

# Práctica Profesional Supervisada

---



Autor

**Filloy Alejo Tomás**

Tema

**PROYECTO Y SEGUIMIENTO DE OBRA  
DEL NEXO CLOACAL EN BARRIO ALBERDI**

Director:

Ing. Corral Mariano Andrés





# Agradecimientos

Gracias a Papá y Mamá, a mis hermanos Delfina y Fermín, a Mis abuelos, a Hector y Marcos Kantos, al Ingeniero Corral, y a mis amigos Sergio Sagripanti, Martín Vigistain y Santiago Picasso.

---

# Índice general

<b>1. Introducción</b>	<b>11</b>
1.1. Desarrollo . . . . .	11
1.2. Objetivos . . . . .	12
<b>2. Sistema Cloacal de la Ciudad de Córdoba</b>	<b>15</b>
2.1. Parámetros poblacionales . . . . .	15
2.1.1. Proyección Demográfica . . . . .	15
2.1.2. Población servida . . . . .	19
2.2. Caudales de diseño . . . . .	20
2.2.1. Vuelco unitario . . . . .	20
2.2.2. Caudal medio ingresante a la planta . . . . .	20
2.2.3. Coeficiente máximo total . . . . .	20
2.2.4. Caudal máximo ingresante a la planta depuradora . . . . .	20
2.2.5. Capacidad máxima antiguamente instalada . . . . .	20
2.2.6. Déficit / superávit de tratamiento inicial . . . . .	21
2.2.7. Ampliación de tratamiento . . . . .	21
2.3. Redes existentes . . . . .	22
2.4. Plan integral de cloacas . . . . .	24
2.5. Ubicación del Nexo cloacal de Barrio Alberdi en el sistema general de la ciudad.	28
2.6. Planta de Bajo Grande y Ampliación . . . . .	28
<b>3. Diseño del Nexo Cloacal - Barrio Alberdi</b>	<b>33</b>
3.1. Marco de Referencia y Licitación . . . . .	33
3.2. Justificación Técnica del Nexo . . . . .	33
3.3. Memoria Descriptiva . . . . .	34
3.4. Pliego de Especificaciones Técnicas . . . . .	34
3.5. Interferencias . . . . .	34
3.6. Cómputo Métrico y Presupuesto . . . . .	36
<b>4. Elaboración del Proyecto Ejecutivo</b>	<b>39</b>
4.1. Planos generales y de detalles . . . . .	39
4.1.1. Planimetría . . . . .	39
4.1.2. Altimetría e interferencias . . . . .	40
4.2. Memoria de Cálculo . . . . .	41
4.2.1. Pendientes Mínimas . . . . .	41
4.2.2. Diámetro . . . . .	41
4.2.3. Velocidades Mínimas . . . . .	43
4.2.4. Relación h/D . . . . .	44
4.2.5. Trazado de los Conductos - Tapada mínima . . . . .	44

4.2.6.	El esfuerzo tractivo . . . . .	44
4.2.7.	Velocidad de autolimpieza . . . . .	46
4.2.8.	Cálculo Hidráulico . . . . .	47
4.2.9.	Verificación de Deflexión . . . . .	49
4.2.10.	Cálculo de cuenca . . . . .	57
<b>5.</b>	<b>Ejecución de Obra</b>	<b>61</b>
5.1.	Procedimientos . . . . .	61
5.1.1.	Excavación en zanja a cielo abierto en todo tipo de suelo y a cualquier profundidad; incluso excavación en roca, voladura, bombeo, tablestacado, entibado y todos los trabajos que correspondan. . . . .	61
5.1.2.	Provisión, acarreo y colocación de cañerías, incluyendo juntas, piezas especiales, pruebas hidráulicas y todos los trabajos que correspondan	63
5.2.	Riesgos, equipos y elementos de seguridad . . . . .	74
5.2.1.	Propios de la circulación en obra . . . . .	74
5.2.2.	Limpieza del terreno . . . . .	74
5.2.3.	Replanteo . . . . .	75
5.2.4.	Excavaciones (con maquinaria, movimiento de suelo, pozos romanos, etc) . . . . .	76
<b>6.</b>	<b>Seguimiento de Obra</b>	<b>79</b>
6.1.	Items Observados y equipos utilizados . . . . .	79
6.2.	Relevamiento Fotográfico . . . . .	80
<b>7.</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>87</b>
7.1.	Objetivos . . . . .	87
7.2.	Diseño y procedimientos . . . . .	87
7.3.	Seguimiento de Obra . . . . .	88
7.4.	Consideraciones finales . . . . .	88
<b>I</b>	<b>Glosario</b>	<b>93</b>
<b>II</b>	<b>Anexos</b>	<b>99</b>

# Índice de figuras

1.1. Desarrollo del Nexo Cloacal . . . . .	11
1.2. Ubicación del Barrio Alberdi y Planta Bajo Grande . . . . .	12
2.1. Crecimiento de la Ciudad de Córdoba [2] . . . . .	17
2.2. Red de Cobertura de desagües cloacales de la ciudad de Córdoba [3] . . . . .	23
2.3. Ubicación de Planta Villa Boedo[17] . . . . .	25
2.4. Ubicación de Planta de Barrio Inaudi[17] . . . . .	26
2.5. Ubicación de Planta de Nicolás de Avellaneda[17] . . . . .	27
2.6. Sifones invertidos - Río Suquía . . . . .	28
2.7. Ubicación de la planta Bajo Grande + Ampliación . . . . .	29
2.8. Sedimentador . . . . .	29
2.9. Lecho Percolador . . . . .	29
2.10. Lecho Percolador [6] . . . . .	30
2.11. Unidades de tratamiento de la planta . . . . .	31
2.12. esquema de funcionamiento antiguo de la planta Bajo Grande QafI = 8000 $m^3/h$ [3] . . . . .	31
2.13. esquema de funcionamiento nuevo de la planta Bajo Grande QafI = 10000 $m^3/h$ [3] . . . . .	32
3.1. Desagües Pluviales I . . . . .	35
3.2. Desagües Pluviales II . . . . .	35
3.3. Desagües Pluviales III . . . . .	35
4.1. Fuerza Tractiva [9] . . . . .	44
4.2. Material Sedimentable [9] . . . . .	46
4.3. Coeficientes de Caudal [1] . . . . .	48
4.4. Cálculo de carga de relleno[10] . . . . .	51
4.5. Cálculo de carga de Bousinesq[10] . . . . .	51
4.6. Valores Geométricos de Caños de PVC[12] . . . . .	59
5.1. Instalación de Cañería y Relleno [17] . . . . .	62
5.2. Instalación de Cañería y Relleno [17] . . . . .	62
5.3. Instalación de Cañería y Relleno [17] . . . . .	63
5.4. Boca de Registro [17] . . . . .	70
5.5. Ramal domiciliario [17] . . . . .	73
5.6. Ramal Domiciliario - Corte [17] . . . . .	74
6.1. Aserrado y rotura de pavimento existente . . . . .	80
6.2. Martillo Neumático Volvo . . . . .	80
6.3. Martillo Neumático Volvo . . . . .	81

---

6.4. Material retirado de la antigua calzada . . . . .	81
6.5. Zanja excavada . . . . .	82
6.6. Excavaciòn de zanja . . . . .	82
6.7. Cañería instalada . . . . .	83
6.8. Cloaca obsoleta . . . . .	83
6.9. Zanja tapada . . . . .	84
6.10. Instalaciòn de cañería . . . . .	84
6.11. Desborde de ramal domiciliario . . . . .	85
6.12. Ramal domiciliario . . . . .	85

# Índice de tablas

2.1. Tasa de crecimiento poblacional[3] . . . . .	18
2.2. Curva logística[3] . . . . .	18
2.3. Tasa decreciente[3] . . . . .	19
2.4. Tasa promedio dos últimos censos[3] . . . . .	19
2.5. Tasa decreciente y tasa promedio[3] . . . . .	19
3.1. Presupuesto y Cómputo métrico . . . . .	36
4.1. Cálculo de Intrados . . . . .	39
4.2. Tabla de Control . . . . .	40
4.3. Parámetros de la cuenca . . . . .	47
4.4. Coeficientes de Caudal adoptados . . . . .	48
4.5. Parámetros adoptados . . . . .	48
4.6. Tapadas según Pliego III.21.8.6.[4] . . . . .	48
4.7. Anchos de Zanja según Pliego III.21.8.7.[4] . . . . .	48
4.8. Cama de asiento y relleno de Arena según Pliego III.22.2.[4] . . . . .	49
4.9. Cálculo Hidráulico - Parte 1 . . . . .	49
4.10. Cálculo Hidráulico - Parte 2 . . . . .	50
4.11. Cálculo Hidráulico - Parte 3 . . . . .	50
4.12. Carga de Relleno . . . . .	53
4.13. Carga de Tránsito . . . . .	53
4.14. Deflexión Porcentual . . . . .	54
4.15. Carga de Relleno . . . . .	54
4.16. Carga de Tránsito . . . . .	54
4.17. Deflexión Porcentual . . . . .	55
4.18. Carga de Relleno para una tapada mínima . . . . .	55
4.19. Carga de tránsito . . . . .	55
4.20. Deflexión Porcentual . . . . .	56
4.21. Carga de Relleno para una tapada mínima . . . . .	56
4.22. Carga de tránsito . . . . .	56
4.23. Deflexión Porcentual . . . . .	57
4.24. Tabla Resumen de Deflexiones . . . . .	57
4.25. Parámetros Ocupacionales de la Cuenca . . . . .	58
4.26. Valores adoptados . . . . .	58

---



# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Desarrollo

En el presente informe se abarca la ejecución del nexo cloacal de la calle Mariano Moreno, entre las calles Santa Rosa y Duarte Quirós.(Figura 1.1)



Figura 1.1: Desarrollo del Nexo Cloacal

En primera instancia se realiza un estudio del sistema cloacal de la ciudad de Córdoba, analizando la población servida, los caudales de diseño y de la planta de tratamiento de líquidos cloacales Bajo Grande y la ampliación realizada a partir del año 2007. El objetivo de esta parte del informe es ubicar al nexo estudiado dentro del sistema global de la ciudad. (Figura 1.2)

Previo a la realización del proyecto ejecutivo, se realizó un estudio de los pliegos de especificaciones técnicas y particulares, tomando conocimiento del objeto de la obra, las con-



Figura 1.2: Ubicación del Barrio Alberdi y Planta Bajo Grande

diciones del sitio (interferencias), el precio de su ejecución y de qué manera proceder para la materialización de la misma.

Para llevar a cabo el proyecto ejecutivo se tuvieron en cuenta las propiedades del terreno sobre el que se planificó en primera instancia el desagüe cloacal. En base a las cotas, pendientes y tipo de suelo se elaboró la planimetría, y en base a la misma los cortes de altimetría, respetando pendientes y tapadas mínimas. Una vez desarrollada la traza, se verificaron las cañerías a deflexión, tomando como referencia el tránsito y el tipo de suelo, se realiza el cálculo hidráulico y un análisis de la cuenca en base a los factores de ocupación.

Finalmente se detallan los procedimientos que se llevan a cabo en la ejecución de la obra, según lo establece el pliego de especificaciones técnicas y particulares en sus diversos artículos. Y a modo ilustrativo, se realiza un análisis de las fotos tomadas durante el seguimiento de obra entre los meses de agosto y noviembre de 2014.

## 1.2. Objetivos

- Hacer los estudios básicos para desarrollar el proyecto ejecutivo del nexo cloacal.
- Tomar conocimiento de los trámites administrativos a efectuar antes de la ejecución de la misma.
- Interiorizarme en el marco teórico para entender los procedimientos de cálculo y justi-

---

ficar los mismos.

- Comparar los métodos constructivos especificados en los pliegos con los ejecutados durante las visitas de obra.
- Conocer la connotación que este tipo de obras públicas tiene para la sociedad y la importancia de realizarlas dentro de un marco de transparencia y responsabilidad.



## Capítulo 2

# Sistema Cloacal de la Ciudad de Córdoba

### 2.1. Parámetros poblacionales

#### 2.1.1. Proyección Demográfica

La determinación de la población futura implica una alta probabilidad de error o incertidumbre, ya sea por la falta de datos, por períodos de proyección muy extendidos, o comportamientos disimiles entre la realidad y los métodos supuestos para los cálculos, por situaciones particulares.

Las poblaciones crecen por el movimiento vegetativo dado por la diferencia entre nacimientos y defunciones, pero además crecen o decrecen por movimientos migratorios en función de mayor confort, atracciones laborales o educativas, etc.

Las variaciones en el índice de crecimiento poblacional pueden deberse a el establecimiento de industrias, mejoras en la agricultura, nuevas vías y medios de comunicación, nuevas fuentes de energía, avances en la medicina que reducen los índices de mortalidad, avances o mejoras en las condiciones de agua potable y saneamiento, adelantos en la nutrición aumentando la fertilidad, fluctuaciones en la economía nacional que influyen en el índice de nacimientos, mejoras en los estándares de confort locales, costos tarifarios de los servicios, entro otros.

El ENOHSA [1], solicita un estudio demográfico y de distribución espacial que incluya como mínimo los siguientes aspectos:

- Población urbana según los últimos tres censos nacionales.
- Distribución espacial actual (a la fecha del proyecto) de la población en la planta urbana, determinada basándose en censos de viviendas, fotografías aéreas, datos catastrales, etc.
- Plano de planta urbana, con zonificación según densidad actual de la población y ubicación de conjuntos habitacionales de alta densidad demográfica.
- Proyección demográfica para cada año del periodo de diseño por diferentes métodos, incluyendo la justificación de la estimación considerada como válida.
- Hipótesis adoptada para la distribución espacial de la población en la planta urbana para el último año del periodo de diseño, debidamente justificada.

- 
- Análisis de consistencia entre la proyección demográfica, la distribución espacial adoptada y otros elementos vinculados, como por ejemplo reglamentos sobre uso del suelo, códigos de edificación y planes de desarrollo.
  - Plano de la planta urbana futura, con la debida justificación de las hipótesis de expansión demográfica adoptadas y con zonificación según la densidad de población prevista para el último año del periodo de diseño.

Existen diferentes factores que determinan la exactitud de los resultados, entre los más importantes se encuentran:

- La selección de población presente: Todos los métodos parten de una “población presente o actual”, obtenidos de censos oficiales o especiales de un área geográfica específica o cerrada; censos que, en sí mismos, por su ejecución, por los límites del área o las restricciones de movimiento poblacional, tienen un porcentaje de error.
- Los modelos de crecimiento: Con relación a los modelos predictivos utilizados, influye el conocimiento de modelos de crecimiento de población, lo cual interviene en forma fundamental en la población futura. Esta restricción tecnológica conlleva a la obtención de diversos resultados para el análisis de iguales datos. Tiempo de predicción: Diferentes estudios han determinado que a medida que aumenta el período de proyección los errores en las predicciones son mayores independientemente del método o modelo utilizado.

Los métodos a utilizar para efectuar la proyección pueden ser [3][16]

- Curva logística.
- Tasa decreciente
- Tasa Media Anual Constante.
- Relación-Tendencia.
- Incremento Relativo
- Método de los componentes.

El método de curva logística es de aplicación en aquellas localidades que han experimentado un crecimiento acelerado, el cual posteriormente ha sufrido una atenuación observable en la estabilización de las tasas de crecimiento.

El método de las Tasas Decrecientes es apto para localidades que han sufrido un aporte migratorio o un incremento de la población significativo en el pasado reciente, debido a factores que generan atracción demográfica tales como, por ejemplo instalación de parques industriales, mejores niveles de ingreso y/o calidad de vida, nuevas vías de comunicación, etc. y cuyo crecimiento futuro previsible sea de menor importancia.

Los métodos de Relación - Tendencia e Incremento Relativo se adaptan mejor a localidades más asentadas y cuyo crecimiento futuro este más relacionado con el crecimiento de la

---

Provincia y del País en su conjunto que con las condiciones locales.

Cuando se cuenta con datos suficientes como para analizar los componentes de crecimiento vegetativo y de movimientos migratorios es conveniente el uso del método de los Componentes, ya que realiza una estimación más aproximada que los métodos basados en algoritmos y procedimientos matemáticos.

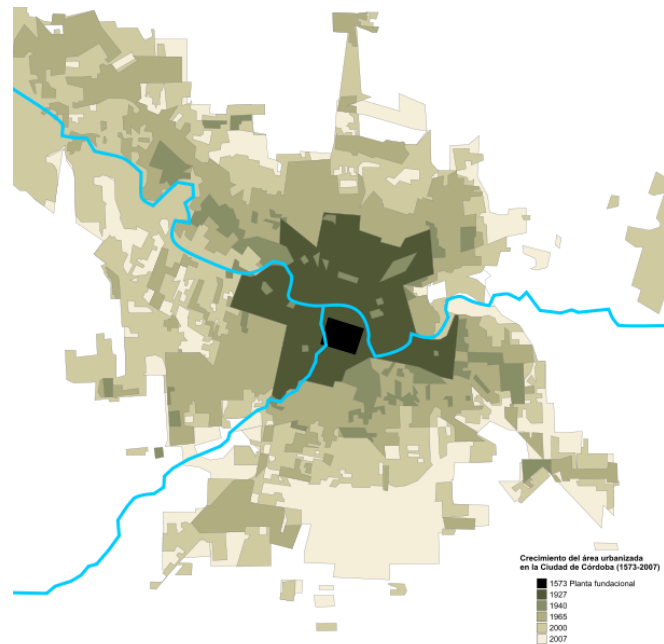


Figura 2.1: Crecimiento de la Ciudad de Córdoba [2]

Para introducirnos en los términos del ENOHSA, llamaremos:

- **Población actual ( $P_a$ ):** población, expresada en número de habitantes, existente a la fecha de ejecución del proyecto.
- **Población inicial ( $P_0$ ):** población prevista para el año de habilitación de la obra ( $n=0$ , año inicial del periodo de diseño).
- **Población en el año  $n$  ( $P_n$ ):** medido a partir del año inicial del periodo de diseño.
- **Población final o futura ( $P_{20}$ ):** población prevista para el último año del periodo de diseño ( $n=20$ ).

Para el caso del nexo estudiado, la proyección de la población de la ciudad es realizada hasta el horizonte de estudio (año 2036). La ciudad de Córdoba ha tenido una notable disminución en las tasas de crecimiento de los últimos censos. Entre 1970 y 1980, era del 2.17 %, entre 1980 y 1991, bajó al 1.57 %. Esta disminución se acentuó más entre 1991 y 2001 con un valor de 0.846 % y finalmente entre 2001 y 2010 es de 0.309 %.

Las tasas de crecimiento “ $i$ ” se obtienen teniendo en cuenta los valores de población actual y pasada y los años transcurridos “ $n$ ”. Una vez obtenida una serie de datos, se puede prever

Año	Población	Tasa de crecimiento
1970	801771	-
1980	993567	2,17
1991	1179372	1,57
2001	1289582	0,85
2010	1330023	0,31

Tabla 2.1: Tasa de crecimiento poblacional[3]

un comportamiento de crecimiento aproximado a futuro.

$$pf = pa(1 + i)^n \quad (2.1)$$

$$i = \sqrt[n]{\frac{pf}{pa}} - 1 \quad (2.2)$$

Para analizar el futuro crecimiento, el plan integral de cloacas de la Ciudad de Córdoba considera los métodos de proyección anteriormente citados:

1. **Proyección demográfica “curva logística”:** método que fija un crecimiento bajo, basado en la saturación del lugar, de modo que se adopta el último porcentaje de tasa de crecimiento hasta el año horizonte.

Año	Población	Tasa de crecimiento
1970	801771	-
1980	993567	2,168
1991	1160861	1,568
2001	1273619	0,846
2010	1287516	0,109
2015	1318900	0,109
2020	1343698	0,109
2025	1363102	0,109
2030	1378170	0,084
2035	1398740	0,058
2040	1405583	0,049

Tabla 2.2: Curva logística[3]

2. **Proyección demográfica “tasa decreciente”:** al ser la tasa decreciente el método establece que debe utilizarse la última (la menor) para analizar el crecimiento de la ciudad.
3. **Proyección demográfica “tasa promedio dos últimos censos”:** se adopta como tasa de crecimiento el promedio de los dos últimos censos. Para este caso se supone una nueva realidad económica de Córdoba, que permite el crecimiento de la ciudad con índices superiores a los actuales.



Año	Población	Tasa de crecimiento
1970	801771	-
1980	993567	2,168
1991	1179067	1,568
2001	1284582	0,861
2010	1387595	0,861
2020	1511772	0,861
2030	1647060	0,861
2040	1794456	0,861

Tabla 2.3: Tasa decreciente[3]

Año	Población	Tasa de crecimiento
1970	801771	-
1980	993567	2,168
1991	1179067	1,568
2001	1284582	0,861
2010	1432018	1,215
2020	1615765	1,215
2030	1823090	1,215
2040	2057016	1,215

Tabla 2.4: Tasa promedio dos últimos censos[3]

4. **Proyección demográfica promedio “tasa decreciente y tasa promedio”:** para este método, se adopta una tasa promedio entre el método de tasa decreciente y tasa promedio de los dos últimos censos, de manera de ubicar las expectativas de crecimiento dentro de un panorama intermedio con tasas superiores a las actuales y menores a las promedio de los últimos periodos censales.

Año	Población	Tasa de crecimiento
1970	801771	-
1980	993567	2,168
1991	1179067	1,568
2001	1284582	0,861
2010	1409807	1,039
2020	1563768	1,042
2030	1735075	1,045
2040	1925736	1,048

Tabla 2.5: Tasa decreciente y tasa promedio[3]

### 2.1.2. Población servida

Es el porcentaje de población que se encuentra conectada al sistema de colectores cloacales. Sucede que parte de la población tiene el servicio de redes frente a su domicilio y todavía no se ha conectado por las dificultades que representa esta acción (dificultades económicas),

---

y por lo tanto, no aportan líquido al sistema.

En el año 2007 para el desarrollo del plan integral de cloacas, la población que se tomó como base para el cálculo fue de 1.325.036 habitantes. La investigación arrojó que la población conectada en el año 2007 ascendía a 666.913 habitantes (50,3

- Población total de Córdoba: 1.325.036 hab.
- Población total conectada 666.913 hab.
- Porcentaje población conectada 50,3

Se ha estimado una cantidad de 1.3 usuarios por conexión, es decir que existe una conexión por cada 1.3 hogares en promedio. Se disminuye este valor a 1.15 por la expansión a zonas periféricas con menor cantidad de propiedades horizontales.

## **2.2. Caudales de diseño**

### **2.2.1. Vuelco unitario**

El vuelco unitario previsto para el plan integral de cloacas del año 2007 era de 232 l/hab/d. Se estima que este indicador descenderá linealmente a lo largo de los años como consecuencia de la expansión de servicios hacia áreas periféricas con menores vuelcos al sistema de redes. Se considera que en el año 2036 habrá una disminución de este parámetro a 225 l/hab/d. Este vuelco unitario es el aparente por cada usuario domiciliario, ya que se le carga estos, los usos temporarios y los grandes usuarios.

### **2.2.2. Caudal medio ingresante a la planta**

Es el caudal promedio ingresante a la planta y surge del producto entre el vuelco unitario y la población efectivamente conectada. El actual promedio es de 150000 m<sup>3</sup>/d (6250 m<sup>3</sup>/h).

### **2.2.3. Coeficiente máximo total**

Es la relación entre el caudal máximo diario y el medio diario. Este coeficiente es igual a  $\alpha = 1,28$ . Este valor surge de relacionar el caudal máximo horario actual de 8000 m<sup>3</sup>/h con el valor medio de 6250 m<sup>3</sup>/h.

### **2.2.4. Caudal máximo ingresante a la planta depuradora**

Se define el caudal máximo diario como el caudal medio del día de mayor vuelco cloacal al sistema de redes y surge del producto entre el coeficiente máximo diario y el caudal medio diario.

### **2.2.5. Capacidad máxima antiguamente instalada**

Es la máxima capacidad de tratamiento de la planta depuradora. Resulta de 5000 m<sup>3</sup>/h (120000 m<sup>3</sup>/d) dada la máxima capacidad de los lechos percoladores.

---

## 2.2.6. Déficit / superávit de tratamiento inicial

Es el déficit existente en tratamiento y surge de la diferencia entre la capacidad máxima instalada y el caudal máximo que ingresa a la planta depuradora.

## 2.2.7. Ampliación de tratamiento

Incremento de la capacidad de  $5000 \text{ m}^3/\text{h}$  a  $10000 \text{ m}^3/\text{h}$  cambiando las recirculaciones, incrementando la recirculación primaria de  $3000 \text{ m}^3/\text{d}$  a  $5000 \text{ m}^3/\text{d}$ , y haciendo que el líquido recirculado retorne sobre los percoladores, y no como se lo hace actualmente, sobre los sedimentadores primarios y secundarios. Se logra entonces una capacidad equivalente a 809.000 habitantes servidos.

Incremento de la planta optimizada de  $10000 \text{ m}^3/\text{h}$  a  $12500 \text{ m}^3/\text{h}$ . Esta capacidad permite incrementar el servicio a aproximadamente 1.015.000 de habitantes (Normas ENOHsa; 1993).

Ampliaciones futuras de tratamiento en el predio contiguo a la planta existente con un módulo de  $5000 \text{ m}^3/\text{h}$ , y otro para cubrir los 30 años de análisis, de  $2500 \text{ m}^3/\text{h}$  más.

Antes de la ampliación, el caudal medio diario era de  $154.700 \text{ m}^3/\text{d}$ , pero la capacidad real de tratamiento era de  $120.000 \text{ m}^3/\text{d}$  lo que implica un déficit de tratamiento de  $34.700 \text{ m}^3/\text{d}$ . El caudal máximo horario era de  $8.000 \text{ m}^3/\text{h}$  y el déficit de tratamiento pico de  $72.000 \text{ m}^3/\text{d}$ .

- Caudal medio diario =  $154.700 \text{ m}^3/\text{d}$ .
- Capacidad real de tratamiento =  $120.000 \text{ m}^3/\text{d}$
- Déficit de tratamiento =  $34.700 \text{ m}^3/\text{d}$
- Caudal máximo horario =  $8.000 \text{ m}^3/\text{h}$
- Déficit de tratamiento pico =  $72.000 \text{ m}^3/\text{d}$
- Caudales a utilizar para la planta optimizada =  $240.000 \text{ m}^3/\text{d}$

Para este caudal deberán ser dimensionadas todas las estructuras del circuito líquido, excluyendo la nueva cámara de rejillas - desarenador, el by pass y la cámara de contacto.

- $Q_{medd}$  (caudal medio diario) =  $188.571 \text{ m}^3/\text{d}$ .
- $Q_{máxd}$  (caudal máximo diario) =  $207.428 \text{ m}^3/\text{d}$
- $Q_{máxh}$  (caudal máximo horario) =  $10.000 \text{ m}^3/\text{h} = 2,778 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{diseño}$  (caudal de diseño) =  $10.000 \text{ m}^3/\text{h} = 240.000 \text{ m}^3/\text{d}$
- $Q_{min}$  (caudal mínimo de tratamiento) =  $3.750 \text{ m}^3/\text{d} = 1,042 \text{ m}^3/\text{s}$
- $\alpha_1$  (coeficiente máximo diario) = 1,10
- $\alpha_2$  = coeficiente máximo horario = 1.16
- $\alpha$  = coeficiente máximo total = 1.276
- $\beta_1$  = coeficiente mínimo diario = 0,67

---

## 2.3. Redes existentes

El colector que descarga en la planta de tratamiento de Bajo Grande es de 2100 mm de diámetro y tiene una capacidad aproximada de  $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sin embargo esto corresponde al último tramo, que va desde la cámara denominada  $N^{\circ}5$ , hasta la planta depuradora. En ésta última, desemboca el colector de 1600 mm de diámetro, proveniente de Bajada de Piedra y cuya capacidad es de  $10000 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $2,78 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Para el año 2004, el problema principal de la red era la falta de capacidad, no solo de su colector principal, sino también, en los intermedios, que por encontrarse trabajando al máximo de su capacidad, no podían evacuar el efluente de la zona noroeste que se encontraba en constante crecimiento.

Un aspecto similar al mencionado anteriormente se encontraba en la zona sur de la ciudad, que carecía de colectores principales y secundarios, que permitieran volcar el líquido por gravedad a la actual planta depuradora.

La falta de disponibilidad de la capacidad de tratamiento de ese momento, impedía seguir conectando usuarios nuevos. Teniendo en cuenta el plan director de la Ciudad de Córdoba del año 2007, se hace hincapié en la necesidad urgente de la implementación de colectores que deriven los efluentes por gravedad hacia la planta de tratamiento desde las zonas noroeste y sur de la ciudad.

En figura  $N^{\circ}1$  (2007) se puede apreciar las zonas con cobertura, las redes en ejecución y la redes proyectadas. Claramente, la zona norte y noroeste de la ciudad, por su mayor crecimiento, son las que mayor demanda presenta del servicio cloacal, de hecho ciudades cercanas como Villa Allende, Río Ceballos y Unquillo aún no cuentan con redes cloacales. El plan director apunta a la implementación del servicio en estas zonas de alto crecimiento demográfico.

La ciudad ha sido dividida en varias cuencas (6 cuencas), Cuenca Norte (CN), Cuenca Norte del Río Suquía (CNR), Cuenca Sur (CR), Cuaeca Sur del Río Suquía (CSR), Cloaca Máxima (CM) y cloaca Máxima sur (CMS).

En el plano de Nexos cloacales y cuencas de la ciudad de Córdoba, se observa que el colector que llega a la planta Bajo Grande soporta el caudal de dos colectores de 1700 mm (sur del Río Suquía) y de 1600 mm (Norte del Río Suquía).

El colector principal Norte recorre la zona sur de los barrios General Paz y Juniors, uniéndose al centro con estos últimos mediante un sistema de sifones a la altura de los puentes Sarmiento y 24 de Septiembre. Desde ese punto el colector soporta la demanda de un nexo (colector secundario) de 1400 mm que recoge los fluidos de la margen sur del Río Suquía (de los barrios Alberdi, Alto Alberdi, Villa Siburu, entre otros) y en la margen norte, confluye otro nexo (colector secundario) que soporta la demanda de los barrios Cofico, Alta Córdoba, San Martín, entre otros. En ambos casos los diámetros varían entre 200 mm hasta los 900 mm, anexándose a los colectores secundarios y principales.

El colector principal sur del Río Suquía, soporta la demanda de los Barrio San Vicente, San Cayetano, Residencial San Carlos, entre otros, con diámetros que varían entre 200 mm

---

y 800 *mm* hasta llegar al colector principal de la zona que aumenta su tamaño hasta 1600 *mm*.

En zona oeste, el colector más importante es el que atraviesa la zona del tropezón que sirve a los regimientos militares aledaños al camino de la calera, barrio Don Bosco y los efluentes cloacales de los barrios privados cercanos. Dicho colector cuenta con un diámetro de 300 *mm* y se une con el colector proveniente de barrio Chateau Carreras (250 *mm*). A partir de la unión, el colector atraviesa Villa Urquiza y Villa Alberdi, hasta desembocar en el colector de 600 *mm* del barrio Villa Siburu, cuyo tramo desemboca en los colectores secundarios de la margen sur del Río Suquía.

El nexos cloacal analizado en el presente informe se ubica en la calle Mariano Moreno, entre las Calles Duarte Quiroz, que corresponde al punto de mayor cota, y Santa Rosa, que es el punto más bajo. En éste último se une con el colector de dicha calle, cuyo diámetro es de 533 *mm* y sirve a los barrios Quinta Santa Ana, Alberdi y Alto Alberdi. A partir de la calle Mariano Moreno el nexos de la Calle Santa Rosa tiene un diámetro de 610 *mm*, desembocando en la calle Urquiza hacía el colector secundario de 1100 *mm* que vuelca los líquidos cloacales el colector principal de la margen sur del Río Suquía, con un diámetro de 1400 *mm*.

Actualmente se pueden citar las obras de nexos cloacales localizadas en Barrio Paso de los Andes y el tropezón.

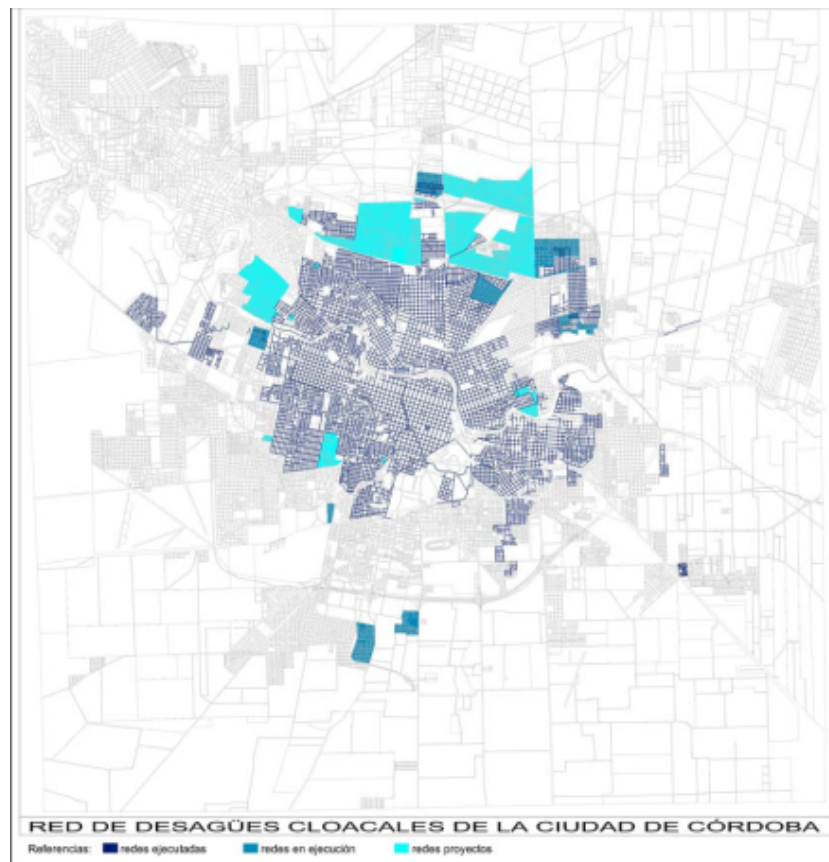


Figura 2.2: Red de Cobertura de desagües cloacales de la ciudad de Córdoba [3]

---

## 2.4. Plan integral de cloacas

Se registra un importante desfase entre el alto nivel de cobertura en la provisión de agua (más del 90 % de la población) y el bajo nivel en los sistemas de saneamiento (aproximadamente, el 50 % de los habitantes no cuentan con sistema de cloacas), lo que conlleva el riesgo de contaminación de las aguas superficiales y subterráneas de consumo, por el escaso tratamiento de los efluentes cloacales.

En líneas generales, una estrategia para abordar la problemática se orienta a, por un lado, aumentar la capacidad de tratamiento de la Planta de Bajo Grande, hoy superada (entre otros motivos, por el aumento de las conexiones clandestinas a la red).

Por otro, proveer de red cloacal a aquellas áreas urbanas que carecen de dicho sistema, en donde el mal diseño y uso, así como, la falta de control de los llamados “pozos negros”, ha derivado en el anegamiento de las capas freáticas a nivel superficial y el afloramiento de los afluentes en épocas de inundaciones. Al respecto, la zona sur de la ciudad se presenta como una de la más críticas. En tal sentido, las acciones para dar solución a esta problemática (algunas, ya iniciadas por parte del Municipio tales la ampliación de la Planta de Bajo Grande hoy en ejecución, como el reciente llamado a licitación para la construcción del sistema troncal), deben orientarse a priorizar la inversión en sistemas de desagües cloacales. El Plan Integral de Cloacas, elaborado por la Municipalidad de Córdoba, pretende:

- Ampliar la capacidad de la Planta de Tratamiento de Bajo Grande a los fines de disminuir la contaminación del río (llevar la cobertura de 666.913 habitantes del año 2007 a 800.000), así como, ampliar la red cloacal para cubrir 1,6 millón de habitantes.
- Controlar los efluentes industriales. El objetivo es disminuir la concentración de metales pesados e hidrocarburos que se detectan en la mayoría de los efluentes industriales.
- Sistematizar una normativa que contemple la capacidad de tratamiento de efluentes en la regulación del crecimiento urbano.

Refiere a la revisión y adecuación de los aspectos normativos y de control que regulan tanto el crecimiento urbano (en suelos aptos para la infiltración de los subsuelos) como aquellos con desagües domiciliarios no cloacales. Tiene como objetivo dotar de servicios cloacales por redes al 90 % de la población que la ciudad de Córdoba pueda contener dentro de 30 años, una vez que el sistema quede ajustado. El rango estudiado abarca del año 2006 al año 2036.

Se considera que el sistema queda ajustado en el año 2006, que es cuando se estima estén finalizadas las obras de ampliación de Bajo Grande. Partiendo del censo del año 2001 que establece para la ciudad de Córdoba una población de 1.284.282 habitantes y mediante métodos proyectivos se espera para el año 2036 una población total de 1.847.074 habitantes, de ese modo el 90 % de la población servida será de 1.662.371 habitantes para el año 2036.

Para el 2008, el objetivo del P.I.C. fué dotar a la población de la ciudad de Córdoba de los servicios cloacales por redes, incrementando la cobertura a un 95 % en un plazo de 20 años, como así también lograr el ajuste del sistema (capacidad de conducción = capacidad de tratamiento), elaborando los proyectos y obras necesarios.

---

El área se organiza en una Dirección que se encuentra ubicada en el palacio municipal, donde funcionan las oficinas técnico/administrativas, con un personal de 30 personas entre administrativos y técnicos.

Cuenta con un departamento de mantenimiento de Red. Esta dependencia está compuesta por 50 operarios que rotan en función de un programa preestablecido de trabajo. Operan los casi 3500 Km de red y las más de 35000 bocas de registro de la ciudad. En el último año se realizaron más de 7000 desobstrucciones en toda la red de la ciudad.

Las tareas de mantenimiento preventivo en lugares conflictivos se realizan en horario nocturno, completándose con la ejecución de obras menores, reposición de cañerías e instalación de marcos y tapas de bocas de registro.

Posee plantas de tratamiento, de las cuales la más importante es el establecimiento depurador de aguas residuales Bajo Grande. Dichas obras fueron ejecutadas logrando así una optimización. Actualmente se está llevando a cabo una nueva licitación para una nueva ampliación. En estas plantas operan en las distintas unidades un personal estable de 100 operarios, que cubren el servicio con la misma modalidad horaria que la d.m.r.

Posteriormente se encuentran otras plantas de menor envergadura:

- Planta de Villa Boedo (Figura 2.3).
- Planta de Tratamientos del sur (Barrio Inaudi) recientemente inaugurada (Figura 2.4).
- Planta de tratamiento Nicolás de Avellaneda, en proceso de optimización (Figura 2.5).

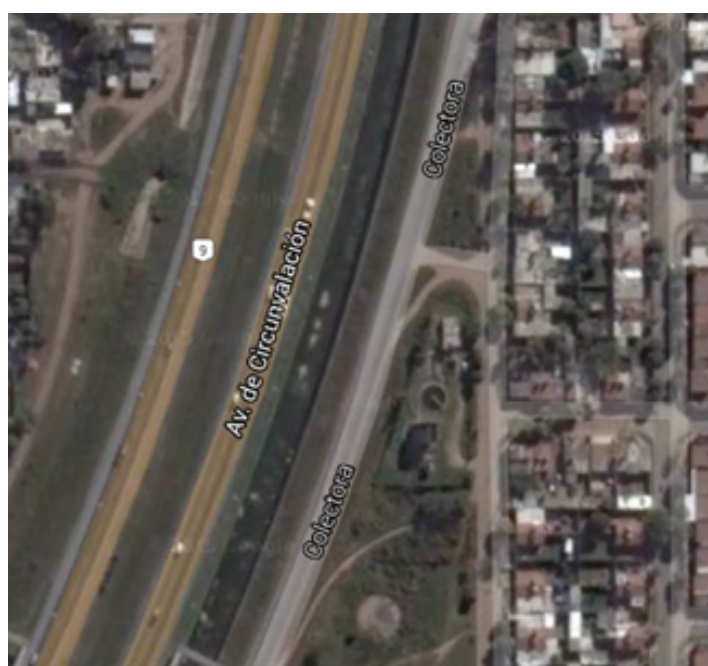


Figura 2.3: Ubicación de Planta Villa Boedo[17]

---

Estas últimas plantas cuentan con unos 20 operarios que ejecutan tareas de mantenimiento y operación.

La dirección se completa con el denominado pozo de San Vicente, que es el lugar físico donde descargan los camiones atmosféricos los desagotes de pozos negros y cámaras sépticas, que posteriormente se incorpora al torrente de la cloaca máxima que descarga en la planta de Bajo Grande.

**Etapa I:** Proyecto ejecutivo terminado. Consistió en la optimización y actualización de la planta de Bajo Grande. Tuvo el desafío de permitir ampliar al doble la capacidad de tratamiento (de  $5000\text{ m}^3/h$  a  $10.000\text{ m}^3/h$ ), mientras la planta continuaba funcionando. Su plazo de ejecución fue de 720 días con un monto de inversión de \$63.000.000, ejecutada por la empresa “Dycasa”, con fondos provenientes de la Nación a través del ENOHSA. El proyecto fue elaborado por personal de la Dirección de Redes Sanitarias de la Municipalidad.

La fecha de finalización fue en el segundo semestre del año 2009. Con esta obra se logró equilibrar la capacidad de conducción con la de tratamiento y permitir volcar los líquidos procesados en condiciones bajo normas.

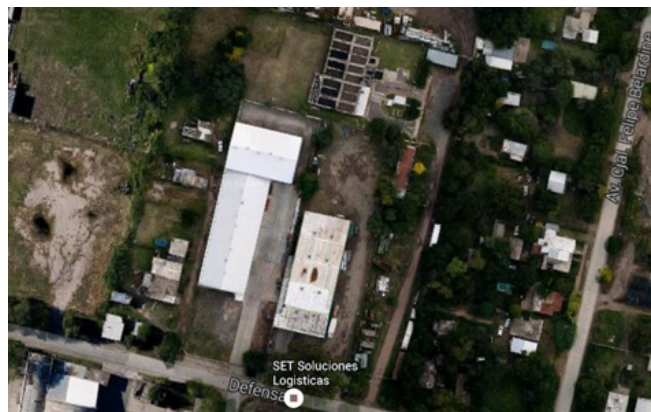


Figura 2.4: Ubicación de Planta de Barrio Inaudi[17]

**Etapa II:** Denominada Cloaca Máxima Sur. Proyecto ejecutivo terminado, realizado por personal de la Dirección de Redes Sanitarias. Este proyecto ya fue ejecutado. La etapa consiste en la ejecución de una cañería 1600 – 1800 mm de diámetro, desde el corazón del barrio San Vicente hasta la planta de Bajo Grande (longitud total de 6,4 Km).

Su construcción prevé un conducto para los efluentes de la cuenca sur de la ciudad. El sistema de circulación ha sido diseñado íntegramente por gravedad, completándose la obra con la ejecución de diversas cámaras de interconexiones a las colectoras existentes, el cruce sifón sobre el río Suquía, el cruce por debajo de la avenida de Circunvalación y el empalme a la cámara N° 5 próxima a los predios de la planta.





Figura 2.5: Ubicación de Planta de Nicolás de Avellaneda[17]

**Etapa III:** Consistió en la ejecución de dos nuevos módulos de  $5000 \text{ m}^3/\text{h}$  dentro del mismo predio municipal de Bajo Grande, con lo cual la planta pasará a tratar un total aproximado de  $15.000 \text{ m}^3/\text{h}$  para atender a una población servida de 1.200.000 habitantes. Está prevista dentro de esta etapa la ejecución de todos los colectores que reciban los efluentes de las cuencas de aporte situadas al sur del río Suquia, de diámetro 1400 a 800 mm, denominadas Colectora Sur 1, Sur 2 y Sur, de 20 km en total de red.

**Etapa IV:** Consiste en la ejecución de otro módulo de  $5000 \text{ m}^3/\text{h}$  de características similares a la etapa III también. Se agrega la ejecución de todos los colectores norte y noroeste de la ciudad que incluyen la ejecución de dos ramales (noroeste 1 y 2) que se unirán en la zona del nuevo vial 14, donde nace el colector norte del río Suquia, captando además todos los colectores existentes que actualmente cruzan hacia el sur del río, a excepción de la zona del cerro de las rosas que seguirá descargando al sur, desarrollando 38 km de red. Incluye la estación de bombeo en barrio villa Belgrano y cañería de impulsión.

Las obras de las etapas III y IV fueron licitadas juntas. se prevee un plazo de ejecución de 900 días.

**Etapa V:** Nuevo módulo de  $2500 \text{ m}^3/\text{h}$ . Este último proyecto permitirá la recepción de los líquidos para volver a equilibrar el sistema.

Esta obra se ejecutará en el actual predio de Bajo Grande, entre las unidades que actualmente hoy están ejecutadas, para lo cual en las etapas anteriores se deberán prever los ingresos y egresos del efluente. Otras obras a realizar en esta etapa son: El Colector este, situado en cercanías de la ruta nueve sur. Con esta colectora se eliminara la planta de Villa Boedo, complementando las obras con una estación elevadora para salvar el desnivel existente (Diámetro 200 mm a 450 mm).

En este proyecto se ha evaluado la posibilidad de eliminar la planta modular compacta de Nicolás Avellaneda y la incorporación a esta colectora de 2 barrios ciudades de la provincia. El colector oeste de la ciudad: este conducto viene a aliviar la zona oeste de la ciudad (sector ruta 20) y a coleccionar los líquidos producidos en zonas no servidas de Villa Unión, Los Robles, 20 de junio, etc. La longitud de los dos tramos será de 16,5 Km. Y el diámetro 700 mm. El Plazo de obra 360 días con una inversión de \$100.000.000.

---

## 2.5. Ubicación del Nexo cloacal de Barrio Alberdi en el sistema general de la ciudad.

El proyecto se desarrolla a lo largo de las calles Mariano Moreno, entre Duarte Quiros (punto mas alto de cota 69,01 *m*) y Dean Funes (cota 66,82 *m*), continúa por Rodriguez Peña hasta la intersección con la calle Santa Rosa (punto más bajo con cota de 64,84 *m*).

En la intersección con la calle Santa Rosa, se encuentra la boca de registro *N*°9, en la que la cañería de 315 *mm* vuelca su fluídos, siendo estos conducidos hacia la otra boca de registro existente sobre la misma calle, en la que confluye también los fluídos entregados por el nexo que viene desde los Barrios Alto Alberdi y Alberdi, de 533 *mm*. Desde ésta última, los fluidos son conducidos por un nexo de 610 *mm* en dirección Este a lo largo de la calle Santa Rosa hasta la boca de registro en la intersección con la calle Urquiza. De esta intersección, en dirección norte por esta calle, los fluídos son conducidos hasta la Avenida Costanera Norte, en el que el diámetro del Nexo es de 1400 *mm*. Dicho conducto llega hasta los sifones ubicados en la intersección con el puente Sarmiento, en dirección Este, sobre la calle Catamarca en el barrio General Paz.

Los sifones consisten en 3 cañerías de 800 *mm*, que cruzan el Río Suquía desde el barrio Centro al barrio General Paz. Uno de los sifones se encuentra en la calle Catamarca, y el otro cruza de la Calle Lima a la Avenida 24 de Septiembre.



Figura 2.6: Sifones invertidos - Río Suquía

Ambos sifones confluyen en dos conductos de 1600 *mm* sobre las calles Catamarca y 24 de Septiembre respectivamente, confluyendo estos últimos en un conducto en la intersección de la Calle México en el barrio Patria. Finalmente este último, conduce los fluídos cloacales hasta la Planta Bajo Grande por las calles Bajada de Piedra, Catamarca y Camino Chacra de la Merced, hasta la cámara *N*°5.

## 2.6. Planta de Bajo Grande y Ampliación

La ciudad de Córdoba vierte sus efluentes cloacales en la Planta Depuradora de Bajo Grande, ubicada en camino Chacra de la Merced Km 4.5, a través de un colector de 1.600 *mm* de diámetro, cuya máxima capacidad es de 10.000 *m*<sup>3</sup>/*d*. Antes de ingresar a la planta, desde la denominada cámara *N*°5, se transforma en una cañería de 2.100 *mm* de diámetro, la cual es

la que ingresa a la planta depuradora.

El sistema de tratamiento secundario utilizado es del tipo: de Lechos Percoladores con Digestión anaeróbica de barros.



Figura 2.7: Ubicación de la planta Bajo Grande + Ampliación

El Caudal medio actual que llega a la planta depuradora es de  $6.250 \text{ m}^3/h$ , con un máximo de  $8.500 \text{ m}^3/h$  y un mínimo de  $3.000 \text{ m}^3/h$ . El caudal máximo que ingresa a la planta, presenta mesetas que lo mantienen por varias horas (10 horas). Estos caudales son aforados y registrados sobre un grafregistrador ubicado sobre la cañería de impulsión de la estación elevadora de la Planta Depuradora.

La planta está compuesta por las siguientes unidades de tratamiento:

- **Cámara de ingreso:** Colecta el efluente de la cloaca máxima de  $2.100 \text{ mm}$  de diámetro y lo deriva a la cámara de rejas.
- **Rejas:** Lo conforman cuatro canales en donde cada uno dispone de rejas gruesas (limpieza manual) y finas (limpieza mecanizada).
- **Desarenadores:** Cada reja antecede a un desarenador cuya limpieza es mecanizada a través de cadenas con cangilones (Figura??).



Figura 2.8: Sedimentador



Figura 2.9: Lecho Percolador

- **Estación Elevadora Principal:** Todo el líquido crudo desarenado, ingresa al pozo de bombeo y se impulsa hacia los sedimentadores primarios.
- **Sedimentadores Primarios:** Son un total de cuatro de planta circular y de 48 metros de diámetro cada uno (Figura 2.8).
- **Lechos percoladores Primarios:** : La planta tiene dos, de 55 m de diámetro cada uno y una altura del manto de piedra de 1,60 m (Figura 2.10).



Figura 2.10: Lecho Percolador [6]

- **Lechos percoladores secundarios:** Existen cuatro, con las mismas dimensiones que los primarios.
- **Sedimentadores secundarios:** se tiene un total de cuatro, de las mismas dimensiones que los sedimentadores primarios.
- **Estaciones de bombeo de recirculación:** Son dos estaciones de bombeo (una primaria y otra secundaria). Captan parte del líquido efluente de los percoladores (recirculación) y lo retornan al proceso.
- **Cámara de contacto:** El líquido de salida de los sedimentadores secundarios, después de ser desinfectado, es derivado a esta cámara para lograr una efectiva desinfección antes de volcar al río Suquía, constituyendo el efluente del sistema.
- **Espesadores de Barros:** Existen dos de planta circular, de 6,00 m de diámetro cada uno y se están construyendo dos más con las mismas dimensiones que los existentes.
- **Digestores:** Lo conforman ocho digestores, cuatro primarios y cuatro secundarios. Cada módulo tiene una capacidad de aproximadamente 2.200 m<sup>3</sup> (primario + secundario) con un diámetro de 13,00 m por cada digestor. Se construyeron cuatro más (dos primarios y dos secundarios) con las mismas dimensiones que los existentes.
- **Playas de Secado:** Hay 72 unidades, con una dimensión en planta por cada unidad de 6,00 m de ancho y 30,00 m de largo.
- **Estación de bombeo de playas de secado:** El percolado de las playas de secado es bombeado nuevamente al ingreso de la planta a través de un pozo de bombeo propio ubicado en las cercanías de las mismas.



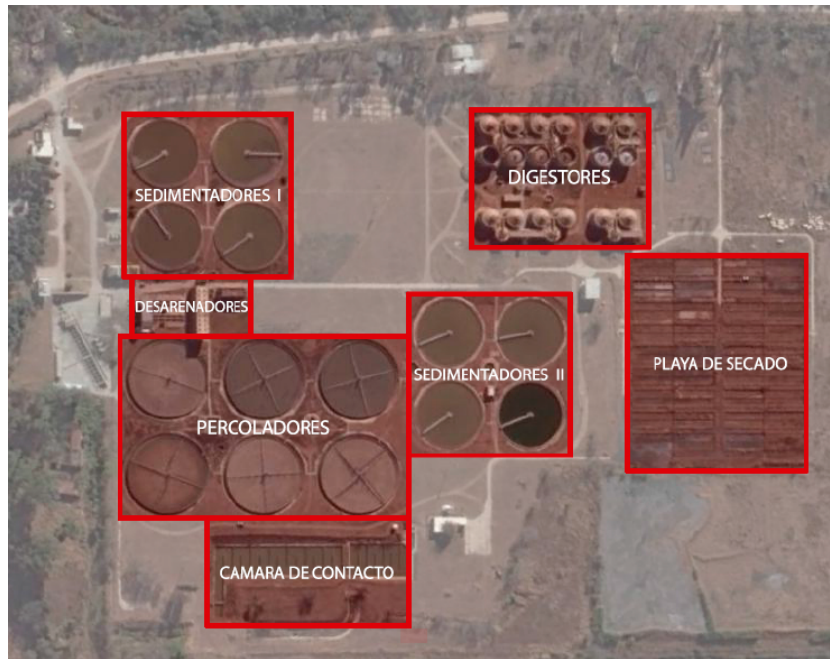


Figura 2.11: Unidades de tratamiento de la planta

- **Estación de bombeo de barro:** Existen dos, una para barro primario y otra para barro secundario o biológico.
- **Edificios de Planta:** Casilla de Guardia, Laboratorio central, Casa del encargado, Taller, Sala de bombas, Sala de cloración y Oficina Central (Figura 2.11).

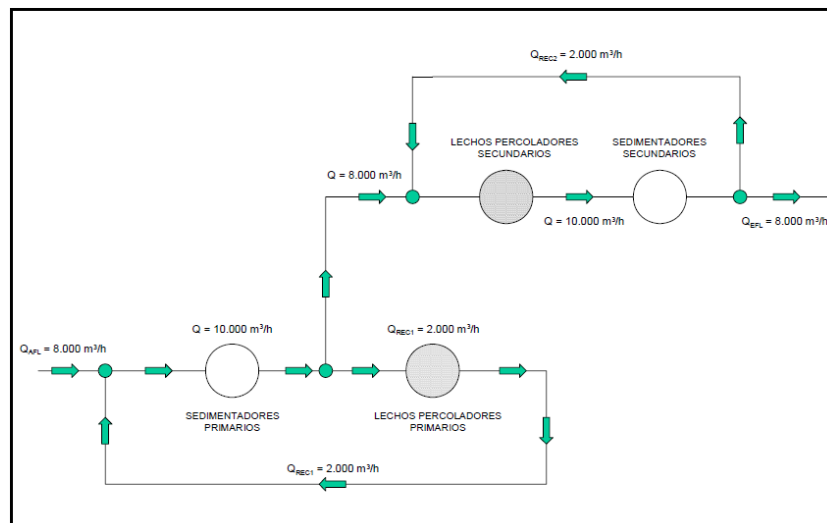


Figura 2.12: esquema de funcionamiento antiguo de la planta Bajo Grande  $Q_{af1} = 8000 \text{ m}^3/h$  [3]

Se presenta un esquema general del funcionamiento de la planta (Figura 2.12) (Figura 2.13), en donde el método de tratamiento, es la de diluir parte del líquido de ingreso con un pretratamiento, realizado mediante el uso de percoladores primarios. A esta porción de líquido tratado

en el percolador primario, se la vuelve al sistema, diluyendo el líquido crudo ingresante, para posteriormente trasladarlo a los percoladores y sedimentadores secundarios.

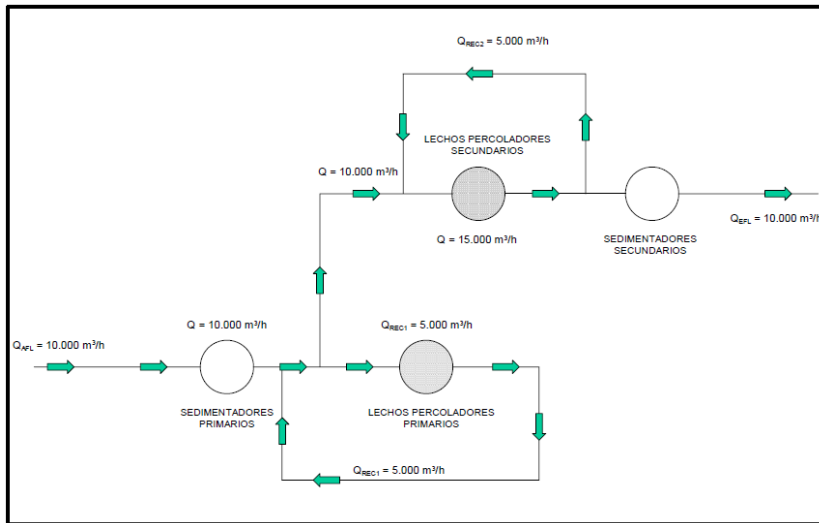


Figura 2.13: esquema de funcionamiento nuevo de la planta Bajo Grande  $Q_{afi} = 10000 \text{ m}^3/h$  [3]

## Capítulo 3

# Diseño del Nexo Cloacal - Barrio Alberdi

### 3.1. Marco de Referencia y Licitación

La obra en el presente proyecto fue adjudicada mediante licitación pública N°42/13, cuya apertura de sobres se realizó el día 25 de Mayo de 2013 a las 9hs bajo las condiciones generales de licitación, adjudicación, contratación, ejecución, recepción y pago establecido en el decreto ordenanza N°244/57 y decreto N°1.665 D/57, reglamentario de la anterior y ordenanza de contabilidad N°5727/70 y las respectivas legislaciones pertinentes en vigencia. Rige la Ley de convertibilidad N°23.928/91 y su decreto reglamentario N°529/91 y sus modificaciones.

El plazo de obras es de 120 días calendario. El presupuesto oficial asciende a la suma de \$1.840.140.77 al mes de diciembre de 2012.

La ejecución de la obra se ajustará a las condiciones estipuladas en el legajo técnico del proyecto (Ver Anexo I), las especificaciones técnicas de las normas vigentes y toda documentación mencionada en el Art. II.4 del pliego de Condiciones Particulares y conforme a las disposiciones de la ordenanza N° 244/57 y su decreto reglamentario, a las ordenanzas correspondientes en vigencias, código tributario, ordenanza impositiva y normas existentes.

Para mas información, se puede consultar los Pliegos de Especificaciones Técnicas y Particulares y el Pliego de condiciones Generales en el Anexo[4].

### 3.2. Justificación Técnica del Nexo

El objetivo de la obra es readecuar la cañería existente en calle Mariano Moreno/Rodríguez Peña de Barrio Alberdi con el propósito de readecuar la zona oeste aledaña al centro de la ciudad de Córdoba, aumentando la capacidad de transporte del actual sistema que se encuentra rebasado en su demanda. Se debe tener en cuenta que el sistema cloacal citado se encuentra casi obsoleto.

Así mismo la obra está orientada a mejorar las condiciones de funcionamiento del sector aledaño del Barrio Alberdi[4].

---

### 3.3. Memoria Descriptiva

Por el marco del plan integral de cloacas para la Ciudad de Córdoba (P.I.C.), se proyecta la construcción, la cual tiene como objetivo la captación y transporte final hacia el E.D.A.R. Bajo Grande de todos los efluentes cloacales generados en las cuencas ubicadas al sur del Río Suquía.

El Nexo cloacal tiene una extensión total aproximada de 1421 m materializado en diámetro  $\phi$  315 mm, en una longitud de 873 m y en diámetro  $\phi$  200 mm, con una longitud de 548 m. Sobre las cañerías nuevas se deberán reponer las conexiones domiciliarias.

Se debe realizar las interconexiones con las cañerías existentes, adecuando los cojinetes de las bocas de registro ejecutadas sobre dichas cañerías, verificar el funcionamiento del colector  $\phi$  533 mm en Santa Rosa y R. Peña y realizar el empalme correspondiente.

Debido a que sobre la margen este de la calle Mariano Moreno existe el antiguo tendido de la infraestructura ferroviaria utilizada por el tranvía, hoy en desuso, la posibilidad de instalar la cañería de  $\phi$  200 mm se limita al espacio existente entre las mencionadas vías y el cordón cuneta (aproximadamente 0.90 m), dimensión esta que no permite la ejecución de la boca de registro, razón por la cual en estos lugares se deberá extraer durmientes y seccionar tramos de vías.

### 3.4. Pliego de Especificaciones Técnicas

Las especificaciones técnicas rigen para el llamado a licitación y construcción de las obras civiles para la ejecución de la obra nexo cloacal, correspondiente a la instalación de cañería de 315 mm de diámetro.

El contratista ejecutará los trabajos de tal suerte que resulten enteros, completos y adecuados a su fin, en la forma que se infiera de la documentación contractual, aunque ésta no mencione todos los detalles necesarios al efecto.

### 3.5. Interferencias

Para tomar conocimiento de las interferencias existentes, previo a la confección del proyecto ejecutivo, se solicitaron a las autoridades competentes (Ecogas, Edersa, Aguas Cordobesas, Municipalidad de Córdoba y Telecom) información sobre la existencia de las mismas con la mayor precisión posible.

La documentación recibida por parte de las autoridades competentes se encuentra en el anexo y la información obtenida de la misma está volcada en los planos del proyecto ejecutivo. Dicha información esta detallada y referenciada claramente en los cortes transversales del mismo.



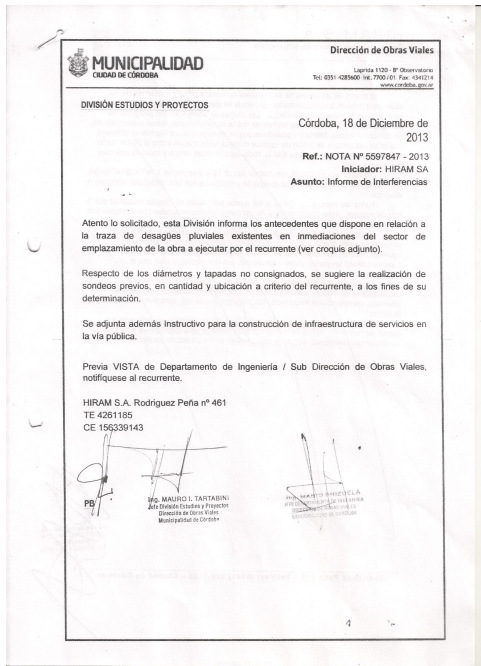


Figura 3.1: Desagües Pluviales I

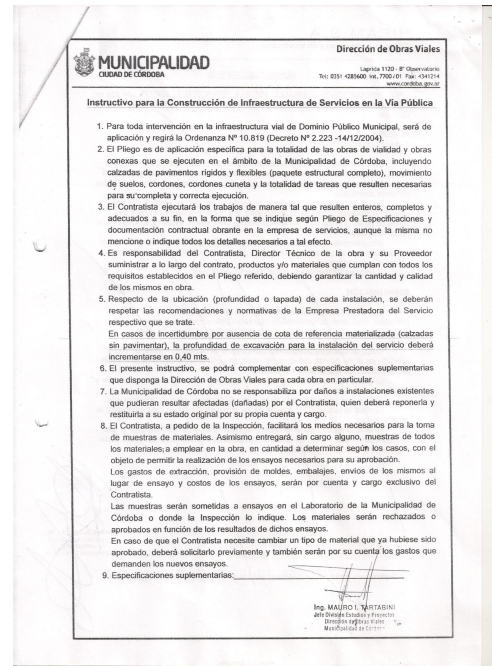


Figura 3.2: Desagües Pluviales II

A modo de ejemplo, se muestran la documentación recibida por la Municipalidad de Córdoba en la que se detalla la ubicación de los desagües pluviales (Figura 3.1,3.2 y 3.3).

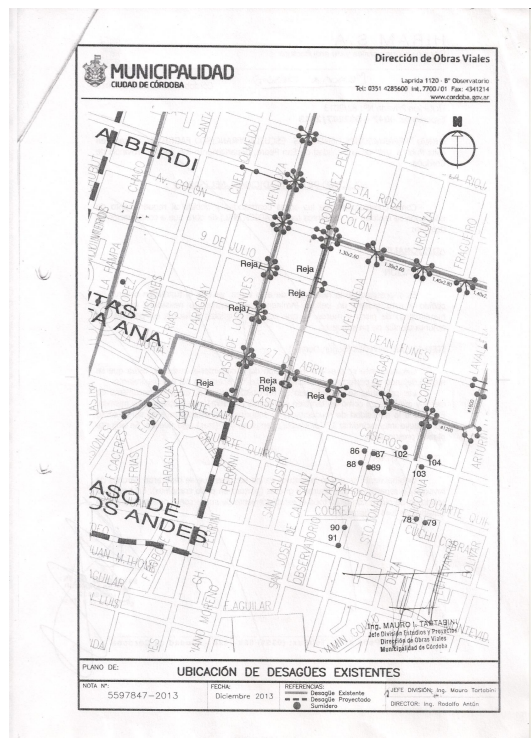


Figura 3.3: Desagües Pluviales III

### 3.6. Cómputo Métrico y Presupuesto

Para llevar a cabo el computo métrico y presupuesto se utilizó como referencia el modelo de propuesta presentado en los artículos XI, XII y XIII del pliego de especificaciones técnicas y particulares, en los que se especifican los materiales a utilizar y las cantidades necesarias, los materiales sujetos a acopio y finalmente el modelo propuesto para presentar los precios unitarios y totales.

Item	Designación	Un.	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	Art II.21 del PETP.				
1.1	� 200 mm	m3	934,00	\$ 108,80	\$ 101.621,43
1.2	� 315 mm	m3	1870,00	\$ 116,21	\$ 217.320,08
2	Art. II22 del PETP.				
2.1	� 200 mm	m3	156,00	\$ 155,38	\$ 24.239,61
2.2	� 315 mm	m3	337,00	\$ 159,09	\$ 53.612,63
3	Art. III.24 del PETP.				
3.1	� 200 mm	ml.	548,00	\$ 604,71	\$ 331.380,41
3.2	� 315 mm	ml.	873,00	\$ 756,72	\$ 660.615,39
4	Art III.23 del PETP.				
4.1	� 200 mm	m3	767,00	\$ 87,72	\$ 67.280,81
4.2	� 315 mm	m3	1466,00	\$ 91,43	\$ 134.029,37
5	Art III.25 del PETP.				
5.1	BR h<= 2.50 m	Un.	10,00	\$ 8.042,74	\$ 80.427,40
5.2	BR h>= 2.50 m	Un.	7,00	\$ 9.224,12	\$ 64.568,84
6	Art III.26 del PETP.				
6.1	Veredas	m2	304,00	\$ 128,29	\$ 39.000,16
6.2	Pav. Flexible Asfáltico	m2	707,00	\$ 245,34	\$ 173.455,38
6.3	Pav. de H�A�	m2	306,00	\$ 347,06	\$ 106.200,36
6.4	Rest. de cordón cuneta	ml.	480,00	\$ 153,61	\$ 73.732,80
7	Art.III.27 del PETP.				
7.1	Intercon. con Cañerías Existentes	Gl.	1,00	\$ 49.715,45	\$ 49.715,45
7.2	Extr. y Traslado de Infr. Ferroviaria	Gl.	1,00	\$ 60.381,53	\$ 60.381,53
8	Art. III.28 del PET.				
8.1	Cortas s/ cañería � 315 mm	Un.	45,00	\$ 1.139,88	\$ 51.294,60
8.2	Largas s/ cañería � 315 mm	Un.	3,00	\$ 1.487,83	\$ 4.463,49
8.3	Cortas s/ cañería � 200 mm	Un.	46,00	\$ 916,58	\$ 42.162,68
	TOTAL+IVA				\$ 2.335.502,41

Tabla 3.1: Presupuesto y Cómputo métrico

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, los items mas importantes, en función de la cantidad, y por ende el precio final, son los referidos al Artículo III.24 del PETP que corresponde a la colocación de las cañerías y su terminación, con un precio total de 991995.8 pesos,

---

al Artículo II.21 del PETP que corresponde a la excavación en zanja, con un precio total de 318941.51 pesos, y al Artículo III.26 del PETP que corresponde a la rotura y reparación de vereda y calzada, con un precio total de 392388.51 pesos.



# Capítulo 4

## Elaboración del Proyecto Ejecutivo

### 4.1. Planos generales y de detalles

#### 4.1.1. Planimetría

Teniendo en cuenta las cotas del terreno, la pendiente del mismo y las interferencias existentes de otros servicios, se procede de la siguiente manera para determinar las tapadas y pendientes mínimas de la cañería a instalar.

Los valores de las cotas de terreno fueron obtenidas, tal como se comentó anteriormente, de las láminas N° 33,34,39 y 40 (Adjuntas en el Anexo) de los antecedentes de Obras Sanitarias de la Nación (O.S.N.).

##### 4.1.1.1. Método para calcular Tapadas y Pendientes en redes colectoras

- Enumerar las bocas de registro, en caso de que la colectora tenga forma de malla, es conveniente enumerarlas de uno en uno y en sentido horario.
- Colocar las cotas de las tapadas en los tramos que inician ventilando en una boca de registro (1,2 metros sobre calzada y 1 metro sobre vereda, dependiendo el caso)
- Comparar los valores de la pendiente del terreno con la pendiente mínima (0.3 % = 0.003 m/m) siguiendo el cálculo de la siguiente manera:  $i_{\text{terreno}} < i_{\text{min}}$

Calculo el valor del intradós de salida según la siguiente tabla:

	Entrada	Salida
Sin ventilar	$C_{\text{int}} = C_{\text{terreno}} - 1.20\text{m}$	$C_{\text{int}} = l_{\text{entrada}} - (i_{\text{min}} * \text{Long})$
Ventila	$C_{\text{int}} = C_{\text{terreno}} - (1.20\text{m} + \phi)$	$C_{\text{int}} = l_{\text{ventila}} - (l_{\text{min}} * \text{Long})$

Tabla 4.1: Cálculo de Intradós

Calculo el valor del intradós de salida según la siguiente fórmula:  $C_{\text{int}} = l_{\text{ent}} - (i_{\text{terreno}} * \text{Long})$

- A medida que se completan los valores de intradós de salida, se agregan los tramos intermedios. El valor de intradós de salida que se calcule para un tramo, nos va a permitir agregar el otro tramo que tendrá ese valor como intradós de entrada.
- A medida que se calcula el valor de intradós, se le agrega a la red dibujada, para verificar de esta manera que no existan caídas de más de 2 metros en cañerías que llegan a una misma boca de registro, en caso de que esto suceda, se disminuye el valor de intradós de salida que me genera este salto.
- Para control, utilizar la siguiente tabla modelo:

Tramo	Nivel del terreno		Longitud	i terreno	i cañerías	Nivel de intrados		Tapada			
	E - S	Entrada				Salida	Hm	m/m	m/m	Entrada	Salida

Tabla 4.2: Tabla de Control

Siendo

- $C_{int}$  = Cota del intradós
- $C_{terreno}$  = Cota del terreno
- $I_{entrada}$  = Cota del intradós de entrada del tramo que quiero conocer el intradós de Sal.
- $I_{ventila}$  = Cota del intradós del caño que ventila.
- $I_{min}$  = Pendiente mínima
- $I_{terr}$  = Pendiente del terreno.
- $I_{ent}$  = Cota del intradós de la entrada del tramo.
- $Long.$  = Longitud del tramo.

En el plano se puede observar, las cotas y la pendiente del terreno, la pendiente, la longitud y el diámetro de la cañería, la numeración de la bocas de registro, las interferencias existentes, trazadas según la información solicitada a las empresas de servicios y se detalla también de qué manera se unen con las redes colectoras existentes.

#### 4.1.2. Altimetría e interferencias

Están detalladas las pendientes y los diámetros de los conductos en los planos del Proyecto ejecutivo, como así las interferencias de servicios. Los cortes mostrados fueron desarrollados a partir de la confección de la planimetría y los mismos están detallados para cada cuadra del proyecto.

---

## 4.2. Memoria de Cálculo

El dimensionamiento de las conducciones cloacales se desarrolla mediante las siguientes premisas básicas:

- Dimensionamiento del conducto para conducir el caudal máximo horario al final del periodo de diseño sin que se supere la relación  $h/d = 0,90$  (tirante líquido/diámetro interno de la conducción).
- Pendiente del tramo igual o mayor a la pendiente mínima de autolimpieza para evitar deposición de material sólido en la cañería.
- Velocidad en las conducciones menores a las máximas admisibles para evitar daños en los conductos.

### 4.2.1. Pendientes Mínimas

Para aquellos tramos iniciales con caudales acumulados de autolimpieza no mayores a 2,0 L/s la pendiente mínima admitida por las Normas de Diseño es de 0,004 m/m. Para los tramos de las cañerías con caudales acumulados de autolimpieza mayores a 2,0 L/s, se define la pendiente mínima en función del esfuerzo tracción desarrollado por el escurrimiento del líquido, el que no debe ser inferior a 0,10 Kg/m<sup>2</sup> para los caudales de autolimpieza de cada tramo, para asegurar el arrastre de sólidos. Esta condición se cumple cuando la pendiente no es inferior a:

$$I_{min}(j) = K * q * L_0(j) - 0,46 \quad (4.1)$$

Donde:

- $I_{min}(j)$  = pendiente mínima del tramo “j” (m/m)
- $qL_0(j)$  = caudal acumulado de autolimpieza para el comienzo del periodo de diseño, en el tramo “j” (m<sup>3</sup>/s)
- $K = 0,000234$  = constante función del material de la cañería, de  $h/D$  y del esfuerzo tracción mínimo adoptado

El valor K se obtiene de la Tabla 8.11.A de las “Normas de Estudio y Criterios de Diseño para Desagües Cloacales” del ENOHSa, para cumplir con el esfuerzo tracción mínimo de  $F_t = 0,10$  Kg/m<sup>2</sup> y para canos de P.V.C con un coeficiente de Manning  $n = 0,011$ .

### 4.2.2. Diámetro

Cada tramo de la red colectora se dimensiona para el caudal máximo horario acumulado a 20 años (vuelco que ingresa al tramo más el colectado a lo largo de la longitud del mismo).

El caudal máximo horario acumulado o caudal de diseño del tramo “j”, vale:

$$q_a(j) = q_i(j) + q(j) \frac{L}{s} \quad (4.2)$$

Siendo:

- $q_i(j)$  el caudal máximo horario que ingresa al tramo “j”

- $q(j)$  el caudal máximo

Horario colectado a lo largo de la longitud “ $I(j)$ ” del tramo:

$$q(j) = g(t) * I(j) \frac{L}{s} \quad (4.3)$$

Donde:

- $g(t)$  es el aporte métrico correspondiente a la nueva colectora.

Para el dimensionamiento del diámetro del tramo, se utiliza la expresión de Manning:

$$qa(j)/A = (R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}) / n \frac{m^3}{s} \quad (4.4)$$

Donde:

- $qa(j)$  = caudal acumulado máximo horario a 20 años, del tramo “ $j$ ”
- $A$  = sección transversal mojada de la conducción  $m$
- $R$  = radio hidráulico o relación “sección mojada/perímetro mojado”  $m$
- $i$  = pendiente de instalación del tramo  $m$
- $n$  = coeficiente de Manning correspondiente al material de la cañería

En el caso de los colectores el caudal máximo horario acumulado o caudal de diseño del tramo “ $j$ ”, vale:

$$qa(j) = qi(j) \frac{L}{s} \quad (4.5)$$

Siendo:

- $qi(j)$  el caudal máximo horario que ingresa al tramo  $j$

Los conductos se dimensionan para conducir el caudal  $qa(j)$  con una relación tirante líquido/diámetro ( $h/D$ ) no superior a 0,90. Para aplicar la expresión de Manning al escurrimiento en conductos circulares parcialmente llenos, se utiliza el criterio seguido por Woodward y Posey, basado en la definición de dos funciones de la relación  $h/D$ :

$$f1(h/D) = (qa(j) * n) / (D^{\frac{3}{8}} * i^{\frac{1}{2}}) = Z1 \quad (4.6)$$

$$f2(h/D) = (qa(j) * n) / (h^{\frac{3}{8}} * i^{\frac{1}{2}}) = Z2 \quad (4.7)$$

Despejando  $D$  en la primera expresión:

$$D = (qa(j) * n) / (Z1 * i^{\frac{1}{2}})^{\frac{8}{3}} \quad (4.8)$$

De las tablas de Woodward y Posey, para  $h/D = 0,90$  resulta  $Z1 = 0,3325$  que, reemplazado en la expresión anterior permite calcular el diámetro interno de la conducción:

$$D = [(qa(j) * n) / (0,3325 * i^{\frac{1}{2}})]^{\frac{8}{3}} \quad (4.9)$$

El valor así obtenido es el “diámetro interior de cálculo”. Se adopta como diámetro mínimo  $DN_{min} = 160$  mm.



---

### 4.2.3. Velocidades Mínimas

En todos los tramos se procede a la verificación de las velocidades máximas en base a dos criterios: evitar la erosión del material y asegurar que el volumen del líquido que escurre no aumente por la incorporación de aire:

- Velocidad máxima erosiva: Para evitar la erosión del material que constituye los conductos se impone un límite de velocidad máxima admisible de 4,0 m/s.
- Velocidad máxima de Boussinesq: La velocidad máxima que asegura la no incorporación de aire se determina por la expresión de Boussinesq:

$$U_{max} = B(g * Rh)^{\frac{1}{2}} \quad (4.10)$$

Donde:

- $U_{max}$  = velocidad límite de escurrimiento a sección llena en el tramo considerado (m/s).
- $B$  = coeficiente de Boussinesq, cuyo valor es 6 para la condición de inicio de la incorporación de aire.
- $Rh = D/4$  = radio hidráulico del tramo para sección circular en (m)
- $g = 9,81$  (m/s<sup>2</sup>) aceleración de la gravedad

Considerando ambas condiciones para cañería de PVC hasta diámetro nominal DN = 500 mm y PRFV hasta DN = 1200 mm se tiene:

DN = 160 mm (Di = 0,154 m) :  $U_{max} = 3,68$  m/s ;  $i_{max} = 12,7$  %  
DN = 200 mm (Di = 0,192 m) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 11,1$  %  
DN = 250 mm (Di = 0,240 m) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 8,2$  %  
DN = 315 mm (Di = 0,303 m) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 6,0$  %  
DN = 400 mm (Di = 0,384 m) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 4,2$  %  
DN = 500 mm (Di = 0,500 m) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 3,1$  %  
DN = 600 mm (Di = 0,600 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 2,4$  %  
DN = 700 mm (Di = 0,700 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 2,0$  %  
DN = 800 mm (Di = 0,800 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 1,7$  %  
DN = 900 mm (Di = 0,900 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 1,4$  %  
DN = 1000 mm (Di = 1,000 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 1,2$  %  
DN = 1100 mm (Di = 1,100 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 1,1$  %  
DN = 1200 mm (Di = 1,200 mm) :  $U_{max} = 4,00$  m/s ;  $i_{max} = 1,0$  %

Siendo:

- Di = diámetro interior de la cañería
- DN = diámetro nominal de la cañería
- $U_{max}$  = velocidad máxima del tramo para no superar los valores límites
- $i_{max}$  = pendiente máxima del tramo para no superar los valores límites de  $U_{max}$  con escurrimiento a sección llena.

Los valores de pendiente máxima para escurrimiento a sección llena, han sido calculados con la siguiente expresión:

$$i_{max} = (U_{max} * n / Rh^{\frac{2}{3}})^2 = [U_{max} * n (\frac{D}{4})^{\frac{2}{3}}]^2 \quad (4.11)$$

El coeficiente n de Manning utilizado es de 0,011 para canos de PVC y PRFV.

Analizando los resultados anteriores se aprecia que, en las cañerías de diámetros nominales menores o iguales a 160 mm la velocidad máxima está fijada por la posibilidad de la incorporación de aire, mientras que en aquellas de mayor diámetro prevalece la posibilidad de erosión del material.

#### 4.2.4. Relación h/D

Como se mencionó anteriormente, el diámetro de los conductos se calcula para que la relación h/D sea menor a 0,90 para el caudal máximo horario QE20.

No obstante lo anterior, de acuerdo a las normas del ENOHSa, se verifica también que la misma sea menor a 0,80 para el caudal máximo horario al año 10 del periodo de diseño del proyecto (QE10).

#### 4.2.5. Trazado de los Conductos - Tapada mínima

El trazado de la red se realizara, siempre que sea posible, por vereda. Se adopta una tapada mínima para las colectoras de 0,90 m en calzadas y 0,80 m en veredas y de 1,0 m para los tramos colectores.

#### 4.2.6. El esfuerzo tractivo

El esfuerzo tractivo  $\tau$  [9], como se muestra en la Figura 4.1 (dimensiones de fuerza dividida por superficie), surge de considerar la componente del peso del elemento de líquido rayado y distribuirla en la superficie lateral que el mismo ocupa.

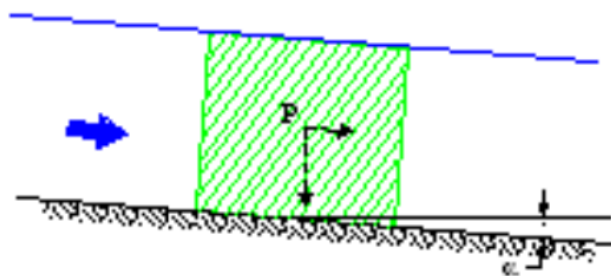


Figura 4.1: Fuerza Tractiva [9]

En efecto, de la figura se puede apreciar que la “Fuerza Tractiva” del escurrimiento resulta de descomponer el peso del elemento de líquido considerado y rayado en la figura, según la dirección del plano inclinado constituido por la pendiente de la conducción a superficie libre (canal sección “segmento de círculo”). Del análisis de la figura surge claramente que:

$$F = \gamma \Omega L \text{sen} \alpha \quad (4.12)$$

En las cloacas, las pendientes son naturalmente bajas por lo que resultan válidas las siguientes igualdades:

$$\text{sen}\alpha = \text{tg}\alpha = i = j \quad (4.13)$$

Si se reemplaza la expresión 4.13 en la expresión 4.12 y además se la divide por la superficie en contacto con el líquido (resultante del producto del perímetro mojado  $\chi$  por la longitud del elemento considerado L) se obtiene el “Esfuerzo Tractivo” buscado.

$$\tau = \frac{\gamma * \Omega * L * j}{\chi * L} = \gamma * R * j \left[ \frac{Kg}{m^2} \right] \quad (4.14)$$

En la que:

- $\tau$  es el “esfuerzo tractivo”
- $\gamma$  es el peso específico del agua.
- R es el “Radio medio hidráulico” (“Sección mojada” dividida por el “perímetro mojado”).
- j es la pendiente de la “solera del canal” (o “invertido” de la cañería si es una conducción cloacal).

Si se recuerda la expresión de CHEZY

$$U = C\sqrt{R} * j \quad (4.15)$$

Donde:

- U es la velocidad media en la sección en m/s.
- C es el coeficiente de CHEZY, dado por la expresión de Manning:

$$C = \left( \frac{1}{n} \right) * \frac{R^{1/3}}{6} \quad (4.16)$$

Si se reemplaza Rj despedido de la 4.15 en la 4.14 se obtiene:

$$\tau = \frac{\gamma}{C^2} * U^2 \quad (4.17)$$

De la expresión 4.18 se deduce un importante concepto: “El esfuerzo tractivo es proporcional al cuadrado de la velocidad media”.

Para considerar el correspondiente a la velocidad de “autolimpieza”, se procede como sigue: Se idealiza al material arrastrado o sedimentable como una sucesión de esferas discretas, de diámetro  $\phi$  y peso específico de sólidos  $\gamma_s$ , en contacto íntimo y dando lugar a una porosidad p, obviamente cubierta por el agua que brinda su “esfuerzo tractivo”.

El Esfuerzo Resistente es:

$$t = (\gamma_s - \gamma) \cdot (1 - p) \cdot t \cdot \text{sen}\alpha \quad (4.18)$$

En la que t es el volumen de superficie lateral unitaria, adoptado así para que la expresión resulte dimensionalmente un esfuerzo  $\left( \frac{F}{L^2} \right)$  comparable con el “Esfuerzo tractivo” previamente analizado.

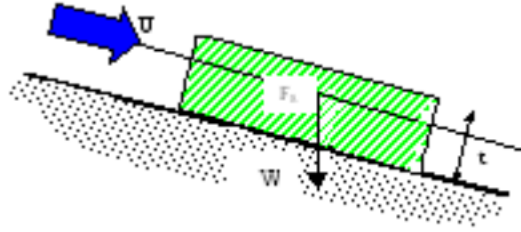


Figura 4.2: Material Sedimentable [9]

Además, si se tiene en cuenta la hipótesis planteada de las partículas discretas en contacto mutuo, resulta evidente que el volumen  $t$  resulta una función del diámetro de las partículas  $\phi$  por lo que su forma será al ser todas iguales:

$$t = cte\phi \quad (4.19)$$

Haciendo:

$$(1 - p) * cte * sen\alpha = K \quad (4.20)$$

y reemplazando en la 4.19 se obtiene:

$$\tau * R = (\gamma_s * \gamma) * K * \phi \quad (4.21)$$

El “esfuerzo resistente” se evalúa con la 4.22 en la que  $K$ , es un coeficiente propio del líquido que, la experiencia prueba que puede variar entre los límites 0,8 y 0,04. Haciendo:

$$\tau = \tau_R \quad (4.22)$$

y despejando  $\phi$  se obtiene:

$$\phi = \frac{\tau}{(\gamma_s * \gamma) * K} \quad (4.23)$$

Se destaca que para un dado líquido el denominador de la expresión 4.23 es una constante numérica, por lo se obtiene el importante concepto, que a un dado Esfuerzo Tractivo”, le corresponde una partícula a ser efectivamente arrastrada (y consecuentemente también lo serán las menores).

#### 4.2.7. Velocidad de autolimpieza

Si en la 4.23 se reemplaza la 4.18, y se despeja  $U$ , se obtiene la expresión de la velocidad de auto-limpieza:

$$U = C * \sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma) * K * \phi}{\gamma}} \quad (4.24)$$

De la expresión de  $j$  en función de la velocidad media, resulta:

$$j = \frac{U^2}{C^2 * R} \quad (4.25)$$

Teniendo en cuenta la expresión de Darcy-Weisbach para una forma no circular (R en lugar de D) que se recuerda es:

$$j = \frac{f}{4R} * \frac{U^2}{2g} \quad (4.26)$$

En la que f es el coeficiente de fricción:

$$\frac{U^2}{C^2 * R} = \frac{f}{4R} * \frac{U^2}{2g} \quad (4.27)$$

De la comparación surge la relación entre c y f:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (4.28)$$

Reemplazando finalmente, en la expresión de la “velocidad de auto-limpieza”, se obtiene la forma más conocida o difundida de la misma:

$$U = \sqrt{\frac{8 * g(\gamma_s - \gamma) * K * \phi}{f * \gamma}} \quad (4.29)$$

La expresión 4.31 implica que U representa, la velocidad media que posibilita el arrastre de una partícula discreta de diámetro  $\phi$  y de peso específico de sólidos  $\gamma_s$ .

#### 4.2.8. Cálculo Hidráulico

Parámetro	Valor
Dotación	0,2 [ $\frac{m^3}{hab*da}$ ]
Coficiente de aporte	80 %
Caudal de vuelco	0,16 [ $\frac{m^3}{hab*da}$ ]
Población	1289582 hab
Nº de conexiones domiciliarias	1330023 un.

Tabla 4.3: Parámetros de la cuenca

El ENOHSa de la República Argentina recogiendo la experiencia actualizada del Criterio del Esfuerzo tractivo establece que el Caudal Mínimo de Verificación, el denominado Q<sub>Lo</sub> (Caudal Máximo del día de menor consumo del primer año de la instalación) debe cumplir con la expresión:

$$Q_{Lo} = \alpha_2 * \beta_1 * Q_{co} \quad (4.30)$$

En la que:

- $\alpha_2$  es el coeficiente máximo diario
- $\beta_2$  es el coeficiente mínimo diario
- Q<sub>co</sub> es el Caudal Medio para el Año Inicial

Población servida	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha$	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta$
500 h < P <sub>s</sub> ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P <sub>s</sub> ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P <sub>s</sub>	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

Figura 4.3: Coeficientes de Caudal [1]

Para el caso de la cuenca de Barrio Alberdi, hemos adoptado los siguientes valores de coeficientes de caudal:

Parámetro	Valor	Denominación
$\alpha_1$	1,4	Coficiente máximo diario
$\alpha_2$	1,7	Coficiente máximo horario
$\alpha$	2,38	Coficiente total máximo horario
$\beta_1$	0,7	Coficiente mínimo diario
$\beta_2$	0,5	Coficiente mínimo horario
$\beta$	0,38	Coficiente total mínimo horario

Tabla 4.4: Coeficientes de Caudal adoptados

$$Q_{e20} = Q_{vuelco} * Poblacin * \alpha \quad (4.31)$$

Parámetro	Valor
Caudal Máximo Horario	55,8 [ $\frac{L}{s}$ ]
Longitud Total	795,50 m
Gasto métrico	0,07014 [ $\frac{L}{s*m}$ ]

Tabla 4.5: Parámetros adoptados

Parámetro	Valor
Tapada Mínima en Vereda	1,00 m
Tapada Mínima en Calzada	1,20 m
Pendiente Mínima	0,0030 [ $\frac{m}{m}$ ]

Tabla 4.6: Tapadas según Pliego III.21.8.6.[4]

Parámetro	Valor
Cañería Diam.160mm	0,60 m
Cañería Diam.200mm	0,70 m
Cañería Diam.250mm	0,80 m
Cañería Diam.315mm	0,90 m
Cañería Diam.355mm	0,95 m

Tabla 4.7: Anchos de Zanja según Pliego III.21.8.7.[4]

Parámetro	Valor
Espesor Cama de Arena	0,15 m
Espesor Superior de Arena	0,10 m

Tabla 4.8: Cama de asiento y relleno de Arena según Pliego III.22.2.[4]

Según el ENOHsa el coeficiente de Manning (4.33) a utilizar es  $n = 0.011$ . Teniendo en cuenta que el conducto no debe funcionar a sección llena, según la ecuación de Woodward Posey (4.32), utilizamos una relación  $h/D = 0.9$  y la velocidad se calcula según la fórmula de Manning.

$$D = ((Qn)/(0,3325v^{1/2}))^{3/8} \quad (4.32)$$

$$V = i^{1/2}(D/4)^{2/3}/n \quad (4.33)$$

Tramo	Boca de Registro		Longitud de Tramo (m)	Cota de Terreno		Pendiente de Terreno (m/m)
	agua arriba	agua abajo		ag.arriba (m)	ag.abajo (m)	
1	BR1	BR3	117,30	70,36	69,49	0,0074
2	BR3	BR4	135,50	69,49	68,60	0,0066
3	BR4	BR5	135,00	68,60	68,05	0,0041
4	BR5	BR6	134,00	68,05	67,76	0,0022
5	BR6	BR7	68,70	67,76	67,44	0,0047
5	BR7	BR8	78,40	67,44	67,38	0,0008
6	BR8	BR9	126,60	67,38	67,01	0,0029
7	BR10	BR11	117,30	70,40	69,43	0,0083
8	BR12	BR13	135,50	69,40	68,62	0,0058
9	BR13	BR14	135,00	68,62	68,10	0,0039
10	BR14	BR15	134,00	68,10	67,70	0,0030
11	BR15	BR6	20,00	67,70	67,76	-0,0030

Tabla 4.9: Cálculo Hidráulico - Parte 1

#### 4.2.9. Verificación de Deflexión

Teniendo en cuenta lo que establece el pliego de especificaciones técnicas en el Artículo III.24 [3], que establece que la deflexión de las cañerías se verificará en obra, mediante equipos que la deflexión del tubo a tapada completa (sin vereda o pavimento) y en el corto plazo no supere el tres por ciento (3 %) del diámetro vertical del tubo original para suelos naturales de resistencia media o el dos por ciento (2 %) para suelos naturales de resistencia pobre, o los valores indicados por el fabricante del tubo si estos son menores.

Si se verifica que la deflexión se encuentra entre el 3 % y el 5 % se procederá a sacar el relleno y a colocarlo nuevamente con la compactación adecuada. Si la deflexión resulta entre el 5 % y el 8 % se sacará el caño o los caños donde esto ocurra, pudiendo volver a colocarlos una vez verificado que no presenten daños visuales. Si la deflexión supera el 8 % el caño deberá extraerse y descartarse para uso en obra.

<b>Qe 20 Tramo</b>	<b>Qe 20 Acumulado</b>	<b>Pendiente Adoptada Cañería</b>	<b>Diámetro Interno Cálculo</b>	<b>Diámetro comercial Int. Adoptado</b>	<b>Diámetro Comercial Adoptado</b>
(L/s)	(L/s)	(m/m)	(m)	(m)	(m)
8,23	8,23	0,01117	0,107	0,3026	0,315
9,50	17,73	0,00800	0,152	0,3026	0,315
9,47	27,20	0,00341	0,209	0,3026	0,315
9,40	36,60	0,00415	0,225	0,3026	0,315
4,82	41,42	0,00240	0,262	0,3026	0,315
5,50	46,92	0,00240	0,274	0,3026	0,315
8,88	55,80	0,00200	0,3026	0,3026	0,315
8,23	8,23	0,01272	0,104	0,1920	0,200
9,50	9,50	0,00984	0,116	0,1920	0,200
9,47	18,97	0,00341	0,183	0,1920	0,200
9,40	28,37	0,00500	0,198	0,1920	0,200
1,40	29,78	0,00550	0,198	0,1920	0,200

Tabla 4.10: Cálculo Hidráulico - Parte 2

<b>Pendiente Mínima</b>	<b>Velocidad Cañería</b>	<b>Cota Intrados ag.arriba</b>	<b>Cota Intrados ag.abajo</b>	<b>Tapada ag.arriba</b>	<b>Tapada ag.abajo</b>
(m/m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)
0,002	1,72	68,74	67,60	1,62	1,89
0,002	1,45	67,60	66,51	1,89	2,09
0,002	0,95	66,51	66,04	2,09	2,01
0,002	1,05	66,04	65,47	2,01	2,29
0,002	0,80	65,47	65,28	2,29	2,16
0,002	0,80	65,28	65,09	2,16	2,29
0,002	0,73	65,09	64,80	2,29	2,21
0,002	1,35	69,00	67,69	1,40	1,74
0,002	1,19	67,69	67,42	1,71	1,20
0,002	0,70	67,42	66,51	1,20	1,59
0,002	0,85	66,51	66,50	1,59	1,20
0,002	0,89	66,50	66,04	1,20	1,72

Tabla 4.11: Cálculo Hidráulico - Parte 3

Se calcula la deflexión porcentual de las diferentes cañerías en situación de tapada mínima y máxima, considerando la carga de relleno y la carga originada por el tránsito. La verificación exigida para cañerías de PVC es deflexión menor al 5

De acuerdo con la teoría de Spangler las zanjas resultan angostas, ya que el ancho de las zanjas en el nivel de extradós resulta menor a tres veces el diámetro de la cañería ( $B_{max} < 3.D$ ).

#### 4.2.9.1. Cálculo de la carga de relleno (Marston – Spangler para zanja angosta)

El coeficiente Cd se expresa como:

$$\mu = tg\phi \quad (4.34)$$



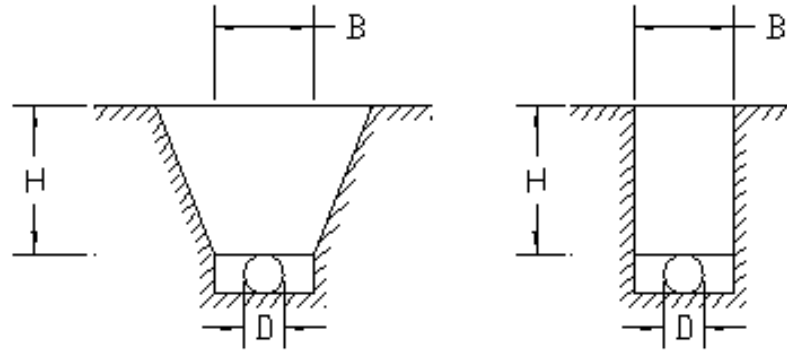


Figura 4.4: Cálculo de carga de relleno[10]

$$k = (1 - \text{sen}\phi)/(1 + \text{sen}\phi) \quad (4.35)$$

$$CD = \frac{1 - e - 2 * k * \mu * \frac{H}{B}}{2 * k * \mu} \quad (4.36)$$

Carga de relleno:

$$QR = CD * \gamma * B * D \quad (4.37)$$

#### 4.2.9.2. Cálculo de la carga de tránsito (Bousinesq)

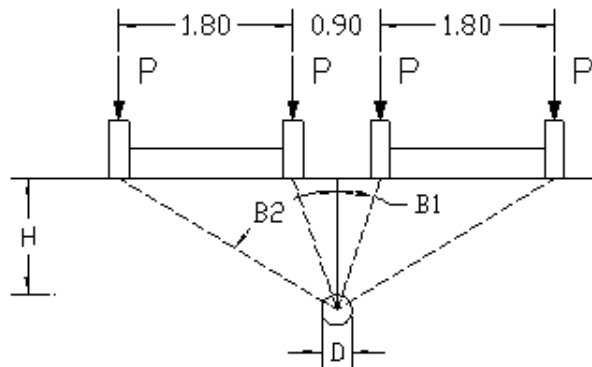


Figura 4.5: Cálculo de carga de Bousinesq[10]

$$\beta_1 = 18^\circ; \beta_2 = 59^\circ \quad (4.38)$$

Cálculo de la presión Pv:

$$Pv = 0,4775 * \frac{P}{H_2} * \Sigma(\cos 5 \cdot \beta_i) \quad (4.39)$$

---

Cálculo del factor de impacto If

$$If = 1 + \frac{0,3}{H} \quad (4.40)$$

Carga de tránsito

$$Qt = Pv * If * D \quad (4.41)$$

#### 4.2.9.3. Cálculo de deflexión (Expresión general de Spangler)

Deflexión

$$\Delta_y \% = \frac{(DL * Qr + QT) * K}{\frac{2 * E}{3 * (-1 + \frac{D}{e} * 3)} + 0,061 * E} \quad (4.42)$$

Deflexión porcentual

$$\Delta_y \% = \frac{\Delta_y}{D} * 100 \quad (4.43)$$

Deflexión porcentual total

$$\Delta_y total = \Delta_y \% + \Delta_y \% adicional (\Delta_y adicional = 1 \% ; \text{tabladeHoward}) \quad (4.44)$$

Donde:

- $\Delta_y$  = es la deflexión en el eje vertical
- $Qr$  = carga del relleno
- $Qt$  = carga de tránsito
- $K$  = coeficiente de apoyo = 0,10 (se adopta como valor medio)
- $DL$  = coeficiente de deformación a largo plazo = 1,5
- $E$  = módulo de elasticidad del PVC = 300.000.000 kg/m<sup>2</sup>
- $E'$  = módulo de reacción suelo = 280.000 Kg/m<sup>2</sup> (Limo compactación moderada 85-95 %)
- $Cd$  = coeficiente de carga
- $\gamma$  = peso unitario máximo del relleno = 1.700 Kg/m<sup>3</sup>
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo = 20
- $B$  = ancho de la zanja en el extradós del tubo
- $D$  = diámetro exterior de la cañería (DN)
- $H$  = tapada
- $P$  = peso por rueda = 7500 kg (Según pliego de especificaciones)

- $\beta$  = ángulo del punto de aplicación respecto a la vertical
- $P_v$  = presión de tránsito

Se exige una deflexión de la cañería menor del 5 %. El cálculo y verificación fue realizado para las diversas cañerías en condición de tapada mínima y máxima de proyecto.

Para una tapada mínima:

Se adopta un grado de compactación del suelo moderada 85 % - 95 %.

Trabajando con un diámetro de 20 cm.

- Diámetro = 0,20 m
- Tapada MÍN (H) = 1,20 m
- Ancho de zanja(B) = 0,70 m
- Tipo de suelo: limo
- Peso específico del suelo = 1700 Kg/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna: 20 grados
- E' suelo (Tabla de Howard) = 280.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Material del tubo: PVC
- E tubo = 300.000.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Espesor del tubo = 0,0119 m
- Peso por rueda = 7.500 Kg
- Coeficiente dinámico = 1,25
- Coef. de deformación a largo plazo = 1,50
- Coef. de apoyo = 0,10

<b>m' = m</b>	0,3640
<b>k</b>	0,4903
<b>k*m</b>	0,1785
<b>H/B</b>	1,71
<b>Cd</b>	1,2823
<b>Qr</b>	305,18 Kg/m

Tabla 4.12: Carga de Relleno

<b>Pv</b>	3694,47 Kg/m <sup>2</sup>
<b>Qt</b>	923,62 Kg/m

Tabla 4.13: Carga de Tránsito

La carga total es de  $1228,80 \frac{KG}{m}$

La deflexión obtenida  $\Delta_y$  es de 0,00204 m (0,204 cm)

$\Delta_y$ %	1,02	%
$\Delta_y$ % adicional	1	%
$\Delta_y$ total	2,02	%

Tabla 4.14: Deflexión Porcentual

Trabajando con un diámetro de 31,5 cm.

- Diámetro = 0,315 m
- Tapada MÍN (H) = 1,62 m
- Ancho de zanja(B) = 0,90 m
- Tipo de suelo: limo
- Peso específico del suelo = 1700 Kg/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna: 20 grados
- E' suelo (Tabla de Howard) = 280.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Material del tubo: PVC
- E tubo = 300.000.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Espesor del tubo = 0,0062 m
- Peso por rueda = 7.500 Kg
- Coeficiente dinámico = 1,1851
- Coef. de deformación a largo plazo = 1,50
- Coef. de apoyo = 0,10

m' = m	0,3640
k	0,4903
k*m	0,1785
H/B	1,80
Cd	1,3281
Qr	640,05 Kg/m

Tabla 4.15: Carga de Relleno

Pv	2452,26 Kg/m <sup>2</sup>
Qt	915,51 Kg/m

Tabla 4.16: Carga de Tránsito

La carga total es de  $1555,57 \frac{KG}{m}$   
 La deflexión obtenida  $\Delta_y$  es de  $0,01003 \text{ m}$  ( $1,003 \text{ cm}$ )

$\Delta_y \%$	3,18	%
$\Delta_y \%$ adicional	1	%
$\Delta_y$ total	4,18	%

Tabla 4.17: Deflexión Porcentual

Para una tapada máxima: Trabajando con un diámetro de 20 cm.

- Diámetro = 0,20 m
- Tapada MAX (H) = 1,74 m
- Ancho de zanja(B) = 0,70 m
- Tipo de suelo: limo
- Peso específico del suelo = 1700 Kg/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna: 20 grados
- E' suelo (Tabla de Howard) = 280.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Material del tubo: PVC
- E tubo = 300.000.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Espesor del tubo = 0,0119 m
- Peso por rueda = 7.500 Kg
- Coeficiente dinámico = 1,17
- Coef. de deformación a largo plazo = 1,50
- Coef. de apoyo = 0,10

$m' = m$	0,3640
k	0,4903
$k*m$	0,1785
H/B	2,49
Cd	1,6480
Qr	392,22 Kg/m

Tabla 4.18: Carga de Relleno para una tapada mínima

Pv	2214,894 Kg/m <sup>2</sup>
Qt	519,35 Kg/m

Tabla 4.19: Carga de tránsito

La carga total es de  $911,58 \frac{KG}{m}$   
 La deflexión obtenida  $\Delta_y$  es de 0,00164 m (0,614 cm)

$\Delta_y \%$	0,82	%
$\Delta_y \%$ adicional	1	%
$\Delta_y$ total	1,82	%

Tabla 4.20: Deflexión Porcentual

Trabajando con un diámetro de 31,5 cm.

- Diámetro = 0,315 m
- Tapada MÍN (H) = 2,29 m
- Ancho de zanja(B) = 0,90 m
- Tipo de suelo: limo
- Peso específico del suelo = 1700 Kg/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna: 20 grados
- E' suelo (Tabla de Howard) = 280.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Material del tubo: PVC
- E tubo = 300.000.000 Kg/m<sup>2</sup>
- Espesor del tubo = 0,0062 m
- Peso por rueda = 7.500 Kg
- Coeficiente dinámico = 1,13
- Coef. de deformación a largo plazo = 1,50
- Coef. de apoyo = 0,10

m' = m	0,3640
k	0,4903
k*m	0,1785
H/B	2,49
Cd	1,6479
Qr	805,79 Kg/m

Tabla 4.21: Carga de Relleno para una tapada mínima

Pv	1494,61 Kg/m <sup>2</sup>
Qt	532,48 Kg/m

Tabla 4.22: Carga de tránsito

$\Delta_y$ %	2,96	%
$\Delta_y$ % adicional	1	%
$\Delta_y$ total	3,96	%

Tabla 4.23: Deflexión Porcentual

La carga total es de  $1338,27 \frac{KG}{m}$

La deflexión obtenida  $\Delta_y$  es de 0,00931 m (0,931 cm)

En resumen, los valores de deflexión obtenidos fueron:

Diámetro de cañería (m)	0,20	0,315
Espesor de pared (m)	0,0119	0,0062
Ancho de zanja (m)	0,70	0,90
Tapada mínima (m)	1,20	1,62
Deflexión total (%)	2,02	4,18
Verificación Deflexión (<5 %)	Verifica	Verifica
Ancho de zanja (m)	0,70	0,90
Tapada máxima (m)	1,74	2,29
Deflexión total (%)	1,82	3,96
Verificación Deflexión (<5 %)	Verifica	Verifica

Tabla 4.24: Tabla Resumen de Deflexiones

#### 4.2.10. Cálculo de cuenca

Se procede de la siguiente manera:

- En base a las láminas N° 33,34,39 y 40 (Consultar Anexo - Planchetas) antecedentes de Obras Sanitarias de la Nación (O.S.N.)[11] se realizó el estudio correspondiente de la cuenca.
- Una vez discretizada la cuenca se realizó el estudio de población a través del Código de Edificación de la Municipalidad de Córdoba.
- Teniendo en cuenta la superficie disponible, FOS, FOT y altura máxima se realizó el cálculo de la población teniendo en cuenta 4 (cuatro) habitantes cada 80 m<sup>2</sup> (ochenta metros cuadrados) y 3 m (tres metros) por planta.
- Obtenida la población posible se proyectó la misma a 20 (veinte) años por un factor de 1,8 y una dotación de vuelco de 180 lt/día (ciento ochenta litros día).
- Se estudió el diámetro del caño más solicitado en la actualidad con la traza original de O.S.N. y del proyecto de la obra de referencia que va desde Duarte Quirós hasta Santa Rosa por Mariano Moreno.

MZ	SUP. (ha)	FOT	FOS	Z (m)	TIPO	HAB. (4 c/80 m2)
1	0,74	S/PL	0,8	21	AE OT	2079
2	0,26	S/PL	0,8	21	AE OT	714
3	1,20	S/PL	0,8	21	AE OT	3360
4	0,30	S/PL	0,8	21	C1	833
5	0,44	S/PL	0,8	21	AE CC	1225
6	0,96	S/PL	0,8	21	AE CC	2695
7	0,30	S/PL	0,8	21	13	840
8	0,30	S/PL	0,8	21	13	840
9	0,30	S/PL	0,8	21	13	840
10	0,30	S/PL	0,8	21	13	840
11	1,00	S/PL	0,8		CARBÓN	2000
12	0,30	S/PL	0,8	21	C1	840
13	0,30	S/PL	0,8	21	C1	840
14	0,13	1	0,7	10,5	F3	44
15	0,30	2	0,7	12	G3	209
16	0,72	S/PL	0,8	21	AE QS	2016
17	0,48	S/PL	0,8	21	AE QS	1344
18	0,55	S/PL	0,8	21	C1	1540
19	0,55	S/PL	0,8	21	C1	1540
20	0,75	S/PL	0,8	21	C1	2093
21	0,75	S/PL	0,8	21	C1	2093
22	0,75	S/PL	0,8	21	C1	2093
23	1,00	S/PL	0,8		B-PIOX	2000
24	0,65	S/PL	0,8	36	B	3120
25	0,30	S/PL	0,8	21	C1	840
26	0,30	S/PL	0,8	21	C1	840

Tabla 4.25: Parámetros Ocupacionales de la Cuenca

Habitantes	37.718
Habitantes a 20 años	67.892
Consumo	180 Lts/día
Consumo a 20 años	12.220.632 Lts/día
Consumo a 20 años	0,14 m3/día
Pendiente adoptada	0,003
n Manning (ENOHSa)	0,011

Tabla 4.26: Valores adoptados

Para obtener el diámetro correspondiente a este consumo se utilizó la teoría de Fuerza Tractriz y las tablas de Woodward Posey:

- Según Woodward Posey con  $h/D = 0,9$
- Despejando el diámetro  $D$  de la fórmula 4.32 y tomando una relación  $h/D$  de 0,9, se obtiene un valor de 0,398 m, siendo el diámetro comercial mas cercano de 450 mm.



- Tomando como referencia la falta de obras sanitarias y el estado de las mismas en la zona de estudio, en primera instancia se adoptó un 7 % de crecimiento, lo que impacta al valor de población en un crecimiento del 80 % en 20 años. Aplicando el criterio de Woodward Posey se obtiene una cañería de diámetro sustancialmente mayor.
- Teniendo en cuenta lo anterior, se toma como tasa de crecimiento un valor del 3 %, que es el porcentaje que arrojan los censos poblacionales en el Barrio Alberdi. De este modo el impacto en el crecimiento poblacional a 20 años es del 20 % aproximadamente (45262 habitantes).

Nuevamente aplicando el criterio de Woodward Posey, el diámetro obtenido es de 342 mm, cuyo diámetro comercial mas cercano es de 355 mm. Éste valor es mas coherente con el especificado por el pliego.

Tubo de PVC para Cloacas / desagües Pluviales					
DN (øext) (mm)	Long (m)	Cloacal		D1 (mm)	m (mm)
		e (mm)	Di (mm)		
110	6	3.2	103.6	110.4	120
160	6	3.2	153.6	160.5	130
200	6	4.0	192.0	200.6	150
250	6	4.9	240.2	250.8	160
315	6	6.2	302.6	316.0	170
355	6	7.0	341.0	356.1	180
400	6	7.9	384.2	401.2	190
450	6	8.8	432.4	452.5	210
500	6	9.8	480.4	502.6	230
630	6	12.4	605.2	631.6	245

Referencias:  
**DN:** diámetro Nominal  
**D1:** diámetro interno del enchufe  
**Di:** diámetro interno del tubo  
**m:** longitud total del enchufe  
**e:** espesor

Figura 4.6: Valores Geométricos de Caños de PVC[12]

---

# Capítulo 5

## Ejecución de Obra

### 5.1. Procedimientos

En la ejecución de la obra se procederá según los trabajos encomendados en los pliegos de licitación [4].

#### **5.1.1. Excavación en zanja a cielo abierto en todo tipo de suelo y a cualquier profundidad; incluso excavación en roca, voladura, bombeo, tablestacado, entibado y todos los trabajos que correspondan.**

Previo a las tareas de excavación se realizarán las gestiones necesarias ante los Organismos competentes y las Empresas de servicios públicos para definir la posición de las diferentes instalaciones que puedan interferir con el tendido de los colectores cloacales. Se verificarán asimismo las tareas de sondeos y relevamientos para verificar la existencia de obstáculos y/o instalaciones ocultas.

Una vez aprobada la traza por la inspección, se procederá a efectuar el aserrado del pavimento, a la profundidad requerida en las Especificaciones Técnicas y por una longitud compatible con el plan de avance de obra proyectado.

Posteriormente se realizará la demolición de los pavimentos involucrados mediante la utilización de mini cargadores provista de martillo rompe pavimento, extrayendo el material producto de la demolición con camión volcador y pala cargadora frontal, alternativamente se podrá retirar el material con los mini cargadores; las excavaciones se realizarán mediante retroexcavadora.

El suelo de las excavaciones será retirado del frente de obra para evitar molestias durante las tareas, al lugar que indique la Inspección de Obra.

En todos los casos se garantizará la seguridad del personal de las obras y de terceros de acuerdo al plan de seguridad elaborado para el legajo Técnico de la obra.

Previo a la ejecución del conducto, se realizará la nivelación del fondo de zanja, tarea esta que se realizará a mano, para asegurar la correcta terminación, posteriormente se aplicará un hormigón pobre (hormigón de limpieza) que facilitará la ejecución del ítem de hormigón armado.

### 5.1.1.1. Cama de asiento y relleno de arena

Cuando la cañería se deba colocar enterrada, se alojará en el fondo de la zanja sobre un lecho de arena de  $DN/4$  o 15 cm. (el menor de los dos valores) de espesor mínimo y recubierta superiormente por igual material en un espesor mínimo de 10 cm, lateralmente el mismo material abarcará todo el ancho de la zanja. Dicho espesor estará sujeto al cálculo de deflexión.

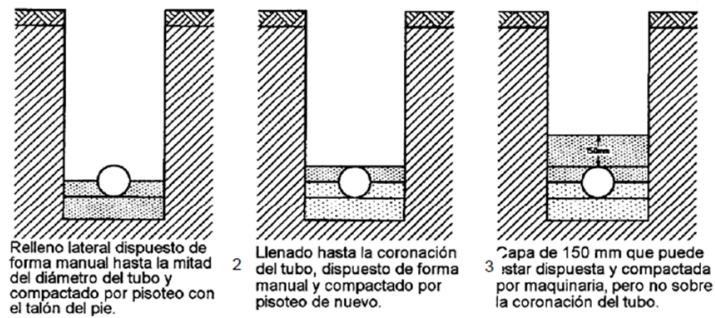


Figura 5.1: Instalación de Cañería y Relleno [17]

En la primera fase, se llegará desde el fondo de zanja hasta el nivel de asiento de cañería con el material granular establecido, el cual será densificado manualmente; a posteriori, se efectuará el relleno lateral y superior dentro del entorno del acañamiento y hasta los 10 cm. por encima del caño, apisonando manualmente con sumo cuidado teniendo especial atención en la zona de “riñones” de la cañería y en particular la zona lateral del conducto.

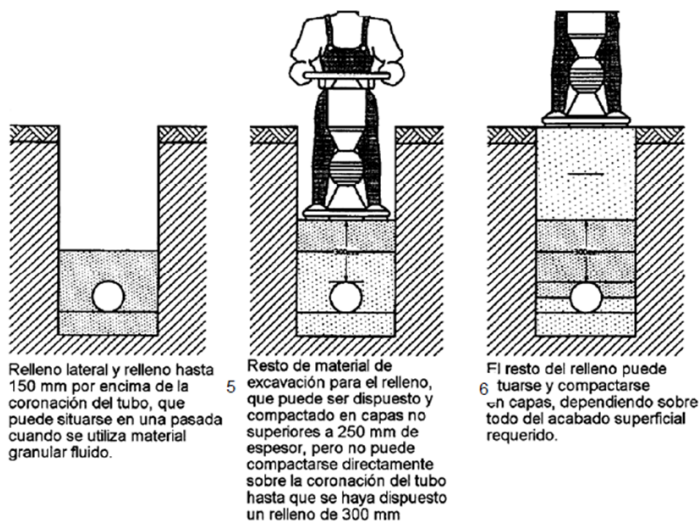


Figura 5.2: Instalación de Cañería y Relleno [17]

En la segunda fase del relleno, es decir sobre los 10 cm. que cubren la cañería y hasta el nivel de terreno, el relleno se hará con material proveniente de la misma excavación, en capas no superiores a 0,20 m y la compactación se efectuará con medios mecánicos.

## 5.1.2. Provisión, acarreo y colocación de cañerías, incluyendo juntas, piezas especiales, pruebas hidráulicas y todos los trabajos que correspondan

### 5.1.2.1. Colocación de la Cañería

Una vez terminada la excavación de la zanja y aprobada por la Inspección, se procederá a realizar la cama de asiento con arena o material adecuado según especificaciones del pliego e instrucciones de la inspección para instalación de la cañería.

La cama de asiento por debajo de la cañería deberá tener un espesor de  $DN/4$  o 15 cm. (el menor de los dos valores) como mínimo. A continuación se efectuará el relleno de la cañería, compactando el fondo, la zona de los flancos de la cañería, por debajo del riñón del tubo y en el nicho del enchufe, evitándose la formación de cavidades.

En general este relleno deberá efectuarse por capas de 0,075 a 0,15 m de espesor hasta superar la generatriz superior del tubo, con una altura correspondiente al menor valor entre 0,10 m.

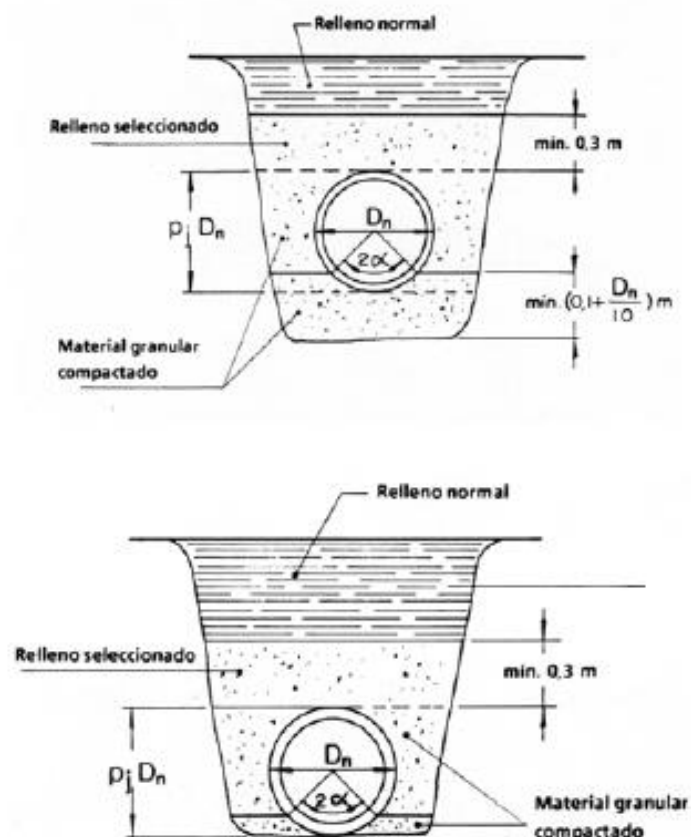


Figura 5.3: Instalación de Cañería y Relleno [17]

Las cañerías de PVC para conducción de líquido cloacal a presión y a pelo libre, así como sus accesorios, se construirán con tubos producidos por extrusión, utilizando como materia prima únicamente poli cloruro de vinilo rígido, libre de plastificantes y carga.

---

Los caños, los accesorios, y las piezas especiales de conexión se vincularán con uniones del tipo junta elástica (espiga-enchufe) con aro de goma. Todas las piezas de conexión serán de PVC moldeado por inyección.

El Contratista, con una antelación de treinta (30) días al inicio de los trabajos previstos en el Plan de Trabajos Ajustado, deberá presentar para aprobación de la Inspección, la Ingeniería de Detalle de las cañerías a instalar, con las correspondientes memorias de cálculo de diseño estructural y de propiedades de la cañerías para cada diámetro y presión con los correspondientes datos garantizados de acuerdo a las normativas aquí señalada.

La conexión a estructuras de hormigón, a bocas de registro y cámaras se efectuará mediante un mango de empotramiento de PVC, del diámetro adecuado, con la superficie exterior arenada en el sector a empotrar y espiga para junta elástica en uno o ambos extremos según corresponda.

Cada partida de cañería deberá ser sometida en fábrica a una prueba hidráulica equivalente a una presión de dos (2) veces la presión nominal, de acuerdo al plan de inspección y muestreo a establecer por el IRAM.

Para el manipuleo de los tubos y accesorios se utilizarán sogas de nylon o fajas teladas. Se instalarán las cañerías con el siguiente procedimiento:

Antes de transportar los caños, accesorios, piezas especiales y juntas al lugar de colocación se examinarán prolijamente, separándose aquellos que presenten rajaduras o fallas, para ser retirados. Se ubicarán a un costado y a lo largo de la zanja, se limpiarán esmeradamente eliminando toda partícula extraña adherida en su interior y se procederá a bajarlos al fondo de la excavación. La cañería se instalará una vez ejecutada y aprobada la cama de asiento.

Una vez colocada la cañería en la zanja se verificará el correcto apoyo de la generatriz de los caños sobre el fondo de la excavación y o cama de asiento, en especial en los lugares donde se encuentren accesorios, piezas especiales, válvulas, cambios de sección, etc. La instalación deberá hacerse con extrema precaución para evitar esfuerzos adicionales, impactos y golpes.

Las cañerías una vez instaladas deberán estar alineadas sobre una recta salvo en los puntos expresamente previstos en los planos o en los que indique la Inspección. Tratándose de cañerías con pendiente definida, esta deberá ser rigurosamente uniforme dentro de cada tramo por lo que se deberá realizar control permanente de los niveles mediante instrumental adecuado de topografía.

Cuando por cualquier causa se interrumpa la colocación de cañerías, la extremidad del último caño colocado deberá ser obturada para evitar la introducción de cuerpos extraños, en especial roedores, mediante un tapón o elemento provisorio similar.

- No se realizará la colocación de la cañería de PVC bajo pleno sol.
- La colocación de cañerías deberá ser hecha por personal especializado.
- Una vez alineada y nivelada se procederá al relleno en la zona de caño.
- Una vez ejecutada la prueba a zanja abierta se procederá a rellenar las zanjas.

---

Previo a cualquier operación de ensamble deberán limpiarse el interior de la campana y el extremo del tubo a unir. Luego debe untarse la junta elástica y el extremo achaflanado con pasta lubricante indicada por el fabricante del caño.

El tubo deberá entrar en la campana sin dificultad y hasta hacer tope, procediéndose al marcado del tubo en el borde de la campana con tinta indeleble.

Retirar el tubo hasta que la marca quede a la distancia recomendada por el fabricante para evitar tensiones originadas por la contracción y dilatación de dichos tubos por causas térmicas, además de compensar pequeños movimientos. No se utilizará ningún tipo de adhesivo en las uniones, ya que su estanqueidad deberá estar garantizada por la junta elástica.

Para la unión de las cañerías a las bocas de registro o cámaras se emplearán en todos los casos manguitos de empotramiento recomendados por los respectivos fabricantes de las cañerías. Los mismos se instalarán de manera tal de asegurar el libre desplazamiento de la cañería por efectos de los cambios de temperatura y los asientos diferenciales.

Llevarán aro de goma (en caso que la unión entre cañerías sea de esta forma), y se deberá asegurar especialmente la estanqueidad exterior entre manguito y hormigón.

En las uniones de cañerías de junta elástica con bocas de registro o cámaras y toda vez que se atraviesen elementos rígidos, submuraciones, etc., entre ellos y las cañerías se interpondrán manguitos de empotramiento que deberán verificar cuidadosamente los posibles movimientos o asentamientos diferenciales, colocando a cada lado tramos cortos de tubo a fin de conferir al sistema flexibilidad ante los movimientos verticales del terreno.

Los tramos cortos de cañerías deberán ser de una longitud menor a dos (2) veces el diámetro para cañerías de diámetro menor igual a 1000 mm, y de dos metros (2 m) de longitud para cañerías de diámetro mayor a 1000 mm.

#### **5.1.2.2. Verificación de Deflexión**

La deflexión de las cañerías se verificará en obra, mediante equipos que la deflexión del tubo a tapada completa (sin vereda o pavimento) y en el corto plazo no supere el tres por ciento (3 %) del diámetro vertical del tubo original para suelos naturales de resistencia media o el dos por ciento (2 %) para suelos naturales de resistencia pobre, o los valores indicados por el fabricante del tubo si estos son menores (todos los valores de deflexión fueron correctamente verificados en la verificación de deflexión).

Si se verifica que la deflexión se encuentra entre el 3 % y el 5 % se procederá a sacar el relleno y a colocarlo nuevamente con la compactación adecuada. Si la deflexión resulta entre el 5 % y el 8 % se sacará el caño o los caños donde esto ocurra, pudiendo volver a colocarlos una vez verificado que no presenten daños visuales. Si la deflexión supera el 8 % el caño deberá extraerse y descartarse para uso en obra.

Todas aquellas partes de la cañería solicitadas por fuerzas desequilibradas (piezas que impliquen cambios de dirección, sección o extremos cerrados) originadas por la presión de agua durante el servicio o las pruebas hidráulicas se anclarán por medio de bloques (muertos) de

---

anclaje de hormigón H-13 simple o armado, según corresponda.

Los bloques de anclaje deberán dimensionarse para que tomen los esfuerzos calculados con la presión de prueba hidráulica. Los mismos deberán ser equilibrados mediante la reacción del suelo por empuje pasivo, tomando un coeficiente de seguridad de dos (2) y de ser necesario podrá considerarse el rozamiento entre estructura (sólo la superficie inferior) y el terreno, con un coeficiente de seguridad mínimo de uno y medio (1,5).

Para considerar la contribución del empuje pasivo, los bloques deberán ser hormigonados directamente en contacto con el terreno que lo soportará, sin interposición de encofrados.

Deberá prestarse especial atención durante la instalación para evitar la flotación de los tubos por ingreso de agua a las excavaciones. Se tendrá presente que cuando ocurra la flotación será preciso proceder al retiro total del material de relleno para desmontar el sector de cañería afectado y reponer las condiciones del lecho de asentamiento, efectuar el posterior montaje de la cañería, sustituyendo la totalidad de los elementos (tubos, manguitos, etc.) dañados y rellenar la excavación empleando material de relleno adecuado y debidamente compactado.

Se rellenará la zanja inmediatamente después de haber instalado la cañería, de manera de cubrir la misma lo suficiente para evitar la flotación y los movimientos por sollicitación debidas a los cambios térmicos. En todos los casos se dejarán descubiertas las uniones para su verificación durante la prueba hidráulica.

Las cañerías se tenderán de manera recta entre las bocas de registro o cámaras. No obstante ello y cuando se requiere por razones topográficas, podrán efectuarse desviaciones angulares compatibles con el tipo de unión empleado y respetando escrupulosamente los valores máximos indicados por los respectivos fabricantes de las cañerías.

Las cañerías se entregarán con su interior perfectamente limpio sin restos de materiales, suelo, áridos, etc. Para ello podrán emplearse diferentes métodos de limpieza húmeda o en seco, cuidando muy especialmente de no dañar la superficie interior de los tubos, provocar ralladuras, etc.

Resulta especialmente importante evitar dañar la capa interior que actúa en contacto con los fluidos transportados y que garantiza la estanqueidad de la cañería y su resistencia química.

El ángulo en el que una pendiente se vuelve inestable varía en función de la calidad del suelo. Por regla general no se instalarán tubos con pendientes superiores a los quince grados (15°) o en áreas de inestabilidad salvo que se haya realizado una investigación geotécnica para constatar las condiciones de soporte del suelo.

En dichas circunstancias se podrán instalar las cañerías enterradas en pendientes de más de quince grados (15°) siempre que la estabilidad a largo plazo esté garantizada por un diseño geotécnico adecuado, y se trate de una instalación del tipo en que la zanja sea rellenada con material granular (menos del 12 % pase por malla 200) con alta resistencia al esfuerzo cortante o con la resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno asegurada por otros medios. El relleno se deberá compactar con una densidad al 90 % del ensayo Proctor Normal.



---

Las cañerías deben estar perfectamente alineadas (+ 0,2 grados) y tengan una separación mínima entre las espigas de los tubos.

A largo plazo el movimiento absoluto del relleno en dirección axial del tubo debe ser menor a 20 mm.

La instalación estará correctamente drenada para evitar que la acción del agua desplace los materiales y para garantizar la resistencia al esfuerzo de corte del suelo.

La estabilidad de cada tubo será verificada durante la fase de construcción y las primeras fases de funcionamiento. Esto puede hacerse mediante el control de la separación entre espigas.

Las cañerías instaladas, incluidas las válvulas, serán sometidas a las pruebas de presión interna a zanja abierta y a zanja rellena por tramos, cuyas longitudes serán determinadas por la Inspección de Obra y, en ningún caso, serán mayores de 100 (cien) metros.

Todo caño o junta que presente fallas o que acuse pérdidas durante cualquiera de las pruebas que se realicen, será reemplazado o reparado según sea el caso, por exclusiva cuenta del contratista y de conformidad con la Inspección de Obra. Todos los gastos que demande la realización de las pruebas estarán a cargo de la Contratista, así como la provisión del agua necesaria para las mismas.

Asimismo serán por cuenta y cargo del Contratista los gastos que insuma la repetición de las pruebas, previa ejecución de los trabajos que se requieran para subsanar las deficiencias a fin de obtener un resultado satisfactorio, realizándose las mismas con personal, instrumental, materiales y elementos que él suministrará.

Todos estos gastos se encuentran incluidos en el precio correspondiente al ítem provisión y colocación de cañerías de la Planilla de Propuesta.

Los manómetros a utilizar serán de buena calidad y estarán en perfecto estado de funcionamiento, debiendo colocarse un mínimo de tres (3) por tramo de prueba. Se presentará los certificados de calibración, cuya fecha no deberá ser anterior a los ciento ochenta (180) días de la fecha de prueba de la cañería.

El certificado de calibración deberá haber sido emitido por la autoridad metrológica correspondiente. El cuadrante deberá permitir apreciar, en escala adecuada la presión de prueba.

### **5.1.2.3. Prueba Hidráulica de la cañería**

Una vez instaladas las cañerías, las que funcionarán sin presión entre dos cámaras o estructuras o bocas de registro, con todas las juntas ejecutadas de acuerdo con las especificaciones respectivas se procederá a efectuar las pruebas hidráulicas de estanqueidad.

Las mismas se ejecutarán una vez construidas las estructuras correspondientes a los tramos a ensayar.

---

Primero se realizará la inspección ocular de la cañería en zanja seca. Luego se llenará la cañería con agua sin presión durante seis (6) horas, si la misma es de material plástico o metálico; o veinticuatro (24) horas, si está construida con material cementicio, eliminándose todo el aire contenido en ella.

Al término del plazo especificado en el párrafo anterior, se inspeccionará el aspecto exterior que presenta la cañería. La presencia de exudaciones o filtraciones localizadas, será motivo de reemplazo de los materiales afectados.

A continuación se procederá a nivelar la cañería, determinándose las cotas de las entradas de la misma en su acometida a las cámaras de acceso, bocas de registro y demás estructuras. El Contratista deberá proceder a rectificar los errores.

Cumplidas satisfactoriamente las pruebas anteriores, se procederá a realizar la prueba hidráulica a zanja abierta, cuya duración mínima será de dos (2) horas, verificándose las pérdidas que se producen a presión constante, las que no deberán ser inferiores a las que se establecen en párrafos posteriores.

Se entiende por prueba a zanja abierta a la realizada con las cañerías ligeramente tapadas con el material de relleno (aproximadamente 0,20 m por sobre el trasdós de la cañería), pero dejando la totalidad de las juntas sin cubrir y sin relleno lateral.

La presión de prueba será de tres (3) m de columna de agua. La presión de prueba será medida sobre el intradós del punto más alto del tramo que se prueba.

Si algún caño o junta acusara exudaciones o pérdidas visibles, se identificarán las mismas, descargándose la cañería y procediéndose de inmediato a su reparación. Las juntas que pierdan deberán ser rehechas totalmente. Los tramos de las cañerías que presenten exudaciones o grietas deberán ser reemplazados.

Una vez terminada la reparación se repetirá el proceso de prueba, desde el principio, las veces que sea necesario hasta alcanzar un resultado satisfactorio.

La presión de prueba deberá medirse a nivel constante en el dispositivo que se emplee para dar la presión indicada. La merma del agua debido a las pérdidas no deberá medirse por descenso del nivel en el constante durante los lapsos indicados.

Una vez aprobada la prueba a zanja abierta, se mantendrá la cañería con la misma presión y se procederá al relleno de la zanja y el apisonado de la tierra hasta alcanzar una tapada mínima de 0,40 m sobre el trasdós del caño y en todo el ancho de excavación.

La presión se mantendrá durante todo el tiempo que dure este relleno para comprobar que los caños no han sido dañados durante dicha operación. Una vez terminado el relleno, la presión se mantendrá durante treinta (30) minutos más, como mínimo.

En el caso que la pérdida sea inferior o igual a la establecida, pero que se observare que la misma se encuentra localizada, entonces deberá ser reparada, previa aprobación de la prueba.

---

Si las pérdidas no sobrepasan las admisibles ni son superiores a las obtenidas en la prueba a zanja abierta se dará por concluida y aprobada la prueba hidráulica a zanja rellena.

Si durante la prueba a zanja rellena se notaran pérdidas superiores a las admisibles, el Contratista deberá descubrir la cañería hasta localizarlas, a los efectos de su reparación.

Si así lo indicare el Inspector de Obra, el Contratista deberá mantener la presión de prueba hasta que se termine de rellenar totalmente la zanja, lo que permitirá controlar que los caños no sean dañados durante la terminación de esta operación.

#### **5.1.2.4. Empalmes entre cañerías y cámaras**

El empalme entre las cañerías de PVC con las distintas cámaras, se realizará por medio de un manguito empotrado en las mismas, formando con este empalme una junta deslizante más.

El manguito de igual material que las cañerías, alojará en su interior un aro de caucho sintético apto para líquido cloacal e irá empotrado en el hormigón de las bocas de registro. Para asegurar una eficaz adherencia, en su cara exterior, tendrá una rugosidad tal que asegure la misma.

Estos empalmes deberán ser estancos, lo que se comprobará cuando se ejecute la prueba de estanqueidad de cada cámara, por lo que se entiende perfectamente que las mismas se efectuarán con las cañerías ya empalmadas.

Relleno y compactación de zanjas con suelo natural hasta nivel de terreno natural, incluido retiro de sobrante.

#### **5.1.2.5. Rellenos de las excavaciones**

El relleno de las excavaciones circundantes a las obras de mampostería u hormigón, como cámaras, deberán realizarse luego de que las estructuras hayan adquirido cierta consistencia.

Se adoptará las precauciones convenientes en cada caso, para evitar que al hacerse los rellenos se deterioren las obras realizadas. En todos los casos el sistema o medios de trabajo para efectuar los rellenos y compactación serán aprobados previamente por la Inspección de obra. La compactación se realizará con medios adecuados y deberá ser uniforme en longitud, ancho y espesor y por capas sucesivas y uniformes con espesores no mayores de 0,20 m.

No se aceptarán zonas con humedad superior al 2 % de la humedad óptima, quedando, por lo tanto, prohibido la inundación como método de compactación.

La obtención de la densidad, para determinar el grado de compactación logrado, se podrá realizar en cada capa por el método de la arena, conforme a las Normas de ensayos de Vialidad Nacional (Cono de arena normalizada).

En todos los casos los valores de densidad obtenidos in-situ no deberán ser inferiores al 95 % de la densidad máxima lograda mediante el Ensayo Proctor Standard.

---

Si fuera necesario efectuar terraplenamiento, se seguirán las mismas reglas indicadas para los rellenos de excavaciones.

#### 5.1.2.6. Depósito de materiales extraídos de las excavaciones

La tierra o material extraído de las excavaciones que deba emplearse en ulteriores rellenos, se depositará provisoriamente en los sitios más próximos a ellas, en que sea posible hacerlo y siempre que con ello no se ocasionen entorpecimientos innecesarios, como así tampoco al libre escurrimiento de las aguas superficiales, ni se produzca cualquier otra clase de inconvenientes que a juicio de la Inspección de obra pudieran evitarse.

Control del relleno:

Como el relleno de las excavaciones, debe reunir un determinado grado de compactación y granulometría, la Inspección de obra podrá ordenar la realización del número de ensayos que estime conveniente para verificar la densidad, durante el relleno de las distintas capas. La Inspección de obra supervisará la correcta realización de los referidos ensayos, así como la interpretación de los resultados obtenidos

#### 5.1.2.7. Boca de Registro completas, incluido excavaciones, rellenos y marco y tapa.

La construcción de las Bocas de Registro comprende la provisión de materiales, mano de obra y equipos necesarios para la ejecución de las excavaciones y rellenos, la ejecución y/o provisión de la boca de registro, la ejecución del cojinete; la instalación de las cañerías de entrada y salida con sus respectivos manguitos, incluyendo los tapones a instalar en aquellas entradas que correspondan a cañerías no previstas en la presente etapa y la ejecución de la losa de techo de hormigón armado con su respectivo marco y tapa de hierro dúctil.

Las bocas y cámaras de registro tendrán la ubicación, dimensiones y características indicadas en los planos de proyecto aprobados y a instrucciones que al respecto imparta la Inspección.

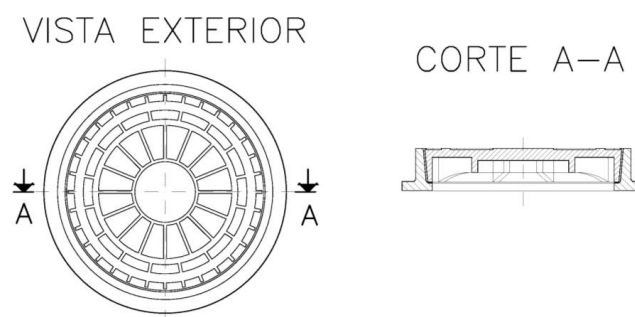


Figura 5.4: Boca de Registro [17]

Los rellenos entre la excavación y la estructura de la boca o cámara de registro se realizarán con suelos aptos y aprobados por la inspección.

Los marcos y las tapas serán de hierro dúctil de similares características a las tapas de hierro dúctil (para calzada). Responderán a las especificaciones, planos y planillas de dimen-

---

siones del presente Pliego.

No se instalarán escaleras marineras en las bocas de registro. El Contratista deberá proveer a su entero cargo, de 2 (dos) escaleras telescópicas que permitan ingresar a las bocas de registro con una altura máxima de 6,00 m.

Una vez terminadas las bocas y/o cámaras de registro deberá verificarse la inexistencia de y pérdidas e infiltraciones.

#### **5.1.2.8. Bocas de registro de Hormigón Armado**

Estas bocas se construirán para cañerías de hasta 800 mm de diámetro, para lo cual deberán tener un tamaño acorde con las cañerías de los colectores que interceptan.

Para su fabricación se empleará hormigón H-21 con aire incorporado, colocando la armadura necesaria que resulte del cálculo estructural correspondiente. El espesor de las losas y tabiques será el que resulte del cálculo pero no inferior a 0,15 m, y le recubrimiento de armaduras no será inferior a 3 cm.

Deberán emplearse exclusivamente encofrados o moldes metálicos. Los paramentos interiores deberán quedar lisos, sin huecos, protuberancias o fallas. Las deficiencias constructivas que se observen en los paramentos internos o externos deberán ser subsanadas por el Contratista por su cuenta, a satisfacción de la Inspección.

No obstante, si ésta lo estima necesario, por ejecución defectuosa podrá exigir, sin derecho a adicional alguno a favor del Contratista, el revoque interior del cuerpo de las cámaras y bocas de registro con morteros R y S, previo a la ejecución de la impermeabilización.

Todas las tapas instaladas en cámaras extremo de conductos poseerán aberturas o rejillas que permitan la ventilación de las conducciones.

Los cojinetes de las bocas y/o cámaras de acceso se construirán con mortero cementicio relación 1:3 (cemento:arena) con baja dosificación de agua de amasado. La sección transversal de escurrimiento en cojinetes deberá ser de una altura igual al diámetro de la cañería que desagua, salvo los laterales externos en las curvas, en donde tendrán como mínimo 6 cm o más para absorber el resalto en curva del líquido.

El relleno del costado del cojinete tendrá una pendiente no inferior al 20 % a fin de facilitar el escurrimiento del agua y restos orgánicos hacia el cojinete.

La impermeabilización del interior de la boca de registro, cojinetes y losa superior, se realizará mediante la aplicación de un impermeabilizante marca Sika Mono Top 107 o calidad superior aplicado a pinceleta o llana. El número de manos a aplicar estará en función de la profundidad de la boca de registro y no podrá ser inferior a dos (2). Para su aplicación se deberán tener en cuenta todas las recomendaciones y exigencias indicadas por el fabricante en la ficha técnica del producto.

En los casos en que la superficie del hormigón presentara irregularidades, oquedades o “nidos de abeja”, deberán rellenarse con mortero R y S, previo a la ejecución de la impermea-

---

bilización.

En aquellas cámaras para las cuales se prevean futuras conexiones, se deberá colocar un tramo de caño con cabeza, de 0,45 m de longitud, del diámetro previsto. En su extremo se colocará un tapón fabricado con un trozo de caño relleno de hormigón y la junta entre la cabeza y el tapón será la correspondiente a la cañería. El tapón será anclado a un dado de hormigón simple. La cámara se construirá con su correspondiente cojinete previsto para la futura ampliación.

#### **5.1.2.9. Rotura y reparación de vereda y calzada incluyendo materiales y mano de obra pavimentos**

El ítem se realizará un todo de acuerdo al Art. III.26.2. teniendo la precaución de romper aquella superficie estrictamente necesaria para la construcción de las obras de desagües cloacales.

La rotura de las bocas existentes para colocar cañerías se realizará con martillo eléctrico o neumático, según corresponda.

Luego se sellarán las juntas con cuplas de deslizamiento e impermeabilizarán con aditivos Sika apropiados para hormigón.

Una vez aprobadas las pruebas hidráulicas correspondientes, se rellenará y compactará adecuadamente la zanja. Sobre EL piso terminado y como contrapiso se colocará una capa de hormigón elaborada H-10 de 0,10 m de espesor, sobre el cual se asentará el tipo de piso que corresponda, cumpliendo con la apariencia del existente.

Los trabajos de reparación de calzadas de pavimento asfáltico deberán contemplar como mínimo los siguientes trabajos:

- Preparación y compactación de la subrasante
- Ejecución de base y/o sub-base granular
- Ejecución de imprimación y/o imprimación reforzada
- Ejecución de pavimento asfáltico

Los trabajos de reparación de calzadas de hormigón deberán contemplar como mínimo los siguientes trabajos:

- Preparación y compactación de la subrasante
- Ejecución de base y/o sub-base granular
- Ejecución de pavimento de hormigón

### 5.1.2.10. Obras Especiales incluyendo materiales, mano de obra y equipos

El empalme entre las cañerías y las bocas de registro o cámaras, se realizará por medio de un manguito empotrado en las mismas formando con este empalme una junta deslizante más.

El manguito de igual material que las cañerías, alojará en su interior un aro de caucho sintético o apto para líquido cloacal e irá empotrado en el hormigón de las bocas de registro. Para asegurar una eficaz adherencia, en su cara exterior, tendrá una rugosidad tal que asegure la misma. Este empalme será estanco.

### 5.1.2.11. Conexiones domiciliarias, incluyendo materiales y mano de obra

La colocación de la cañería será realizada por personal especializado y las mismas estarán alineadas sobre una recta. Luego de la colocación de cada tramo se pasará un tapón en toda su longitud y además se le realizarán las siguientes inspecciones:

- Zanja abierta
- Ejecución de base y/o sub-base granular Cañería colocada, con ejecución de juntas (alineación y nivelación)
- Compactación lateral
- Prueba hidráulica a zanja abierta
- Prueba hidráulica a zanja tapada y compactada
- Paso de tapón

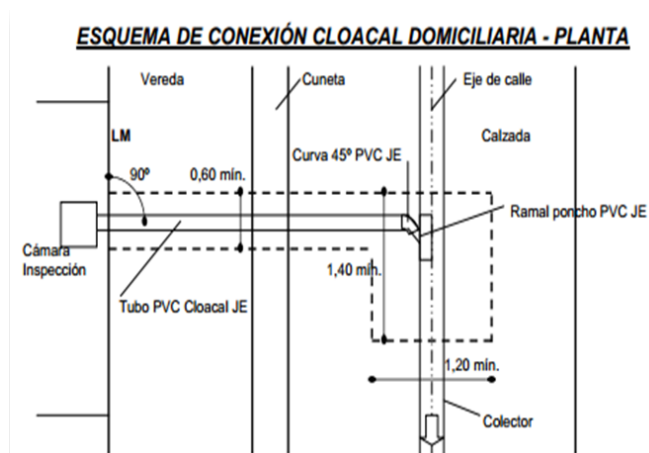


Figura 5.5: Ramal domiciliario [17]

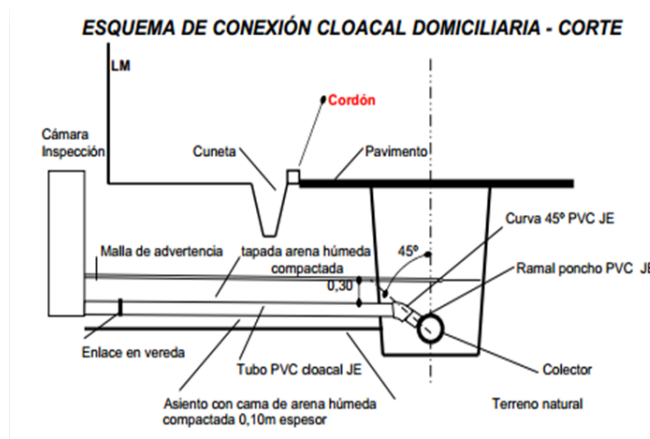


Figura 5.6: Ramal Domiciliario - Corte [17]

## 5.2. Riesgos, equipos y elementos de seguridad

### 5.2.1. Propios de la circulación en obra

Riesgos:

- Caídas por tropiezos y resbalamientos
- Golpes contra objetos móviles o inmóviles
- Pisadas sobre objetos punzantes
- Caídas de nivel y a nivel
- Caídas de objetos

Medidas preventivas:

- Señalización zona de trabajos
- Mantener orden y limpieza
- Colocar protecciones contra caídas (barandas)
- Demarcar zonas de circulación y acopios

### 5.2.2. Limpieza del terreno

Riesgos:

- Corte y/o punzonamientos por la recolección de escombros
- Mordeduras por animales salvajes y picaduras por insectos
- Contacto eléctricos directos e indirectos en la manipulación de herramientas eléctricas
- Ruido por la maquinaria que se utiliza



- 
- Vibraciones
  - Lesiones en extremidades superiores por manejo de herramientas manuales
  - Lesiones oculares por la eyección de algún objeto o partículas
  - Sobreesfuerzos
  - Aplastamientos por caídas de escombros durante el manipuleo de los mismos

Medidas preventivas:

- Al iniciar la etapa debe haber una organización de las tareas que se van a realizar con un orden para evitar el entorpecimiento de los trabajos entre sí para que no surjan accidentes al respecto.
- Se debe realizar un relevamiento de la zona visualmente. Proteger el personal en función de dichos riesgos. Por ejemplo utilización de calzado apropiado con suela y punta adecuadas. Ropa gruesa y que cubra todo el cuerpo para evitar picaduras de insectos y lesiones por ramas y arbustos.
- Todas las herramientas eléctricas deben ser revisadas antes de su utilización, verificando las conexiones, el tablero eléctrico y los cables, las térmicas y disyuntor.
- Planificar acopios, zonas de circulación, técnicas constructivas antes de iniciar los trabajos
- Para el uso y manejo de maquinaria como una mini pala mecánica el operario debe utilizar las protecciones personales adecuadas.

### **5.2.3. Replanteo**

En esta etapa se replantean primero el perímetro del terreno verificando los datos de catastro

Riesgos:

- Cortes y golpes con herramientas manuales
- Lesiones oculares por polvos y pinturas
- Incrustación de astillas de la madera
- Contacto eléctricos directos e indirectos
- Tropiezo con los hilos del replanteo
- Riesgos de golpes de calor por condiciones climáticas
- Indigestión y riesgos de inhalación de pinturas

Medidas preventivas:

- Las herramientas manuales deben tener las protecciones correspondientes para evitar el corte de alguna extremidad del operario, la eyección de alguna partícula que pueda causar alguna lesión ocular. Ejemplo la máquina para cortar las maderas.

- 
- Todas las herramientas eléctricas deben ser revisadas antes de su utilización, verificando las conexiones, el tablero eléctrico y los cables, las térmicas y disyuntor. Deben contar con una correcta aislación y puesta a tierra.
  - Planificar acopios, zonas de circulación antes de iniciar los trabajos para evitar tropiezos con elementos desechados y para evitar que se pise algún cable.
  - Para la pintura de las maderas utilizar protección para evitar la inhalación de la misma.
  - Proveer de locales para el almacenamiento de las herramientas. Se deben conservar en buen estado y colocarlas en su lugar cuando no son utilizadas para evitar entorpecimiento de las tareas.

#### **5.2.4. Excavaciones (con maquinaria, movimiento de suelo, pozos romanos, etc)**

Riesgos:

- Desmoronamiento de suelo
- Golpes por movimiento de maquinaria
- Vibraciones
- Caída de material en la extracción
- Partículas de suelo en el aire
- Caída de materiales y personas.
- Gases nocivos.
- Electrocutación.
- Derrumbe
- Caída de personas
- Molestia a otros trabajos

Medidas preventivas:

- Verificar vibraciones en el sistema mano-brazo y en todo el cuerpo en el caso del operario de la maquinaria.
- Verificar pérdida de audición
- Introducción de partículas suspendidas en la retina ocular
- Verificar posibles lesiones lumbares y la capacidad de realizar sobreesfuerzo

Equipos de seguridad:

- Botas con suela resistente a punzadas

- 
- Pantalón y camisa de obra
  - Casco
  - Anteojos de seguridad
  - Guantes de descarte
  - Faja para espalda y cintura
  - Copas para los oídos



# Capítulo 6

## Seguimiento de Obra

### 6.1. Items Observados y equipos utilizados

El seguimiento de obra fue realizado durante los meses de Agosto y Septiembre de 2014, etapa en la que se estaba ejecutando el tramo entre las calles 9 de Julio y Caseros. Los ítems observados fueron:

- Aserrado de la calzada
- Rotura del pavimento con martillo neumático
- Acopio y traslado de material (asfalto, adoquines, antiguas cañerías y vigas de acero del antiguo ferrocarril)
- Excavación de zanjas y apuntalamiento de las mismas
- Instalación de las cañerías sobre la cama de asiento
- Instalación de ramales
- Relleno de Zanjas con el material extraído

Los equipos utilizados fueron:

- Pico y palas de mano
- Martillos neumáticos manuales y remolcados
- Aserradora de asfalto
- Palas cargadoras o cargador frontal
- Generadores eléctricos diesel
- Dos Camiones volcadores
- Compactadores mecánicos
- Instrumental topográfico

---

## 6.2. Relevamiento Fotográfico

En la Figura 6.1 se aprecia, en primera instancia, el aserrado del pavimento (Rígido de hormigón y áridos sobre antiguo adoquinado) y al costado del mismo los antiguos adoquines que fueron retirados mediante el martillo neumático. Tal como indica el pliego de especificaciones técnicas, el material extraído debe ser retirado con palas cargadoras. Esta foto corresponde al mes de Agosto de 2014.



Figura 6.1: Aserrado y rotura de pavimento existente

Martillo neumático Volvo (Figura 6.2) utilizado para romper el pavimento en la esquina de Mariano Moreno y 9 de Julio, Agosto de 2014. Se puede apreciar los carteles de ordenamiento de tránsito y los obreros retirando material con palas hacia los costados de la zanja para ser recogidos con palas cargadoras.



Figura 6.2: Martillo Neumático Volvo

Martillo neumático Volvo junto a los carteles de obra (Figura 6.3). Tal como indican los pliegos, deben instalarse dos tipos de carteles, los primeros deben contener información acerca de la obra en ejecución (contratista, monto de la obra, plazo y tipo de obra) y los segundos

---

señalamientos para la prevención de accidentes (señales informativas).

En la foto se pueden apreciar ambos tipos de carteles ubicados a la izquierda del martillo neumático. Consultar unidades IV y V del pliego de especificaciones técnicas y particulares de la obra.



Figura 6.3: Martillo Neumático Volvo

Antiguos adoquines colocados al costado de la zanja (Figura 6.4) para ser retirados con palas cargadoras. Esquina de 9 de Julio y Mariano Moreno, Agosto de 2014. La mayor parte del material extraído durante las excavaciones se acopió del lado de la vereda, de forma que el ancho de la calzada pueda ser utilizada para el manejo de equipos y circulación de obreros.

Esto no fue posible en todos los casos ya que a medida que nos alejamos de la cota inferior del nexo, las excavaciones son más profundas y por ende hay mayor cantidad de material.



Figura 6.4: Material retirado de la antigua calzada

Zanja excavada lista para colocar las cañerías de PVC (Figura 6.5). Mariano Moreno Esquina 9 de Julio, Agosto de 2014. Se puede observar el acopio de material extraído entre la zanja y la vereda, como así también los carteles de obra ubicados en la esquina citada.





Figura 6.5: Zanja excavada

Excavación de la zanja sobre la calle Mariano Moreno Entre 9 de Julio y Dean Funes (Figura 6.6), Agosto de 2014. Se aprecia a los obreros extrayendo material (en su mayoría aluvional, loess y rellenos de obras anteriores). A la izquierda de la zanja se encuentra el caño de 315 mm de PVC, listo para ser instalado.

Para su instalación debe efectuarse la cama de asiento (el pliego indica que debe utilizarse arena gruesa, efectuando capas entre 7,5 y 15 centímetros) para proporcionar un soporte continuo y uniforme a la cañería, luego el relleno y la compactación de la zanja. Consultar artículos III.22 y III.23 del pliego de especificaciones técnicas y particulares de la obra.



Figura 6.6: Excavación de zanja

Zanja con cañería instalada(Figura 6.7). Se aprecia la zanja con la tapada realizada con el material previamente extraído de la misma. Calle Mariano Moreno entre 9 de Julio y Dean Funes, Agosto de 2014.

Antigua cloaca, obsoleta, (Figura 6.8) Mariano Moreno esquina Dean Funes, Septiembre de 2014. Se puede apreciar las maderas utilizadas para comenzar a efectuar el apuntalamiento





Figura 6.7: Cañería instalada

de la zanja.

Para detectar la antigua cañería se utilizaron los antecedentes solicitados a la dirección de obras sanitarias de la municipalidad y los datos provistos por los planos (altimetría) del proyecto ejecutivo.



Figura 6.8: Cloaca obsoleta

Esquina de Mariano Moreno y Dean Funes (Figura 6.9), Septiembre de 2014. Se aprecia a la izquierda la zanja tapada luego de la instalación de la cañería, en la intersección de ambas calles se ubica la boca de registro N5, cuya cota es de 67.88 m, los carteles de obra y las cintas de demarcación.

Excavación de zanja e instalación de cañería (Figura 6.10) en la calle Mariano Moreno entre 9 de julio y Deán Funes, Agosto de 2014. El suelo predominante de la zona es Aluvional y Loess.

A medida que nos acercamos a la costanera, predomina el aluvional y a medida que nos



Figura 6.9: Zanja tapada

alejamos el Loess predomina en la superficie. Se puede apreciar los carteles de obra complementados por las cintas de demarcación.



Figura 6.10: Instalación de cañería

Desborde de un ramal domiciliario durante la excavación de la zanja (Figura 6.11) en la calle Mariano Moreno entre 9 de Julio y Deán Funes.



Figura 6.11: Desborde de ramal domiciliario

Instalación de los caños de PVC con el ramal domiciliario instalado (Figuras 6.12 y ??). Notar que la salida del mismo debe ser de 45 grados en dirección al flujo previsto de la cloaca, caso contrario se produciría bloqueos y desbordes en los edificios conectados a dicho ramal. Calle Mariano Moreno entre Deán Funes y 9 de Julio.



Figura 6.12: Ramal domiciliario





# Capítulo 7

## Conclusiones

### 7.1. Objetivos

El objetivo principal del presente trabajo fue el seguimiento de la ejecución de la obra del nexo cloacal para poder tomar conocimiento de los procedimientos administrativos, técnicos y constructivos y finalmente ubicar dicho nexo dentro del sistema de cloacas de la ciudad. El proceso fue complementado mediante el estudio de las normas competentes (normas ENOH-Sa), la aplicación de las mismas en la materialización del proyecto ejecutivo, la red de recolección de la ciudad de Córdoba y la planta de tratamientos de líquidos cloacales (Planta Bajo Grande).

Del estudio de la cobertura de los servicios, a través de los datos obtenidos por el plan integral de cloacas y los planos de nexos cloacales de la ciudad de Córdoba, es notoria la falta de cobertura del servicio cloacal de la ciudad, pues sólo la mitad de la población tiene acceso al servicio. Las zonas con falta de cobertura se localizan en las localidades del noroeste (Arguello, Rio Ceballos, Unquillo, etc) y barrios del sur de la ciudad (Barrio Jardín y Espinoza), que además son las que presentan el mayor crecimiento demográfico.

Los caudales de diseño previstos en el plan integral, tienen en cuenta la disminución del caudal unitario por la expansión demográfica de la ciudad y el déficit registrado en el caudal operativo de la planta antes de la ampliación. De modo que el caudal máximo operativo de la Planta debió ser aumentado de 5.000 m<sup>3</sup>/h a 10.000 m<sup>3</sup>/h, para poder servir a una población conectada de 1.015.000 habitantes.

### 7.2. Diseño y procedimientos

En cuanto al Nexo cloacal, el diseño geométrico del mismo, se basó en tres procedimientos:

- Cálculo hidráulico
- Verificación de deflexiones
- Discretización de la cuenca para verificación

Mediante el cálculo hidráulico se verificaron correctamente las pendientes y tapadas adoptadas, como así también los caudales en función de las longitudes de los tramos y las cotas del

---

terreno. Para la cuantificación de las pendientes, se respetó la pendiente mínima para lograr arrastre de sólidos y la máxima para evitar erosión de las cañerías.

La verificación a deflexiones por cargas estáticas y dinámicas, en cuyo proceso se tienen en cuenta las tapadas máximas y mínimas adoptadas, se corroboró correctamente (en todos los casos resultó menor al 5 %), aunque fue posible observar que el ancho de excavación de la zanja no era suficiente para llevar a cabo una compactación correcta del suelo colindante a los caños de PVC, para evitar de este modo la deformación de los mismos.

En cuanto al estudio y discretización de la cuenca, considero que el criterio utilizado para estimar el crecimiento demográfico fue conservador, ya que es poco probable que en 20 años se duplique la población de la zona, pues el factor de ocupación o uso del suelo está próximo al máximo. De esta forma, el diámetro obtenido por la relación de Woodward Posey es mayor al exigido por el pliego, de modo que un coeficiente de crecimiento poblacional menor sería conveniente.

### **7.3. Seguimiento de Obra**

El seguimiento de obra fue realizado durante el tiempo que fue posible ejecutarla, ya que actualmente la obra está interrumpida por el Comitente.

Durante el periodo de seguimiento, la ejecución, se llevó a cabo con total normalidad, ya que fue posible cortar el tránsito en las calles mediante los carteles y vallas de señalización.

En función de la información obtenida por los entes estatales, fué posible corroborar la presencia de interferencias, eliminar elementos que impedían la correcta ejecución de las zanjas (rieles del antiguo tranvía), como así tener en cuenta todas las recomendaciones de seguridad para los obreros y operarios.

Habiendo incluido en el informe, las técnicas constructivas indicadas por el pliego, como así también el presupuesto de obra, fue factible corroborar su ejecución e implicancia económica del proyecto sobre el monto total.

tal como se concluye en la unidad 3, los ítems más costosos son aquellos que incluyen movimientos y rellenos de suelo e interferencias (antiguo riel) para la instalación de bocas de registro y cañerías.

### **7.4. Consideraciones finales**

Quiero destacar que el haber sido incluido en parte de este proyecto fue necesario para interiorizarme por primera vez en todo lo que implica una obra civil, no solo en lo personal y profesional sino en los beneficios para la sociedad.

Como punto destacable, logré volcar mis pocos conocimientos a la práctica y en conjunto con ello aprender nuevas aplicaciones, como el estudio de las normas que condicionan

---

la ejecución de las obras sanitarias, nuevos conceptos y conocimientos, no sólo teóricos del proyecto hidráulico, estructural y geotécnico, sino en el proceder de la profesión para las tramitaciones de los proyectos en los Entes estatales.





# Bibliografía

- [1] ENHOSa  
*Guías para la presentación de proyectos de agua potable. Ministerio de Infraestructura y Vivienda de la República Argentina; 2001*
- [2] Wikipedia, the free encyclopedia, Free and open source software. [http://es.wikipedia.org/wiki/Barrio\\_Centro\\_\(C%C3%B3rdoba\)](http://es.wikipedia.org/wiki/Barrio_Centro_(C%C3%B3rdoba))
- [3] Municipalidad de Córdoba  
*Plan integral de Cloacas de Córdoba; 2007.*
- [4] Pliego de Especificaciones Técnicas y Particulares de Cañería de nexo cloacal; Calle Mariano Moreno Barrio Alberdi. Licitación pública N 42/13.
- [5] Pliego de Especificaciones Técnicas y Particulares de Ampliación de la planta de tratamiento de efluentes cloacales Bajo Grande.
- [6] Tres Lineas.  
(<http://static.treslineas.com.ar/foto/nota-1271237-otra-problemas-planta-cloacal-bajo-grande-607427.jpg>).
- [7] wp.cedha.net  
<http://wp.cedha.net/wp-content/uploads/2012/10/bajo-grande.jpg>
- [8] Día a Día  
[http://staticf5b.diaadia.info/sites/default/files/nota\\_periodistica/bajo\\_grande.jpg](http://staticf5b.diaadia.info/sites/default/files/nota_periodistica/bajo_grande.jpg)
- [9] Ing. Perez Farras, Luis  
*Análisis comparativo de los conceptos de esfuerzo tractivo y velocidad de autolimpieza; Universidad de Buenos Aires; 2002*
- [10] Braja M. Das  
*Fundamentos de ingeniería geotécnica; Ed. Cengage Learning; 2008.*
- [11] Obras Sanitarias de la Nación  
*Antecedentes de Obras Sanitarias de la Nación.*
- [12] Ven T. Chow  
*Hidráulica de canales abiertos; Ed. McGraw-Hill; 2002.*
- [13] Streeter V. y Wylie E. B.  
*Mecánica de los Fluidos; Ed. McGraw-Hill; 1994*

- 
- [14] White F.  
*Mecánica de Fluidos; Ed. McGraw-Hill; 1993*
- [15] Observatorio Urbano  
*Red Cloacal de la Ciudad de Córdoba, Capítulo 2; 2007*
- [16] Rodríguez, Marcos Gabriel  
*Propuesta de plan integrador de agua potable para las localidades de Unquillo y Mediolaza; UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA; 2011*
- [17] Battistini, Gonzalo Alberto  
*Nexo Aliviador Cloacal Av. Mahatma Gandhi –Valle Escondido – Córdoba, UIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA; 2015*
- [18] Bresciano Alberto L.  
*Apunte de cátedra de ingeniería sanitarias. Cap. Generalidades sobre la Ingeniería Sanitaria – Fac. de Ciencias exactas físicas y naturales – UIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA; 2000.*

**Parte I**  
**Glosario**



---

## A

**Afluentes:** Líquido volcado por cloacas de menor importancia, secundarias o tributarias hacia cloacas de mayor diámetro y caudal, denominadas principales.

**Aguas Negras:** El agua que se desecha después de haber servido para un fin; pueden ser domésticas, comerciales o industriales.

**Aguas Subterráneas:** Son las que se encuentran en las capas interiores de la tierra, en forma de corrientes o estancadas, constituyendo horizontes o capas acuíferas que afloran a la superficie de la tierra por fuentes o manantiales, o bien es extraída por medio de pozos. Las características físico-químicas del agua son constantes y dependen fundamentalmente de la naturaleza de las rocas que atraviesan. En general, no contienen materia viva.

**Aguas Superficiales:** Se denomina de esta manera a las aguas que circulan sobre la superficie del suelo. Poseen una composición físico-química variable, dependiendo de factores geológicos, geográficos, climáticos y biológicos.

## C

**Capacidad de Tratamiento:** Capacidad en unidades de caudal, que tiene la planta Bajo Grande para tratar aguas servidas.

**Caudal de Diseño:** Es el que servirá de base para el diseño de una alcantarilla.

**Caudal Máximo Horario:** Corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año.

**Cuenca:** Territorio drenado por un único sistema de drenaje natural. Es la zona delimitada cuyo punto de vuelco es el mismo.

## D

**Diámetro nominal:** Número convencional que coincide con el diámetro exterior de los tubos y de las piezas especiales. Se puede considerar como el diámetro teórico declarado por el fabricante. Se expresa en milímetros.

**Digestión Anaeróbica:** La digestión anaeróbica es un proceso mediante el cual los microorganismos descomponen el material biodegradable en ausencia de oxígeno. Puede servir para procesar una amplia gama de materia orgánica, desde restos de comida y pasto hasta desperdicios de papel y residuos animales.

## E

**Efluentes:** Curso de agua, también llamado distributivo, que desde un lugar llamado confluencia se desprende de un lago o río como una derivación menor, ya sea natural o artificial.

---

## F

**Fuerza Tractiva:** Es la fuerza que produce un flujo de agua ya sea en un canal o en una tubería, en el fondo del canal o en la generatriz inferior de un tubo. Esta fuerza tenderá a arrastrar materiales que se encuentren eventualmente depositados en el fondo. El valor medio de la fuerza tractiva por unidad de área mojada

## I

**Interferencias:** Son todos aquellos elementos relativos a instalaciones públicas, ya sea de agua, gas, electricidad, pluvial, telecomunicaciones, entre otras, que deben ser relevadas a la hora de ejecutar una obra pública.

**Intrados:** Punto más alto del interior de la cañería. Las Tapadas se miden al Intradós de la cañería.

## P

**Población Servida:** Número de habitantes que son servidos por un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales.

## R

**Ramal Domiciliario:** Ramal Domiciliario: empalme que conecta la tubería que desagota las aguas negras domiciliarias a la cañería de la cloaca.

**Red cloacal:** sistema integrado por una serie de cañerías colectoras, colectores, cloacas máximas y estaciones de bombeo. La función principal es transportar líquidos cloacales que provienen de las conexiones domiciliarias e industriales hasta los establecimientos de tratamiento, puntos de vuelcos y/o estaciones de bombeo.

**Red primaria cloacal:** Aquella comprendida por cañerías de DN igual o mayor a 315mm. En esta red acomete la red secundaria cloacal.

**Red secundaria cloacal o Colectora:** Aquella comprendida por cañerías de DN 200 a 315 mm. En esta red acometen las conexiones domiciliarias y/o industriales.

## T

**Tapada:** Es la altura entre el intradós de la cañería y el nivel de piso terminado. Esa altura se decide en función de la necesidad de proteger a la cañería. Es la altura de tierra que "tapa" la Cañería.

---

## V

**Velocidad de Autolimpieza:** Mínima velocidad necesaria para mantener a los sólidos en suspensión en las alcantarillas/colectores y prevenir, así, su deposición y los consiguientes inconvenientes producidos por obstrucciones, interrupciones y olores de descomposición.

**Vuelco Unitario:** Es un indicador que mide el caudal vertido por habitante a la red cloacal. Es un promedio estimado.

---



## **Parte II**

### **Anexos**

