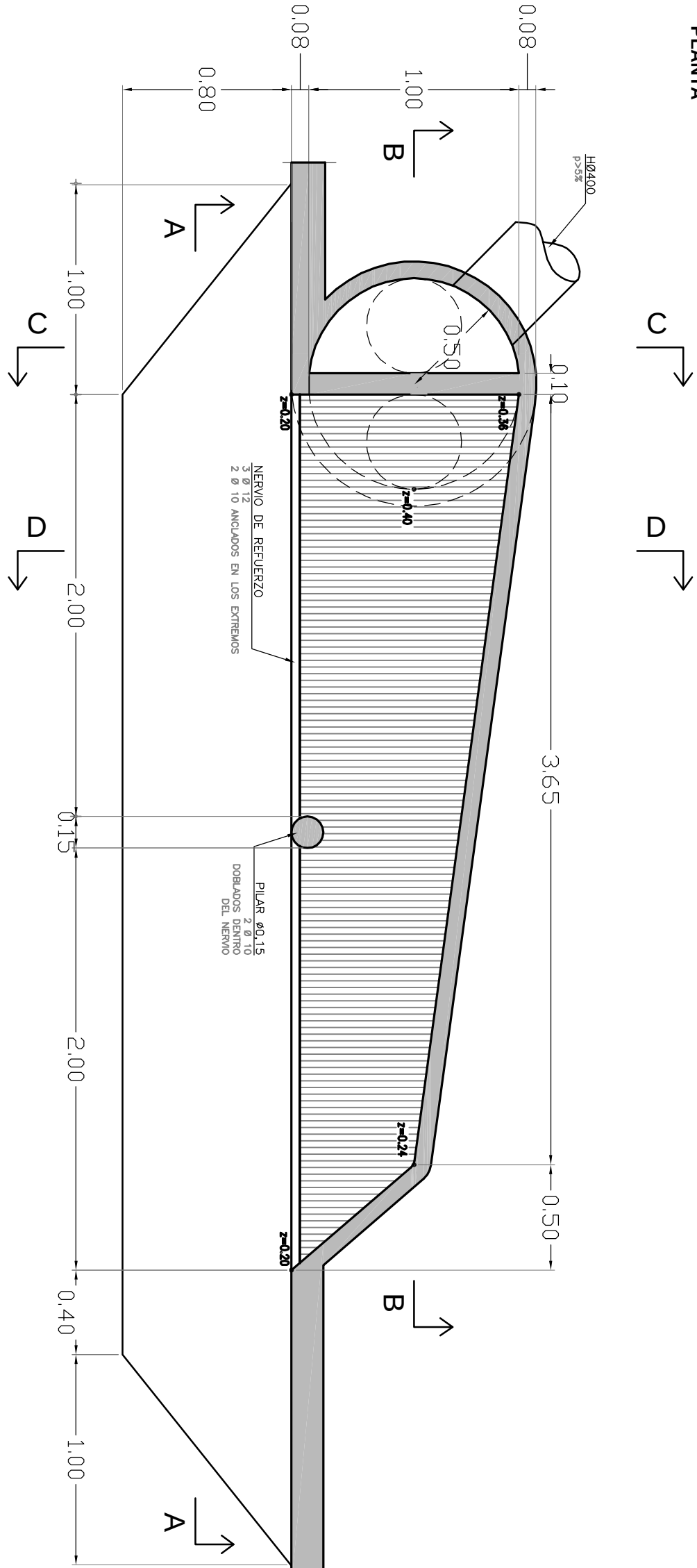


CORTE C-C

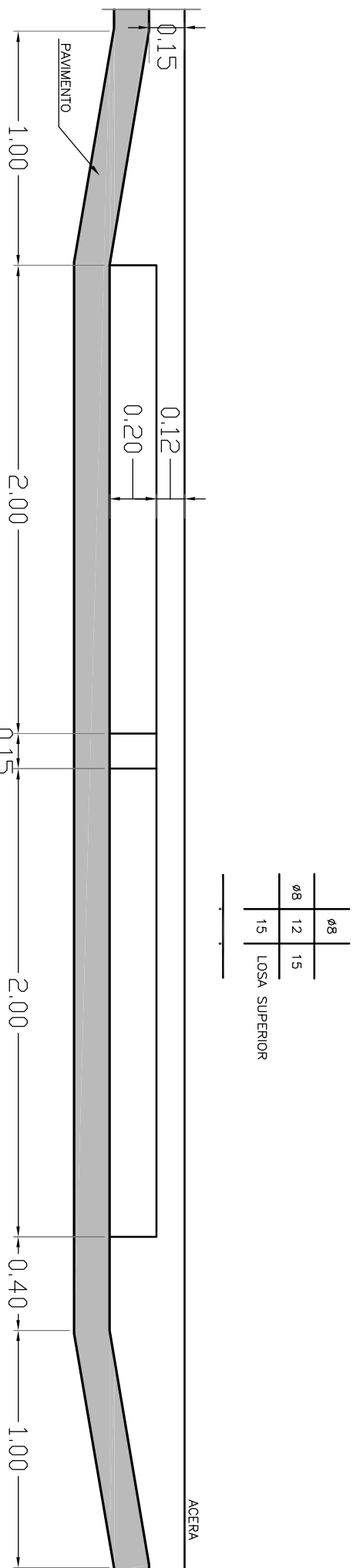


BOCA DE TORMENTA TIPO 3 ESCALA 1:25

PLANTA

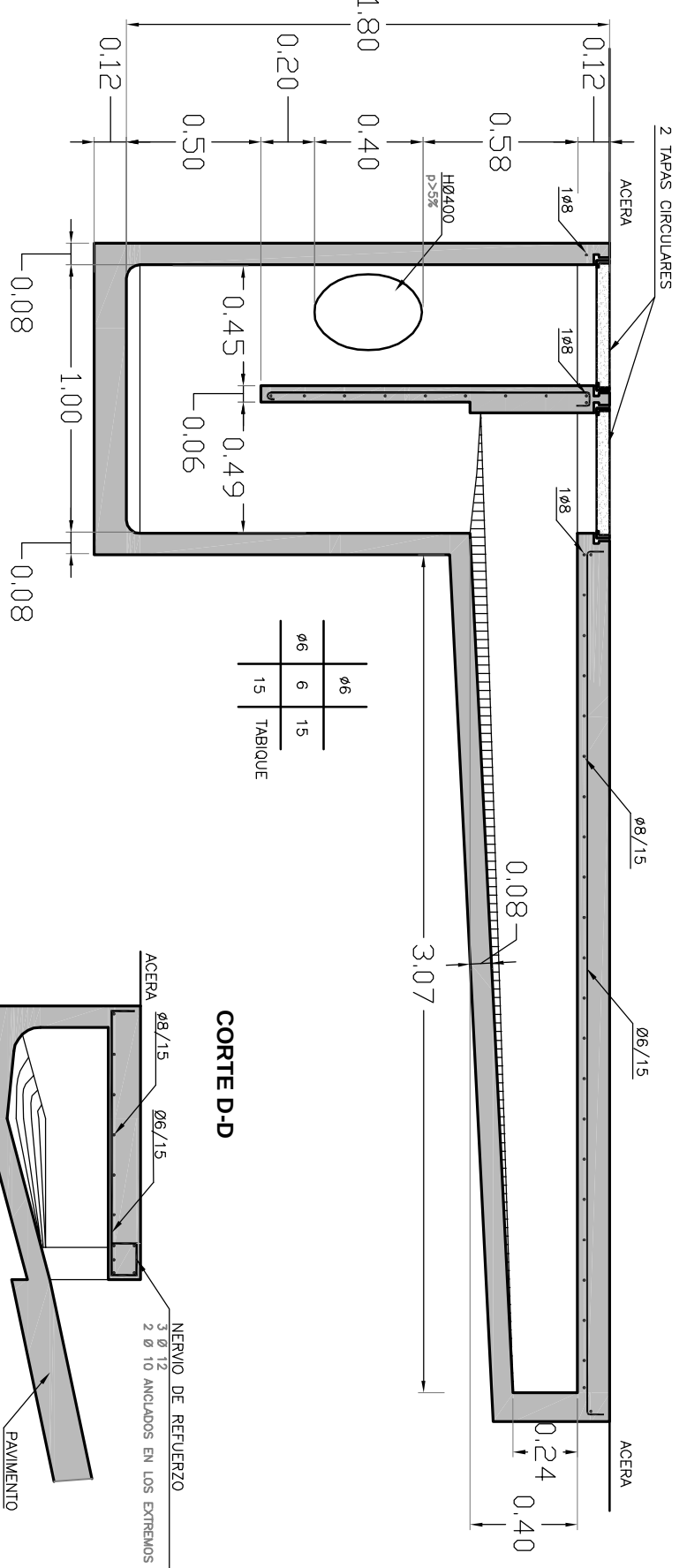


CORTE A-A

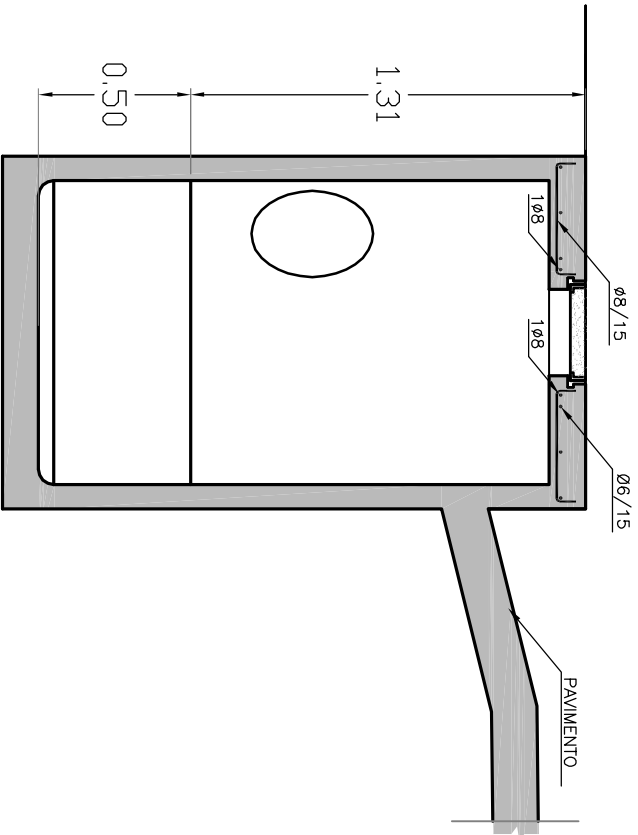


CORTE B-B

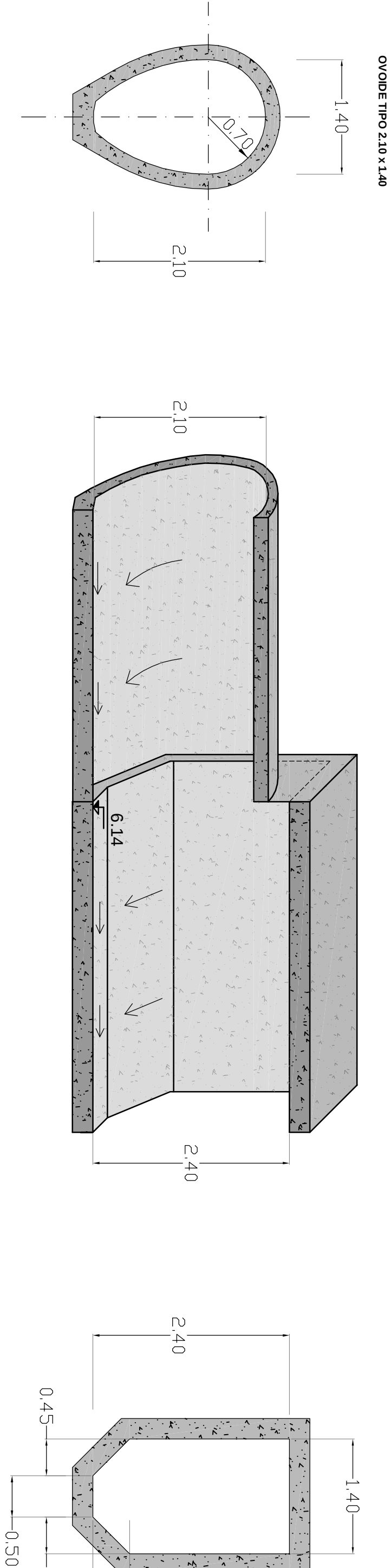
CORTE B-B



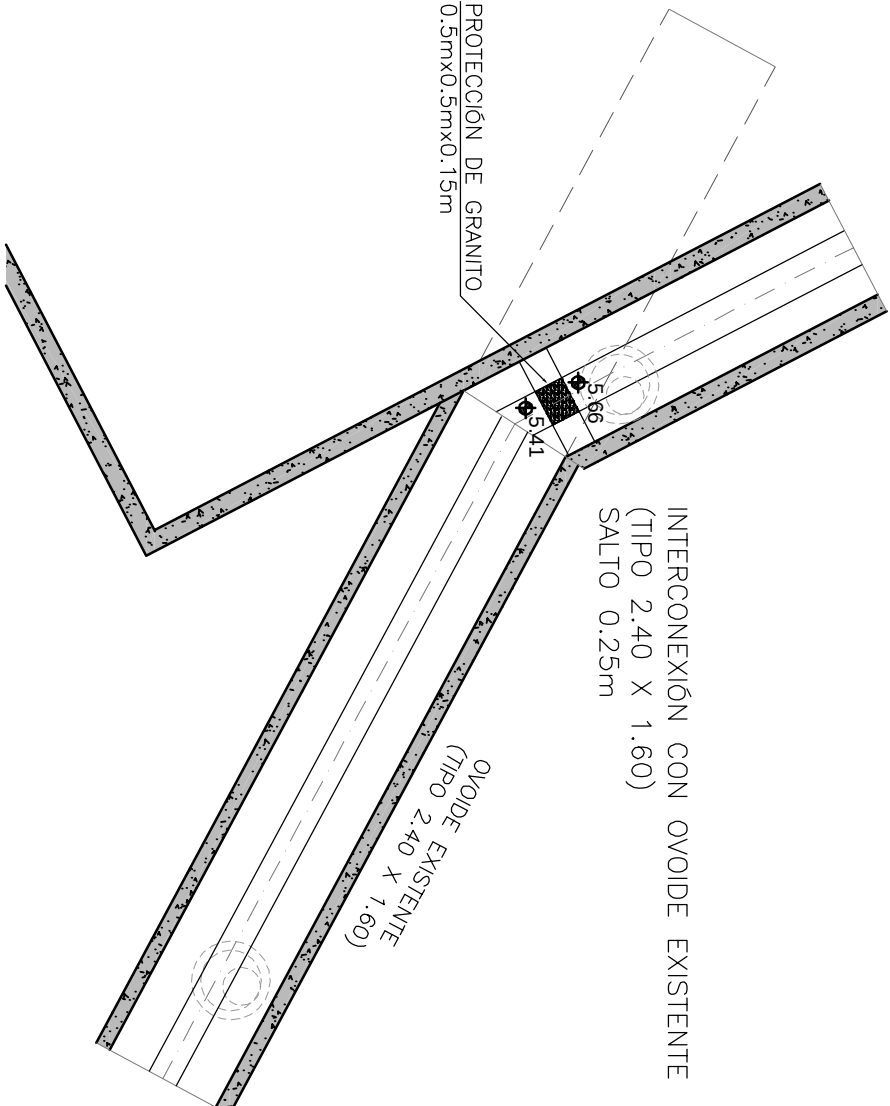
CORTE C-C



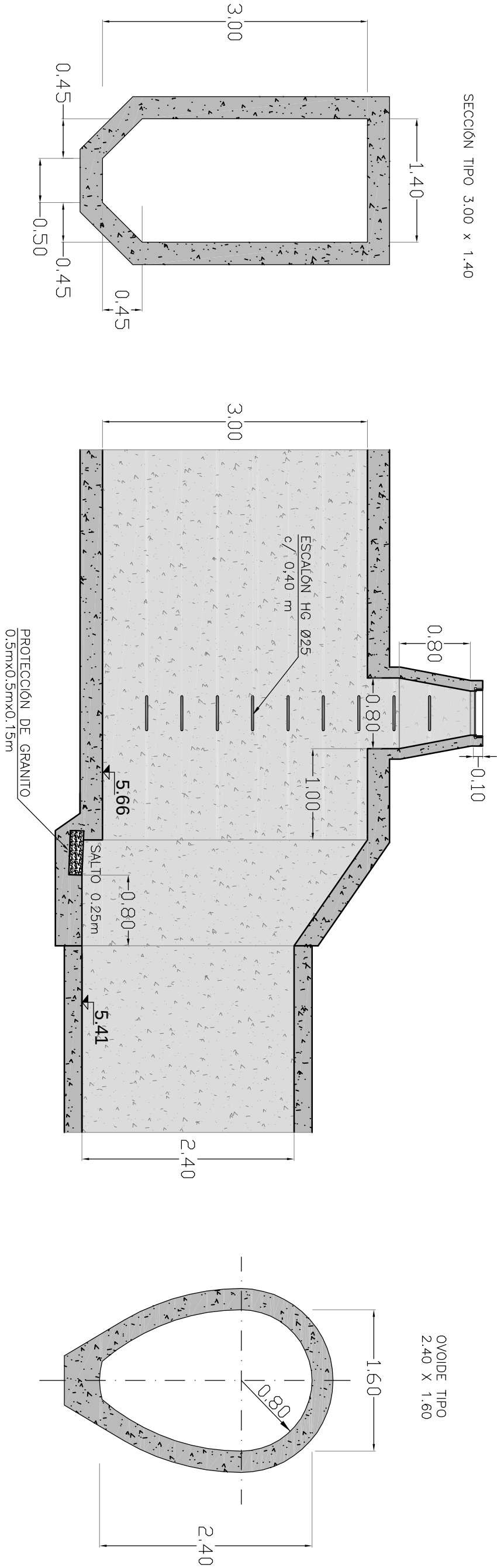
DETALLE 3
ESQUEMA
ESCALA 1:50



DETALLE 4
PLANTA
ESCALA 1:100



CORTE LONGITUDINAL
ESCALA 1:50

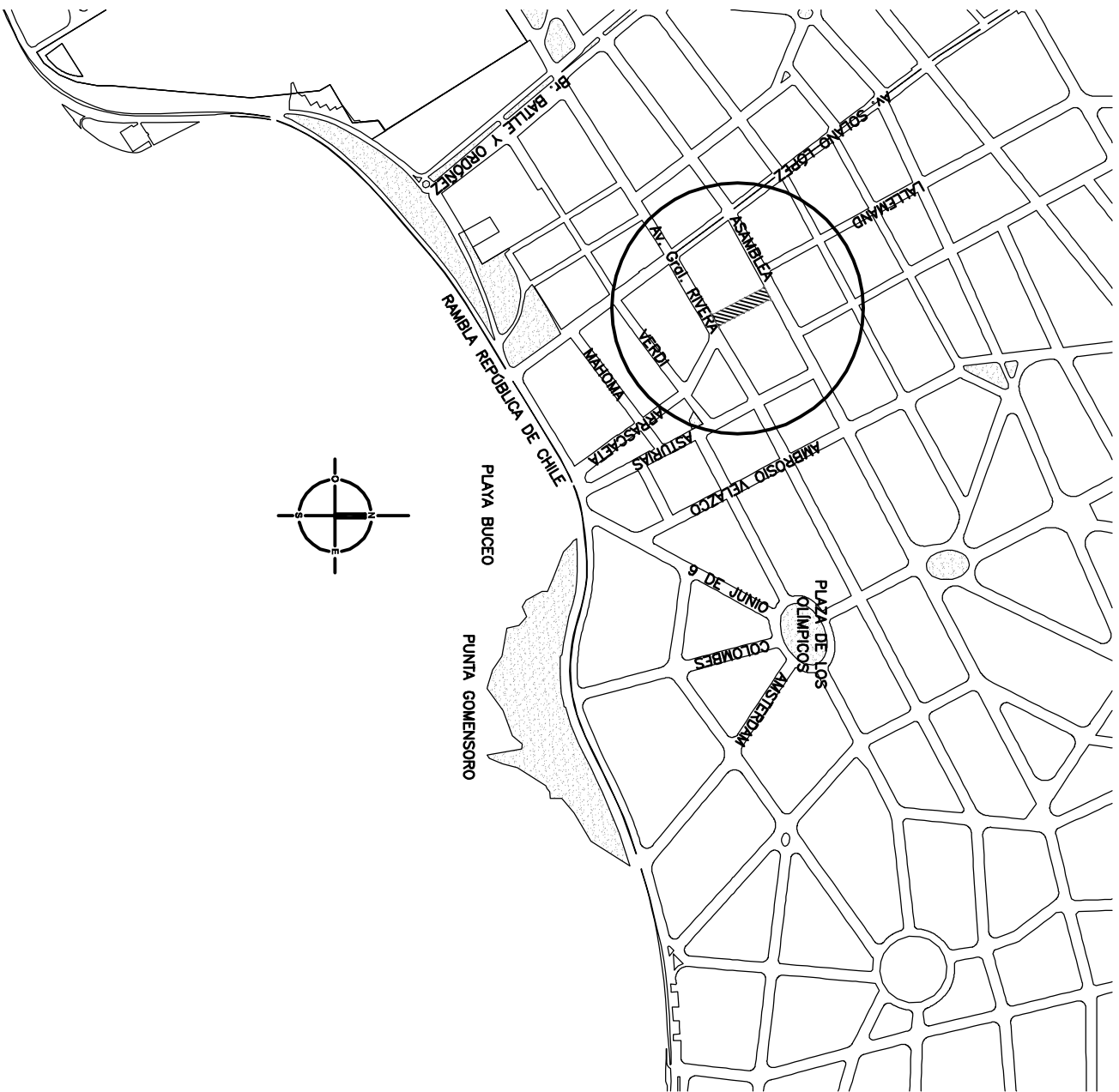


PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES			
CONTENIDO			
INTERCONEXIÓN DEL NUEVO COLECTOR A LOS OVOIDES EXISTENTES			
DETALLES 3 Y 4			
ESCALA: INDICADA	PROYECTISTAS	FECHA: NOVIEMBRE 2013	LÁMINA
TUTORES	ING. FEDERICO CHARBONIER MSC. MAGDALENA REZZANO DR. JOSÉ CATALDO	CAROLIN ARIAS SARAÍ DOMÍNGUEZ	AP05



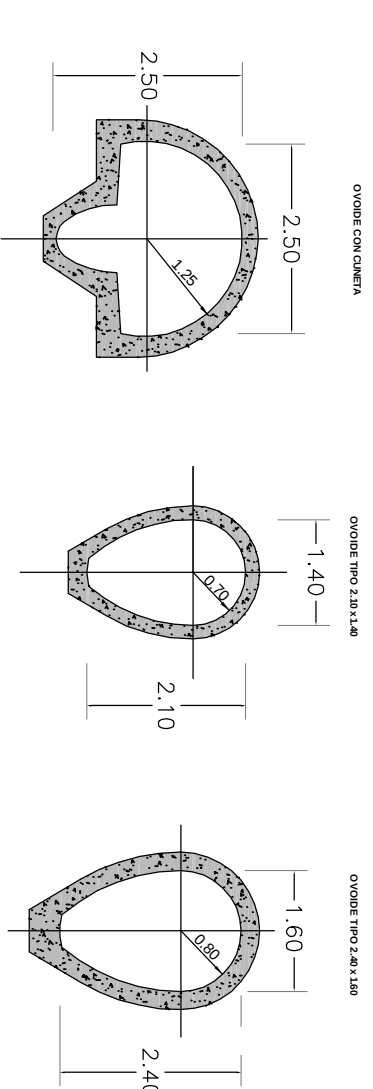
UBICACION

ESCALA 1:10,000



- REFERENCIAS**
- COLECTOR PRINCIPAL
 - COLECTOR EXISTENTE
 - PUNTO SINGULAR
 - TERMINAL DE COLECTOR (TO)
 - TRAMO EN SALTO (TES)
 - POZO DE BAJADA (PB)
 - CÁMARA TERMINAL (CT)
 - SENTIDO DEL FLUJO

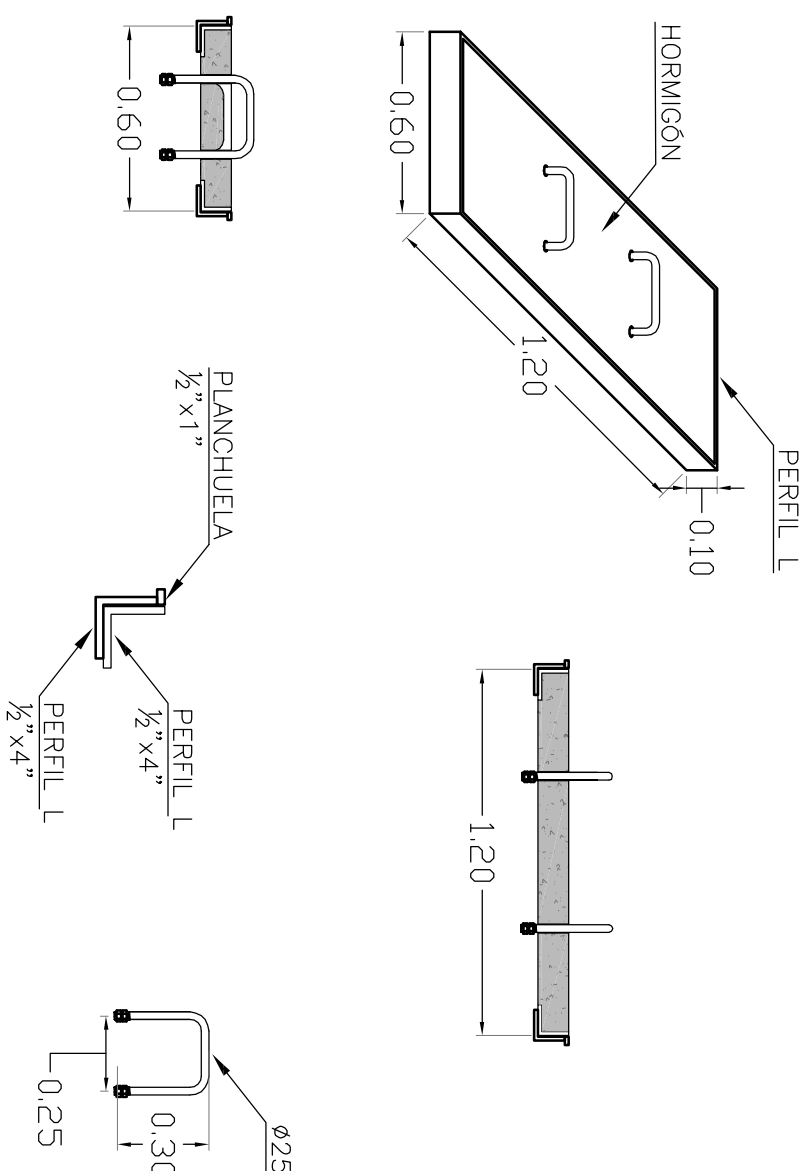
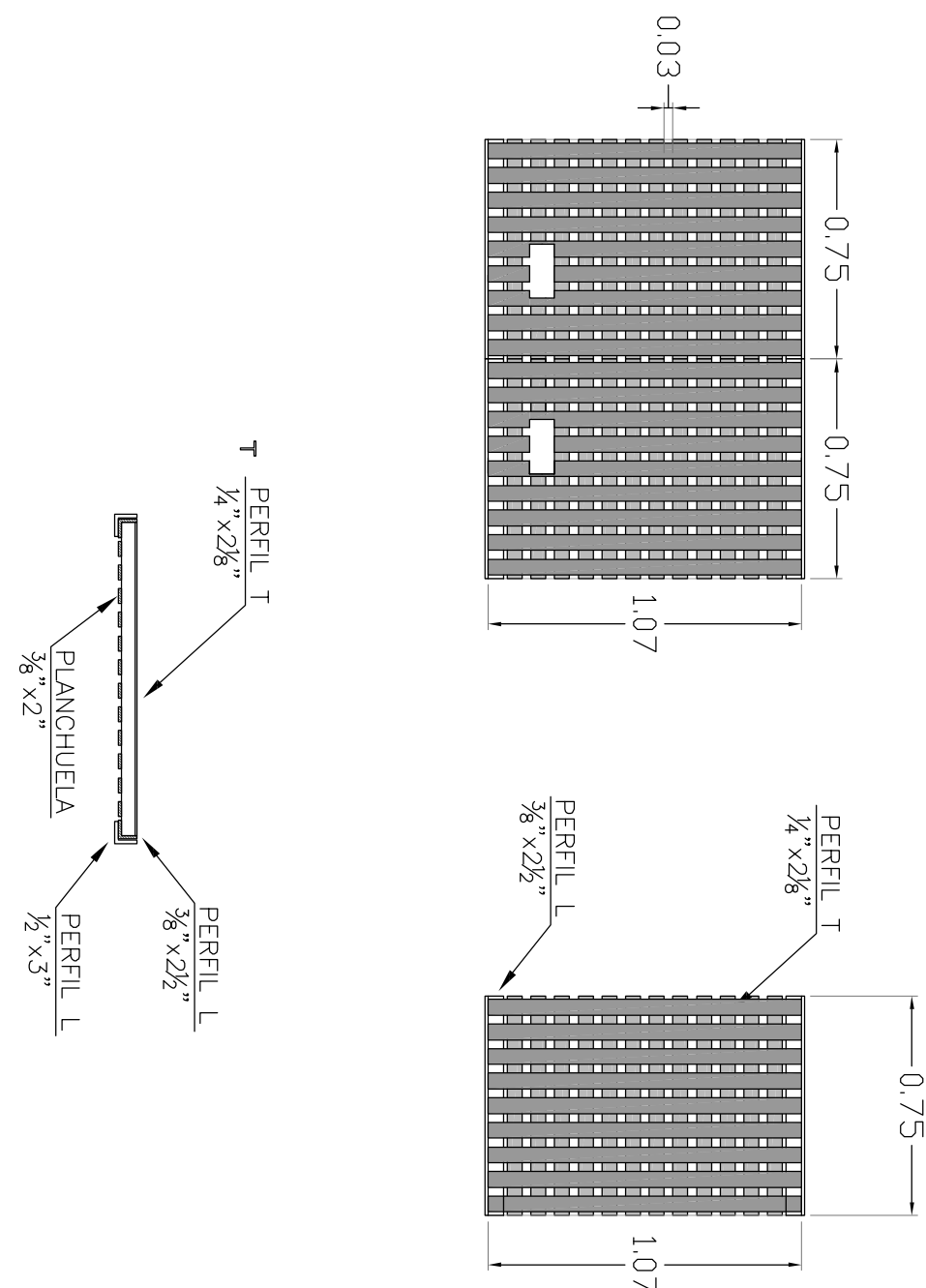
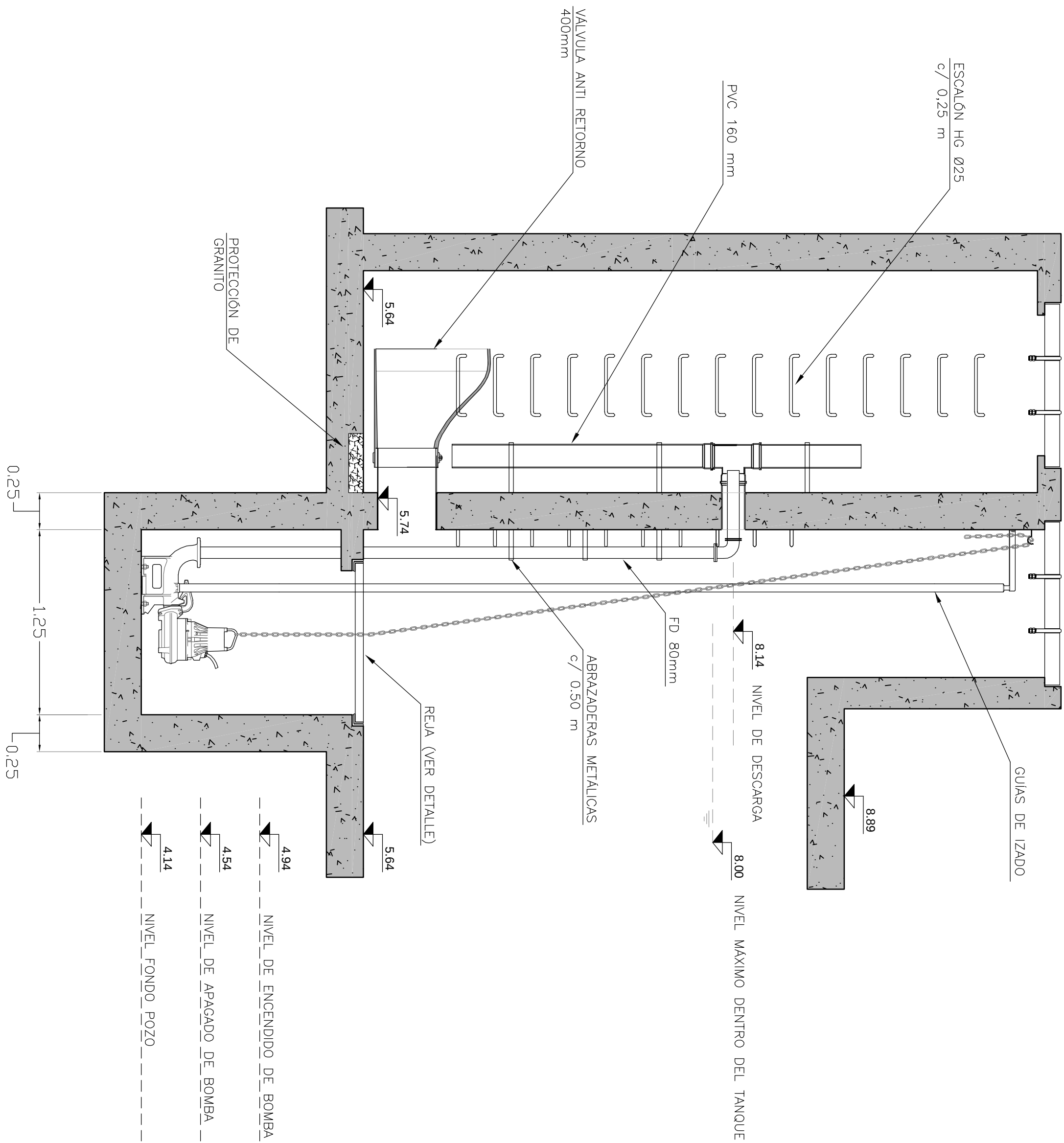
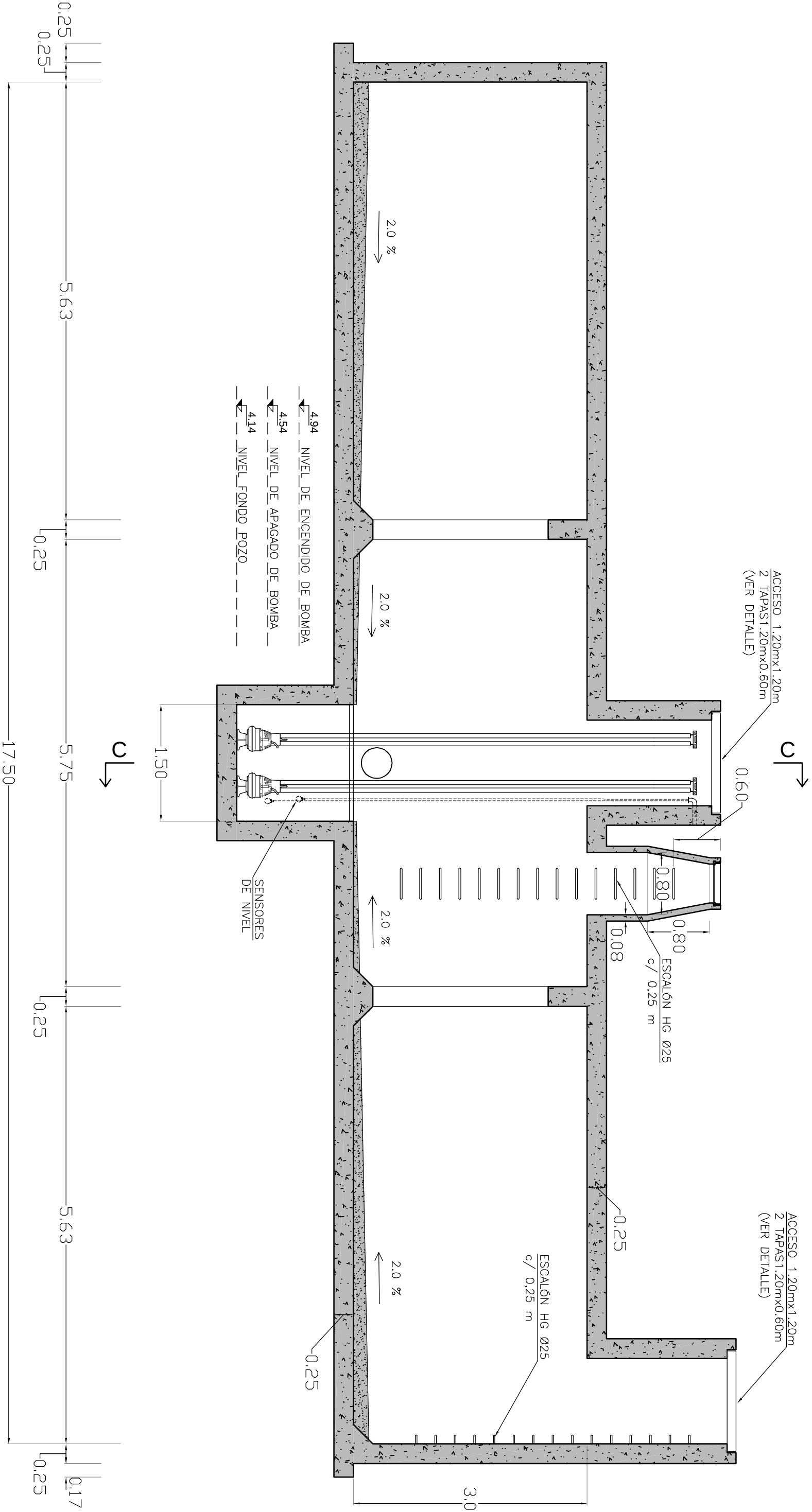
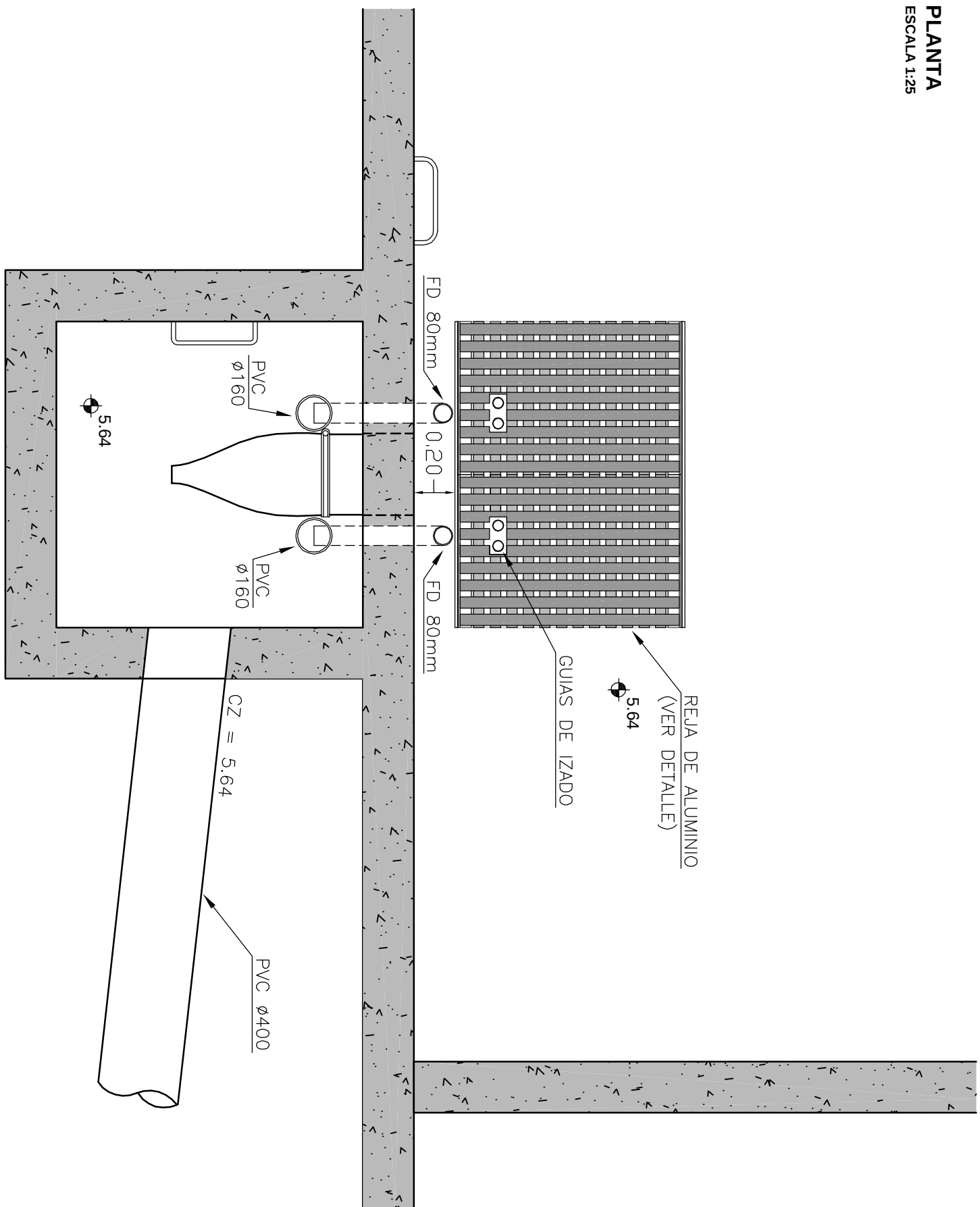
SECCIONES DEL COLECTOR PRINCIPAL



PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

RED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

CONTENIDO		FECHA: NOVIEMBRE 2013	
ESCALA INDICADA	PROYECTISTAS	LAMINA	
TITULOS	INIC. FERRERIO CHARBONNIER	CAROLINA ARIAS	
	ING. MAGALIANA REZZANO	SARAI DOMÍNGUEZ	
	DR. JOSÉ CATALDO	EB01	



NOTAS

- CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS: Q=14 L/s. H=5.00 m
- TUBERÍA DE IMPULSION: FD 80 mm - LONGITUD APROXIMADA 3.90 m (dentro del pozo) PVC 160 mm - LONGITUD APROXIMADA 2.70 m (exterior al pozo)
- MATERIALES DE LAS TUBERÍAS: TUBERÍA DE IMPULSION -FD SEGUN NORMAS ISO 2531 Y 4179 -PVC SEGUN NORMA ISO - DIS 4435 SERIE 20
- LOS ARCOS DE GOMA SEÑAL DE CAUCHO SINTÉTICO TIPO CLOROPRENO O SIMILAR TIENPAN LA FORMA Y LAS DIMENSIONES RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE DE LAS CANOS Y CUMPLIRAN LA NORMA UNIT 788
- VALVULA ANTI RETORNO TIPO "PICO DE PATO" DE 400 mm DE DIAMETRO

DATOS DE PROYECTO

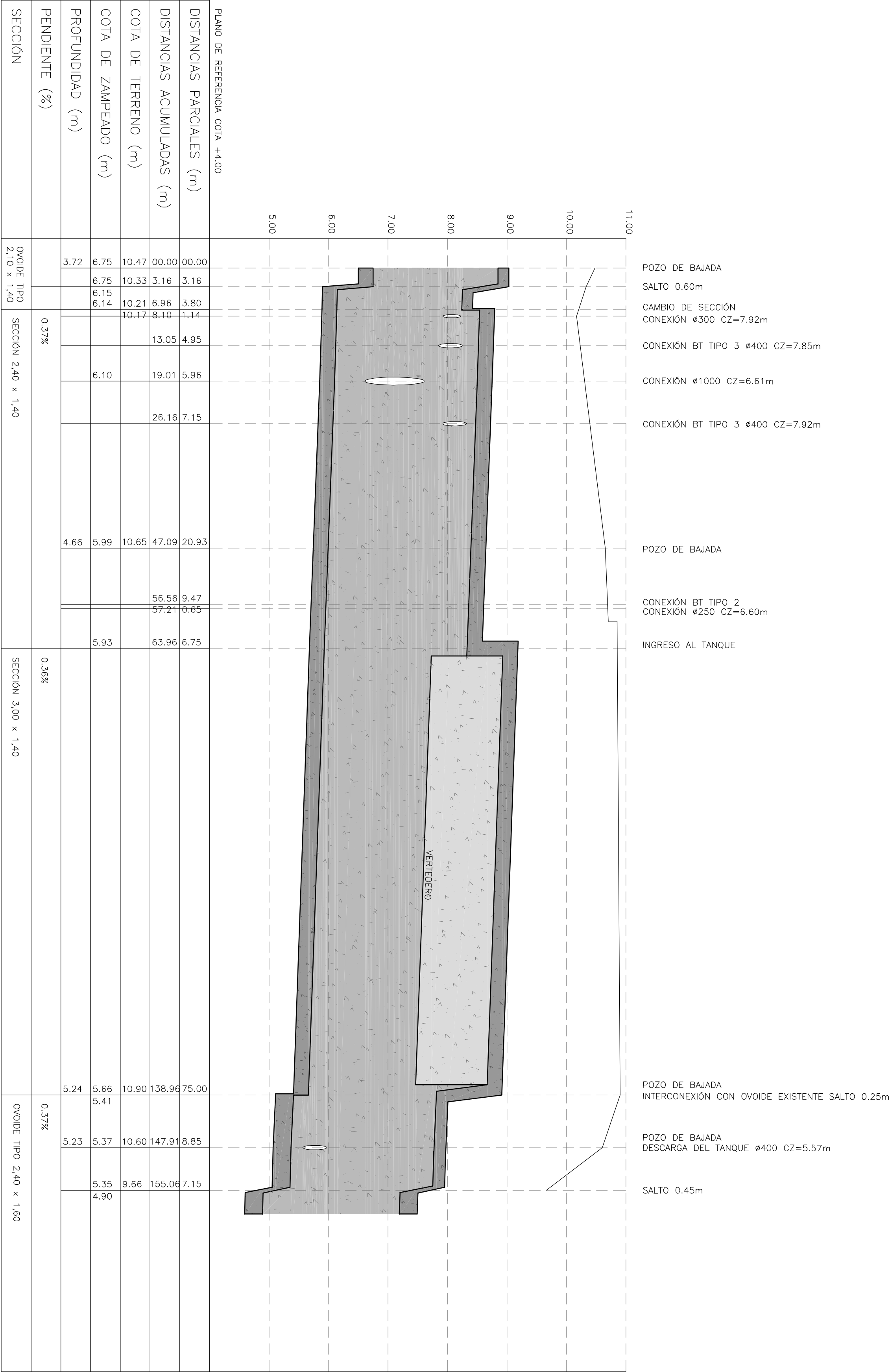
PROFUNDIDAD POZO	1.50m
SECCIÓN POZO	1.50m X 1.25m
NIVEL DE ENCENDIDO DE BOMBA	4.94m
NIVEL DE APAGADO DE BOMBA	4.54m
NIVEL FONDO POZO	4.14m
Ø IMPULSION	80mm

PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE PLUVIALES

CONTENIDO

TANQUE DE AMORTIGUACIÓN
POZO DE BOMBEO
PLANTA, CORTES Y DETALLES

ESCALA INDICADA	PROYECTISTAS	FECHA: NOVIEMBRE 2013	LÁMINA
TITULARES			
ING. FERRICO CHAROBIEN	CAROLAI ARAS		
ING. MAGALENA REZZANO	SARAI DOMÍNGUEZ		
DR. JOSÉ CATALDO			



PROYECTO AMORTIGUACIÓN DE
PLUVIALES

CONTENIDO		
DESVÍO DEL COLECTOR PRINCIPAL		
PERFIL ALTIMÉTRICO		
ESCALA: INDICADA	FECHA: NOVIEMBRE 2013	
TUTORES	PROYECTISTAS	LÁMINA
ING. FEDERICO CHARBONIER	CAROLIN ARIAS	PE02
MSC. MAGDALENA REZZANO	SARAH DOMÍNGUEZ	
DR. JOSÉ CATALDO		