



## LA MATANZA

### “INTEGRACIÓN URBANA PERIBEBUY ETAPA II”

#### Memoria Técnica

#### ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN .....	2
2.	OBJETIVO.....	4
3.	PROYECTO DE RED CLOACAL .....	5
3.1.	TRAZADO DE LAS CONDUCCIONES .....	5
3.2.	PARÁMETROS DE DISEÑO .....	6
3.2.1.	<i>Período de diseño</i> .....	6
3.2.2.	<i>Población de diseño</i> .....	7
3.2.3.	<i>Dotación de Consumo</i> .....	7
3.2.4.	<i>Coefficientes de Caudal</i> .....	7
3.2.5.	<i>Caudales de Diseño</i> .....	9
	Caudales Característicos.....	9
	Determinación de los caudales de diseño .....	11
a.	<i>Caudales aportados por consumo de agua potable</i> .....	11
a.1.	<i>Caudal de diseño para el trazado interno del barrio: <math>Q_{DISEÑO/VIVIENDA}</math></i> .....	12
a.2.	<i>Caudal de verificación: <math>Q_{VERIF./VIVIENDA}</math></i> .....	12
b.	<i>Caudales aportados por infiltración</i> .....	13
3.2.6.	<i>Tapadas Admisibles</i> .....	14
3.2.7.	<i>Rugosidad de la Cañería</i> .....	14
4.	CÁLCULO HIDRÁULICO.....	15
4.1.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO HIDRÁULICO.....	15
4.2.	DIMENSIONADO DE LOS CONDUCTOS .....	16
4.3.	VERIFICACIÓN DE $h/D$ .....	17
4.4.	VELOCIDAD DE AUTOLIMPIEZA .....	18
4.4.1.	<i>Método Tradicional o Velocidad mínima</i> .....	18
4.4.2.	<i>Esfuerzo tractivo</i> .....	18
4.5.	VERIFICACIÓN DE VELOCIDADES MÁXIMAS.....	19
4.5.1.	<i>Criterio de máxima velocidad de Boussisneq</i> .....	20
4.5.2.	<i>Criterio de máxima velocidad erosiva</i> .....	20
4.6.	PLANILLAS DE CÁLCULO .....	21





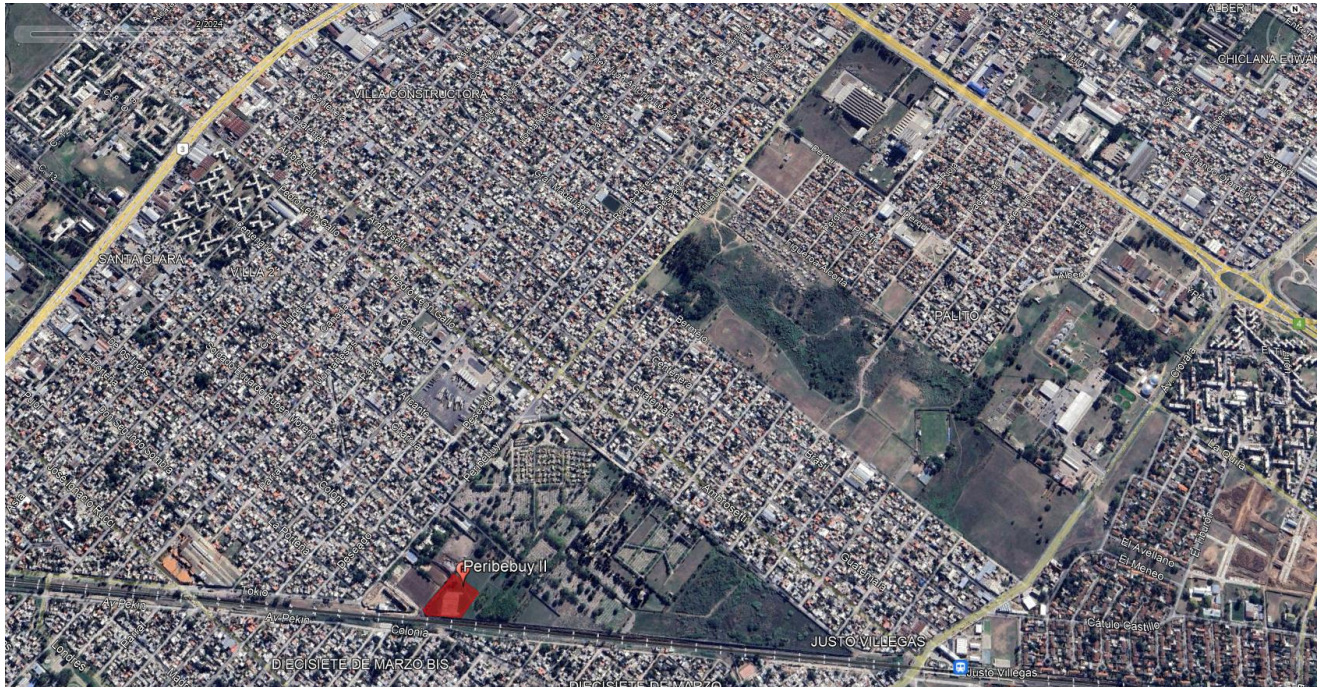


Figura 1: Ubicación Peribebuy II, La Matanza



Figura 2: Sector de Intervención, Peribebuy II





La red de desagües cloacales proyectada, para el trazado actual del barrio, consiste en la ejecución de 492 m de cañerías colectoras de Policloruro de vinilo “PVC”, con junta elástica “JE”, de diámetro nominal de 160 mm. La red incluye todas las válvulas, accesorios y demás elementos para su correcto funcionamiento.

Además, se construirán las correspondientes bocas de registro en los encuentros de cañerías, arranques de las mismas, cambios de diámetros, de pendientes y/o de dirección y cuando se requiera mantener distancias compatibles con los equipos de desobstrucción tradicionales, por lo que se dispondrán 7 bocas de registro “B.R”.

Las conexiones domiciliarias alcanzan un total de 64 unidades, de las cuales 6 corresponden a conexiones largas y 58 a cortas.

El empalme entre la red existente y la proyectada se llevará a cabo mediante la vinculación de la red proyectada a la boca de registro existente.

El punto designado para volcar los efluentes del barrio corresponde a la boca de registro existente ubicada en la intersección de las calles “De Los Incas” y “Tokio”.

## **2. OBJETIVO**

El objetivo de la obra es ejecutar una red cloacal para la futura urbanización de Peribebuy II, y preservar la calidad de las aguas superficiales y del medioambiente.

Las redes de desagües cloacales conforman un conjunto de conductos ramificados, el trazado de los mismos se realiza con pendiente descendente partiendo de los extremos donde se encuentran los puntos más altos y los tramos de menor diámetro, hasta los puntos más bajos con tramos de mayor diámetro.

El objetivo fundamental de la red de colectoras cloacales es el de transportar los líquidos con las sustancias que lo integran lo más rápido posible a su destino final, por lo que el sistema se proyecta para evacuar eficientemente el caudal de diseño con su consecuente arrastre de material minimizando la posibilidad del mismo de sedimentar. Como esta última condición no logra cumplirse en su totalidad, las labores de limpieza y mantenimiento serán siempre necesarias, lo que justifica la necesidad de acceso a la red a través de las bocas de registro.



El sistema de conductos comprende conducciones que pueden ser primarias (colectores) o secundarias (colectoras), estas últimas son aquellas que pueden recibir descargas de los bloques y cuyo diámetro es menor a 300 mm. Caso contrario, los colectores son aquellos que no tienen conexiones y poseen diámetros mayores a 300 mm con profundidad mayor a 3 m.

Como se mencionó anteriormente, este proyecto comprende el tendido de cañerías colectoras cloacales de 160 mm de diámetro.

### **3. PROYECTO DE RED CLOACAL**

Como se ha mencionado previamente, el proyecto implica la instalación de cañerías colectoras de 160 mm de diámetro con una longitud total de 491 metros.

Las colectoras se proyectaron con el objeto de lograr, lo más económicamente posible, la evacuación en forma eficaz de los líquidos residuales de la población de diseño y conducirlos rápidamente a su destino final.

#### **3.1. Trazado de las conducciones**

Para definir la ubicación del tendido cloacal se siguieron los lineamientos que se detallan a continuación:

- Tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales, pretendiendo que las colectoras acompañen su trazado.
- Menor profundización posible de las cañerías en el terreno.
- Cañerías con tramos rectos entre accesos a las mismas.
- Minimización del número de accesos a la red sin resentir las posibilidades de desobstrucciones eventuales y el mantenimiento preventivo.
- Verificación de existencia de otras instalaciones visibles o subterráneas de servicios públicos o de propiedad privada.

El principio directriz con el cual se llevó a cabo el trazado, teniendo en cuenta la economía de la obra, se basó en darle a los conductos, de diámetro mínimo, el mayor aprovechamiento y la menor profundización de las cañerías posible.



En función de estos lineamientos se adoptó el trazado de la colectora, el cual se puede observar en el plano:

Plano N° 01 – “Planta Red Cloacal Peribebuy II”.

### **3.2. Parámetros de diseño**

Para el cálculo de la red que abastecerá con el servicio de desagües cloacales a la zona de proyecto se consideraron los siguientes parámetros de diseño:

- Período de diseño
- Población de diseño
- Dotación de consumo
- Coeficientes de caudal
- Caudales característicos de diseño

La futura urbanización se tuvo en cuenta con la máxima profundización posible de las cañerías a los efectos de generar la posibilidad de ampliar la red si el proyecto así lo requiere.

#### **3.2.1. Período de diseño**

Es el tiempo, medido en años, durante el cual se proyecta el sistema y sus partes integrantes para cumplir con las funciones para las cuales fue diseñado. Para el presente proyecto, se adopta un período de diseño de 20 años, considerando como año inicial el 2024.

Esto implica que la población a servir deberá contar con el servicio cloacal de calidad, hasta el final del periodo.

Este período surge de la normativa ENOHSa (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento) la cual sugiere un período de diseño para las obras civiles que integrarán el sistema de veinte (20) años, contados a partir del año inicial de operación.



### 3.2.2. Población de diseño

La población es un parámetro básico y fundamental para el proyecto de este tipo de obras ya que la densidad poblacional define las dimensiones de la red.

La población a servir para el horizonte de proyecto es un factor a definir en función de la población que se estima que habitará el barrio luego del proyecto de urbanización, para lo cual se tuvo en cuenta la totalidad del barrio.

La estructura del nuevo barrio contará con 80 viviendas agrupadas en dúplex y bloques habitacionales y comerciales.

Se estima una densidad poblacional de 4.5 habitantes por vivienda alcanzando una población de diseño de 468 habitantes.

Se estima que esta cantidad de habitantes es superior a la población correspondiente al proyecto de urbanización por lo que se considera que la capacidad de las unidades de conducción será suficiente para la población futura. Aunque menor población implica menores caudales de descarga por lo que será necesario realizar una verificación de la autolimpieza de las cañerías.

### 3.2.3. Dotación de Consumo

La dotación es la cantidad media de agua utilizada diariamente por un habitante, expresada generalmente en litros, en ella se involucran los consumos para uso residencial, no residencial, pérdidas, de uso municipal, etc. La normativa ENOHSa establece para conexiones domiciliarias sin medidor una dotación entre los 150 a 300 *Lt/hab.día*. La estimación realizada por AySA para el partido de La Matanza arroja un valor de 366 *Lt/Hab · día*.

Para el presente proyecto, se adoptó la dotación de consumo estimada por AySA.

### 3.2.4. Coeficientes de Caudal

Debido a que el consumo de una población varía en intervalos de tiempo durante las horas del día y de un día respecto a otro o de una estación respecto a otra, y no se



tienen registros de esas variaciones, se las puede estimar a través de los coeficientes de caudal.

- $\alpha_{1n} \rightarrow$  Coeficiente máximo diario del año n: representa la relación entre el caudal medio del día de mayor consumo y el caudal medio anual.
- $\alpha_{2n} \rightarrow$  Coeficiente máximo horario del año n: representa la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio del día de mayor consumo.
- $\alpha_n = \alpha_{1n} \cdot \alpha_{2n} \rightarrow$  Coeficiente total máximo horario del año n: representa la relación entre el caudal máximo horario y el caudal medio anual.
- $\beta_{1n} \rightarrow$  Coeficiente mínimo diario del año n: representa la relación entre el caudal medio del día de menor consumo y el caudal medio anual.
- $\beta_{2n} \rightarrow$  Coeficiente mínimo horario del año n: representa la relación entre el caudal mínimo horario y el caudal medio del día de menor consumo.
- $\beta = \beta_{1n} \cdot \beta_{2n} \rightarrow$  Coeficiente total mínimo horario del año n: representa la relación entre el caudal mínimo horario y el caudal medio anual.

En este caso se utilizaron los coeficientes máximos estimados por AySA para el partido de La Matanza y los mínimos, los recomendados por el ENOHSa.

Según la normativa ENOHSa cuando no existan registros confiables ininterrumpidos, de no menos de los últimos 36 meses, de consumos de agua potable o de descargas cloacales que permitan determinar estos coeficientes, se pueden adoptar los valores especificados en la **Tabla 1**.

Población servida	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta$
500 h < $P_s \leq$ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < $P_s \leq$ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < $P_s$	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

*Tabla 1: Coeficientes de caudal. Fuente: ENOHSa*

Para el presente proyecto y según la cantidad de habitantes del sitio del proyecto, se adoptaron los siguientes valores:





---

### Coeficientes de Caudal

$\alpha 1$ Máx. Diario	1.15
$\alpha 2$ Máx. Horario	1.50
$\alpha$	1.73
$\beta 1$ Min. Diario	0.60
$\beta 2$ Min. Horario	0.50
$\beta$	0.30

---

*Tabla 2: Coeficientes de caudal adoptados*

### 3.2.5. Caudales de Diseño

#### **Caudales Característicos**

Respecto a los aportes por consumo de agua potable, se definen cinco caudales característicos que se utilizan en el diseño de una red de agua potable para cada año del período de diseño. Para el año “n” será:

$Q_{Cn}$  = Caudal medio diario del año n. → Es la cantidad de agua promedio consumida en el año n por cada habitante. No brinda información sobre las variaciones de los caudales diarios a lo largo de ese año.

Entonces, para poder caracterizar esas variaciones, se utilizan los diarios máximos y mínimos del año:

$Q_{Bn}$  = Caudal medio mínimo diario del año n. → Es el caudal medio del día de menor consumo de agua potable del año n.

$Q_{Dn}$  = Caudal medio máximo diario del año n. → Es el caudal medio del día de mayor consumo de agua potable del año n.

A su vez, estos caudales representan los valores medios en un lapso de 24 horas, pero no brindan información sobre cómo varían los caudales horarios dentro de ese período. Para ello es necesario definir los siguientes caudales:



$Q_{An}$  = Caudal mínimo horario del año n. → Es el menor caudal instantáneo del día de menor consumo de agua potable de ese año.

$Q_{En}$  = Caudal máximo horario del año n. → Mayor caudal instantáneo del día de mayor consumo ( $Q_{Dn}$ ) del año n.

$Q_{Ln}$  = Caudal máximo horario del día de menor consumo del año n. → Mayor caudal instantáneo del día de menor consumo ( $Q_{Bn}$ ) del año n.

En la **Tabla 3** se resumen las nomenclaturas de los caudales característicos:

Caudal	Nomenclatura
Medio diario	QC
Máximo diario	QD
Máximo horario	QE
Mínimo diario	QB
Mínimo horario	QA

*Tabla 3: Nomenclatura Caudales de Diseño. Fuente: ENOHSa*

El caudal  $Q_C$  se obtiene a partir de la dotación de consumo y de la población para el año del período de diseño.

El resto de los caudales característicos, se obtienen a partir de  $Q_C$ , aplicando los siguientes coeficientes:

$$\alpha_1 = \frac{QD}{QC} \rightarrow \text{Coeficiente máximo diario}$$

$$\alpha_2 = \frac{QE}{QD} \rightarrow \text{Coeficiente máximo horario}$$

$$\alpha = \alpha_1 * \alpha_2 = \frac{QE}{QC} \rightarrow \text{Coeficiente total de máximo horario}$$

$$\beta_1 = \frac{QB}{QC} \rightarrow \text{Coeficiente mínimo diario}$$

$$\beta_2 = \frac{QA}{QB} \rightarrow \text{Coeficiente mínimo horario}$$



$$\beta = \beta_1 * \beta_2 = \frac{Q_A}{Q_C} \rightarrow \text{Coeficiente total de mínimo horario}$$

Y, por último, la relación con el QL0 con estos coeficientes corresponde a la siguiente expresión:

$$Q_L = Q_C \cdot \beta_1 \cdot \alpha_2 = \alpha_2 \cdot Q_B$$

En la **Tabla 4** se detallan los caudales característicos calculados para el presente proyecto:

Caudales Característicos	
Q <sub>C</sub> [Lt/s] =	1.98
Q <sub>D</sub> [lt/s] =	2.3
Q <sub>E</sub> [Lt/s] =	3.42
Q <sub>B</sub> [lt/s] =	1.2
Q <sub>A</sub> [lt/s] =	0.6
Q <sub>L</sub> [Lt/s] =	1.78

**Tabla 4:** Caudales Característicos para cálculo de red cloacal

### **Determinación de los caudales de diseño**

#### **a. Caudales aportados por consumo de agua potable**

Al contar el futuro barrio con una distribución por bloques y dúplex con cantidad de viviendas dispares, se calcularon precisamente los caudales de diseño por vivienda. Por lo que, estos caudales, representan la cantidad de efluente que vuelca, por vivienda, a la colectora proyectada. Y en función de la cantidad de viviendas que aportan a cada tramo se definió el caudal que transportará cada uno de ellos.

Los conductos se calcularon para el caudal máximo que deben transportar “Q<sub>E</sub>” verificando la capacidad de autolimpieza “Q<sub>L</sub>”.





### **a.1. Caudal de diseño para el trazado interno del barrio: $Q_{DISEÑO/VIVIENDA}$**

Para determinarlo, se define el caudal máximo horario del día de mayor consumo  $Q_E$  para lo cual, se afecta al consumo medio diario, establecido en base a la dotación y a la población de diseño del barrio, por dos coeficientes:  $\alpha_1$  que permite ajustar el consumo medio diario al consumo máximo diario y  $\alpha_2$  que permite ajustar el consumo máximo diario al consumo máximo horario.

Este  $Q_E$  se multiplica por el coeficiente de retorno “ $\varphi$ ”, el cual indica el porcentaje de la dotación de agua potable que es descargada efectivamente a la red cloacal. En este caso se adoptó de 0.70, indicando que el 70% de la dotación de agua potable se vuelca a las colectoras proyectadas.

De este modo se calcula el caudal que vuelca la totalidad del futuro Barrio a la colectora proyectada:

$$Q_{Diseño\ total} = Q_{C20} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varphi = Q_E \cdot \varphi \text{ [Lt/s]}$$

$$Q_{Diseño\ total} = 2.39 \text{ [Lt/s]}$$

Para obtener el caudal que vuelca cada vivienda a la colectora proyectada se divide este valor por la cantidad de viviendas existentes. De esta manera, el caudal de diseño por vivienda de la red es:

$$Q_{Diseño/Vivienda} = 0.023 \text{ [Lt/s]}$$

### **a.2. Caudal de verificación: $Q_{VERIF./VIVIENDA}$**

Asimismo, se debe verificar que se alcance la velocidad de auto limpieza necesaria para el arrastre de los sólidos, ya que, caso contrario ocasionarían olores y atascamientos. Esta verificación se efectúa con el caudal  $Q_{L0}$  el cual corresponde, como se mencionó anteriormente, al caudal máximo horario del día de menor consumo.



Para esto, se afecta dicho caudal por el coeficiente de retorno y por la cantidad de viviendas. De esta manera, el caudal de verificación del caudal total de la red es:

$$Q_{Verif.total} = Q_{C0} \cdot \beta_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varphi = Q_{L0} \cdot \varphi \text{ [Lt/s]}$$

$$Q_{Verif.total} = 1.25 \text{ [Lt/s]}$$

Para obtener el caudal de verificación para cada vivienda se divide este caudal por la cantidad de viviendas existentes. De esta manera, el caudal de verificación por vivienda es:

$$Q_{Verif./Vivienda} = 0.012 \text{ [Lt/s]}$$

#### **b. Caudales aportados por infiltración**

Corresponde a las contribuciones externas a las redes cloacales, las cuales pueden estar originadas en el subsuelo o provenir de aportes accidentales de aguas pluviales. Estos caudales se deben fundamentalmente a agua que penetra a través de las juntas, de las paredes de los caños, de las estructuras de los accesos a la red y por las uniones de estas con los caños. También, las conexiones domiciliarias pueden asumir una importancia fundamental en la infiltración debido a su longitud y por la ejecución de las conexiones.

En este caso, se adoptó como caudal de infiltración al estimado por AySA para el partido de la matanza:

$$Q_{inf} = 30 \frac{m^3}{día} / km$$

En la **Tabla 5** se resumen los caudales de diseños empleados en el presente proyecto:



---

#### Caudales de Diseño

$$Q_{\text{DISEÑO TOTAL}} [\text{Lt/s}] = 2.39$$

$$Q_{\text{E/VIVIENDA}} [\text{Lt/s}] = 0.033$$

$$Q_{\text{DISEÑO/VIVIENDA}} [\text{Lt/s}] = 0.023$$

$$Q_{\text{VERIF. TOTAL}} [\text{Lt/s}] = 1.25$$

$$Q_{\text{L/VIVIENDA}} [\text{Lt/s}] = 0.0172$$

$$Q_{\text{VERIF./VIVIENDA}} [\text{Lt/s}] = 0.012$$

$$Q_{\text{INF}} [\text{m}^3/\text{día/Km}] = 30$$

$$Q_{\text{INF}} [\text{Lt/s/m}] = 0.0003$$

---

*Tabla 5: Caudales de Diseño para cálculo de red cloacal*

### 3.2.6. Tapadas Admisibles

La tapada corresponde a la distancia vertical, medida desde la superficie del pavimento o vereda, hasta el extradós de la cañería.

En el presente proyecto se adoptó una tapada mínima de 1.20 m para las simples colectoras y en situaciones donde las tuberías solo cuentan con conexiones domiciliarias cortas y donde se ha determinado que no es factible expandir la red, se ha adoptado por una tapada mínima de 0.8 metros.

La tapada máxima de la cañería cloacal para admitir conexiones domiciliarias es de 3 m, en el caso en que esta tapada se encuentre superada se emplean cañerías subsidiarias.

### 3.2.7. Rugosidad de la Cañería

La rugosidad de la cañería es un parámetro muy importante ya que influye en la velocidad del fluido transportado por las mismas. Para el diseño de las colectoras este parámetro se representó con el coeficiente de rugosidad de Manning "n", el cual es el más empleado en el diseño de redes cloacales y depende del material de las tuberías, para el caso del PVC, se recomiendan valores de n entre 0.010 y 0.013.





En este caso se adoptó un valor de  $n = 0.011$ .

En la **Tabla 6** se resumen los parámetros de diseño adoptados en el proyecto:

<b>Parámetros de diseño</b>			
Descripción	Sigla	Magnitud	Unidad
Período de Diseño	n	20	años
Población Servida	P	468	Hab
Dotación de agua potable	D	366	Lt/hab.día
Coeficiente de retorno	$\phi$	0.7	-
Coeficiente pico diario	$\alpha_1$	1.15	-
Coeficiente pico horario	$\alpha_2$	1.50	-
Coeficiente mínimo diario	$\beta_1$	0.60	-
Coeficiente mínimo horario	$\beta_2$	0.50	-
Longitud total de cañerías	$L_{Total}$	491	m
Caudal de Diseño n=20 años	$Q_{DISEÑO/VIVIENDA}$	0.023	Lt/s
Caudal de Verificación n=0 años	$Q_{VERIF./VIVIENDA}$	0.012	Lt/s
Caudal de Infiltración	$Q_{NF}$	30.00	m <sup>3</sup> /día/Km
Tapada mínima	$T_{Min}$	1.20	m
Tapada máxima	$T_{Max}$	3.00	m
Diámetro mínimo	$D_{Min}$	0.16	m
Pendiente mínima	$i_{Min}$	0.003	m/m
Coeficiente de Rugosidad PVC	$n_{PVC}$	0.011	s/m <sup>1/3</sup>
Velocidad mínima	$U_{Min}$	0.60	m/s
Velocidad máxima	$U_{Max}$	3.00	m/s
Esfuerzo Tractriz Mínimo	$F_{TMIN}$	0.10	Kg/m <sup>2</sup>
Salto Máximo en Dispositivo de Caída	$S_{MAX}$	2.00	m

*Tabla 6: Parámetros de diseño adoptados*

## 4. CÁLCULO HIDRÁULICO

### 4.1. Metodología de cálculo hidráulico

El escurrimiento de las aguas cloacales incluye el líquido vertido más cierta cantidad de materiales flotantes, suspendidos y disueltos. Es por ello que son aplicables las leyes de la hidráulica relativas al escurrimiento a superficie libre. Se opta por este tipo de escurrimiento debido a las infaltables pérdidas y filtraciones que implica la red a presión sumado a la necesidad de acceso a la red para llevar a cabo la inspección y eventuales



desobstrucciones que se producen en la etapa de operación. Este sistema de desagüe requiere una parte de sección de conducto disponible para posibilitar la circulación del aire que permita el escape de los gases provenientes del líquido, dicho sistema de ventilación se logra a través de los circuitos previstos entre bocas de registro y ventilaciones del sistema domiciliario.

Para el diseño de las redes se dimensionaron los conductos para que posean la capacidad suficiente para transportar el caudal máximo horario, denominado  $Q_{E20 \text{ TOTAL TRAMO}}$  correspondiente al caudal de vuelco en la hora y en el día de mayor consumo y luego se verificó la capacidad de autolimpieza de los mismos con el caudal máximo horario del día de menor consumo nombrado como  $Q_{L0 \text{ TOTAL TRAMO}}$ , correspondiente al caudal de vuelco en la hora de mayor consumo del día de menor consumo.

## 4.2. Dimensionado de los conductos

Se realizaron los cálculos para escurrimiento a sección llena, situación que se da cuando el tirante líquido es igual al diámetro de la sección ( $h = D$ ). Este cálculo se realiza a los fines de verificar la capacidad de escurrimiento ( $\text{Capacidad } (Q_{LL}) > Q_{E20 \text{ TOTAL TRAMO}}$ ). Para este cálculo se utiliza la ecuación de Chezy-Manning considerando un escurrimiento uniforme y permanente, es decir, adoptando un gradiente hidráulico coincidente con la pendiente de la cañería o solera.

El caudal a sección llena se calcula:

$$Q_{LL} = U_{LL} \cdot \text{Área} = \frac{0,3117}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}}$$

Y la velocidad del fluido para la misma condición:

$$U_{LL} = \frac{R_h^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n} = \frac{\left(\frac{D_{int}}{4}\right)^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n}$$

Donde  $R_h$  corresponde al radio hidráulico de la sección:

$$R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{D_{int}}{4}$$



El comportamiento de la red se verifica con el caudal real, es decir, con el caudal acumulado de cada tramo para el período de diseño ( $Q_{TOTAL\ TRAMO}$ ); este último corresponde al caudal total al final de la boca de registro. Para ello, se toma el caudal de la boca de registro aguas arriba ( $Q_{A.Arriba}$ ), el caudal incorporado en el tramo entre bocas de registro analizadas ( $Q_{Tramo}$ ) y el caudal incorporado por infiltración ( $Q_{INF}$ ).

$$Q_{TOTAL\ TRAMO} = Q_{DISEÑO\ A.Arriba} + Q_{DISEÑO\ Tramo} + Q_{Inf.\ Tramo}$$

Donde:

$$Q_{DISEÑO.Tramo} = Viviendas\ por\ tramo \cdot Q_{DISEÑO/VIVIENDA}$$

A los efectos de cumplir con la capacidad necesaria, se verificó que en todos los tramos se cumpla con:

$$Q_{LL} > Q_{TOTAL\ TRAMO}$$

### 4.3. Verificación de $h/D$

Otra verificación necesaria dentro del diseño de colectoras cloacales corresponde a comprobar que al tirante del líquido cloacal dentro de las cañerías permanezca dentro de los valores recomendados a lo largo del período de diseño, ya que la relación de  $h/D$  debe ser menor a ciertos valores límites establecidos por las normativas.

En este caso, la prestataria del servicio en el sitio del proyecto es AySA y la misma establece que para el caudal de diseño  $Q_{TOTAL\ TRAMO}$ :  $h/D < 0.85$ .

Para calcular la relación  $h/D$  se utilizan las tablas de Woodward-Posey, ingresando a las mismas con el valor adimensional:

$$Adim\ W - P = \frac{Q \cdot n}{D^{8/3} \cdot i^{1/2}}$$

Las tablas arrojan, para cada valor del  $Adim\ W - P$ , la relación de  $h/D$  asociada al mismo.

Se comprobó que la totalidad de los tramos se encuentran dentro de los valores admisibles.





#### 4.4. Velocidad de Autolimpieza

Como se mencionó anteriormente, se verifico que se cumpla en todos los tramos de la red, con la velocidad del fluido que permite la autolimpieza y evitar así, que se produzca sedimentación de las partículas sólidas con el consecuente atascamiento.

Esta verificación se realizó en base a la combinación de dos metodologías de diseño correspondiente a criterios de autolimpieza para el transporte de sólidos, siendo ambas, parte de la teoría de Camp-Shields la que sostiene que, para remover partículas, es necesario que la fuerza de arrastre del líquido en movimiento venza a la fuerza rozamiento generada por el peso del sedimento, por lo que resultan compatibles y complementarias.

Las metodologías son:

- a) **Método Tradicional o Velocidad mínima.**
- b) **Esfuerzo tractivo.**

##### 4.4.1. Método Tradicional o Velocidad mínima

La velocidad crítica de arrastre o velocidad de autolimpieza define la velocidad para la cual se produce el arrastre o suspensión de las partículas transportadas, por lo que velocidades menores a esta no arrastrarán dichas partículas. La velocidad de auto limpieza se adopta igual a  $U_{min} = 0.60$  [m/s] a sección llena, lo cual debe asegurarse a partir de la pendiente mínima.

##### 4.4.2. Esfuerzo tractivo

Este método propone verificar que la fuerza tractiva del fluido sea mayor a la fuerza tractiva mínima asociada a un buen arrastre hidráulico de la materia sedimentable dentro de las cañerías. La normativa ENOHSa propone un esfuerzo tractiva mínimo de  $F_{Tmin} = 0.10$  [Kg/m<sup>2</sup>].

La expresión para el cálculo del esfuerzo tractiva es la siguiente:

$$F_T = 690 \cdot n^{0.46} \cdot Q_{VERIF.Acum}^{0.375} \cdot i^{0.8125} \text{ [Kg/m}^2\text{]}$$



Este esfuerzo es calculado con el caudal  $Q_{L0}$  (caudal máximo horario correspondiente al día de menor consumo del inicio del período de diseño) denominado, dentro del presente proyecto, como  $Q_{TOTAL\ TRAMO}$  de verificación correspondiente al  $Q_{L0}$  a los efectos de asegurar el arrastre de las partículas al menos una vez al día.

La verificación de la velocidad de autolimpieza se realizó con ambas metodologías, de las cuales surgen las pendientes mínimas a adoptar a los efectos de cumplir con las mismas.

Para el caso del método tradicional, la pendiente mínima surge de la fórmula de Manning, igualando la velocidad a sección llena a la mínima  $U_{LL} = 0.60\ m/s$ , con lo cual, se obtienen pendientes mínimas variables en función del diámetro de las cañerías. Para el caso del diámetro involucrado, la pendiente mínima es:

Para:

$$\bullet \quad D = 160\ mm \rightarrow i_{min} = 3\ \text{‰}$$

En el caso del método tractor, la pendiente mínima surge de la expresión de cálculo del mismo, igualando la fuerza tractiva a la mínima admisible de  $F_{Tmin} = 0.10\ Kg/m^2$ , con lo cual, se obtienen pendientes mínimas variables en función del caudal de verificación de las cañerías.

En las planillas de cálculo se puede observar que las pendientes mínimas, que surgen del esfuerzo tractor, no se verifican en la totalidad de los tramos, en los cuales las pendientes son menores, esto se justifica económicamente ya que técnicamente con la pendiente adoptada y un acompañamiento periódico de limpieza se garantiza el buen funcionamiento de la red. Mayores pendientes implican mayores excavaciones lo que deriva en un aumento del costo total del proyecto.

#### 4.5. Verificación de Velocidades Máximas

Todas las colectoras se deben calcular para que no se supere la velocidad máxima para el caudal de diseño. Esta velocidad máxima es considerada cuando el líquido



comienza a incorporar aire que se traduce en un aumento de volumen el cual disminuye la capacidad de la cañería produciendo trastornos de circulación hidráulica en la misma.

Por tal motivo, se verificó que la velocidad del fluido permanezca por debajo de los límites admisibles, los cuales fueron determinados por dos metodologías:

- a) Criterio de máxima velocidad de Boussisneq.
- b) Criterio de máxima velocidad erosiva.

#### 4.5.1. Criterio de máxima velocidad de Boussisneq

La velocidad máxima surge de la siguiente expresión:

$$U_{MAX} = B \cdot \sqrt{g \cdot R_h}$$

En la que:

$B$  = Coeficiente de Boussisneq.  $B = 6$ .

$g$  = Aceleración de la gravedad.  $g = 9.8 \text{ m/s}$

$R_h$  = Radio hidráulico de la sección correspondiente al caudal de diseño ( $Q_{\text{DISEÑO. Acum.}}$ )

Entonces, para distintos diámetros se obtienen distintas velocidades máximas. Por lo tanto, se verifico que las velocidades alcanzadas en los distintos tramos se mantengan por debajo del límite calculados.

#### 4.5.2. Criterio de máxima velocidad erosiva

Por cuestiones relacionados a problemas de erosividad se adopta una velocidad máxima:  $U_{MAX} = 3 \text{ m/s}$ .

Se verifico que la velocidad se mantenga también por debajo de este límite admisible.





#### 4.6. Planillas de Cálculo

Tramo			Terreno Natural TN		Cañería Proyectada										Aportes	Caudales										
Nº	Bocas de Registro		Longitud [m]	Cotas		Pend. $i_N$ [m/m]	$D_{NOMINAL}$ [m]	Pendiente			Tapada		Cota Intrados		Subsidiaria Requiere	Disp. De Caída		Viviendas por Tramos	Infiltración $Q_{INF. Tramo}$ [lt/s]	Caudal de Diseño - $Q_{E20}$			Caudal de Verificación - $Q_{L0}$			
	BR			Inicial [m]	Final [m]			$i_{MINIMA}$ [m/m]	$i_{ADOPTADA}$ [m/m]	Inicial [m]	Final [m]	Inicial [m]	Final [m]	Requiere		Dif. Cota intrados en BR [m]	Requiere			$Q_{E20}$			$Q_{L0}$			
	Inicial	Final																		Met. TRAD. [m/m]	Met. TRAC. [m/m]	A. Arriba [lt/s]	Tramo [lt/s]	$Q_{TOTAL TRAMO}$ [lt/s]	A. Arriba [lt/s]	Tramo [lt/s]
1	1	2	44.97	22.99	22.19	0.018	0.16	0.0030	0.0181	0.018	1.20	1.20	21.79	20.99	No Requiere		No Requiere	6	0.02	0.00	0.14	0.15	0.00	0.07	0.09	
2	2	3	34.18	22.19	21.79	0.012	0.16	0.0030	0.0132	0.012	1.20	1.20	20.99	20.59	No Requiere		No Requiere	6	0.01	0.15	0.14	0.30	0.09	0.07	0.17	
3	3	6	112.45	21.79	20.82	0.009	0.16	0.0030	0.0076	0.005	1.20	0.80	20.59	20.02	No Requiere		No Requiere	30	0.04	0.30	0.69	1.03	0.17	0.36	0.57	
4	1	4	58.11	22.99	22.25	0.013	0.16	0.0030	0.0114	0.013	1.20	1.20	21.79	21.05	No Requiere		No Requiere	18	0.02	0.00	0.41	0.43	0.00	0.22	0.24	
5	4	5	54.55	22.25	21.49	0.014	0.16	0.0030	0.0098	0.007	1.20	0.80	21.05	20.69	No Requiere		No Requiere	6	0.02	0.43	0.14	0.59	0.24	0.07	0.33	
6	2	5	88.98	22.19	21.49	0.008	0.16	0.0030	0.0088	0.008	1.20	1.20	20.99	20.29	No Requiere		No Requiere	32	0.03	0.00	0.74	0.77	0.00	0.38	0.42	
7	5	6	41.46	21.49	20.82	0.016	0.16	0.0030	0.0064	0.007	1.20	0.80	20.29	20.02	No Requiere	0.40	No Requiere	6	0.01	1.36	0.14	1.51	0.74	0.07	0.83	
8	6	7	20.25	20.82	20.44	0.019	0.16	0.0030	0.0050	0.019	0.80	0.80	20.02	19.64	No Requiere	0.00	No Requiere	0	0.01	2.54	0.00	2.55	1.40	0.00	1.41	
9	7	B.R.E	36.45	20.44	19.69	0.020	0.16	0.0030	0.0050	0.020	0.80	0.80	19.64	18.89	No Requiere		No Requiere	0	0.01	2.55	0.00	2.56	1.41	0.00	1.42	
Long. Tot [m] =			491													Tot. Viviendas [u] =		104	Caudal. Tot [lt/s] =			2.39	Caudal. Tot [lt/s] =			1.25

Tramo			Parámetros Hidráulicos										Verificaciones											
Nº	Bocas de Registro		Sección Llena		Para $Q_{E20}$				Para $Q_{L0}$				Tractriz $F_T$ [kg/m <sup>2</sup> ]	CAPACIDAD $h/D < 0.85$ $Q_{DISEÑO}$	Velocidad de Limpieza						Velocidad Máxima			
	BR		$Q_{LL}$ [lt/s]	$V_{LL}$ [m/s]	Adim. W - P	h/D	R/D	U [m/s]	Adim. W - P	h/D	R/D	U [m/s]			Método Velocidad Mínima			Método Esfuerzo Tractriz			Boussisneq		Erosiva U < 3 [m/s]	
	Inicial	Final													$U_{LL} > 0.6$ [m/s]	$i_{MINIMA}$ [m/m]	$i_{ADOP} > i_{MIN}$	$i_{MINIMA}$ [m/m]	$i_{ADOP} > i_{MIN}$	Ft [kg/m <sup>2</sup> ]	Ft > 0.10 [kg/m <sup>2</sup> ]	$U_{MAX}$ [m/s]		$U < U_{MAX}$ [m/s]
1	1	2	28.51	1.42	0.0017	0.052	0.034	0.37	0.001	0.040	0.026	0.31	0.10	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.018	NO VERIFICA	0.10	NO VERIFICA	1.38	VERIFICA	VERIFICA
2	2	3	23.13	1.15	0.0041	0.080	0.051	0.40	0.002	0.061	0.040	0.34	0.09	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.013	NO VERIFICA	0.09	NO VERIFICA	1.70	VERIFICA	VERIFICA
3	3	6	15.22	0.76	0.0212	0.176	0.107	0.43	0.012	0.132	0.082	0.36	0.07	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.008	NO VERIFICA	0.07	NO VERIFICA	2.46	VERIFICA	VERIFICA
4	1	4	24.13	1.20	0.0056	0.093	0.059	0.46	0.003	0.069	0.045	0.38	0.11	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.011	VERIFICA	0.11	VERIFICA	1.83	VERIFICA	VERIFICA
5	4	5	17.37	0.86	0.011	0.126	0.079	0.40	0.006	0.095	0.060	0.34	0.07	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.010	NO VERIFICA	0.07	NO VERIFICA	2.11	VERIFICA	VERIFICA
6	2	5	18.96	0.94	0.013	0.137	0.085	0.46	0.007	0.102	0.065	0.38	0.09	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.009	NO VERIFICA	0.09	NO VERIFICA	2.20	VERIFICA	VERIFICA
7	5	6	17.25	0.86	0.027	0.200	0.121	0.53	0.015	0.149	0.092	0.44	0.10	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.006	VERIFICA	0.10	VERIFICA	2.61	VERIFICA	VERIFICA
8	6	7	29.29	1.46	0.027	0.199	0.120	0.89	0.015	0.149	0.092	0.75	0.29	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.005	VERIFICA	0.29	VERIFICA	2.60	VERIFICA	VERIFICA
9	7	B.R.E	30.58	1.52	0.026	0.195	0.118	0.92	0.014	0.146	0.091	0.77	0.31	VERIFICA	VERIFICA	0.003	VERIFICA	0.005	VERIFICA	0.31	VERIFICA	2.58	VERIFICA	VERIFICA



GOBIERNO DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES  
2024 - Año del 75° Aniversario de la gratuidad universitaria en la República Argentina

**Hoja Adicional de Firmas**  
**Pliego**

**Número:**

**Referencia:** Memoria Técnica\_Red cloacal\_Integración Urbana Peribebuy - Etapa 2

---

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 21 pagina/s.