



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

PROYECTO FINAL N° 10

INGENIERÍA CIVIL

**SISTEMA DE RESERVORIOS
PLUVIALES PARA EL CONTROL DE
CRECIDAS**

Alumno: ROMANZINI, Juan Pablo

**Directores Técnico : Ing. DAVOBE, Daniel
Ing. ALBERDI, Carlos
Ing. BLANCO, Ricardo**

**Docentes: Ing. SALVAY, Julio
Ing. ALBERDI, Carlos**

**Docentes Asesores: Ing. BESSONE, Carlos
Ing. BRAUN, Oscar**

Año 2005



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Cátedra: PROYECTO INTEGRADOR

**Tema: SISTEMA DE RESERVORIOS PLUVIALES PARA
EL CONTROL DE CRECIDAS**

Alumno: Juan Pablo Romanzini

**Directores Técnicos: Ing. Daniel Davobe
Ing. Carlos Alberdi
Ing. Ricardo Blanco**

**Docentes: Ing. Julio Salvay
Ing. Carlos Alberdi**

**Docentes Asesores: Ing. Carlos Bessone
Ing. Oscar Braun**

Marzo de 2005

El presente Proyecto tuvo por principal objetivo estudiar, evaluar y proponer una solución alternativa a la ya propuesta por la Municipalidad de Venado Tuerto para el tratamiento de las crecidas provocadas por las aguas de origen pluvial, en la zona de las calles Sarmiento y Boulevard Alem de la Ciudad de Venado Tuerto.

Durante el desarrollo del proyecto lo que se buscó es aportar una solución alternativa a la ya concebida por la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Venado Tuerto, de manera de poder establecer un parámetro de comparación y si resultase una opción mejor que la anterior, pueda evaluarse seriamente para llevarlo a la práctica.

La solución propuesta se basó en el diseño y construcción de un sistema de reservorios para el control de crecidas, mas precisamente en dos reservorios de hormigón armado de dimensiones 62.00 m x 31.00 m x 2.00 m enterrado entre los -4.00 y -2.00 tomando como +0.00 relativo el nivel del suelo destapado en su cubierta vegetal: también se plantearon sus distintas cámaras de vinculación y obras complementarias para desalojar el líquido hacia el canal Cayetano A. Silva. También se puede mencionar que el sistema fue diseñado para trabajar en automático y controlado en una central de control, pero también para ser operado de forma manual

Entre las principales características del tema lo que se buscó al final del mismo consistió en:

- La evaluación hidráulica de la zona en cuestión y obtener la variable del sistema
- Evaluar la factibilidad de la implantación y construcción de un reservorio de aguas pluviales con el objetivo de evitar las inundaciones que se generan actualmente en las inmediaciones de las calles Sarmiento y Alem de la Ciudad de Venado Tuerto, en la cual se halla la sección de control de cuatro subcuencas urbanas.
- Proponer una metodología de cálculo que sea aplicable a otros problemas similares, tanto desde el punto de vista hidráulico como estructural entre otras.
- Efectuar un análisis económico en cuanto a la construcción para que eventualmente los funcionarios de la Municipalidad de Venado Tuerto puedan comparar a su propuesta de obras de desalojo del agua pluvial

Todo lo antes descrito se fue realizando a lo largo del mismo y se arribó a una propuesta que se espera que sirva como alternativa de comparación ante la propuesta tradicional y conocida.

OBJETIVOS

El presente Proyecto tiene por principal objetivo estudiar, evaluar y proponer una solución para el tratamiento de las crecidas provocadas por las aguas de origen pluvial, en la zona de las calles Sarmiento y Alem de la Ciudad de Venado Tuerto.

El proyecto lo que busca es aportar una solución alternativa a la ya concebida por la Secretaría de Obras Públicas de la Municipalidad de Venado Tuerto, de manera de poder establecer un parámetro de comparación y si resultase una opción mejor que la anterior, pueda evaluarse seriamente para llevarlo a la práctica.

La solución propuesta está basada en el diseño y construcción de un sistema de reservorios para el control de crecidas.-

Entre las principales características del tema lo que se busca al final del mismo consiste en:

- Evaluar hidráulicamente a la zona en cuestión y obtener la variable del sistema
- Evaluar la factibilidad de la implantación y construcción de un reservorio de aguas pluviales con el objetivo de evitar las inundaciones que se generan actualmente en las inmediaciones de las calles Sarmiento y Alem de la Ciudad de Venado Tuerto, en la cual se halla la sección de control de cuatro subcuencas urbanas.
- Proponer una metodología de cálculo que sea aplicable a otros problemas similares, tanto desde el punto de vista hidráulico como estructural entre otras.
- Efectuar un análisis económico frente a la alternativa propuesta por la Municipalidad de Venado Tuerto para obras de desalajo del agua pluvial

Se deja expresa constancia que la solución adoptada de un sistema de reservorios es solo una de las posibles para atacar el problema, no constituyendo la única alternativa sino una conveniente a criterio del Alumno y avalado los Sres. Docentes Directores, con carácter de tesis final de la carrera de grado.

Se aclara que la recurrencia de diseño de un año es la elegida debido a que ampara la mayoría de las precipitaciones de ocurrencia más probable en nuestra Ciudad en base a un registro de aproximadamente 100 años, a la vez que es desde el punto de vista económico es la que posibilita la realización, ya que tomar recurrencias mayores y proyectar las obras para tales recurrencias conducirían a no poder llevarlas a cabo por un problema económico.

Se utilizan datos, para el análisis de las cuencas, calculados anteriormente en un Proyecto de ampliación de la red de desagües pluviales generado y disponible en la Municipalidad de Venado Tuerto, en la Secretaría de Obras Públicas.

Se utiliza el método Racional para la obtención del Hidrograma de Escurrimiento Superficial, con las simplificaciones incluidas, siempre teniendo en cuenta un criterio de seguridad.

En caso de realización deberán verificarse la totalidad de los datos consignados en el siguiente Proyecto debido que el mismo toma, para su estudio y cálculos, datos de otros trabajos, a la vez que las condiciones del terreno y de la red de desagües varía con el tiempo.-

Ninguno de los planos adjuntados en el presente proyecto representa un conforme a obra, solo constituyendo un carácter esquemático.

BASES DEL PROYECTO

Adoptando un criterio conservador y siempre desde el punto de vista de la seguridad, se realizará el proyecto según éstos parámetros:

- Se utilizan los datos de aporte de las cuencas según Proyecto de la MVT y verificación presentada en ésta unidad académica a modo de Proyecto Final de carrera de grado
- Se utilizará para la evaluación del hidrogramas de caudales el Método Racional
- Se tomará como duración máxima de la precipitación la que resulte igual al mayor tiempo de concentración de la cuencas en estudio
- Se calculan dos reservorios de hormigón armado
- Se representan esquemáticamente las obras de vinculación a la entrada y salida de los reservorios
- Su ubicación estará en terreno lindero a la traza del ferrocarril, en las inmediaciones de la intersección de las calles Alem y Sarmiento, de acuerdo a lo convenido al inicio del Proyecto
- La recurrencia adoptada correspondiente a las intensidades de cálculo es un año
- Se calcularán dos estaciones de bombeo para desaguar los reservorios
- Se realizará el cómputo de las obras

Todas las consideraciones anteriores se justificarán a lo largo del desarrollo del trabajo.-

1) INTRODUCCIÓN

- 1.1) Presentación del problema
 - 1.1.1) Antecedentes
 - 1.1.2) Situación actual
- 1.2) Cuencas y subcuencas
 - 1.2.1) Cuencas de aporte al colector Sarmiento
 - 1.2.2) Proyecto de la Municipalidad de Venado Tuerto
- 1.3) Propuesta del presente proyecto

2) CONCEPTOS HIDROLOGICOS

- 2.1) Ciclo hidrológico
- 2.2) Balance hidrológico
- 2.3) Balance para una tormenta
- 2.4) El régimen de lluvias
- 2.5) Intensidad media máxima
- 2.6) Curvas INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

3) LLUVIAS DE DISEÑO

- 3.1) Introducción
- 3.2) Altura de la Lluvia de Diseño
 - 3.2.1) Puntual
 - 3.2.2) LLuvia promedio regional
 - 3.2.3) Relaciones Intensidad - Duración - Recurrencia
 - 3.2.3.1) Introducción
 - 3.2.3.2) Trazado de las Curvas I - D - R
 - a) Análisis de Lluvias
 - b) Selección de la Ley de Distribución
 - c) Ecuaciones de las Curvas I - D – R
 - d) Aplicación Práctica
 - 3.2.4) Hietogramas de Diseño
 - 3.2.4.1) Mediante el Análisis de Tormentas Observadas
 - a) Método del Hietograma Triangular
 - 3.2.4.2) Utilizando relaciones I - D - R
 - a) Método del Bloque Alterno
 - b) Método de la Intensidad Instantánea
 - 3.2.5) Lluvias Limites Estimadas
 - 3.2.5.1) Precipitación máxima Probable (PMP)
 - 3.2.5.2) Tormenta Máxima Probable (TMP)
 - 3.2.5.3) Crecida Máxima Probable (CMP)
 - 3.2.6) Síntesis para la Discusión Relativa a la Selección de la Lluvia de Diseño y/u Obtención del Hidrograma de Diseño
 - 3.2.6.1) Hidrograma Resultante de Diseño
 - 3.2.6.2) Relativas a la magnitud
 - 3.2.6.3) Marco de Referencia Conceptual

8) HIDRAULICA

- 8.1) Sistemas de entubamiento
- 8.2)- Definición de términos

- 8.2.1) Flujo a superficie libre y flujo a presión.
- 8.2.2) Línea piezométrica.
- 8.2.3) Línea de energía.
- 8.2.4) Energía específica.
- 8.2.5) Flujo permanente.
- 8.2.6) Flujo uniforme y no uniforme.
- 8.2.7) Flujo variado.
- 8.3) Fundamentos del flujo en tuberías
 - 8.3.1) Ecuación de continuidad
 - 8.3.2) Ecuación de energía
- 8.4) Ecuación de cantidad de movimiento
- 8.5) Ecuaciones de flujo
- 8.6) Flujos en conductos cerrados
 - 8.6.1) Flujo en tuberías de sección llena
 - 8.6.2) Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

DESARROLLO DE LOS CONTENIDOS

1)- INTRODUCCIÓN

1.1)- PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1)- ANTECEDENTES

El presente trabajo trata sobre la problemática que existe actualmente, y desde hace algunos años, en un sector de la ciudad de Venado Tuerto; particularmente en lo referido al anegamiento que se produce en determinados puntos de la ciudad por acumulación de agua superficial proveniente de las precipitaciones.

Estas precipitaciones pueden ser de mediana o gran intensidad dependiendo de la recurrencia, es decir recurrencias menores lluvias menores y viceversa.

El sector en el cual se va a concentrar el estudio pormenorizado se halla localizado en una zona céntrica muy importante de la ciudad de Venado Tuerto, mas precisamente en varios sectores de la calle Sarmiento, entre las calles Cerrito hasta la calle Alem.

En el sector antes descrito, y más precisamente en la intersección de la Boulevard Alem y Sarmiento, es donde se alcanza un punto realmente muy complicado por la gran cantidad de precipitación que allí se acumula cuando se producen las precipitaciones de las que se habló antes, no siendo otros sectores no afectados.

Para hacer gráfica la apreciación se puede observar la figura 1, en la cual se visualiza en un plano del sector de la ciudad, un recuadro coloreado de la zona de conflicto más toda la zona de aportes de líquido pluvial de las cuencas en estudio.

Estas zonas de aportes o más bien llamadas cuencas o subcuencas urbanas de aporte son el conjunto de los terrenos y predios de la ciudad en los cuales la lluvia se precipita y éstas lo transportan en forma de escurrimiento directo, es decir la diferencia entre lo precipitado y todas las formas de infiltración y retención, tanto en las obras de conducción, si existen, o por escorrentía superficial a través de las calles.

Cabe aclarar que la ciudad cuenta con varios emisarios para el transporte de los líquidos pluviales a los cuerpos receptores finales, pero aquí nos concentraremos solamente a los que realizan aportes al emisario de la calle Sarmiento y hasta el punto de Alem y Sarmiento.

También para ilustrar lo que vamos mencionando, las fotografías siguientes nos muestran varios de los sectores de la ciudad a los cuales haremos referencia en reiteradas oportunidades a lo largo del desarrollo del proyecto.



FIGURA 1



Vista de la intersección entre Boulevard Alem y Sarmiento, punto mas critico.-

27 1 2005



Vista de la intersección de las calles Alem y Sarmiento

27 1 2005



Vista del predio paralelo a las vías del FFCC destinado al Reservorio 1

27 1 2005



Vista del predio destinado al Reservorio 1 y vista aguas arriba de la calle Sarmiento

27 1 2005



Vista de la calle Sarmiento en intersección Juan B. Justo, notar estación de FFCC

27 1 2005



Vista de la intersección entre las calles Sarmiento y 3 de Febrero

27 1 2005

Ya habiendo tomado contacto con el sector de la ciudad que presenta el problema se puede empezar a describir más precisamente éstas cuencas y características que las definen, tal cual lo señala el cuadro 1 que a continuación se detalla y en el cual se enumeran sus principales características, ya que éstos datos se utilizarán mas adelante para la confección de los hidrogramas de crecidas:

Cuencas de Aporte			
Cuenca	Superficie (ha)	Coefficiente de escorrentía	Tiempo de concentración (min)
Cerrito	25,72	0,7	38,60
3 de Febrero (Centro)	25,1	0,8	36,23
3 de Febrero (Tiro Federal)	13,3	0,5	36,00
Alem	32,24	0,9	38,00

Cuadro 1

Habiendo hecho un primer acercamiento a los datos de las cuencas de aporte, podemos ver en la figura 2 la ubicación de las mismas con respecto al trazado de la ciudad en su conjunto

Por debajo de la traza de la calle Sarmiento se halla construido un emisario que lleva el mismo nombre, para el transporte de líquidos de origen pluvial que comienza en la calle 12 de Octubre y que finaliza su desembocadura en el canal Cayetano A. Silva.

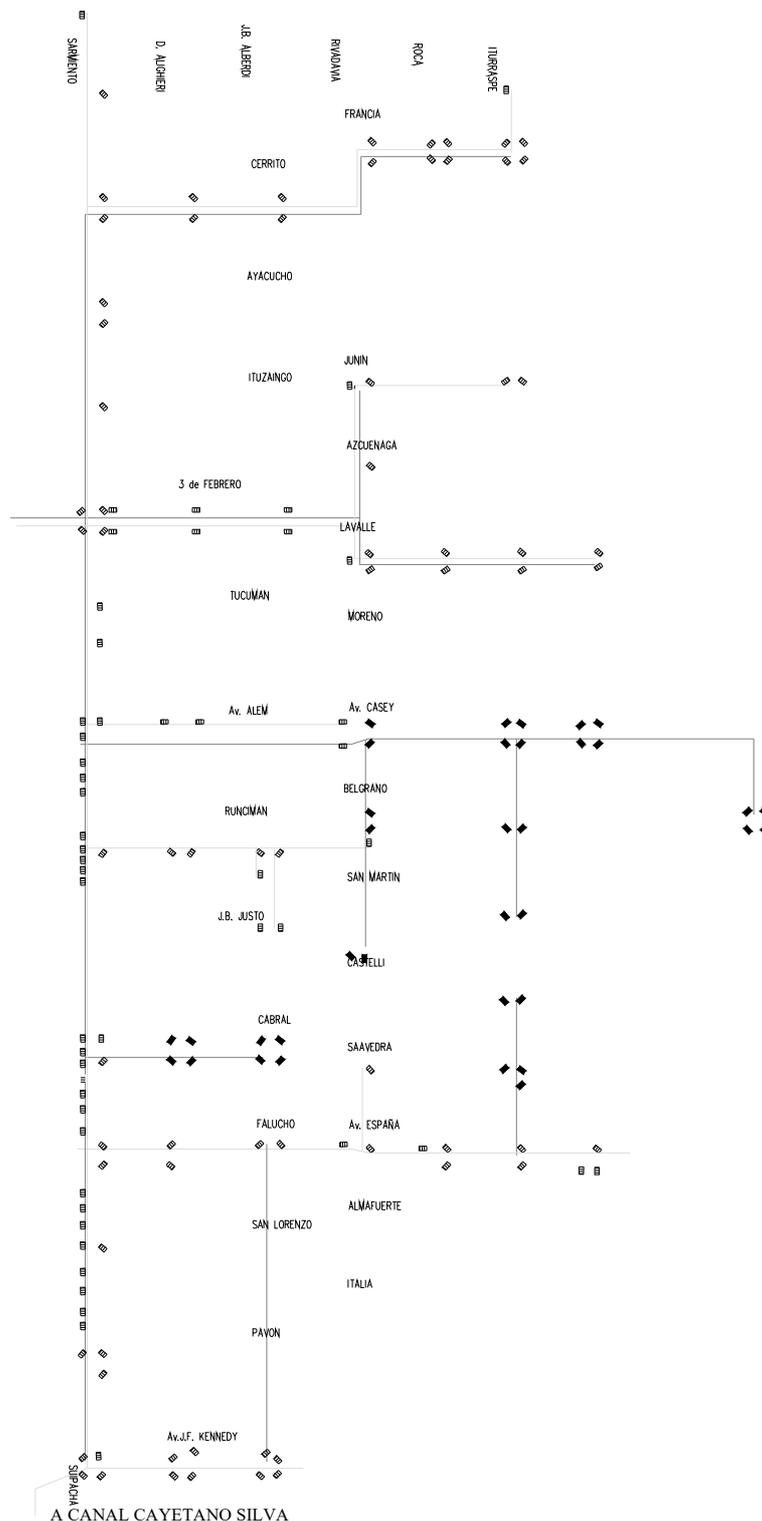
A continuación se detalla básicamente al emisario Sarmiento:

Desarrollo Emisario Sarmiento			
Tramo	Sección	Diámetro (m)	Area (m²)
12 de Octubre 3 de Febrero	Circular	1,00	0,7854
3 de Febrero Alem	Circular	1,45	1,6513
Alem Santa Fe	13,3	1,60	2,0106

Cuadro 2

A lo largo de todo su desarrollo por debajo de la calle Sarmiento, el emisario homónimo va incrementando su diámetro conforme se van incrementando los caudales de aporte de las subcuencas urbanas enunciadas, en el cuadro 2 se puede ver como varía el diámetro en toda su longitud.

En la figura 2 se muestra un diagrama de conexión del actual emisario Sarmiento con sus ampliaciones previstas



También podemos representarlo planimétricamente en el desarrollo e incremento de los caudales, según detalla figura 3

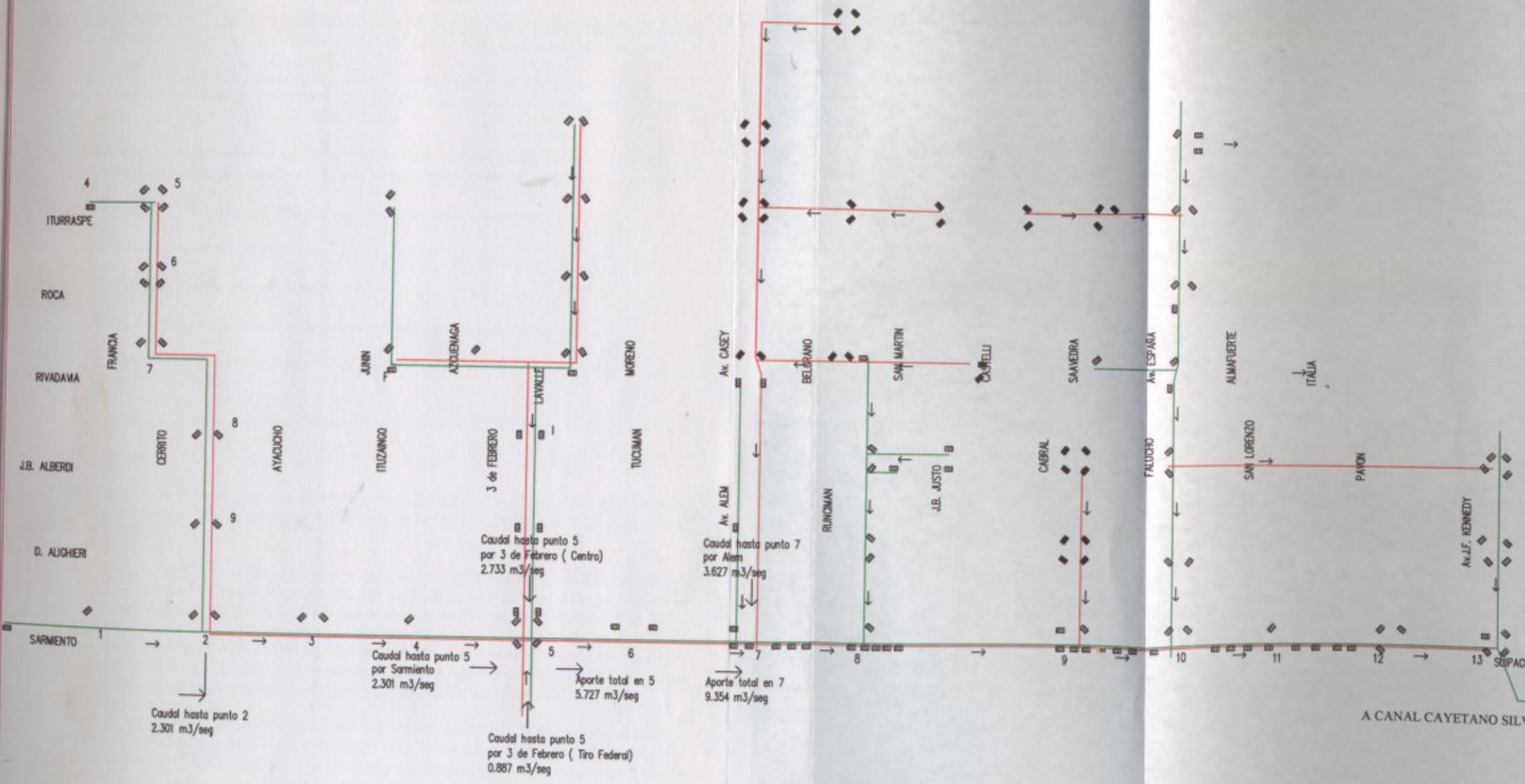


DIAGRAMA DE CAUDALES DE APORTE CONSIDERADOS HASTA ALEM Y SARMIENTO

FIGURA 3

1.1.2)- SITUACIÓN ACTUAL

Hoy la realidad es completamente distinta a aquella en los cuales los planificadores de la Ciudad proyectaban los desagües pluviales para la Ciudad que tenía otras condiciones a tal momento.

La situación actual es que, como se dijo antes, cuando ocurren precipitaciones de pequeña y mediana intensidad, toda la calle Sarmiento experimenta retenciones superficiales de líquido pluvial.

Lo anterior se da como consecuencia de la escorrentía superficial transportada por las calles que componen las subcuencas urbanas que aportan su agua al emisario Sarmiento por:

- por la saturación de la tubería en servicio del emisario Sarmiento
- por la falta de sumideros
- por la falta de tendido de desagües
- por la costumbre de los vecinos de sacar basuras en horarios inapropiados
- por limpiar terrenos y depositar los desperdicios en los frentes sin importar cuando se pase a recogerlos
- por arrojar en los conductos materiales inapropiados
- otras

Todos los trastornos ocasionados a los vecinos antes mencionados se justifican en muchos de los casos ya que el sistema de desagües pluviales de la Ciudad de Venado Tuerto, data de la década de 1940.

En esa época las condiciones del suelo eran otras, y la Ciudad no presentaba el crecimiento que hoy ostenta, siendo la Ciudad Principal del Sur de la Provincia de Santa Fe por capacidad industrial instalada, como por poseer una zona agro- ganadera de las mejores del mundo y centros de educación muy prestigiosos; por lo que la cantidad de lotes en los que había edificaciones era mucho menor; la capacidad de infiltración que poseía el suelo era mayor, el follaje también era mas abundante, y en definitiva con el sistema de desagües pluviales que había construido hasta aquel momento alcanzaba para satisfacer la demanda.

Pero con el correr de los años el follaje en suelos y plantas disminuyó, la escorrentía superficial aumentó al pavimentarse las calles y construir mas sobre los terrenos que componían las cuencas de aporte, reduciéndose los espacios verdes que pueden infiltrar una mayor cantidad de agua, con lo cual la escorrentía fue gradualmente aumentando y por consiguiente se redujeron los tiempos de aporte de los líquidos a las zonas mas bajas y aumentaron sus caudales que colapsan las vías de circulación como podemos ver hoy en día en varios sectores de la ciudad.

Con el cuadro de situación antes descrito es lógico entender el colapso que sufre hoy el sistema de desagües cada vez que se produce una precipitación no demasiado copiosa pero de manera rápida.

Por lo expuesto cada vez que esto sucede, los problemas no son pocos, a saber:

- alteraciones al tránsito vehicular
- alteraciones al tránsito peatonal
- potenciales pérdidas económicas para los vecinos ante el inminente acceso del agua retenida en la acera y calzada a sus domicilios.
- Impacto ambiental negativo debido al arrastre de partículas y objetos mayores en el tránsito del agua durante su recorrido en la crecida
- Mala imagen para la ciudad
- Posibilidad del traslado de enfermedades y contaminación
- Incremento de accidentes de automovilistas, motociclistas, etc
- Potenciales riesgos de electrocución
- Otras

Es coherente pensar que si se hubiese seguido un criterio lógico también tendrían que haberse realizado las obras en el sistema de desagüe pluvial que acompañaran éste crecimiento de la población y la superficie construida, pero como vimos en muchas gestiones anteriores de la MVT no se hizo nada o muy poco, relegando a los Venadenses y su infraestructura.

Se sabe que el criterio a seguir es el que responde a que deben estar siempre las obras antes que el crecimiento de la población y la edificación, pero lamentablemente como vemos en otras áreas del país en lo que respecta a la obra pública no fue así.

Debido a lo expuesto, hoy la Municipalidad de Venado Tuerto y más precisamente la Secretaría de Obras Públicas junto a sus funcionarios se enfrenta al gran problema de tener que resolver éste gran inconveniente que se estuvo describiendo, de manera eficiente, económica y rápida, y esa es precisamente la línea con la cual se conciben los proyectos que derivaran en obras para resolver los problemas de la Ciudad.

Si bien hay que destacar que la Municipalidad de Venado Tuerto está realizando obras es lógico entender que con pocos recursos es muy difícil hacer obras sobre todo las que requieren de gran cantidad de fondos.

Pero debido al compromiso asumido en la actual gestión, la tendencia cambió y la Municipalidad de Venado Tuerto junto a su Secretaría de Obras Públicas está embarcada en un ambicioso Plan de Obras en el cual el presente Proyecto encuentra cabida al menos por ahora en fase de estudio.

Para hacer frente a ésta problemática se estudiaron desde la Municipalidad de Venado Tuerto, todas las cuencas de aporte y se dimensionaron sus emisarios y obras complementarias, en éste caso se extrajeron las cuencas de aporte al emisario de la Calle Sarmiento, y se realizó un

proyecto que señala una solución posible, el mismo se puede consultar tanto en la mencionada secretaria de al MVT o su verificación en forma de proyecto final en la Biblioteca de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Venado Tuerto.

1.2)- CUENCAS Y SUBCUENCAS URBANAS

1.2.1)- CUENCAS DE APORTE AL COLECTOR SARMIENTO

En las figuras 4, 5, 6 y 7 se pueden visualizar en conjunto y por separado las cuencas de aporte que antes habíamos adelantado, siendo éstas las cuencas Cerrito, 3 de Febrero (lado Barrio Tiro Federal y Centro) y Alem.

Av. H. WOODEN

25 de MAYO

MARTEL

CHACABUDO

ALVAREZ

MITRE

PELLEGRINI

URIBARRI

BOCA

URQUIZA

EDEN

FRANCA

DONRODO

LOS ANDES

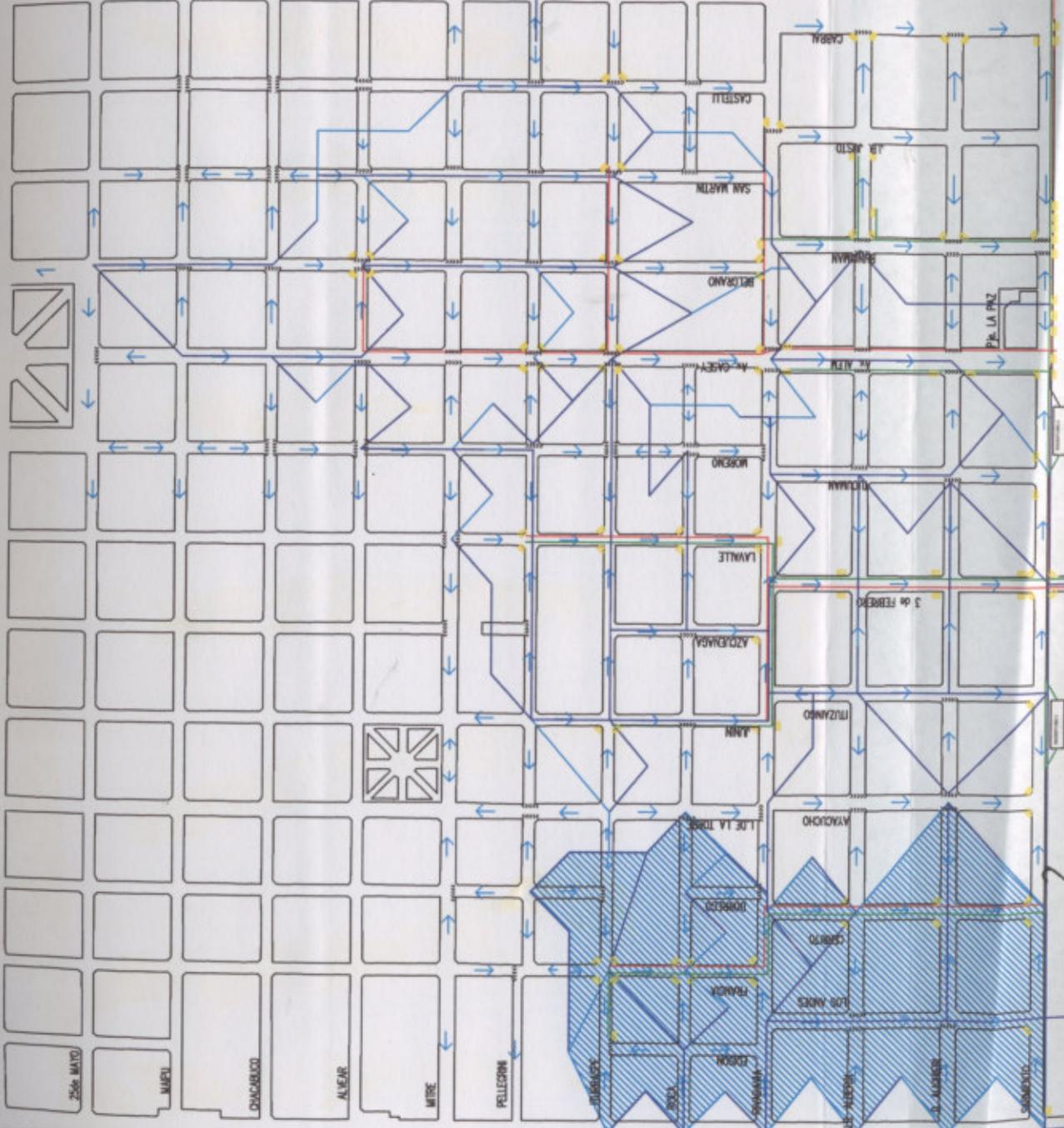
CENTRO

LA ALBUCA

LOS ANDES

SARMIENTO

Bv. 12 de OCTUBRE



2 de ABRIL

URIBARRI

ONE

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

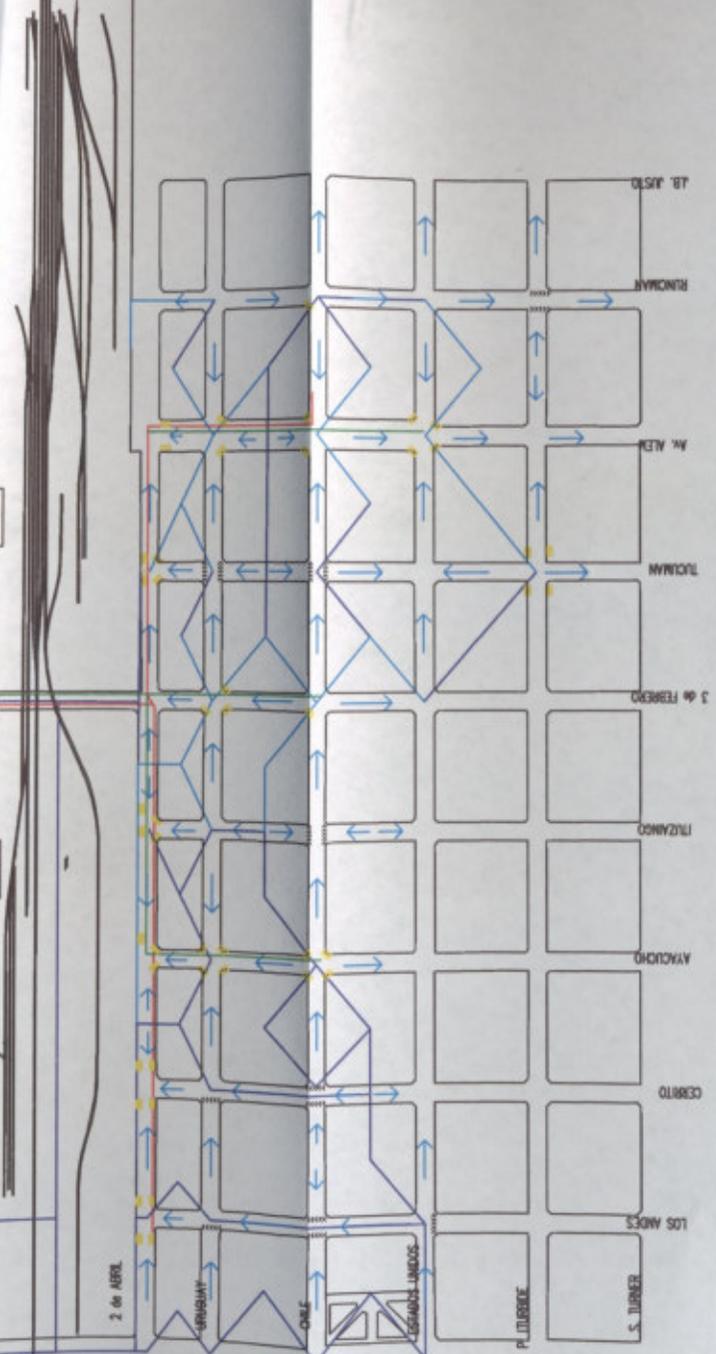
BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI

BERNARDINI



CUENCA DEL PUNTO 02 DEL CONDUCTO DE LA CALLE SARMIENTO

FIGURA 5



Av. N. BOCOMEN

25 de MAYO

MAPUL

CHACABUDO

ALVARO

MITRE

POLLECOM

LIBERASE

ROCA

EDSON

FRANCON

LOS ANDES

FRANCON

LOS ANDES

LOS ANDES

LOS ANDES

LOS ANDES

LOS ANDES

2 de ABRIL

LOS ANDES

LOS ANDES

LOS ANDES

LOS ANDES

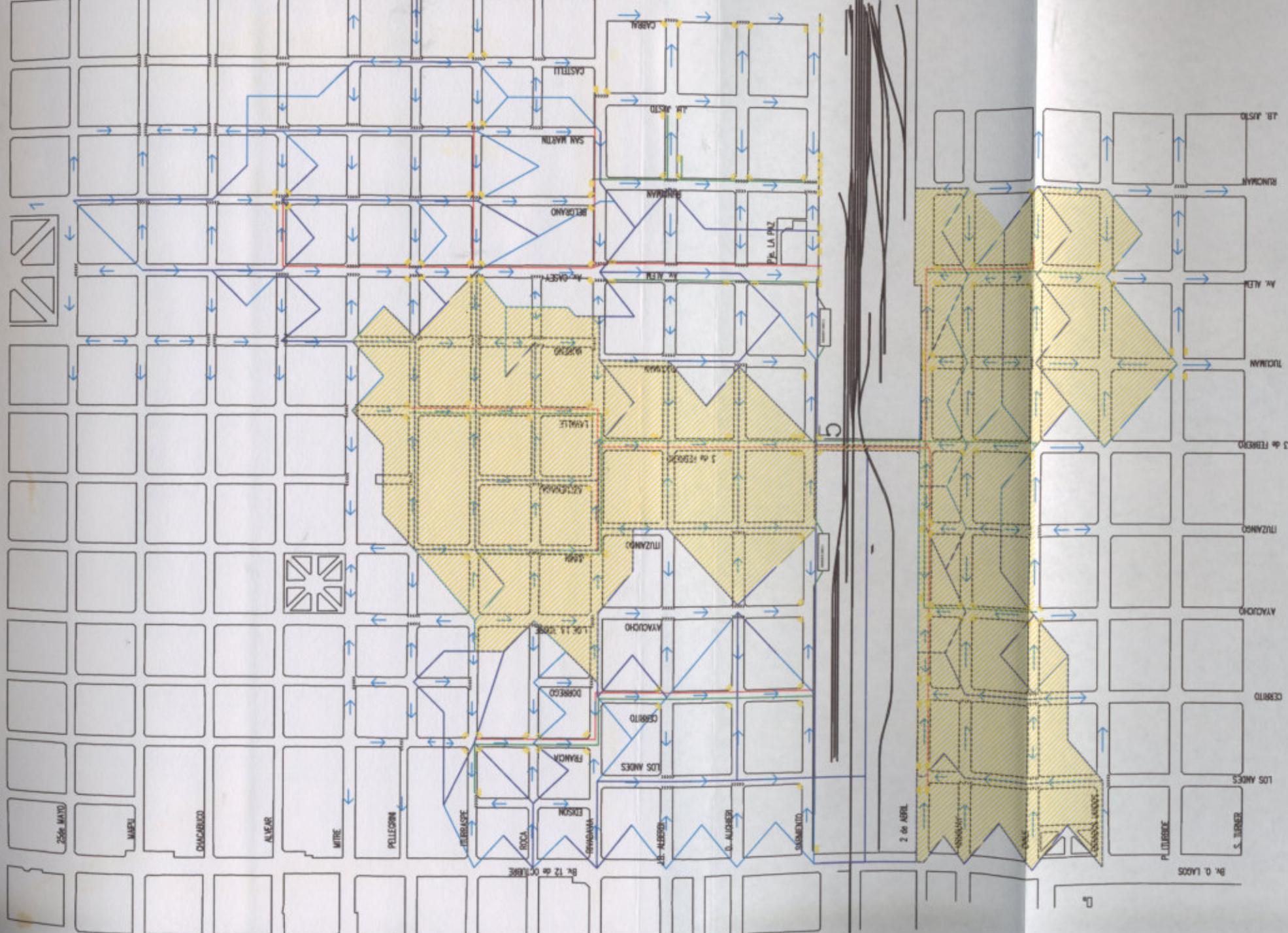
LOS ANDES

LOS ANDES

PLUTIBORGE

S. TURBER

Bv. 12 de OCTUBRE



CUENCA DEL PUNTO 5 DEL CONDUCTO DE LA CALLE SARMIENTO

FIGURA 6

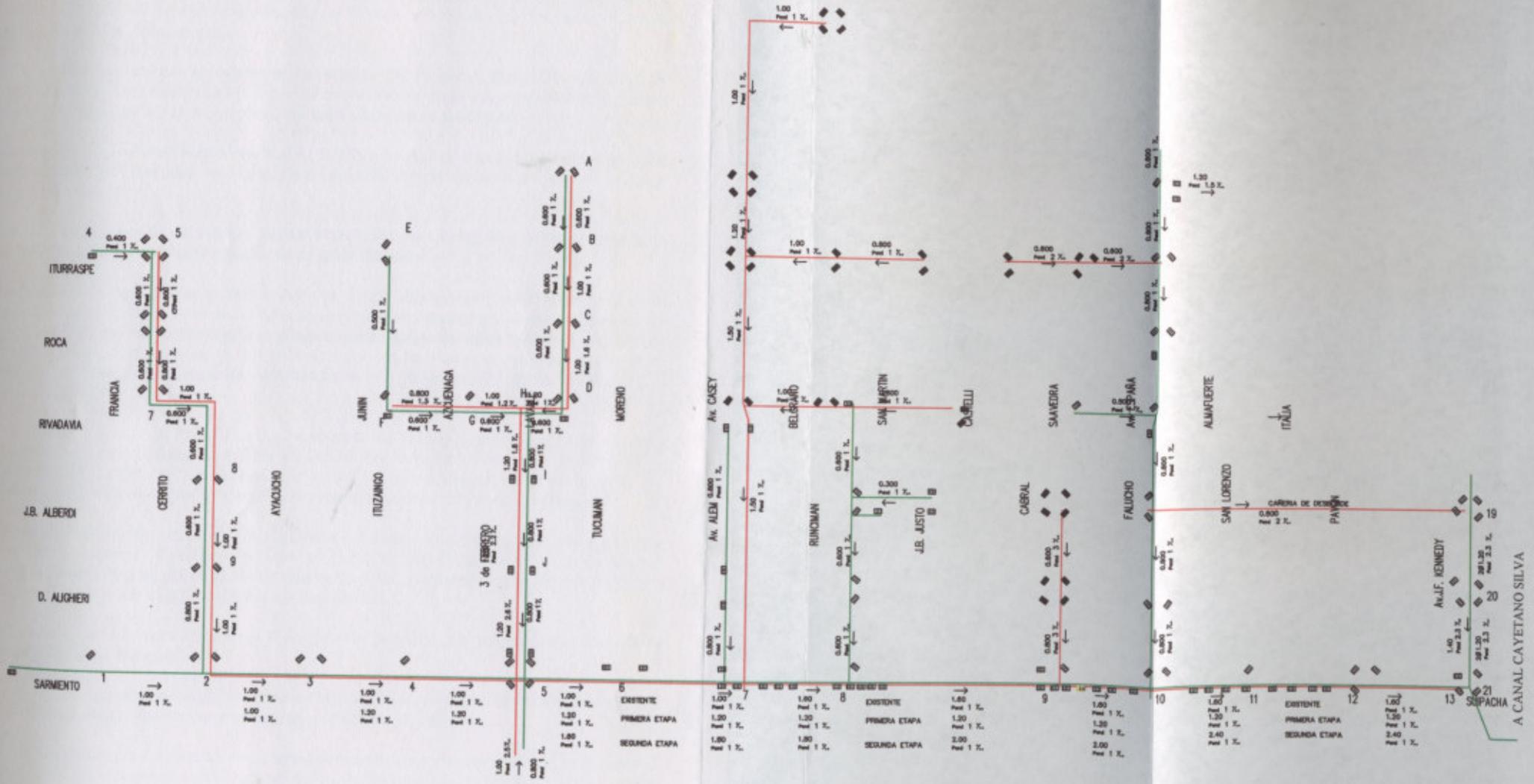


CUENCA DE APORTE DEL PUNTO 7 DEL CONDUCTO DE LA CALLE SARMIENTO

FIGURA 7

1.2.2)- PROYECTO DE LA MUNICIPALIDAD DE VENADO TUERTO

Ya habiendo descrito las áreas de aporte de líquido pluvial se presenta a modo de síntesis el proyecto de la Municipalidad de Venado Tuerto, se puede mencionar que la conclusión a la cual se arribó luego de los estudios correspondientes se pueden ver en lo expresado es lo explicitado en la figura 8, en ésta figura, para el sector que nos interesa, los colectores actuales, los proyectados, los emisarios y sus ampliaciones.



1.3)- PROPUESTA DEL PRESENTE PROYECTO

Por todo lo expuesto en los apartados anteriores se puede ya entonces decir que el presente Proyecto tiene por principal objetivo *estudiar, evaluar y proponer* una solución alternativa al proyecto de la MVT para el tratamiento de las crecidas provocadas por las aguas de origen pluvial de la zona antes descripta.

El propósito del mismo es establecer un modelo de Proyecto alternativo que sirva de comparación al que ya posee la MVT para la resolución del problema, adoptando el que mejor resulte de ambos por separado o tomando de cada uno lo más conveniente.

La solución aquí presentada está basada en el diseño y construcción de dos reservorios pluviales para el control de crecidas, junto con todas las obras complementarias del sistema de forma esquemática éstas últimas.

En la figura 9 se puede ver el físico del emplazamiento irían construidos los reservorios y las instalaciones complementarias respecto de un plano del sector.

La propuesta se basa en que utilizando éste tipo de almacenamientos superficiales, casi no se requiere destruir o dejar fuera de servicio las instalaciones actuales que consisten básicamente en una cañería que va incrementando su diámetro a medida que se hacen mayores los aportes de caudales; sino sumar a lo que ya hay, debido a que los reservorio se conectan, mediante las cámaras y conducciones necesarias y planteadas en éste proyecto, a la tubería actual sobre el emisario Sarmiento.

Para darle tratamiento al comportamiento estructural de los depósitos se estudiaron mediante programas de computadoras de análisis estructural de elementos finitos, mas precisamente el software SAP, optimizando el material con el cual se dimensionarán, como así también una mejor comprensión de cómo “funciona” la estructura en sus distintas fases de operación.

Además no se requiere destruir prácticamente el pavimento actual de la traza por donde está instalado el emisario Sarmiento, ya que el tramo de tubería a construir se emplazaría paralelamente a la traza del ferrocarril la cual es de tierra, reduciendo drásticamente los costos de construcción y los perjuicios al tránsito y la población.

No se requiere la compra de terrenos a propietarios privados, ya que los mismos son de la Municipalidad de Venado Tuerto.

También por no ocupar terrenos en su parte superficial, debido a que los mismos van enterrados, pudiéndose generar espacios de esparcimiento público para las personas.

El método de cálculo y la técnica constructiva se concibe para que sea realizada en los obreros de la MVT y eventualmente con el apoyo de los Profesionales de la MVT y UTN o quién la MVT crea más conveniente.

Es un sistema muy flexible, ya que son fácilmente ampliables al ser de sección rectangular, y así poder aumentar de tamaño y por ende la cantidad de líquido embalsado, pudiendo tolerar mayores precipitaciones aumentando su recurrencia en el futuro por lo cual no se vuelve obsoleto sino que siempre es vigente con las adecuaciones necesarias.

Con su sistema de bombeo pueden intercambiarse partes de las instalaciones electromecánicas entre los reservorios ya que son idénticas entre sí y solo difiriendo en la cantidad entre ambos.

Por proyectarse el sistema desde el comienzo totalmente automatizado, librando al personal de tener que actuar cada vez que llueve y concentrándolo exclusivamente en el mantenimiento del mismo.

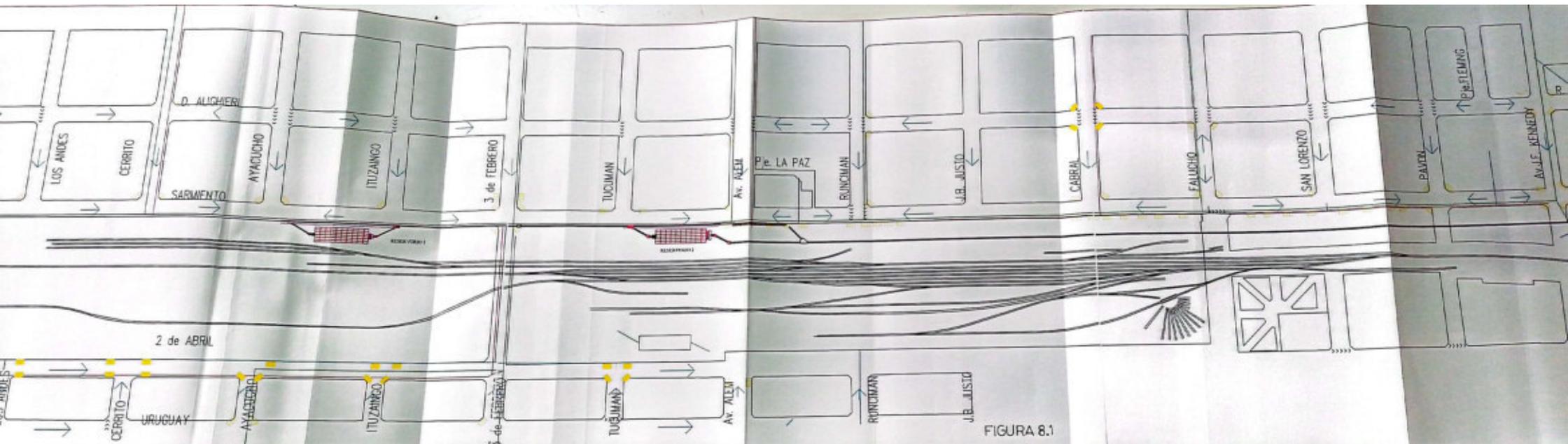
Sirviendo para poder comparar, tal se adelantó antes, además de la solución que tiene hoy la MVT otra alternativa y realizar la más conveniente.

También teniendo en cuenta que la Municipalidad del Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires optó por éste tipo de solución luego analizar varias propuestas, la cual fue posicionada como la más factible; con lo cual la convierte en un tipo de solución para el problema de Buenos Aires que como se sabe es muy importante y de gran magnitud.

No obstante lo antes expuesto el Sr. Secretario de Obras Públicas de la Municipalidad de Venado Tuerto o quién el disponga utilizará su criterio y los recursos de que disponga el organismo para realizar en su totalidad o parcialmente el proyecto elegido, en base a su experiencia, sentido común o requerimientos de la infraestructura urbana.-

En lo que sigue se irá viendo con más detalle lo antes mencionado enfatizando conceptos fundamentales y métodos, de manera de introducir al lector ya en los fundamentos para la mejor comprensión del Proyecto.-

En el plano de la figura puede verse la traza de la tubería del presente proyecto como así también una idea de donde irían emplazados los mismos respecto del trazado urbano.



En las fotografías siguientes vemos los terrenos en donde serían construidos los reservorios y las instalaciones complementarias



Vista de la calle Sarmiento, al final se puede ver la RNS y comienzo del ramal del colector Sarmiento

27 1 2005



Vista del sector cercano a puente peatonal, en este predio sobre calle Sarmiento

27 1 2005



Sector paralelo a la traza del ferrocarril entre calles Ayacucho e Iruaingo-
Lugar de emplazamiento del Reservorio I

27 1 2005

)- CALCULO HIDRÁULICO

Ya habiendo presentado en los apartados anteriores los datos iniciales y la teoría hidráulica que sirve de sustento a los cálculos que basan el trabajo, podemos empezar a utilizar las variables hidráulicas que van a motivar el funcionamiento del sistema.

Tal lo adelantamos antes, hay tres cuencas que son las que aportan sus caudales a la zona de la intersección de las calles Sarmiento y Alem que es precisamente el sector que nos ocupa y que hoy representa las dificultades en el sistema de desagües pluviales.

Para recordar los datos que definen a las mismas traemos el cuadro que las describe:

Cuencas de Aporte			
Cuenca	Superficie (ha)	Coefficiente de escorrentía	Tiempo de concentración (min)
Cerrito	25,72	0,7	38,60
3 de Febrero (Centro)	25,1	0,8	36,23
3 de Febrero (Tiro Federal)	13,3	0,5	36,00
Alem	32,24	0,9	38,00

Teniendo ahora refrescados los datos que las definen podemos comenzar a establecer el cálculo hidráulico para determinar la capacidad y características de los reservorios.-

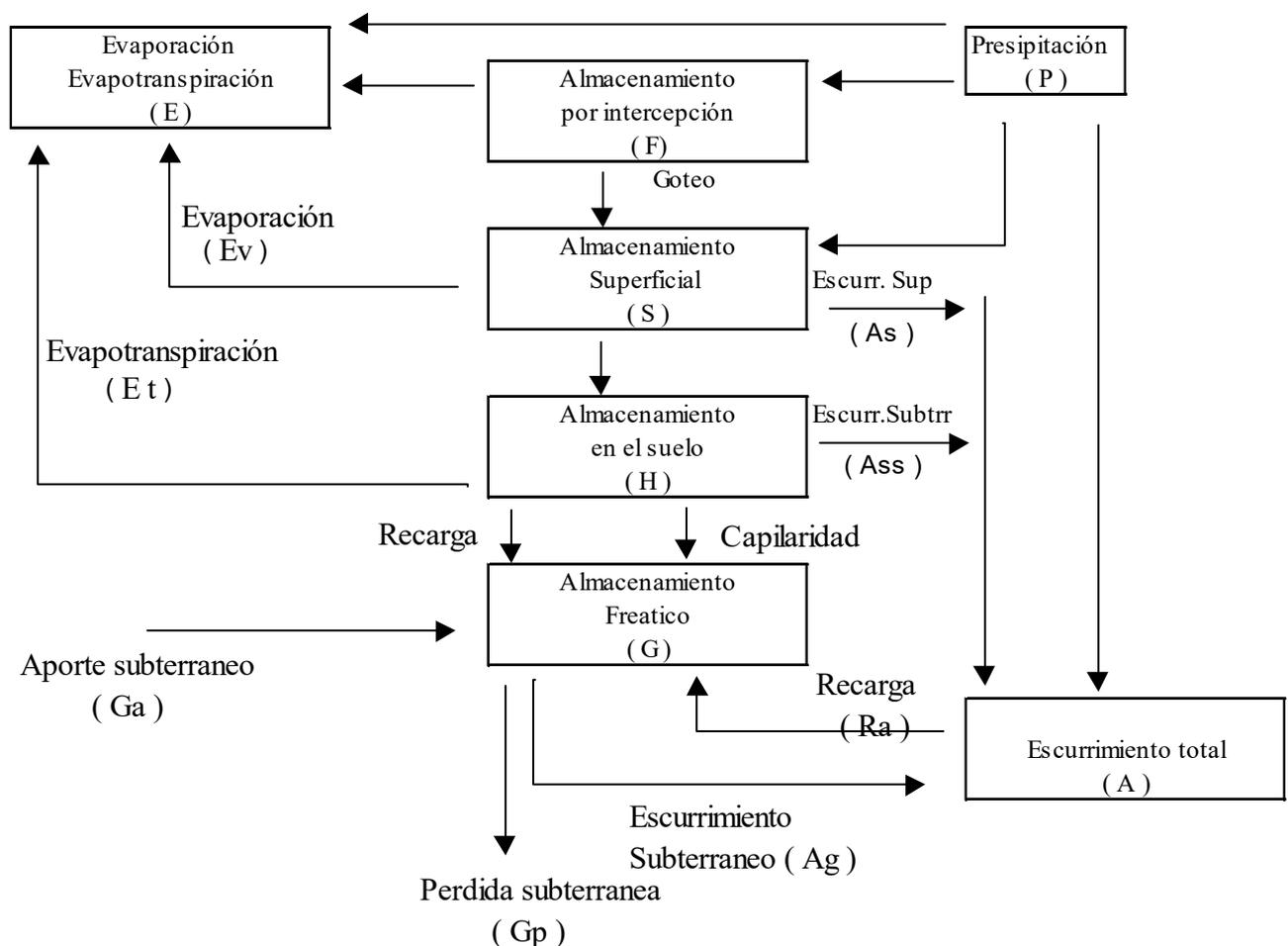
2)- CONCEPTOS HIDROLOGICOS

En lo que sigue se hará una revisión de los conceptos hidrológicos para poder entender mejor las definiciones que se manejan a lo largo del proyecto, su alcance y que en definitiva sirven de sustento teórico al trabajo realizado.

2.1)- Ciclo hidrológico

Se entiende por ciclo hidrológico a la circulación del agua desde los océanos a la atmósfera, de ésta a los continentes para volver de nuevo a los océanos en forma de agua superficial o subterránea

Esquema de diagrama de bloque del ciclo hidrológico.



Precipitación (P) : Son todas las formas por las cuales el agua llega a la superficie(nieve,lluvia, etc) Una parte de las precipitaciones se evapora, no llega a la superficie. Esta tiene importancia si la Precipitación se produce un una atmósfera ávida de vapor de agua y con elevada temperatura.

La cuenca estudiada se encuentra en Venado Tuerto que está ubicado al sur de la provincia de Santa Fe en el departamento General López por lo tanto la precipitación es aportada netamente por las lluvias, de a cuerdo al clima de Venado Tuerto se espera una evaporación producida por las altas temperaturas en verano, pero este valor no es importante en esta zona.

El primer nivel de almacenamiento: Lo constituyen la cubierta vegetal (intersección del follaje) (F). La cuál en la cuenca estudiada no es de abundancia por ser gran parte de la misma zona céntrica estando la mayoría de los patios recubiertos de hormigón, baldosas de cemento o cualquier otro material impermeable. Es una variable de transitoria porque el agua retenida escurre por las ramas y llega a la superficie, el agua retenida en las hojas se evapora.

El agua que desde la (P) directa y desde la intersección del follaje (F) llega al suelo se llama P_e (Precipitación efectiva).

El segundo nivel de almacenamiento: Se llama superficial (S) , Lo conforma la cantidad de agua necesaria para construir el tirante hidráulico y luego escurrir debido a la rugosidad , otro componente lo forman los volúmenes retenidos en las cavidades y hondonadas impermeables. Estos volúmenes son lentamente agotados por la evaporación.

Debido a las características de la cuenca no existen cavidades y hondonadas impermeables salvo los volúmenes que se forman por mal funcionamiento de las bocas de tormentas por diferentes factores, pero su tiempo de permanencia no es prolongado como para que entre en juego la variable de evaporación

La infiltración (I) es la cantidad de agua que se introduce desde la superficie hacia el interior del suelo, como este está en un gran porcentaje recubierto por materiales impermeables como cubiertas de techo, patios revestidos con baldosas, calles pavimentadas, centros de manzana cubiertos, el escurrimiento superficial (A_s) , comienza al mismo tiempo que se produce la caída de las primeras gotas de lluvia

El tercer nivel de almacenamiento: Lo constituye el agua infiltrada y se denomina “Almacenamiento del suelo (H)”. El agua que ingresa a poca profundidad suele encontrarse con capas de suelo de relativa impermeabilidad lo que produce un escurrimiento paralelo a la superficie y se lo denomina “Escurrecimiento subsuperficial “ o hipodérmico. (A_{ss}), prácticamente nulo en este tipo de cuenca

La suma de $A_s + A_{ss} = A_d$ \longrightarrow Escurrecimiento Directo

A_{ss} : Escurrecimiento superficial

A_s : Escurrecimiento subsuperficial

Cuarto nivel de Almacenamiento: Lo constituye el freático, Por otra parte las raíces de la planta toman agua del suelo y la transpiran a través de las hojas a la atmósfera este proceso se lo llama Evapotranspiración (E_t). Por efecto de la (E_t) se va consumiendo el escurrimiento total (A). Este tipo de fenómeno se produce en época de verano en el colector Cayetano Silva el cual se recubre de maleza ayudando a la evapotranspiración del agua pero esto no es de gran ayuda debido a que las malezas que crecen en el canal no son grandes absorvedoras de agua

En cuencas hidrológicamente aislada, cuando el nivel freático intercepta a un curso de agua con nivel inferior a él descarga constituyendo el escurrimiento subterráneo (A_g). Esto queda manifestado en época de sequía, donde la cuenca urbana no aporta caudal al canal, pero el mismo se mantiene con un régimen de caudal aportado por el escurrimiento freático. Tal que $A_d + A_g = A$ (Escurrecimiento total). Cuando el nivel de agua es superior al freático se produce el fenómeno inverso que es el de recarga (R_a)

En cuencas hidrológicamente no aislada puede aparecer aportes subterráneos (G_a) y pérdidas subterráneas (G_p) profundas. Que nos es el caso estudiado.

2.2)- Balance hidrológico

La cantidades de agua que circulan por el ciclo hidrológico, se relacionan entre si por el principio de la conservación de la masa, debiendo existir un equilibrio entre entradas y salidas.

Para poder establecer el balance hidrológico se define:

- La unidad hidrológica al que se le aplica (cuencas Hidrológicamente aislada o no)
- Intervalo de tiempo que se considera (Puede ser 1 año, 1 mes, 1 día la duración de una tormenta, 1 año hidrológico)

2.3)- Balance para una tormenta

- Cuenca hidrológicamente aislada

La ecuación del balance hidrológico queda expresado de la siguiente forma

$$P = F + S + I + A_s$$

P – Precipitación

F - Intersección del follaje

S – Almacenamiento Superficial

I – Infiltración

A_s- Esguerrimiento superficial

Si despejamos el esguerrimiento superficial nos queda:

$$A_s = P - S - F - I$$

Esto demuestra que todo aumento de la precipitación se traducirá en un aumento del esguerrimiento directo. Como la capacidad de infiltración se expresa en términos de intensidad (velocidad con que el agua penetra en el suelo) . La cantidad de agua a aportar al esguerrimiento superficial no dependerá solamente de la cantidad de precipitación sino también de su intensidad.

Tomando en cuenta lo dicho anteriormente, es de importancia determinar con exactitud la intensidad de diseño en desagües pluviales en zonas urbanas debido a que las cuencas presentan poca o nula intersección por el follaje, infiltración y el esguerrimiento directo queda directamente relacionado con la precipitación caída.

2.4)- El régimen de lluvias

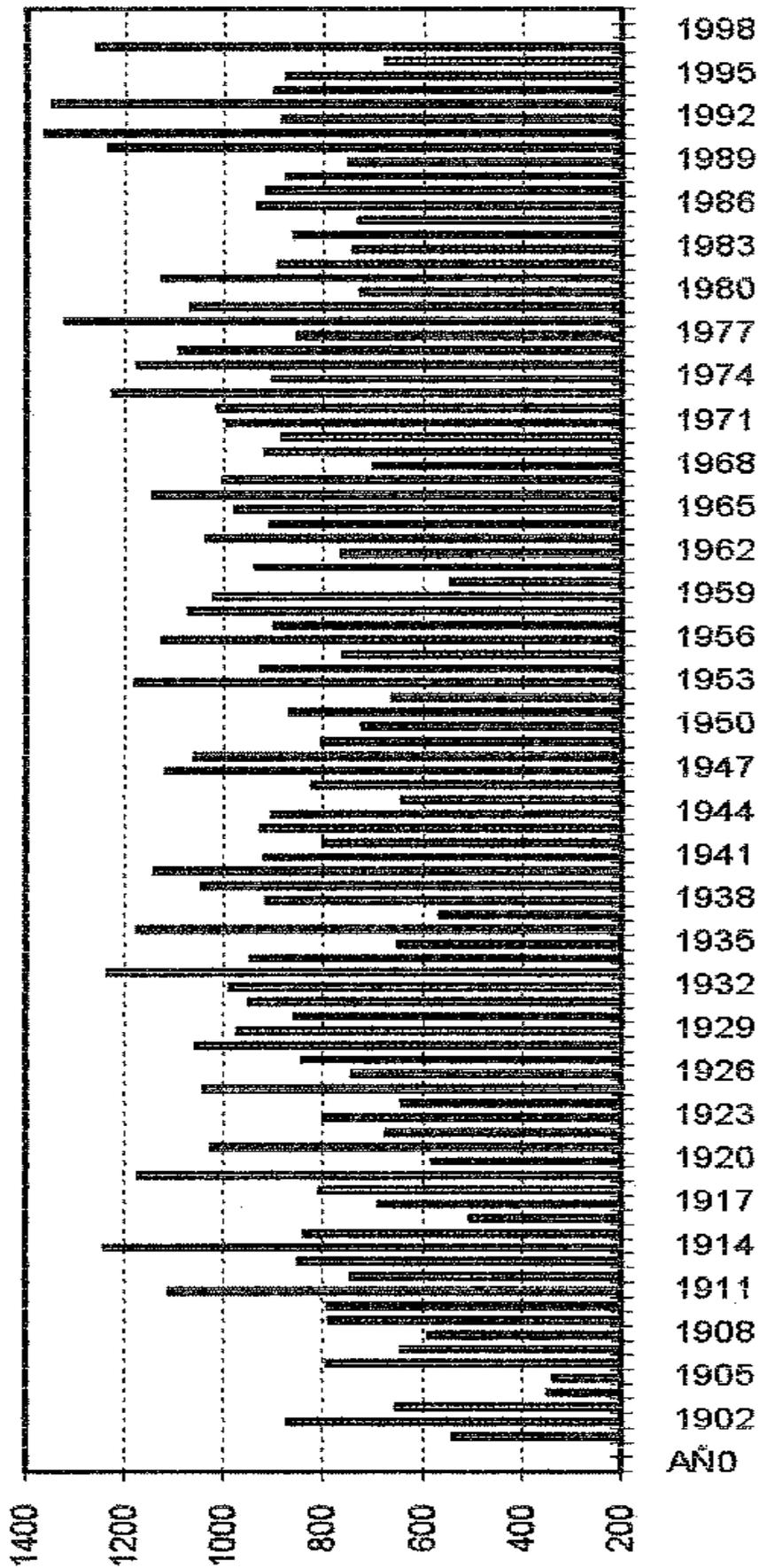
El régimen de precipitaciones, el verano se presenta como la época mas lluviosa. Por el contrario, la estación de menor precipitación es el invierno.

A continuación se detalla el análisis del régimen histórico de lluvias. La serie de datos analizados tienen una continuidad desde 1954, salvo algunas ausencias esporádicas, los registros obtenidos son diarios y a partir de 1967 también horarios. Todas las observaciones fueron obtenidas en el radio urbano de Venado Tuerto.

Al observar la estadística completa se advierte que cada tres o cuatro años la lluvia anual supera los 1000 mm anuales, cantidad que, para nuestra zona, resulta abundante sienta la medida histórica de 876 mm ; con una secuencia de unos 20 años la marca supera los 1200 mm. A su vez se contraponen periodos muy secos, por debajo de los 600 mm. A partir de la década de las 70 varió esta característica y en dicho periodo, se superaron los 1000 mm, en seis oportunidades. Si bien los años 80 estuvieron

dentro de lo normal, es probable que este fenómeno se repita en el presente periodo anual. Estas características pueden visualizarse en el gráfico de la siguiente página

LLUVIAS ANUALES SIGLO XX



Si se toman los registros anuales y se promedian por décadas, como se lo visualiza en el gráfico superior de la siguiente página, se aprecia el paulatino incremento de la media. En el gráfico inferior está promediada por quinquenio y es más notable aún el incremento de la lluvia media anual.

Se puede concluir entonces, que las estadísticas indican que actualmente se atraviesa por el período de lluvias superior a las normales, con tendencia a mantenerse elevadas. Se aclara que estos datos no pueden justificar un cambio climático definitivo por las siguientes razones: Una secuencia de datos de casi de 100 años no es lo suficientemente amplia, puede tratarse de un ciclo más prolongado aun, además entre la década de los 70, de lluvias excepcionales y la actual, casi similar se encuentra la de los 80 con valores iguales a los históricos.

Es notable la variación que se observa en el comportamiento mensual de las lluvias. Teniendo en cuenta los registros de años anteriores, en la actualidad, en enero se registran mayor cantidad de precipitaciones, febrero se mantiene con los mismos valores, marzo aumentó en forma considerable, abril continúa de igual manera, mayo disminuye el porcentaje de lluvias y hasta septiembre hay variantes poco relevantes.

Octubre, noviembre y diciembre incrementaron los promedios. En los gráficos inferiores de la página siguiente se puede visualizar lo mencionado.

2.5)- Intensidad media máxima

La intensidad media máxima de una lluvia, condiciona el dimensionamiento de las obras de saneamiento urbano

Para un intervalo de precipitación ΔT , durante el cual se produce la precipitación ΔP .

Resulta una intensidad media máxima $i_M = \Delta P / T$. Que disminuye a medida que aumenta T , dado que se prolonga el período de tiempo de la precipitación.

En cuencas pequeñas pueden esperarse reducidos tiempos de concentración y por lo tanto la intensidad de la lluvia puede ser muy significativa.

2.6)- Curvas Intensidad Duración Frecuencia

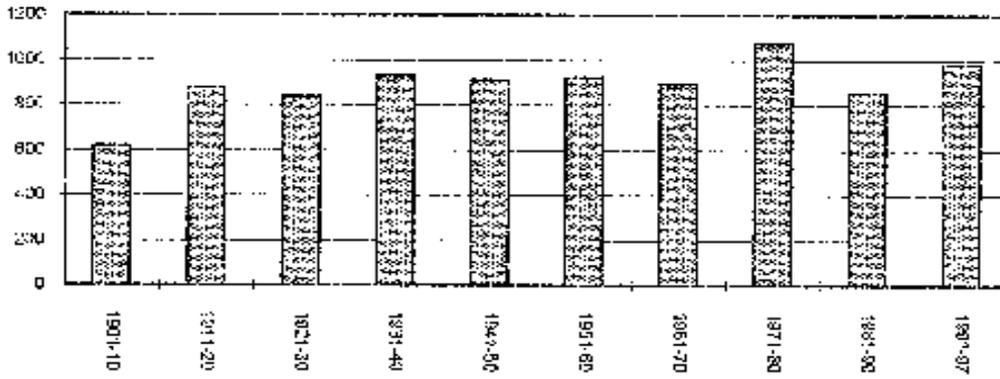
Definida la recurrencia de diseño y evaluado el tiempo de concentración (de una cuenca pequeña) es posible obtener la intensidad de lluvia que provocará la máxima acumulación de aportes,

El intervalo de recurrencia es el número en años en que la intensidad i_M se producirá solamente una vez.

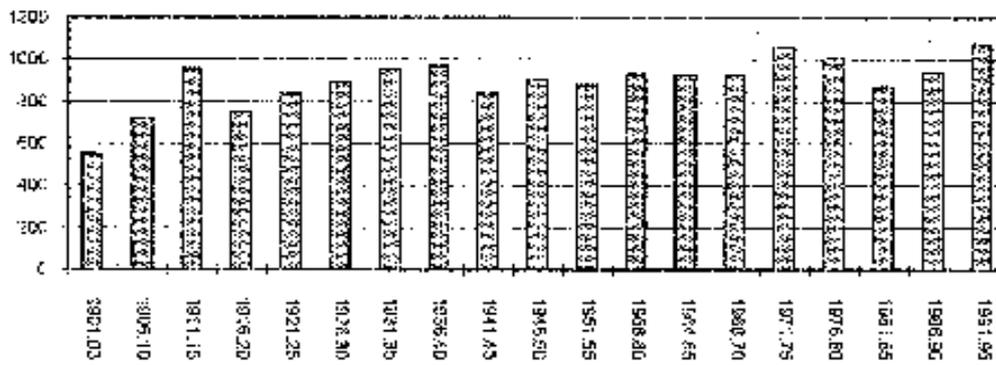
Entrando al gráfico con el tiempo de concentración de la cuenca se prolonga una recta hasta cortar la curva de recurrencia adoptada y en la intersección de ambas se sale con una recta horizontal hasta el eje, donde se lee la intensidad encontrada multiplicando el número obtenido por 60 mm

Se adjunta diagrama de intensidad duración frecuencia de la ciudad de Rosario en la última página del capítulo.

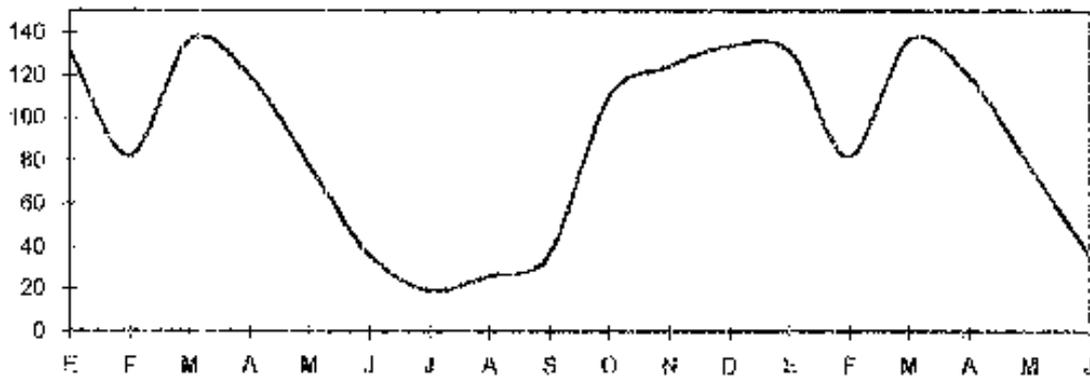
MEDIAS ANUALES POR DECADAS



MEDIAS ANUALES POR QUINQUENIO



MEDIA MENSUAL 1991-1997



MEDIA MENSUAL SIGLO

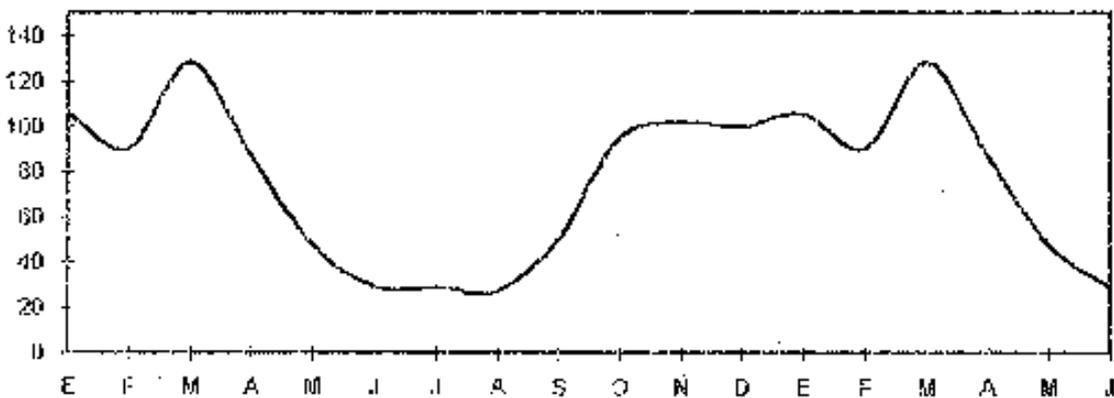
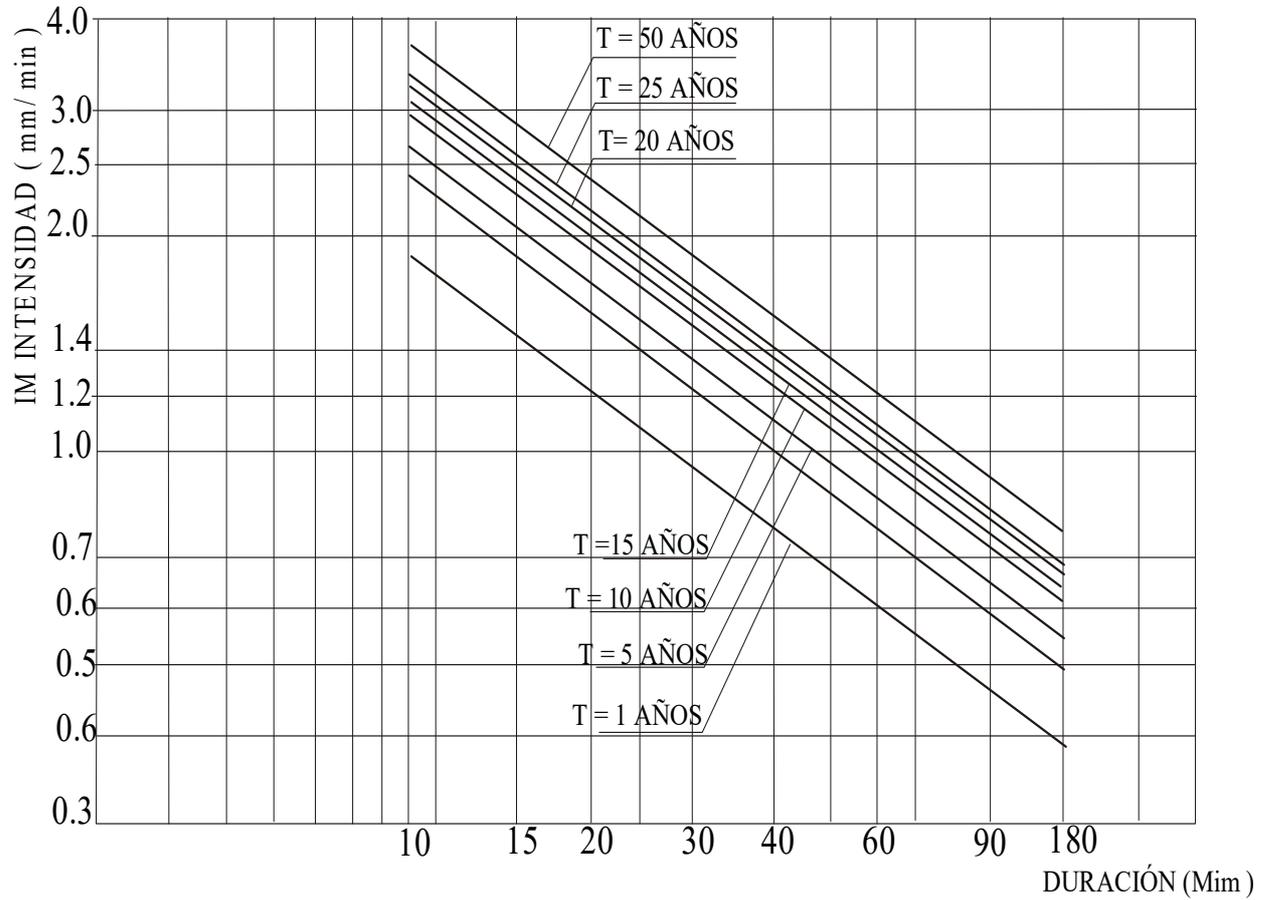


DIAGRAMA INTENSIDAD DURACIÓN RECURRENCIA

ROSARIO



3)- LLUVIAS DE DISEÑO

3.1)- Introducción

Se define como Lluvia de diseño a un patrón de precipitación formulado con el objeto de emplearse en el diseño de un sistema hidrológico.

Frecuentemente la lluvia de diseño conforma la entrada al sistema hidrológico, empleándose leyes de transferencia "lluvia - caudal" y "propagación de caudales" para obtener hidrogramas de caudales, que - desde luego - representan las salidas del sistema.

Una lluvia de diseño puede definirse mediante:

- Una altura de lluvia en un lugar
- Un hietograma, que traduzca la distribución temporal de la lluvia. • Un mapa de isoyetas que defina el patrón espacial de la lluvia.

Las lluvias de diseño, pueden basarse en información histórica de las precipitaciones en un lugar, o evaluarse empleando las características generales de las lluvias regionales. Su aplicación, se extiende desde el uso de valores puntuales de lluvias en el Método Racional, para determinar caudales picos en desagües pluviales urbanos, hasta el uso de hietogramas, como entradas de Modelos Matemáticos de lluvia - escurrimiento para embalses de retención de crecidas o en el diseño de vertederos de otros tipos de embalses.

3.2)- Altura de la Lluvia de Diseño

3.2.1)- Puntual

Es aquella que ocurre en un punto único del espacio. Para el análisis de la recurrencia (o frecuencia, o período de retorno), se selecciona la precipitación máxima anual para distintas duraciones y para cada uno de los años que componen la serie de registros históricos. Para cada duración escogida, el análisis probabilístico del caso, se puede realizar, según lo expuesto en el Apartado IX.1.6 anterior, deduciendo las alturas de la lluvia de diseño, para distintas recurrencias.

Finalmente se obtienen las intensidades respectivas, dividiendo dichas alturas por la duración de la lluvia.

3.2.2)- Lluvia promedio regional

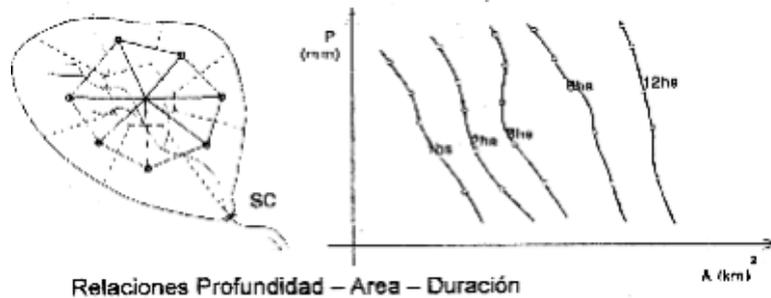
A falta de información relativa a la verdadera distribución de probabilidad de la lluvia promedio en un área, usualmente se aplican estimaciones de lluvias puntuales para evaluar alturas promedios de lluvias en un área.

A partir de un análisis "Profundidad (altura) - Area - Duración" es posible conocer la distribución temporal y espacial de la lluvia. Tal análisis es factible sólo si cuenta con información de un área densamente instrumentada.

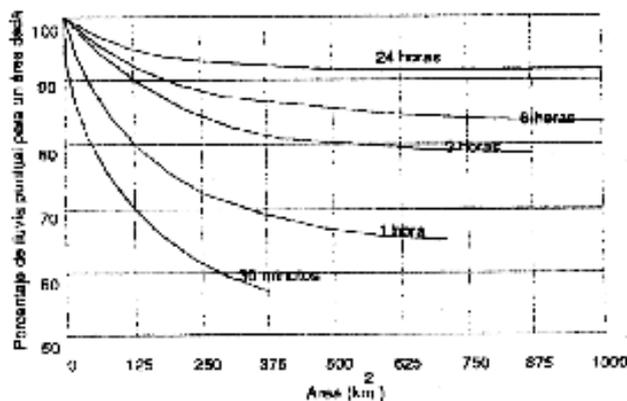
La estimación de una lluvia en un área debe considerar la ubicación del instrumento de registro, en relación a la variación areal de la misma. Es posible que dicho instrumento se localice cerca del centro de tormenta, cerca de los límites del área que recibe la lluvia, o en algún punto intermedio.

En la hipótesis de contar con una alta densidad de pluviógrafo en un área, puede vincularse la lluvia promedio (Thiessen, Isohietas) de distintas duración y áreas respectivas, a una Estación Regional; por ejemplo como sigue:

- Para cada duración de lluvia (1, 2, 3, 6hs, etc.) promediamos los registros de cada pluviógrafo. Considerando el área de influencia respectiva, es posible trazar las curvas P-A-D (Profundidad - Área - Duración) Tal situación se ilustra en los esquemas siguientes:



- La precipitación promedio en un área debe ser menor que la precipitación máxima puntual en la misma (Linsley et,al 1977). Ello permite vincular la precipitación promedio - para cada duración - con las medidas puntuales de una Estación. En el esquema siguiente, se representan relaciones "Profundidad - Area, para distintas duraciones (preparadas por la Organización Meteorológica Mundial), que permiten reducir precipitaciones puntuales con el objeto de contar con valores promedios anuales.



El análisis de "Profundidad - Área - Duración" necesario para realizar tales estudios, puede seguirse en las Referencias Bibliográficas, que se listan en el Apartado 3.2; en particular las dos primeras.

3.2.3)- Relaciones Intensidad - Duración - Recurrencia

3.2.3.1) Introducción

En muchos proyectos hidráulicos, es necesario determinar el o los eventos de lluvia que habrán de emplearse para el análisis hidrológico. Comúnmente se emplean "hietogramas de diseño"; o Curvas I-D-R, es decir relaciones entre la intensidad de lluvia (o altura, o profundidad), duraciones y recurrencias de la misma, determinadas para el lugar donde se implantarán las obras.

La intensidad de lluvia a emplear, puede ser la "intensidad instantánea" o la "intensidad media máxima". Comúnmente se utiliza ésta última.

En lo que sigue, se desarrolla un análisis probabilístico, sugerido para el trazado de las Curvas I-D-R.

3.2.3.2) Trazado de las Curvas I - D - R

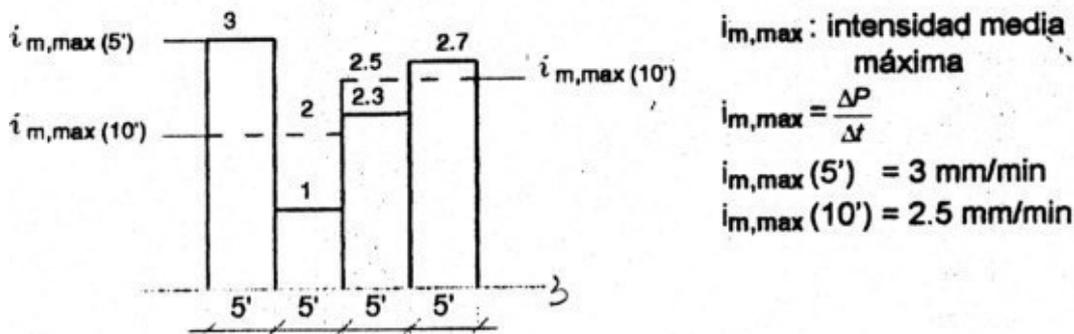
a) Análisis de Lluvias

Se requiere la información pluvial captada por - al menos -un pluviógrafo, durante una serie n de años
Una vez definido el intervalo Δt más pequeño de la discretización a desarrollar, se analizan todas las tormentas ocurridas en cada año de la serie, como sigue:

Se establecen las duraciones a evaluar, por ejemplo:

- $\Delta t = 5$ minutos consecutivos
- $\Delta t = 10$ minutos consecutivos
- $\Delta t = 15$ minutos consecutivos
- $\Delta t = 20$ minutos consecutivos
- $\Delta t = 30, 45, 60, 90, 120, 180, 360$, minutos consecutivos, o más según las necesidades de los estudios y proyectos que se prevén ejecutar.

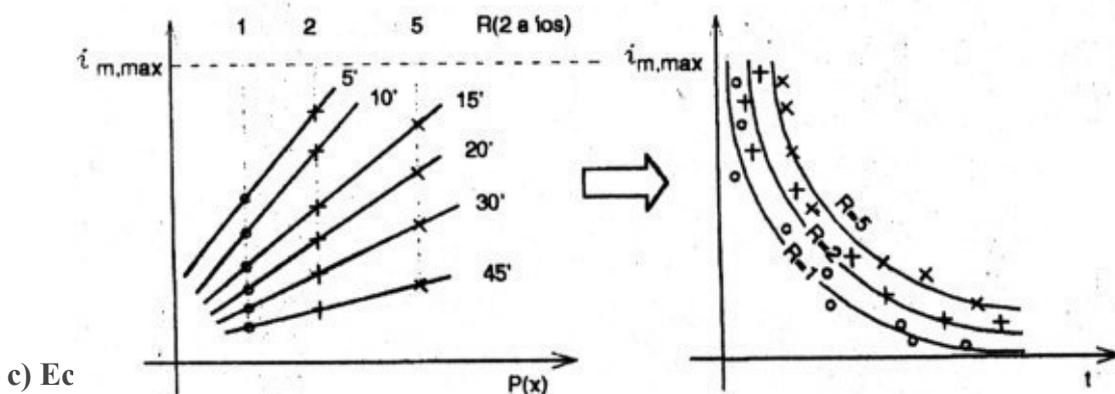
Para cada año de la serie, y para cada una de las duraciones seleccionadas extraemos la intensidad media máxima ocurrida. Este concepto puede sintetizarse como sigue:



b) Selección de la Ley de Distribución

La selección de intensidades de lluvia para cada año de la serie y para cada duración, nos permite confeccionar muestras, de valores máximos. Tendremos entonces tantas muestras (de n observaciones cada una) como duraciones de lluvia hayamos definido. Efectuamos entonces el siguiente análisis:

- Ordenamos los valores de cada muestra
- Calculamos la probabilidad experimental, conforme a lo expresado en el Apartado IX.1.5
- Buscamos una Ley de Distribución de Probabilidades que produzca un buen ajuste.
- Elegimos las recurrencias de interés, y obtenemos - según se observa en el esquema - un conjunto de puntos de coordenadas $(t, i_{m,max})$ para cada duración, y, efectuando un "cambio de ejes" buscamos las curvas respectivas (Intensidad - Duración- Recurrencia), según se puede observar en el esquema del caso:



Con el objeto de evitar lecturas en representaciones gráficas, o bien para su empleo en Modelos Matemáticos, las Curvas I - D - R, se expresan mediante ecuaciones, de la siguiente forma:

$$i = a (t \pm b)^{-n}$$

$$i = a \cdot t^{-n}$$

$$i = a (t^c + b)$$

$$i = \alpha R^m (t \pm b)^{-n}$$

$$i = \beta \cdot R^s \cdot t^{-n}$$

i : intensidad de lluvia

t : tiempo

R : recurrencia

$a, b, c, j, m, n, \alpha, \beta$: coeficientes.

A los fines de expresar una "familia de curvas", las dos últimas ecuaciones incluyen incorporan el período medio de retorno o recurrencia R.

En la ciudad de Rosario, las curvas I - D - R, desarrolladas por la Municipalidad toman la forma siguiente:

R (años)	a	b	n	Ecuación
2	1370,801	12,656	0,831	$i = 1370,801 / (12,656 + t)^{0.831}$
5	1899,145	14,350	0,844	$i = 1899,145 / (14,350 + t)^{0.844}$
10	2010,648	14,351	0,829	$i = 2010,648 / (14,351 + t)^{0.829}$

d) Aplicación Práctica

Supongamos que contamos con información pluviográfica completa - de la Estación Rosario Aeropuerto - en el período 1942-1968.

Mediante la aplicación del criterio de intensidad media máxima, conformamos una muestra - para cada una de las duraciones a examinar - integrada con un valor por año.

INTENSIDADES MEDIAS MÁXIMAS (mm / min.)

AÑO	10 min.	15 min.	20 min.	30 min.	45 min.	60 min.	90 min.
1942	1,800	1,727	1,405	0,980	0,713	0,570	0,430
1943	1,780	1,630	1,380	1,030	0,727	0,548	0,365
1944	1,790	1,590	1,265	1,080	0,900	0,702	0,658
1946	2,060	2,060	2,060	1,717	0,702	0,532	0,364
1947	2,360	1,907	1,600	1,147	0,922	0,771	0,561
1948	1,540	1,250	0,950	0,796	0,652	0,516	0,371
1949	0,980	0,680	0,580	0,493	0,384	0,302	0,212
1950	1,020	0,780	0,610	0,437	0,338	0,288	0,203
1952	1,350	1,160	0,915	0,616	0,513	0,403	0,313
1953	1,940	1,690	1,470	1,257	0,908	0,702	0,497
1954	2,000	1,932	1,700	1,240	0,911	0,640	0,551
1955	1,500	1,387	1,175	1,060	0,835	0,691	0,510
1956	2,540	1,960	1,800	1,493	1,100	0,884	0,627
1957	1,990	1,726	1,475	1,400	1,000	0,790	0,560
1958	2,000	2,000	1,575	1,200	0,840	0,790	0,680
1959	1,740	1,680	1,335	0,977	0,889	0,866	0,719
1960	2,000	1,660	1,500	1,090	0,810	0,650	0,480
1961	1,900	1,867	1,650	1,437	1,218	0,950	0,674
1962	2,7	2,670	2,150	1,670	1,260	1,040	0,810

Nota: las intensidades de la serie analizada, correspondientes a 5' de duración, y la de los años 1945 y 1951 - para todas las duraciones - no se encuentran disponibles.

Con vistas al empleo de la Ley de Distribución de probabilidades de Gumbel, calculamos - para cada duración de lluvia adoptada - los parámetros x_0 y a , según las ecuaciones IX.27 y IX.28, x y a según las ecuaciones IX. 1 y IX.2 (Ver Tabla IX.1). En lo sucesivo denominaremos los parámetros señalados con x_0 y α ; como sigue:

$$x_0 = i_0 \bar{x} = \bar{i}$$

PARAMETROS PARA EVALUACION DE LA LEY DE GUMBEL

Δt	10min.	15mi	20min	30min.	45min.	60min.	90min.	120min.
\bar{i}	1,8552	1,6438	1,3968	1,1046	0,8091	0,6596	0,5169	0,4199
Σ	0.4304	0.4467	0.4061	0.3250	0:2254	0,1975	0;1600	0,1293
i_0	1,6615	1,4428	1,2140	0,9583	0,7076	0,5707	0,4449	0,3617
A	2,9786	2,8704	3,1568	3,9445	5,6879	6,4914	8,0134	9,9186

Podemos ahora formular la Ley de Distribución de Gumbel, para cada duración analizada. Además, con vista a encontrar una curva I - D - R para una recurrencia $R = 2$ años calculamos, con $F(x) = F(i) = 0.50$ (según las ecuaciones $F(x) = P(x)$ y

$$\left[\frac{\sum t}{n}; \frac{\sum 1/i}{n} \right] \quad \left[\frac{\sum t^2}{\sum t}; \frac{\sum t/i}{\sum t} \right] \quad P(x) = \frac{1}{R}$$

LEYES DE GUMBEL/INTENSIDADES DE LLUVIA $R = 2$ años

Δt	$Fi = e^{-e^{-\alpha(i-i_0)}}$	I (mm/min)
10 min	$Fi = e^{-e^{-3.98(i-1.66)}}$	1.829
15 min	$Fi = e^{-e^{-3.87(i-1.44)}}$	1.617
20 min	$Fi = e^{-e^{-3.16(i-1.21)}}$	1.372
30 min	$Fi = e^{-e^{-3.94(i-0.96)}}$	1.085
45 min	$Fi = e^{-e^{-5.69(i-0.71)}}$	0.796
60 min	$Fi = e^{-e^{-6.49(i-0.57)}}$	0.648
90 min	$Fi = e^{-e^{-8.01(i-0.44)}}$	0.507
120 min	$Fi = e^{-e^{-9.92(i-0.36)}}$	0.412

Suponemos que la Ley de Gumbel, probada con un test de bondad, proporciona, un buen ajuste para todas las duraciones.

Ahora, representaremos el conjunto de puntos, con coordenadas (t,i) , mediante una ecuación del tipo: $i = a / (t+b)$. Para el cálculo de los coeficientes a y b , emplearemos el método de mínimos cuadrados:

$$i = \frac{a}{t+b} \longrightarrow \frac{1}{i} = \frac{t}{a} + \frac{b}{a}$$

Esta última ecuación, está representada por una recta, poniendo t en abcisas y $1/i$ en ordenadas. El Método de Mínimos Cuadrados nos otorga dos puntos, con las coordenadas siguientes:

(48,7500 ; 1,2519)

(76,2821 ; 17304)

Formulando das ecuaciones, con los puntos consignados, encontramos los respectivos valores de a y b, obteniendo $a = 23,29$ y $b = 57,54$; con lo que la Curva I - D - R, para $R = 2$ años resulta:

$$i = \frac{57.54}{t + 23.29} \quad i[\text{mm/min}] \text{ y } t[\text{min}]$$

Desde luego, resulta recomendable:

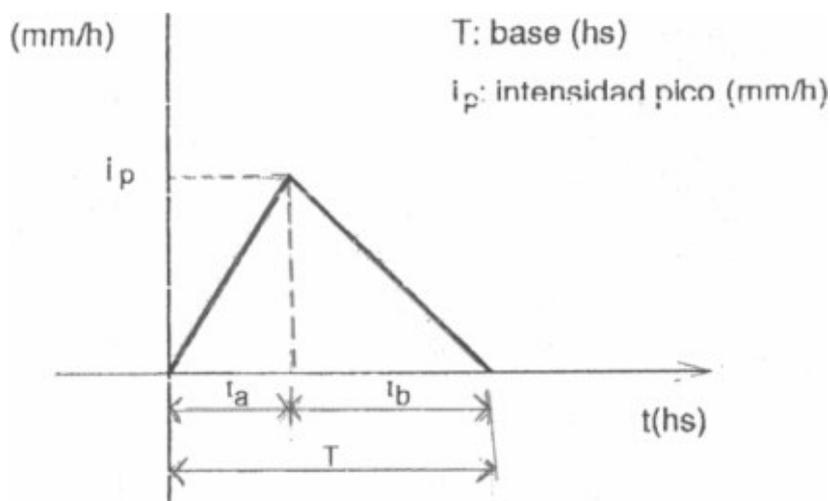
- Evaluar distintas leyes de distribución de probabilidades y elegir aquella que produzca el mejor ajuste a la muestra
- Evaluar la representación de diversas curvas, al conjunto de puntos de coordenadas (t, i), mediante regresiones (curvilínea, múltiple, etc.), mediante estimadores de mínimos cuadrados, etc.; seleccionando la que produzca el mejor ajuste.
- Trabajar con series lo más extensas posibles, eligiendo intervalos de tiempo en un rango amplio, e incorporando el $\Delta t = 5$ minutos.

3.2.4)- Hietogramas de Diseño

3.2.4.1)- Mediante el Análisis de Tormentas Observadas

Analizando los pluviogramas de tormentas, puede determinarse la secuencia temporal de cada precipitación, deduciendo las características que permitan formular hietogramas de diseño.

a) Método del Hietograma Triangular



Una propuesta consiste en asimilar la distribución temporal de una lluvia, a un triángulo. Un hietograma triangular de carácter general puede formularse como sigue:

La altura total del hietograma es:

$$P = 0.5 \cdot T \cdot i_p \longrightarrow i_p = \frac{2P}{T} \quad (66)$$

Se define un "coeficiente de avance" de lluvia a la relación entre el tiempo hasta el pico y la duración total de la lluvia:

$$r = t_a / T \quad (67)$$

Luego el tiempo de recesión de la lluvia será:

$$t_b = T - t_a = (1-r)T \quad (68)$$

Un valor medio del coeficiente de avance puede determinarse calculando la relación entre el tiempo hasta el pico y la duración para la serie de lluvias en estudio. Dichas relaciones ponderadas en función de la duración de cada precipitación, otorga el valor buscado de r:

$$r_p = \frac{\sum r_i \cdot T_i}{\sum T_i} \quad (69)$$

Con fines solamente ilustrativos, se consignan seguidamente el coeficiente de avance y otros características de algunas precipitaciones registradas en la Estación Rosario Aeropuerto.

FECHA	P (mm)	T _i (hs)	R _i	r _p
09/11/82	74,10	6	0,17	
15/03/69	145,20	11	0,10	
01/12/78	80,70	7,2	0,42	0.315
23/02/73	104,20	12,8	0,45	
03/12/78	74,00	7,20	0,42	

Luego, según la ecuación (69), resulta $r_p = 0,315$

3.2.4.2)- Utilizando relaciones I - D - R

a) Método del Bloque Alterno

Es una propuesta simple para formular un hietograma de diseño, a partir de las Curvas I-D-R. Para ello se requiere, la altura de lluvia que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos, de duración Δt , y para una duración total $T = n \cdot \Delta t$

Después de seleccionar la recurrencia de diseño; se obtiene - en la curva I-D-R respectiva - las intensidades para las duraciones Δt , $2\Delta t$, $3\Delta t$, etc, y las alturas de lluvias correspondientes: $\Delta t \cdot i_1$, $2\Delta t \cdot i_2$, $3\Delta t \cdot i_3$, etc. A partir de las diferencias entre valores sucesivos de altura de lluvia, se obtiene la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt .

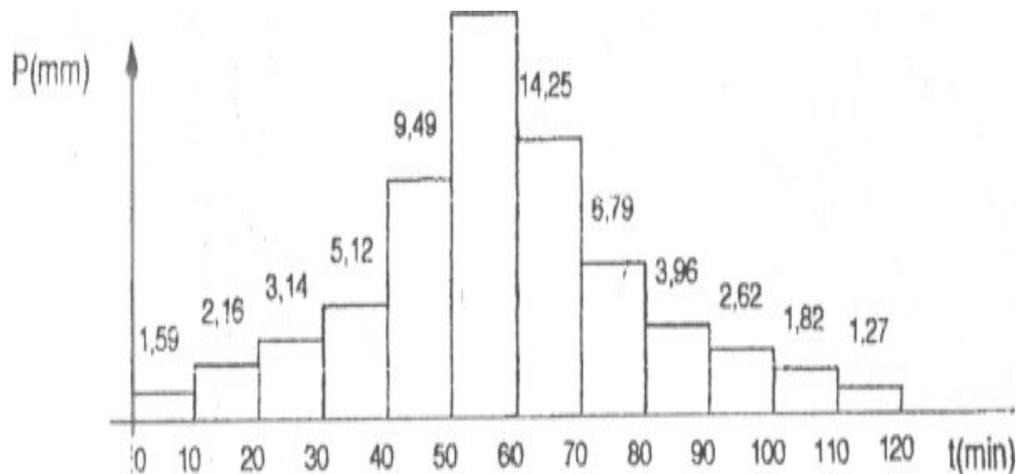
Estos incrementos (o bloques) se reordenan en una secuencia temporal, de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T; y que los demás incrementos queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central.

Ejemplo: Supongamos que la ecuación siguiente, sea la curva I-D-R para un lugar determinado, y para una recurrencia determinada

$$i_{m,max} = 95 (30 + t)^{-1} \quad (70)$$

con i (mm/min) y t (min). Construyamos el hietograma de diseño para $t = 2$ horas y $\Delta t = 10$ min

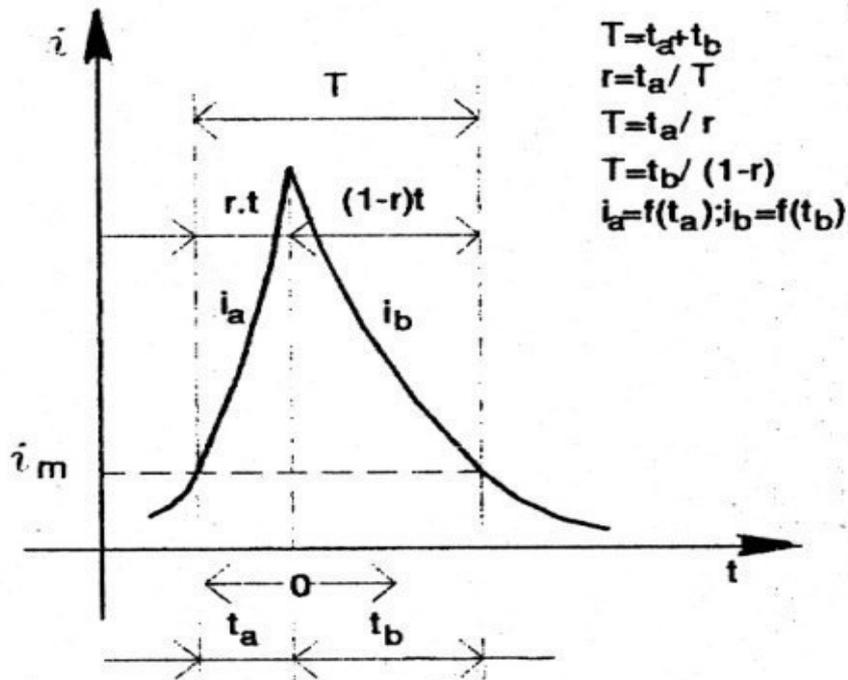
DURAC (min)	i (mm/min)	EP (mm)	ΔP (mm)	Δt (min)	P(mm)
10	2.375	23.75	23.75	0-10	1.59
20	1.900	38.00	14.25	10-20	2.16
30	1.583	47.49	9.49	20-30	3.14
40	1.357	54.28	6.79	30-40	5.12
50	1.188	59.40	5.12	40-50	9.49
60	1.056	63.36	3.96	50-60	23.75
70	0.950	66.50	3.14	60-70	14.25
80	0.864	69.12	2.62	70-80	6.79
90	0.792	71.28	2.16	80-90	3.96
100	0.731	73.10	1.82	90-100	2.62
110	0.679	74.69	1.59	100-110	1.82
120	0.633	75.96	1.27	110-120	1.27



b) Método de la Intensidad Instantánea

Conociendo la ecuación que define la Curva I-D-R a emplear, puede desarrollarse las expresiones matemáticas que describen la variación de la altura de lluvia en función del tiempo. El principio a aplicar, es similar al utilizado en el Método del Bloque Alternativo, excepto que aquí, la intensidad de la lluvia varía en forma continua a lo largo de la precipitación.

Consideremos el hietograma siguiente:



La cantidad total de lluvia P , durante el tiempo T , está representada por el área bajo las curvas.

$$P = \int_0^{rT} f(t_a) dt_a + \int_0^{(1-r)T} f(t_b) dt_b \quad (71)$$

Nótese que $f(t_a) = f(t_b)$ para cualquier T . Luego diferenciando la ecuación (71) con respecto a T , se obtiene:

$$\frac{dP}{dT} = f(t_a) = f(t_b) \quad (72)$$

Si llamamos i_m a la intensidad de lluvia promedio, para duración T , entonces:

$$P = T \cdot i_m \quad (73)$$

y diferenciando la ecuación (73) con respecto a T , queda:

$$\frac{dP}{dT} = i_m + T \frac{di_m}{dT} = f(t_a) = f(t_b) \quad (74)$$

En algunos lugares, la variación de la intensidad de la lluvia, puede simularse mediante una ecuación del tipo siguiente:

$$i_m = a(b+T)^{-1} \quad (75)$$

diferenciando esta ecuación y sustituyendo el resultado en la ecuación (74) tenemos:

$$\left. \begin{aligned} \frac{di_m}{dT} &= \frac{f(t_a) - i_m}{T} \\ -a(b+T)^{-2} &= \frac{f(t_a) - i_m}{T} \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{di_m}{dT} = -a(b+T)^{-2}$$

$-a(b+T)^{-2}T = f(t_a) - i_m$ despejando $f(t_a)$, agrupando términos comunes y simplificando queda:

$$i = f(t_a) = a b (b+T)^{-2} \quad (76)$$

Las ecuaciones para las intensidades i_a , e i_b , en términos de t_a y t_b , se encuentran reemplazando el valor T , a partir de las expresiones $T = t_a / r$ y $T = t_b / (1-r)$. Luego:

$$i_a = a b (b+T)^{-2} = a b (b+t_a/r)^{-2} \quad (77)$$

$$i_b = a b (b+T)^{-2} = a b (b+t_b/r)^{-2} \quad (78)$$

Aplicación práctica: desarrollemos un hietograma de 2 horas de duración, en base a una Curva I-D-R como la representada por la ecuación (75), con un coeficiente de avance de tormenta $r=0,40$

- Para $r = 0,40$ y $T = 120$ min, la intensidad pico de la precipitación ocurre a los 48 min, puesto que:

$$t_a = rT = 0,40 \times 120 \text{ min} = 48 \text{ min}$$

$$t_b = (1-r) T = 0,60 \times 120 \text{ min} = 72 \text{ min}$$

- El valor de la intensidad pico, se obtiene con la ecuación (76), para $T = 0$. Adoptand para a y b valores idénticos a los de la ecuación (70) resulta:

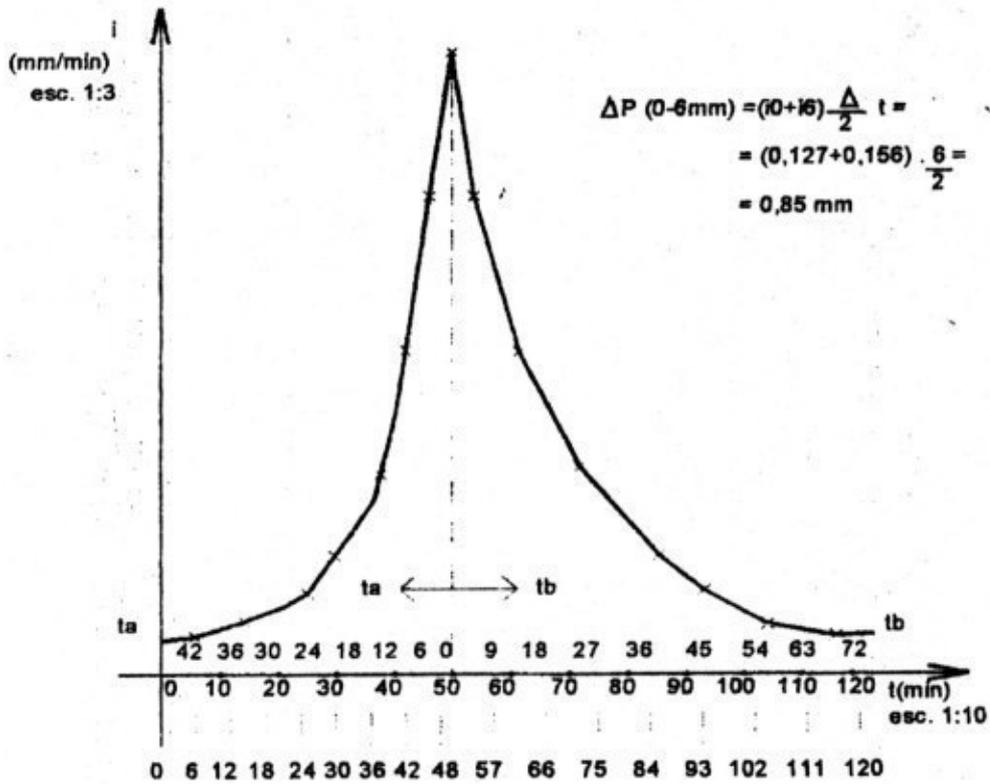
$$i_p = \frac{a}{b} = \frac{95}{30} = 3.167 \text{ mm/min}$$

- Antes del pico (por ejemplo) $T = t_a / r$; luego para $t = 36$ mm, resulta $t_a = 48 \text{ min} - 36 \text{ min} = 12$ min y entonces

$$T = 12 \text{ min} / 0.40 = 30 \text{ min. Empleando la ecuación (76) resulta}$$

$$i = 0,792 \text{ mm/min}$$

- En función de lo expuesto se desarrolla el cálculo y dibujo del hietograma que s muestran a continuación. La suma de los incrementos de precipitación (77,45 mm) es algo mayor que la altura de lluvia calculada en el ejemplo del Apartado 2.4.2. La diferencia surge debido a la discretización de la escala continúa de tiempos y al empleo del promedio para calcular la altura de lluvia, para cada intervalo de tiempo.



t_i (min)	t_a, t_b (min)	T (min)	\dot{i} (mm/min)	ΔP (mm)
0	4	12	0.127	0.85
6	4	10	0.156	1.06
12	3	90	0.198	1.37
18	3	75	0.259	1.83
24	2	60	0.352	2.58
30	1	45	0.507	3.90
36	1	30	0.792	6.60
42	6	15	1.407	3.19
44	4	10	1.781	4.11
46	2	5	2.327	5.49
48	0	0	3.167	8.24
51	3	5	2.327	6.16
54	6	10	1.781	4.78
57	9	15	1.407	9.90
66	1	30	0.792	5.85
75	2	45	0.507	3.87
84	3	60	0.352	2.75
93	4	75	0.259	2.06
102	5	90	0.198	1.59
111	6	10	0.156	1.27
120	7	12	0.127	

$$\Sigma = 77.45$$

3.2.5) Lluvias Límites Estimadas

Los valores límites estimados, son frecuentemente la Precipitación Máxima probable (PMP), la tormenta MÁXIMA Probable (TMP), y la Crecida Máxima Probable (CMP).

La PMP proporciona una altura de lluvia, cuya distribución temporal debe definirse para formar una TMP. Esta puede emplearse como entrada de un modelo lluvia - escurrimiento, para desarrollar una CMP.

3.2.5.1)- Precipitación máxima Probable (PMP)

La PMP es un valor límite estimado de lluvia. Puede definirse como la mayor altura de lluvia estimada analíticamente; para una duración determinada, que sea físicamente posible y que caracterice razonablemente una región geográfica particular en un cierto periodo del año.

En la práctica, no se tiene en cuenta los efectos del cambio de clima a largo plazo para estimación de la PMP.

Debe tenerse en cuenta que el concepto de PMP no es totalmente confiable, debido a que no puede estimarse perfectamente, y, a que su probabilidad de ocurrencia es desconocida. Sin embargo - a nivel práctico - la PMP resulta útil, y seguramente se continuará usando, debido a la preocupación pública, en relación a la seguridad de proyectos de obras importantes, o bien de obras cuyo colapso ponga en riesgo vidas humanas.

En las Referencias Bibliográficas identificadas con b y c, se desarrollan metodologías para el análisis de la PMP.

3.2.5.2)- Tormenta Máxima Probable (TMP)

La TMP involucra la distribución temporal de la lluvia. Los valores de la PMP, se obtienen en general como altura de lluvia máxima acumulada, para cualquier duración.

Con el propósito de modelar el escurrimiento máximo es necesario investigar diferentes secuencias temporales críticas de incrementos de PMP. En general se adopta la secuencia que se traduce en la distribución temporal más avanzada, es decir aquella que comienza con la mayor cantidad de lluvia y continua con incrementos decrecientes.

3.2.5.3)- Crecida Máxima Probable (CMP)

La CMP es la mayor crecida que puede esperarse suponiendo la coincidencia de todos los factores que producirían la PMP y el máximo escurrimiento directo.

Desde el punto de vista económico, generalmente es prohibitivo diseñar una estructura hidráulica para la CMP. No obstante ello, se adopta la misma cuando el colapso de la obra, puede poner en riesgo vidas humanas.

Debido a las dificultades para evaluar la CMP, en particular debido a la falta de información necesaria para formular la PMP, con frecuencia se reemplaza esta última por una precipitación decamilenaria, es decir de 10.000 años de recurrencia.

En la práctica, se emplea normalmente (salvo casos de obras muy importantes y/o cuyo colapso puede poner en riesgo vidas humanas) la Crecida Estándar de Proyecto (CEP). Esta se estima al emplear un modelo lluvia - escurrimiento aplicando por ejemplo el método del hidrograma unitario a la Tormenta Estándar de Proyecto (TEP).

La TEP se deduce a partir de un análisis detallado de precipitaciones y una transposición de las mismas a posiciones que produzcan los máximos escurrimientos.

3.2.6)- Síntesis para la Discusión Relativa a la Selección de la Lluvia de Diseño y/u Obtención del Hidrograma de Diseño

3.2.6.1)- Hidrograma Resultante de Diseño

Recordando que el Hidrograma de Diseño representa el escurrimiento directo de la precipitación; si, en el curso de agua en estudio puede existir un caudal determinado en el momento de presentarse la crecida de diseño (generalmente el "caudal básico"), debe sumarse tal caudal al Hidrograma de Diseño.

3.2.6.2)- Relativas a la magnitud

A los fines de establecer la magnitud de la crecida de diseño, con frecuencia, se plantean las siguientes hipótesis:

- a) Si fallara la estructura, se presentarán riesgos ciertos de pérdidas de vidas humanas.
- b) Si fallara la estructura, se presentarán riesgos ciertos, de importantes daños materiales (costos de reparación y derivados de la operación de la obra), pero se considera que no hay riesgo de pérdidas de vidas humanas.
- c) Si fallara la estructura, habría que afrontar además de los costos de su reparación costos relativos a daños adicionales no significativos en relación a propiedades y derivados de la operación de la obra.

3.2.6.3)- Marco de Referencia Conceptual

En el cuadro titulado: "Crecida de Diseño", se sintetizan los aspectos conceptuales de mayor importancia para determinar los pasos a seguir para el análisis.

Con la base de las hipótesis relativas a la magnitud de la crecida de diseño, planteadas en el Apartado 2.5. anterior, se exhiben en el cuadro citado el análisis de lluvias, y de caudales y volúmenes respectivos. En cualquier caso el camino a seguir depende en gran medida de la información disponible y/o de las posibilidades de generarla.

El empleo de la Precipitación Máxima Probable (PMP), con las condiciones expuestas para cada hipótesis, corresponde al Bureau of Reclamation.

La determinación de la Recurrencia de diseño como una función de los costos puede resultar una tarea trabajosa y no siempre precisa. Asimismo la determinación de la PMP sin información apropiada puede otorgar resultados poco precisos. En el primer caso, en nuestro país, con frecuencia, se adoptan Recurrencias tales como:

- Alcantarilla importantes..... 25 años
- Puentes importantes..... 50 años
- Canales rurales..... 1 o 2 años
- Desagües pluviales urbanos
 - Sectores densamente poblados..... 5 a 10 años
 - Sectores con menor densidad 2 a 5 años

En el caso del control de Crecidas del Arroyo Ludueña, cuyos desbordes (14 en lo que va del presente siglo) causaron importantes pérdidas materiales (la crecida del Abril / 86, considerada la de mayor impacto, provocó daños materiales estimado en casi Cuarenta Millones de Dólares), se adoptaron las siguientes Recurrencias de Lluvias para el dimensionamiento de las obras seleccionadas a manera de Medidas Estructurales:

- Vertedero de la Presa de Retención, Entubamientos y Canalizaciones: 100 años

- Cierre de la Presa de Retención: 10.000 años
- Corresponde destacar, que en prácticamente todos los casos expuestos en el cuadro citado, adquiere fundamental importancia la definición del hietograma de diseño.

4)- LA CUENCA

4.1)- Consideraciones previas.

De la presencia total del agua en la naturaleza, en sus tres estados, sólido, líquido y gaseoso; interesa analizar lo que sucede en la parte continental. Dentro de esta es preciso fijar sistemas de referencias, espacios o áreas en los cuales se intentará explicitar y posteriormente relacionar y computar a los componentes del ciclo hidrológico. Estos sistemas son por lo general las cuencas, término tan conocido como discutido.

4.2)- Cuencas reales y cuencas vertientes

4.2.1) Concepto

Cuenca vertiente topográfica: línea divisoria de las aguas, que se traza en un plano con curvas de nivel, según las líneas de máximas alturas que bordean la cuenca

Cuenca vertiente, o cuenca de drenaje, de un río, considerado en un punto dado de su curso, al área limitada por el contorno en el interior del cual el agua precipitada corre por su superficie, se concentra y pasa por el punto determinado del cauce,

Cuando el suelo es totalmente impermeable, el concepto de cuenca hidrográfica coincide completamente con el aspecto topográfico de la cuenca, es decir, sería la zona de terreno limitada por máximas alturas, de modo que aparece el concepto topográfico de divisorias. Estos puntos de máximas alturas dividen las aguas hacia uno y otro lado. Esta coincidencia entre el aspecto topográfico y el hidrográfico solo se produce si el terreno es totalmente impermeable ya que si fuera permeable, pasarían aguas de una a otra vertiente topográfica y la verdadera divisoria sería aquella que dividiera las aguas hacia otra cuenca.

La cuenca vertiente funciona como un colector encargado de recoger las lluvias y llevarlas hacia la salida.

Esta transformación no va sin pérdida de agua y estas pérdidas dependen de las condiciones climatológicas reinantes sobre la cuenca, y también de las características físicas de éstas.

Por otra parte, lo que interesa conocer es el volumen total evacuado en la salida, así como la forma en que este volumen se reparte en el tiempo. En este orden de ideas, la cuenca vertiente se caracteriza por su morfología (forma, relieve, red de drenaje), la naturaleza del suelo y la cubierta vegetal. La dificultad está en expresar esta influencia por parámetros válidos que sean representativos de ese modo de acción; el problema no está resuelto aún en general y es probable que no exista, al menos de una manera utilizable.

Por el contrario, se puede establecer un cierto número de índices susceptibles de servir, al menos de punto de partida, en la clasificación de cuencas y de facilitar los estudios por analogía.

Si bien este tipo de sistema - cuenca- es el que más se conoce, no es menos cierto que existen otros de funcionamiento diferente, tal es el caso de las áreas de llanura de la Región Litoral de nuestro país, donde en muchos casos no existe una relación funcional de área de captación-sección del cauce de salida, debido principalmente a la falta de una red de avenamiento jerarquizada y a que las divisorias de aguas superficiales son dinámicas en función de la actividad pluvial.

4.2.2)- Trazado de divisorias.

Se denomina divisoria a la línea de contorno de la cuenca vertiente relativo a un punto.

En principio podemos distinguir entre divisoria topográfica y divisoria hidrográfica. La primera línea sería la línea que separa las aguas que superficialmente llegan al punto estudiado de las que pasarían a otras cuencas.

La divisoria hidrográfica tiene en cuenta, además, el recorrido del agua infiltrada en el terreno.

Normalmente, salvo en zonas de calizas fuertemente castificadas, en las que la delimitación de las divisorias requeriría un estudio más detallado, ambas divisorias coinciden sensiblemente, por lo que nos limitaremos a dar unas reglas prácticas para el trazado de la divisoria topográfica:

1° La línea divisoria corta ortogonalmente a las curvas de nivel.

2° Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por su parte convexa.

3° Cuando la altitud de la divisoria va disminuyendo, ésta corta a las curvas de nivel por su parte cóncava.

4° Si cortamos el terreno por el plano normal a la divisoria, el punto de intersección con ésta ha de ser el punto de mayor altitud de la intersección del terreno con el plano.

5° Como comprobación, la línea divisoria nunca debe cortar a un río, arroyo o vaguada, excepto en el punto del que queremos obtener su divisoria,

4.3)- FACTORES TOPOGRAFICOS E HIDROGRAFICOS

Las características físicas de la cuenca tienen un importante efecto sobre la forma del hidrograma, principalmente en lo referido a la curva de bajante.

Los factores que influyen son numerosos, los principales son:

- * Tamaño del área de drenaje.
- * Forma de la cuenca.
- * Red de drenaje
- * Pendiente de la cuenca.
- * Pendiente del curso principal.
- * Depresiones superficiales y modificaciones del cauce.

4.3.1)- Tamaño del área de drenaje.

Un incremento del área de drenaje produce no sólo un aumento del tiempo base del hidrograma, por el mayor tiempo de concentración, sino también una disminución de los caudales de pico expresados en $m^3/seg./km^2$. Esto se justifica porque si los demás factores se mantuvieran constantes, inclusive la misma altura de lluvia, el volumen escurrido por unidad de área sería siempre el mismo, cualquiera sea el área de la cuenca. Pero si el tiempo base aumenta, necesariamente deben disminuir los caudales de pico expresados por unidad de área.

Esto quiere decir que los caudales al pico crecen menos que proporcionalmente, con aumento de la superficie de la cuenca.

Además, debemos tener en cuenta que la que la máxima intensidad de lluvia que ocurre con una frecuencia dada, varía inversamente con el área. Cubierta por el temporal. En

consecuencia, a mayor área de cuenca, menor será la intensidad media de la lluvia y proporcionalmente menores los caudales de pico.

4.3.2)- Forma de la cuenca.

La forma de la cuenca tiene importancia sobre los picos del hidrograma. Una cuenca de forma circular donde el agua precipitada tiene un tiempo de traslado relativamente pequeño hasta la salida, producirá mayores picos en un menor tiempo que en una cuenca de forma alargada.

La forma de la cuenca puede cuantificarse por el índice de compacidad de GRAVELIUS.

$$Kc = \frac{P}{2 (\pi \cdot A)^{1/2}}$$

P : es el perímetro de la cuenca de **área A**

$2 (\pi \cdot A)^{1/2}$: representa el perímetro de una cuenca circular de **área A**.

Mientras más cercano sea **Kc** respecto a la mitad habrá mayores probabilidades de grandes picos.

3.3. Red de drenaje.

Si tenemos una cuenca bien drenada, el tiempo de traslado del flujo es relativamente corto y tendremos una concentración rápida de los caudales.

Se producirán picos elevados y caudales de estiaje muy bajos.

Las características de una red de drenaje puede ser determinada por:

- a) Orden de los cursos de agua
- b) Densidad de los cursos de agua
- c) Densidad de drenaje.

a) Orden de los cursos de agua

Todo curso de agua importante tiene tributarios, los cuales tienen sus propios afluentes y así sucesivamente hasta alcanzar las últimas bifurcaciones que ya no se subdividen,

Es usual dar un número de orden a cada uno de los cursos de agua. Los cursos que no reciben tributarios los clasificamos como de primer orden, sin tener en cuenta si desembocan en el curso principal o no. Los cursos que solo reciben tributarios que no se dividen (primer orden) los denominamos de segundo orden.

Los que están formados por la unión de dos tributarios de segundo orden, serán de tercer orden y así sucesivamente.

El estudio del orden de un curso de agua se realiza en base a una buena cartografía de la cuenca, en lo posible fotos aéreas,

Se incluyen los cursos permanentes y los intermitentes, aunque no se tiene en cuenta los cañadones que, no desarrollaron aún cauces definidos.

b) Densidad de los cursos de agua

Está dada por:

$$D = N / A$$

donde

A : es el área total de la cuenca

N : es el número de los cursos, incluyendo solamente los permanentes e impermanentes

Denominamos cursos de agua intermitentes a aquellos que escurren en épocas lluviosas y se secan en estiaje, a diferencia de los cañadones, que escurren solamente después de una lluvia y no tienen cauce definido.

El curso de agua principal se considera uno solo desde su nacimiento hasta la salida de la cuenca. Habrá **N1** cursos de orden inmediatamente inferior, cada uno de los cuales se desarrolla desde la nacimiento hasta su confluencia con el principal; **N2** tributarios de orden menor que se desarrollan desde la nacimiento hasta su confluencia con el orden inmediatamente superior, y sucesivamente hasta los de primer orden.

c) Densidad de drenaje.

Está expresada por la longitud de los cursos de agua por unidad de área.

$$Dd = L / a$$

donde

L : representa la extensión total de los cursos de agua perennes e intermitentes. Da una indicación de la eficiencia de la cuenca.

4.3.4) Pendiente de la cuenca.

La pendiente general de la cuenca tiene gran influencia sobre la forma del hidrograma, porque de ella depende fundamentalmente la infiltración, humedad del suelo y características de la vegetación. La influencia se traduce a una variación del tiempo de concentración de los volúmenes que escurren superficialmente hasta los cauces de los ríos. En grandes cuencas, este tiempo es pequeño comparado con el tiempo de propagación en el cauce propiamente dicho, pero en pequeñas cuencas, este tiempo de escurrimiento por sobre la superficie tiene suma importancia sobre el pico del hidrograma y sobre el tiempo base.

Un método para determinar la pendiente de una cuenca está basado en el área comprendida entre las diferentes curvas de nivel.

4.3.5)- Pendiente del curso de agua principal.

Una vez que el flujo de agua alcanzó el cauce principal, la pendiente de éste influye sobre el hidrograma ya que la velocidad de la corriente del río es proporcional a la pendiente del cauce principal.

La pendiente del curso influye en la curva de recesión del hidrograma, los caudales que ocupan esta parte del hidrograma provienen del volumen almacenado en el cauce y está sumamente influenciado por la pendiente del curso. Mientras mayor sea esta pendiente más rápidamente se desagotará el almacenamiento fluvial y mayor será la pendiente de la curva de recesión y menor el tiempo base del hidrograma.

4.3.6)- Depresiones superficiales y modificaciones del cauce.

Las depresiones del terreno deben ser llenadas por el agua precipitada y esto produce un retardo del escurrimiento que se traduce en un menor pico y un mayor tiempo base. En general, terrenos de gran pendiente y pocas depresiones originan crecidas de gran pico y reducido tiempo base.

Asimismo, modificaciones en el cauce del río, como el pasar de un cauce estrecho a uno más amplio, produce un mayor almacenamiento que se traduce en una reducción del pico y una amplitud del tiempo base del hidrograma.

Para estudiar las crecidas de un curso de agua es necesario, analizar previamente el mayor número posible de hidrogramas de caudales registrados durante crecidas y relacionar estos caudales con las respectivas precipitaciones.

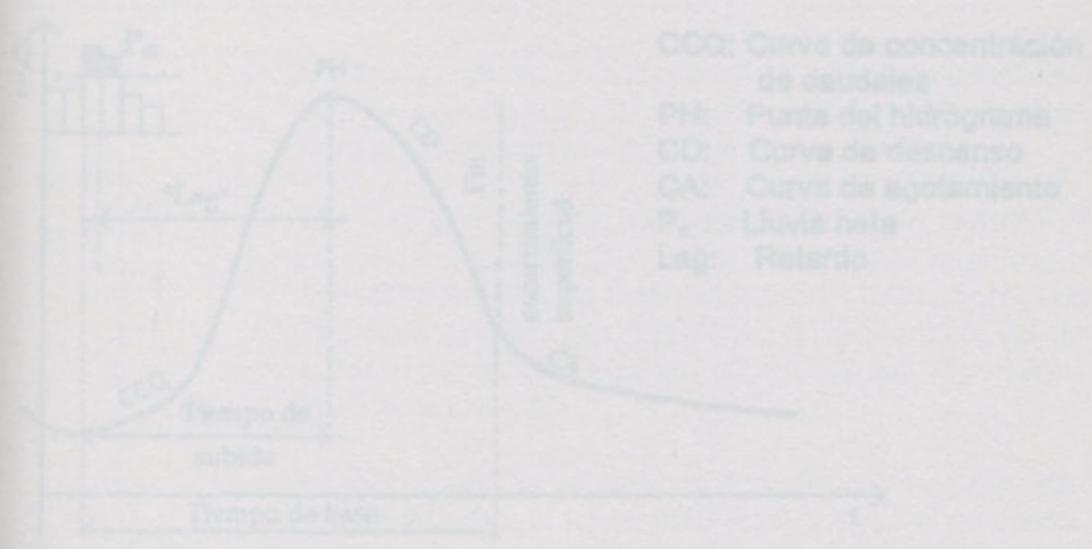
Antes de iniciar la tormenta, todo el caudal que transporta el cauce, llamado "caudal de base", procede de las napas freáticas.

Mientras que el agua de la "lluvia neta" comienza a escurrir sobre el terreno, van creciendo los caudales en la sección de control, llamándose a esta parte del hidrograma "Curva de concentración de caudales".

El crecimiento culmina en la "punta del hidrograma" que es la zona de máximos caudales. Esto podrá observarse en la Figura 1.

El tiempo que separa el inicio de gravedad de la lluvia neta de una tormenta, del inicio de la cantidad de los caudales de crecidas originados por el escurrimiento superficial, se denomina "defasaje" o "lag" (retardo).

Después que ha cesado la lluvia y deja de aportar toda la cuenca, comienza el decrecimiento de los caudales observados en la sección de control. Esta parte del hidrograma se llama "curva de descenso" y se extiende hasta el momento en que termina el escurrimiento superficial.



- COQ: Curva de concentración de caudales
- PH: Punta del hidrograma
- CD: Curva de descenso
- CA: Curva de agotamiento
- Pn: Lluvia neta
- Lag: Retardo

Figura 1. Descripción de un Hidrográfico genérico

Después el escurrimiento superficial comienza el decrecimiento de caudales, ahora solamente influenciado por las aguas procedentes de las napas freáticas.

De la breve descripción realizada hasta aquí, se desprende que un hidrograma representa la relación de caudales instantáneos - en una sección de control - en función del tiempo.

6)- HIDROGRAMA

6.1)- Descripción General

Para estudiar las crecidas de un curso de agua es necesario, analizar previamente el mayor número posible de hidrogramas de caudales registrados durante crecidas y relacionar estos caudales con las respectivas precipitaciones.

Supongamos, que antes de iniciarse la tormenta, todo el caudal que transporta el cauce, llamado "caudal de base", procede de las napas freáticas.

Desde que el agua de la "lluvia neta" comienza a escurrir sobre el terreno, van creciendo los caudales en la sección de control, llamándose a esta parte del hidrograma "curva de concentración de caudales".

Ese crecimiento culmina en la "punta del hidrograma" que es la zona de máximos caudales. Ello puede observarse en la Figura I.

El tiempo que separa el centro de gravedad de la lluvia neta de una tormenta, del centro de gravedad de los caudales de crecidas originados por el escurrimiento superficial, se denomina "desfasaje" o "lag" (retardo).

Una vez que ha cesado la lluvia y deja de aportar toda la cuenca, comienza el decrecimiento de los caudales observados en la sección de control. Esta parte del hidrograma se llama "curva de descenso" y se extiende hasta el momento en que termina el escurrimiento superficial.

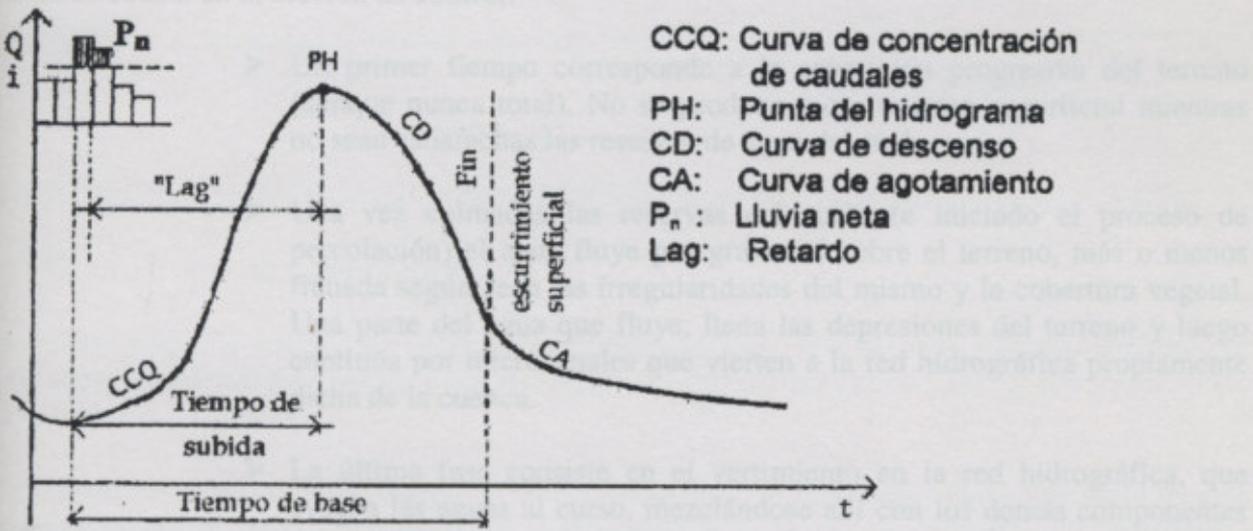


Figura I: Descripción de un Hieto-Hidrograma genérico

Concluido el escurrimiento superficial continúa el decrecimiento de caudales, ahora solamente influenciado por las aguas precedentes de las napas freáticas.

De la breve descripción realizada hasta aquí, se desprende que un hidrograma representa la variación de caudales instantáneos - en una sección de control - en función del tiempo.

6.2)- Análisis de Hidrogramas Observados

En el apartado anterior, efectuamos una descripción global de un Hidrograma.

Veremos con mayor detalle ahora el Hidrograma observado en una estación de aforo, como el resultado de las diversas formas de escurrimiento, existentes en una cuenca, tratando de separar los diversos componentes del caudal observado y estudiar las características de cada uno de ellos.

6.2.1)- Componentes del escurrimiento

Las aguas originadas por las lluvias y la fusión de las nieves, llegan a un curso de agua por cuatro caminos diferentes:

- El escurrimiento superficial
- El escurrimiento subsuperficial (hipodérmico)
- El escurrimiento subterráneo
- Las precipitaciones que caen directamente sobre las superficies de aguas libres.

Analizaremos brevemente, cada uno de los modos de escurrimiento señalados en el caso - particularmente simple - de una tormenta uniforme en el tiempo y en el espacio.

6.2.2)- El escurrimiento Superficial

Se entiende por escurrimiento superficial, el flujo por gravedad en la superficie del suelo (según la pendiente del terreno y la micro red hidrográfica) de las aguas precipitadas que han escapado a la infiltración, la evaporación y el almacenamiento superficial.

Puede transcurrir un largo tiempo desde que comienza la precipitación hasta que se observe un aumento de caudal en la sección de control.

- Un primer tiempo corresponde a la saturación progresiva del terreno (aunque nunca total). No se produce escurrimiento superficial mientras no sean satisfechas las reservas de agua del suelo
- Una vez colmadas las reservas del suelo (e iniciado el proceso de percolación) el agua fluye por gravedad sobre el terreno, más o menos frenada según sean las irregularidades del mismo y la cobertura vegetal. Una parte del agua que fluye, llena las depresiones del terreno y luego continúa por microcanales que vierten a la red hidrográfica propiamente dicha de la cuenca.
- La última fase consiste en el vertimiento en la red hidrográfica, que evacua las aguas al curso, mezclándose allí con los demás componentes del escurrimiento global.

La velocidad del escurrimiento superficial es mucho mayor en la red hidrográfica que en la película que escurre sobre el terreno, de modo que una fuerte densidad de dicha red tenderá a promover un más rápido crecimiento de los caudales en la sección de control.

El caudal en la sección de control, va creciendo con las llegadas sucesivas de los escurrimientos de zonas de la cuenca, cada vez más alejadas. Si la tormenta es de duración considerable, se produce el aporte simultáneo de todos los sectores de la cuenca. Si la tormenta es de poca duración, con

relación al tiempo de concentración de la misma el escurrimiento superficial de los sectores más alejados llega a la sección de control en la fase de decrecimiento de los caudales después de haber cesado la lluvia. El caudal máximo observado corresponderá entonces al escurrimiento procedente de una parte media de la cuenca.

La importancia del componente "escurrimiento superficial" en el caudal total originado por la precipitación depende de la naturaleza de la cuenca y del "estado de humedad inicial del suelo" siendo en general el principal factor de los picos de caudales de las crecidas.

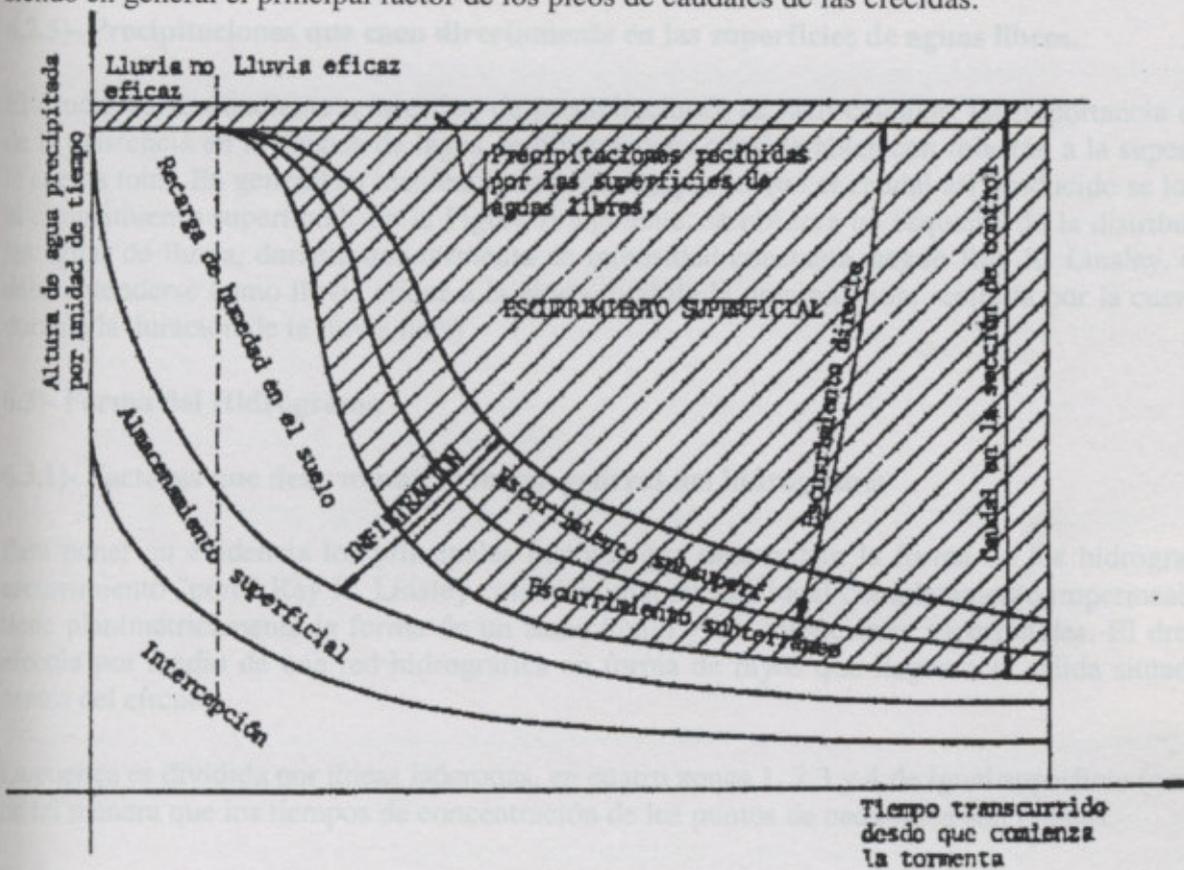


Figura II: Distribución de las aguas de lluvia durante el transcurso de la misma.(Linsley, 1977)

6.2.3)- El escurrimiento subsuperficial

Se llama así a aquella porción de precipitación infiltrada, que fluye primero casi horizontalmente por las capas superiores del terreno, para reaparecer al poco tiempo al aire libre en el encuentro con un microcanal o de un talud.

El escurrimiento subsuperficial es igual a la diferencia entre la infiltración total y la parte de ésta destinada a aumentar las reservas del suelo y de la napa freática (por percolación). La importancia de este componente, depende esencialmente de la estructura del suelo.

En zonas cultivadas, en el límite de penetración del arado, tiende a formarse un estrato relativamente impermeable, favoreciendo - en algunos casos notablemente - este tipo de escurrimiento.

6.2.4)- El escurrimiento subterráneo

Si el suelo contiene una humedad suficiente para permitir la percolación profunda del agua, una porción de las precipitaciones alcanza la napa freática u otras más profundas.

La importancia de este componente depende de la estructura y geología del suelo y subsuelo así como de la intensidad de la lluvia.

La duración del escurrimiento subterráneo hacia la descarga en el curso es mucho más larga que la de los otros componentes del caudal, debido a las reducidas velocidades de filtración en el suelo. Por ello, la contribución al caudal total es siempre gradual y representa una pequeña fracción en los picos de caudales de las crecidas.

6.2.5)- Precipitaciones que caen directamente en las superficies de aguas libres.

El caudal correspondiente a este tipo de precipitaciones es fácil calcular. La importancia depende de la existencia en la cuenca de lagos de dimensiones considerables con relación a la superficie de la cuenta total. En general su incidencia es pequeña, por lo que el caudal así producido se lo integra al escurrimiento superficial. En la Figura II siguiente, se observa un esquema de la distribución de las aguas de lluvia, durante una tormenta de intensidad constante, según Ray K. Linsley. (En ella debe entenderse como lluvia eficaz a la altura total de la precipitación, recibida por la cuenca sólo durante la duración de la lluvia neta)

6.3)- Forma del Hidrograma

6.3.1)- Factores que determinan la forma general del hidrograma

Para poner en evidencia los principales factores que determinan la forma de los hidrogramas de escurrimiento "puro" Ray K. Linsley considera una cuenca ideal completamente impermeable, que tiene planimétricamente la forma de un semicírculo y sin retenciones superficiales. El drenaje se efectúa por medio de una red hidrográfica en forma de rayos que llegan a la salida situada en el centro del círculo.

La cuenca es dividida por líneas isócronas, en cuatro zonas 1, 2,3 y 4 de igual superficie (e unitaria) de tal manera que los tiempos de concentración de los puntos de cada línea son iguales.

Se admite en este análisis un tiempo de concentración de 4 horas para la zona 4; 3 horas para la zona 3, 2 horas para la zona 2 y 1 hora para la zona 1.

Para una precipitación total (p) de 10 mm se busca la forma del hidrograma variando:

- La duración de la tormenta (Tn)
- La distribución espacial de las precipitaciones
- La intensidad de las precipitaciones durante la tormenta (i)

Caso 1: Tormenta sobre las cuatro zonas, con una duración menor al tiempo de concentración de la cuenca, pero igual al de cada zona:

$$\begin{aligned} p &= 10 \text{ mm (uniforme)} \\ T_n &= 1 \text{ hora} \\ i &= 10 \text{ m m/h} \end{aligned}$$

a) Hidrograma relativo a la zona 1

El escurrimiento de la zona 1 provoca un incremento de caudal en la sección de control desde el comienzo mismo de la tormenta. Admitiremos que el caudal aumenta linealmente

hasta el fin de la primera hora (contada a partir del comienzo de la lluvia); momento en que como el tiempo de concentración de la zona 1 es 1 hora, el conjunto de ésta contribuye a aumentar el caudal de salida. En ese momento la lluvia cesa y simultáneamente cesa el escurrimiento de las áreas inmediatamente adyacentes a la sección de control. El caudal de la zona 1 disminuye linealmente y se anula al fin de la segunda hora. Para la zona 1 analizada, el hidrograma presenta una forma triangular que se observa en la Figura III - I caracterizado por:

- tiempo de base $T_b = T_n + T_c = 2$ horas
- caudal pico $Op = U2, = 10$ (las unidades de caudal dependen de las unidades que se le asignen al área)

b) Hidrograma relativo al conjunto de las cuatro zonas 1, 2, 3 y 4

Cada una de las 4 zonas producirá hidrogramas idénticos al de la zona 1, estando cada uno de ellos separados por una hora con relación al que le precede de aguas abajo hacia aguas arriba, como se muestra en la Figura III - I. El hidrograma tendrá la forma de un trapecio cuya base mayor será igual al tiempo de concentración de toda la cuenca (4 horas) más la duración de la lluvia (1 hora).

Se observa que el caudal máximo o pico comienza con el fin de la lluvia y es igual al correspondiente de la zona 1 solamente.

Caso 2: Tormenta sobre las cuatro zonas,, con una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

$$\begin{aligned} P &= 10\text{mm} \\ T_n &= 4 \text{ horas} \\ i &= 2.5 \text{ mm/h} \end{aligned}$$

Consideremos primero el hidrograma relativo a la zona 1 solamente. El caudal crece linealmente - suponemos - durante 1 hora, momento en que alcanza su valor máximo, puesto que aporta simultáneamente toda la zona. Tal aporte permanece hasta la hora 4, momento en que cesa la lluvia. Obviamente comienza en ese instante el decrecimiento - que suponemos lineal - de los caudales, hasta anularse en la hora 5, instante en el que llegan a la salida los aportes de las áreas más alejadas de la zona.

Luego de la 1^{er} hora de lluvia comienzan a llegar, a la salida, los aportes de las áreas - de la zona 2 - más próximas a la misma, produciendo un incremento lineal de los caudales hasta la hora 2, momento en que se produce el máximo aporte de dicha zona, puesto que contribuye con toda su superficie. Esta característica permanece hasta la hora 4, instante en que cesa la lluvia, y comienza el decrecimiento - lineal - de caudales puesto que paulatinamente se va descargando la cuenca, durante 2 horas.

Aplicando idéntico razonamiento, pueden evaluarse los hidrogramas de las zonas 3 y 4.

La suma de los cuatro hidrogramas zonales, nos otorgará el hidrograma global, con forma triangular, tiempo de base igual a 8 horas y caudal pico al promediar el mismo (4 horas)

El aumento del tiempo de base, origina, un ascenso y descenso de la crecida, más lento que en el *Caso 1*, pero el caudal pico es el mismo.

Caso 3: Tormenta sobre las cuatro zonas, con una duración inferior al tiempo de concentración de la cuenca.

$$\begin{aligned} p &= 10 \text{ mm (uniforme)} = 20 \text{ min} \\ T_n &= 4 \text{ horas} \\ i &= 30 \text{ mm/h} \end{aligned}$$

Consideremos primero el hidrograma relativo a la zona 1 solamente. Su construcción puede aproximarse a la efectuada para el Caso 1, con el siguiente artificio: Descompongamos la zona 1 en 3 sectores Ω_{1a} , Ω_{1b} , Ω_{1c} , con tiempos de concentración respectivos de 20 min., 40 min., y 60 min. Es obvio que obtendremos un hidrograma trapezoidal, creciendo el caudal linealmente hasta el fin de la tormenta, manteniéndose constante durante 40 min. y volviendo a cero en 20 min. Las zonas 2, 3 y 4 darán hidrogramas idénticos al de la zona 1, pero cada uno de ellos estará separado por 1 hora con relación al que le precede.

Para toda la cuenca, se llega a un hidrograma, como el respectivo señalado en la Figura III - I. El caudal máximo corresponderá a una intensidad de 30 mm/h que cae sobre 1/3 de la superficie de la zona 1; siendo igual a los encontrados en el Caso 1 y Caso 2, los cuales corresponden - sin embargo - a intensidades de lluvia 3 y 12 veces - respectivamente - más bajas.

Caso 4: Tormenta sobre las cuatro zonas, con intensidad diferente en cada una de ellas.

p	= 10 mm (total media) no uniforme espacialmente. Distribuida en la cuenca según se muestra en la Figura III - II
T_n	= 1 h
I_1	= 17.5 mm/h
i_2	= 12.5 mm/h
i_3	= 7.5 mm/h
i_4	= 2.5 mm/h

Si se construye el hidrograma de cada zona - de manera similar al Caso 1 - y se suman, se obtiene el hidrograma global mostrado en la Figura III - II.

Se observa que el tiempo de base es siempre igual a $T_C + T_n$ pero la no-uniformidad de la distribución espacial de las tormentas, se traduce en una disimetría del hidrograma.

Fuertes precipitaciones en la parte inferior de la cuenca provocan, un ascenso rápido del caudal y conducen a un caudal máximo situado al comienzo de la lluvia, mientras que se obtiene un hidrograma de forma inversa si las lluvias de gran intensidad afectan la parte alta de la cuenca, En ambos casos el caudal pico es proporcional a la intensidad de la lluvia en la región que la recibe.

Caso 5: Tormenta sobre las cuatro zonas, no uniforme, pero igual en todas ellas.

p	= 10 mm (no uniforme temporalmente). Distribución en el tiempo según se muestra en la Figura III - III
T_n	= 1 h
i	= 15 mm/h y 5 mm/h

La variación temporal de la intensidad de lluvia, conforme se indica en las figuras respectivas, modifica la forma de ascenso y descenso de la crecida. Si las mayores intensidades se sitúan al comienzo de la tormenta, la "curva de concentración" presenta una convexidad dirigida hacia arriba. Esa convexidad, se dirige hacia abajo si las mayores intensidades de lluvia se producen cerca del fin de la tormenta.

En el desarrollo de este apartado no se tuvieron en cuenta explícitamente los volúmenes de agua almacenados en los canales naturales cuando su nivel sube correlativamente con el aumento del caudal y viceversa, habida cuenta de las condiciones teóricas de la cuenca analizada, según la descripción realizada en el Apartado 3.3.1. No obstante ello, éste es un elemento importante a considerar en una red de desagües pluviales. Esos almacenamientos y evacuaciones sucesivas del agua contenida en la red hidrográfica se traduce en:

- Descenso de la "curva de concentración" por debajo de su trazado teórico.
- Reducción del caudal pico.

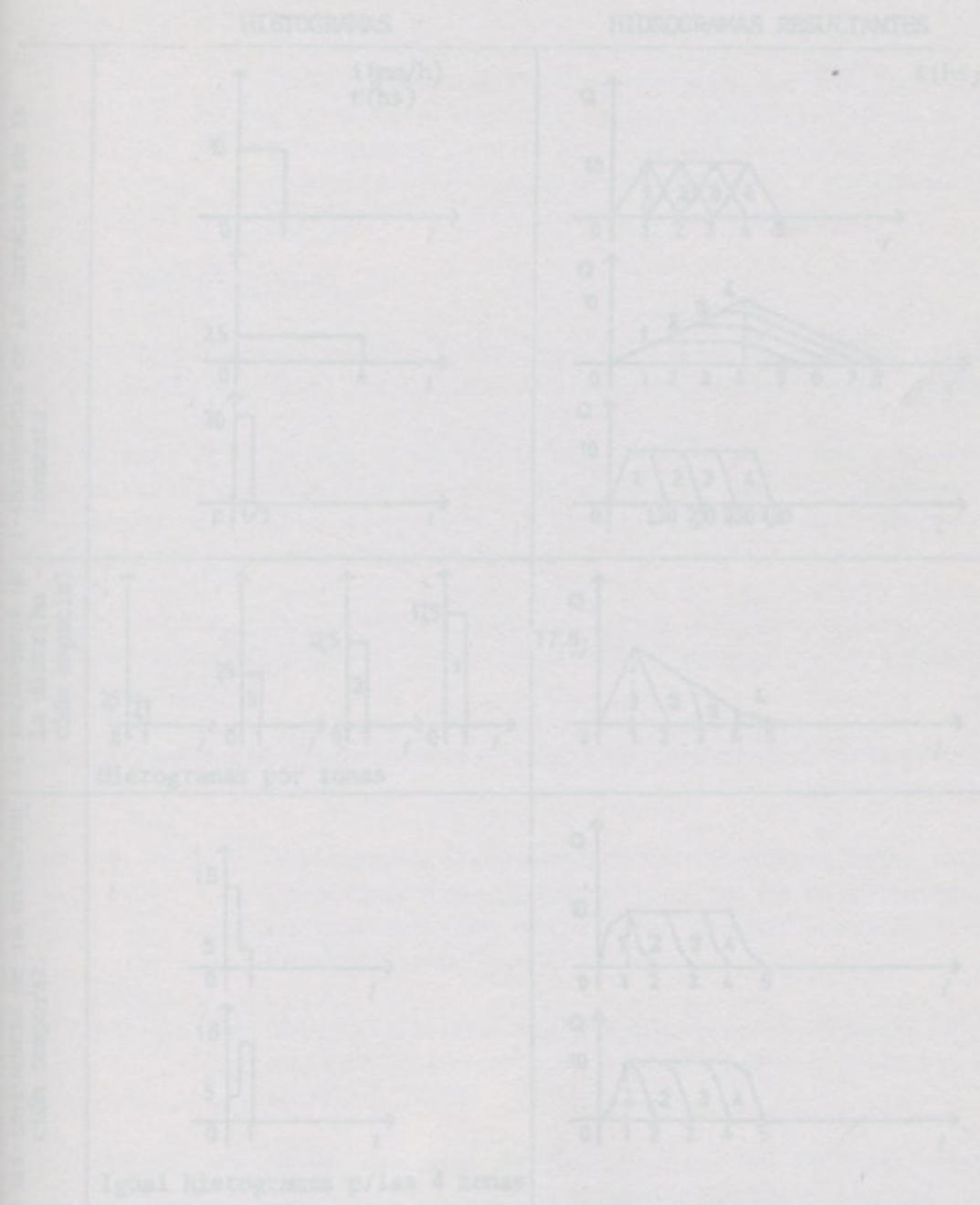


Fig. III - Influencia de la duración, distribución espacial y variaciones de intensidad, de una lluvia, sobre la forma del hidrograma de una cuenca teórica (Remenegas, 1971)

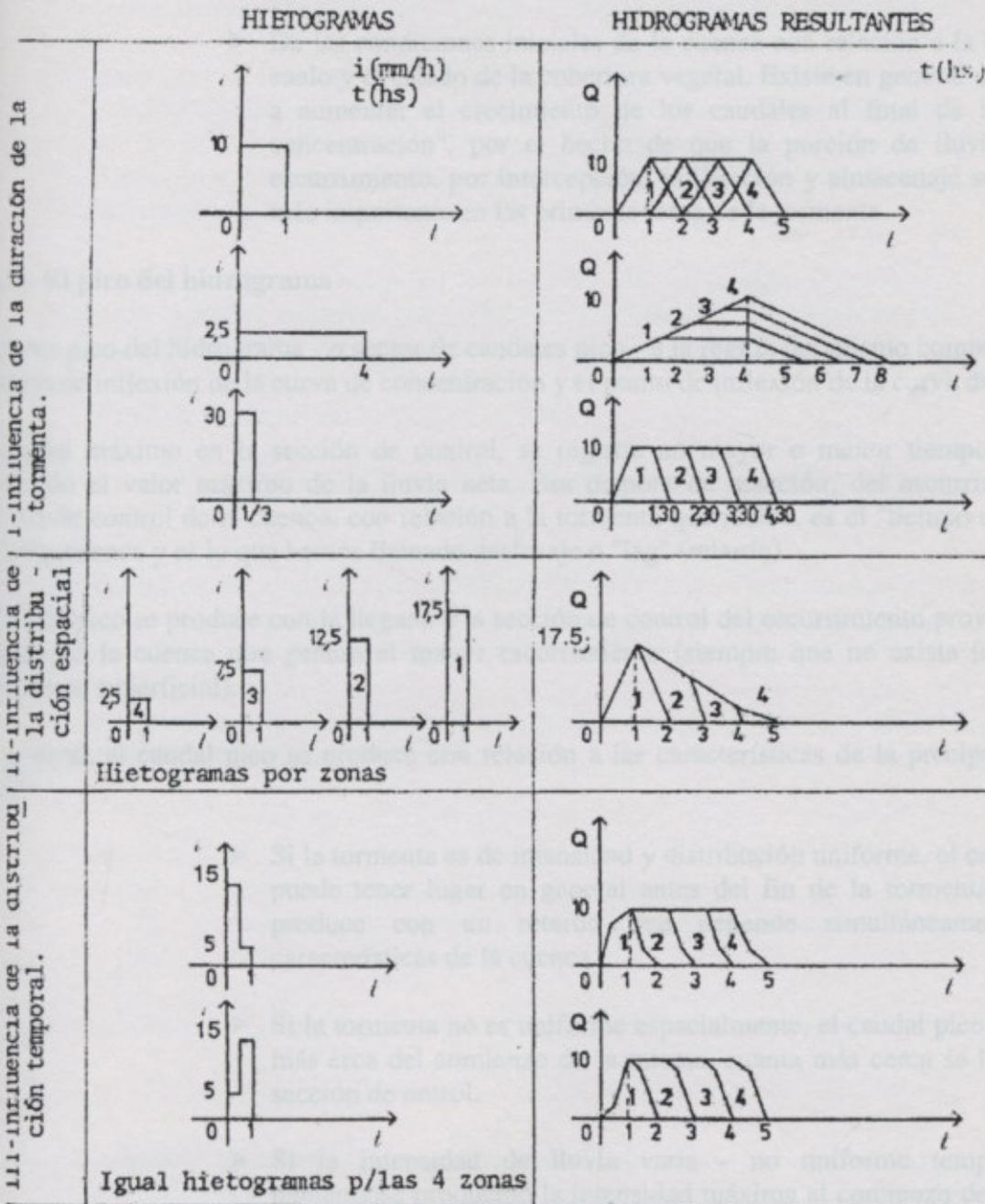
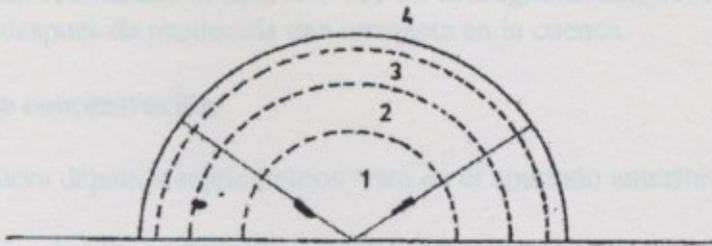


FIG III : Influencia de la duración, distribución espacial y variaciones de intensidad, de una lluvia; sobre la forma del hídrograma de una cuenca teórica (Remeniegas, 1971)

Consideremos ahora, retomando el apartado 3.1 un hidrograma simple, registrado en una estación de aforo durante y después de producida una tormenta en la cuenca.

6.3.2)- La curva de concentración

La forma de esta curva depende según hemos visto en el apartado anterior, principalmente:

- De la duración y distribución espacial y temporal de la lluvia.
- De la extensión de las subcuencas que componen la cuenca.
- De las condiciones iniciales de la cuenca con relación a la humedad del suelo y el estado de la cobertura vegetal. Existe en general una tendencia a aumentar el crecimiento de los caudales al final de la "curva de concentración", por el hecho de que la porción de lluvia restada al escurrimiento, por interceptación, infiltración y almacenaje superficial, es más importante en las primeras fases de la tormenta.

6.3.3)- El pico del hidrograma

Se llama pico del hidrograma - o sector de caudales pico - a la región del mismo comprendida entre el punto de inflexión de la curva de concentración y el punto de inflexión de la curva de descenso.

El caudal máximo en la sección de control, se registra en mayor o menor tiempo después de producido el valor máximo de la lluvia neta. Esa demora de reacción, del escurrimiento en la sección de control de la cuenca, con relación a la tormenta que recibe, es el "tiempo de respuesta" de dicha cuenca y es lo que hemos llamado desfasaje o "lag" (retardo).

El caudal pico se produce con la llegada a la sección de control del escurrimiento proveniente de la porción de la cuenca que genera el mayor escurrimiento (siempre que no exista influencia del almacenaje superficial).

En general, el caudal pico se produce con relación a las características de la precipitación como sigue:

- Si la tormenta es de intensidad y distribución uniforme, el caudal pico no puede tener lugar en general antes del fin de la tormenta. El pico se produce con un retardo que depende simultáneamente de las características de la cuenca.
- Si la tormenta no es uniforme espacialmente, el caudal pico se producirá más erca del comienzo de la misma, cuanta más cerca se localice de la sección de ontrol.
- Si la intensidad de lluvia varía - no uniforme temporalmente - habiéndose producido la intensidad máxima al comienzo de la tormenta, entonces el caudal pico puede presentarse antes del fin de la tormenta.

Los hidrogramas de muchas cuencas contienen dos o más "picos", aún para tormentas uniformes de duración relativamente corta. Esto puede ser resultado de la «forma" de cuenca, que produce una separación de los caudales picos de los diversos afluentes. Sin embargo muchas veces la existencia

de varios picos reflejan simplemente, la heterogeneidad de las precipitaciones tanto espacial como temporal.

6.3.4)- La curva de descenso

1. La curva de descenso del hidrograma de escurrimiento superficial

La curva de descenso, es la única parte del hidrograma que puede ser representada - con buena aproximación - por una ecuación general aplicable a todas las tormentas que precipitan en la misma cuenca. La misma traduce la variación de los caudales en la sección de control, debido al agua acumulada en la cuenca después que ha cesado todo aporte de la lluvia.

Su forma general debe ser casi independiente de las variaciones de la intensidad de lluvia y de las infiltraciones que han producido la crecida y función solamente de las características físicas de la red hidrográfica (siempre y cuando no se incluya el hidrograma del escurrimiento subterráneo) y del volumen de agua "retenido" en la cuenca a partir del instante considerado como origen.

Sin embargo, lluvias intensas en las cercanías de la sección de control, conducen a un descenso "rápido", mientras que tormentas concentradas en las partes más alejadas de la cuenca, conducen a un descenso "lento".

2. Curva de descenso del hidrograma global.

Cada componente del caudal del hidrograma llega a la sección de control por un camino diferente.

Las curvas de descenso del escurrimiento superficial, del escurrimiento subsuperficial y del escurrimiento subterráneo, tendrán cada una sus características propias. La curva de descenso del hidrograma global es pues la síntesis de esos diversos descensos elementales.

En una primera aproximación, cada una de esas curvas de descenso, puede ser representada por una función exponencial de la forma:

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad (1)$$

donde:

- Q_t caudal en el instante t .
- Q_0 :caudal en un instante t_0 anterior a t y arbitraria, tomado como origen.
- α coeficiente de descenso

ahora bien, si aplicamos log. a ambos miembros de la ecuación (1), tenemos:

$$\log Q_t = \log Q_0 - \alpha \cdot t \cdot \log e \quad (2)$$

que muestra que en coordenadas semilogarítmicas las curvas de descenso están representadas por rectas, siendo ahora sencillo determinar gráficamente el valor del coeficiente α , correspondiente al descenso de cada componente del escurrimiento.

Si la cuenca no es homogénea, la curva de descenso, está a veces mejor representada por una ecuación con dos parámetros de ajuste (α y n):

$$Q_1 = Q_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad (1)$$

3. La curva de agotamiento

El Ing. Maillet propuso para representar el descenso de las aguas subterráneas (durante el período en que no recibe ningún aporte de agua exterior) denominada curva de agotamiento, la siguiente integral:

$$W = \int_0^{\infty} Q_t \, dt = \int_0^{\infty} Q_0 e^{-\alpha t} \, dt = \frac{Q_0}{\alpha} \quad (3)$$

donde:

W es el volumen de agua almacenado en las reservas subterráneas de la cuenca, y las restantes variables tienen igual significado anterior.

6.3.5)- Separación de los diversos componentes

La separación de los diversos componentes del hidrograma, es siempre aproximada, puesto que no existen métodos experimentales que permitan identificar el origen y el trayecto anterior de los caudales que llegan a la sección de control.

En la práctica, se dividen esos caudales en dos partes:

- El escurrimiento directo (que engloba el escurrimiento superficial y el escurrimiento subsuperficial), y las precipitaciones recibidas por las superficies de aguas libres.
- El escurrimiento subterráneo

Revisaremos brevemente la correlación que existe casi siempre entre el nivel del agua en el curso y el nivel de la napa freática.

En "periodos de aguas bajas" (sequía) se puede admitir que el caudal que transporte el curso proviene de la napa subterránea y que el nivel del agua en el río está normalmente al mismo nivel que el de la napa a la altura de las orillas del curso. A medida que nos alejamos de las orillas, la napa presenta una pendiente que asegura el escurrimiento subterráneo, según se muestra en la Figura IV

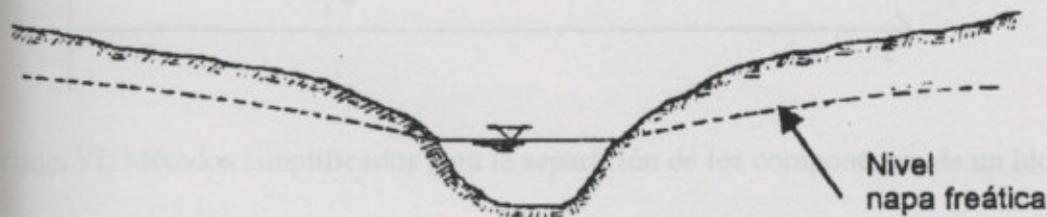


Figura IV: Flujo subterráneo en las adyacencias de un curso de agua en estiaje.

Si la napa freática desciende por debajo del lecho del curso de agua, el sentido del flujo, se invierte y el curso alimenta la napa y si el caudal de percolación no es suficiente para elevar el nivel de la napa, a límites compatibles con el nivel del agua en el curso, éste se seca progresivamente (caso de cursos transitorios de las regiones semi-áridas).

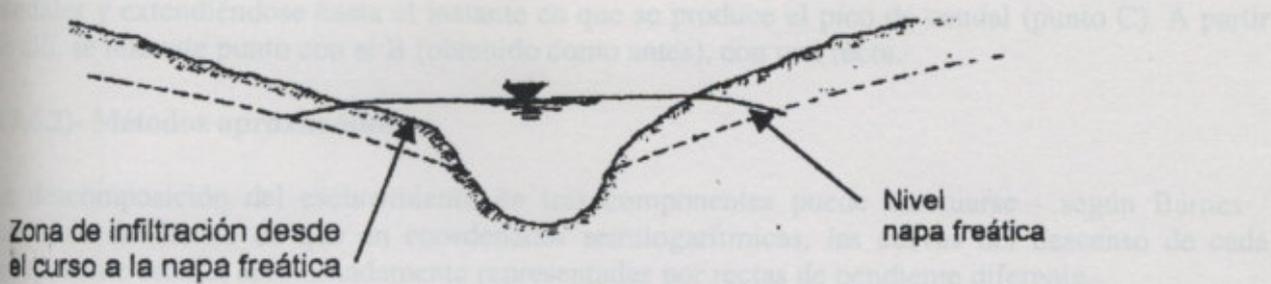


Figura V: Flujo subterráneo en las adyacencias de un curso de agua en crecida

Durante la fase de "ascenso" de una crecida, el nivel del agua en el curso subirá - en general - más rápido que el de la napa, y en esas condiciones se producirá infiltración desde el curso a la napa (Figura VI) hasta que el "pico" de la crecida haya pasado, a partir de allí el flujo se invierte y pasa de la napa al curso.

6.3.6)- Técnicas de separación de los diferentes componentes

6.3.6.1)- Métodos simplificado

Para ciertos problemas basta con el empleo de métodos simples, aunque aproximados. El más expeditivo consiste en admitir como límite del hidrograma del escurrimiento subterráneo la línea paralela al eje de los tiempos, trazada a partir del momento en que empieza el crecimiento de los caudales; según puede observarse en la Figura VII. Presenta el inconveniente de conducir a un "tiempo de base" demasiado importante variable según el caudal inicial - para el hidrograma del escurrimiento superficial

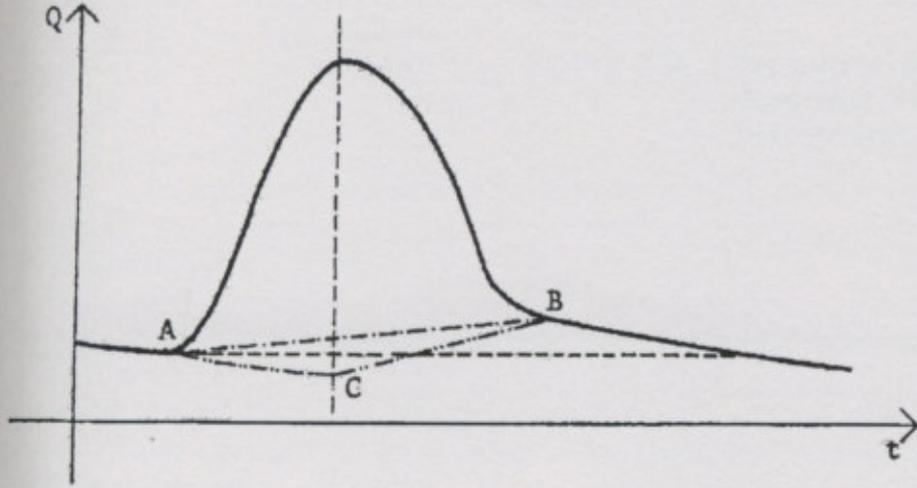


Figura VI: Métodos simplificados para la separación de los componentes de un hidrograma

Como variante, se puede separar el escurrimiento directo del subterráneo, mediante una recta como la AB (de la Figura VI) que une el punto en que comienza el crecimiento de los caudales con el punto que consideramos corresponde al fin del escurrimiento directo es decir un punto de inflexión de la curva de descenso.

Una segunda variante puede quedar constituida por la recta ACB. El segmento AC esquematiza la porción de la curva de agotamiento partiendo del punto, donde empieza el crecimiento de los

caudales y extendiéndose hasta el instante en que se produce el pico de caudal (punto C). A partir de allí, se une este punto con el B (obtenido como antes), con una recta.

6.3.6.2)- Métodos aproximados

La descomposición del escurrimiento en tres componentes puede efectuarse - según Barnes - partiendo del hecho de que en coordenadas semilogarítmicas, las curvas del descenso de cada componente estarán aproximadamente representadas por rectas de pendiente diferente.

En la Figura VII, se ha prolongado hacia la izquierda la parte terminal casi rectilínea del hidrograma global, hasta la altura del caudal de pico, obteniéndose la recta AB que representará el descenso del escurrimiento subterráneo. Las ordenadas que quedan por encima de las rectas OB y BA, representan la suma de los hidrogramas relativos al escurrimiento subsuperficial y al escurrimiento superficial. Ellos se han representado en la Figura VIII.

Con una construcción idéntica, a la admitida para las aguas subterráneas se obtiene la recta CD que presuntamente representa el descenso del escurrimiento subsuperficial.

Si admitimos unir O' y D con una recta tendremos que las ordenadas por encima de las rectas OD y CD representan el escurrimiento superficial propiamente dicho.

(Linsley et al, 1977) consigna - en un ejemplo de aplicación de la propuesta de Barnes - tiempos de base, sucesivamente menores, que los encontrados en cada paso anterior, a medida que separa los escurrimientos y obtiene los hidrogramas respectivos.

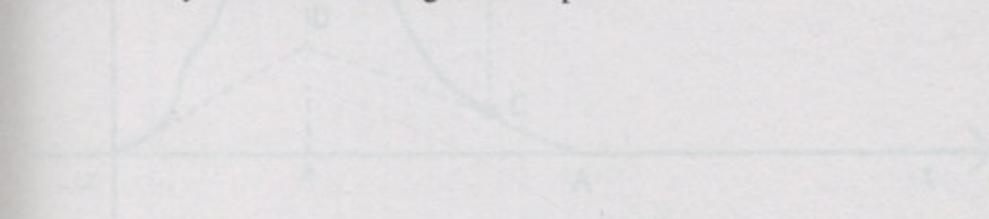


Figura VIII : Separación de los escurrimientos superficial y subsuperficial (Romanzani, 1973)

3.4.- Conclusiones

En este capítulo se recopiló la definición del "tiempo de concentración" de una cuenca.

En términos generales, llamamos "tiempo de concentración" de una cuenca al período necesario para que una gota de agua que cae en el punto "hidrológicamente" más alejado de la salida, llegue hasta la estación de control.

Definimos también que llamamos "tiempo de base" de un hidrograma global al intervalo de tiempo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento superficial provocado por la tormenta respectiva.

El análisis realizado por Roy K. Linsley, de diversos hidrogramas de escurrimiento "puro" (cuenca sincaudal) permite deducir que si llamamos T_c a la duración de la "lluvia bruta" de una tormenta, T_c es en una cuenca de "tiempo de concentración" T_c el tiempo de base T_b del hidrograma de escurrimiento superficial, será:

$$T_b = T_c + T_c \quad (4)$$

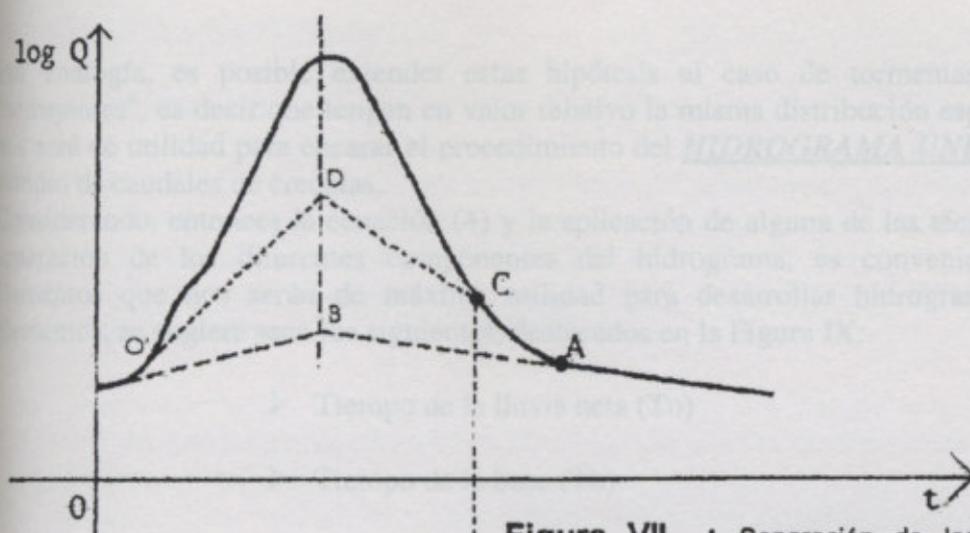


Figura VII : Separación de los escurrimientos directo y subterráneo (Remenieras, 1971)

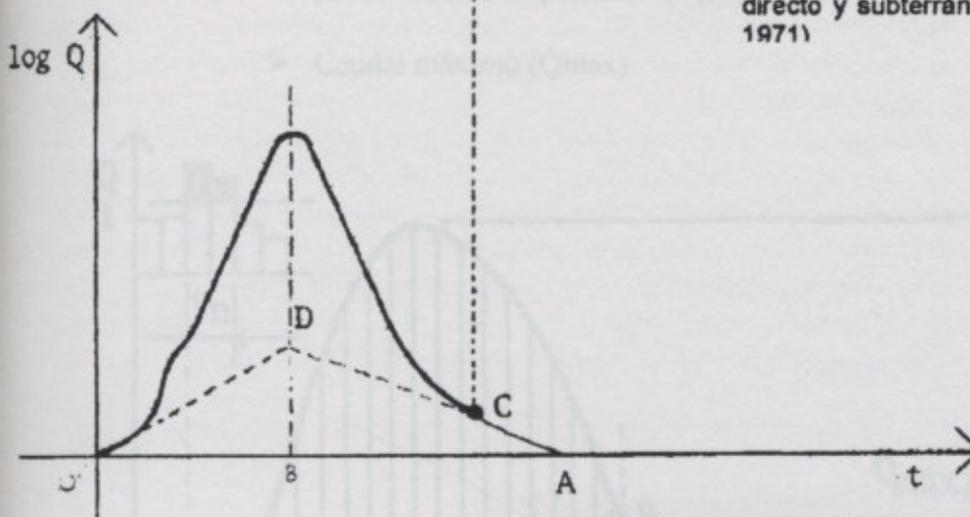


Figura VIII : Separación de los escurrimientos superficial y subsuperficial (Remenieras, 1971)

6.4)- Conclusiones

Cabe aquí recordar la definición del "tiempo de concentración" de una cuenca.

De manera general, llamamos "tiempo de concentración" de una cuenca al periodo necesario para que una gota de agua que cae en el punto "hidrológicamente" más alejado de aquella, llegue hasta la sección de control.

Recordemos también que llamamos "tiempo de base" de un hidrograma global al intervalo de tiempo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento superficial provocado por la tormenta respectiva.

El análisis realizado por Ray K. Linsley, de diversos hidrogramas de escurrimiento "puro" (cuenca impermeable) permite deducir que si llamamos T_n a la duración de la "lluvia neta" de una tormenta, que cae en una cuenca de "tiempo de la concentración" T_c el tiempo de base T_b del hidrograma de escurrimiento superficial, será:

$$T_b = T_c + T_n \quad (4)$$

HIDROGRAMA UNITARIO

Por analogía, es posible extender estas hipótesis al caso de tormentas no uniformes, pero "semejantes", es decir que tengan en valor relativo la misma distribución espacial y temporal. Ello nos será de utilidad para encarar el procedimiento del HIDROGRAMA UNITARIO a los fines del estudio de caudales de crecidas.

Considerando, entonces la ecuación (4) y la aplicación de alguna de las técnicas revisadas para la separación de los diferentes componentes del hidrograma, es conveniente resumir aquellos elementos que nos serán de máxima utilidad para desarrollar hidrogramas unitarios. Dichos elementos, se sugiere sean los siguientes, destacados en la Figura IX:

- Tiempo de la lluvia neta (T_n)
- Tiempo de la base (T_b)
- Esguerrimiento Superficial (|||||)
- Caudal máximo (Q_{max})

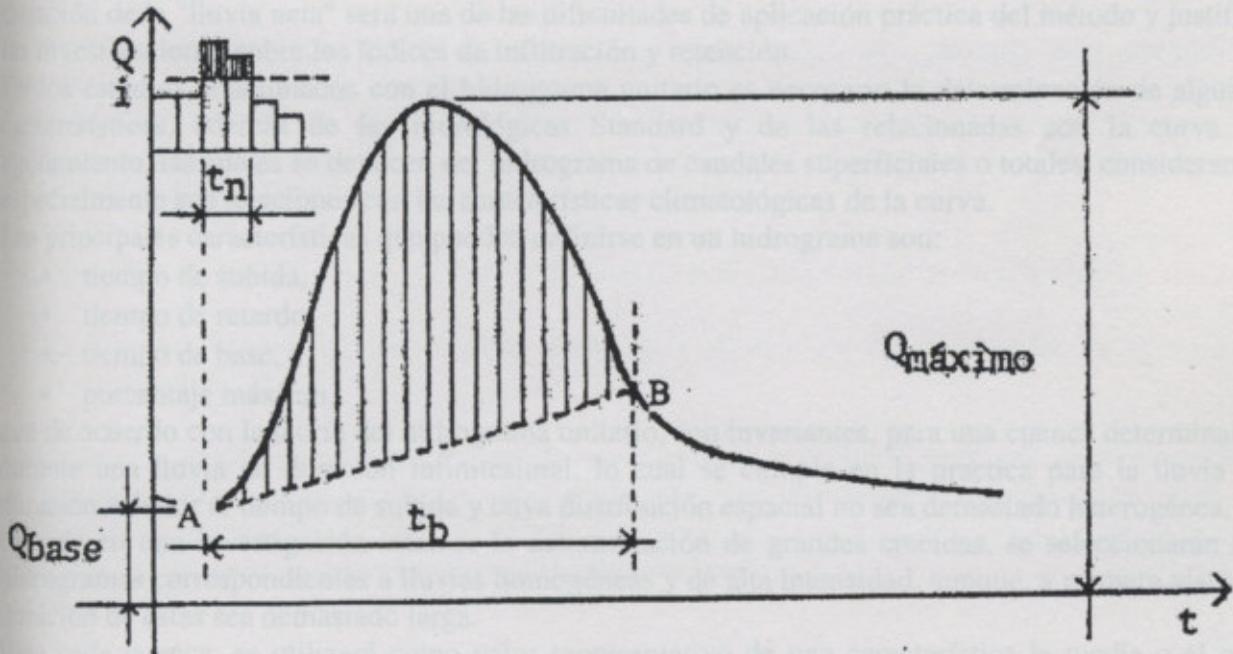


Figura IX: Separación de Lluvia Neta/ Hidrograma de Esguerrimiento Superficial

7)- HIDROGRAMA UNITARIO

7.1)- EL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Propuesto en 1932 por Sherman, este método tiene por objeto la determinación del hidrograma del escurrimiento superficial en la salida de la cuenca a partir de los pluviogramas correspondientes de los aguaceros caídos en la cuenca. Ese método es objeto de numerosas variantes destinadas a simplificar su empleo o adaptarlo, bien al problema a resolver, bien a los datos experimentales, a menudo limitados, de que el ingeniero dispone.

Conviene subrayar desde ahora que los principios básicos del método se aplican exclusivamente a la fracción del caudal global en la salida aportado por solo el escurrimiento superficial (el cual es preponderante en la fijación del caudal pico de una crecida). Los diagramas de los escurrimientos subterráneos y sub.- superficial podrán ser calculados eventualmente por otro procedimiento y "compuestos" con el del escurrimiento superficial para obtener el hidrograma global. Además, los pluviogramas de aguaceros considerados en la teoría del hidrograma unitario son los que representan las alturas de lluvia neta que se define entre lluvia efectiva y las "pérdidas" por infiltración y retención superficial del aguacero. La determinación de esas "pérdidas" y de la duración de la "lluvia neta" será una de las dificultades de aplicación práctica del método y justifica las investigaciones sobre los índices de infiltración y retención.

En los estudios relacionados con el hidrograma unitario es necesario la determinación de algunas características, además de las hidrológicas Standard y de las relacionadas con la curva de agotamiento, las cuales se deducen del hidrograma de caudales superficiales o totales, considerando especialmente sus relaciones con las características climatológicas de la curva.

Las principales características que pueden definirse en un hidrograma son:

- tiempo de subida,
- tiempo de retardo,
- tiempo de base, y
- porcentaje máximo,

que de acuerdo con la teoría del hidrograma unitario, son invariantes, para una cuenca determinada, durante una lluvia de duración infinitesimal, lo cual se cumple en la práctica para la lluvia de duración inferior al tiempo de subida y cuya distribución espacial no sea demasiado heterogénea.

Cuando en una investigación interese la determinación de grandes crecidas, se seleccionarán los hidrogramas correspondientes a lluvias homogéneas y de alta intensidad, aunque, a primera vista, la duración de éstas sea demasiado larga.

Para cada cuenca, se utilizará como valor representativo de una característica la media o el más bajo de los obtenidos, según el análisis que se haga del estudio. Dichas características pueden expresarse, también, por medio de curvas, en función de las mayores o menores aportaciones, etc.

Cuando la superficie de la cuenca sea mayor que la cubierta por la lluvia, el análisis de la totalidad de la cuenca carece de sentido, debiendo utilizarse entonces modelos más complejos.

El método consiste en obtener un hidrograma tipo de la cuenca, llamado hidrograma unitario, para determinar a partir de él, el hidrograma producido por cualquier lluvia.

Se basa en la hipótesis de que si se conoce el hidrograma producido por una tormenta suficientemente corta, se verifica:

1) Cualquier tormenta de la misma duración da lugar a un hidrograma afín cuya razón de afinidad es la relación de intensidad:

$$I_2 / I_1.$$

2) El hidrograma compuesto producido por varias tormentas unitarias sucesivas, de intensidades I_1, I_2, \dots , etc., es suma de los hidrogramas producidos por cada una de las tormentas aisladas.

El hidrograma de salida de una cuenca pequeña es la suma de los hidrogramas elementales de todas las sub áreas de la cuenca, modificados por el efecto del tiempo del viaje a través de la cuenca y el almacenamiento en los cauces de las corrientes. Puesto que las características físicas de la cuenca – forma, tamaño, pendiente, etc.- son constantes, podría esperarse una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas con características similares. Esta es la esencia del hidrograma unitario tal como la propuso Sherman.

El hidrograma unitario es un hidrograma típico para la cuenca. Se llama hidrograma unitario puesto que, por conveniencia, el volumen de la escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1,00 cm.

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto, es aplicable el principio de superposición: 2,00 cm. de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, o sea, la suma de dos hidrogramas unitarios.

La convulsión del hidrograma unitario y el exceso de precipitación produce la escorrentía directa del hidrograma de una tormenta.

Sería erróneo inferir que un hidrograma típico bastaría para una cuenca. Aún cuando las características físicas de la cuenca permanezcan relativamente constantes. Las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Las características de una tormenta son la duración de la lluvia, el patrón de intensidad tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

7.2)- LA NOCION DEL AGUACERO UNITARIO E HIDROGRAMA UNITARIO

7.2.1)- Tiempo básico del hidrograma unitario y tiempo de concentración de la cuenca, aguacero unitario.

El análisis de los diversos hidrogramas de escurrimiento superficial para una cuenca vertiente esquematizada en extremo, sugiere la idea de que si t_n es la duración del aguacero neto (y no del aguacero real) supuesto uniforme en el tiempo y en el espacio – que cae en una cuenca cuyo tiempo de concentración es t_c , el tiempo básico del hidrograma será:

$$t_b = t_n + t_c$$

Se puede pues, admitir, con Sherman, que:

- 1º) en una cuenca dada todos los hidrogramas resultantes de aguaceros uniformes de igual duración tendrán el mismo tiempo básico;
- 2º) resulta de ello que los ordenadas homólogas de los diversos hidrogramas correspondientes a aguaceros de igual duración serán proporcionales a las intensidades de los aguaceros correspondientes (es decir, al volumen de agua aportado por aquellos).

Por analogía se puede, al parecer, extender esas hipótesis, sacadas de la consideración de aguaceros uniformes, el caso de aguaceros no uniformes pero "semejantes", es decir, que tengan, en valor relativo, la misma distribución temporal y espacial; en ese caso, igualmente, los hidrogramas relativos a aguaceros "semejantes" de igual duración serían curvas afines; la relación de afinidad entre cualquiera de dos de ellos sería igual; a la relación de los volúmenes de agua aportados por cada uno de los aguaceros considerados.

7.2.2)- Definición del aguacero unitario

La experiencia muestra que es sensiblemente así cuando la duración t_n de los aguaceros es suficientemente inferior al tiempo de concentración t_c de la cuenca; tales aguaceros son llamados "aguaceros unitarios" ; aunque su duración pueda alcanzar teóricamente el "tiempo de concentración" se escogerán, en la práctica, duraciones comprendidas entre $1/3$ y $1/5$ de aquel.

7.2.3)- Forma general y volumen de agua representado por un hidrograma. Nociones de hidrograma unitario instantáneo.

Veamos ahora como evolucionará la forma del hidrograma en función de la duración t_n del aguacero.

Es sabido que si la duración de un aguacero uniforme rebasa el tiempo de concentración t_c de la cuenca, el hidrograma de escurrimiento superficial contiene un caudal sostenido correspondiente a un caudal máximo límite Q_m igual a la intensidad de la lluvia I_n multiplicada por la superficie A de la cuenca vertiente:

$$Q_m = I_n \cdot A$$

Este hidrograma particular no es jamás, por así decirlo, observado en la práctica, pues es extremadamente raro que un aguacero natural presente una suficiente uniformidad temporal y espacial durante una duración igual o superior al tiempo de concentración de la cuenca. No por ello tiene menos importancia teórica considerable, como veremos más adelante.

Si hacemos decrecer progresivamente la duración del aguacero unitario neto haciendo variar correlativamente su intensidad media de manera que aporte el mismo volumen de agua, en todo rigor la forma del hidrograma se modificará, puesto que el tiempo básico de este último es siempre próximo a:

$$t_b = t_n + t_c$$

Sin embargo, si nos limitamos a duraciones de aguaceros t_n suficientemente pequeños en comparación con el tiempo de concentración t_c , esos hidrogramas serán – poco más o menos – geoméricamente iguales y coincidentes, puesto que representan un mismo volumen de agua. Este es el principio de invarianza.

En la práctica se escoge un aguacero unitario de duración t_n y se establece experimentalmente, como veremos más adelante, el hidrograma correspondiente para un volumen total escurrido igual a la unidad (es decir equivalente, por ejemplo, a una lámina de agua de 1mm. uniformemente distribuida por toda la cuenca) . Este hidrograma es llamado hidrograma unitario de la cuenca considerada para el aguacero unitario de duración t_n (Fig. 1).

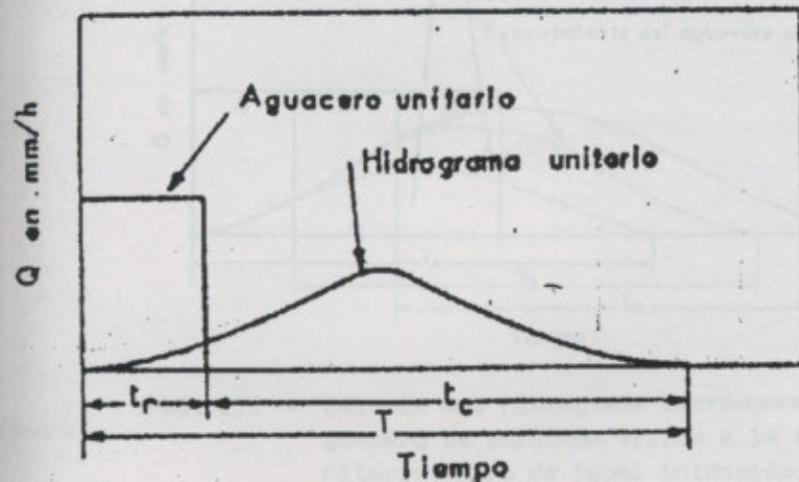


Fig. I - Aguacero unitario (uniforme) e hidrograma unitario correspondiente

7.2.4)- Paso del hidrograma unitario al hidrograma buscado

Es claro que se pasará del hidrograma unitario así definido al correspondiente a un aguacero de igual duración t_n u, pero que aporta un volumen de agua que representa una lámina de agua neta de P_n milímetros, multiplicando todas las ordenadas del "hidrograma unitario" por la relación de afinidad, aquí igual a P_n .

La Fig. II muestra el cálculo del hidrograma relativo a una aguacero de intensidad doble del aquel considerado como unitario. Este es el principio llamado de proporcionalidad. Los aguaceros de duración más larga que los que puedan ser considerados "como unitarios" serán divididos en muchos aguaceros elementales suficientemente cortos para que se pueda establecer para cada uno de ellos, según el proceso de afinidad que acaba de ser indicado, los hidrogramas elementales y relativos; el hidrograma correspondiente al aguacero total, será obtenido por suma - habida cuenta del desplazamiento de los orígenes- de las ordenadas de los hidrogramas de cada uno de los aguaceros elementales.

La Fig. III ilustra la utilización del hidrograma unitario de la Fig. I en el cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de igual intensidad, pero de duración triple. Este es el principio de superposición.

7.2.5 - El hidrograma en S

Se designa así a la curva de subida del hidrograma que correspondería a un aguacero uniforme de

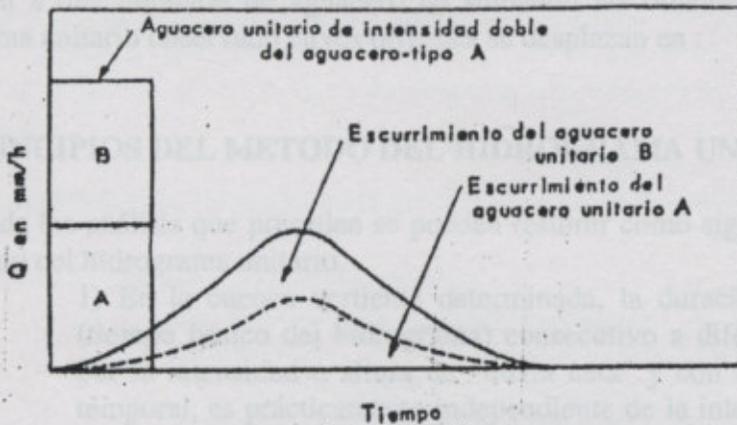


FIG. II - Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de intensidad doble de la del aguacero unitario

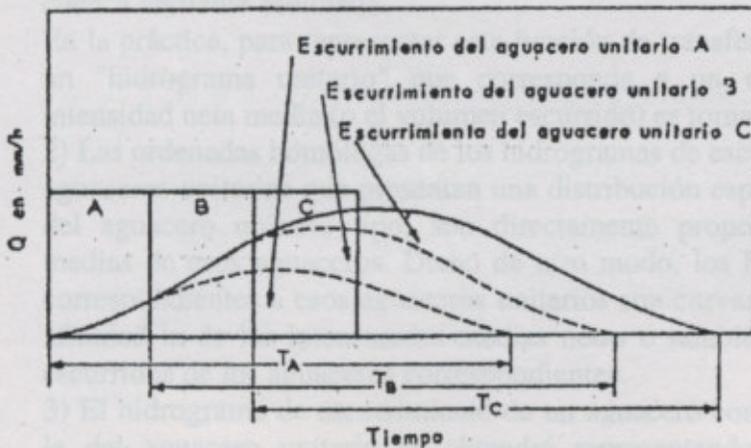


FIG. III - Cálculo del hidrograma correspondiente a un aguacero de duración triple a la del aguacero unitario, pero de igual intensidad

una duración igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca; el caudal de escurrimiento crece primero lentamente al comienzo del aguacero (Fig. IV) y luego rápidamente para llevar progresivamente en el tiempo t_c a un sostenimiento del caudal máximo-límite; la curva de subida o de concentración de este hidrograma particular presente, pues, la forma de una S o menos alargada.

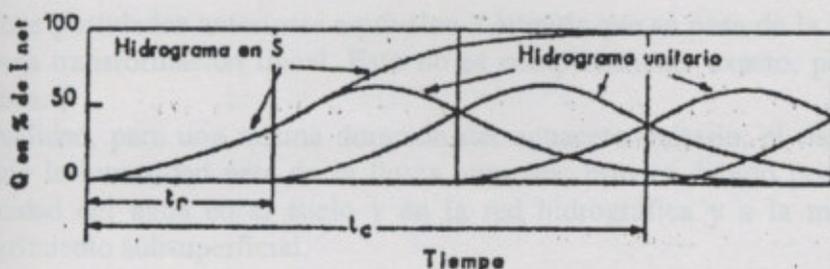


FIG. IV - Construcción del hidrograma en S

Es fácil determinar bastante exactamente el hidrograma en S a partir de un hidrograma unitario observado en la cuenca para un aguacero real de duración siempre notablemente inferior al tiempo de concentración t_c ; supongamos, por ejemplo, que este último hidrograma corresponde a un aguacero de duración $t_n = t_c / 3$; obtendremos el hidrograma en S (el cual corresponde por definición a una duración de aguacero t_c) sumando las ordenadas de 4 hidrogramas iguales al hidrograma unitario observado cuyos orígenes se desplazan en :

$$t_n = t_c/3.$$

7.3)- PRINCIPIOS DEL METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

A la luz de los análisis que preceden se pueden resumir como sigue los 3 postulados que son base del método del hidrograma unitario.

1) En la cuenca vertiente determinada, la duración del escurrimiento superficial (tiempo básico del hidrograma) consecutivo a diferentes aguaceros, caracterizados por la intensidad o altura de "lluvia neta" y con la misma distribución espacial y temporal, es prácticamente independiente de la intensidad de la lluvia, en tanto que la duración de esos aguaceros es suficientemente inferior al tiempo de concentración de la cuenca; tales aguaceros son llamados "aguaceros unitarios" y los hidrogramas correspondientes definen la función de transferencia "lluvia - caudal escurrido" de la cuenca vertiente estudiada.

En la práctica, para representar esta función de transferencia se hace la selección de un "hidrograma unitario" que corresponda a un aguacero unitario tipo cuya intensidad neta media (o el volumen escurrido) es tomada como unidad.

2) Las ordenadas homólogas de los hidrogramas de escurrimiento correspondientes a aguaceros unitarios que presentan una distribución espacial y temporal idéntica a la del aguacero unitario tipo, son directamente proporcionales a las intensidades medias de esos aguaceros. Dicho de otro modo, los hidrogramas de escurrimiento correspondientes a esos aguaceros unitarios son curvas afines, siendo la relación de afinidad la de las intensidades medias netas o también de los volúmenes de agua escurridos de los aguaceros correspondientes.

3) El hidrograma de escurrimiento de un aguacero complejo de duración superior a la del aguacero unitario se obtendrá representando éste con una sucesión de aguaceros unitarios consecutivos y componiendo - por adición de las ordenadas- los

hidrogramas elementales relativos esos aguaceros unitarios, habida cuenta de la separación en el tiempo de los orígenes de estos últimos.

OBSERVACIONES

Los tres postulados anteriores equivalen a admitir que se pasa de la lluvia neta al caudal escurrido por una transformación lineal. Esto no es completamente exacto, pero a menudo aceptable en la práctica.

En realidad, para una misma duración del aguacero unitario, el tiempo básico tiende a decrecer cuando la intensidad neta de la lluvia aumenta; esto es debido principalmente al aumento de la velocidad del agua en el suelo y en la red hidrográfica y a la menor importancia relativa del escurrimiento subsuperficial.

Es recomendable establecer el hidrograma unitario para duraciones de aguaceros que no rebasen las 24 horas (6 a 12 horas de preferencia) y para cuencas vertientes inferiores a 2000 o 3000 km².

7.4)- CONSTRUCCION DEL "HIDROGRAMA UNITARIO" A PARTIR DE LOS HIDROGRAMAS OBSERVADOS DESPUES DE AGUACEROS AISLADOS

Cada vez que sea posible se trazará el hidrograma unitario de una cuenca a partir de los hidrogramas observados en aguaceros aislados que llenan lo mejor posible las condiciones teóricas que definen al aguacero unitario.

A ese efecto, después de un estudio de las características de la cuenca y un examen minucioso de todas las observaciones de lluvia y caudal disponible, se determinará el tiempo de concentración de la cuenca y la duración límite de los aguaceros unitarios. Se seleccionará entonces una serie de aguaceros unitarios aislados tan homogéneos como sea posible, de los cuales se poseen los hidrogramas correspondientes. Esos documentos serán objeto de un análisis que se puede resumir como sigue:

7.4.1)- Análisis del pluviogramas relativos a un aguacero unitario aislado

Este análisis se referirá a los puntos siguientes:

- 1) Duración del aguacero; intervalo de tiempo transcurrido después del aguacero precedente (estado de humedad del suelo, etc.).
- 2) Cálculo a partir de los pluviogramas del volumen de agua V_a recibido por la cuenca según observaciones hechas en las diferentes estaciones; lámina de agua media P en el conjunto de la cuenca; cálculos del índice de heterogeneidad del aguacero:

$$\frac{P_{\max} - P_{\min}}{P_{\text{med}}}$$

siendo P_{\max} y P_{\min} las alturas de las precipitaciones extremas observadas en la cuenca.

- 3) Intensidad máxima de la lluvia efectiva y de la lluvia neta; evaluación de la tasa media de infiltración
- 4) Estimado de la duración y del pluviograma medio de la lluvia neta por comparación con los pluviogramas de las diversas estaciones y del hidrograma. (Relación: $t_b = t_c + t_n$).

7.4.2)- Análisis del hidrograma correspondiente al aguacero citado

- 1) Determinación del tiempo básico, del tiempo de respuesta (lag) o "retardo" y del tiempo de subida.
- 2) Separación de los diversos componentes del escurrimiento y establecimiento del hidrograma de "escurrimiento superficial puro"
- 3) Cálculo del volumen de agua escurrida V_r y del coeficiente de escurrimiento superficial medio:

$$C_r = V_r / V_a$$
- 4) Cálculo de la capacidad media de infiltración de la cuenca (en mm/h) durante la duración de la lluvia neta (índice de infiltración)
- 5) Trazado final del hidrograma de escurrimiento correspondiente al aguacero unitario considerado, que es definido principalmente por:
 - su intensidad media neta: I_n
 - su duración de "lluvia neta": t_n
 y caracterizado accesoriamente por su coeficiente de escurrimiento medio C_r (o el índice de infiltración correspondiente)
- 6) Trazado, por reducción de las ordenadas, del hidrograma correspondiente al aguacero unitario de intensidad neta unidad (por ejemplo: 16 de preferencia 10 mm/h).

7.4.3)- Establecimiento del hidrograma unitario característico de la cuenca

En principio, cada una de las curvas trazadas, como se dijo anteriormente, representa el hidrograma unitario de la cuenca; pero si se superponen – haciendo coincidir su "pico" por ejemplo – diversos hidrogramas unitarios así obtenidos, estos no concordarán exactamente por razón de los errores de observación inevitables y sobre todo por la distribución espacial y temporal, siempre algo diferente, de los diversos aguaceros que han servido de base a los cálculos; en la práctica se tomará como hidrograma unitario definitivo una curva media.

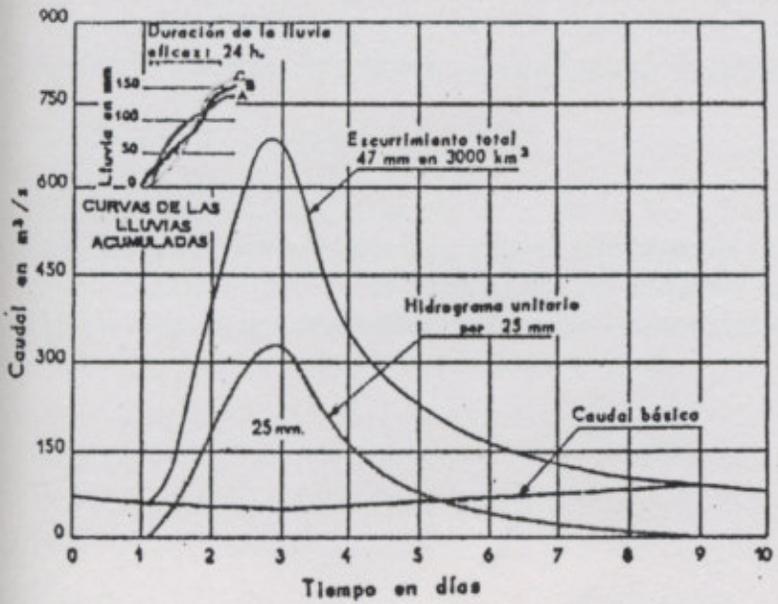


FIG. VI - Construcción del hidrograma unitario a partir de un aguacero aislado

7.4.4)- Presentación del hidrograma unitario

La **Figura VI** esquematiza, a título de ejemplo, el cálculo del hidrograma unitario relativo a un aguacero unitario que da una altura total de lluvia neta de 25 mm a partir de un aguacero observado que ha precipitado 150 mm (de los cuales 47 mm son "lluvia neta"); el hidrograma unitario da aquí directamente el valor de los caudales de escurrimiento superficial en función del tiempo.

En ciertos casos, es usual que los aguas subterráneas escorran dentro de las redes de conducción por gravedad. Sin embargo en algunos casos y dependiendo de algunas condiciones topográficas pueden utilizarse eventualmente también a presión por tramos cortos.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas subterráneas son:

- Pendiente del tubo
- Área de la sección transversal.
- Rugosidad de la superficie interior de la conducción.
- Condiciones de flujo (parcialmente lleno, permanente)
- Naturaleza, peso específico y viscosidad del líquido.

La finalidad de este capítulo es discutir las relaciones de estos factores y los principios fundamentales de la mecánica de fluidos aplicada a la medida de flujo y al proyecto de conducción de canales.

Antes de discutir los fundamentos del flujo en tuberías, se efectuará un glossario para su mejor conceptualización.

7.2)- Definición de Términos

7.2.1)- Flujo a superficie libre y flujo a presión.

El flujo de un líquido en una tubería puede ser con superficie libre o bajo carga, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Para un flujo con superficie libre en tubería, deberá existir una superficie de líquido sometida a presión atmosférica. La **Figura 7.1** presenta esquemáticamente una comparación del flujo en un canal y en un conducto.

7.2.2)- Línea piezométrica.

La línea piezométrica, mostrada en la **Figura 7.2**, es la línea que conecta los puntos a los que el líquido puede subir en distintos lugares a lo largo de la tubería o conducción, si se inventurara tubo piezométrico. En el caso de aguas que fluyen por un canal, contrastantemente a lo que ocurre con el flujo en una conducción bajo carga, la línea piezométrica superpone con el perfil de la superficie de agua, solo en caso de flujo uniforme.

8)- HIDRAULICA

8.1)- Sistemas de entubamiento

El diseño de un sistema de entubamiento requiere el conocimiento de los principios de hidráulica que se aplican al escurrimiento de los líquidos en conductos sin presión, cerrados o abiertos, es decir que las aguas residuales escurren dentro de las redes de entubación por gravedad. Sin embargo en algunos casos y dependiendo de algunas condiciones topográficas pueden utilizarse eventualmente sistemas a presión por tramos cortos.

Los principales factores que afectan al flujo de aguas residuales son:

- . Pendiente del tubo
- . Área de la sección transversal.
- . Rugosidad de la superficie interior de la conducción.
- . Condiciones de flujo.(parcialmente lleno, permanente)
- . Naturaleza, peso específico y viscosidad del líquido.

La finalidad de este capítulo es discutir las relaciones de estos factores y los principios fundamentales de la mecánica de fluidos aplicada a la medida de flujo y al proyecto de entubación de canales.

Antes de discutir los fundamentos del flujo en tuberías, se efectuará un glosario para su mejor conceptualización.

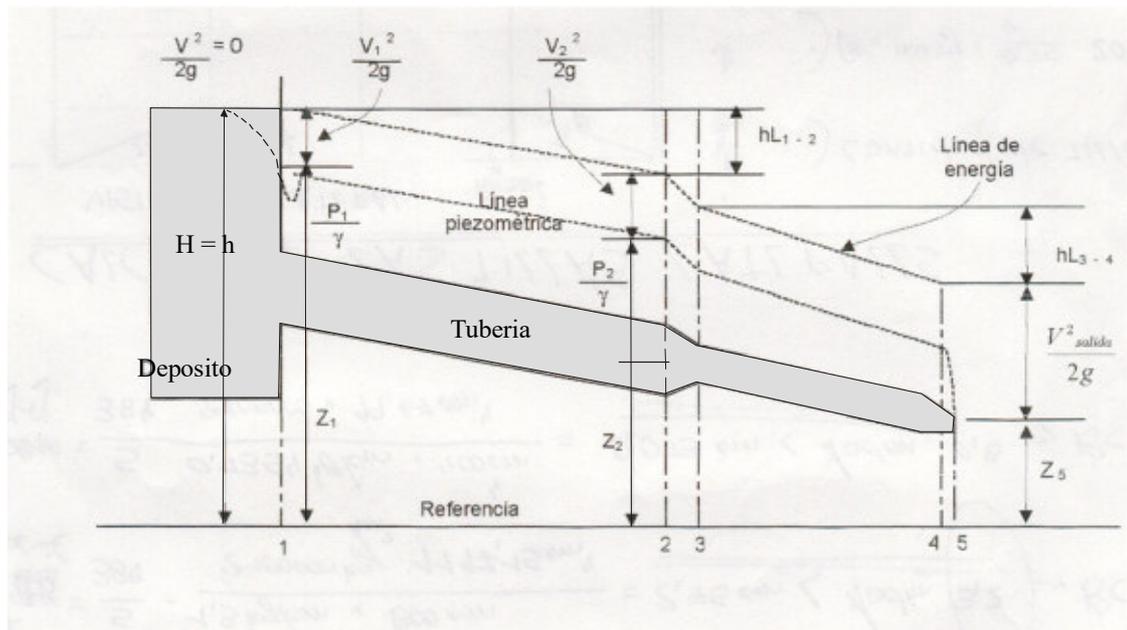
8.2)- Definición de términos

8.2.1)- Flujo a superficie libre y flujo a presión.

El flujo de un líquido en una tubería puede ser con superficie libre o bajo carga, lo que depende de si la conducción fluye llena o no. Para un flujo con superficie libre en tubería deberá existir una superficie de líquido sometida a presión atmosférica. La figura 2.1 presenta esquemáticamente una comparación del flujo en un canal y en un conducto.

8.2.2)- Línea piezométrica.

La línea piezométrica, mostrada en la figura es la línea que conecta los puntos a los que el líquido puede subir en distintos lugares a lo largo de la tubería o conducción, si se insertaren tubos piezométricos. En el caso de agua que fluye por un canal, contrariamente a lo que ocurre con el flujo en una conducción bajo carga, la línea piezométrica corresponde con el perfil de la superficie de agua, solo en caso de flujo uniforme.



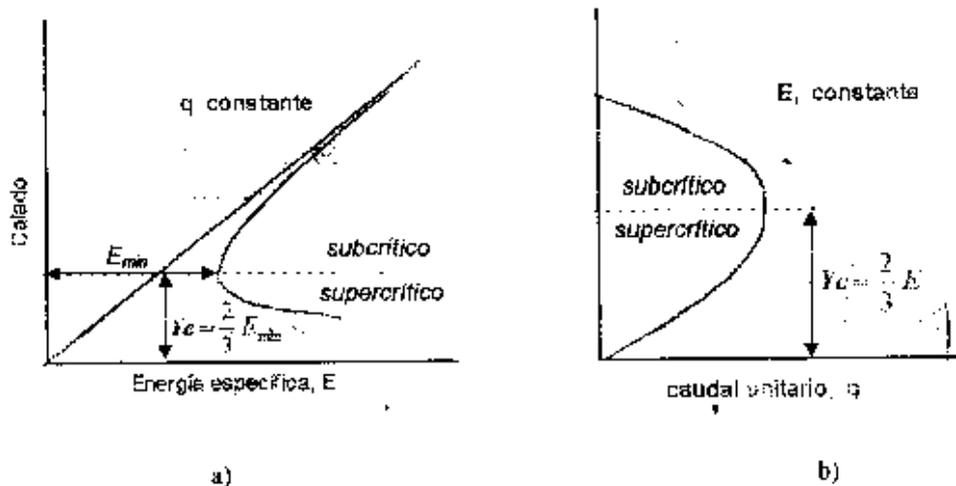
8.2.3)- Línea de energía.

Longitud energía total del flujo en cualquier sección respecto a una referencia dada es la suma de la altura de elevación Z , la altura de carga correspondiente y la altura de presión dinámica $V^2/2g$. La evolución de la energía de sección en sección se presenta generalmente por una línea llamada línea de energía o gradiente de energía. El termino h_l , representa la pérdida de carga entre las secciones 1 y 2

8.2.4)- Energía específica.

La energía específica E , a veces llamada altura de carga específica, es la suma de la altura piezométrica y la altura de presión dinámica $V^2/2g$ medida con respecto al fondo del canal. El concepto de energía específica es especialmente útil en el análisis de flujo en canales.

La relación entre la energía específica y la altura para un canal constante se ilustra en la figura 2.2 a que generalmente se conoce como diagrama de energía específica. La relación entre la altura y descarga para energía específica constante se llama curva q o curva de Koch y se muestra en la figura 2.2 b.



a) Diagrama de la energía específica b) Curva q o de Koch

8.2.5)- Flujo permanente.

Dicho flujo tiene lugar cuando la descarga o caudal en cualquier sección transversal es constante.

$$\frac{dh}{dt}=0 \quad \frac{dA}{dt}=0 \quad \frac{dQ}{dt}=0$$

8.2.6)- Flujo uniforme y no uniforme.

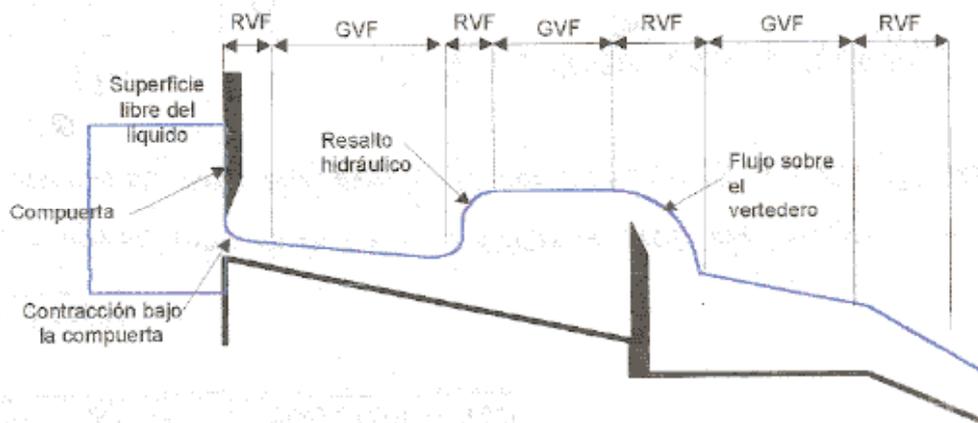
Existe flujo uniforme cuando la profundidad, área de la sección transversal y otros elementos del flujo son constantes de sección. Existe flujo no uniforme cuando la pendiente, área de la sección transversal y velocidad, cambian de una sección a otra. Un ejemplo de flujo no uniforme permanente es el que atraviesa un tubo Venturi para medidas de caudal.

$$\frac{dh}{dx}=0 \quad \frac{dA}{dx}=0 \quad \frac{dQ}{dx}=0 \quad \text{Flujo uniforme}$$

8.2.7)- Flujo variado.

El flujo de un canal se considera variado si la altura de agua cambia a lo largo del canal. En general, el flujo puede ser gradualmente variado (GVF) o rápidamente variado (RVF), como muestra la figura 2.3. El flujo rápidamente variado tiene lugar cuando la profundidad cambia bruscamente.

Figura donde se muestran los diferentes flujos



8.3)- Fundamentos del flujo en tuberías

El análisis del flujo tanto en canales como en conducciones cerradas se basa en una adaptación de tres ecuaciones básicas de la mecánica de fluidos.

- La ecuación de continuidad
- La ecuación de la energía
- La ecuación de la cantidad de movimiento

8.3.1)- Ecuación de continuidad

Esta ecuación expresa la continuidad del flujo a través de las distintas secciones en un tubo de corriente.

De acuerdo con el principio de conservación de masa y para un escurrimiento continuo, si no hay aportes ni extracciones en el tramo en estudio, el gasto que pasa por la sección A1, es igual al gasto que pasa por la sección A2.

De acuerdo con la figura la expresión será :

$$\rho_1 A_1 \cdot V_1 = \rho_2 A_2 \cdot V_2 \quad (2.1)$$

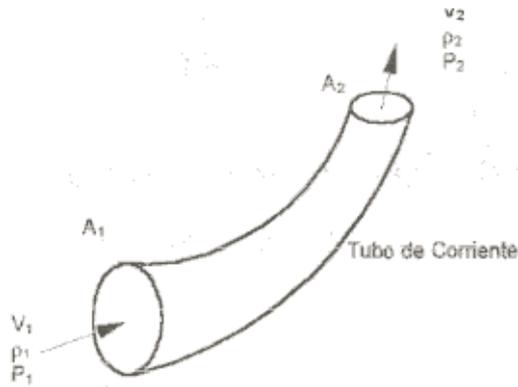
Donde:

- ρ = densidad. Kg/m
- A = área de la sección transversal m
- V = velocidad media de la sección en m/s

Si el flujo es incompresible, entonces $\rho_1 = \rho_2$, entonces:

$$Q = A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 \quad (2.2)$$

Donde Q = gasto en m/s



8.3.2)- Ecuación de energía

Un fluido puede poseer cuatro tipos de energía:

Energía de presión E_p

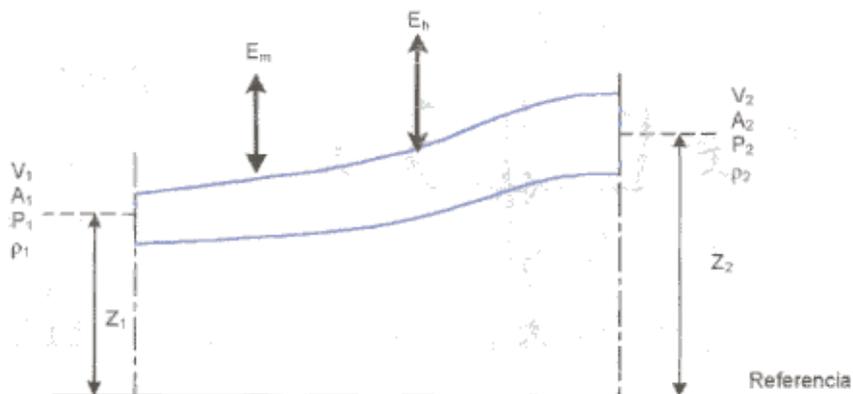
Energía cinética E_c

Energía potencial E_p

Energía interna o térmica E_i

Si E_m representa la energía transferida al fluido o desde él (por ejemplo, por una bomba, ventilador, o turbina), y E_h representa la energía calorífica transferida al fluido o desde él (por ejemplo, en un intercambiador de calor), la aplicación de la ley de conservación de la energía entre los puntos 1 y 2 de la figura proporciona la siguiente ecuación.

$$(E_p + E_v + E_i) \pm E_m \pm E_h = (E_p + E_v + E_c + E_i) \quad (2.3)$$



La expresión general para un fluido conforme a la ecuación 2.3 puede escribirse en la forma:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + Z_1 \pm E_m \pm E_h = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + Z_2 + h_l \quad (2.4)$$

En esta ecuación α_1 y α_2 representan los factores de corrección (coeficiente de Coriolis) la energía cinética. Para flujo turbulento en tuberías, el valor de α oscila por la general entre 1.01 y 1.1.

En la practica α es igual a 1 debido a que se asume que la velocidad en el tubo es única.

La pérdida de carga h_l entre las puntos 1 y 2 de la figura es igual a $E_{i1} - E_{i2}$. Si el fluido en cuestión es ideal (sin fricción) y no hay transferencia de energía mecánica o térmica , entonces la ecuación ... se reduce:

$$(2.5) \quad \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2$$

Que es la forma conocida de la ecuación de Bernoulli para un fluido incompresible. La aplicación de la ecuación de la energía o ecuación de Bernoulli al flujo en tuberías se puede ver en la figura

La ecuación de la energía, para el intervalo comprendido entre las puntos 1 y 2 seria:

$$(2.6) \quad H = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_{L \ 1-2}$$

8.4)-Ecuación de cantidad de movimiento

La cantidad de movimiento que atraviesa al área A_1 en un tiempo dt es igual a :

$$(Masa transferida a través se A_1) $M_1 = (\rho_1 V_1 A_1 dt) V_1 \quad (2.7)$$$

y tiene la dirección de V_1 Modo análogo, el momento a través de A_2 es igual a :

$$M_2 = (\rho_2 V_2 A_2 dt) V_2 \quad (2.8)$$

Por lo tanto, la variación de cantidad de movimiento entre A_1 y A_2 en un tubo de corriente es igual a:

$$\Delta M = (\rho_2 V_2 A_2 dt) V_2 - (\rho_1 V_1 A_1 dt) V_1 \quad (2.9)$$

La ley de conservación de la cantidad de movimiento puede expresarse como: fuerza neta aplicada = variación temporal de la cantidad de movimiento o bien:

$$\Sigma F = \frac{(\rho_2 V_2 A_2 dt) V_2 - (\rho_1 V_1 A_1 dt) V_1}{dt} \quad (2.10)$$

En la ecuación 2.10 ΣF es la fuerza neta sobre la masa del fluido entre las puntos 1 y 2 de la figura 2.4

8.5)- Ecuaciones de flujo

Con la finalidad de salvar las dificultades que existen en la practica del principio de energía a la solución de las problemas de flujo de tuberías sean han propuesto una serie de formulas. Algunas tienen una base racional; sin embargo, la mayoría de ellas son generalmente empíricas. Se aplican al flujo uniforme permanente y solo toman en cuenta las perdidas por rozamientos.

Para lograr la relación de la velocidad con la pendiente y el radio hidráulico, mediante trabajos experimentales en el año 1775, el investigador CHEZY propuso la siguiente expresión:

$$V=C \cdot Rh \cdot S \quad (2.11)$$

Donde : V = Velocidad media en m/s
 Rh = Radio hidráulico en m
 S = Pendiente en m/m
 C = Coeficiente de Chezy

A partir de la expresión 2.11 varios investigadores lograron determinar el valor del coeficiente C que depende del radio hidráulico y la pendiente y principalmente de las características, naturaleza y estado de las paredes de la alcantarilla. Entre los valores mas destacados para el coeficiente de rugosidad tenemos:

Según Manning:

$$C = \frac{Rh^{1/6}}{n} \quad (2.12)$$

Según Bazin:

$$C = \frac{87 \cdot Rh}{\gamma + Rh} \quad (2.13)$$

Los coeficientes promedios n , γ para el cálculo de alcantarillas o conductores diversos se indican en la tabla siguiente:

Coeficiente de rugosidad

Material	Manning (n)	Bazin (y)
Tubos de concreto simple	0.013	0.22
Tubos de arcilla vitrificada	0.013	0.20
Tubos de asbesto cemento	0.013	0.16
Tubos de hierro fundido	0.012	0.14
Canales de mampostería (ladrillo)	0.015	0.30
Canales de mampostería (piedra)	0.017	0.69
Canales de tierra	0.025	0.69

De las formulas anteriores, la más recomendada por su sencillez, los resultados satisfactorios que dio su aplicación en alcantarillas, colectores, canales de dimensiones grandes y pequeñas es la formula de Manning. Por lo tanto reemplazando en la ecuación 2.11 el valor de C (ecuación 2.12) se tiene:

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.14)$$

En función del caudal:

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (2.15)$$

Donde : Rh = Radio Hidráulico
S = Pendiente (m/m)
A = Area de la sección transversal (m²)
n = Coeficiente de Mannin

8.6)- Flujos en conductos cerrados

8.6.1)- Flujo en tuberías de sección llena

En el diseño de conductos circulares, se utiliza la ecuaciones 2.17 y 2.19 , los mismos están basados en la formula de Manning y relacionan la pendiente , diámetro, caudal y velocidad . Para tuberías con sección llena el radio hidráulico es:

$$Rh = \frac{D}{4} \quad (2.16)$$

donde: D = diámetro en m

Sustituyendo el valor del radio hidráulico Rh en la ecuación 2.15 la formula de Manning será:

$$V = \frac{0.397}{n} \cdot D^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.17)$$

En función del caudal con $Q = V \cdot A$ (2.18)

Donde : $Q =$ Caudal en (m³/s)
 $A =$ Area de la sección circular (m²)

$$Q = \frac{0.312}{n} \cdot D^{8/3} \cdot S^{1/2} \quad (2.19)$$

8.6.2)- Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

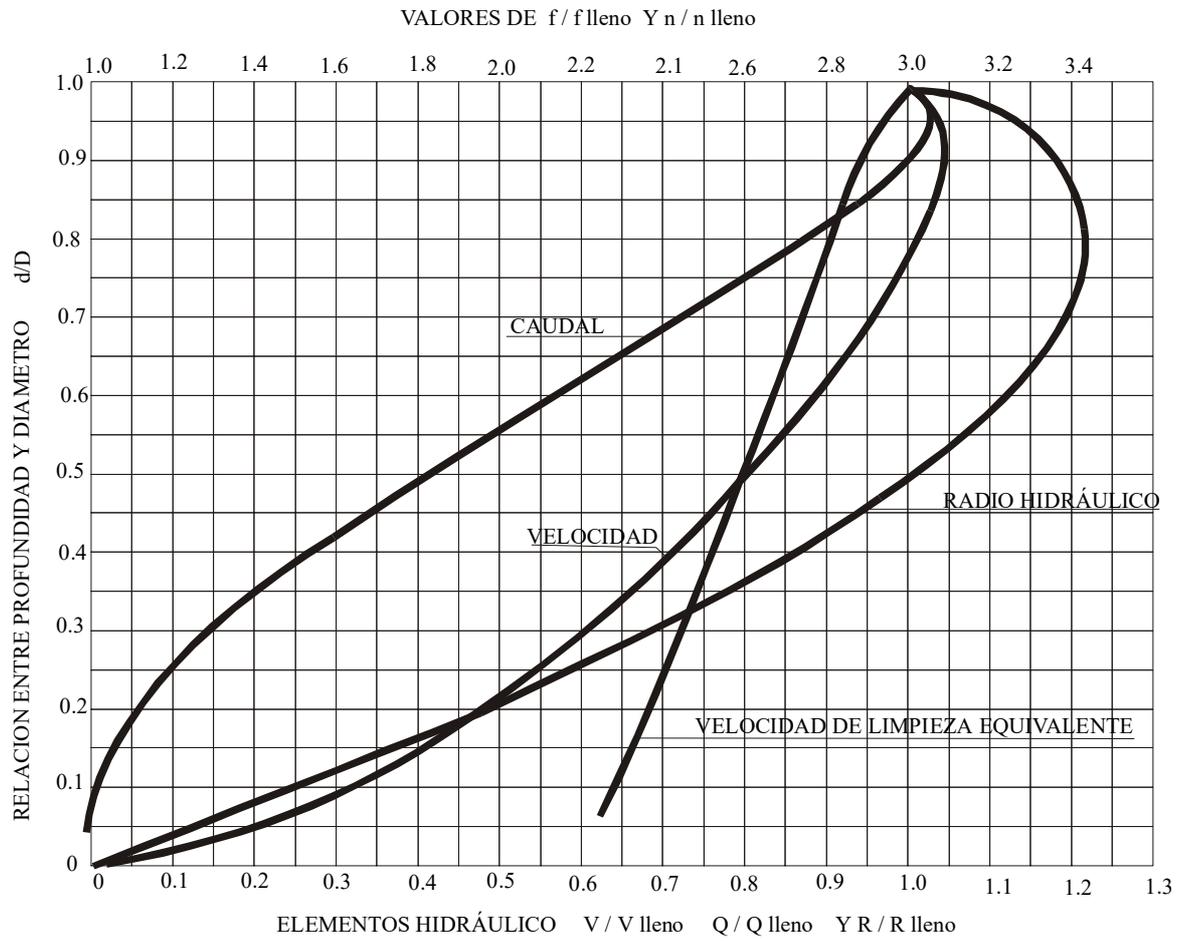
En los sistemas sanitarios y pluviales, los conductos circulares se proyectan para funcionar parcialmente lleno.

En la aplicación común de diseño, con un caudal conocido , y seleccionados el diámetro y la pendiente se debe determinar las relaciones hidráulicas reales (velocidad y profundidad de escurrimiento) con la finalidad de controlar el régimen de la transición (pozos de visita) y asegurar velocidades de arrastre adecuadas.

Durante el diseño del sistema, normalmente se conoce la relación entre el caudal de diseño y el caudal a tubo lleno (q / Q) y se desea hallar la relación entre la velocidad real y la velocidad a tubo lleno (v / V)

La solución a este problema no es directa , pero se puede obtener en forma sencilla del diagrama mostrado en la figura

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS PARA CONDUCTOS DE SECCION CIRCULAR



9)- CALCULO HIDRÁULICO

Ya habiendo presentado en los apartados anteriores los datos iniciales y la teoría hidráulica que sirve de sustento a los cálculos que basan el trabajo, podemos empezar a utilizar las variables hidráulicas que van a motivar el funcionamiento del sistema.

Tal lo adelantamos antes, hay tres cuencas que son las que aportan sus caudales a la zona de la intersección de las calles Sarmiento y Alem que es precisamente el sector que nos ocupa y que hoy representa las dificultades en el sistema de desagües pluviales.

Para recordar los datos que definen a las mismas traemos el cuadro que las describe:

Cuencas de Aporte

Cuenca	Superficie (ha)	Coefficiente de escorrentía	Tiempo de concentración (min)
Cerrito	25,72	0,7	38,60
3 de Febrero (Centro)	25,1	0,8	36,23
3 de Febrero (Tiro Federal)	13,3	0,5	36,00
Alem	32,24	0,9	38,00

Teniendo ahora refrescados los datos que las definen podemos comenzar a establecer el cálculo hidráulico para determinar la capacidad y características de los reservorios.-

9.2)- CALCULO PARA EL COLECTOR CALLE SARMIENTO

En ésta apartado se va cuantificar el aporte de caudal de las cuencas urbanas que desaguan al colector Sarmiento desde la cuenca que aporta el ramal correspondiente a la calle 12 de Octubre y hasta el ramal Alem.

Al mencionado colector se le producen los siguientes aportes de aguas pluviales:

1) En el punto de intersección de las calles Sarmiento y Cerrito se produce el aporte del caudal proveniente de la cuenca superior y el ramal Cerrito.-

Los datos de la cuenca de aporte son:

Tiemp.de concentración =	36.000	min
Intensidad R = 1 año	46.000	mm/h
Area	25.720	ha
Coef. De escorrentía =	0.700	

Caudal	2.301	m ³ /seg
--------	--------------	---------------------

9.2.1)- Cálculo de Velocidad y caudal a sección llena

Ahora lo que se hace es determinar que caudal es capaz de transportar la tubería instalada actualmente en el Colector Sarmiento, en el tramo en cuestión la tubería existente tiene las características que se describen a continuación:

Datos de cañería actual

diámetro	1.000	m	Tubo en calle Sarmiento tramo 12 de Octubre hasta 3 de Febrero
n	0.010		Coef. de rugosidad dep.del material de la tubería
i	0.001		Pendiente longitudinal
Area	0.785	m ²	
Radio hydr.	0.250	m	
Per. mojado	3.142	m	
velocidad	1.255	m/seg	
Caudal	0.986	m ³ /seg	Es la capacidad de transporte del caño instalado

Como se puede ver el caño existente en el sector en estudio no puede transportar la totalidad del caudal de aporte de la cuenca hasta el punto 2, debido a que su sección es menor que la requerida punto 2, éste transporta el valor correspondiente a $Q = 0.986$ m³/seg

Por lo cual ahora hay que embalsar a partir de ese sector una cantidad de aporte pluvial correspondiente a un caudal de **1.315** m³/seg

que es la diferencia entre el aporte hasta el punto 2 y la capacidad del tubo existente.-

Entonces tal lo explicado hasta aquí existe un exceso de aporte pluvial que el actual sistema no puede absorber, por lo cual:

El volúmen máximo a embalsar es igual a = **1623.293** m³

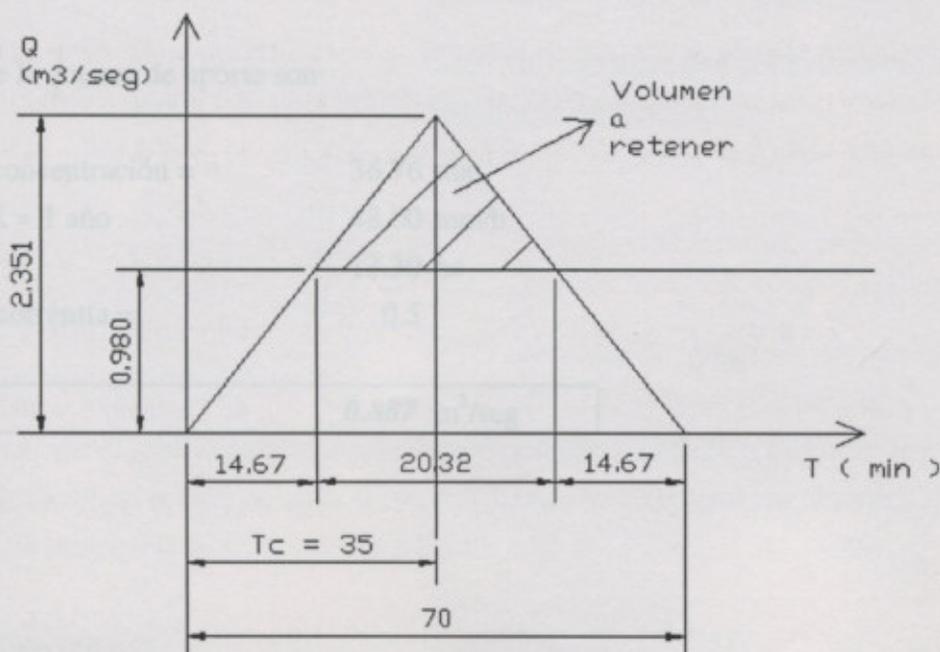
Atendiendo a tal problema se propone la implantación de un primer reservorio entre las calles Ayacucho e Ituzaingo, sobre los terrenos paralelos al ferrocarril, con dimensiones de acuerdo a los datos consignados a continuación :

Ancho:	18.000	m	Transversal a la línea ferroviaria.-
Largo:	62.000	m	Paralelo a la línea ferroviaria.-
Profundidad:	1.500	m	
Area	1116.000	m ²	
Volumen:	1674.000	m ³	

Se estudia la posibilidad de materializarlo de la siguiente manera: superficie rectangular, con tapa, la misma está formada por losas prefabricadas, éstas están soportadas por un entramado de vigas según dos planos ortogonales que apoyan sobre columnas y éstas a su vez sobre la losa inferior.

Las fundaciones y el paquete estructuras de suelo merece un tratamiento especial, tanto así como la técnica constructiva del tanque, que serán desarrollados oportunamente.-

A continuación se representa un hidrograma de escurrimiento superficial (unitario) simplificado, en el cual se visualiza gráficamente el aporte de la cuenca y lo desaguado por la tubería, siendo el área rayada la diferencia entre ambos y por ende el volúmen a retener.-



De manera tal que ahora toda la escorrentía de la cuenca superior hasta el punto 2 (cuenca Cerrito) aporta caudal a un ritmo constante de = $0.986 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Ahora se tiene que en el punto 5, que corresponde a la intersección de las calles Sarmiento y 3 de Febrero, se produce el aporte de lo transportado por la tubería de 1 m antes descrita, mas la escorrentía superficial aportada por la calle Ayacucho y transportada a través de la calle Sarmiento superficialmente en forma de canal. Recapitulando, el aporte hasta el punto 5 de la calle Ayacucho aguas abajo alcanza un valor $Q = 1.122 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Lo antes descrito corresponde al estudio hidrológico aguas arriba del punto 5, pero ahora además aporta el ramal 3 de Febrero, que está compuesto por 2 zonas de aportes bien definidas, siendo éstas Ramal lado Barrio Tiro Federal y Ramal 3 de Febrero lado Centro, con los datos que se detallan a continuación:

A) *Ramal 3 de Febrero* (lado centro)

Los datos de la cuenca de aporte son:

Tiempo de concentración = 36.23 min
Intensidad R = 1 año 49.00 mm/h
Area 25.10 ha
Coef. De escorrentía = 0.8

Caudal	$2.733 \text{ m}^3/\text{seg}$
--------	--------------------------------

B) *Ramal 3 de Febrero* (lado Tiro Federal)

Los datos de la cuenca de aporte son:

Tiempo de concentración = 36.76 min
Intensidad R = 1 año 48.00 mm/h
Area 13.30 ha
Coef. De escorrentía = 0.5

Caudal	$0.887 \text{ m}^3/\text{seg}$
--------	--------------------------------

Finalmente ahora y recapitulando, en el punto 5 con el aporte de los ramales Cerrito, Ayacucho, 3 de Febrero lado Centro y 3 de Febrero lado Tiro Federal, se tiene:

Tiempo de concentración = 39.00 min

Caudal	5.727 m ³ /seg
--------	---------------------------

Considerando ahora todas las cuencas que aportan según apartado anterior, y que sus tiempos de concentración son muy similares, adopto según teoría vista en Conceptos Hidrológicos y empleando un criterio del lado de la seguridad el tiempo de concentración del ramal Cerrito hasta el punto 5 ya que es el mayor de los tres.-

Se podría trazar en el punto 5 un hidrograma para cada ramal de aporte y superponerlos según Método de Superposición de acuerdo a teoría de Hidrograma Unitario, pero debido a que los tiempos de los tres son muy similares, difiriendo éstos en menos de tres minutos, se adopta hasta ésta posición un hidrograma del caudal total hasta el punto 5 para el tiempo de concentración mayor antes descripto.-

A partir del punto 5, es decir en la intersección de las calles Sarmiento y 3 de Febrero, la tubería existente posee un diámetro de 1,450 m, la cual se extiende hasta la intersección de Sarmiento y Falucho, con lo cual se detalla a continuación la capacidad de transporte de la misma:

9.2.2)- Cálculo de Velocidad y caudal a sección llena

Datos de cañería actual

diámetro	1.450	m	Tubo en calle Sarmiento tramo 3 de Febrero hasta Falucho
n	0.010		Coef. de rugosidad dep.del material de la tubería
i	0.002		Pendiente longitudinal
Area	1.651	m ²	
Radio hydr.	0.363	m	
Per. mojado	4.555	m	
velocidad	2.274	m/seg	
Caudal	3.754	m ³ /seg	Es la capacidad de transporte del caño instalado

Como se puede ver el caño existente en el sector en estudio no puede transportar la totalidad del caudal de aporte de la cuenca hasta el punto 5 debido a que su sección es menor que la requerida, éste transporta el valor correspondiente a Q = 3.754 m³/seg

El volúmen máximo a embalsar es igual a = 1590.351 m³

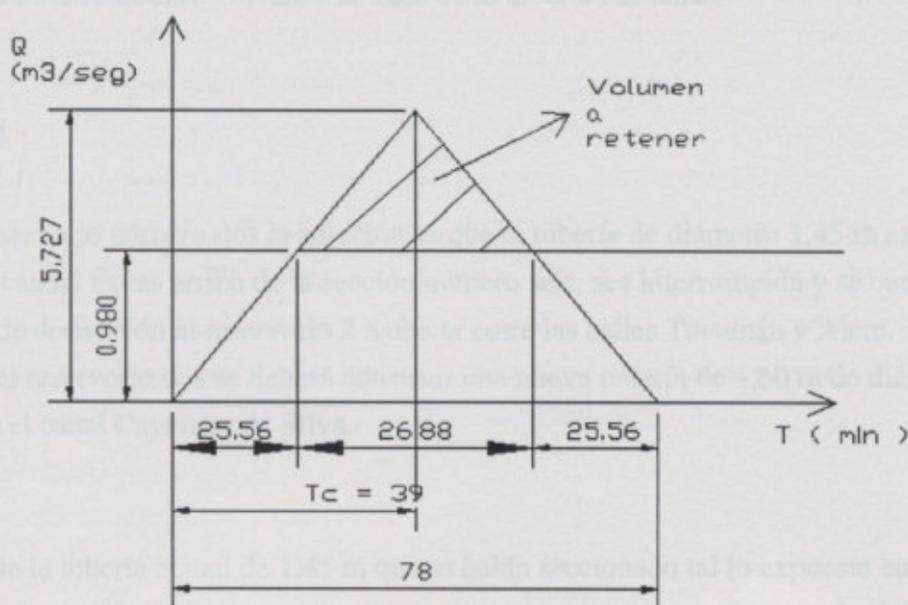
Por lo cual hay que embalsar a partir de ese sector una cantidad correspondiente a un caudal $Q = 1.973 \text{ m}^3/\text{seg}$

Atendiendo a tal problema se propone la implantación de un segundo reservorio entre las calles Alem y Tucumán, sobre los terrenos paralelos al ferrocarril, con dimensiones de acuerdo a los datos consignados a continuación :

Largo:	62.000	m
Ancho:	18.000	m
Profundidad:	1.500	m
Area	1116.000	m ²
Volumen:	1674.000	m ³

Se estudia la posibilidad de materializarlo de la siguiente manera: superficie rectangular, con tapa, la misma está formada por losas prefabricadas, éstas están soportadas por un entramado de vigas en planos ortogonales que apoyan sobre columnas y éstas a su vez sobre la losa inferior. Las fundaciones y el paquete estructural de suelo merece un tratamiento especial, tanto así como la técnica constructiva del tanque, que serán desarrollados oportunamente.-

A continuación se representa un hidrograma de escurrimiento superficial (unitario) simplificado, en el cual se visualiza gráficamente el aporte de la cuenca y lo desaguado por la tubería, siendo el área rayada la diferencia entre ambos y por ende el volúmen a retener.-



Como se puede observar la tubería existente en el presente sector está totalmente ocupada en el desague del aporte del reservorio número 2 que concentra toda el agua acumulada del punto 7 aguas arriba sin incluir.

Ahora en el punto 7, que como se dijo es la intersección de calles Sarmiento y Alem se produce el aporte del ramal Alem según los datos:

Tiempo de concentración =	38.00 min
Intensidad R = 1 año	45.00 mm/h
Area	32.24 ha
Coef. De escorrentía =	0.9

Caudal	3.627 m ³ /seg
--------	---------------------------

9.3)- Solución Propuesta

Reservorio 1

1) La propuesta consiste primeramente en que por la tubería actual, entre las calles Ayacucho e Ituzaingó, que es por donde va a ser emplazado el primer reservorio, se realice una interrupción de la tubería de 1,00 m de diámetro que se encuentra en servicio y mediante una cámara de entrada y derivación sea conectada al ingreso del reservorio número uno, de la misma manera a la salida otra cámara de similares características se vincule a la traza de la tubería existente.-

Reservorio 2

2) Para el reservorio número dos la solución es que la tubería de diámetro 1,45 m existente que transporta el caudal aguas arriba de la sección número seis, sea interrumpida y se conecte mediante una cámara de derivación al reservorio 2 a ubicar entre las calles Tucumán y Alem.

A la salida del reservorio dos se deberá construir una nueva tubería de 1,60 m de diámetro que se extenderá hasta el canal Cayetano A. Silva.-

3) Finalmente la tubería actual de 1,45 m que se había seccionado tal lo expuesto en el apartado anterior, se conecte a las obras de toma y captación de las aguas que trae el entubado del sumidero de las calles Rivadavia y Alem mas la escorrentía superficial de la cuenca en cuestión

4)- Elección del tipo de tubería

Se evalúan dos tipos de tubería una circular de chapa y otra cuadrada de hormigón, como se ve a continuación:

Cálculo de Velocidad y caudal a sección llena

Tubería redonda

Datos de cañería

Material chapa de acero

Diametro	1.600	m	Tubo en calle Sarmiento tramo Alem a Santa Fe
	0.010		
	0.0012		
Area	2.011	m ²	
Radio hidr.	0.400	m	
Per. mojado	5.027	m	
Velocidad	1.881	m/seg	
Caudal	3.781	m³/seg	Es la capacidad de transporte del caño instalado

Tubería cuadrada

Datos de cañería

Material hormigón armado

Ancho	1.600		Tubo en calle Sarmiento tramo Alem a Santa Fe
Alto	1.200	m	
	0.010		
	0.0012		
Area	1.920	m ²	
Radio hidr.	0.480	m	
Per. mojado	4.000	m	
Velocidad	2.124	m/seg	
Caudal	4.077	m³/seg	

Se opta por la tubería redonda

10)- TANQUE RESERVORIO

10.1)- FINALIDAD DE LOS RESERVORIOS

En el presente trabajo se va a entender como reservorio a la estructura apta para contener un cierto volumen de agua, con las instalaciones complementarias precisas para cumplir funciones de regulación de caudales entre otras posibles.

El tanque reservorio de regulación de caudal sirve para compensar en un tiempo determinado los caudales de ingreso y egreso al mismo.

Las aguas que van a ser depositadas temporalmente a éstos tanques no van al consumo con lo cual en consecuencia, no se debe garantizar la inalterabilidad de la calidad de las aguas, variaciones de temperatura, desarrollo de algas, etc; además de que permanecerán un tiempo relativamente corto embalsadas.

En resumen por lo visto las funciones principales de los mismos son:

- ✓ Contener agua, siendo en definitiva un vaso impermeable
- ✓ Regular el caudal
- ✓ Regular la presión de la red de desagüe

10.2)- CLASIFICACIÓN DE LOS DEPÓSITOS Y VARIABLES A CONSIDERAR

Por su función pueden ser:

- ✓ De regulación
- ✓ De carga
- ✓ De regulación y de carga

Por su emplazamiento en relación con el terreno:

- ✓ Enterrados
- ✓ Semienterrados
- ✓ Superficiales

Por el material a utilizar para su construcción:

- ✓ De mampostería
- ✓ Hormigón colado
- ✓ Hormigón pretensado

- ✓ Hormigón postesado
- ✓ Acero
- ✓ Etc

Por la forma geométrica de la estructura:

- ✓ Circular
- ✓ Rectangular
- ✓ Especial

Por el tipo de suelo sobre el cual se emplazará

- ✓ Roca
- ✓ Suelos sin cohesión
- ✓ Suelos cohesivos
- ✓ Otros tipos

10.3)- FORMAS Y DISPOSICIONES EN CADA CASO

Los tanques reservorios ya los clasificamos por su posición respecto del terreno, en: enterrados, semienterrados, superficiales y elevados.

Los enterrados serán utilizados cuando se requiera tener la ventaja de conservar el agua a temperatura constante y estar más protegidos contra accidentes, pero tiene el inconveniente de dificultar la salida por las tuberías, por lo que requieren siempre instalaciones de bombeo para su evacuación.

Los superficiales resisten peor la influencia de la temperatura ambiente, pero son más fáciles en cuanto al mantenimiento; permiten una salida de tuberías fácil y barata.

Los semienterrados presentan las ventajas e inconvenientes de los unos y los otros.

Por regla general el tipo geológico del suelo que constituye el terreno donde hayan de emplazarse, y su topografía, ya que si el suelo se puede excavar fácilmente y se dispone de altura, generalmente se hará enterrado.

En el caso del presente trabajo, los tanques se realizarán enterrados, la justificación radica en que el suelo es de características limo-arcillosas, lo cual lo convierte en fácil de excavar y además por condicionantes del propio proyecto, sobre la superficie de estos se pidió generar un lugar destinado al esparcimiento público.

Desde le punto de vista estructural la forma más conveniente para los depósitos es la forma que, para igual volumen, tenga el menor perímetro, o la menor superficie, pero la dificultad de construir esta forma, semiesférica, obliga a desecharla.

A los depósitos en planta se les puede dar múltiples formas, influyendo la superficie ocupada y la facilidad de ampliación, pero tres son las formas que hoy, con los modernos materiales de construcción, se disputan la primacía:

- ✓ Circular
- ✓ Poligonal
- ✓ Rectangular

Unas y otras tienen su campo de aplicación según las circunstancias que concurren en el depósito.

En los superficiales conviene distinguir si se trata de pequeños o grandes depósitos, del material con que se construyan, y si estos han de ser o no ampliables.

Para pequeños depósitos no ampliables y con muros de hormigón armado, es la circular la forma más conveniente en planta desde el punto de vista económico. Si ha de preverse su ampliación, la forma rectangular es la forma más aconsejable, ya que uno de sus lados quedará como tabique divisorio y la ampliación será fácil y económica.

En este caso y para muros de hormigón continuos, mampostería que resiste por gravedad el empuje del agua, la rectangular tiene más aplicación que la general.

La elección que se realizó para este trabajo, en virtud de los conceptos teóricos antes descritos, y por la propia topografía de los terrenos destinados a la ubicación de los depósitos, es la forma rectangular.

10.4)- CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS DEPOSITOS

Para definir las características de los depósitos, lo más conveniente es el análisis de las necesidades del mismo desde los puntos de vista del diseño, construcción y explotación.

10.4.1)- Características referentes al diseño.

Se integran aquí todas las consideraciones ya contempladas relativas a:

- ✓ Capacidad
- ✓ Ampliación
- ✓ Formas
- ✓ Tipos

10.4.2)- Características referentes a la construcción:

Los aspectos constructivos a analizar se referirán a la estabilidad, impermeabilidad y configuración.

En cuanto a la estabilidad debe prestarse atención a:

- ✓ Homogeneidad y resistencia del terreno sobre el que se construye el depósito.
- ✓ Definición del valor soporte del suelo.
- ✓ Acondicionamiento del suelo previo a la cimentación
- ✓ Drenaje del suelo que permita controlar las posibles fugas en funcionamiento del depósito, y por otra parte drenaje para evitar subpresiones por elevación del nivel freático.

En cuanto a la impermeabilidad deben garantizarse la imposibilidad de permitir la pérdida por filtración de agua al suelo. Deberá cuidarse:

- ✓ Seguridad de la cimentación ante asientos o movimientos.
- ✓ Establecimientos de juntas de dilatación y constructivas.

En cuanto a la configuración deberán atenderse puntos como:

- ✓ Explotación
- ✓ Economía de la explotación
- ✓ Organización lógica de acuerdo con la circulación de las aguas y las operaciones previstas.
- ✓ Equipamiento técnico y de control adecuados.
- ✓ Impacto ambiental
- ✓ Ventilación adecuada
- ✓ Pendientes en solera
- ✓ Posibilidad de ampliación
- ✓ Estructura sencilla y funcional

10.4.3)- Características referentes a la explotación:

Se tendrán en cuenta en la explotación: los sistemas de llenado y salida del agua, incluido el by-pass, la protección ante acciones exteriores, y el sistema de control.

Garantías operacionales:

- ✓ Mantenimiento y explotación con seguridad y sin interrupciones del servicio.
- ✓ Seguridad en el trabajo

- ✓ Habitación independiente para telecomunicaciones y equipos eléctricos
- ✓ Habitación de maniobra hidráulica, donde se situarán las entradas de agua, salidas, by-pass.
- ✓ Habitación para estancia de personal
- ✓ Iluminación natural y artificial
- ✓ Sistemas de alimentación y salidas de agua, incorporando el by-pass como elemento de seguridad.
- ✓ Sistemas de monitoreo y alarma que se activan ante desperfectos.

Protección contra acciones exteriores.

Para la protección contra acciones exteriores debe evitarse la entrada a cualquier personal no autorizado:

- ✓ Seguridad en los sistemas de iluminación y ventilación.
- ✓ Construcción robusta de puertas, ventanas y accesos.
- ✓ Cerraduras fuertes y seguras.
- ✓ Cierre exterior de las instalaciones con sistemas de protección adecuados.

Control y medición.

Para el control y medición de los parámetros de funcionamiento del reservorio, deben preverse los equipos e instrumentación adecuados, perfectamente accesibles, y fácilmente manejables. Los sistemas de accionamiento deben permitir una actuación clara sin errores.

Las instalaciones eléctricas deben cumplir con las especificaciones de normas IRAM oportunas para este tipo de obras.

Entre los dispositivos mínimos precisos de control deben preverse:

- ✓ Medición de los caudales a la entrada y salida
- ✓ Medición del nivel de agua
- ✓ Accionamiento de motores de impulsión de agua, dependiendo del nivel.
- ✓ Sistemas de monitoreo de funcionamiento
- ✓ Control total de las instalaciones con alarmas

10.5)- CONSTITUCION DE LOS DEPOSITOS

En función de su capacidad, puede recomendarse distintas alturas, pero finalmente las condicionantes del proyecto son las que dan la última configuración.

La estructura general debe poseer los siguientes elementos:

- ✓ Muros de recinto
- ✓ tabiques divisorios
- ✓ solera
- ✓ cubierta
- ✓ cámara de llaves

10.5.1)- Muros de recinto y sus clases

Pueden clasificarse en:

- a) muros de fábrica comunes
- b) muros de hormigón post-tensado y pre-tensado
- c) muros de contrafuertes y bóvedas verticales
- d) muros de hormigonado por vacío

Los reservorios se podrán construir de cualquier material adecuado, recomendándose el hormigón armado, y pretensado para este tipo de depósito.

Una vez construido se deberá llenar para verificar que no haya infiltraciones en el suelo.

Los muros de mampostería, ladrillo y hormigón, se calculan como simples muros de contención sometidos al empuje de las aguas solamente, si se trata de depósitos superficiales; o al de las mismas en un sentido y al de las tierras en el otro, en caso de ser enterrados o semienterrados.

Los de hormigón armado pueden ser de muros corridos con zapata resistente, muros con contrafuertes y sin zapata, y con contrafuertes y zapata.

Tanto en uno como en otros, en caso de depósitos cubiertos, se debe contar con el empuje vertical de la cubierta plana.

En el caso de depósitos enterrados, no es preciso tomar seguridades contra las dilataciones dentro del terreno, pero en caso de no estar recubierto los muros de los depósitos de cierta importancia, hay que hacer juntas de dilatación.

La precaución antes descripta debe ser mayor con muros de hormigón en masa o armado, para tener en cuenta la contracción de fraguado.

La forma de la sección de los muros de fábrica, suele ser trapecial o rectangular, según se trate de depósito superficial o enterrado, o una combinación de los dos si se trata de un semienterrado.

Si el suelo es resistente, se pueden aligerar estos muros dejándolos reducidos a un revestimiento del talud del terreno, constituyendo un macizo superior de apoyo de la cubierta. O bien, un muro propiamente dicho que termina a cierta profundidad, y pase luego a ser un simple revestimiento del terreno.

Si son de hormigón armado, la sección puede ser trapecial o rectangular, tanto si tiene zapata y resisten a esfuerzos verticales, como si se establece una estructura de vigas horizontales y columnas verticales.

La técnica de hormigón postensado y pretensado son distintas a la anterior, los de hormigón pretensado tipo Preload se basa en la construcción de una cáscara delgada de hormigón a cuyo alrededor se bobina alambre de alta resistencia que se tensa previamente. El espesor del muro es mínimo y la economía, por lo tanto, puede ser importante, como contrapartida se puede mencionar que la ejecución de dicha técnica debe ser llevada a cabo por personal especializado y muchas veces no se dispone de tal; también hay que tener especial cuidado en lo concerniente a la exposición del metal a la corrosión ya que es definitiva en la durabilidad de la estructura.

La cimentación, que en los sistemas ordinarios forma un todo monolítico con el fondo y solera, aquí precisa que se intercale una almohadilla de neopreno fijada sobre dicha base mediante un elemento adherido, que impida su desplazamiento durante la construcción del muro.

La estanqueidad queda asegurada por un elemento continuo, elástico que puede ser de neopreno, plástico o metal, de unos 23 cm. de altura, colocado a modo de anillo y recibido en el hormigón de la base por su parte inferior, y en el de la pared por la superior.

Este anillo puede ser emplazado hacia el interior del depósito o en el centro del muro. En este último caso lleva una almohada por dentro y otra por fuera, cuyo espesor varía de 2 a 4 cm.

10.5.2)- Tabiques Divisorios

Generalmente se recurre al uso del hormigón armado como elemento constructivo de éstos ya que tienen muy buena respuesta al esfuerzo de flexión al que se hallan sometidos, y por el hecho de tener que soportar el esfuerzo de un solo lado.

En los depósitos, como conviene que el agua siga un recorrido determinado, pueden recurrirse a tabiques-guía, que ya no son divisorios, sino que en todo momento están los mismos empujes por ambos lados del agua que los envuelve. Estos pueden construirse de ladrillo, hormigón poco armado con espesores mínimos. Se detallan algunos tipos de disposiciones, en éstos depósitos no hay tabiques divisorios.

10.5.3)- Solera

Es uno de los elementos más delicados de los depósitos, sobre todo cuando las alturas del agua sobrepasan los 3.00 m, sin embargo no se les suele prestar la atención debida.

Se hacen de hormigón en masa o armado, según sea la naturaleza del suelo de apoyo, y con espesores variables de 0.20 a 0.40 m, para nuestro caso es de 0.12 m.

Si el terreno es resistente pero fisurado, o permeable, conviene extender primero una capa de grava de 0.20 a 0.50 m de espesor y dotarla de drenajes, espaciados unos 4.00 m y con pendiente hacia los muros de recinto, por fuera de los cuales se recogen las aguas en una canaleta que sirva de control de filtraciones. Si el terreno es flojo, además de este acondicionante es recomendable armar la solera. Deben hacerse siempre con pendiente hacia un punto para poder realizar el vaciado y la limpieza por medio de un desagüe, en éste caso la pendiente es hacia la recolección del pozo en donde succionan las bombas.

Esta pendiente en caso de positos rectangulares, debe hacerse en dos planos hacia la diagonal que pasa por el desagüe.

Aunque en los depósitos cubiertos los cambios de temperatura no son importantes conviene dejar juntas de dilatación. En los depósitos rectangulares estas pueden ser en un solo sentido, el de menor dimensión.

Condiciones constructivas en Soleras:

Las mismas pueden resumirse de la siguiente forma:

- El espesor de la solera no será menor de 10 a 20 cm. por cuestiones de permeabilidad
- El espaciamiento de las juntas de dilatación y contracción de la solera y en los muros no será superior a 12 m, si es de hormigón armado, y 5 m si es sin armar
- Para la clasificación del suelo se establecerá según clasificación SUCS
- Para el calculo mecánico del deposito las siguientes sobrecargas:
 - Peso propio
 - Sobrecargas permanentes
 - Sobrecargas accidentales
- Para los datos a utilizar en el cálculo, las cargas y sobrecargas se obtendrán del reglamento vigente

10.5.4)- Cubiertas y sus tipos

Las cubiertas de depósitos cualquiera sean sus formas pueden ser planas o abovedadas, para éste proyecto se optó por la cubierta plana.

11)- ESTACIONES DE ELEVACIÓN

11.1)- ASPECTOS GENERALES

Las "Estaciones de Elevación" son necesarias para elevar y/o transportar Aguas Residuales o Pluviales en la red cuando la disposición final del flujo por gravedad ya no es posible. En terrenos planos, como en nuestro caso, los colectores que transportan el Agua Pluvial hacia el cuerpo receptor se pueden profundizar de tal modo que se tornaría impracticable la disposición final sólo por gravedad.

Las tuberías de alcantarillado, al funcionar como conductos libres, necesitan tener cierta pendiente que permita el escurrimiento por gravedad, situación que en terrenos planos ocasiona que las mismas, en su desarrollo, cada vez sean más profundas. En consecuencia, las Estaciones Elevatorias surgen como instalaciones obligatorias en Sistemas de Alcantarillado u otros tipos de estructuras hidráulicas de comunidades o áreas con pequeña pendiente superficial.

Las aguas Pluviales son bombeadas con los siguientes propósitos:

- ✓ para ser conducidas a lugares distantes,
- ✓ para conseguir una cota más elevada y posibilitar su lanzamiento en «cuerpos receptores» de agua o
- ✓ para reiniciar un nuevo tramo de escurrimiento por gravedad.

Por lo visto en nuestro caso aplican los tres casos.

11.2)- ANALISIS DE ALTERNATIVAS

Las Estaciones Elevatorias son costosas, por lo que su implantación debe ser decidida después de estudios comparativos minuciosos y sólo cuando los mismos demuestren que no es posible o recomendable el escurrimiento por gravedad. Estas instalaciones además del presentar un costo inicial elevado, exigen gastos de operación y sobre todo, mantenimiento permanente y cuidadoso.

En pequeñas ciudades, se debe evitar cuanto sea posible la construcción de Estaciones Elevatorias, pues las dificultades de mantenimiento son siempre cada vez mayores: más aún si se trata de instalaciones, equipos y dispositivos provenientes de varios fabricantes y que exigen operación manual. De todas formas en el caso de tener que utilizar reservorios, como en nuestro caso, su utilización es imprescindible

Si en el mercado se dispone de conjuntos prefabricados completos de funcionamiento automático, que requieran solamente mantenimiento periódico, quizás sea adecuado el uso de Elevatorias en lugar de construir colectores profundos.

De aquí se concluye que estas instalaciones no son del todo sencillas pero imprescindibles en situaciones como las que nos ocupa.

11.3)- DETERMINACION DE LA UBICACION

La determinación de la ubicación de la Estación Elevatoria es de suma importancia, sobre todo en áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, ya que ello determinará en muchos casos el desarrollo completo del área, en nuestro caso su emplazamiento es en terrenos que pertenecían a la antigua compañía de ferrocarriles y ahora transferidos a la MVT, además en dicho lugar se cuenta con todos los servicios.

La parte estética o arquitectónica también debe ser considerada en la selección del sitio de tal forma que no afecte adversamente el área vecina, por lo que lo único que aparece a la vista es una pequeña construcción que no afecta negativamente al paisaje circundante

Entre otros detalles deben considerarse:

- ✓ Condiciones del sitio
- ✓ Propietarios del terreno
- ✓ Drenaje del terreno
- ✓ Disponibilidad de servicios (energía (tensión y Carga). Agua Potable, Teléfonos, etc.

La profundidad de las tuberías, o canales de llegada determinan la profundidad de la estructura de la Estación Elevatoria por debajo del nivel del terreno y determinan también en consecuencia el nivel del piso de la cámara de operación, en nuestro caso la cota la establece el fondo de los reservorios ya que aquí está la tubería de toma.

Todas las Estaciones deben diseñarse de tal manera que sean resistentes a los efectos de flotación que pueden producir las inundaciones, para tal caso se asegura la estabilidad de la misma ya que se arriestra a la estructura de los tanques. Todas las entradas y aberturas no selladas de la estación, deben quedar ubicadas por lo tanto en alturas sobre el nivel máximo de inundaciones esperado.

11.4)- DISEÑO HIDRAULICO DEL CARCAMO

Desde el punto de vista mecánico, es deseable operar una bomba por períodos largos.

El pozo de colecta o cárcamo, también llamado de succión, es el compartimiento destinado a recibir y acumular las aguas pluviales durante un período de tiempo, en nuestro caso el pozo de succión está conformado dentro del mismo reservorio pero con una profundidad mayor.

Si en determinado momento el caudal de bombeo fuese superior al de llegada, en la bomba se producirá una entrada de aire y su funcionamiento quedará perjudicado, pudiendo inclusive ésta situación, provocar serios daños en el equipo.

Mediante la acumulación temporal de aguas pluviales en un pozo de succión convenientemente dimensionado, es aconsejable que las bombas arranquen o se detengan automáticamente, como en el caso del presente trabajo en el cual está previsto todo el funcionamiento en automático, conforme el nivel del líquido, alcance niveles elevados o bajos en el comportamiento. Este funcionamiento se logra mediante la instalación de sensores de control de nivel.

11.4.1)- CAPACIDAD Y FORMA DEL POZO

Para bombas y motores grandes, el tiempo mínimo en minutos de un ciclo de bombeo o de operación de la bomba, no debe ser menor de 20 minutos, en cambio para bombas pequeñas éste tiempo puede ser 10 minutos, aunque 15 min es un tiempo más apropiado.

Se debe observar que entre dos arranques sucesivos de la bomba, no se produzca un período de tiempo muy corto para no perjudicar los equipos eléctricos del comando del motor, ya que en el momento del arranque es el de mayor consumo y afecta a los otros sistemas en servicio, ampliar conceptos en la sección eléctrica de la estación de bombeo.

Se recomienda que el número de arranques del motor no supere las 10 veces.

La mayoría de los métodos de diseño basan el tiempo de retención en la variación promedio del caudal de diseño, en cambio, la variación máxima y mínima determinan la capacidad del cárcamo.

Además de lo anterior, el cárcamo de una casa de bombas, debe satisfacer aún las siguientes exigencias de forma y posición.

a) El fondo deberá tener una superficie lo más pequeña posible para minimizar los depósitos de sólidos, por esto, las paredes del cárcamo deberán tener una inclinación de 45° y preferiblemente de 60° con la horizontal.

11.4.2)- TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES

En el tramo de succión, estando las bombas ahogadas, se debe colocar obligatoriamente un registro, a fin de poder aislar cada conjunto elevatorio.

11.4.3)- DISPOSITIVOS COMPLEMENTARIOS

La mayoría de las casas de bombas para aguas residuales requiere de los siguientes dispositivos auxiliares:

- a) Boyas o electrodos para el accionamiento de las llaves de comando de los motores ubicados en función a niveles máximos y mínimos de agua residual en el cárcamo,
- b) Bomba para agotamiento de aguas de condensación, de infiltración o de filtración que eventualmente pueden presentarse en el pozo seco,
- c) Puente grúa, malacate u otro mecanismo para la suspensión del conjunto elevatorio.

Todos estos elementos se detallarán mejor conforme avance el capítulo cuando se vean las condiciones constructivas.-

11.4.4)- FUENTE SUPLEMENTARIA DE ENERGIA

Las casas de bombas que no tienen medios para descargar las aguas pluviales a través de estructuras de rebose necesitan ser equipadas con generadores de emergencia, en nuestro caso se prevé la instalación de grupo electrógeno pero se detallará en su apartado específico.

11.5)- SISTEMAS DE BOMBEO

Los principales dispositivos, actualmente en uso, para la elevación de las aguas residuales, son bombas eyectoras, bombas centrífugas y bombas helicoidales. En lo que sigue se hará una descripción somera de los distintos sistemas para sustentar la elección realizada por el autor del proyecto.

11.5.1)- EYECTORES NEUMATICOS

Los eyectores tienen la ventaja de poder recibir las aguas pluviales y residuales sin cribado previo lo que no causa daño al sistema, están constituidos por una cámara metálica a la cual el agua es conducida directamente desde un colector alimentador. Cuando el nivel alcanza una altura determinada, automáticamente un comando eléctrico acciona un compresor que inyecta aire en la cámara con lo que el agua residual es impulsada a la tubería de salida. Las válvulas de entrada y salida también funcionan automáticamente no requiriéndose de operación manual alguna.

Debido a que los eyectores funcionan con aire a presión es obvio que juntamente con la cámara receptora se debe instalar un compresor y eventualmente un recipiente de aire comprimido. El conjunto se debe complementar con la instalación de un tablero eléctrico de control.

Las unidades menores son instaladas en compartimientos totalmente subterráneos.

Según los catálogos de conocidas fábricas de varios países, los modelos usuales tienen capacidades para caudales comprendidos entre 2 y 20 L/s, para alturas manométricas que varían entre 3 y 15 m. La potencia del motor del compresor varía de 1,50 a 20 HP para instalaciones dotadas de compartimiento de aire comprimido y de 1,5 a 30 HP para las que no lo poseen.

Excepto en pequeñas instalaciones, es recomendable que por lo menos los eyectores, sean instalados cada uno con capacidad suficiente para evacuar el caudal máximo previsto.

11.5.2) BOMBAS CENTRIFUGAS

Las bombas centrífugas, accionadas por motores eléctricos o de combustión interna, son dispositivos de uso más frecuente y son fabricadas distintas varias capacidades. De un modo general presentan elevado rendimiento y son insustituibles cuando se deben salvar grandes alturas.

Las bombas de este tipo, destinadas a bombear aguas pluviales y residuales, están regidas por los mismos principios de las bombas centrífugas comunes utilizadas en el bombeo de agua limpia.

Desde el punto de vista técnico, hay ciertas peculiaridades que caracterizan a las bombas para aguas residuales. Por el hecho de impulsar líquidos sucios que contienen materias en suspensión, deben poseer un tipo especial de rotor (impulsor), además de registros de inspección junto a las bocas de entrada y de salida para permitir su limpieza, aclaración que se hace ya que las aguas pluviales arrastran gran cantidad de sedimentos sobre todo en los primeros veinte minutos.

Las especificaciones técnicas para proyectos, recomiendan generalmente que las bombas centrífugas para aguas residuales tengan aberturas que permitan el paso de objetos o materiales sólidos con diámetro especial, de tipo tubular o abierto.

Las bombas deben generalmente trabajar ahogadas, esto es con carga en la entrada, de manera que el funcionamiento, en su inicio, se produzca sin la necesidad de la operación previa de cebado. De ésta manera se obtienen las siguientes ventajas.

- 1) Prescindir de la válvula de pié, cuyo funcionamiento sería deficiente, con líquidos que contiene sólidos
- 2) Se facilitan las condiciones para la automatización del funcionamiento del equipo de bombeo.

En la mayoría de los casos, las bombas centrífugas para aguas pluviales utilizadas en estaciones elevatorias, trabajan en forma intermitente, debido a la oscilación de los caudales de llegada, es por esto que es recomendable lograr que la operación sea totalmente automatizada.

Entre los tipos de bombas centrífugas para aguas pluviales y residuales que se utilizan en estaciones elevatorias, se destacan las siguientes:

- ✓ De eje horizontal
- ✓ De eje vertical para instalación en pozo húmedo
- ✓ De eje vertical para instalación en pozo seco (caso adoptado)
- ✓ Conjunto motor- bomba sumergible

Las bombas de eje vertical de los tipos mencionados ofrecen, frente a los otros tipos, la ventaja de poder ser operadas por motores instalados en niveles superiores libres de posibles inundaciones y de más fácil acceso para el mantenimiento. La longitud del eje de accionamiento, que no debe ser exagerado, y los problemas de su mantenimiento, son aspectos que deben ser examinados convenientemente en la Fase de Proyecto, éstos factores se tuvieron en cuenta en la fase de proyecto para facilitar al máximo el proceso del mantenimiento.

El tipo conocido de motor-bomba sumergible, engloba en una sola carcasa, la bomba centrífuga propiamente dicha y el motor eléctrico de accionamiento. Fijado en el eje guía, puede ser accionado hacia arriba o hacia abajo por medio de una cadena de suspensión.

Para determinar la capacidad de una bomba centrífuga y seleccionar el modelo correspondiente, es necesario como en el caso de agua limpia, conocer fundamentalmente: el caudal de bombeo y la altura dinámica total.

11.5.3)- BOMBAS TORNILLO

Las bombas helicoidales constituyen una modernización del llamado tornillo de Arquímedes. En los últimos años, su uso se ha intensificado principalmente en Europa. Su funcionamiento es al aire libre, y por tanto a presión atmosférica. La altura que se puede vencer, equivale al desnivel existente entre las extremidades del tornillo, colocado en su posición de funcionamiento.

Son recomendadas para grandes caudales y pequeñas alturas de elevación. Para este tipo de bombas no hay necesidad de calcular la altura dinámica, solamente se requiere el desnivel geométrico entre la cota mínima alcanzada por las aguas residuales en la cámara de llegada y la cota del canal receptor o cámara de salida.

La capacidad de bombeo, en términos de caudal, es definida de modo general por el diámetro del tornillo y la velocidad de retención. La potencia absorbida es calculada por la fórmula general utilizada en bombas centrífugas.

$$P = \frac{Q \times \text{Hest.}}{75 N.}$$

Donde:

P = Potencia absorbida en H.P.

Q = Caudal de bombeo L/s.

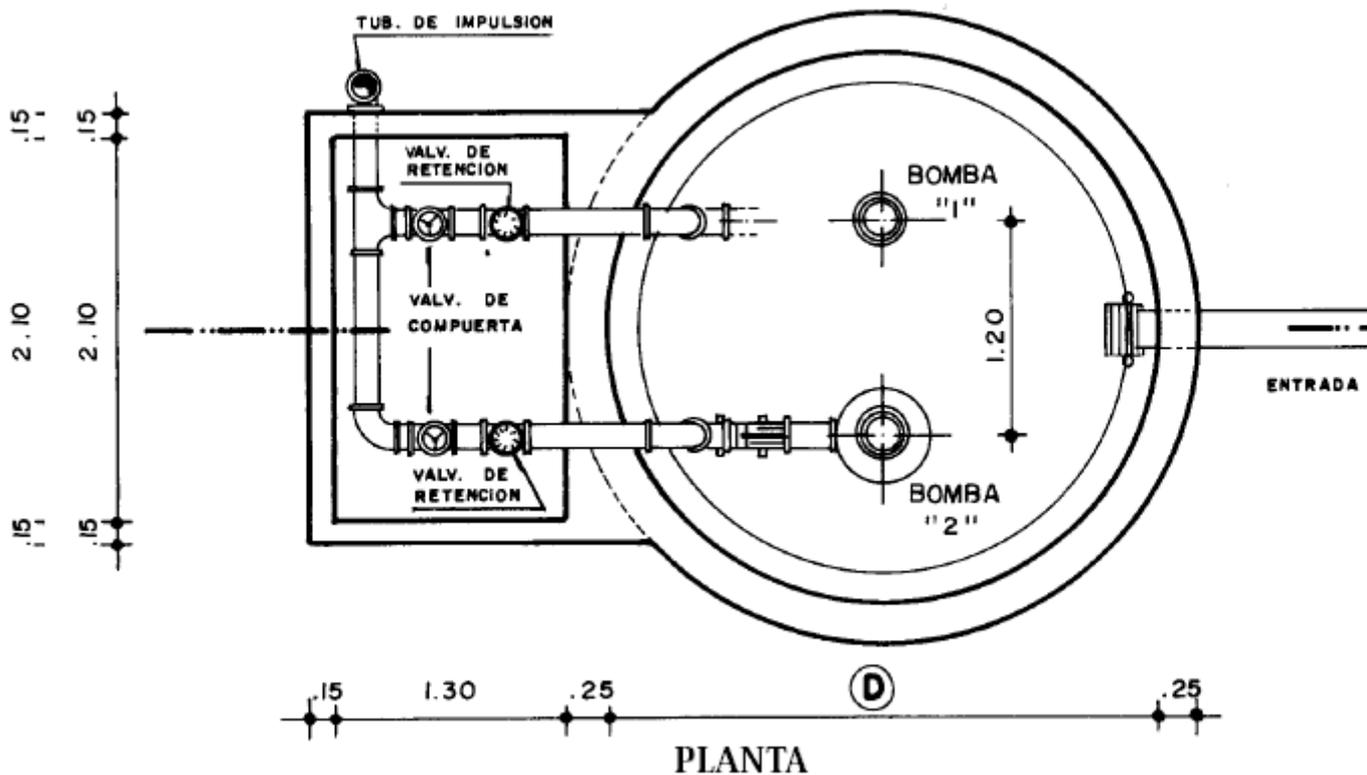
Hest = Altura estática de elevación.

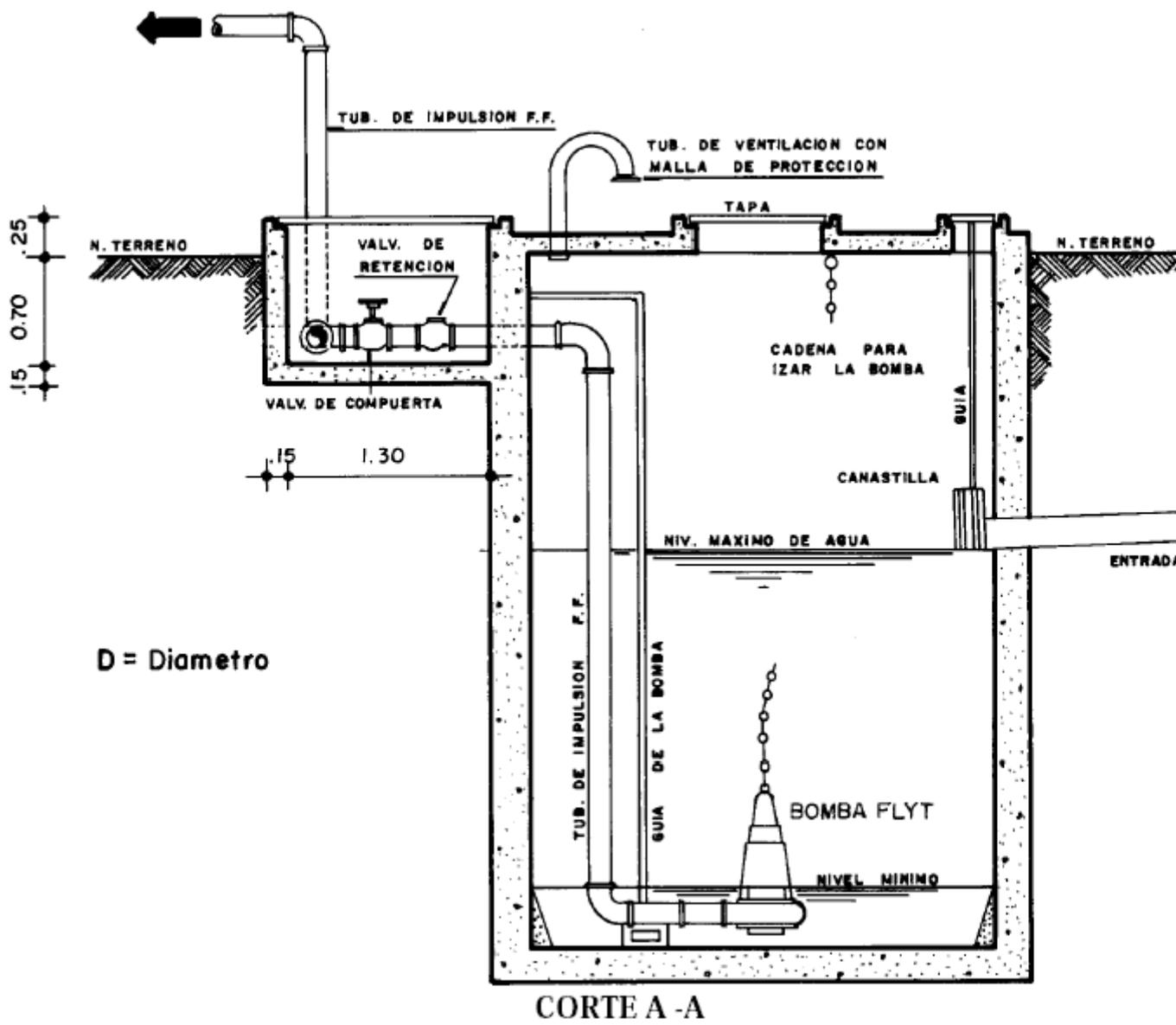
N = Rendimiento (65 a 70 %)

El rendimiento es relativamente bajo, debido principalmente a fugas que se verifican en la separación existente entre la hélice y la canaleta que la contiene.

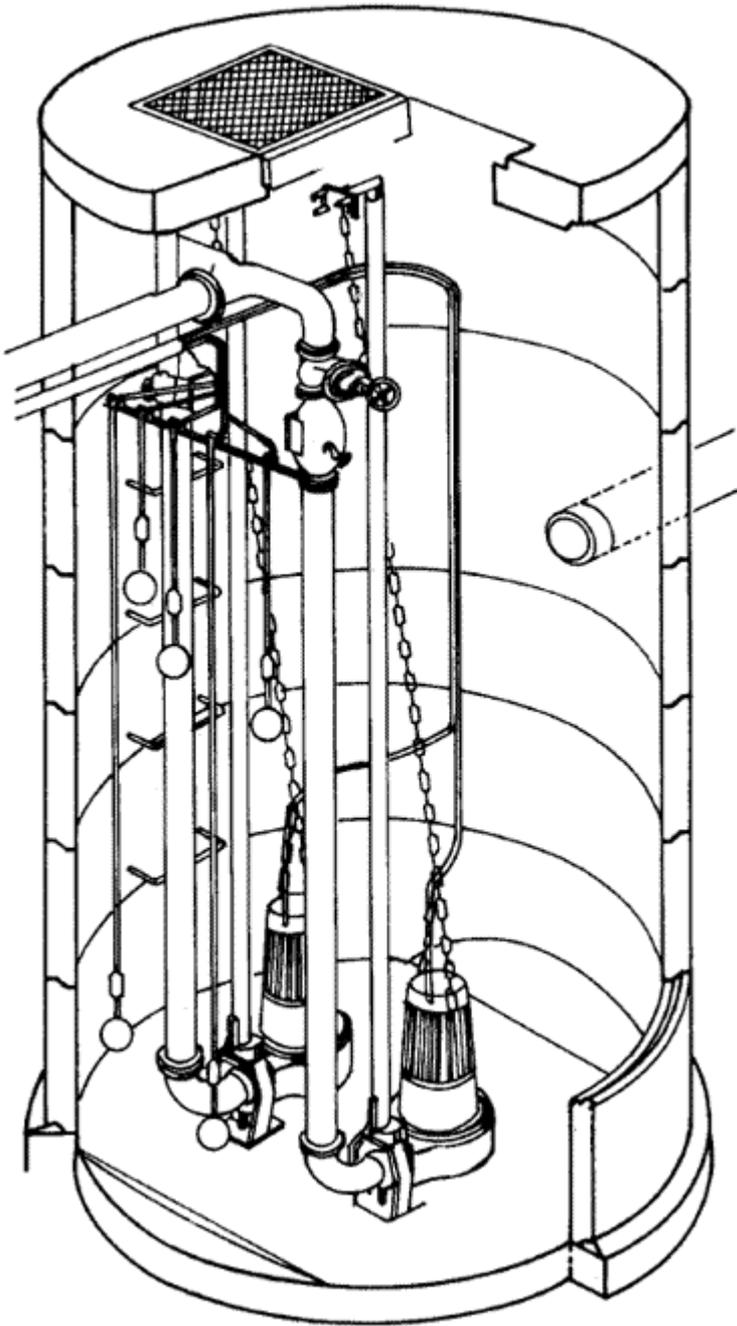
GRAFICOS

ESTACION ELEVATORIA TIPO

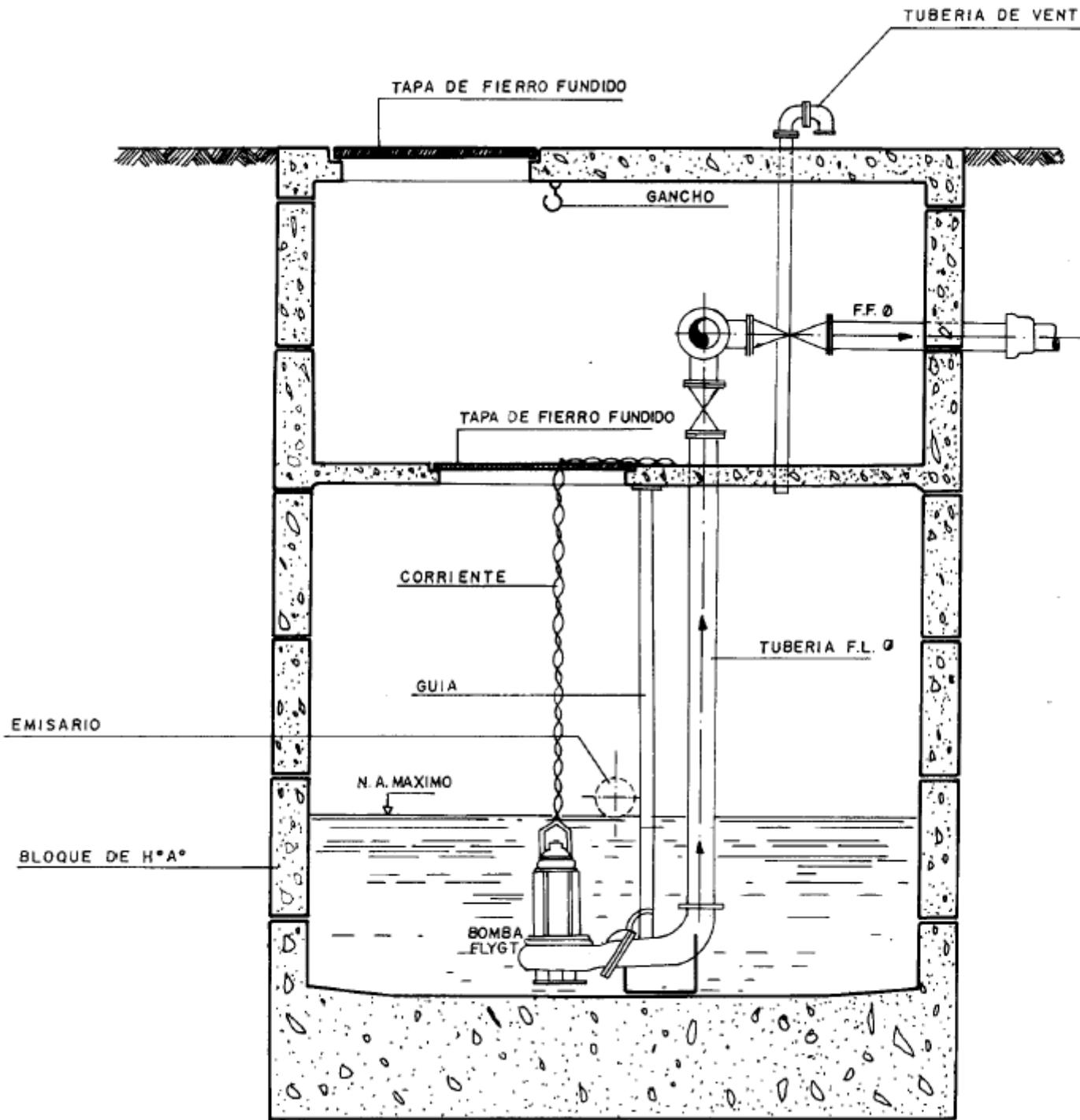




ESTACION ELEVATORIA

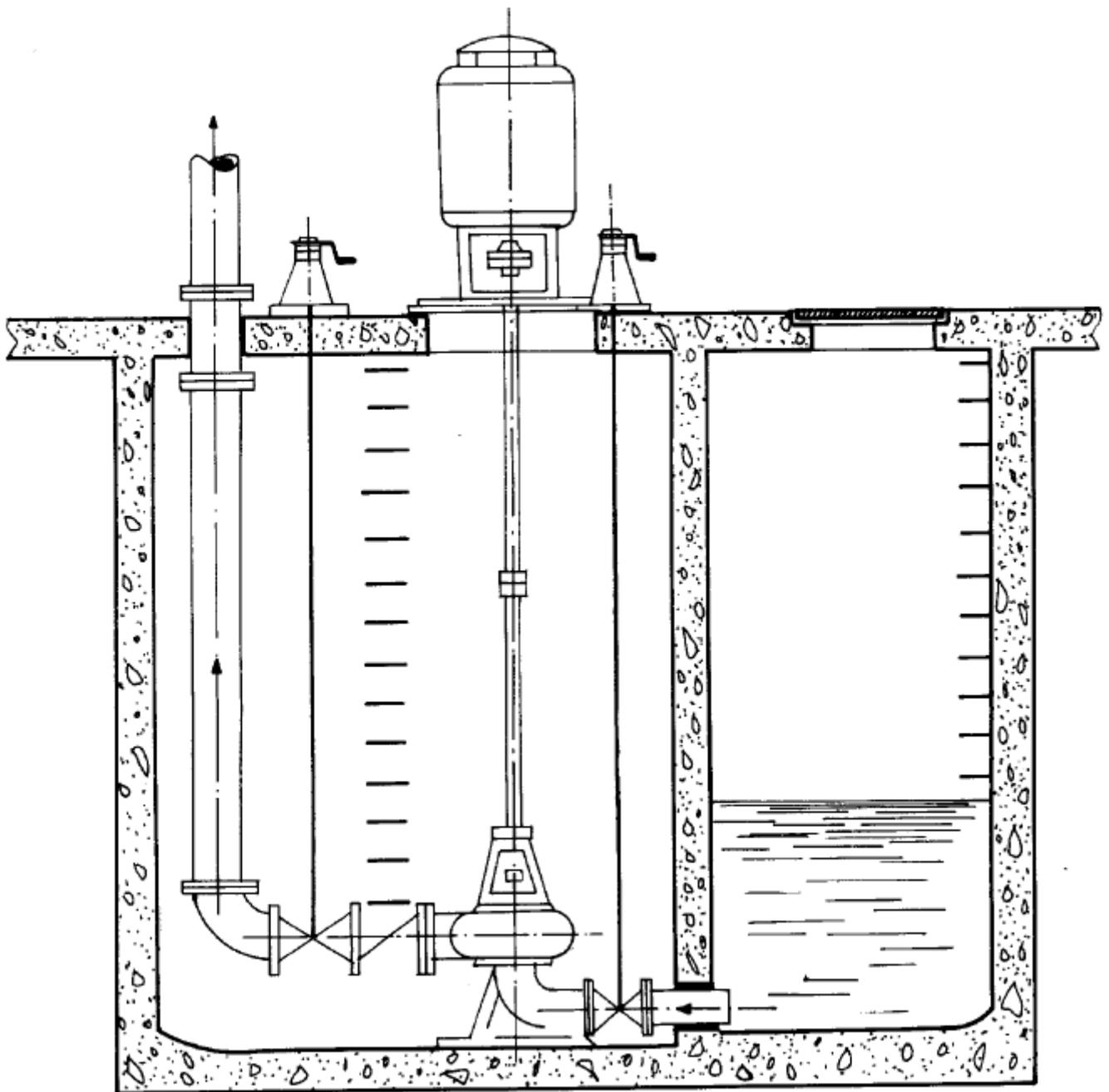


ESTACION ELEVATORIA



INSTALACION TIPICA DE BOMBA SUMERGIBLE

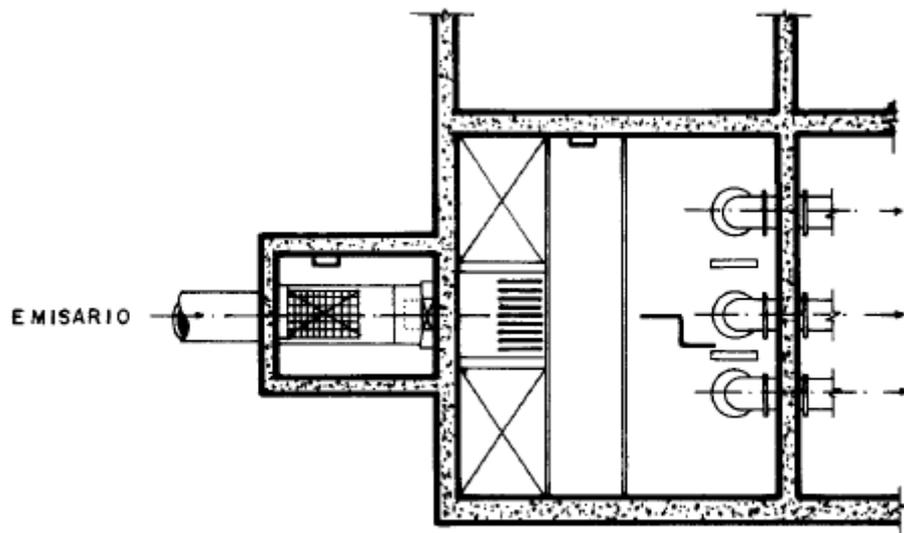
ESTACION ELEVATORIA



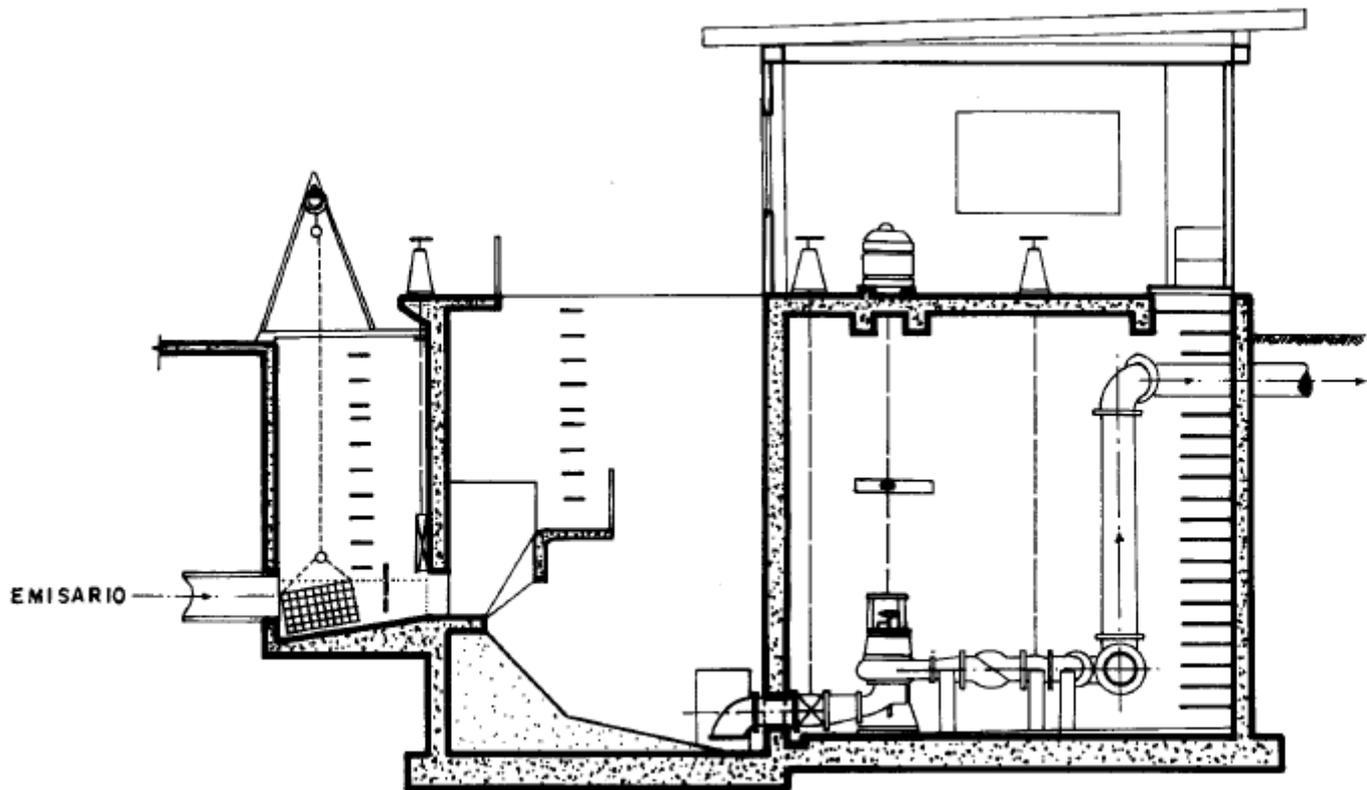
INSTALACION EN POZO SECO CON BOMBA DE EJE VERTICAL

(configuración adoptada para el presente proyecto)

ESTACION ELEVATORIA

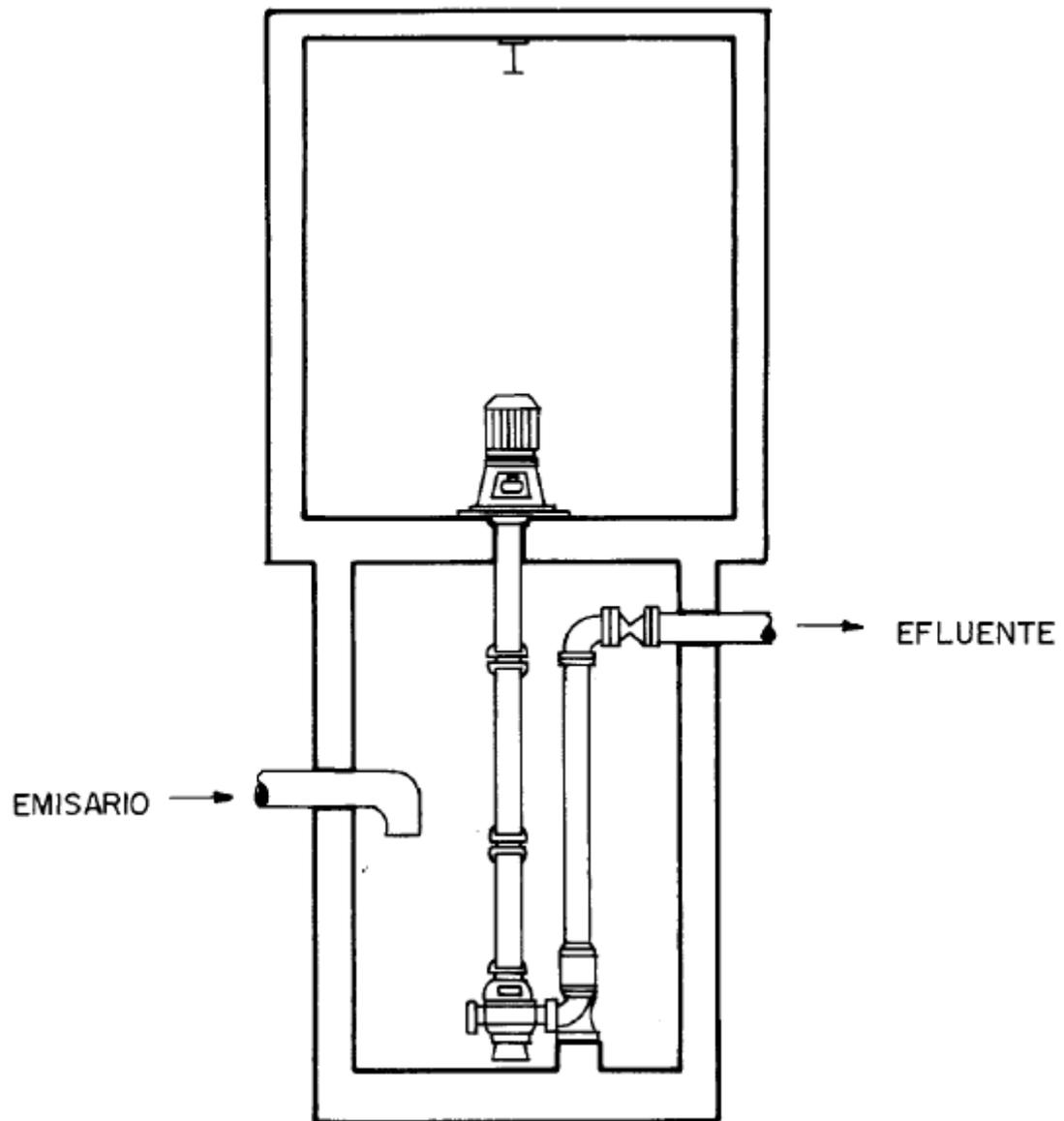


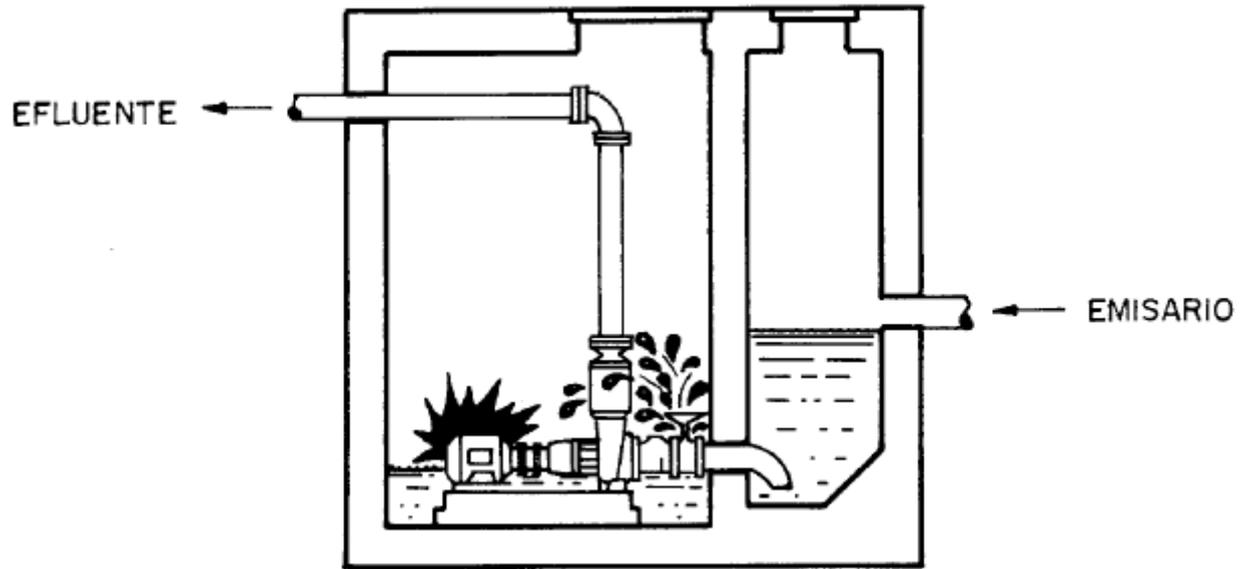
PLANTA



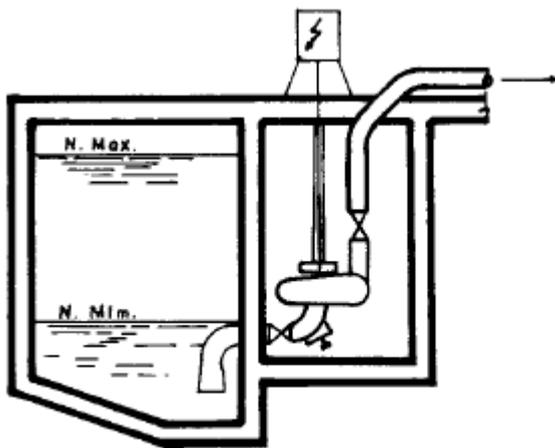
CORTE

ESTACIONES ELEVATORIAS

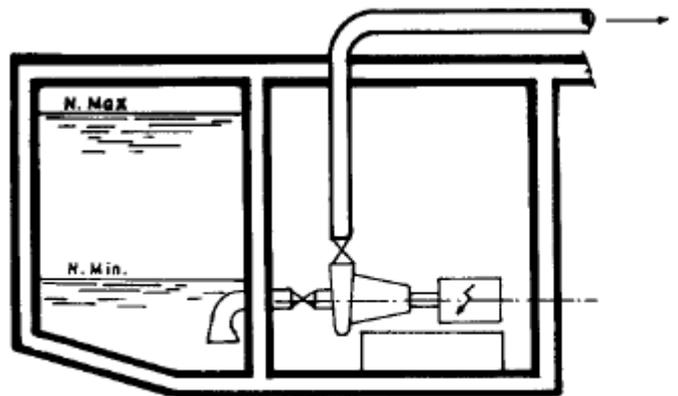




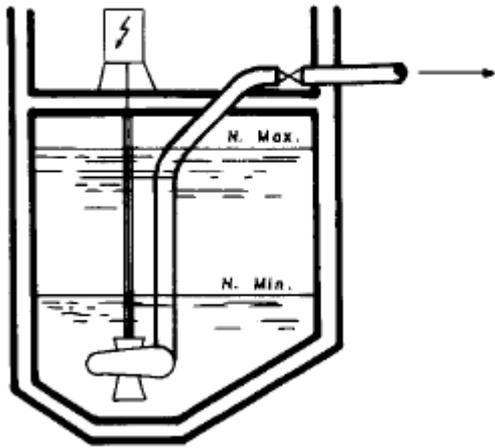
ESTACIONES ELEVATORIAS



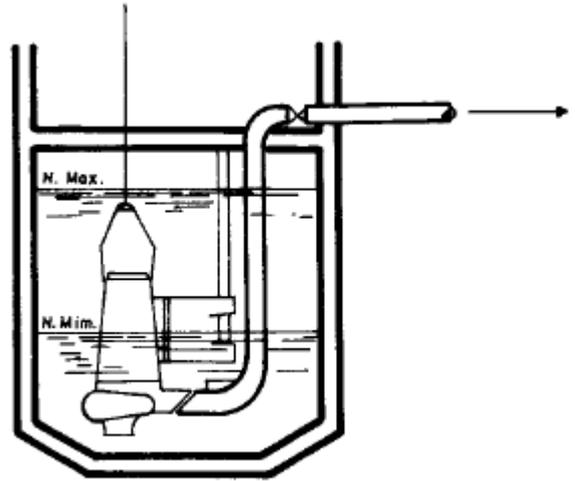
**BOMBA CENTRIFUGA DE EJE VERTICAL
INSTALADA EN POZO SECO**



**BOMBA CENTRIFUGA DE EJE VERTICAL INSTALADO
EN POZO SECO**

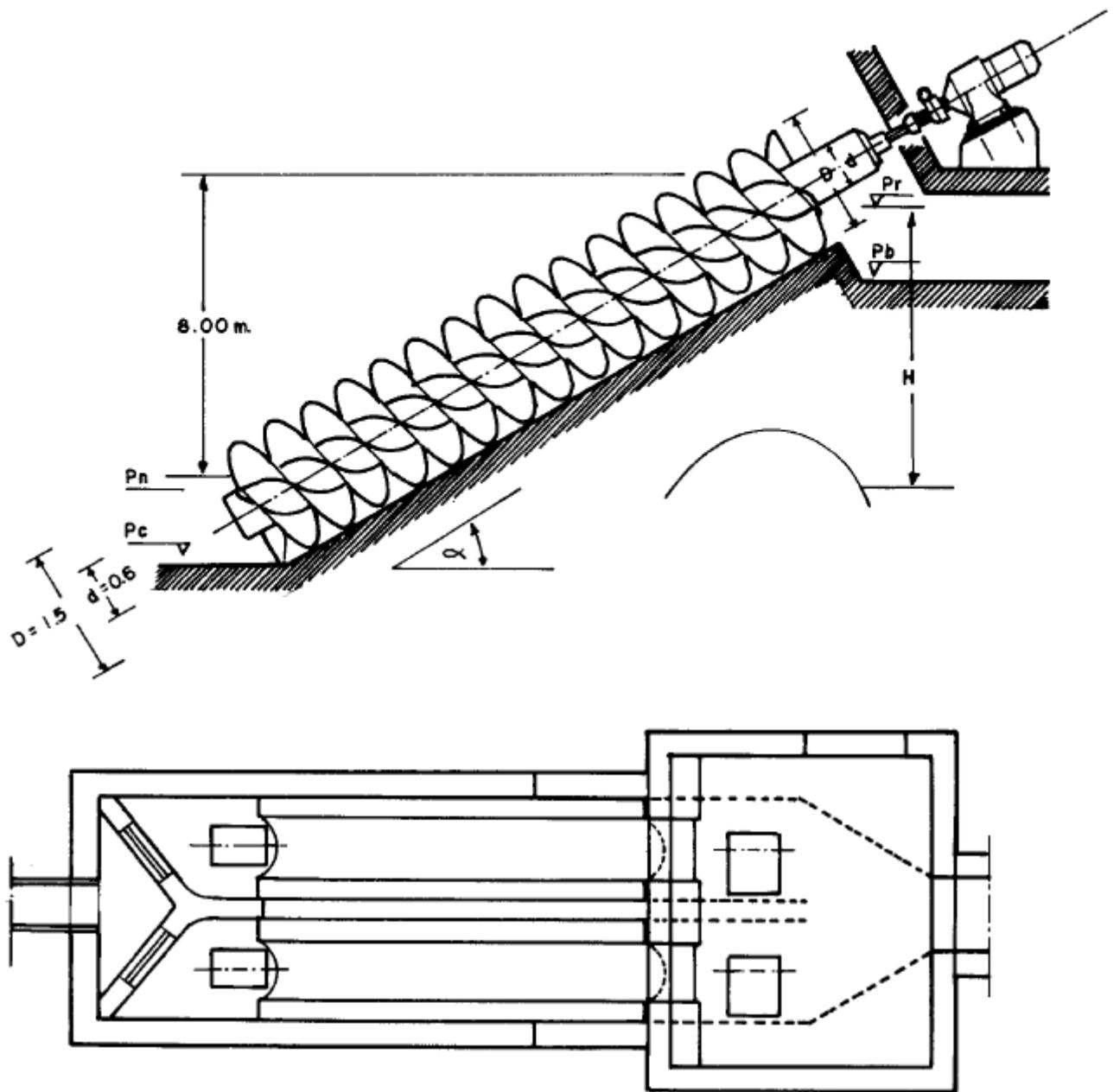


**BOMBA CENTRIFUGA DE EJE VERTICAL
INSTALADA EN POZO HUMEDO**



BOMBA CENTRIFUGA SUMERGIDA

BOMBA TORNILLO



12)- CALCULO Y PLANOS DE DETALLE

12.1)- Introducción

Tal cual se adelantara al comienzo de éste trabajo y ya habiendo tomado contacto con las diferentes opciones que se disponen para llevar a cabo el proyecto, en cuanto a disposiciones, conceptos hidráulicos, morfologías, tipos de estructuras, etc; lo que se va a exponer en el presente capítulo es como se procesa la estructura para poder dimensionarla.

12.2)- Tanques Reservorios

Como éste tipo de estructura funciona, como otras tantas similares a los tanques, con ciclos variables de carga, es decir cuando están vacías reciben el empuje del suelo que los contiene y cuando lo hacen llenas cargan al talud de suelo.

Por una cuestión de evaluar integralmente el comportamiento estructural de la misma se dio tratamiento con un programa de computación de los que trabajan con elementos finitos, mas precisamente el software SAP90^R, de ésta manera podemos visualizar mejor como se comporta la estructura cuando está siendo solicitada.

Entre los aspectos más importantes a destacar podemos decir que se construirá con sistema constructivo tradicional, esto es así debido a que en caso de realizarlo en la ciudad son pocas las empresas que pueden utilizar otro sistema constructivo poco conocido que pudiese llevar a comprometer a la estructura en el tiempo, también para en el caso que la Municipalidad de Venado Tuerto decida tercerizarla existan opciones de ofertas por parte de los constructores y no solo de las grandes empresas.

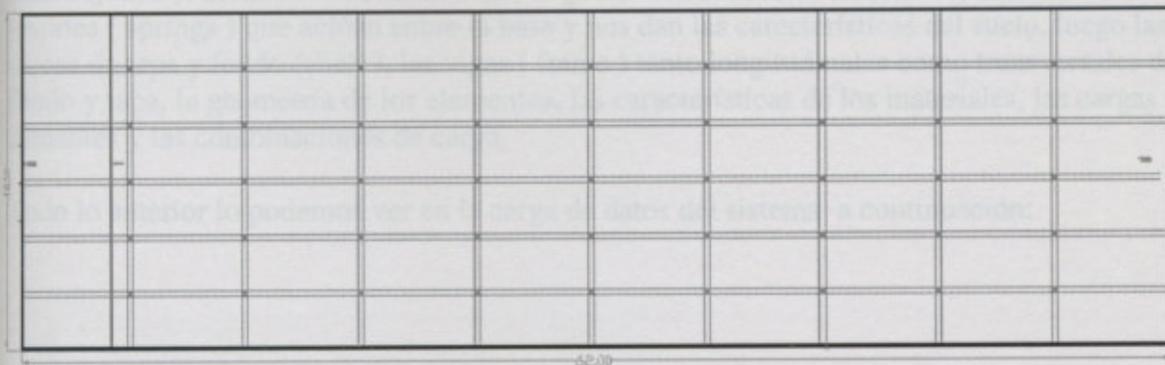
Con un criterio de seguridad, se decidió al definir las condiciones de emplazamiento, no considerar al suelo circundante a los tabiques de los tanques, que en una situación real soportan el efecto de compresión que ejerce la estructura cuando se encuentre llena ayudando a la estructura y limitando la deformación.

Con respecto a la profundidad de construcción se puede decir que no hay necesidad de arriostrar los tanques con zapatas extendidas especiales o depósitos de hormigón a rellenar con suelo, ya que el mismo al ser poco enterrado (-4.00 m y -2.00 m respecto del +0.00 relativo al lugar de emplazamiento nivelado) no es alcanzado por la suba del agua de las capas subsuperficiales y subterráneas.

Para poder empezar a visualizar un poco mas los conceptos, si nos fijamos en la figura que sigue una planta del tanque, en que pueden notarse las dimensiones mas importantes:

Señalan una longitud de 3.00 m x 0.60 m x 0.30 m, las losas de fondo y de tapa tienen una longitud de 6.20 m x 3.00 m x 0.12 m y finalmente las columnas tienen una dimensión de 0.30 m x 0.30 m x 2.00 m.

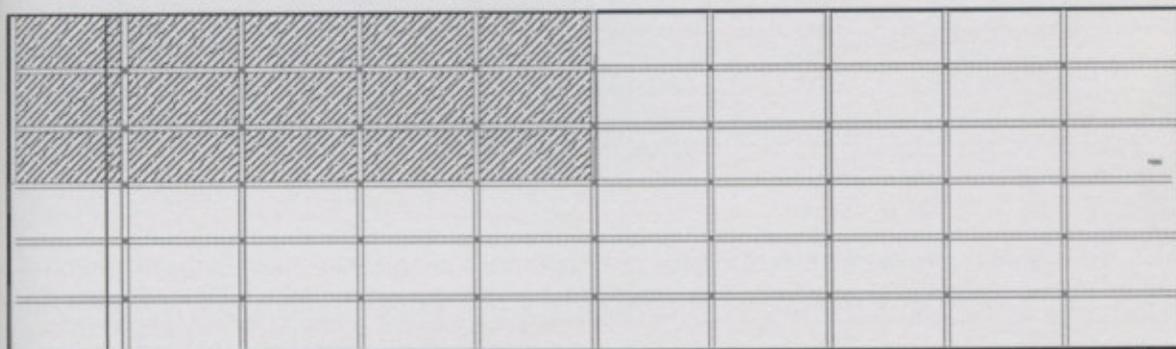
Ahora lo que debemos hacer es como se adelantó al definir los diferentes elementos para cargar al sistema, con una numeración ordenada y lógica. Primero lo efectuamos con los



Como puede verse, las dimensiones del tanque son de 62.00 m x 18.00 m x 2.00 de profundidad, que es volumen que arrojó el cálculo hidrológico para la variable del sistema.

También puede notarse que se planteó un entramado de vigas de fondo, de tapa y columnas que transmiten los esfuerzos desde la parte superior a la inferior y al suelo.

Como la estructura es simétrica planimétricamente lo que vamos a hacer es dar tratamiento solo a un cuarto de la misma, se puede ver en al área rayada cual será ésta.



Se repite el mismo proceso con la tapa, los bordes largo y corto.

Ahora dentro del sector que aislamos antes, es decir el cuarto rayado, el cuarto de los tabiques y el cuarto de la losa, lo que se debe hacer es definir elementos mas pequeños aún para la carga del software de cálculo, tratando de definir una malla lo suficientemente pequeña para que nos de información detallada en varios puntos de la misma. Así entonces habíamos definido para la geometría del tanque, vigas longitudinales de piso y de tapa que tienen una longitud de 6.20 m x 0.60 m x 0.30 m; vigas transversales de piso y de tapa que tienen una longitud de 3.00 m x 0.40 m x 0.30 m; las losas de fondo y de tapa tienen una longitud de 6.20 m x 3.00 m x 0.12 m y finalmente las columnas tienen una dimensión de 0.30 m x 0.30 m x 2.00 m.

Ahora lo que debemos hacer es como se adelantó el definir los diferentes elementos para cargar al sistema, con una numeración ordenada y lógica. Primero lo efectuamos con los

nudos (joints), definiendo la malla sobre la geometría del sector en estudio, también se resortes (springs) que actúan sobre la base y nos dan las características del suelo, luego las placas de tapa y fondo (shell), las vigas (frame) tanto longitudinales como transversales de fondo y tapa, la geometría de los elementos, las características de los materiales, las cargas actuantes y las combinaciones de carga.

Todo lo anterior lo podemos ver en la carga de datos del sistema a continuación:

TANQUE RESERVORIO

SYSTEM

L=3 N=2000

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
31	X=31			G=1,31,1
280	X=0	Y=9		G=1,280,31
311		Y=0	Z=1.00	
590		Y=9		G=311,590,31
621		Y=0	Z=2.00	
900		Y=9		G=621,900,31
1000	X=0	Y=0	Z=0	F=1,30,29,1,31

RESTRAINTS

C Restriccion de nudos auxiliares interiores

1000				R=1,1,1,1,1,1
343	372	1		R=1,1,1,1,1,1
374	403	1		R=1,1,1,1,1,1
405	434	1		R=1,1,1,1,1,1
436	465	1		R=1,1,1,1,1,1
467	496	1		R=1,1,1,1,1,1
498	527	1		R=1,1,1,1,1,1
529	558	1		R=1,1,1,1,1,1
560	589	1		R=1,1,1,1,1,1
591	620	1		R=1,1,1,1,1,1

C Restricciones de nudos sobre eje de simetria a prog X=+31

31	279	31		R=1,0,0,0,1,1
361				R=1,0,0,0,1,1
651	899	31		R=1,0,0,0,1,1

C Restricciones de nudos sobre eje de simetria a prog Y=+9

280	309	1		R=0,1,0,1,0,1
590				R=0,1,0,1,0,1
900	929	1		R=0,1,0,1,0,1

C Restricciones de nudos sobre eje de simetria a prog Y=+9

310	930	620		R=1,1,0,1,1,1
-----	-----	-----	--	---------------

SPRINGS

C Resortes de constante $K(t/m) = B(t/m^3) \times A(m^2)$

C Donde B=Balasto del suelo, A=Area de influencia del nudo

C Nudos de esquina

1	31	30		K=0,0,1030,0,0,0
280	310	30		K=0,0,1030,0,0,0

C Nudos medios longitudinales

2	30	1		K=0,0,2060,0,0,0
281	309	1		K=0,0,2060,0,0,0

C Nudos medios transversales

32	249	31		K=0,0,2060,0,0,0
62	279	31		K=0,0,2060,0,0,0

C Nudos centrales

33	61	1		K=0,0,4120,0,0,0
64	92	1		K=0,0,4120,0,0,0
95	123	1		K=0,0,4120,0,0,0
126	154	1		K=0,0,4120,0,0,0
157	185	1		K=0,0,4120,0,0,0
188	216	1		K=0,0,4120,0,0,0
219	247	1		K=0,0,4120,0,0,0
250	278	1		K=0,0,4120,0,0,0

POTENTIAL

1	930	1		W=1,2
---	-----	---	--	-------

SHELL

NM=1 Z=-1,0,0 P=0,0,-1

1 E=3000000 U=0 W=2.4

1	JQ=	1, 2, 32, 33	TH=.12	G=30, 9	ETYPE=0	M=1 : Fondo
271	JQ=	621, 622, 652, 653	TH=.12	G=30, 9	ETYPE=0	M=1 : Tapa

C 541 JQ= 1, 2,311,312 TH=.12 G=30, 2 LP=3 ETYPE=0 M=1 : Tabique largo
 541 JQ= 1,311, 2,312 TH=.12 G= 2,30 ETYPE=0 M=1 : Tabique largo
 601 JQ= 1, 32,311,342 TH=.12 G= 9, 2 ETYPE=0 M=1 : Tabique corto

FRAME

NM=3 Z=-1
 1 E=3000000 SH=R T=0.50,0.30 W=0.288 : Vigas longitudinales
 2 E=3000000 SH=R T=0.40,0.30 W=0.288 : Vigas transversales
 3 E=3000000 SH=R T=0.30,0.30 W=0.216 : Columnas

C Vigas longitudinales fondo

701 94 95 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1
 731 187 188 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1
 761 280 281 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1

C Vigas transversales fondo

791 7 38 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 800 13 44 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 809 19 50 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 818 25 56 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 827 31 62 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31

C Columnas interiores

836 100 720 M=3 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=4,1,6,6
 841 193 813 M=3 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=4,1,6,6
 846 286 906 M=3 LP=2,0 LR=1,1,0,1,1,1 G=4,1,6,6

C Vigas longitudinales tapa

851 714 715 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1
 881 807 808 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1
 911 900 901 M=1 LP=2,0 G=29,1,1,1

C Vigas transversales tapa

941 627 658 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 950 633 664 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 959 639 670 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 968 645 676 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31
 977 651 682 M=2 LP=3,0 G=8,1,31,31

LOAD

C ESTADO 1 : PP
 C ESTADO 2 : Peso de Suelo + Sobrecarga
 C ESTADO 3 : Presion hidraulica

C Nudos de esquina

621 651 30 L=2 F=0,0,-0.73,0,0,0
 900 930 30 L=2 F=0,0,-0.73,0,0,0

C Nudos medios longitudinales

622 650 1 L=2 F=0,0,-1.47,0,0,0
 901 929 1 L=2 F=0,0,-1.47,0,0,0

C Nudos medios transversales

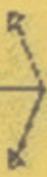
652 869 31 L=2 F=0,0,-1.47,0,0,0
 682 899 31 L=2 F=0,0,-1.47,0,0,0

C Nudos centrales

653 681 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 684 712 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 715 743 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 746 774 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 777 805 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 808 836 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 839 867 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0
 870 898 1 L=2 F=0,0,-2.94,0,0,0

COMBO

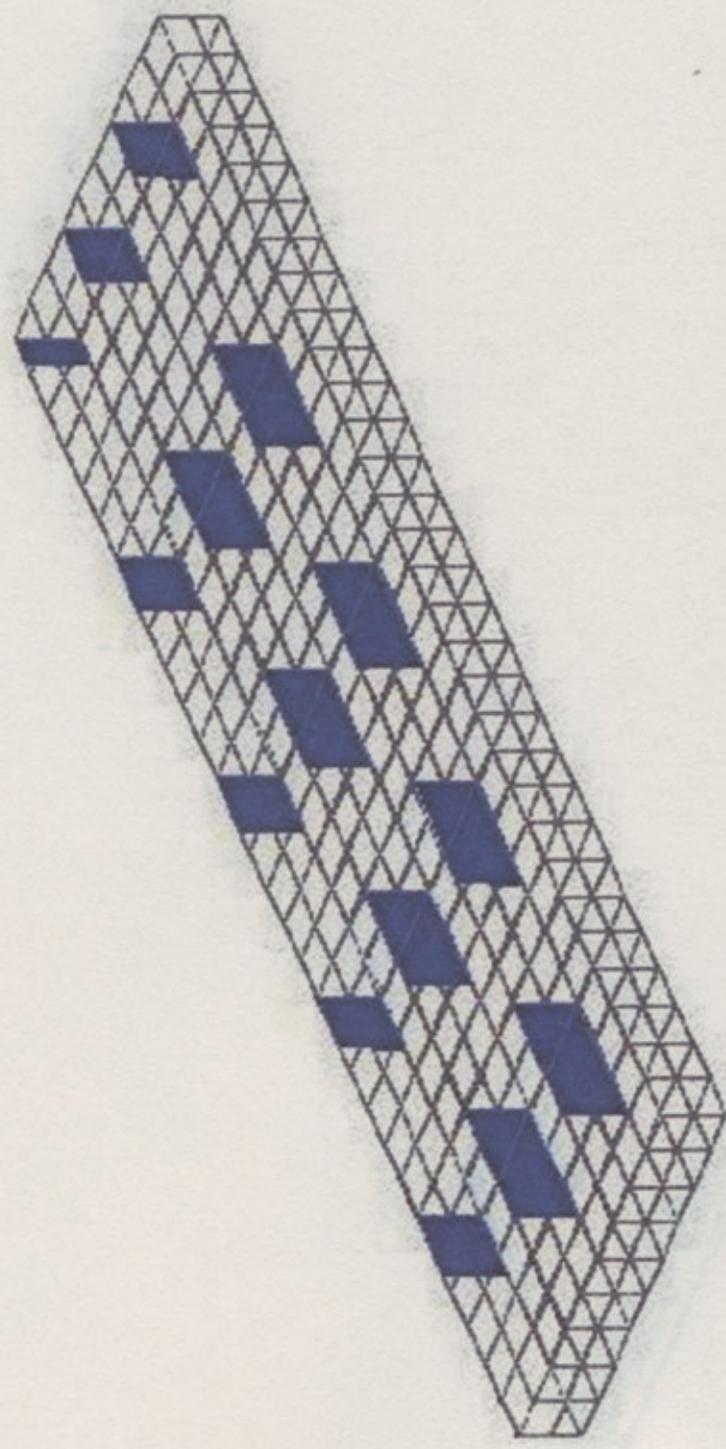
1 C=1,1,0
 2 C=1,1,1



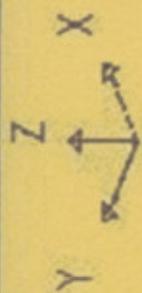
ipr2
FRAME
OUTPUT P
LOAD 1

ENVELOPES
MIN < 836 >
- .6840E+02
AT .00
MAX < 733 >
.1103E+01
AT .00

SAP90

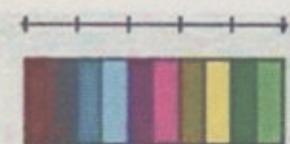


Vista de las esfuerzos normales producidos en las columnas



jpr2
SHELL
OUTPUT M11
LOAD 1

$\times 10^{-2}$

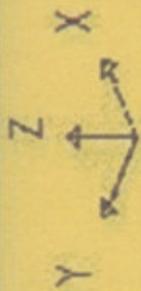


SAP90



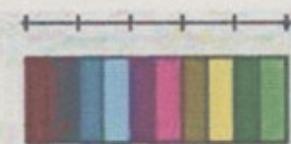
Vista de las tensiones en las losas de fondo

MIN IS -.818E+00 <JOINT 219> MAX IS .159E+01 <JOINT 155>



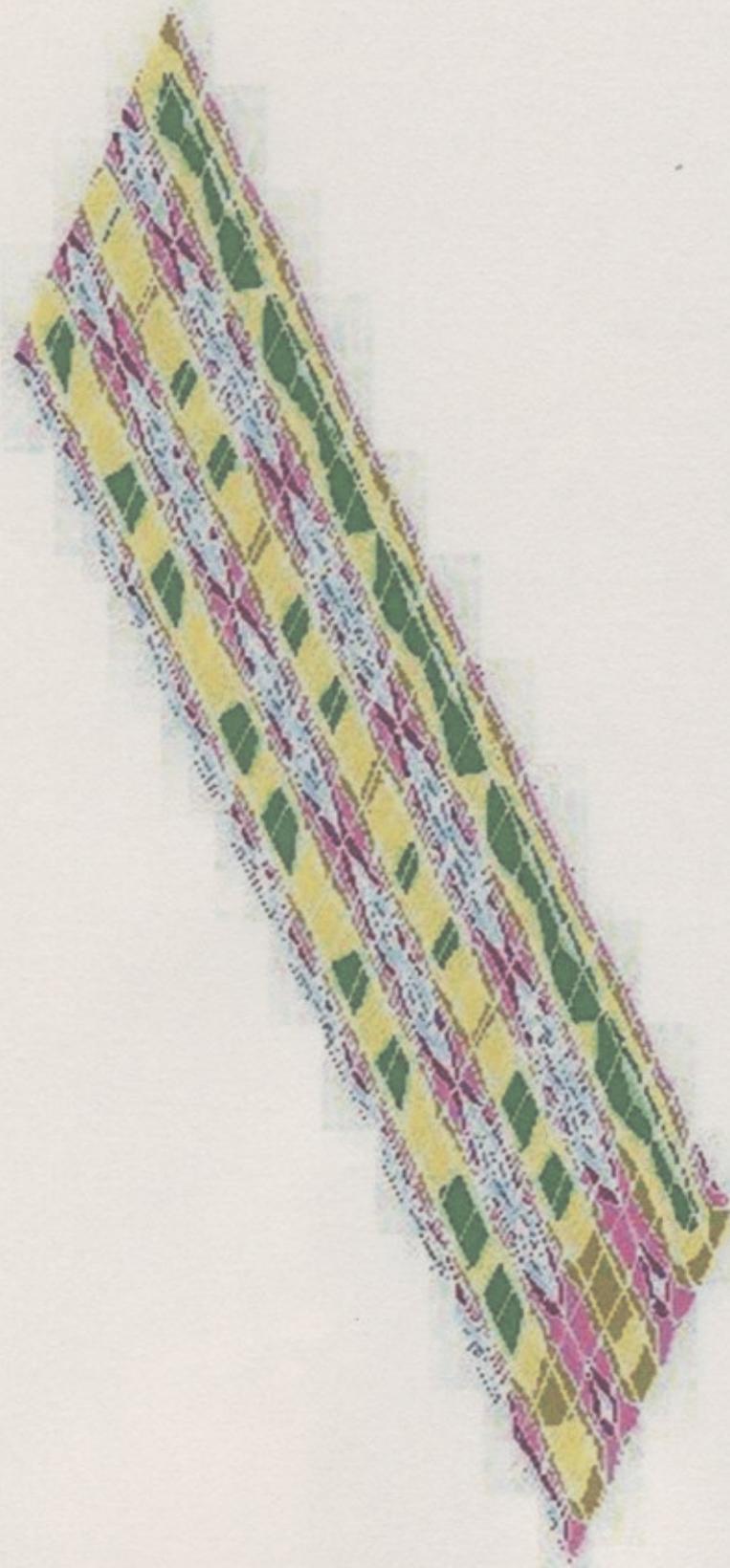
jpr2
SHELL
OUTPUT M22
LOAD 1

X 10⁻²



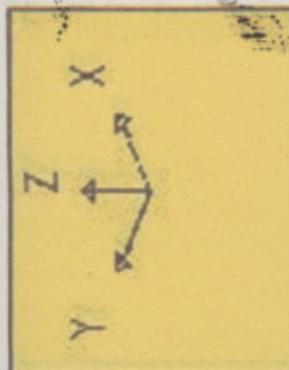
144
96
48
0
-48
-96

SAP90

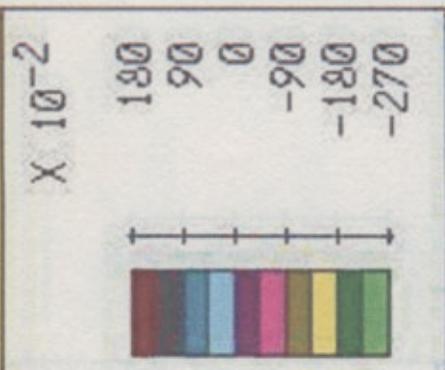


Vista de las tensiones en losa de fondo transversal

MIN IS -.823E+00 <JOINT 36> MAX IS .138E+01 <JOINT 287>



ipr2
SHELL
OUTPUT M22
LOAD 1

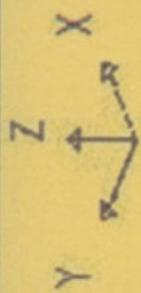


SAP90



Vista de las tensiones en las losas de tapa longitudinales

MIN IS -.262E+01 <JOINT 903> MAX IS .143E+01 <JOINT 686>



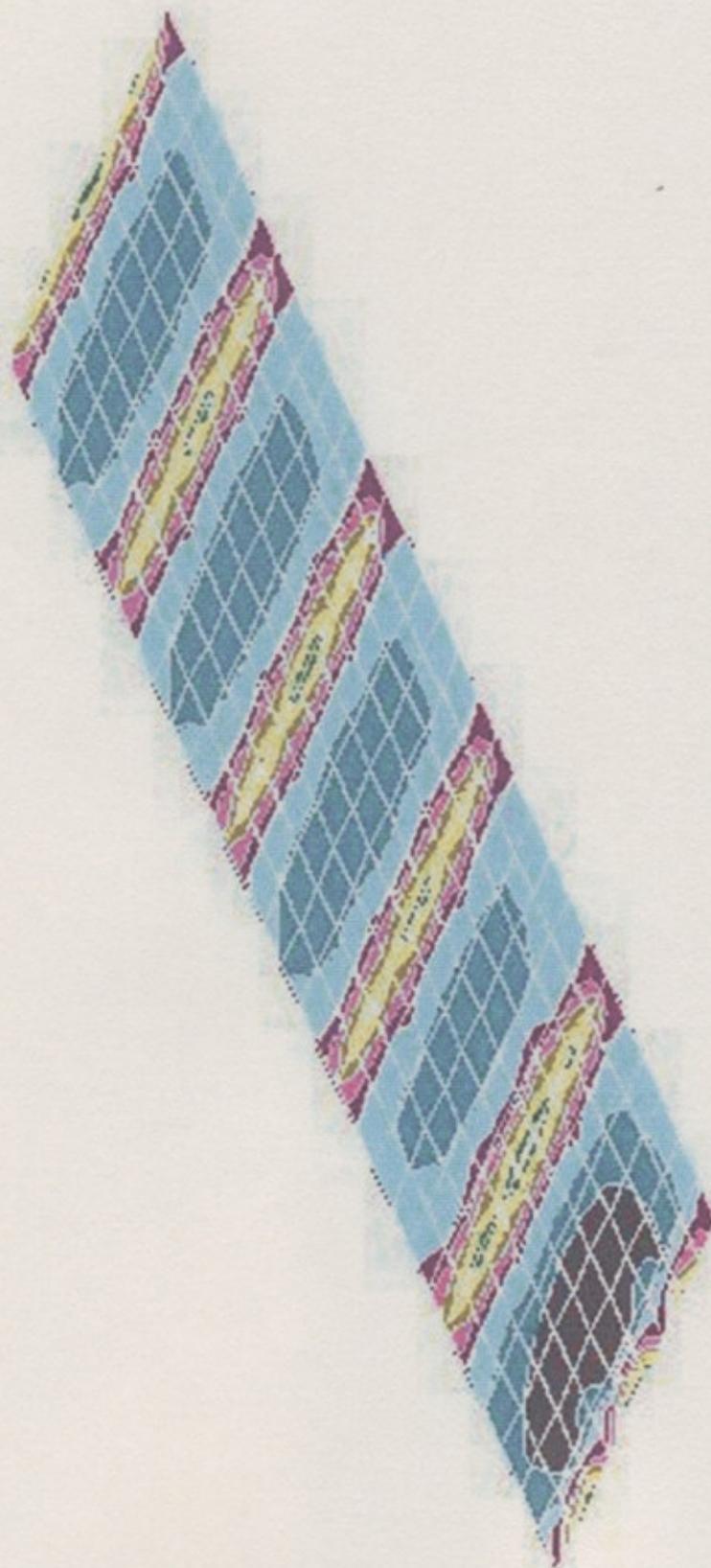
ipr2
SHELL
OUTPUT M11
LOAD 1

X 10⁻²



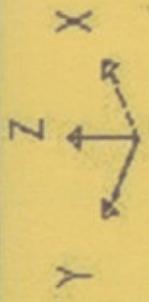
160
80
0
-80
-160
-240

SAP90



Vista de las tensiones en losa de tapa transversal

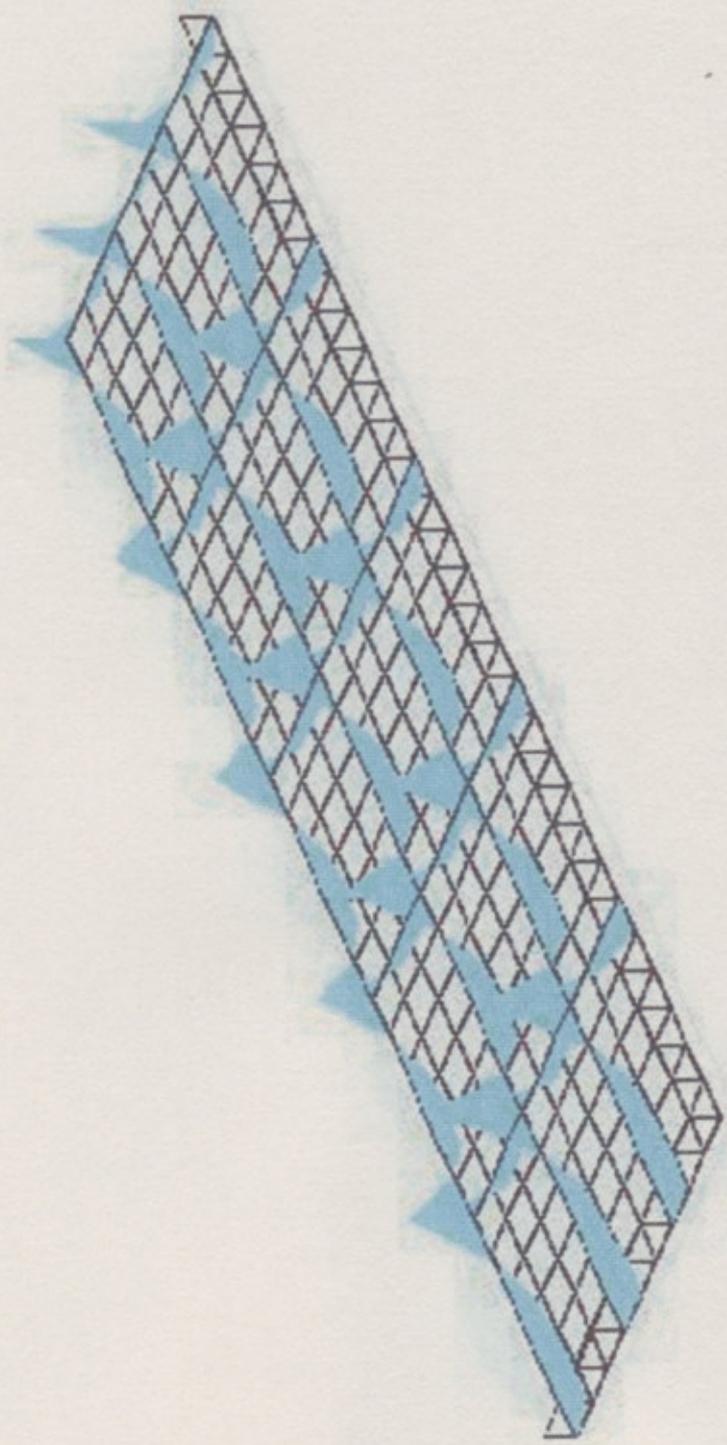
MIN IS -.219E+01 <JOINT 751> MAX IS .119E+01 <JOINT 778>



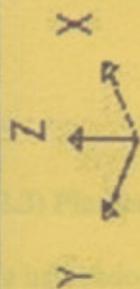
jpr2
FRAME
OUTPUT M33
LOAD 1

ENVELOPES
MIN < 706 >
- .1709E+02
AT 1.03
MAX < 793 >
.8435E+01
AT 1.00

SAP90



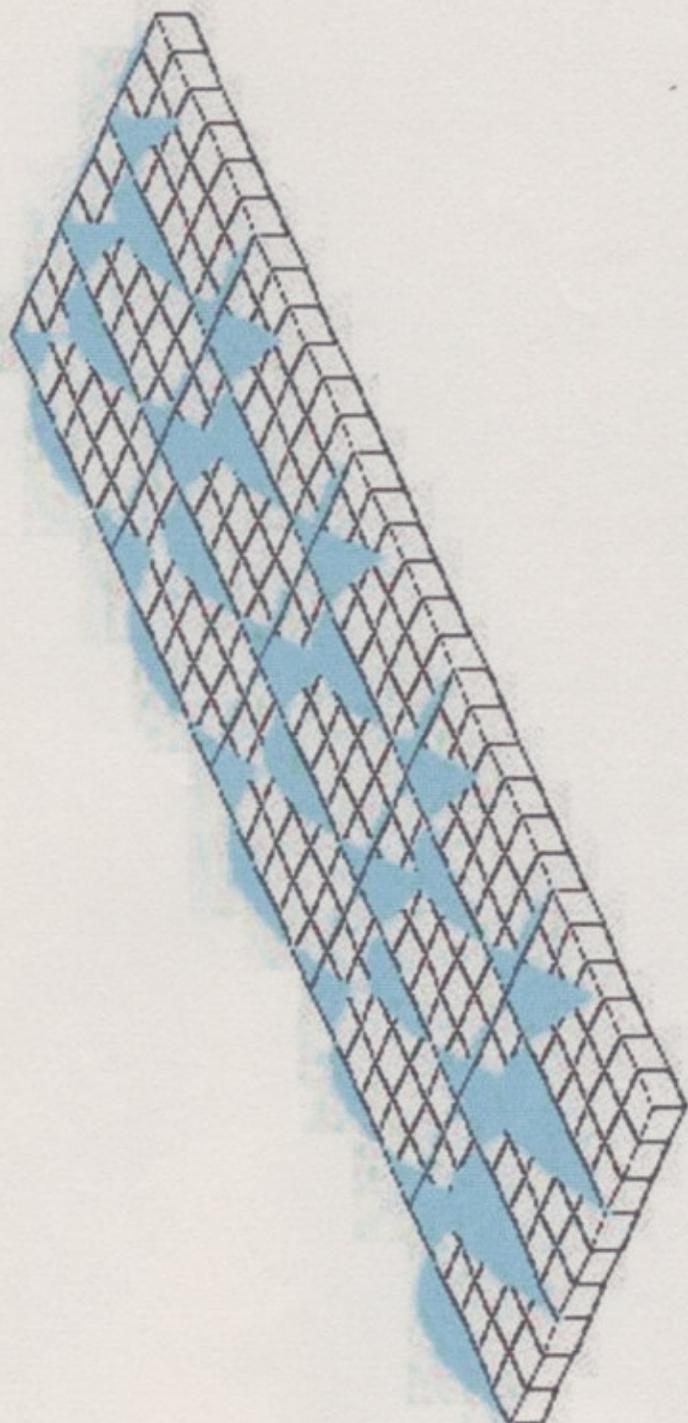
Vista de las tensiones en vigas de fondo longitudinales y transversales



jpr2
 FRAME M33
 OUTPUT M33
 LOAD 1

ENVELOPES
 MIN < 883>
 -.2101E+02
 AT 1.03
 MAX < 886>
 .2924E+02
 AT 1.03

SAP90



Vista de las tensiones en vigas de tapa longitudinales y transversales

12.4)- Instalaciones complementarias

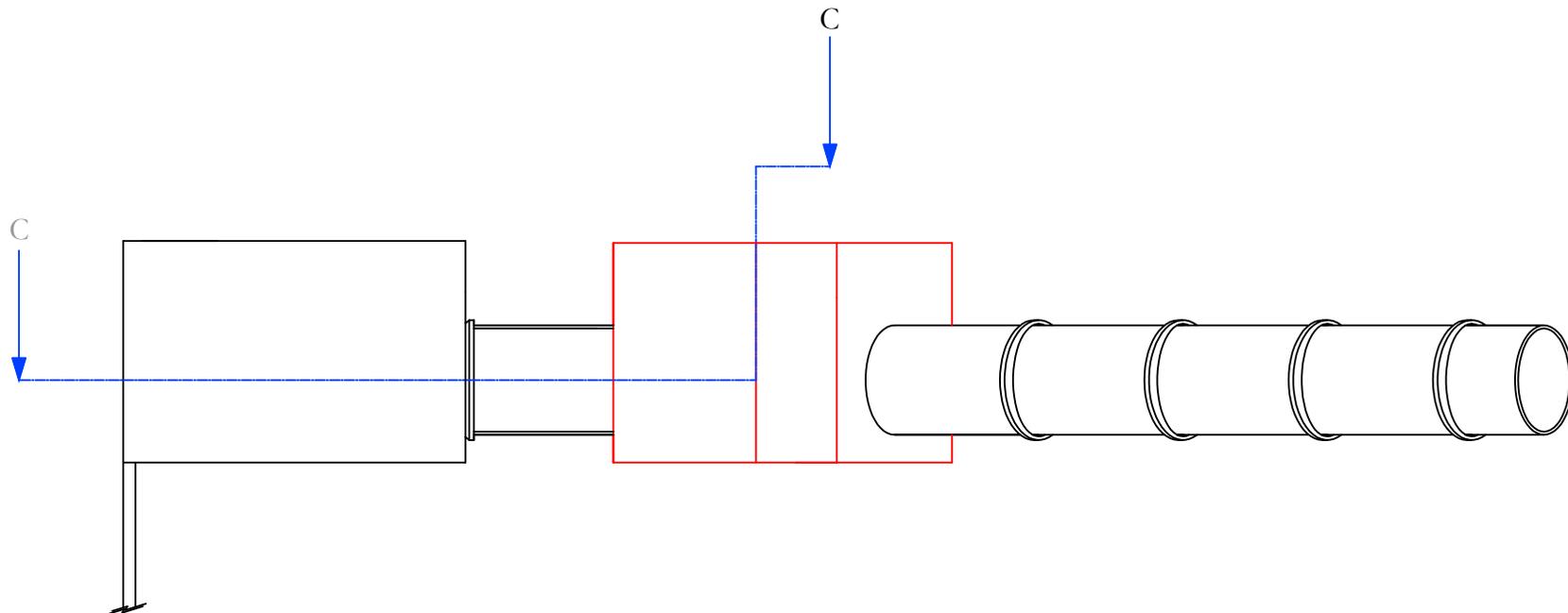
Para las instalaciones complementarias, que son todas las cámaras, depósitos y cuartos para alojar equipos, conducir o cambiar la dirección del flujo de agua se especifica directamente en el sector del cómputo las dimensiones.

Ya habiendo definido las instalaciones complementarias podemos ver los planos que describen a éstas y sus detalles:



1,1
1 Survey - Ing. Carlos Alberdi
SECCIÓN
ORIO I

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD1) - Material H°A H-17



VISTA
Esc 1:50

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
CÁMARA DE CARGA - RESERVORIO 1
(Vista)

CÁMARA DE CARGA (CC1)

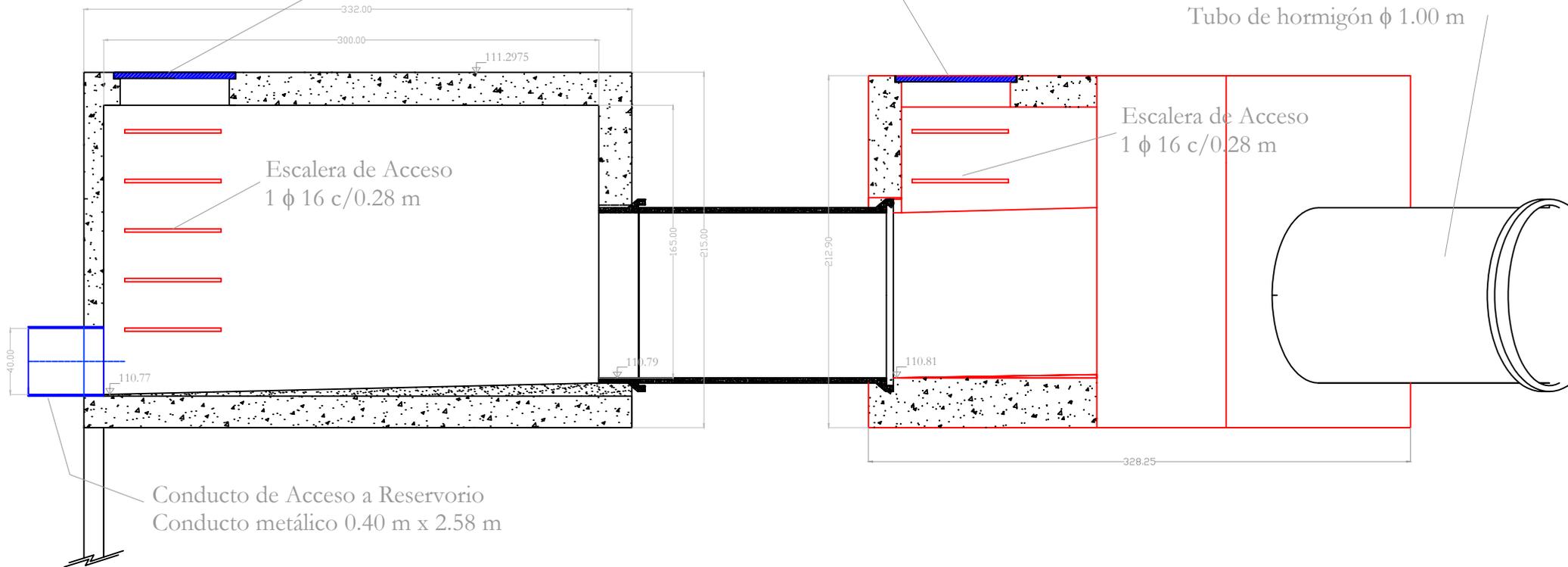
Material H°A H-17

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD1) - Material H°A H-17

Tapa de acceso a cámara

Tapa de acceso a cámara

COLECTOR DE ENTRADA
Tubo de hormigón ϕ 1.00 m



Corte C - C

Vista

Esc 1:25

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

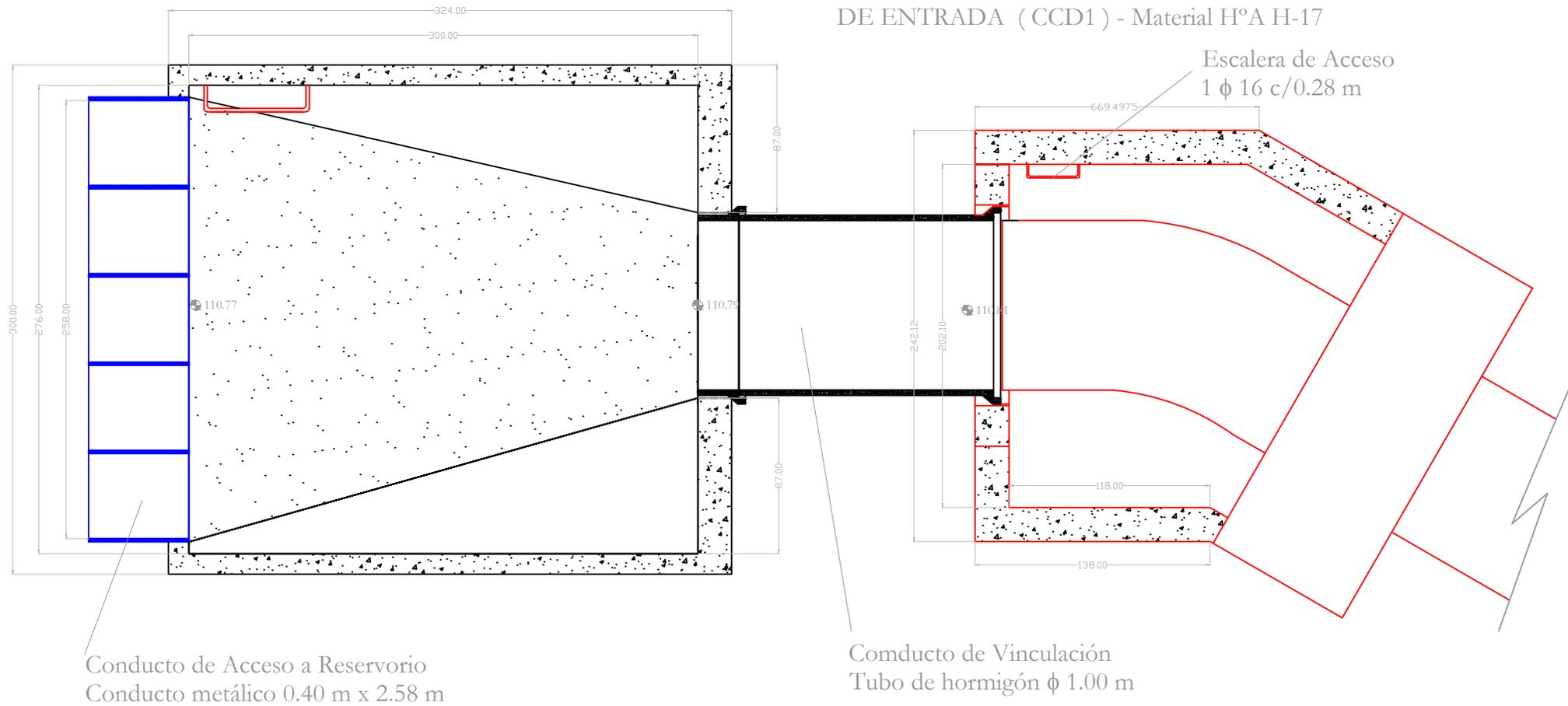
Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN Y CÁMARA DE CARGA
RESERVORIO 1

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD1) - Material H°A H-17



Corte C - C

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

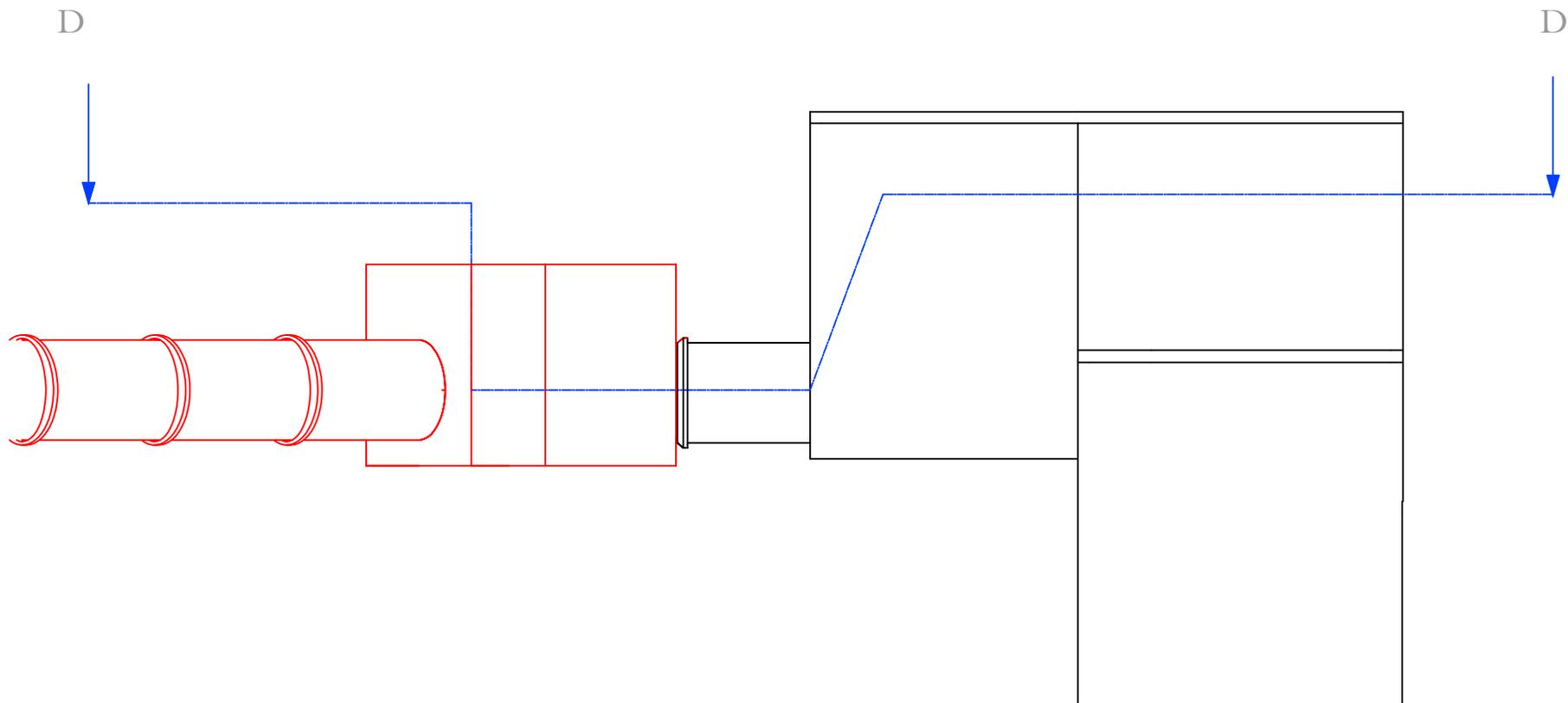
Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
CÁMARA DE CARGA - RESERVORIO 1
(Planta - Corte)



Vista desde calle Sarmiento

Esc 1: 50

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

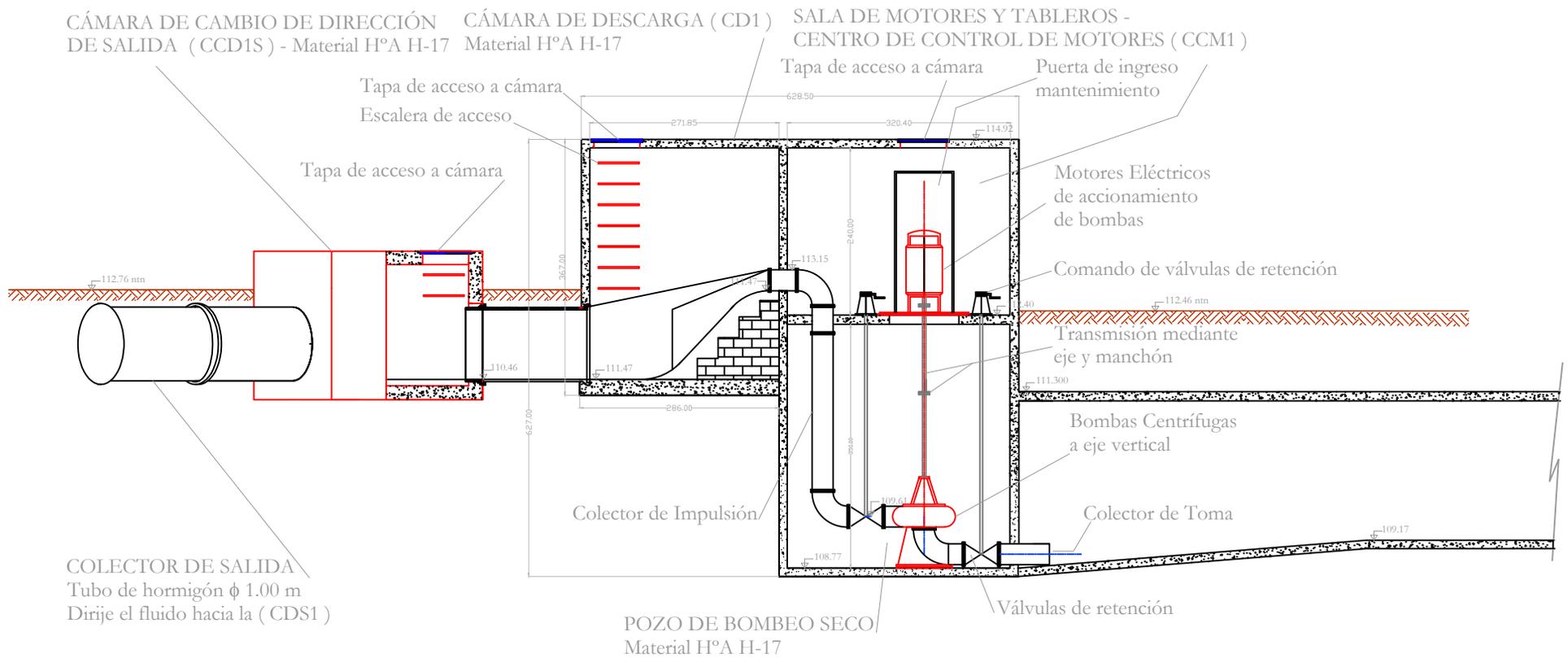
Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

POZO DE BOMBEO - SALA DE MÁQUINAS

CÁMARA DE DESCARGA - RESERVORIO 1

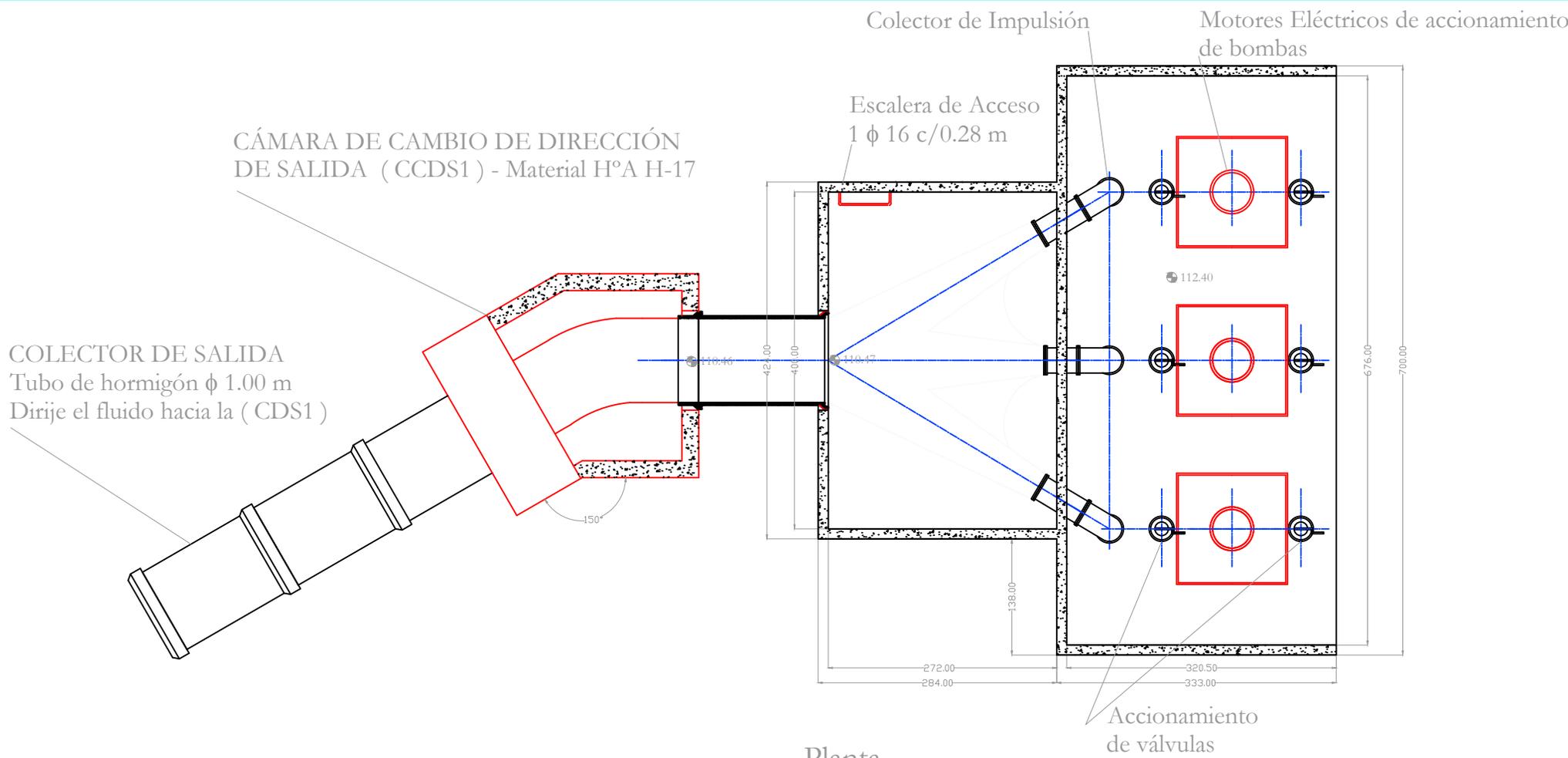
(Vista)



Corte A - A
Esc 1:50

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T
 Proyecto Integrador
 Autor: Juan Pablo Romanzini Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:
POZO DE BOMBEO - SALA DE MÁQUINAS
CÁMARA DE DESCARGA - RESERVORIO 1
 (Vista - Corte)



Planta
 Corte D - D
 Esc 1:50

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

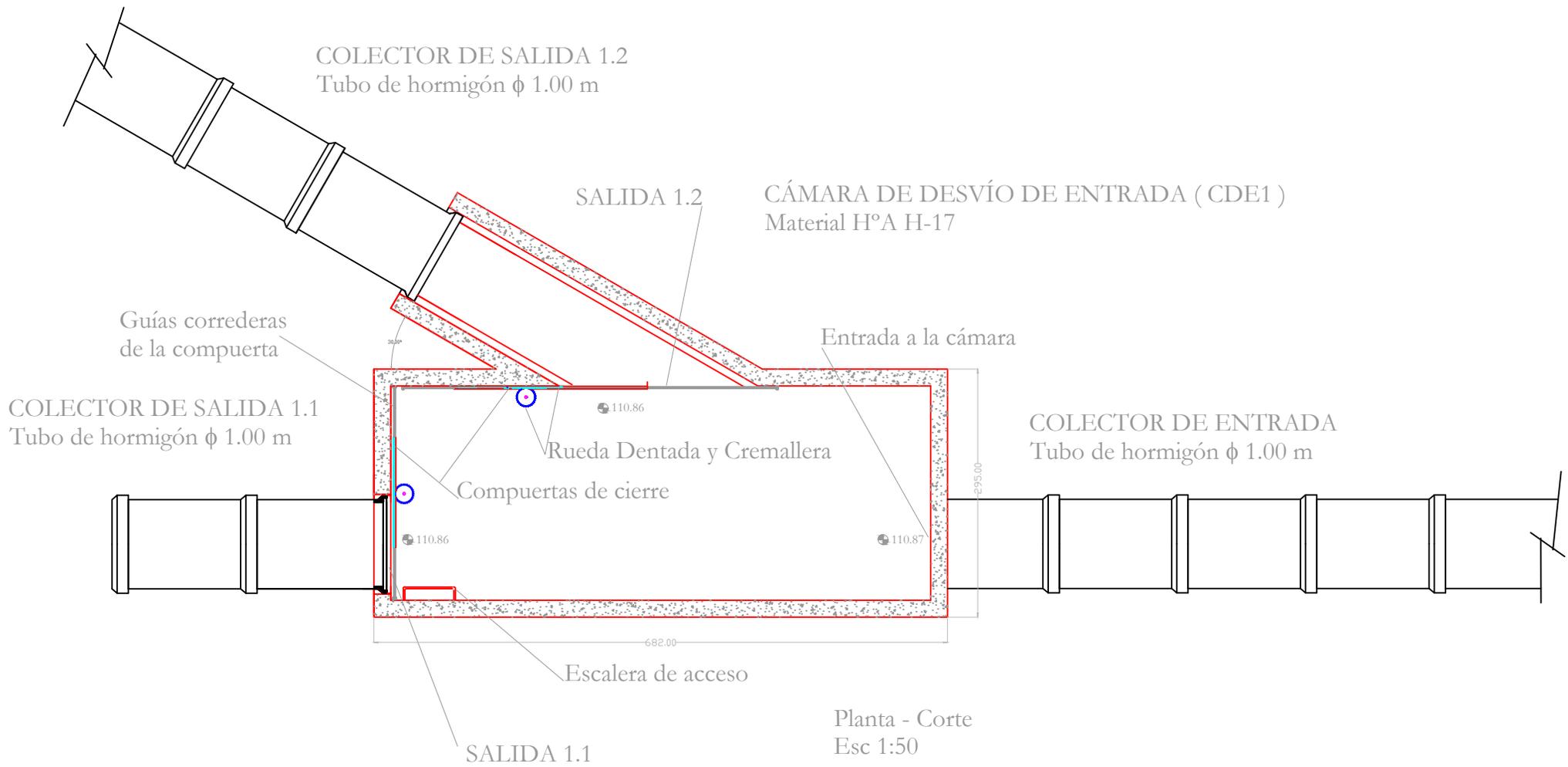
Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

**POZO DE BOMBEO, CÁMARA DE DESCARGA Y
 CÁMARA DE DERIVACIÓN DE SALIDA - RESERVORIO 1**



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

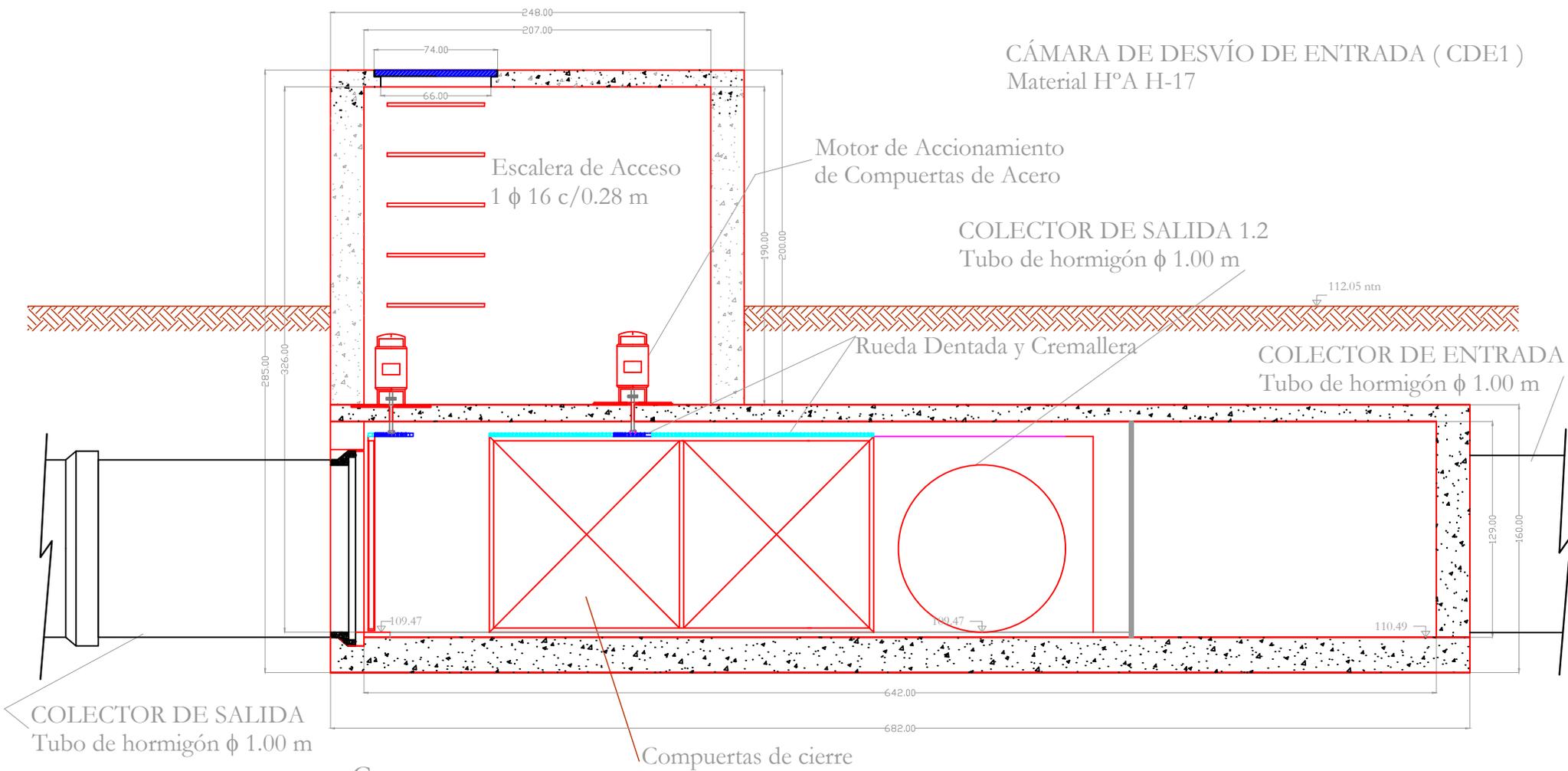
Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

CÁMARA DE DESVÍO DE ENTRADA (CDE1)

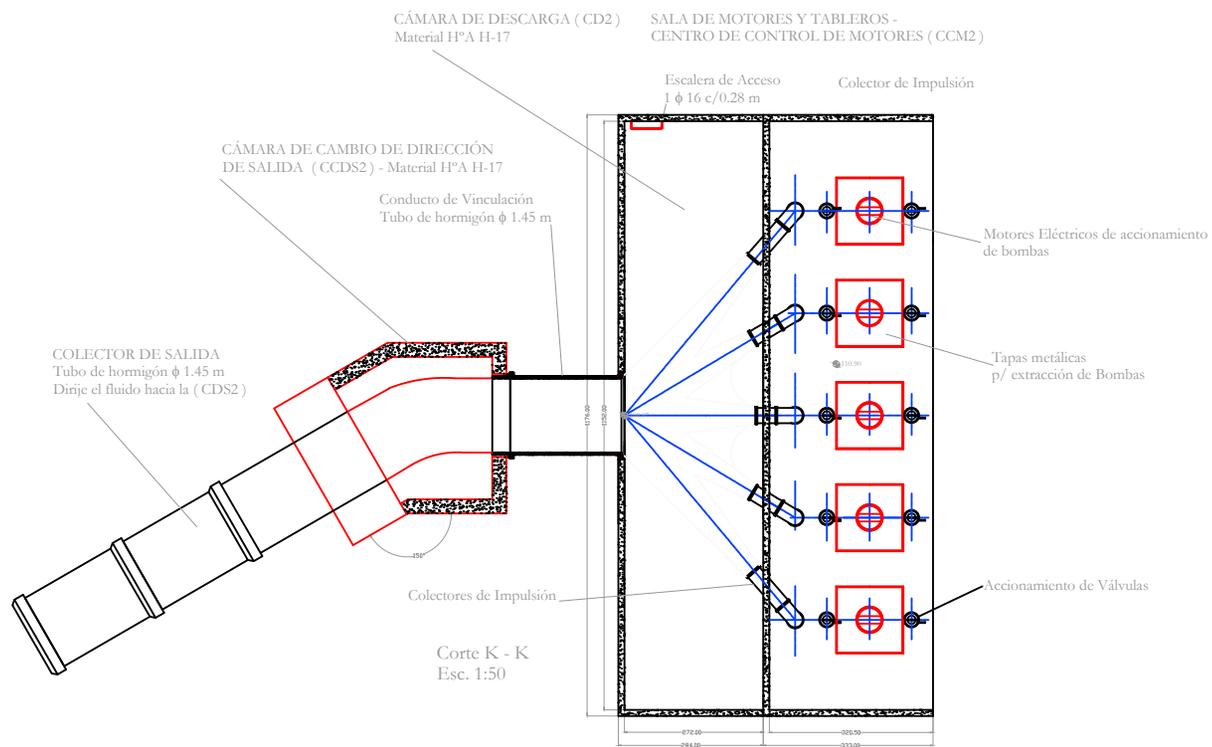


Corte
 Esc. 1:25
Reservorio 1

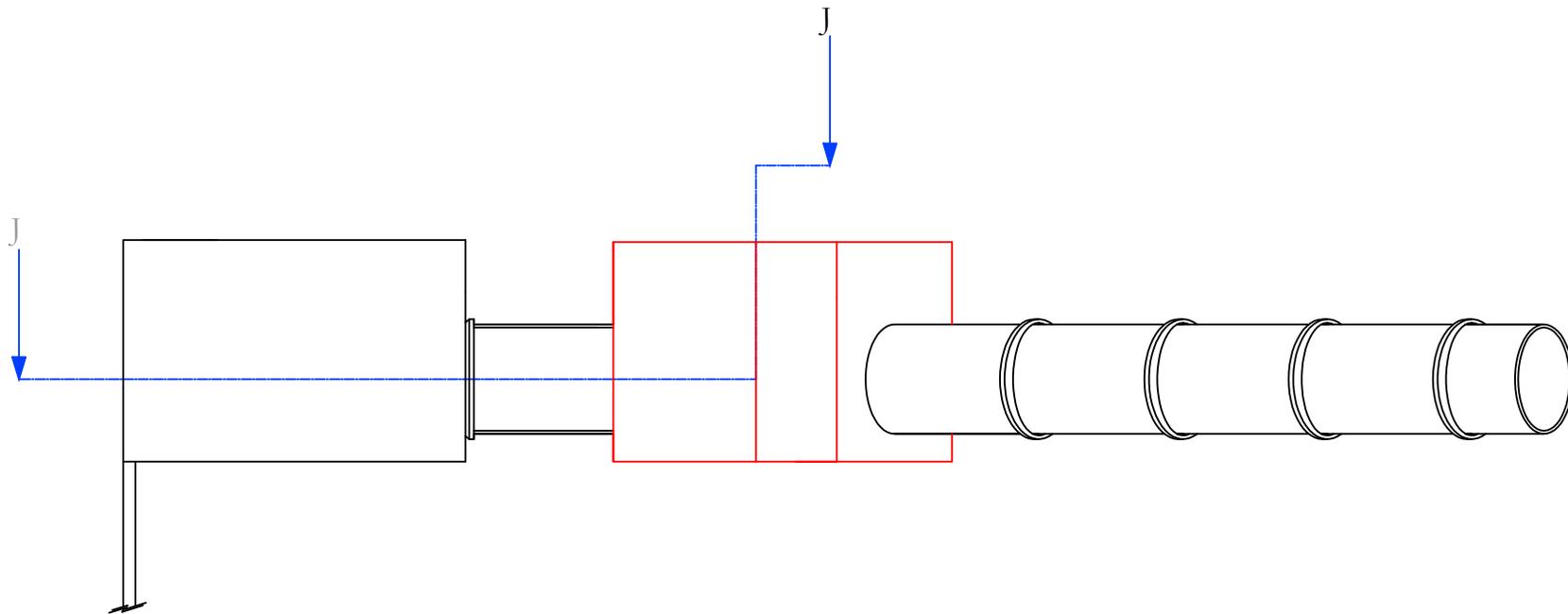
CÁMARA DE DESVÍO DE ENTRADA (CDE1)
 Material H°A H-17

COLECTOR DE SALIDA
 Tubo de hormigón ϕ 1.00 m

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL F.R.V.T
 Proyecto Integrador
 Autor: Juan Pablo Romanzini Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi
 Designación:



CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD2) - Material H°A H-17



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN

CÁMARA DE CARGA - RESERVORIO 2

(Vista)

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE SALIDA (CCD1S) - Material H°A H-17

CÁMARA DE DESCARGA (CD2)
Material H°A H-17

SALA DE MOTORES Y TABLEROS -
CENTRO DE CONTROL DE MOTORES (CCM2)

Tapa de acceso a cámara
Escalera de acceso

Tapa de acceso a cámara

Puerta de ingreso
mantenimiento

Tapa de acceso a cámara

Motores Eléctricos
de accionamiento
de bombas

111.800 (+-0.000 snra)

110.90

109.80

Bombas Centrífugas
a eje vertical

107.80

COLECTOR DE SALIDA
Tubo de hormigón ϕ 1.45 m
Dirige el fluido hacia la (CDS2)

Corte A - A
Esc 1:50

POZO DE BOMBEO SECO
Material H°A H-17

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

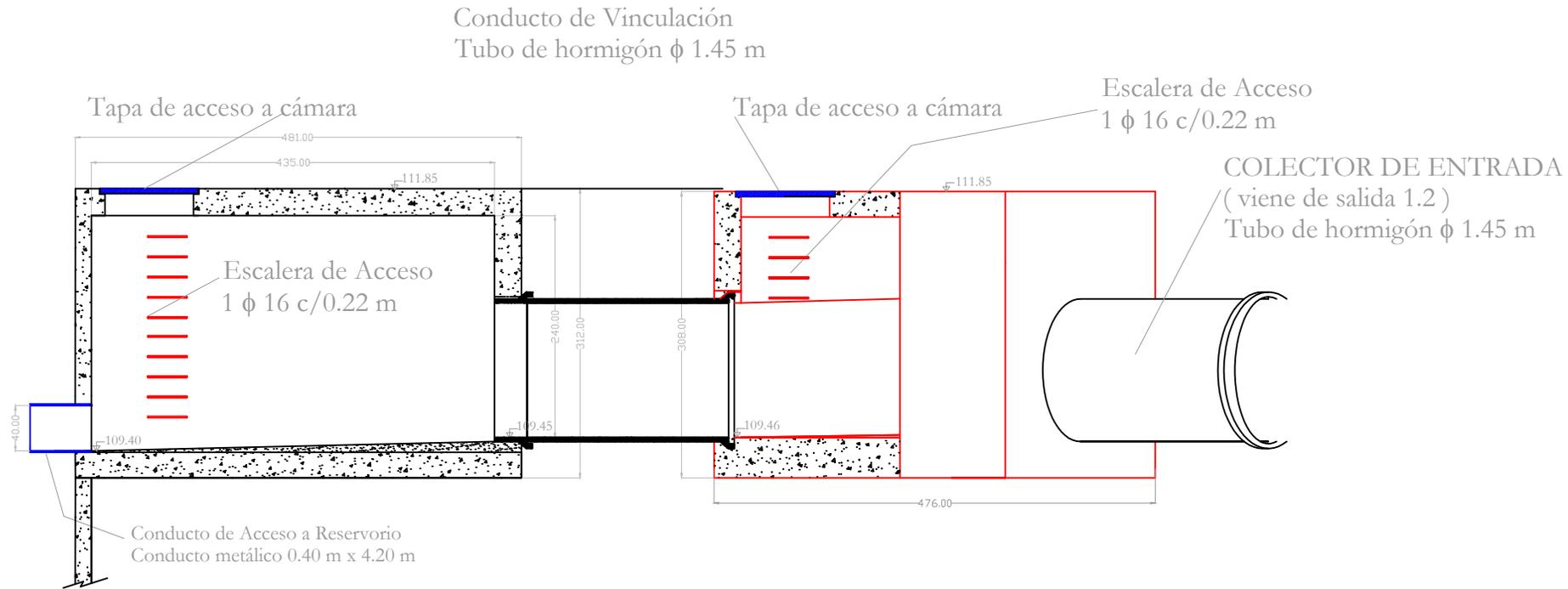
Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

POZO DE BOMBEO - CÁMARA DE DESCARGA
CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
RESERVORIO 2 - (Vista - Corte)

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD2) - Material H°A H-17



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

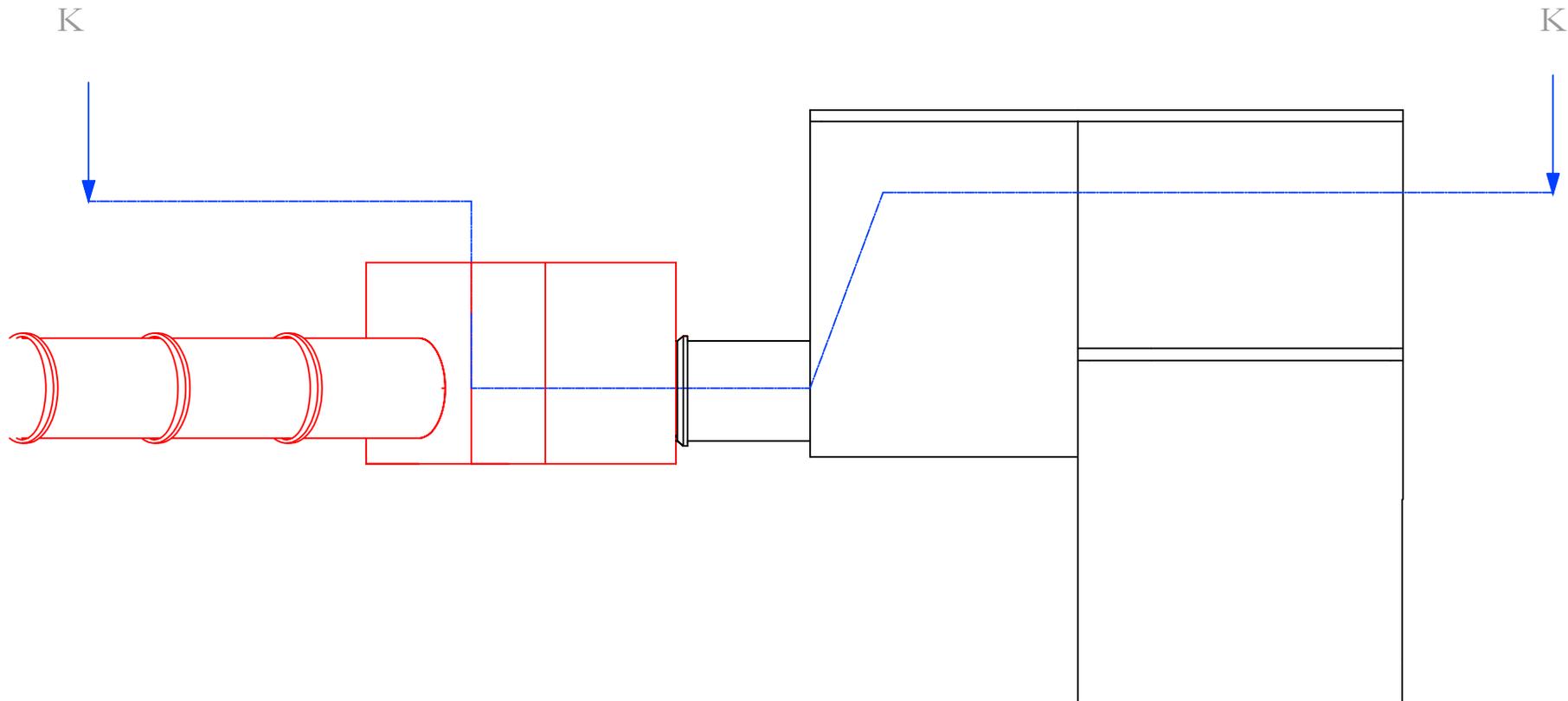
Designación:

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
CÁMARA DE CARGA - RESERVORIO 2
(Vista - Corte)

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE SALIDA (CCD2S) - Material H°A H-17

CÁMARA DE DESCARGA (CD2)
Material H°A H-17

SALA DE MOTORES Y TABLEROS -
CENTRO DE CONTROL DE MOTORES (CCM2)



Vista desde calle Sarmiento

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

Proyecto Integrador

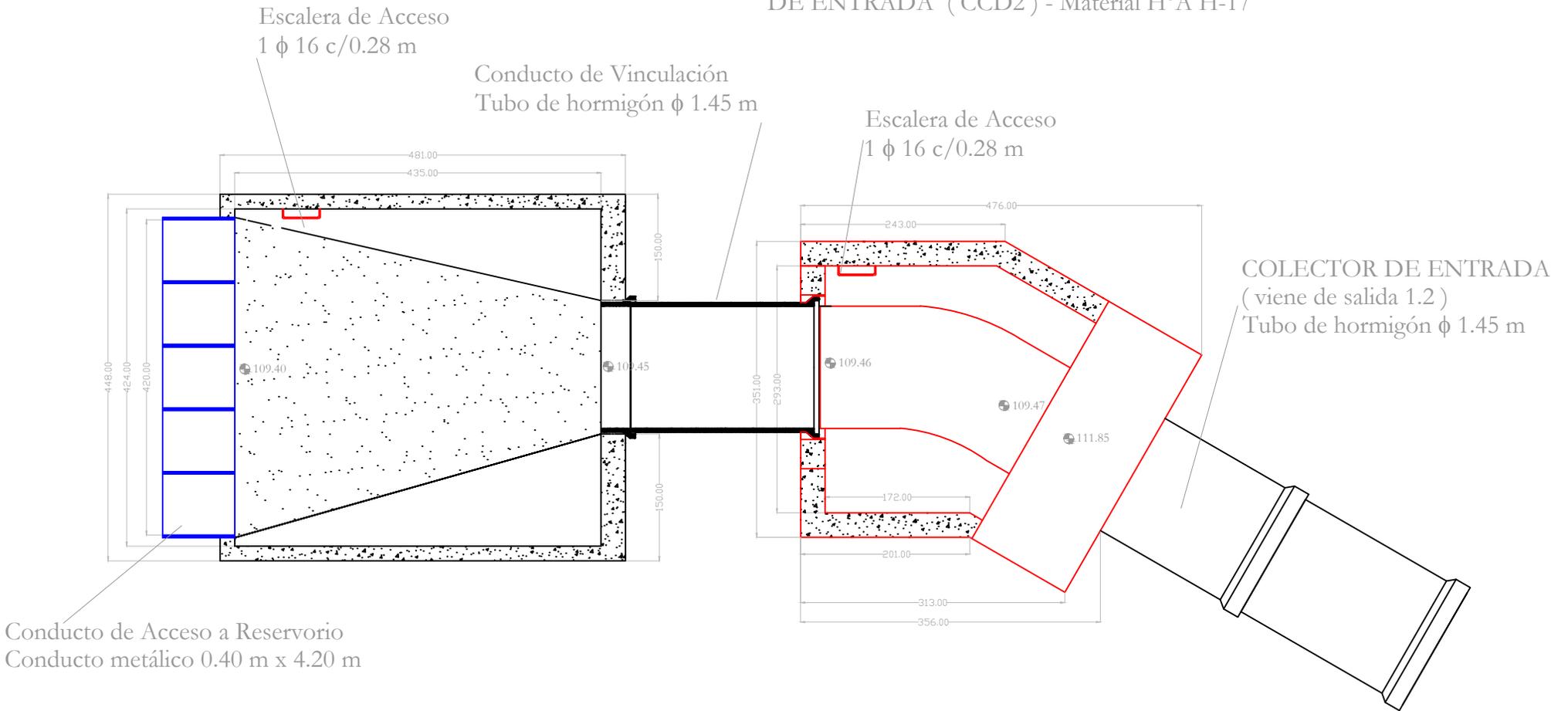
Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

**POZO DE BOMBEO - CÁMARA DE DESCARGA
CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
RESERVORIO 2
(Vista)**

CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
DE ENTRADA (CCD2) - Material H°A H-17



Corte J - J

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T

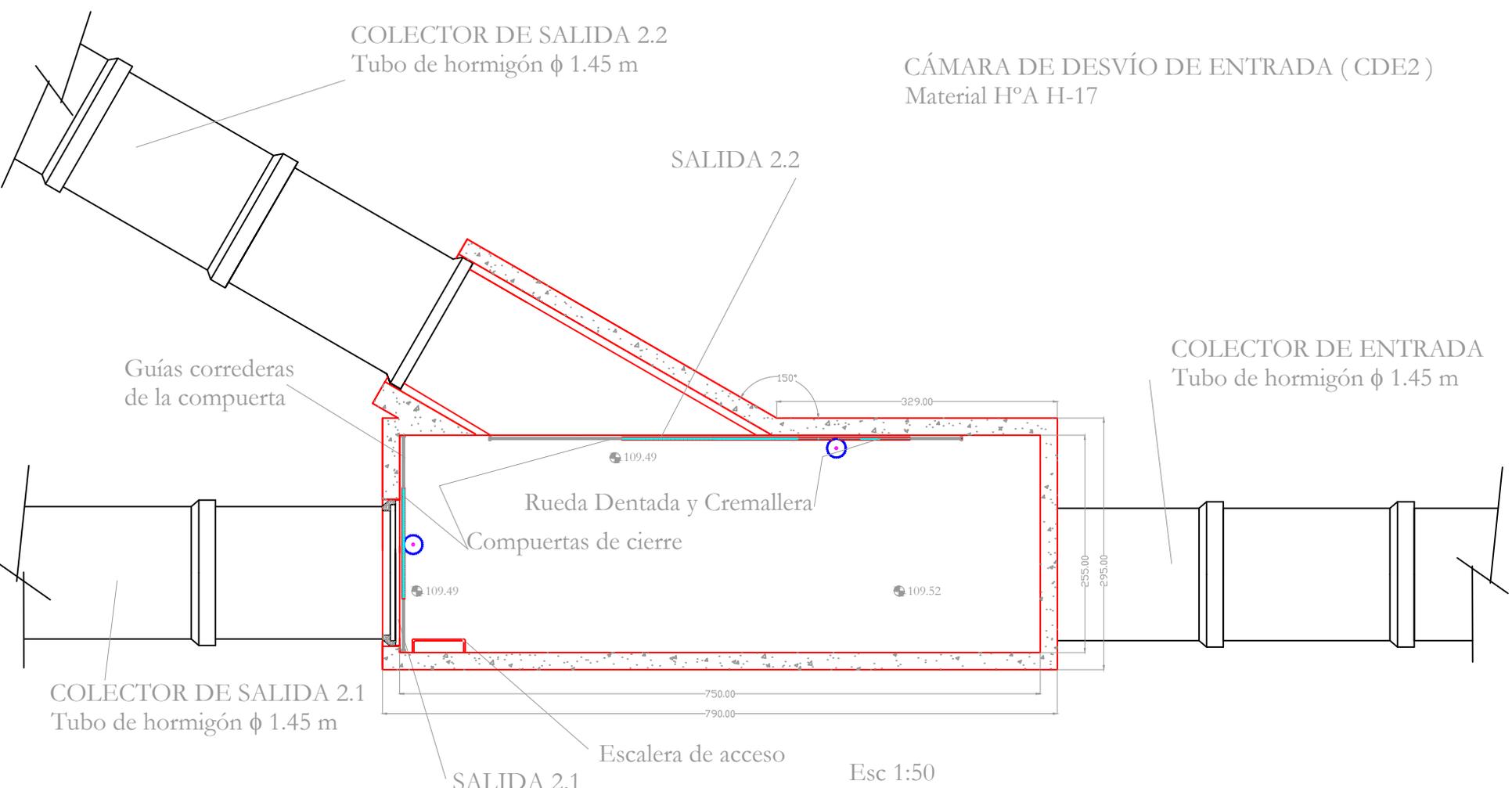
Proyecto Integrador

Autor: Juan Pablo Romanzini

Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:

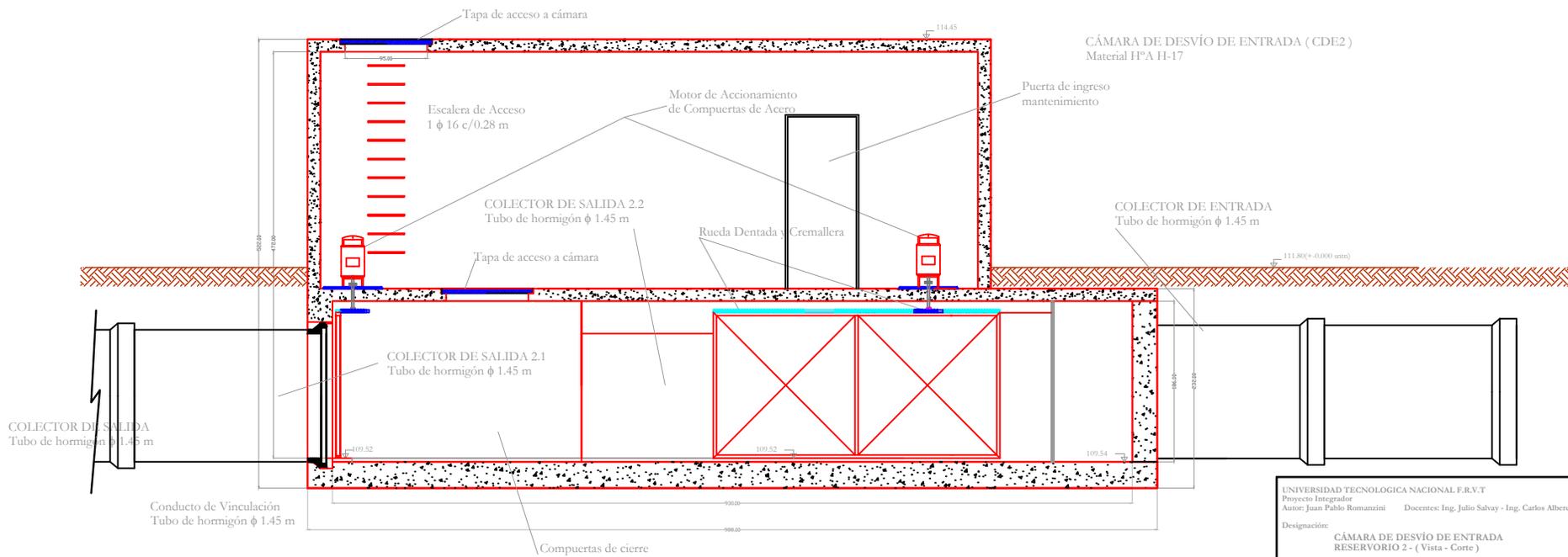
CÁMARA DE CAMBIO DE DIRECCIÓN
CÁMARA DE CARGA - RESERVORIO 2
(Planta - Corte)



Esc 1:50
Planta - Corte
Reservorio 2

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T
 Proyecto Integrador
 Autor: Juan Pablo Romanzini Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi

Designación:
**CÁMARA DE DESVÍO DE ENTRADA
 RESERVORIO 2 - (Planta - Corte)**



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL F.R.V.T
 Proyecto Integrador
 Autor: Juan Pablo Romanzini Docentes: Ing. Julio Salvay - Ing. Carlos Alberdi
 Designación:
 CÁMARA DE DESVÍO DE ENTRADA
 RESERVOIRIO 2 - (Vista - Corte)



ACOMY BOMBAS S.A.

Bombas y Accesorios Industriales

Rawson 111 - (B2804GDC) - Campana - (Bs As)
 Telefax: 03489 - 424830 / 43-1683/1848
 Web: www.acomybombas.com.ar
 E-mail: venta@acomybombas.com.ar

Página 1 de 1

Señores:

JUAN PABLO ROMANZINI

Atte.: Sr. Juan Pablo Romanzini

Tel.:

Fax:

Int.Tel.:

Int.Fax:

E-mail: 175845@arnet.com.ar

Cliente N°: 26601

Teléfono:

Fax:

Ref. Oferta N°: 10770

De nuestra mayor consideración:

Campana, 18-Oct-04

Tenemos el agrado de ofrecer a Ud. nuestro mejor precio por lo siguiente:

Item	Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Subtotal
1	8900-3633-002	Bomba centrífuga ACO3633-1420 m ³ /h-Portátil sumergibl	C/U	1.00	24998.00	24998.00

Por una bomba portátil sumergible marca registrada patente de invención N° 176748, con los siguientes accesorios por bomba:

- *1 (uno) caño de acople de 230 mm de diámetro y largo 3600mm con brida giratoria, semicodo, junta y bulones.
- *1 (uno) juego de ruedas.

* Adaptación de motor eléctrico a la bomba.

Incluyendo: soporte de motor eléctrico con regulación, conjunto de correas y poleas, calculadas para el rendimiento de 1420 m³/h. a 3 mts de altura manométrica
 Motor eléctrico de 60 HP de 1500 RPM. 380 V

* El tablero del mismo no esta incluido en este presupuesto. (El cual será provisto por el cliente)

Características:

- * Su traslado se puede hacer hasta una velocidad de 80 Km./h
- * Por su sencillez se puede instalar en terrenos fangosos o de difícil acceso
- * No tiene válvula de retención, lo que no requiere llenado ni purgado.
- * No posee retenes ni sellos de ningún tipo.
- * El eje posee bujes de lubricación por agua.
- * Bomba de 230 mm de diámetro de salida, Caudal Aproximado 1.500.000 litros/h a 5 metros de altura manométrica
- * Permite un agregado de hasta 300 mts. de cañería , con una elevación de 20 mts
- * Peso aprox. 500 Kg.
- * Largo 5 mts y ancho 0.80 mts (de chasis)

Condiciones Generales

Moneda: Pesos

Plazo de entrega: 30 días de recibida la Transferencia Bancaria junto con la Orden de Compra

Lugar de entrega: Rawson 111 - Campana

Condiciones de Pago: Transferencia Bancaria junto con la Orden de Compra

IVA: Se le debe agregar el 21.00 %

Validez de la Oferta: Por 5 días

Transferencia Bancaria a Banca Nazionale del Lavoro, Sucursal Zarate (Bs.As.) Cuenta N° 128-20-666902-7 CBU N° 2650128202012866690273

En espera que nuestra oferta sea de su interés saludamos a Uds. muy atentamente.

Miguel A. Chiardola
 ACOMY BOMBAS S.A.



BRUNO BALLOCHEN
 Bombas de Acople Magnéticas

YAMADA

Bombas de Orbits Diferenciales
 Acciones por Aire



GRUNDFOS
 Bombas Centrífugas

Fristam

Bombas Serbatorias

FLYGT

Bombas Centrífugas
 Sumergibles

ARES

Bombas Dosificadoras

Pratisoli

Bombas a Piston de
 Alta Presión

SUZUKI

Generadores y Generadores

OSIVAC

Bombas de Alto Vacío

ESPA

Bombas para el Hogar

peditecnica

Motobombas

SERVICIO DE ASESORAMIENTO - POST VENTA - MANTENIMIENTO - REPUESTOS

14)-SISTEMAS DE BOMBEO DE LOS RESERVORIOS

Especificaciones Técnicas de La Instalación Electromecánica. Consideraciones generales

14.1)-Acometidas y canalizaciones

El suministro de energía eléctrica se realizara mediante una alimentación de baja tensión de 3x380/220 V, 50 Hz proveniente de la Cooperativa Eléctrica.

La obra comprende la construcción de la acometida desde el punto de suministro, hasta el tablero principal ubicado en la sala técnica del reservorio.

Se prevé verificar también, junto con la Cooperativa Eléctrica, el lugar de vinculación con la red.

La acometida desde el pilar hasta el tablero eléctrico principal ubicado dentro de la sala técnica del reservorio, se hará mediante caño de PVC reforzado en trinchera con protección de hormigón armado reforzado, se coloca además una cañería de reserva de la misma sección.

La alimentación eléctrica, hace que los conductores principales de alimentación soporten toda la carga de las maquinas termomecánicas mas la iluminación de las salas.

Los cables de potencia subterráneos para instalaciones de baja tensión tanto en ambiente húmedo como seco, se proyectan de cobre electrolítico de elevada pureza, aislados con PVC, ecológico (sin plomo y baja emisión de gases), de acuerdo a normas IRAM 2178, IEC60502, NRB 7288, 6251 o equivalentes.

En el caso de que se encontraran con tramos con canaletas o conductos se colocaran cajas de paso aptas para servicio pesado.

En todos los casos se presentarán el detalle de ejecución de las distintas trazas y tendidos, salvando todas aquellas interferencias que se presenten en el recorrido.

14.2)- Pilar de medición

En este punto se comprende la ejecución de un pilar de medición en la acometida a la instalación, en de acuerdo a las normas de la Cooperativa Eléctrica. La construcción y la ubicación difieren para cada reservorio.

Se construirá un pilar de conexión e instalara la caja del medidor de energía, caja de tomas y caja para baja señal la cual será empleada para telecomando, de acuerdo a las disposiciones de la Cooperativa Eléctrica

14.3)- Local Técnico del Reservorio

La construcción del local técnico del reservorio surge de las dimensiones mínimas, en cada caso, para poder alojar holgadamente un centro de control de motores local (CCML) un banco de trabajo, una mesa, una PC y un armario metálico de al menos dos cuerpos para guardar herramientas y elementos varios.

Como cada reservorio tiene sus particularidades constructivas, el local técnico se construirá con de forma que garantice total estanqueidad e impermeabilización y la puerta de acceso al mismo estará ubicada tomando como premisa la cota máxima del nivel de agua que se registro en la zona, por lo que para ponernos del lado de la seguridad lo haremos respecto del nivel de suelo natural adicionando dos escalones de 0.20 m de altura en cada reservorio. La misma

será metálica y de construcción robusta con marco y cerradura no convencional (tipo triángulo o similar).

La iluminación del local técnico, en donde se emplazara el centro de control de motores local, se equipará con artefactos herméticos, con sistema de cierre imperdible de acero inoxidable, con tapa difusora de acrílico cristal, transparente, fabricado de acuerdo a exigencias vigentes nacionales e internacionales de seguridad e higiene, con tubos fluorescentes TLD de 2x36W. La distribución y cantidad de artefactos deberá garantizar una intensidad lumínica homogénea en todo el recinto igual o mayor a 200 lux en las zonas de trabajo.

Para la alimentación de la iluminación interna del reservorio, se instalará un interruptor bipolar termo magnético y un disyuntor diferencial dentro del tablero.

14.4)- Equipos de seguridad contra incendio y señalización

Dentro del local técnico se proveerán y montaran dos extintores de 5.00 Kg. de polvo químico, clase C, apto para uso en instalaciones eléctricas.

El local contara con un sistema de sensores detectores de humo y detectores de temperatura, tendrá una sirena de alarma, con indicador luminoso y pulsadores manuales de emergencia.

14.5)- Tablero Principal de Bombas. Centro de Control de Motores

Se proveerá e instalará un CCM para el control total de la instalación a alimentarle será ubicado en el local técnico de reservorio y remotizado a la seccional de la MVT que estos dispongan.

El CCM contara con el equipamiento necesario sujeto a las características de cada reservorio, y que cumplirán con el detalle que se dicta a continuación:

- Un gabinete
- Un interruptor tetrapolar, marca Merlin Gerin, Siemens, ABB SACE, o similar con datos garantizados de calidad superior, para entrada general de 415 volts, capacidad de ruptura mayor o igual a 50 KA, y corriente nominal según la potencia a instalar en cada reservorio.
- Un interruptor tetrapolar, marca Merlin Gerin, Siemens, ABB SACE, o similar con datos garantizados de calidad superior, para grupo electrógeno de 415 volts, capacidad de ruptura mayor o igual a 50 KA, y corriente nominal según la potencia a instalar en cada reservorio.
- Un sistema de transferencia automática
- Arrancadores suaves para las bombas principales a definir para cada reservorio, con capacidad de comunicación de señales, protección comando y fallas.
- Un analizador de variables eléctricas
- Un transformador seco IP 55 de 380-220 V/ 12V 50 Hz 1000VA con tomacorrientes, que se utilizarán en tareas de mantenimiento del reservorio, garantizando de ésta forma la utilización de baja tensión, minimizando el posible riesgo eléctrico.
- Los transformadores de medida serán encapsulados en resina con una tensión de servicio de 500 V, tensión de ensayo de 3 KV, frecuencia 50 Hz. serán de clase 1 o menor y cumplirán con norma IRAM 2275, y VDE 0414

- Un amperímetro con su correspondiente llave selectora de fase, montado en el frente del panel para usarse con transformador de corriente. Los instrumentos de medición serán de clase 1 o inferior del tipo digital con 7 segmentos luminosos y de m arco 96 mm x 96 mm.
- 2 salidas con toma monofasicas en 220 VCA hasta 16 Amp
- Una salida con toma trifásica 3 x 380 + TCA hasta 32 Amp
- Contador horario de marcha con indicación de 5 dígitos, con tensión nominal de 220 v
- Un compartimiento para RTU que contará con:
 - CPU y módulos de entrada y salida
 - Panel de operador
 - Interruptor de baja tensión con comando manual, 4 contactos auxiliares (Na y Nc)
 - Fusibles ultrarrápidos
 - Llave selectora de dos posiciones
 - Pulsadores

14.6)- Sistema de control y tele supervisión

El sistema de control y supervisión de las estaciones de de los reservorios, estará compuesto por RTUs marca ALSTOM, ALLEN-BRADLEY, o similar con calidad superior, con CPU modelo 90-30 y una estación de Supervisión y Control configurada sobre dos computadoras tipo PC marca ACER- Compaq, o tipo clon con componentes placa madre SOYO o similar y procesador Intel o AMD, con sistema operativo Windows NT para estaciones múltiples y el software correspondiente.

Todos los equipos dialogaran entre si por medio de una red ethernet 10 base T.

El sistema contara con una estación central de control y dos estaciones de reservorios.

Las estaciones serán controladas por RTUs

En la estación Central de Control (ECC) reside todo el control del sistema en donde el software de supervisión va a reflejar en una PC mediante distintas pantallas de entorno grafico y video el estado de cada estación remota como ser cámaras, cbios de dirección, niveles en tuberías, etc, como así también acceder mediante una password al accionamiento de las distintas bombas. Habrá una un ECC en cada sitio de los reservorios y otro central en la MVT.

La comunicación se realizará entre la ECC y las distintas secciones de los reservorios mediante enlace soportado por protocolo TCP/IP

Si se utilizaran líneas digitales, el ancho de banda del canal no será inferior a 64 Kbps.

La propuesta debe cumplir con los requerimientos de la tele medición, tele indicación y telecomando según se indica en la presente descripción.

Las RTUs se adaptarán perfectamente a la funcionalidad y cantidades de señales requeridas en las estaciones de los reservorios. Las RTUs realizaran las funciones de recibir las señales digitales y analógicas, procesaran las señales oportunamente programadas, ejecutarán los accionamientos de las bombas, las compuertas, enviarán al tablero tele indicación las señales de control elaboradas y se comunicará con la estación remota correspondiente en protocolo Ethernet.

14.7)- Sistemas de comunicaciones

Los mismos se basarán en Internet y líneas directas digitales P2P.

Dado que el protocolo de la red que vincula las RTUs con el ECC será TCP/IP, las RTUs poseerán la capacidad instalada y programada de enviar mensajes de correo electrónico previamente codificados a direcciones de email prefijadas a traves de la misma red; dichos mensajes constarán de alarmas, cualquier aviso relevante, niveles del fluido, valores de presión, etc.

Las RTUs además deberán poder accederse a través de navegadores estándar

14.8)- Puesta a tierra (PAT)

Se proveerán los materiales y mano de obra necesarios para ejecutar la puesta a tierra de todas las instalaciones electromecánicas y del tablero general.

Se realizará por medio de jabalina de cobre con alma de acero (tipo Coperweld), de longitud tal que la hincada hasta la capa de humedad permanente permita obtener un valor de resistencia de PAT de 3 ohms o menos.

El conductor será de cable de cobre aislado con vaina de color verde y amarillo que vinculará a toda la instalación a proteger.

La perforación ira encamisada en todo su desarrollo llevando a nivel de terreno una caja de inspección fabricada en fundición de hierro de 25 x 25 cm. con tapa anclada para evitar su pérdida.

Todos los materiales a emplear serán normalizados y aprobados. Cumpliendo con norma IRAM 2309.

entre en régimen comenzará a aportar al sistema existente un caudal correspondiente a 400 lt/seg o 0.400 m³/seg, que sumados a los 0.400 m³/seg que desaguaba la bomba gemela hacen un total de 0.800 m³/seg.

Ahora, si el sensor en la entrada en la CDE1 detecta que el caudal se sigue manteniendo constante y el nivel interior aumenta a una cota de +1.75m emitirá nuevamente una señal para encender la tercer bomba que desaguará un caudal de 0.400 m³/seg, que sumados al caudal de las otras dos bombas funcionando desaguan en total 1.200 m³/seg.

Con las condiciones así planteadas no debería aumentar el caudal en el reservorio ya que la cantidad de fluido que ingresa al sistema es igual o menor al que se desaloja, no obstante cualquier anomalía que pueda producirse aguas abajo y que impidan que el caudal aportado por las bombas sea transportado por la tubería hará que el nivel del tanque se incremente hasta un nivel máximo de seguridad de +1.85 m, en ese caso el sensor que se encuentra en el reservorio 1 emitirá una señal hacia el ECC, que a su vez la retransmitirá al CCM que hará que la compuerta de entrada al sistema S12 se cierre, y con la compuerta de paso al ramal existente S11 cerrada se cortará el paso del fluido, de ésta manera se interrumpe el suministro a la salida..

Por otro lado y tal como se dijo la estación de bombeo del reservorio 1 estará trabajando a su máxima capacidad, en el caso de que la tubería a la salida del reservorio 1 esté colapsada en su capacidad de transporte, se emitirá una señal que hará interrumpir el funcionamiento de las bombas hasta que el sensor detecte que la situación en la tubería se normaliza. A partir de aquí se emitirá una señal que comande el encendido de las bombas con una temporización entre ellas de 5 minutos entre arranques de cada una de las tres bombas.

Cuando el nivel en el reservorio descienda a 1.50 m el sensor de la cámara de entrada CDE1 emitirá la señal y se producirá la apertura de la compuerta de la entrada al reservorio, si la situación antes descrita se produce nuevamente se repite el proceso descrito.

Segundo Caso

Tal lo adelantado antes la segunda opción puede ser que el sensor en la cámara de entrada CDE1 detecte que el caudal de aporte comienza a disminuir, bajo esa condición se envía una señal que detenga a la/s bombas que se encuentren operando, de manera de utilizar al máximo la función principal del reservorio que es la de actuar como un pulmón del sistema.

El controlador de nivel del reservorio estará sensando en tiempo real el nivel de éste y si sobrepasa la cota de +1.30 m enviará una señal de encendido para la bomba N° 1 y se lleva a cabo el proceso descrito en el Primer Caso.

Tercer Caso

En el primer caso adelantamos que pasaba si en el sensor del reservorio 2 se verificaba que no se podía desaguar el mismo y se emitía la orden de bloquear las S21 y S22, en tal caso se daba la orden de detener el funcionamiento de las bombas en la estación de bombeo 1, en éste caso

se llenaban el reservorio 1 hasta el nivel de seguridad de +1.85 m y se cerraba el acceso del fluido en S11 y S12.

Cuando la tubería aguas abajo del reservorio 2 se liberaba, el sensor en la CDS1 a la salida daba la señal para que se comenzara a bombear el líquido del reservorio 2, el medidor de nivel de éste informaba a la ECC que estaba en operación, la ECC emitía la señal de apertura de la S22 y luego se emitía la orden hacia la EB1 para que comenzara a bombear el fluido.

Acciones y consecuencias ante la posibilidad de fallas

Como se especificó en el apartado del *Análisis Hidrológico* la solución para evacuar el agua en el punto de las calles Alem y Sarmiento, consistía en que a la salida del reservorio 2 se lo conectaba mediante la CDS1 a la tubería existente en el ramal original; y que la escorrentía de la subcuenca de la calle Alem mas lo entubado en los sumideros de la misma calle, sean conducidos mediante una nueva tubería de 1.60 m de diámetro directamente hacia el canal aliviador Cayetano A. Silva.

La cuestión que surge es que pasa si el sistema de control principal ECC falla o algunos de los componentes fallan. Para abordar éstos temas se van a ir mencionando las posibles fallas y sus consecuencias.

Suponiendo que se trata del primer caso en el cual la S11 debe cerrarse y abrirse la S12, surgen dos posibilidades que no se cierre la S11, en ese caso el sensor ubicado en la CDE1 enviará un mensaje previamente gravado con la falla a la ECC, ésta evitará la apertura de la S12, mientras tanto intentará reenviando señales para el cierre de la S11, al tiempo que no permite la apertura de la S12. Si pasados tres reintentos de cierre no se produce el mismo, se envía orden de apertura de la S12 y se dispara alarma en la pantalla del operador de control además de mensaje de voz al personal de mantenimiento de guardia vía telefónica.

Ahora habiéndose dado la situación anterior, se estaría llenando el reservorio pero también habría paso de fluido por la S11, el personal de mantenimiento realizaría un restart del sistema y si éste no responde iría a sitio y cerraría manualmente la Compuerta S11.

Si en caso anterior con la S11 cerrada no se produciría la apertura de la S12, en ese caso el sensor ubicado en la CDE1 enviará un mensaje previamente gravado con la falla a la ECC, mientras tanto intentará reenviando señales para la apertura de la S12, si no fuera posible y el sistema falla se dispara alarma en la pantalla del operador de control, además de mensaje de voz al personal de mantenimiento de guardia vía telefónica, quién deberá concurrir a sitio a realizar la apertura manualmente.

Si no fuese posible realizar la apertura de la S12 y el cierre de la S11 se produciría un anegamiento de la calzada y la acera como se produce ahora cada vez que llueve

Si la falla se produjese con el funcionamiento de las bombas, lo que se haría es llenar el reservorio hasta el nivel de seguridad de +.180 m en ese instante se produciría el cierre de las S12 y la apertura de la S11. Hasta que el personal de mantenimiento solucione el inconveniente.

Se hace especial hincapié en que lo peor que puede suceder es que salgan de servicio los reservorios y lo que veríamos es lo que vemos hoy cada vez que llueve con mediana intensidad, es decir acera y calzada anegadas.-

16)-CONCLUSIONES

Ya habiendo finalizado con la exposición del tema que nos ocupó llega la parte de las conclusiones.

Luego de haber establecido datos de índole técnica, de morfología, de cálculo, etc se puede decir que es una alternativa comparable a la planteada por la Municipalidad de Venado Tuerto, pero a modo de ejemplo se plantearán las ventajas e inconvenientes

16.1)- Ventajas

- Es una alternativa comparable a la ya existente, por lo que la posiciona como alternativa sustentable para su ejecución
- Cuando esté plenamente operativo, puede funcionar totalmente en automático
- Puede construirse por etapas
- Puede automatizarse por etapas
- Se puede sacar de servicio por mantenimiento, sin afectar al sistema
- Permite la operación en modo manual
- Lo puede construir cualquier empresa del ramo, no requiere técnicas especiales
- Permite minimizar el trabajo de mantenimiento correctivo y ampliar el preventivo
- No ocasiona perturbación al medio
- Permite el control del sistema de forma remota
- Se pueden programar las rutinas
- Puede ponerse en servicio solamente para caudales importantes
- Trabaja independientemente del suministro eléctrico por parte del proveedor
- El mantenimiento de todos los sistemas pueden hacerse por empresas de la ciudad
- No requiere la compra de terrenos
- No requiere destruir el pavimento
- Puede trabajar en paralelo con el sistema actual
- Flexibilidad entre los equipos electromecánicos

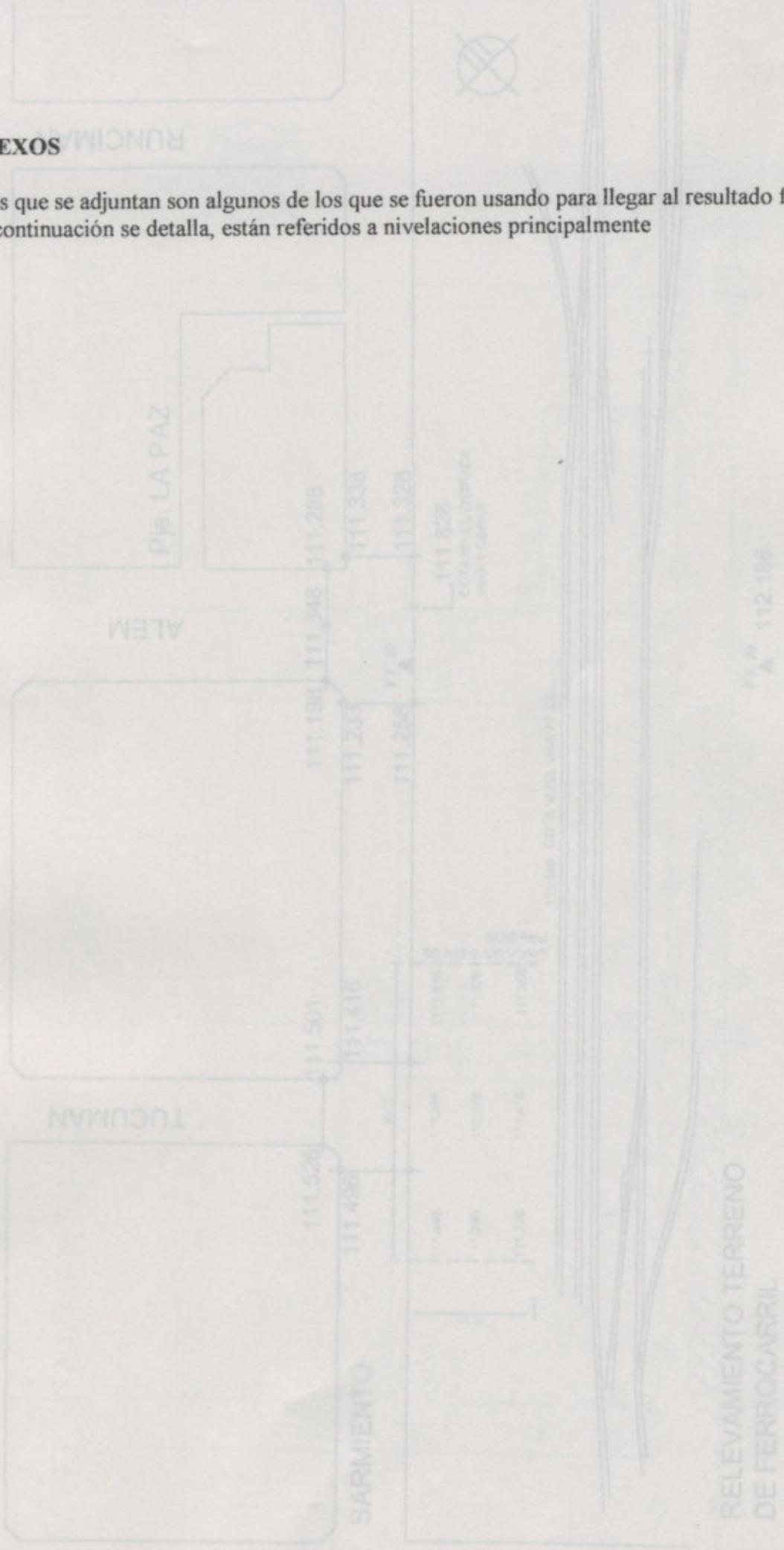
16.2)- Inconvenientes

- Requiere de instalaciones electromecánicas para funcionar, no funciona por gravedad
- Al igual que el proyecto de la MVT requiere la construcción de la red de desagües para que el sector afectado de la ciudad no continúe con problemas
- Requiere mantenimiento especializado para funcionar con normalidad
- No se reduce la inversión con respecto al proyecto propuesto por la MVT

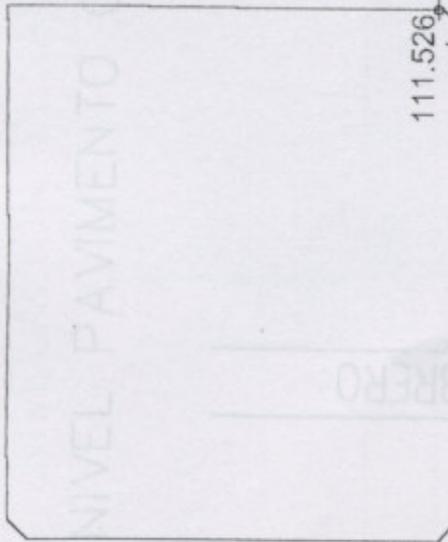
Finalmente y para terminar, se concluye que es una alternativa válida a considerar y comparablemente económica a la propuesta por la MVT, probada y construida en otras localidades y en plena fase de construcción en la Ciudad de Buenos Aires, entre otras.-

17)- ANEXOS

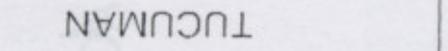
Los datos que se adjuntan son algunos de los que se fueron usando para llegar al resultado final y que a continuación se detalla, están referidos a nivelaciones principalmente



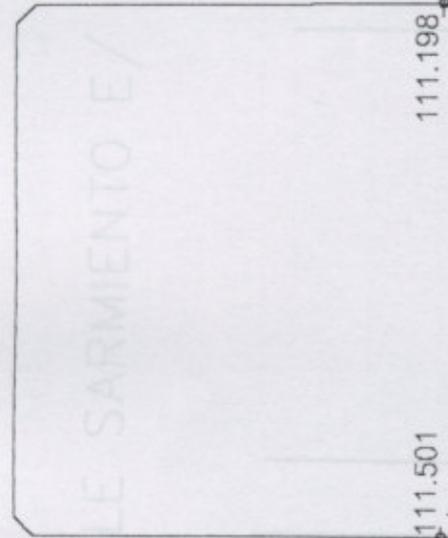
3 DE FEBRERO



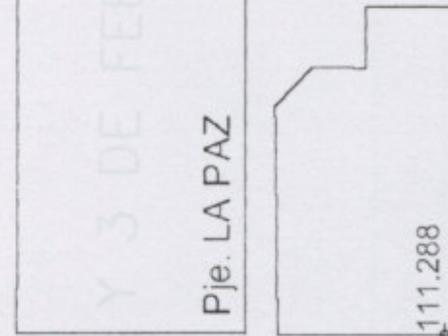
SARMIENTO



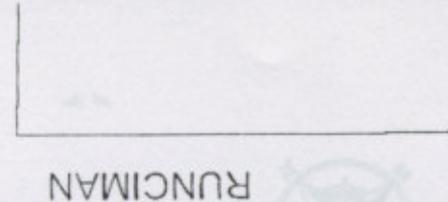
TUCUMAN



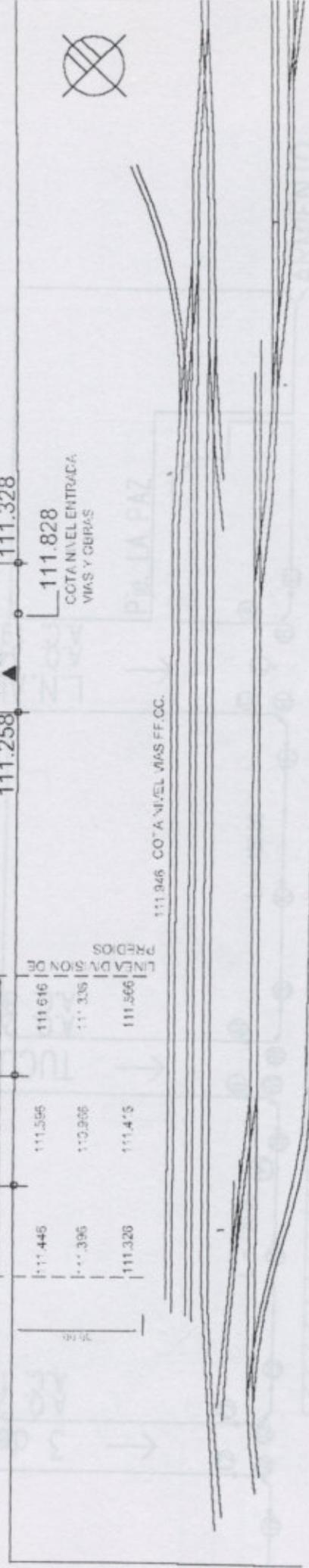
ALEM



Pje. LA PAZ



RUNCIMAN



COTA NIVEL ENTRADA VIAS Y CURVAS

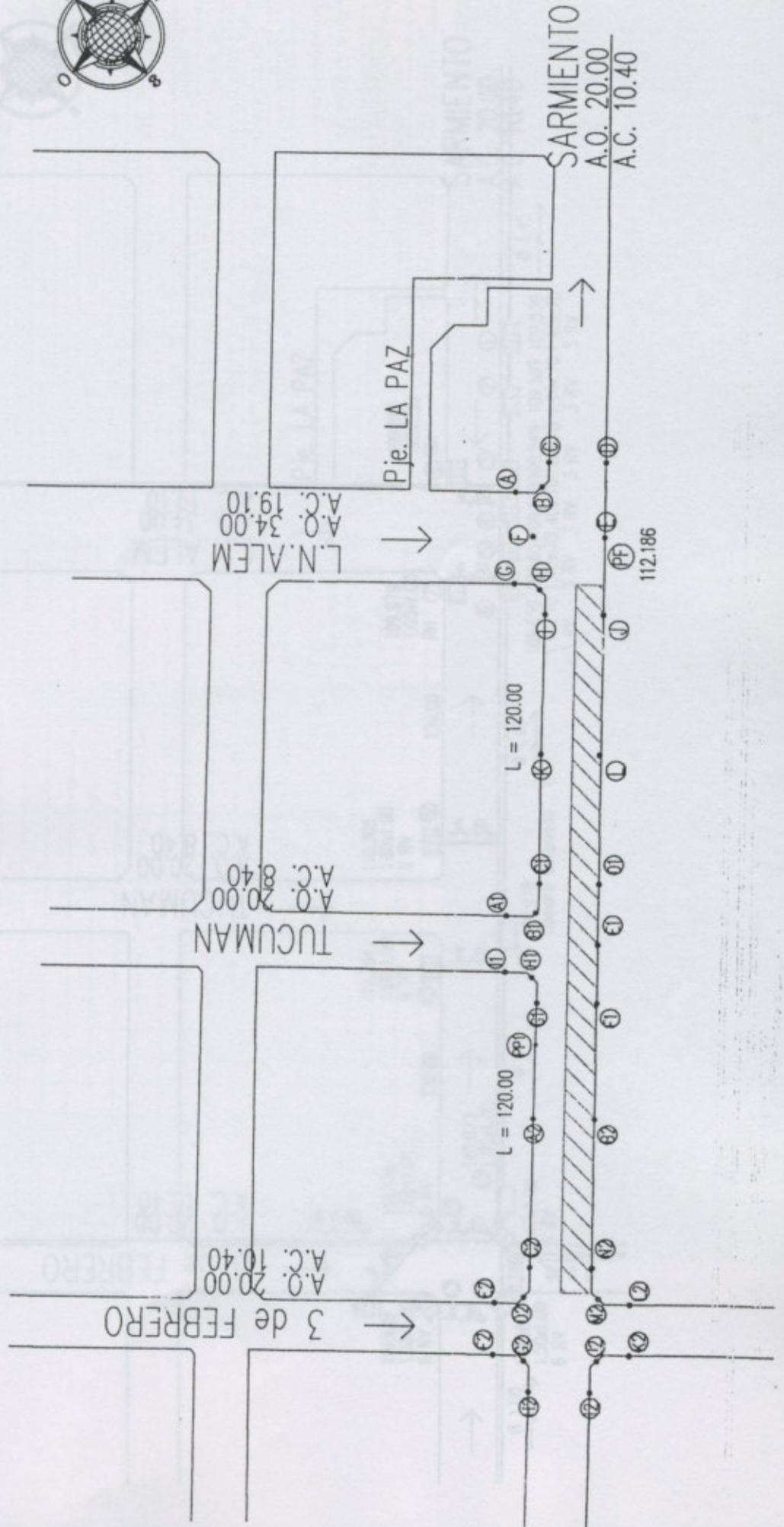
111.946 COTA NIVEL VIAS FF.CC.

RELEVAMIENTO TERRENO DE FERROCARRIL

PF. 29 112.186

SARMIENTO
A.O. 2000
A.C. 16.40

NIVELACION DESAGÜES CALLE SARMIENTO E/ ALEM Y 3 DE FEBRERO
 NIVEL PAVIMENTO CALLE SARMIENTO E/ ALEM Y 3 DE FEBRERO



NIVEL PAVIMENTO CALLE SARMIENTO E/ ALEM Y 3 DE FEBRERO

HS	HI	ESTACION	PUNTO VISADO	DISTANCIAS		LECTURAS (HS+HI)/2		DIFER (L _{AT} -L _{AD}) (C)	COTA (C)	OBSERVACIONES
				PARCIAL (HS-HI)	ACUM (L)	ATRAS (L _{AT})	Interm			
1.370	0.737	E1	PF 2B			1.054			112.186	
2.350	1.540	E1	A				1.945		111.295	ESQUINA NORTE ALEM Y SARMIENTO FIN TRAMO RECTO
2.385	1.560	E1	B				1.973		111.267	ESQUINA NORTE ALEM Y SARMIENTO TRAMO CURVO
2.330	1.460	E1	C				1.895		111.345	ESQUINA NORTE ALEM Y SARMIENTO TRAMO RECTO
2.350	1.485	E1	D				1.918		111.322	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO
2.290	1.585	E1	E				1.938		111.302	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO
2.208	1.485	E1	F				1.847		111.393	TRAMO CURVO CALLE ALEM
2.355	1.720	E1	G				2.038		111.202	ESQUINA ESTE ALEM Y SARMIENTO FIN TRAMO RECTO
2.375	1.763	E1	H				2.069		111.171	ESQUINA ESTE ALEM Y SARMIENTO TRAMO CURVO
2.290	1.720	E1	I				2.005		111.235	ESQUINA ESTE ALEM Y SARMIENTO TRAMO RECTO
2.198	1.650	E1	J				1.924		111.316	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO
1.952	1.820	E1	K				1.886		111.354	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO E/ ALEM Y TUCUMAN
1.835	1.772	E1	L				1.804		111.436	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO E/ ALEM Y TUCUMAN
		E1	A1				1.720		111.520	ESQUINA NORTE TUCUMAN Y SARMIENTO FIN TRAMO RECTO
		E1	B1				1.730		111.510	ESQUINA NORTE TUCUMAN Y SARMIENTO TRAMO CURVO
2.150	1.468	E1	C1				1.809		111.431	ESQUINA NORTE TUCUMAN Y SARMIENTO TRAMO RECTO
2.050	1.390	E1	D1				1.720		111.520	ESQUINA NORTE TUCUMAN Y SARMIENTO TRAMO RECTO
2.050	1.280	E1	E1				1.665		111.575	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO
2.070	1.210	E1	F1				1.640		111.600	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO
2.190	1.310	E1	G1				1.750		111.490	ESQUINA ESTE TUCUMAN Y SARMIENTO FIN TRAMO RECTO
2.165	1.325	E1	H1				1.745		111.495	ESQUINA ESTE TUCUMAN Y SARMIENTO TRAMO CURVO
		E1	I1				1.720		111.520	ESQUINA ESTE TUCUMAN Y SARMIENTO FIN TRAMO RECTO
2.040	1.150	E1	PP1				1.595		111.645	PUNTO DE PASO
1.885	1.445	E2	PP2			1.715				
1.885	1.745	E2	A2				1.815		111.545	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO E/ TUCUMAN Y 3 DE FEBRERO
1.759	1.705	E2	B2				1.792		111.628	TRAMO RECTO CALLE SARMIENTO E/ TUCUMAN Y 3 DE FEBRERO
2.090	1.740	E2	C2				1.765		111.595	ESQUINA NORTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.172	1.770	E2	D2				1.821		111.539	ESQUINA NORTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO CURVO
2.161	1.720	E2	E2				1.798		111.574	ESQUINA NORTE SARMIENTOS Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.185	1.680	E2	F2				1.881		111.587	ESQUINA NORTE SARMIENTOS Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.297	1.665	E2	G2				1.790		111.479	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.220	1.680	E2	H2				1.750		111.870	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO CURVO
2.190	1.680	E2	I2				1.750		111.600	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.250	1.740	E2	J2				1.845		111.515	ESQUINA SUR SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.203	1.605	E2	K2				1.804		111.556	ESQUINA SUR SARMIENTOS Y 3 DE FEBRERO TRAMO CURVO
2.140	1.45	E2	L2				1.793		111.697	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.170	1.490	E2	M2				1.830		111.530	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO
2.086	1.440	E2	N2				1.763		111.697	ESQUINA ESTE SARMIENTO Y 3 DE FEBRERO TRAMO RECTO

BIBLIOGRAFÍA

Norma M. Cantatore de Frank (1980), Manual de Estadística Aplicada (Tomos I y II), Editorial Hemisferio Sur

H. Cramer (1963), Elementos de la Teoría de Probabilidades y Aplicaciones, Editorial Aguilar

Custodio Llamas (1975)., Hidrología Subterránea (Tomo I) Sección B: Nociones de Estadística aplicada a la Hidrología., Ediciones Omega

V. T. Chow (1964), Handbook of Applied Hydrology Mc Graw Hill

V.T. Chow, D.R. Maidment, L.W. Mays (1994), Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill Interamericana

Kohan - Carro (1975), Estadística Aplicada, Editorial Universitaria de Bs. As

R. Heras (1971), Métodos Prácticos de estimación de Máximas Crecidas (Tomo 1), Centro de Estudios Hidrológicos

J.V. Iribarre (1964), Termodinámica de la Atmósfera, EUDEBA

R.K. Linsley, M.A. Kholer, J.L.H. Paulus (1977), Hidrología para Ingenieros, Mc Graw Hill J.R. Luque (1981), Hidrología Agrícola Aplicada, Hemisferio Sur

B.J. Mason (1972), Nubes, Lluvia y Lluvia Artificial, EUDEBA

R. Miller, J.E. Freund, R. Johnson (1992), Probabilidades y Estadísticas para Ingenieros, Prentice - Hall Hispanoamericana

P.L. Meyer, P.C. Prado, G. Cuellar (1982), Probabilidades y Aplicaciones Estadísticas, Addison - Wesley Iberoamericana

R. Pedraza, Aplicación de Distribuciones Estadísticas a Variables Hidrológicas (Programa EMO), Publicación FICH - UNL 026/86

G. Remenieras (1971), Tratado de Hidrología Aplicada, Editores Técnicos Asociados

Norma M. Cantatore de Frank (1980), Manual de Estadística Aplicada (Tomos I y II), Editorial Hemisferio Sur

H. Cramer (1963), Elementos de la Teoría de Probabilidades y Aplicaciones, Editorial Aguilar

Custodio Llamas (1975)., Hidrología Subterránea (Tomo I) Sección B: Nociones de Estadística aplicada a la Hidrología., Ediciones Omega

V. T. Chow (1964), Handbook of Applied Hydrology Mc Graw Hill

V.T. Chow, D.R. Maidment, L.W. Mays (1994), Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill Interamericana

Kohan - Carro (1975), Estadística Aplicada, Editorial Universitaria de Bs. As

R. Heras (1971), Métodos Prácticos de estimación de Máximas Crecidas (Tomo 1), Centro de Estudios Hidrológicos

J.V. Iribarre (1964), Termodinámica de la Atmósfera, EUDEBA

R.K. Linsley, M.A. Kholer, J.L.H. Paulus (1977), Hidrología para Ingenieros, Mc Graw Hill J.R. Luque (1981), Hidrología Agrícola Aplicada, Hemisferio Sur

B.J. Mason (1972), Nubes, Lluvia y Lluvia Artificial, EUDEBA

R. Miller, J.E. Freund, R. Johnson (1992), Probabilidades y Estadísticas para Ingenieros, Prentice - Hall Hispanoamericana

P.L. Meyer, P.C. Prado, G. Cuellar (1982), Probabilidades y Aplicaciones Estadísticas, Addison - Wesley Iberoamericana

R. Pedraza, Aplicación de Distribuciones Estadísticas a Variables Hidrológicas (Programa EMO), Publicación FICH - UNL 026/86

G. Remenieras (1971), Tratado de Hidrología Aplicada, Editores Técnicos Asociados