

TUES  
1501  
C311e  
1995  
EJ.2

# UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION:

**ESTUDIO DEL ACTUAL PROBLEMA DEL SISTEMA DE  
DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS DE LA CIUDAD DE  
COJUTEPEQUE Y ALTERNATIVAS DE SOLUCION.**

PRESENTADO POR:

**WILFREDO CARRANZA GUZMAN  
JORGE ALBERTO HERRERA VALENCIA  
POLH FABRICIO MARTINEZ CORTEZ**

15101801

15101801

PARA OPTAR AL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**



NOVIEMBRE DE 1995

SAN SALVADOR, EL SALVADOR, CENTRO AMERICA

THE UNIVERSITY OF CHICAGO  
DEPARTMENT OF CHEMISTRY  
5708 SOUTH CAMPUS DRIVE  
CHICAGO, ILLINOIS 60637

RECEIVED  
JAN 15 1964

FROM: [Illegible]  
TO: [Illegible]

RE: [Illegible]

DATE: [Illegible]



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION AL GRADO DE:

**INGENIERO CIVIL**

ESTUDIO DEL ACTUAL PROBLEMA DEL SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS  
LLUVIAS DE LA CIUDAD DE COJUTEPEQUE Y ALTERNATIVAS DE SOLUCION

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR:

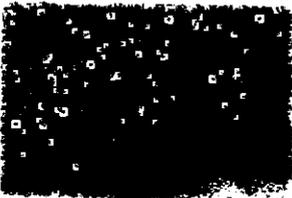
ING. MAXIMO ROBERTO PANIAGUA PEÑA.

A handwritten signature in black ink, appearing to be "M. Paniagua Peña", written over a horizontal line.

ASESOR:

ING. MIGUEL ANGEL RIVAS MONTERROSA.

A handwritten signature in black ink, appearing to be "M. Rivas Monterrosa", written over a horizontal line.



1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

1942

Jesucristo dijo:

*"Yo soy la Resurrección y la Vida, el que cree en mí aunque esté muerto, vivirá."*

Dedico muy especialmente este trabajo de graduación

A DIOS TODOPODEROSO : Por darme la vida e iluminarme a todo lo largo de mi carrera.

A MARIA SANTISIMA : Por ser mi madre espiritual, y por estar siempre junto a mi lado durante toda mi vida.

A MIS PADRES :

SR. VICTOR MANUEL CARRANZA RIVAS Y  
PROF. MARIA ADELA GUZMAN DE CARRANZA

Con todo mi amor, por ser unos padres muy excelentes, por todo su apoyo incondicional, por darme su amor, sus consejos oportunos, sus desvelos, su comprensión y en especial por tantos sacrificios para brindarme todo lo que necesité durante mis años como estudiante. Que maravilloso es tener un papá y una mamá como ustedes. Le doy gracias infinitas a DIOS por el regalo de tenerlos conmigo.

Gracias eternamente, por su ayuda. que este triunfo es también de ustedes.

Que DIOS los bendiga por siempre. Los amo.

A MI ABUELITA :

SRA. SANTOS ARGUETA VDA. DE GUZMAN

Quien aunque ya no se encuentra entre nosotros le estoy muy agradecido por todas sus preocupaciones, sus oraciones y sus sabios consejos durante todo el tiempo que estuvo entre nosotros.

Ella siempre soñó con verme convertido en un profesional, sé que estaría muy feliz con mi triunfo.

Que DIOS la tenga gozando de la eterna gloria.

A MIS HERMANOS :

VICTOR ERNESTO CARRANZA GUZMAN

JOSE ADALBERTO CARRANZA GUZMAN (Que te encuentres gozando de la presencia de DIOS)

JUAN CARLOS CARRANZA GUZMAN

y MI HERMANA : LORENA YAMILETH CARRANZA GUZMAN

Por su amistad, apoyo y comprensión durante todos los instantes de mi vida y de mi carrera.

Que este logro alcanzado sea también una satisfacción para ustedes. Gracias a DIOS por darme unos hermanos como ustedes

ADALBERTO, aunque Tú ya no estás con nosotros en forma física, sé que espiritualmente sí. Estoy seguro que te sentirías tan feliz como yo por haber coronado mi carrera.

A MI ESPOSA:

SRA. MARIA ANTONIETA VASQUEZ DE CARRANZA

Por su amor, comprensión y apoyo a seguir adelante para lograr mis objetivos.

A MI HIJA:

ALEJANDRA GUADALUPE CARRANZA VASQUEZ

Por ser la alegría de mi vida, con mucho amor y cariño.  
Eres un regalo muy precioso que DIOS me ha dado.

A NIÑA ELENA :

Con todo respeto por su dedicación y atenciones.

A MI AMIGO :

POLH FABRICIO MARTINEZ CORTEZ

Por su apoyo y amistad durante toda la carrera como universitarios.

Por estar en las buenas y en las malas brindándome su ayuda incondicional.

A MI AMIGO :

EDGAR EDUARDO VILLEGAS

Por ser una persona que me brinda su ayuda desinteresada en los momentos precisos.

A TODOS MIS FAMILIARES, AMIGOS Y PERSONAS

que de una u otra manera me han apoyado durante mi carrera.

WILFREDO

## DEDICATORIAS

A DIOS : Todopoderoso, por haberme concedido la vida y la luz del saber.

A MI MADRE : Dora Alicia, porque su amor y consejos me dan el ejemplo de responsabilidad, dedicación y respeto, y han hecho posible finalizar con éxito mi carrera. Que mi triunfo sea una recompensa a su amor, esfuerzo y sacrificio.

A MIS HERMANOS : Roger Osmaro, Ana Velky, Juan Francisco y Ruth Susana, para que en el transcurso de nuestras vidas nos sigamos brindando amistad, cariño y apoyo.

A MIS ABUELAS : Mamá Lela y mamá Lipa con mucho cariño y respeto.

A MI COMPAÑERO Y AMIGO : Wilfredo Carranza, por contar con todo su apoyo en el transcurso y finalización de nuestra carrera.

A MIS MAESTROS : Con todo respeto y abnegación.

A CARMEN ELENA : Por su comprensión, cariño y apoyo.

POLH FABRICIO.

## DEDICATORIA

### A DIOS

Por haber permitido mi existencia e impulsado en los momentos difíciles.

### A MANUEL Y MAYA

Mis padres ( los cimientos de mi vida), por su apoyo incondicional, confianza y amor. Los amo y los extraño

### A FRIDA Y JORGE HUMBERTO

Mi esposa e hijo por su amor, apoyo y el tiempo sacrificado en el desarrollo de este trabajo.

### A MANUE, LUPE, MARCOS, CLAUDIA Y JAIME

Mis hermanos con mucho cariño.

### A AQUELLAS PERSONAS

Que me han brindado paciencia, amor, tiempo y amistad sincera; y que nos motivan e inspiran para seguir adelante.

Solamente quiero expresar: Que más que un triunfo es una gran satisfacción.

JORGE HERRERA.

## AGRADECIMIENTOS

A LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Por darnos la oportunidad de poder vernos como  
profesionales.

A NUESTRO MAESTROS

Por brindarnos sus conocimientos.

A NUESTRO COORDINADOR

Ing. Máximo Roberto Paniagua Peña

A NUESTRO ASESOR

Ing. Miguel Angel Rivas Monterrosa

A LA OFICINA CONJUNTA DE DESARROLLO URBANO DE LA ALCALDIA  
MUNICIPAL DE COJUTEPEQUE

Y A TODAS LAS PERSONAS QUE DE UNA O DE OTRA FORMA  
COLABORARON PARA LA REALIZACION DE ESTE TRABAJO.

## RESUMEN

Actualmente en la ciudad de Cojutepeque se presentan problemas de inundaciones por la escorrentía superficial debido a la insuficiente capacidad hidráulica y de captación del actual sistema de drenaje de aguas lluvias, sumado esto a la inexistencia del mismo en zonas urbanizadas. Las inundaciones causan inconvenientes para el tránsito de las personas y en ciertos lugares hasta de vehículos con el consecuente deterioro de las calles al no conducirse las aguas lluvias por el cordón cuneta.

En este trabajo de graduación se presenta el estudio realizado para conocer el estado actual del sistema de drenaje de aguas lluvias y las alternativas de solución para los problemas generados por las aguas lluvias.

La evaluación del actual sistema de drenaje de aguas lluvias se llevó a cabo realizando un análisis de los colectores que lo componen. El análisis incluyó la determinación de las áreas de influencia de cada colector, el coeficiente de escorrentía y el caudal calculado por medio de la aplicación del método racional.

La capacidad hidráulica de las tuberías existentes se determinó en base al porcentaje de trabajo de las mismas en condiciones totalmente llena.

En base a la evaluación del sistema existente y a los puntos críticos se plantean alternativas de solución para los problemas mencionados en el contenido del trabajo.

Las alternativas de solución planteadas consisten en:

- Diseño y construcción de nuevos colectores que alivian a los existentes, volviéndolos con capacidad hidráulica.
- Sustitución parcial o total de colectores existentes.
- Ampliación de colectores existentes.

Para cada alternativa se presenta un estudio económico consistente en un presupuesto para cada colector, conteniendo las partidas involucradas para la ejecución de la alternativa planteada.

Se presentan conclusiones y recomendaciones particulares para cada colector, así como en forma general para todo el sistema de drenaje de aguas lluvias.

El contenido de los anexos presenta las proyecciones en planta y perfiles de los colectores diseñados y rediseñados.

## INDICE

Pág. No.

### CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 INTRODUCCION .....	2
1.2 OBJETIVOS	
1.2.1 OBJETIVOS GENERALES .....	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	3
1.3 ALCANCES	
1.3.1 ALCANCES .....	4
1.3.2 LIMITACIONES .....	5
1.4 JUSTIFICACIONES .....	6
1.5 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	8

### CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA

2.1 INTRODUCCION .....	12
2.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA CIUDAD	
2.2.1 UBICACION GEOGRAFICA .....	13
2.2.2 DESCRIPCION DE LA CIUDAD .....	13
2.3 ESTUDIOS ESPECIFICOS	
2.3.1 ESTUDIOS DE POBLACION .....	15
2.3.2 TOPOGRAFIA .....	19
2.3.3 GEOLOGIA .....	22
2.3.4 HIDROLOGIA .....	24
a) AREAS DE INFLUENCIA .....	30

b) COEFICIENTES DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL .....	33
c) TIEMPO DE CONCENTRACION .....	35
2.3.5 ECOLOGIA .....	38
2.3.6 CLIMA .....	39
2.4 RECOLECCION DE INFORMACION .....	43
2.4.1 DATOS DE INTENSIDAD DE LA ESTACION COJUTEPE- QUE .....	43
2.4.2 INFORMACION DE VISITAS DE CAMPO	
2.4.2.1 PUNTOS CRITICOS .....	45
2.4.3 CURVAS DE INTENSIDA-DURACION-FRECUENCIA ....	45

### CAPITULO III. EVALUACION DEL SISTEM DE AGUAS LLUVIAS EXISTENTE

3.1 INTRODUCCION .....	57
3.2 METODOLOGIA UTILIZADA PARA LA EVALUACION DEL SIS- TEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS .....	59
3.3 DESCRIPCION TECNICA DE COLECTORES EXISTENTES ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTORES EXISTENTES CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES DISTRIBUCION EN PLANTA Y PERFILES DE COLECTORES EXISTENTES	
COLECTOR C1 .....	65
COLECTOR C2 .....	79
COLECTOR C3 .....	87
COLECTOR C4 .....	93
COLECTOR C5 .....	99
COLECTOR C6 .....	105

COLECTOR C7 .....	113
COLECTOR C8 .....	122
COLECTOR C9 .....	132
COLECTOR C10 .....	144
COLECTOR C11 .....	152
COLECTOR C12 .....	160
COLECTOR C13 .....	168
COLECTOR C14 .....	183
COLECTOR C15 .....	193

#### CAPITULO IV. ALTERNATIVAS DE SOLUCION

4.1 INTRODUCCION .....	204
4.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCION	
4.2.1 GENERALIDADES .....	205
4.3 CRITERIOS APLICADOS .....	206
4.4 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION EN TERMINOS GENERALES .....	208
4.5 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE COLECTORES .....	210
4.6 COLECTORES REDISEÑADOS .....	214
COLECTOR C2 .....	215
COLECTOR C3 .....	218
COLECTOR C13 .....	220
COLECTOR C15 .....	225
4.7 COLECTORES DISEÑADOS	
COLECTOR C16 .....	232
COLECTOR C17 .....	246

COLECTOR C18 .....	258
COLECTOR C19 .....	270
COLECTOR C20 .....	277
COLECTOR C21 .....	283
COLECTOR C22 .....	291
COLECTOR C23 .....	299

## CAPITULO V. ESTUDIO ECONOMICO

5.1 INTRODUCCION .....	315
5.2 DESCRIPCION DE LAS DIFERENTES PARTIDAS	
5.2.1 DEMOLICION .....	316
5.2.2 EXCAVACION .....	316
5.2.3 RELLENO COMPACTADO .....	317
5.2.4 SUPERFICIES DE RODAMIENTO .....	317
5.2.5 ALBAÑILERIA .....	317
5.2.6 PRUEBA HIDRAULICA .....	318
5.3 PRESUPUESTO DE COLECTORES	
COLECTOR C2 .....	319
COLECTOR C3 .....	320
COLECTOR C9 .....	321
COLECTOR C13 .....	322
COLECTOR C15 .....	323
COLECTOR C16 .....	324
COLECTOR C17 .....	325
COLECTOR C18 .....	326
COLECTOR C19 .....	327

COLECTOR C20 .....	328
COLECTOR C21 .....	329
COLECTOR C22 .....	330
COLECTOR C23 .....	331
PRESUPUESTO GLOBAL DE COLECTORES .....	332

## CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARTICULARES PARA CADA COLECTOR

COLECTOR C1 .....	333
COLECTOR C2 .....	335
COLECTOR C3 .....	337
COLECTOR C4 .....	339
COLECTOR C5 .....	340
COLECTOR C6 .....	342
COLECTOR C7 .....	344
COLECTOR C8 .....	346
COLECTOR C9 .....	348
COLECTOR C10 .....	350
COLECTOR C11 .....	351
COLECTOR C12 .....	351
COLECTOR C13 .....	352
COLECTOR C14 .....	354
COLECTOR C15 .....	356
COLECTOR C16 .....	358
COLECTOR C17 .....	359
COLECTOR C18 .....	360
COLECTOR C19 .....	361

COLECTOR C20 .....	362
COLECTOR C21 .....	363
COLECTOR C22 .....	364
COLECTOR C23 .....	365
6.2 CONCLUSIONES GENERALES .....	367
6.3 RECOMENDACIONES GENERALES .....	369
REFERENCIAS .....	370
ANEXOS .....	372

**CAPITULO I**  
**PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

## 1.1 INTRODUCCION

Cojutepeque es una ciudad que al igual que muchas otras en nuestro país, muestra la situación deplorable en que se desarrollan las condiciones de vida, la cual es generada en parte por la deficiencia y/o ausencia de los servicios básicos públicos, lo que viene a limitar el progreso de la población en lo referente a lo socio-económico.

Este capítulo contiene los objetivos, alcances, limitaciones y justificaciones del estudio, y a continuación se describe el problema que existe en la mencionada ciudad, relacionado con el sistema de drenaje de aguas lluvias.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 OBJETIVOS GENERALES

- Realizar un diagnóstico del actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque.
- Proponer un rediseño y/o diseño para mejorar el sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque.

### 1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Efectuar un rediseño del sistema de drenaje de aguas lluvias en la ciudad de Cojutepeque, donde el diagnóstico lo determine necesario.
- Realizar el diseño del sistema de drenaje de aguas lluvias en los puntos específicos donde éstas generan problemas, en la ciudad de Cojutepeque.
- Presentar a la autoridad municipal de la ciudad de Cojutepeque la solución adecuada para cada problema específico diagnosticado.

### 1.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

#### ✓ 1.3.1 ALCANCES

- El estudio comprenderá la determinación de la escorrentía superficial, la manera como ésta será evacuada por medio de tuberías, y además, permitirá conocer la situación actual del drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque.

### 1.3.2 LIMITACIONES

- Este trabajo será realizado en base a datos de intensidad de lluvia registrados en la estación meteorológica de Cojutepeque en el período comprendido entre los años de 1970 y 1982. ya que a partir de 1983 los datos de intensidad no han sido registrados. La estación meteorológica ubicada en Cojutepeque tiene un área de influencia de 50 kms<sup>2</sup> a la redonda<sup>1</sup>. Las demás estaciones de los municipios cercanos a la ciudad en mención. no son climatológicas completas, es decir. que no poseen aparatos para medir intensidades de lluvia: y las estaciones de ciudades tales como Ilopango. San José Guayabal e Ilobasco. que tienen aparatos para medir intensidades presentan características topográficas y climatológicas diferentes a las de la ciudad de Cojutepeque por lo cual no pueden correlacionarse los datos de intensidad de lluvia entre estas estaciones.

---

<sup>1</sup>FUENTE: SERVICIO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA.  
DEPARTAMENTO DE CLIMATOLOGIA.

#### 1.4 JUSTIFICACIONES

El actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque es deficiente en determinadas zonas, ya que se ha excedido la capacidad hidráulica para la cual fue diseñado. lo cual se determinará en el Capítulo III. por lo que ya no es capaz de conducir toda el agua de la escorrentía superficial que se genera como consecuencia de las lluvias. la cual ha aumentado debido a la deforestación que se ha dado en el Cerro de las Pavas. ya que la ciudad se encuentra en la falda norte de dicho cerro. por lo tanto una parte considerable de esta escorrentía influye directamente en el sistema de drenaje existente.

Es importante señalar. que este sistema de drenaje de aguas lluvias fue instalado en su mayor parte en el año de 1970 <sup>2</sup>. y en todo este período, no se le ha brindado el mantenimiento adecuado. lo que es evidente al observar las cajas tragantes obstruidas de desperdicios: también, muchas de ellas presentan una mala ubicación. además numerosas cajas tragantes tienen distancias entre ellas mayores a los 100 mts contrario a lo que especifica la ley de Urbanismo y Construcción del Vice-ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano. en el art. 93. lo

---

<sup>2</sup>FUENTE: DEPARTAMENTO DE PROYECTOS VIALES DE LA DIRECCION DE URBANISMO Y ARQUITECTURA (D.U.A.).

que viene a dificultar la conducción de las aguas lluvias a través del sistema existente, lo que ocasiona que éstas fluyan sobre las calles, originando las inundaciones.

Otro aspecto que influye en la deficiente captación de las aguas lluvias es el hecho que varias arterias principales no poseen sistema de drenaje de aguas lluvias, lo cual afecta el sistema actual.

## 1.5 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Salvador es un país que recién acaba de finalizar una guerra civil. la cual originó un estancamiento económico y social. Los beneficios sociales para la población fueron aminorados y a lo largo de los 12 años de la guerra. pocas son las obras que se realizaron y de igual forma a las que se les dió mantenimiento. lo cual generó un deterioro en la infraestructura social volviéndose hoy en día problemas agudos para la población.

Cojutepeque es la cabecera departamental de Cuscatlán y presenta el tipo de problemas mencionados anteriormente. específicamente en lo que a drenaje de aguas lluvias respecta. lo cual queda evidenciado en la época lluviosa. debido a que la ciudad por su situación orográfica se halla expuesta a precipitaciones sobre todo cuando los vientos vienen del norte y del nor-oeste arrastrando grandes nubes que son retenidas por el Cerro de las Pavas. y al alcanzar el grado de saturación cae sobre la ciudad una lluvia muy intensa, por lo que la escorrentía superficial es abundante, lo que ocasiona que el actual sistema no sea capaz de evacuarla, originando las inundaciones que causan inconvenientes para el tránsito de las personas y en ciertos lugares hasta de vehículos con el consecuente deterioro de las calles. al no conducirse las

lluvias por el cordón-cuneta.

Es de hacer resaltar la altitud de la ciudad de Cojutepeque, la cual se encuentra a una altura media sobre el nivel del mar de 890 mts y en el Cerro de las Pavas, la mayor elevación es superior a los 1000 mts.

Las lluvias comienzan en abril, acentuándose en el mes de mayo. La estación lluviosa tiene 2 meses muy característicos: junio y septiembre, en los cuales se tienen considerables cantidades de lluvia, mayor que en los otros meses. ( Ver Cuadro 1.1 ).

Por lo planteado anteriormente se ve la necesidad de realizar el estudio en mención, el que permitirá conocer el estado actual del sistema existente y así dar la solución que sea la más adecuada para cada sitio que genere problema en la conducción de las aguas lluvias.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUM
AÑO													
1969	-	-	-	-	-	-	-	-	-	267	20	.	287
1970	6	.	8	29	117	237	264	267	266	226	40	24	1504
1971	6	1	1	6	153	318	316	364	244	295	32	0	1736
1972	0	0	10	49	320	180	189	305	484	150	144	12	1843
1973	.	11	0	102	113	287	330	293	223	210	62	12	1643
1974	46	.	55	61	194	358	181	313	347	153	14	.	1722
1975	17	0	0	0	98	240	132	283	271	345	126	.	1512
1976	0	0	0	12	100	468	180	234	454	158	37	2	1645
1977	.	.	.	30	172	333	295	302	248	162	58	4	1604
1978	.	2	10	17	65	218	343	325	253	104	40	19	1396
1979	0	.	32	63	95	288	285	224	342	288	27	8	1632
1980	56	.	0	37	331	325	285	312	332	218	43	0	1919
1981	.	10	27	30	98	225	312	139	302	293	36	5	1479
1982	42	6	0	55	318	403	266	194	455	66	56	27	1906
1983	1	1	19	11	174	356	255	296	279	280	70	.	1742
1984	0	15	0	.	150	232	387	350	276	219	72	.	1701
1985	.	.	.	150	117	182	195	307	390	172	115	1	1629
1986	.	16	.	15	149	339	215	318	372	173	66	0	1663
1987	.	.	9	6	146	401	512	203	302	173	0	4	1756
1988	0	0	7	40	140	254	200	341	292	151	4	4	1433
1989	2	.	1	79	143	246	308	304	474	197	35	.	1789
1990	1	.	15	117	364	514	312	409	392	154	26	41	2345
1991	1	1	1	10	128	252	160	242	315	279	77	40	1506
1992	0	.	7	49	110	290	318	409	309	242	40	16	1790
1993	0	0	2	56	284	254	188	415	342	194	7	0	1742
TOTAL	178	63	204	1024	4077	7180	6408	7168	7964	5191	1249	219	

CUADRO 1.1 PRECIPITACIONES PROMEDIO MENSUALES (mm).  
ESTACION COJUTEPEQUE

**CAPITULO II**  
**MARCO TEORICO DE REFERENCIA**

## 2.1 INTRODUCCION

El objetivo primordial de este capítulo es el de describir la ciudad de Cojutepeque en sus aspectos físicos, tales como: topografía, geología, hidrología, ecología y clima; así como dar a conocer algunos factores tales como área de influencia, coeficiente de escorrentía y tiempo de concentración, los cuales están íntimamente relacionados con el tema de este trabajo.

De igual forma, se presenta la información recabada en diferentes instituciones y a través de visitas y censos realizados para poder determinar algunas zonas o puntos considerados críticos en los cuales se generan problemas a causa de la lluvia.

## 2.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA CIUDAD

### 2.2.1 UBICACION GEOGRAFICA

La ciudad de Cojutepeque, es la cabecera del municipio del mismo nombre, y del departamento de Cuscatlán. Esta situada en la falda septentrional del Cerro de las Pavas, a 32 kms al oriente de San Salvador, capital de la República de El Salvador, conectándose ambas ciudades por medio de la Carretera Panamericana.

Se encuentra entre los 13°42'35'' - 13°43'45'' de latitud norte y los 88°55'30'' - 88°57'05'' de longitud oeste. La altura media sobre el nivel del mar es de 890 metros.

El municipio de Cojutepeque, está limitado al Norte por los municipios de Monte San Juan y Santa Cruz Michapa; al Noreste y Este por el municipio de El Carmen; al Sureste por el municipio de San Cristóbal; al Sur por los municipios de San Cristóbal, San Ramón y Candelaria; al Suroeste por el Lago de Ilopango y el municipio de San Pedro Perulapán; al Oeste y Noroeste por el municipio de Santa Cruz Michapa. (Ver Anexo No. 1).

### 2.2.2 DESCRIPCION DE LA CIUDAD

La ciudad se divide en los barrios y colonias mostrados en el cuadro 2.1

CUADRO 2.1 BARRIOS Y COLONIAS DE LA CIUDAD DE COJUTEPEQUE

Barrios	Colonias
El Calvario	Cuscatlán
San Nicolás	Santa Clara
Concepción	El Progreso
San José	Fuentes
San Juan	Franco
Santa Lucía	Las Peñitas
	Delgado
	Las Mercedes
	Bella Vista
	Huerto Municipal
	Campos
	Las Brumas
	Sinaí
	El Salvador
	Fishnaler
	Díaz Sampera
	Díaz Nuila
	Fátima
	Quezada
	Guzmán
	San Francisco
	Santa Lucía
	Santa Leonor
	Rosales
	Jardines de las Pavas
	Martínez

## 2.3 ESTUDIOS ESPECIFICOS

### 2.3.1 ESTUDIOS DE POBLACION

Tomando en consideración que la zona en estudio no ha tenido incremento significativo en cuanto a crecimiento poblacional, ya que se trata de zonas en las cuales las áreas ya están desarrolladas, los estudios de población no se tomarán en cuenta para el desarrollo del estudio en cuestión. Pero a modo de información se muestran los resultados de los últimos censos efectuados, para dar una idea del crecimiento poblacional que ha tenido la ciudad de Cojutepeque. ( Ver Cuadro 2.2 ).

· CUADRO 2.2 POBLACION REGISTRADA EN LOS ULTIMOS CENSOS REALIZADOS. EN LOS AÑOS 1971 Y 1992. EN LA CIUDAD DE COJUTEPEQUE<sup>3</sup>.

AÑO	HOMBRES	MUJERES	TOTALES
1971	9.148	10.862	20.010
1992	15.905	18.244	34.149

Δ = incremento = 14.139 habitantes.

Determinación de la tasa de crecimiento demográfico.

De la ecuación:

$$P_n = P_o (1 + r)^n \quad (\text{Fórmula No. 1.1})$$

Donde:

P<sub>n</sub> : Población registrada en censo 1992.

P<sub>o</sub> : Población registrada en censo 1971.

n : Período de diferencia en años entre P<sub>n</sub> y P<sub>o</sub>.

r : Índice geométrico de crecimiento demográfico.

Despejando (r), se tiene:

$$r = \sqrt[n]{\frac{P_n}{P_o}} - 1 \quad (\text{Fórmula No. 1.2})$$

<sup>3</sup>FUENTE: MINISTERIO DE ECONOMIA.  
DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA Y CENSOS. 1994

sustituyendo. se tiene:

$$r = \sqrt[21]{\frac{31.149}{20.000}} - 1$$

Desarrollando. se tiene:  $r = 2.58 \%$

En base a la tasa incremento poblacional se procede a calcular la población proyectada para el año 2017:

$$n = 25 \text{ años}$$

$$r = 2.58 \%$$

$$P_0 = 34.149 \text{ habitantes}$$

$$P_n = P_0 (1 + r)^n$$

$$P_n = 34.149(1 + 0.0258)^{25}$$

$$P_n = 64.557 \text{ habitantes}$$

Lo cual indica que el incremento de la población de Cojutepeque entre 1992 y 2017 será de 64.557 menos 34.149 igual a 30.408 habitantes.

Considerando 6 personas por vivienda como promedio. donde el área de cada vivienda es de 75 mt<sup>2</sup>. se obtiene:

$$\text{el No. de viviendas} = \frac{30.408 \text{ h}}{6 \text{ h / vivienda}}$$

$$\text{No. de viviendas} = 5.068$$

$$\begin{aligned} \text{El \u00e1rea total es} &= 5.068 \text{ viviendas} \times 75 \text{ m}^2 / \text{vivienda} \\ &= 380.100 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

El \u00e1rea estar\u00e1 afectada por un 20% de calles y zonas verdes

$$\text{Area total} = 1.2 \times 380.100 = 456.120 \text{ m}^2$$

es decir:

$$\text{Area total} = 456.120 \text{ m}^2 \times ( 1 \text{ km}^2 = 10^6 \text{ m}^2 )$$

$$\text{Area total} = 0.46 \text{ km}^2$$

Esta \u00e1rea posiblemente se desarrollar\u00e1 al Este de la Colonia Jard\u00ednes de Las Pavas y al Sur de Cementerio General, donde existen predios con condiciones topogr\u00e1ficas no muy elevadas. Esta zona est\u00e1 ubicada en las afueras de la ciudad, por lo cual \u00e9ste desarrollo no tendr\u00eda influencia en el sistema de drenaje de aguas lluvias existente en la ciudad de Cojutepeque.

### 2.3.2 TOPOGRAFIA

#### Relieve Terrestre.

La mayor parte del territorio salvadoreño se distingue por una topografía escabrosa y quebrada debido a recientes actividades volcánicas y tectónicas: la característica geológica más perceptible es la cadena de volcanes del período final del pleistoceno, en la región centromeridional del país. Los rasgos geomorfológicos más notables del relieve en El Salvador son:

- La planicie aluvial costera y los valles.
- La cadena costera.
- La meseta central.
- La cadena y la fosa interior.
- Las cordilleras fronterizas.

Cojutepeque se encuentra en la Meseta Central.

#### Características de la Meseta Central.

Está situada entre la cadena costera y las cordilleras fronterizas septentrionales; comprende el 20% del área de la república, se extiende de Oeste a Sureste casi 250 kms, tiene una elevación de 400 a 800 msnm y una anchura de 10 a 30 kms. Presenta lagos, llanuras, valles, colinas y está regada por numerosos ríos, es la región más densamente poblada del país debido a su favorable clima, excelentes vías de comunicación, etc.

La topografía es el resultado de condiciones geológicas y climáticas. a través del tiempo. La matriz geológica y base es accionada por fuerzas tectónicas espectaculares y por las fuerzas dinámicas invisibles del aire. la temperatura y el agua. En la configuración de las formaciones terrestres. los resultados de esta acción están inmediatamente disponibles para su inspección.

La topografía influye en el escurrimiento superficial al reducir el período de éste e incrementar el valor de la escorrentía al máximo. en proporción con la magnitud de la pendiente y lo abrupto del terreno. Cuando ocurre una avenida repentina (aquella que se dá bruscamente y hace daños por la energía del agua que escurre). puede estarse seguro que los cambios en elevación son grandes.

Otro aspecto que debe considerarse es que los cálculos deben estar basados en las condiciones extremas (intensidad de lluvia. etc.) y las estructuras estar basadas en las condiciones más desfavorables que se puedan esperar. con un factor adicional de seguridad agregada para compensar ciertas situaciones inesperadas. Lógicamente se deberá tener en cuenta el factor económico en este análisis.

Para el caso específico de la ciudad en mención - Cojutepeque - la topografía es bastante irregular. y algunas de sus

calles presentan pendientes pronunciadas lo que provoca que el agua superficial circule a gran velocidad y que no toda esta agua sea aceptada por las cajas tragantes y éstas sean sub-utilizadas, acumulándose aguas abajo, ocasionando inundaciones.

### 2.3.3 GEOLOGIA

Probablemente uno de los factores más importantes que gobierna el escurrimiento es la geología de la cuenca de drenaje. La geología se interesa en la cronología de la formación de las diferentes capas geológicas del sub-suelo, así como en los materiales existentes en la cuenca en estudio. Para el hidrólogo de aguas superficiales, y especialmente el interesado en la presencia y cantidad del escurrimiento, la cronología geológica es importante principalmente con propósitos de identificación.

Tipos de Rocas existentes en la zona.

- Materiales Piroclásticos.
- Lavas Dacíticas y Andesíticas.

Son rocas ígneas extrusivas o volcánicas.

Roca extrusiva o volcánica: Roca ígnea formada por el flujo de lava sobre la superficie terrestre donde se solidifica.

Roca Ignea: Roca que se ha formado por la solidificación del magma.

Los productos piroplásticos fueron emitidos al exterior por los volcanes y depositados en la superficie terrestre por acción del viento, muchas veces lejos del centro emisor, y se definen usualmente según sus rasgos de tamaño; el material más

fino corresponde al polvo o ceniza volcánica, siendo su principal emisor, para la zona de Cojutepeque, el Lago de Ilopango; otros productos piroclásticos existentes son arenas volcánicas, así como materiales de diámetro mayores de arenas. Estos materiales así depositados toman el nombre de Lapilli.

Los productos piroclásticos una vez depositados tienden a sufrir procesos de litificación transformándose en otro tipo de roca conocido por toba.

Las rocas ígneas son las que más abundan en el país, por ser su geología eminentemente volcánica, unas veces aparece esparcida en forma de material fundido sobre la superficie terrestre, denominándosele lavas o material que posteriormente se consolidó a roca. La lava se puede apreciar en forma de filones, capas, coladas y mantos, todas tienen un carácter andesítico, basáltico, riolítico y dacítico.

#### 2.3.4 HIDROLOGIA

La Hidrología trata de la precipitación y el escurrimiento. La inseguridad y las variaciones del tiempo son más sabidas que entendidas: la investigación prosigue y progresa, pero la determinación de la ubicación de los drenajes, descargas y el tamaño de las estructuras para desagües pluviales es materia de buen juicio de ingeniería más que de ciencia. Sin embargo debemos estar claros, que con los conocimientos actuales, todos los métodos de determinación de los tamaños de las estructuras son sólo aproximados.

Los estudios actuales nos indican que antes de proceder a diseñar un conducto, se tiene que conocer el volumen de agua, su velocidad y con que frecuencia llega el agua a la estructura. Es por esta razón que se han establecido estaciones pluviométricas por todo el país con el objeto de determinar la cantidad de agua lluvia y el escurrimiento de cada zona en particular.

##### Flujo Superficial.

El ciclo hidrológico consta de las siguientes fases:

- a) Precipitación pluviométrica.
- b) Evaporación y transpiración.
- c) Infiltración, absorción y flujo subterráneo.
- d) Flujo superficial.

Según estudios realizados<sup>4</sup> aproximadamente una sexta parte del agua precipitada se infiltra. evaporándose el resto. formando así nubes para nuevas lluvias. Debido a esto. se puede afirmar que la evaporación. transpiración y flujo superficial forman la mayor parte del total de esas aguas.

Para poder darle solución a los diversos problemas presentados en la rama de ingeniería se hace necesario determinar la cantidad de agua que fluye por la superficie como producto de las precipitaciones.

Los problemas a los que se hace alusión anteriormente son:

- Proyectos Hidroeléctricos.
- Presas.
- Sistemas de drenaje de aguas lluvias.
- Canales para sistema de riego.
- Otros.

Para el estudio de interés, en este caso diseño de un sistema de drenaje de aguas lluvias. se hace necesario conocer las condiciones que producen un caudal máximo en la tubería. La capacidad de una tubería en un punto determinado es crítica

---

<sup>4</sup>MANUAL DE HIDRAULICA  
J.M. AZEVEDO NETTO.

cuando el terreno ha alcanzado el grado de saturación y cae una fuerte lluvia, ya que esto provocaría que la mayor parte del agua precipitada fluyera superficialmente.

Una lluvia que dure más tiempo tendrá una intensidad menor y el caudal no será tan considerable. Si la lluvia dura menos tiempo, el agua de los puntos cercanos dejará la tubería antes que el agua de los puntos alejados alcancen dicha tubería. El máximo caudal se dará en la tubería cuando el agua lluvia caiga en la dirección que el agua superficial fluye hacia las cajas tragantes.

Por lo tanto, para el diseño de una tubería del sistema de drenaje de aguas lluvias se hace necesario considerar la intensidad promedio de una precipitación que dure un tiempo igual al requerido para que el agua de las partes más alejadas alcancen el punto considerado.

Entre los métodos para la determinación del caudal de diseño se pueden mencionar los más utilizados:

- Mediciones directas.
- Método racional.
- Fórmulas empíricas.

- Mediciones directas.

Estas deben hacerse en el proyecto y realizarse durante un tiempo prolongado con el objeto de obtener valores confiables, esto debido a que las condiciones críticas como sequías y crecidas ocurren dentro de períodos de 10. ó más años.

- Método racional.

Para la determinación del caudal de diseño se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C I A}{60} \quad (\text{Fórmula 2.1})$$

Donde:

Q = Caudal, en lts/seg en la sección considerada.

C = Coeficiente de flujo superficial de la cuenca.

I = Intensidad media de la lluvia en mm/min.

A = Area de la cuenca que drena para la sección, en mts<sup>2</sup>.

Este método es recomendado para valores de áreas menores de 150 kms<sup>2</sup>.

- Fórmulas empíricas.

a) Fórmula de Fuller. Esta es utilizada para la evaluación de caudales de máxima creciente en el índice de frecuencia T y para calcular el caudal máximo instantáneo.

- Para el primer caso la fórmula es:

$$Q = C A^{0.8} ( 1 + 0.8 \log T ) \quad (\text{Fórmula 2.2})$$

Donde:

Q = Caudal máximo diario esperado en el período T. en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

C = Coeficiente de caudal = 0.796

A = Area de la cuenca, en  $\text{km}^2$ .

T = Tiempo o período de retorno índice de frecuencia en años.

- El caudal máximo instantáneo será:

$$Q_{\text{máx}} = Q ( 1 + 2658 A^{-0.3} ) \quad (\text{Fórmula 2.3})$$

Donde:

Q = Caudal del primer caso, o sea Caudal máximo diario.

b) .Fórmula práctica de Burkli-Ziegler.

$$Q = 0.022 E A P \sqrt{\frac{S}{A}} \quad (\text{Fórmula 2.4})$$

Donde:

Q = Caudal, en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

E = Coeficiente medio de flujo, que depende de la

impermeabilidad de la cuenca.

A = Area drenada, en hectáreas.

P = Precipitación media, durante la lluvia más fuerte,  
en cm/h.

S = Pendiente media del terreno, en m/1000 m.

Debido a que en el presente estudio, las áreas son menores de 150 kms<sup>2</sup>. el método a utilizar será el de la Fórmula racional, la cual relaciona el escurrimiento directamente al área drenada. la intensidad de lluvia y un factor estimado de la lluvia que llega a la tubería.

30-32

a) AREAS DE INFLUENCIA

Es la superficie comprendida entre los límites conocidos como parte aguas, siendo este límite la línea que une los puntos más elevados de la cuenca.

En esta área se tiene que tomar en cuenta las zonas que drenan o escurren hacia los puntos de interés con el objeto de poder realizar una evaluación cualitativa y cuantitativa de dichas zonas tomando en consideración las condiciones topográficas y otros factores tales como: vegetación, tipo de suelo, etc.

Debido a que este trabajo está enmarcado en su mayor parte en zonas urbanas o ya desarrolladas se hace necesario determinar las características del flujo en dichas zonas. Un área de recogimiento está definida por la distribución de la esorrentía en función de la captación de flujo, así como de las posibilidades de desalojo, por lo que se hace necesario determinar las direcciones superficiales de flujo, así como también el sistema de colectores proyectados y/o existentes en el área. Toda vez estén definidos estos elementos y en base a ellos se puede definir las áreas de influencia o recogimiento tomando en consideración el criterio de que cada calle o avenida drena un área específica.

El método a utilizar para la determinación del área de recogimiento es el siguiente:

- Se traza por cada intersección de ejes longitudinales de calles y avenidas de la zona urbanizada, líneas a  $45^\circ$  (Ver figura No. 1), considerando que cada triángulo o trapecio adyacentes a dichas arterias conforman el área de recogimiento para cada calle o avenida.

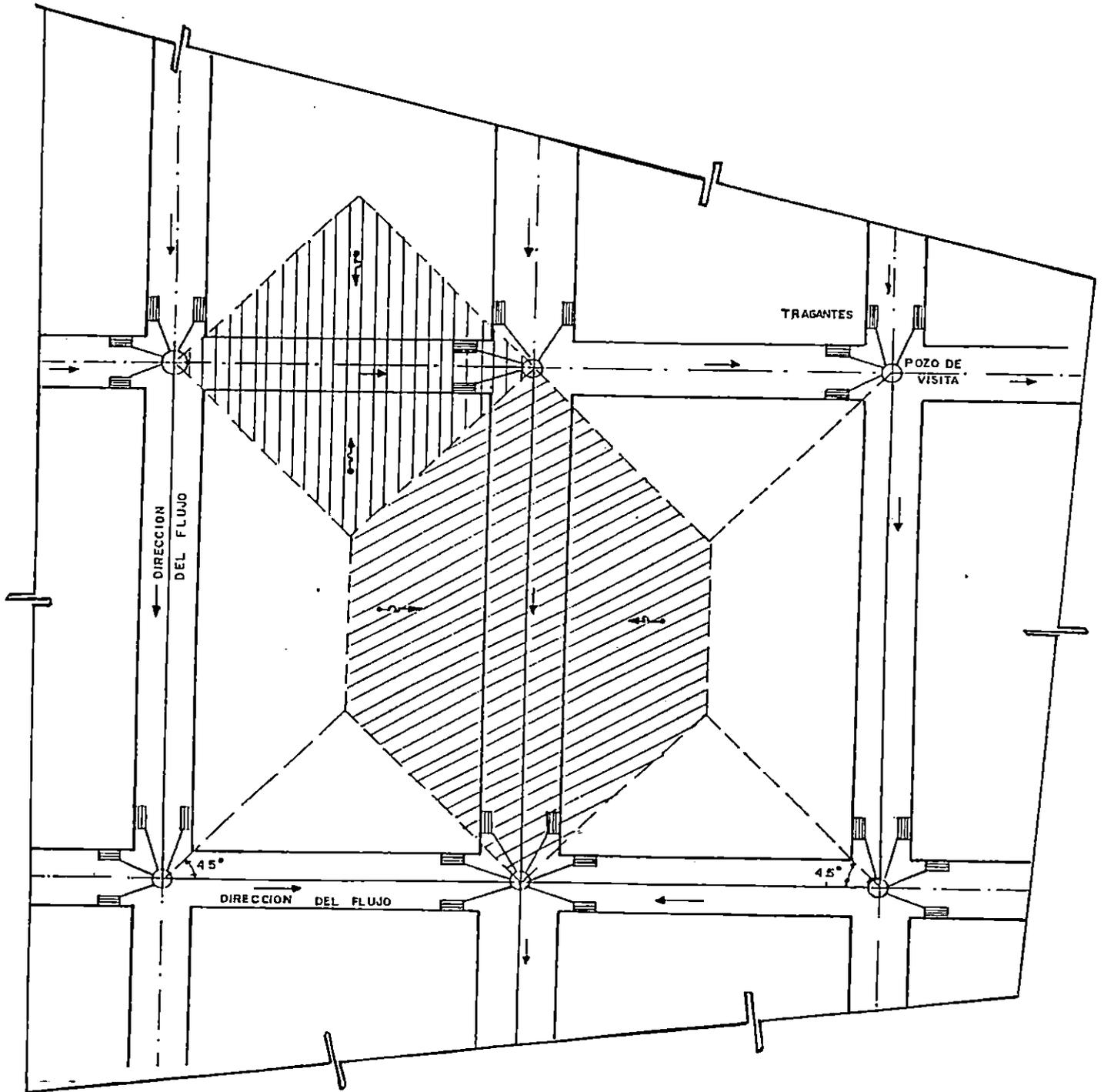


FIGURA No.1 DETERMINACION DE AREAS DE RECOGIMIENTO EN ZONAS URBANAS.

b) COEFICIENTE DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL

El volumen de agua que se recibe en un sistema de drenaje de aguas lluvias, es sólo una porción del total de agua precipitada sobre una cuenca, las otras porciones son las que se infiltran o se evaporan.

La determinación exacta de el coeficiente de escorrentía es complicado, debido a que está sujeto a variaciones por transformaciones artificiales de la superficie. tales como:

- Areas construídas.
- Calles asfaltadas.
- Deforestación.

Debido a que todavía no se ha implementado un método más preciso para determinar la escorrentía, para situaciones específicas, la utilización de rangos de coeficientes, dependiendo de la zona a drenar, se vuelve una alternativa aceptable y generalizada. En el cuadro 2.3 (que se presenta a continuación), se dan valores del coeficiente de escorrentía en función de la zona a drenar.

SUPERFICIE	COEFICIENTE
Techos	0.70 - 0.95
Pavimentos de concreto	0.85 - 0.90
Empedrados	0.40 - 0.70
Jardines	0.10 - 0.25
Tierra cultivada	0.01 - 0.20

CUADRO 2.3 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN FUNCION DE LA ZONA A DRENAR.

El coeficiente de escurrimiento depende principalmente de tres variables, las cuales son:

- Tipo de suelo.
- Pendiente del terreno.
- Vegetación.

A continuación, en el cuadro 2.4, se presentan valores del coeficiente de escorrentía dependiendo de las variables mencionadas anteriormente.

COBERTURA VEGETAL.	TIPO DE SUELO	FUERTE	PENDIENTE DEL TERRENO			
			ALTA 50%	MEDIA 20%	SUAVE 5 %	DESPRECIABLE 1 %
Sin Vege- tación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semi-per - meable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.60	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semi-per - meable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Hierba Gram corta.	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semi-per - meable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.12	0.10
Vegetación densa. Bosques.	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semi-per - meable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.20
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.00

CUADRO 2.4 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA EN BASE AL TIPO DE SUELO, PENDIENTE DEL TERRENO Y COBERTURA VEGETAL.<sup>5</sup>

<sup>5</sup>CURSO SOBRE HIDROLOGIA APLICADA  
A PROYECTOS DE CARRETERAS  
ASIA 1982

3541

c) TIEMPO DE CONCENTRACION

Es el tiempo que transcurre desde que la lluvia hace contacto con la superficie, hasta que toda el agua de la cuenca es drenada hasta el punto de interés.

En el método a utilizar en este trabajo (Método Racional), se adopta que la duración de la lluvia crítica es igual al tiempo de concentración, es decir, que se considera la situación más desfavorable, o sea que todos los puntos de la cuenca ubicados aguas arriba del punto de interés, drenan en forma simultánea.

Para el diseño de tuberías para aguas lluvias, el tiempo de concentración está formado por dos períodos:

- Tiempo de entrada: Es el tiempo empleado para que el agua de la escorrentía superficial drene hasta alcanzar el punto deseado y generalmente está comprendido entre 3 y 20 minutos.
  
- Tiempo de trayecto: Es el tiempo de flujo dentro de la tubería, desde la caja tragante hasta el punto considerado. Este depende de la longitud, tamaño, pendiente y rugosidad del tubo.

Este tiempo puede ser estimado teniendo en cuenta la velocidad media de flujo y la extensión del trayecto, con base en las fórmulas de hidráulica:

$$tt = \frac{L}{V}$$

La expresión matemática para el tiempo de concentración está dada por la siguiente fórmula:

$$tc = te + tt$$

Donde:

tc = tiempo de concentración.

te = tiempo de entrada.

tt = tiempo de trayecto.

El tiempo de entrada se calculará con la fórmula de GIANDOTTI<sup>5</sup> :

$$te = \frac{4\sqrt{A + 1.5 Lc}}{0.8\sqrt{H_m}} \quad (\text{Fórmula 2.5})$$

Donde:

te = tiempo de entrada en horas.

A = Area en km<sup>2</sup>.

Lc = Longitud del cauce más largo en kms.

H<sub>m</sub> = Elevación media de la cuenca calculada como la semi-suma de la elevación máxima y la elevación del punto de interés.

La fórmula anterior se utilizará para cuencas pequeñas.

El tiempo de entrada para la zona urbana será establecido en 5 minutos.

El tiempo de trayecto. se tomará que aumenta 1 minuto por cada tramo.

La relación existente entre el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración depende en su totalidad de las condiciones de la zona en estudio. Por ejemplo. si el terreno se encuentra saturado antes del inicio de la lluvia. el coeficiente de escorrentía es practicamente el mismo para cualquier tiempo de concentración.

### 2.3.5 ECOLOGIA

#### Deforestación.

Debido a que la deforestación se ha convertido en uno de los mayores problemas del país y de Cojutepeque específicamente, y que año con año se incrementa, a causa de la tala indiscriminada de árboles con fines comerciales y de consumo y a la necesidad de terrenos con fines habitacionales causando un deterioro de gran magnitud en los recursos hidrológicos de la zona, tales como:

- Disminución de las lluvias.
- Infiltración mínima debido a la disminución de la vegetación y por consiguiente aumento de la escorrentía superficial.
- Aumento de la temperatura ambiente.
- Descensos del nivel freático.

Lo anterior trae como resultados: el aumento de la erosión lo que ocasiona el azolve de tuberías y cajas tragantes.

Como ejemplo de la deforestación en la ciudad de Cojutepeque se puede citar el Cerro de Las Pavas y sus alrededores, así como también la periferia de la ciudad.

29-47

2.3.6 CLIMA

El Salvador está situado en la parte exterior del cinturón climático de los Trópicos, donde durante todo el año, existen condiciones térmicas más o menos iguales.

Según observaciones verificadas en San Salvador durante 50 años, de 1918 - 1967, se calcularon los siguientes promedios para principio y final de estaciones:

			Duración	
Epoca del Año	Principio	Final	Días	Semanas
Estación seca	14 Nov.	19 Abr.	157	22.5
Transición seca-lluviosa	20 Abr.	20 May.	31	4.5
Estación lluviosa	21 May.	16 Oct.	149	21.0
Transición lluviosa-seca	17 Oct.	13 Nov.	28	4.0
		Total =	365	52.0

CUADRO 2.5 DURACION PROMEDIO DE LAS ESTACIONES DEL AÑO.

En marzo y abril el calor alcanza en El Salvador sus máximos valores; en abril, sin embargo, ocurren las primeras tormentas comenzando en casi todo el país la transición seca-lluviosa. En promedio se observa un día de lluvia en marzo, mientras que en abril ya se registran de 4 a 5 días con lluvia. La cantidad normal de lluvia en marzo permanece abajo de 10 mm.

## Zonas climáticas:

De acuerdo con la altura sobre el nivel del mar, en El Salvador se distinguen tres zonas climáticas, cuya clasificación, basada en las definiciones climáticas de Köppen, Sapper y Lauer, es la siguiente:

1. Sabanas Tropicales Calientes o Tierra Caliente.

De 0 a 800 msnm. Según Köppen <sup>A<sub>w</sub></sup> aig.

2. Sabanas Tropicales Calurosas o Tierra Templada.

De 800 a 1200 msnm, Según Köppen <sup>A<sub>w</sub></sup> big.

Respecto a la estación seca, en invierno (Nov-todo abril) la temperatura del mes más caluroso es más baja de 22°C, pero por lo menos 4 meses del año tienen una temperatura mayor de 10°C. Las temperaturas anuales según la altura son: En las planicies altas y valles, entre los 20°C y 22°C; y en las faldas de las montañas entre 19°C y 21°C. En esta zona está ubicada la ciudad de Cojutepeque.

3. Clima Tropical de las alturas.

De 1200 2700 msnm. Según Köppen <sup>A<sub>w</sub></sup> big.

En el cuadro 2.6 se presentan las zonas climáticas de El Salvador, en función de la elevación, según Köppen, Sapper y Lauer.

CUADRO 2.6 ZONAS CLIMATICAS DE EL SALVADOR.

ELEVACION (m)	Köppen		Sapper-Lauer
000 - 800	Sabanas Tropicales Calientes	A <sup>w</sup> aig	Tierra caliente
800 - 1200	Sabanas Tropicales	A <sup>w</sup> big	Tierra
1200 - 1800	Clima Tropical de	Cw	Templada
1800 - 2700	las alturas	big	Tierra fría

Uno de los factores determinantes que influyen en la temperatura, es la elevación y en este caso la ciudad de Cojutepeque se encuentra a una elevación promedio de 890 msnm, lo cual la clasifica como tierra templada. Los rangos de temperatura de la ciudad son los siguientes:

Temperatura mínima promedio anual : 17.8°C

Temperatura máxima promedio anual : 29.5°C

Al Oeste de la ciudad se encuentra ubicada la estación pluviométrica de Cojutepeque, la cual forma parte de la red nacional de estaciones climatológicas, de la cual se obtuvo los datos de precipitación e intensidad para el período comprendido entre 1970 y 1982, los cuales serán utilizados en el desarrollo del presente trabajo.

La estación se encuentra ubicada en las siguientes

coordenadas geográficas: 13°43.2' N y 88°55.6' W con una elevación de 855 msnm.

## 2.4 RECOLECCION DE INFORMACION

Se refiere a información obtenida por medio de inspecciones de campo, visitas a instituciones gubernamentales relacionadas con el tema en mención, dichas instituciones son: Ministerio de Agricultura y Ganadería. Dirección de Urbanismo y Arquitectura y Alcaldía Municipal de Cojutepeque.

### 2.4.1 DATOS DE INTENSIDAD DE LA ESTACION COJUTEPEQUE

A continuación se muestran los datos de intensidad de precipitación máxima anual entre los años 1970 y 1982, los cuales han sido registrados por el Departamento de Meteorología del Ministerio de Agricultura y Ganadería. (Ver Cuadro 2.7).

CUADRO 2.7 DATOS DE INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA) EN mm/min PARA

DIFERENTES PERIODOS DE LA ESTACION COJUTEPEQUE

AÑO	PERIODO (MINUTOS)												
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1970	2.10	1.91	1.52	1.31	1.24	0.94	0.72	0.50	0.38	0.31	0.20	0.15	-
1971	2.70	2.37	2.04	1.83	1.40	0.96	0.80	0.55	0.44	0.36	0.30	0.23	0.12
1972	2.50	2.05	2.00	1.68	1.46	1.12	0.74	0.46	0.35	0.30	0.26	0.10	0.05
1973	2.86	2.40	1.97	1.61	1.18	0.88	0.70	0.50	0.38	0.30	0.21	0.14	0.10
1974	2.68	2.32	2.06	1.84	1.47	1.24	0.98	0.68	0.56	0.45	0.38	0.26	0.18
1975	2.40	2.02	1.77	1.51	1.11	0.78	0.69	0.59	0.49	0.40	0.34	0.29	0.21
1976	4.00	3.00	2.26	2.10	1.73	1.84	1.04	0.81	0.62	0.50	0.42	0.31	0.21
1977	3.10	2.55	1.46	1.41	1.09	0.89	0.81	0.61	0.47	0.44	0.29	0.23	0.19
1978	1.90	1.65	1.44	1.32	1.12	0.76	0.59	0.40	0.31	0.26	0.22	0.19	0.16
1979	3.86	2.58	1.95	1.54	1.19	0.88	0.72	0.59	0.24	0.19	0.19	0.19	0.14
1980	2.02	1.92	1.74	1.54	1.16	0.85	0.66	0.71	0.59	0.48	0.39	0.30	0.20
1981	3.42	2.43	2.01	1.65	1.47	0.89	0.79	0.53	0.43	0.34	0.29	0.21	0.14
1982	2.30	1.77	1.52	1.26	1.73	0.72	0.69	0.51	0.38	0.31	0.26	0.20	0.16

FUENTE : DPTO. DE METEOROLOGIA, M.A.G.

## 2.4.2 INFORMACION DE VISITAS DE CAMPO

### 2.4.2.1 PUNTOS CRITICOS

Se entenderá por punto crítico aquel en el cual el sistema de drenaje de aguas lluvias (si hubiere) no logra la completa evacuación de la escorrentía superficial, produciéndose en éstos, problemas tales como: Inundaciones, azolve de tuberías y cajas tragantes, erosión de la superficie de calles. etc.

Estos problemas se vuelven más graves cuando ocurren aguaceros de intensidad media y alta, ya que la ciudad de Cojutepeque, por su situación orográfica se caracteriza por este tipo de tormentas.

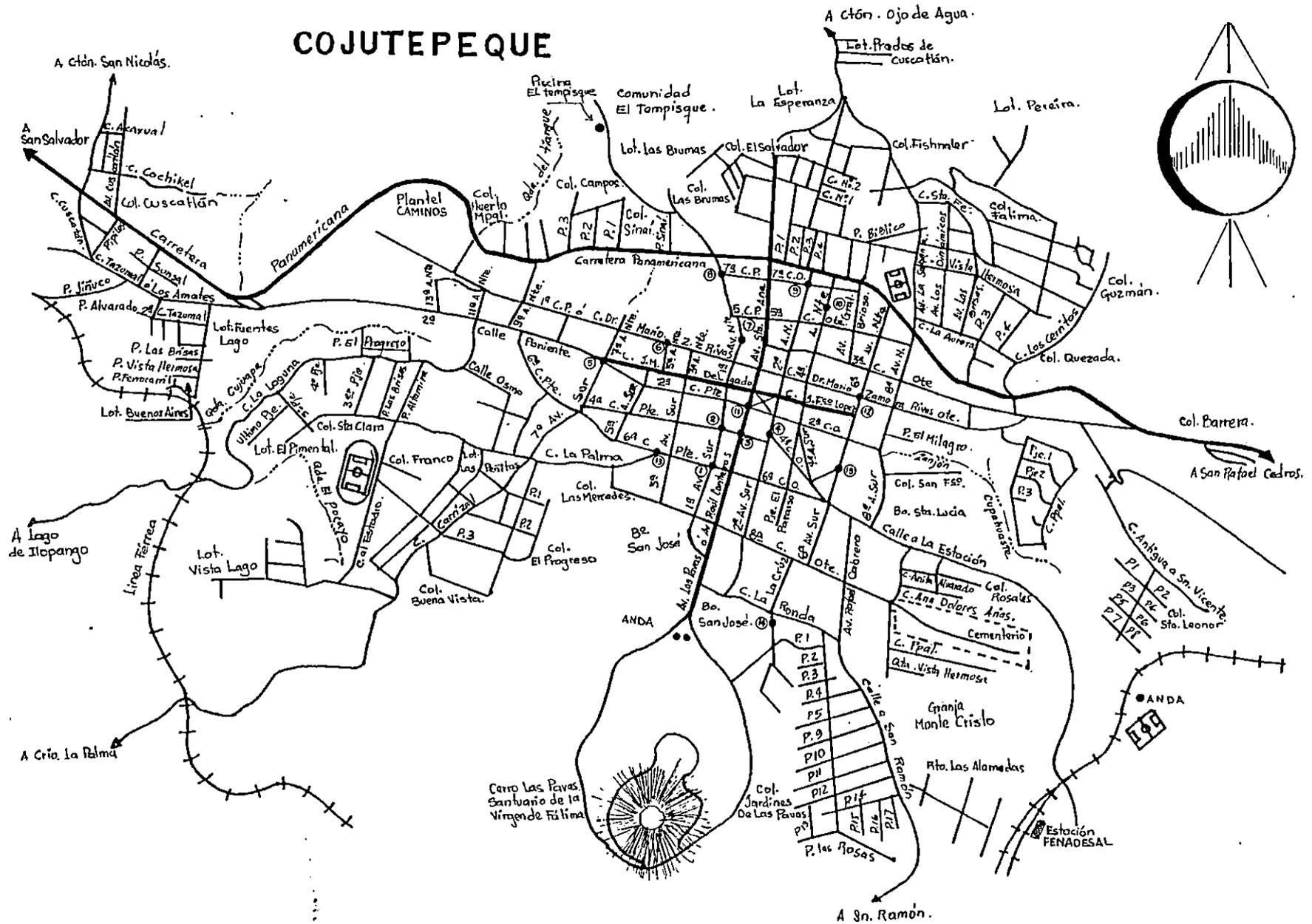
A continuación se hace mención de los puntos considerados como críticos en la zona urbana de la ciudad, los cuales fueron determinados por medio de inspecciones de campo (consulta con los habitantes) e información proporcionada por la Oficina Conjunta de Desarrollo Urbano de la Alcaldía Municipal de Cojutepeque.

PUNTOS CRITICOS DETECTADOS EN LA INSPECCION DE CAMPO

1. Intersección de la 6<sup>ta</sup> C.P. y 1<sup>ra</sup> Av. S.
2. Intersección de la 4<sup>ta</sup> C.P. y 1<sup>ra</sup> Av. S.
3. Intersección de la Av. Raúl Contreras y 4<sup>ta</sup> C.P-O
4. Intersección de la 4<sup>ta</sup> C.O. y 2<sup>da</sup> Av. S.
5. Intersección de la 2<sup>da</sup> C.P. y 7<sup>a</sup> Av. N. (Punta de Diamante)
6. Intersección de la 5<sup>ta</sup> Av. N. y 1<sup>ra</sup> C.P.
7. 1<sup>ra</sup> Av. N. entre la 1<sup>ra</sup> y 5<sup>ta</sup> C.P.
8. Intersección de la 1<sup>ra</sup> Av. N. y 7<sup>a</sup> C.P.
9. Intersección de la 7<sup>a</sup> C.O. y 2<sup>da</sup> Av. N.
10. 4<sup>ta</sup> Av. N., entre la 5<sup>ta</sup> y 7<sup>a</sup> C.P.
11. Intersección de la 2<sup>da</sup> C.P. y Av. Raúl Contreras.
12. Intersección de la 1<sup>ra</sup> C.O. y 6<sup>ta</sup> Av. N.
13. Intersección de la 6<sup>ta</sup> C.P., Calle La Palma y 3<sup>ra</sup> Av. S.
14. Intersección de la 10<sup>a</sup> C.O. (o Calle la Ronda) y la  
Avenida Principal de la Colonia Martínez.
15. Intersección de la 6<sup>ta</sup> Av. S. y Calle Cupanaste.

Los cuales se presentan en el plano a continuación:

# COJUTEPEQUE



PLANO GENERAL DE COJUTEPEQUE. UBICACION DE PUNTOS CRITICOS

### 2.4.3 CURVAS DE INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

Obtención de las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia.

Con los datos de intensidad y duración de la lluvia se procedió a calcular la frecuencia, para lo cual se realizó lo siguiente:

- i) Ordenamiento de los datos de intensidad en orden de magnitud creciente.
- ii) Cálculo de la frecuencia de ocurrencia, a partir de la siguiente fórmula:

$$F = \frac{m}{n + 1} \quad (\text{Fórmula 2.6})$$

Donde:

F = Frecuencia.

n = Número total de datos.

m = Orden de magnitud.

- iii) Ploteo de los datos en el papel correspondiente (Gumbel) de los valores de Frecuencia contra las intensidades de precipitación.
- iv) Ajuste de una línea recta a los puntos ploteados.

Los datos y las correspondientes curvas obtenidas con el proceso descrito anteriormente se presentan en el Cuadro 2.0 y el gráfico No. 1, respectivamente.

CUADRO 2.8 DATOS DE INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN ORDEN CRECIENTE EN mm/min PARA DIFERENTES PERIODOS DE LA ESTACION COJUTEPEQUE<sup>6</sup>

n	PERIODO (MINUTOS)									FREC
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	
1	1.90	1.65	1.44	1.26	1.02	0.72	0.59	0.40	0.24	7.14
2	2.02	1.77	1.46	1.31	1.09	0.78	0.63	0.46	0.31	14.29
3	2.10	1.91	1.52	1.32	1.11	0.78	0.66	0.50	0.35	21.43
4	2.30	1.92	1.52	1.41	1.12	0.85	0.69	0.50	0.38	28.57
5	2.40	2.02	1.74	1.51	1.16	0.88	0.70	0.51	0.38	35.71
6	2.50	2.05	1.77	1.54	1.18	0.88	0.72	0.53	0.38	42.86
7	2.68	2.32	1.95	1.54	1.19	0.89	0.72	0.55	0.43	50.00
8	2.70	2.37	1.97	1.61	1.23	0.89	0.74	0.59	0.44	57.14
9	2.86	2.40	2.00	1.65	1.24	0.94	0.79	0.59	0.47	64.29
10	3.10	2.43	2.01	1.68	1.40	0.96	0.80	0.61	0.49	71.43
11	3.42	2.55	2.04	1.83	1.46	1.12	0.81	0.68	0.56	78.57
12	3.86	2.58	2.06	1.84	1.47	1.24	0.98	0.71	0.59	85.71
13	4.00	3.00	2.26	2.10	1.73	1.34	1.04	0.81	0.62	92.86

<sup>6</sup>Periodo de Registro de datos : 1970 - 1982.

A partir del gráfico No. 1 y considerando los períodos de retorno para 5, 15 y 25 años se obtuvo los resultados para elaborar los gráficos de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

El período de Retorno corresponde al número promedio de años en que una precipitación dada será igualada o excedida.

A continuación se presenta los cuadros con los datos usados para elaborar las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia: así como las curvas mismas.

Cuadros conteniendo los datos para la elaboración de los gráficos Nos. 2, 3 y 4.

Para gráfico No. 2

T(min)	I(mm/min)
5	3.41
10	2.60
15	2.12
20	1.84
30	1.41
45	1.12
60	0.87
90	0.69
120	0.54

Para gráfico No. 3

T(min)	I(mm/min)
5	4.12
10	3.01
15	2.42
20	2.10
30	1.58
45	1.32
60	1.00
90	0.81
120	0.66

Para gráfico No. 4

T(min)	I(mm/min)
5	4.56
10	3.27
15	2.62
20	2.27
30	1.68
45	1.42
60	1.08
90	0.90
120	0.73

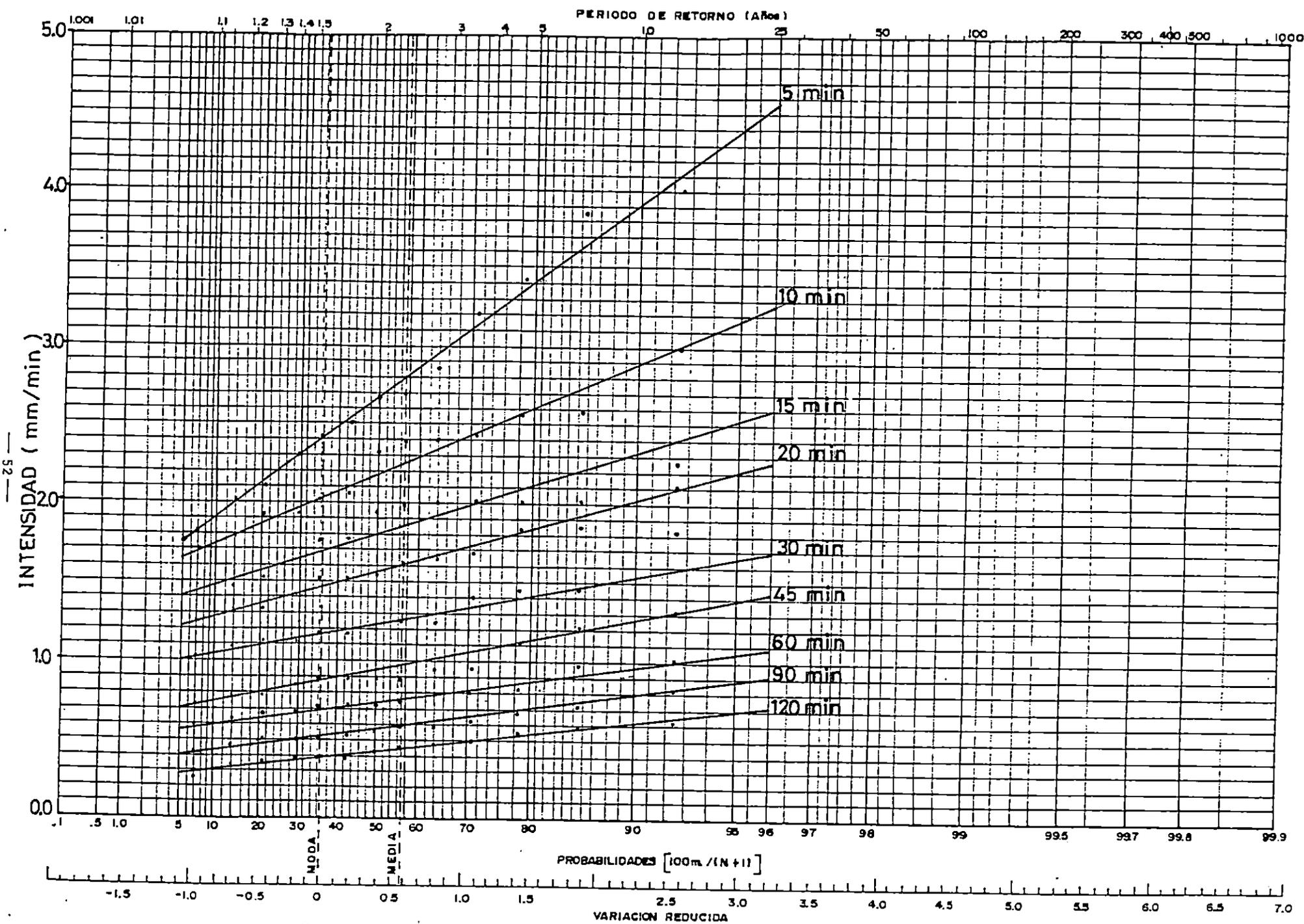


GRAFICO No.1 GRAFICA DE PROBABILIDADES

PAPEL PROBABILISTICO DE GUMBEL

DIETZGEN CORPORATION  
MADE IN U.S.A.

NO. 340-L33 DIETZGEN GRAPH PAPER  
LOGARITHMIC  
3 CYCLES X 3 CYCLES

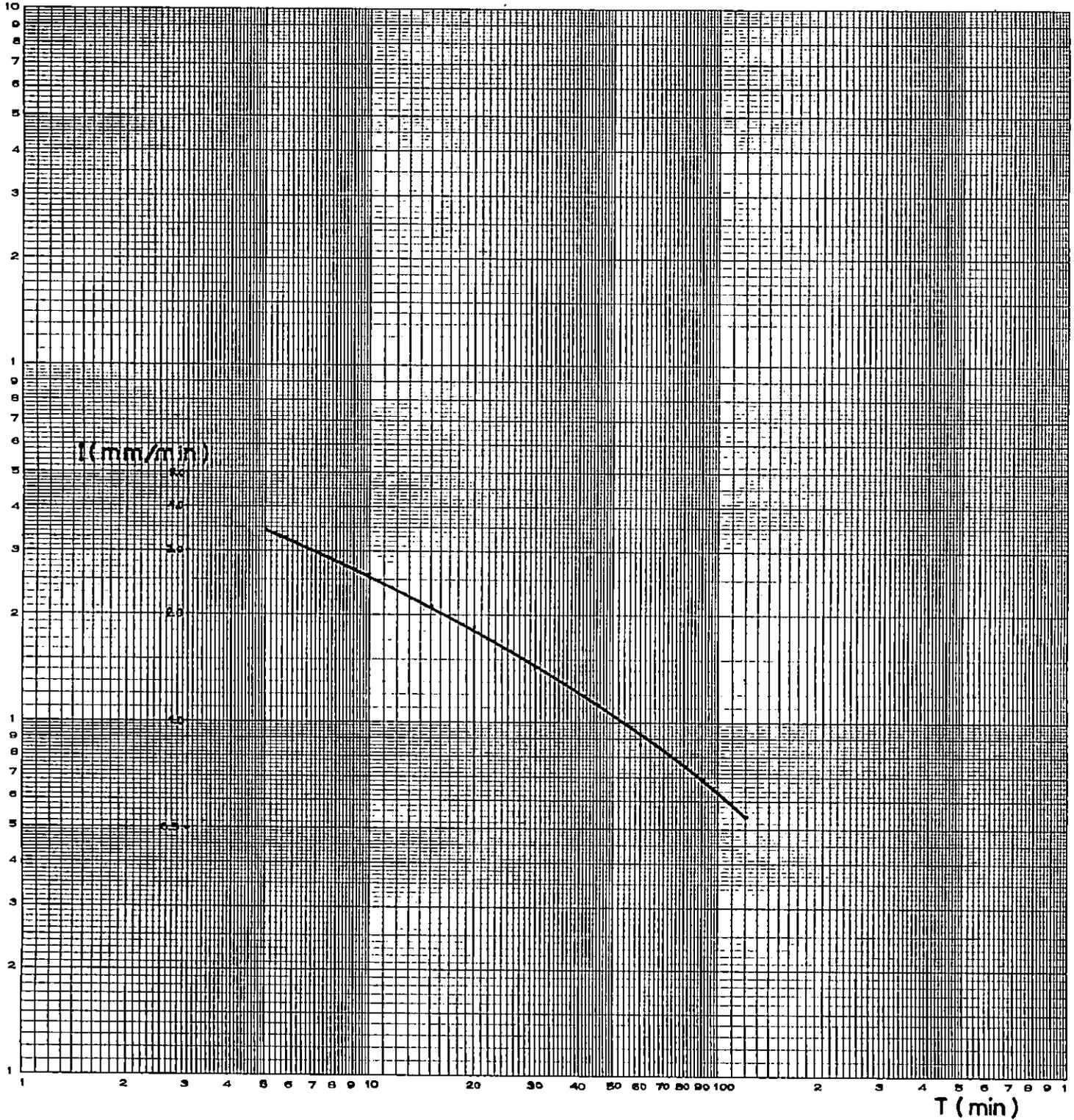


GRAFICO No.2 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA.

DIETZGEN CORPORATION  
MADE IN U.S.A.

NO. 340-L33 DIETZGEN GRAPH PAPER  
LOGARITHMIC  
3 CYCLES X 3 CYCLES

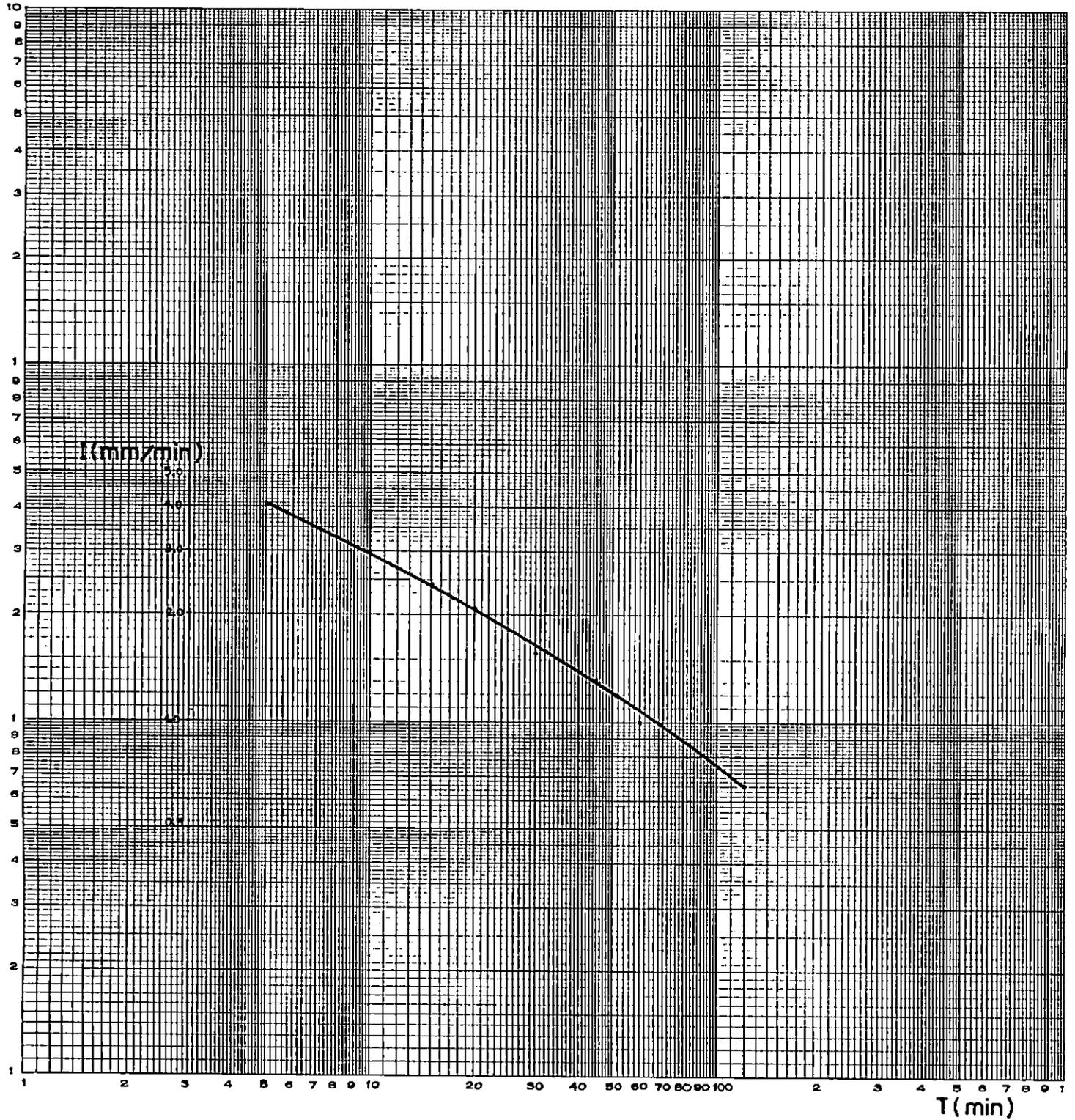


GRAFICO No. 3 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA.

DIETZGEN CORPORATION  
MADE IN U.S.A.

NO. 340-L39 DIETZGEN GRAPH PAPER  
LOGARITHMIC  
3 CYCLES X 3 CYCLES

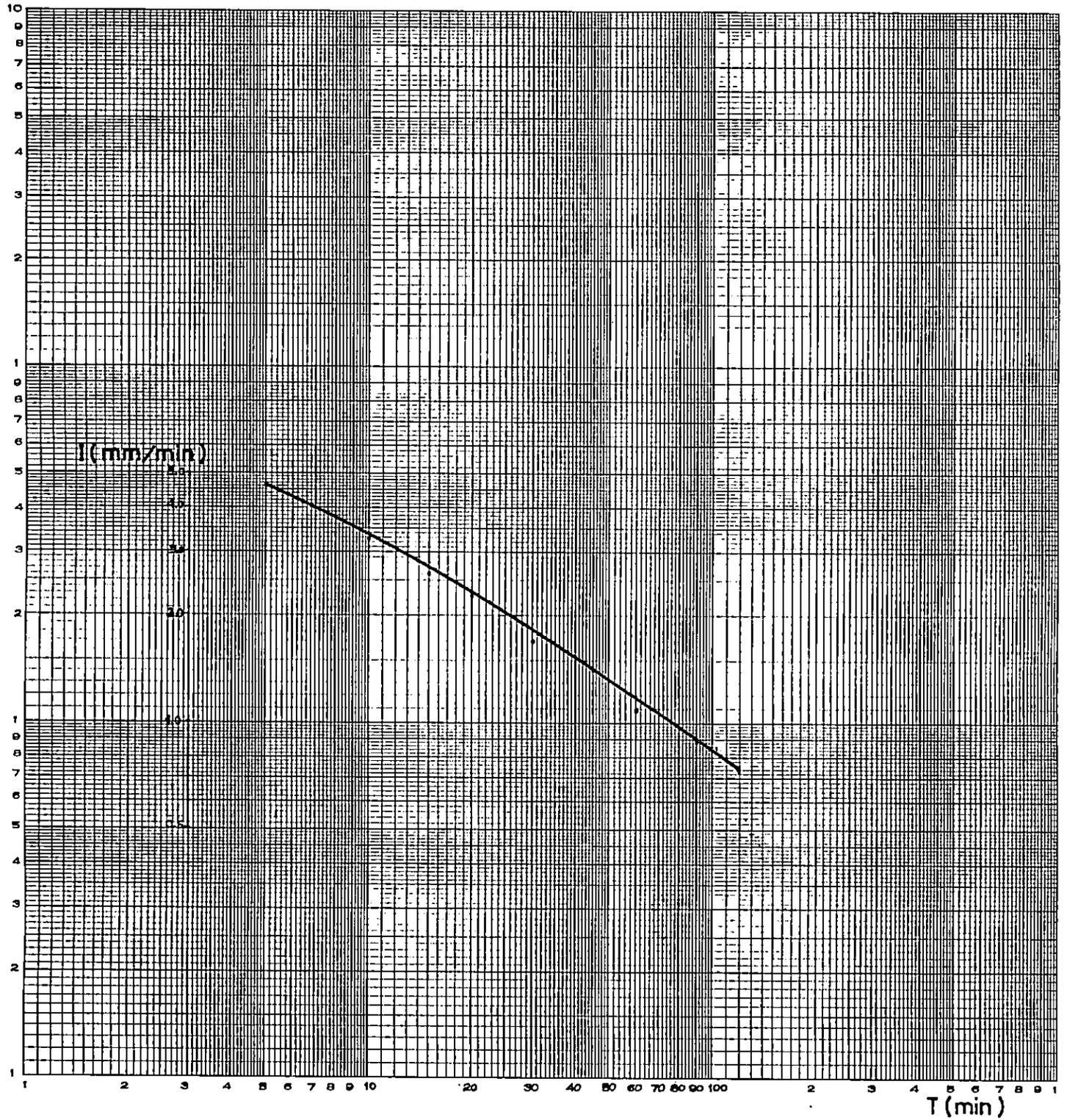


GRAFICO No.4 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA.

### 3.1 INTRODUCCION

El presente capítulo comprende el análisis y la evaluación de cada uno de los colectores existentes en el actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque.

El análisis incluye desde la determinación de las áreas de influencia de cada colector hasta llegar a la determinación de la capacidad hidráulica de las tuberías existentes, para lo cual se entenderá que una tubería de cemento posee capacidad hidráulica teórica cuando ésta trabaja como máximo a un 80% de su capacidad en condiciones totalmente llena, por lo que se determinará el porcentaje al que la tubería existente trabaja con las condiciones actuales, relacionando el caudal calculado por medio de la aplicación del Método Racional y el caudal que la tubería existente es capaz de transportar en condiciones totalmente llena calculado por medio del Nomograma para el cálculo de drenajes circulares trabajando llenos (figura 3.1), considerando que la tubería esta nueva con un valor para el coeficiente de rugosidad de Manning de  $n = 0.015$ .

Se utilizarán las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia para períodos de retorno de 5, 15 y 25 años, para colectores terciarios, secundarios y primarios respectivamente.

Además se incluye los perfiles y plantas de cada uno de los colectores estudiados, de acuerdo a la información que se recolectó en la visita de campo que se efectuó en la ciudad, la cual consistió en verificar las alturas de los pozos y diámetros de las tuberías, para trabajar con datos reales y no estar apegados únicamente a la información proporcionada por la Dirección de Urbanismo y Arquitectura.

**CAPITULO III**  
**EVALUACION DEL SISTEMA DE AGUAS**  
**LLUVIAS EXISTENTE**

### 3.2 METODOLOGIA UTILIZADA PARA LA EVALUACION DEL ACTUAL SISTEMA DE DRENAJE DE AGUAS LLUVIAS.

Para llegar a evaluar el sistema, es necesario analizar cada uno de los colectores que lo forman, determinando la capacidad hidráulica de cada uno de los tramos que componen los mismos.

La evaluación comprenderá básicamente la determinación de la capacidad hidráulica de los tramos en las condiciones actuales de construcción. para ello se relacionará el caudal calculado por medio del Método Racional y el caudal de la tubería en condiciones totalmente llena, dando como resultado un porcentaje de trabajo de la tubería. Si el porcentaje de trabajo de la tubería en este estudio es mayor del 80% se considerará con capacidad hidráulica insuficiente.

La metodología utilizada es la siguiente:

- 1 - Recolección de información referente al sistema existente (distribuciones en planta y perfiles del sistema)

Esta información fue proporcionada por el Departamento de Proyectos Viales de la Dirección de Urbanismo y Arquitectura ( DUA ).

2 - Identificación de colectores.

Con la información anterior se procedió a identificar cada uno de los colectores que forman parte del sistema.

3 - Verificación en campo del sistema existente.

Basándose en la información obtenida, se efectuó una inspección de campo para la verificación de la ubicación y dimensiones de las estructuras existentes, tales como : cajas tragantes, pozos de visita, tuberías y descargas. Además se llevaron a cabo observaciones directas para determinar las direcciones del flujo sobre las calles y las condiciones físicas en que se encuentran las estructuras antes mencionadas.

4 - Determinación de las Areas de influencia.

Basándose en las distribuciones en planta para las áreas urbanas, se utilizó el procedimiento descrito en el numeral 2.2.5 literal a) del capítulo II. En cuanto a las áreas no urbanizadas, se determinó por medio de la cuenca trazada en el cuadrante respectivo.

5 - Determinación del Coeficiente de Escorrentía. (c)

Este se determinó en base a porcentajes de áreas construidas, patios y techos (área urbana) dando como resultado el valor de  $c = 0.70$ ; y en base al tipo de suelo, pendiente del terreno y cobertura vegetal para las áreas no urbanizadas.

6 - Determinación del Tiempo de Concentración e Intensidad de lluvia.

El tiempo de concentración se determinó en base al tiempo de entrada y al tiempo de trayecto.

El tiempo de entrada se calculó con la utilización de la fórmula 2.5 para áreas no urbanizadas (pequeñas cuencas). pero este tiempo no deberá ser menor de 5 minutos. ya que con un valor menor que este no es posible determinar exactamente el valor de Intensidad de Lluvia en los gráficos de Intensidad-Duración-Frecuencia; y para las áreas urbanas se establece con un valor empírico de inicio de 5 minutos. Con el valor del tiempo de concentración y utilizando los gráficos Nos. 3, 4 y 5 se determina el valor de la intensidad de lluvia (I).

7 - Determinación del Caudal.

Utilizando la fórmula 2.1 con los datos determinados anteriormente se procede al cálculo del caudal que llega al tramo en estudio.

8 - Determinación de la capacidad hidráulica a que trabaja la tubería.

Con los elementos hidráulicos existentes de diámetro y pendiente, se lee en la figura 3.1 el valor del caudal que transporta la tubería en condiciones totalmente llena.

Al dividir el valor del caudal que llega al tramo en estu-

dio entre el valor del caudal que transporta la tubería en condiciones totalmente llena se obtiene la relación de caudales que al multiplicarla por 100 dá como resultado el porcentaje al que la tubería esta trabajando durante su funcionamiento, el cual será como máximo de 80%. Una tubería que trabaje a más del 80% posee capacidad hidráulica teórica, pero para los fines del presente estudio, se considera que no la posee debido a que la tubería de concreto o cemento estará expuesta a incremento de caudales provocados por infiltraciones provenientes de diferentes fuentes.

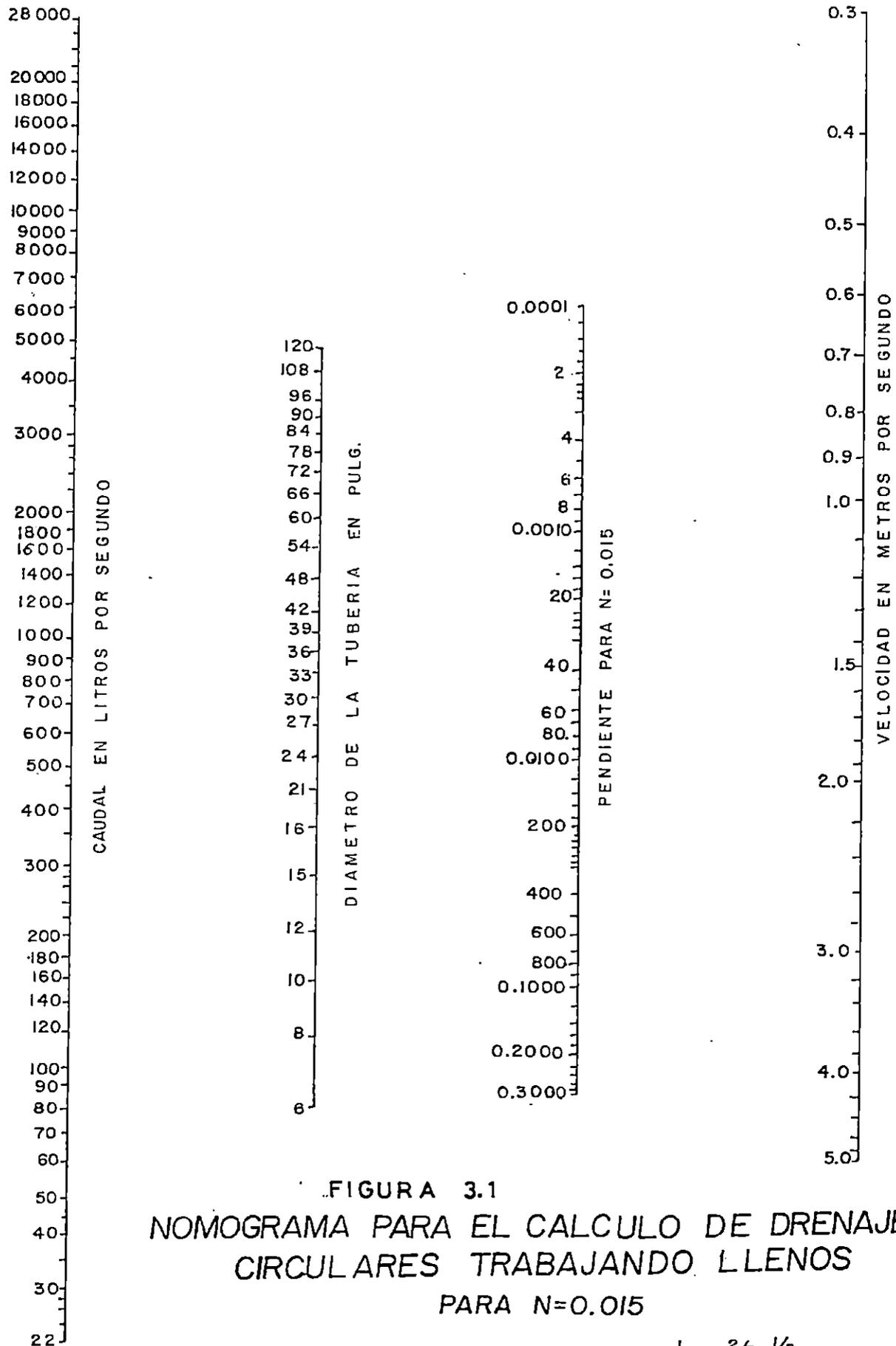


FIGURA 3.1  
 NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE DRENAJES  
 CIRCULARES TRABAJANDO LLENOS  
 PARA N=0.015

MANNING  $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

3.3 DESCRIPCION TECNICA DE COLECTORES EXISTENTES.  
ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTORES EXISTENTES.  
CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES.  
DISTRIBUCION EN PLANTA Y PERFILES DE COLECTORES  
EXISTENTES.

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C1

Ubicado en la 8ª C.P. desde la intersección con la 3ª Av. Sur, en el pozo P1 hasta la intersección con la 6ª Av. Sur en el pozo P8 la dirección del tramo es de Poniente a Oriente, y en la 6ª Av. Sur desde el pozo P8 hasta el pozo P14 en la intersección de esta Av. con la Calle Cupanaste. Esta orientado de Sur a Norte.

Los diámetros de las tuberías del colector son 18", 24" y 30"; el número de pozos es de 14 las pendientes en el colector son de: 2.60 . 1.50 y 1.90 %.

Las condiciones físicas de los pozos y las tuberías son buenas, con excepción de algunas cajas tragantes que se encuentran obstruidas por basura.

Además, en algunos casos las caídas entre tubería de llegada y pozo de visita presentan alturas considerables lo cual ha provocado el deterioro del fondo de algunos pozos.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C1

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 2372 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario).

se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 2372/60

$$(Qp) = 94.09 \text{ lts/seg}$$

Caudal acumulado (Qa) = 94.09 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 5.00% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 650 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (94.09/650)x100%

$$= 14\% < 80\% \quad \implies \quad \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P2 - P3

Area de la cuenca (A) = 527 90 m<sup>2</sup>

Longitud del cauce más largo (Lc) = 450 m

Coefficiente de escorrentía = 0.25 (vegetación ligera. pastos y pendiente media. terreno permeable. Ver cuadro 2.4)

Elevación promedio (Hm) = 878.936 m

Tiempo de concentración: Utilizando la fórmula 2.5

$$T_c = \frac{\sqrt[4]{A + 1.5 L_c}}{0.8 \sqrt{H_m}} = \frac{\sqrt[4]{0.053 + 1.5 \times 0.45}}{0.8 \sqrt{878.936}}$$

$$= 0.07 \text{ hrs} \times 60 \text{ min/hr} = 4.04 \text{ min}$$

⇒ se utilizará el valor de Tc = 5 min

Con Tc = 5 min y de gráfico No.2, se tiene: I = 3.4 mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.25 \times 3.40 \times 52790/60 = 747.86 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 747.86 + 94.09 = 841.95 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con S = 2.60% y Ø = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (841.95/850) \times 100\%$$

$$= 99\% > 80\% \implies \text{SIN CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 534.75 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 534.75/60 = 19.96 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 19.96 + 841.95 = 861.91 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ii} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ii}) \times 100\% = (861.91/850) \times 100\% = 101\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

$$A = 16149 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 16149/60 = 697.10 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 697.10 + 861.91 = 1559.01 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1559.01/850) \times 100\% = 183\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 2868.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 2868.50/60 = 123.82 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 123.82 + 1559.01 = 1682.83 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.90\%$  y  $\emptyset = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1350 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1682.83/1350) \times 100\% = 125\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P6 - P7

Este tramo no tiene área de influencia. el caudal acumulado es el mismo que en el anterior.

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.00\%$  y  $\emptyset = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1375 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1682.83/1375) \times 100\% = 122\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P8

$$A = 23921 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 23921/60 = 976.77 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 976.77 + 1682.83 = 2659.60 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.90\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ii} = 1350 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{ii}) \times 100\% = (2659.60/1350) \times 100\% = 197\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P8 - P9

$$A = 1720 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3. se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 1720/60 = 66.22 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 66.22 + 2659.60 = 2725.82 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.50\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1225 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (2725.82/1225) \times 100\% = 222\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P9 - P10

Este tramo no tiene área de influencia. los caudales son iguales que en el anterior  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P10 - P11

$$A = 2871 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 2871/60 = 105.51 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 105.51 + 2725.82 = 2831.33 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.50\%$  y  $\emptyset = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ii} = 1225 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{ii}) \times 100\% = (2831.33/1225) \times 100\% = 231\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del  
100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

### TRAMO P11 - P12

$$A = 10477 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min}$$

Con  $T_c = 11 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 10477/60 = 366.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 366.70 + 2831.33 = 3198.03 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.50\%$  y  $\emptyset = 36"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ij} = 2000 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{ij}) \times 100\% = (3198.03/2000) \times 100\% = 160\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

### TRAMO P12 - P13

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son iguales que en el anterior  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P13 - P14

Este tramo no tiene área de influencia, el caudal acumulado es igual al anterior.

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.00\%$  y  $\emptyset = 42''$ . se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ii} = 2500 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{ii}) \times 100\% = (3198.03/2500) \times 100\% = 128\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P14 - DESCARGA

$$A = 5208 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 + 1 = 12 \text{ min}$$

Con  $T_c = 12 \text{ min}$  y de gráfico No. 4 (para colector Primario);  
se tiene:  $I = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 5208/60 = 182.28 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 182.28 + 3198.03 = 3380.31 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal del Colector C8} = 1763.31 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal del Colector C9} = 4568.38 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal total} = 9712.00 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con  $S = 0.70\%$  y  $\varnothing = 60"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

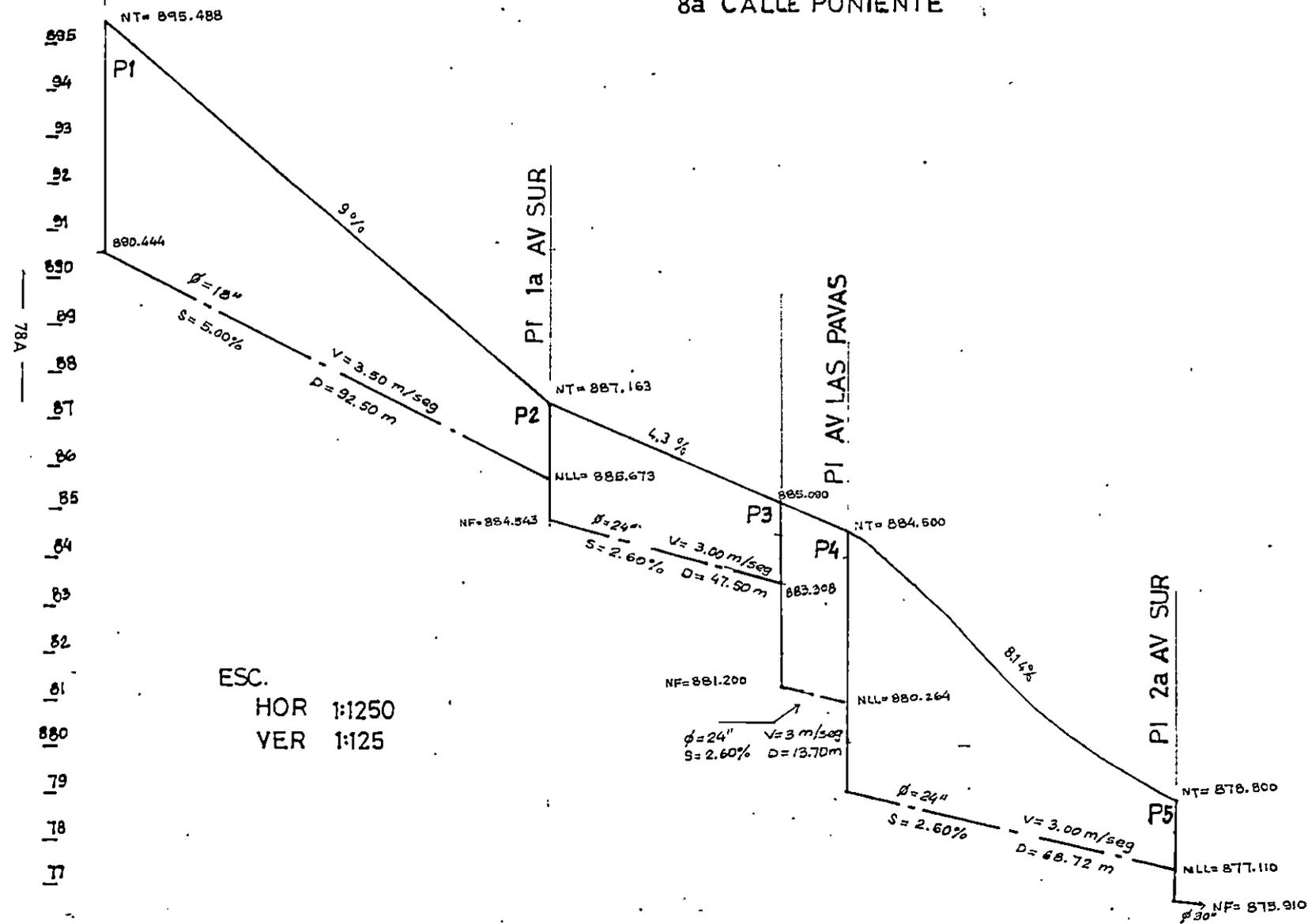
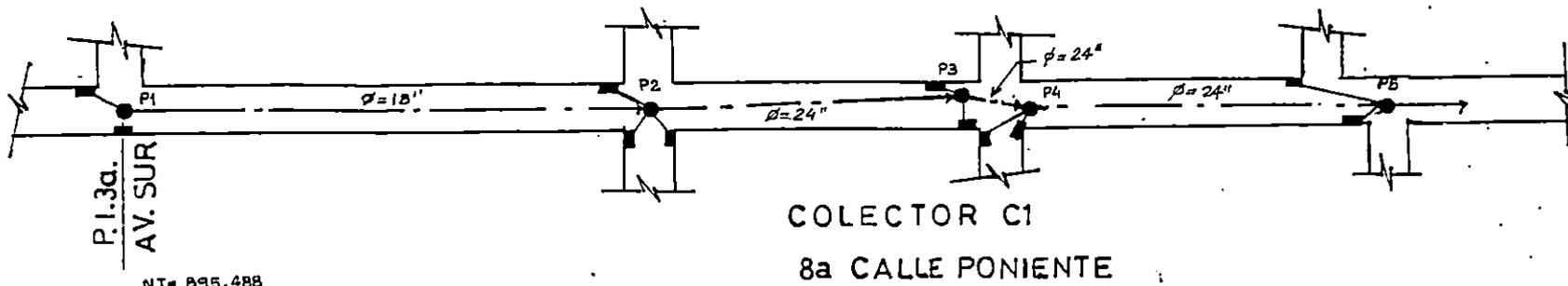
$$Q_{11} = 5800 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego : } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (9712.03/5800) \times 100\% = 167\%$$

entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del  
100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

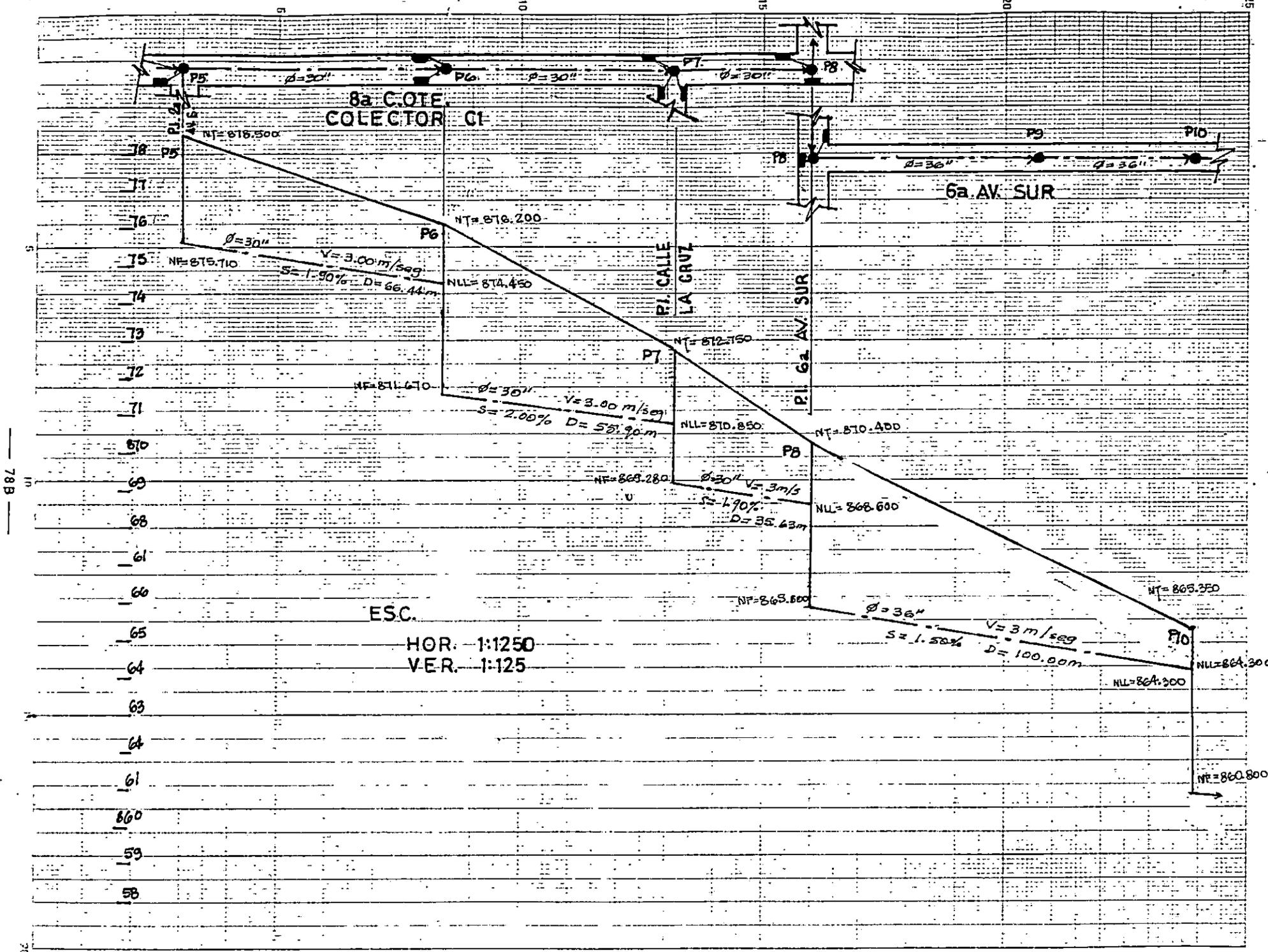
**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

COLLECTOR		UBICACION: 8 <sup>a</sup> C. PIREOTE Y 6 <sup>a</sup> AV. SUR										
CI	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.occu	v	β	señal	Q.llevo	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Mídruiles
TRAMO	m <sup>2</sup>	metros	min	m/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	°	pulg	lts/seg	°	SI - NO
P1 - P2	2372.00	5	5	3.40	94.09	94.09	3.50	5.00	18	650	14	SI
P2 - P3	52790.00	5	5	3.40	747.86	841.95	3.00	2.60	24	850	100	NO
P3 - P4	534.75	5	6	3.20	19.96	861.91	3.00	2.60	24	850	100	NO
P4 - P5	16149.00	15	7	3.70	697.10	1359.01	3.00	2.60	24	850	100	NO
P5 - P6	2868.50	15	7	3.70	123.82	1682.83	3.00	1.90	30	1350	100	NO
P6 - P7	0.00	-	-	-	-	1682.83	3.00	2.00	30	1375	100	NO
P7 - P8	23921.00	15	8	3.50	976.77	2659.60	3.00	1.90	30	1350	100	NO
P8 - P9	1720.00	15	9	3.30	66.22	2725.82	3.00	1.50	30	1225	100	NO
P9 - P10	0.00	-	-	-	-	2725.82	3.00	1.50	30	1225	100	NO
P10 - P11	2671.00	15	10	3.15	105.51	2831.33	3.00	1.50	30	1225	100	NO
P11 - P12	10477.00	15	11	3.50	366.70	3198.03	3.00	1.50	36	2000	100	NO
P12 - P13	0.00	-	-	-	-	3198.03	3.00	1.50	36	2000	100	NO
P13 - P14	0.00	-	-	-	-	3198.03	3.00	1.00	42	2500	100	NO
P4 - Descr	5208.00	25	12	3.00	182.28	3380.31						
C8					1763.31	5143.62						
C9					4571.51	9715.13	3.00	0.70	60	5800	100	NO

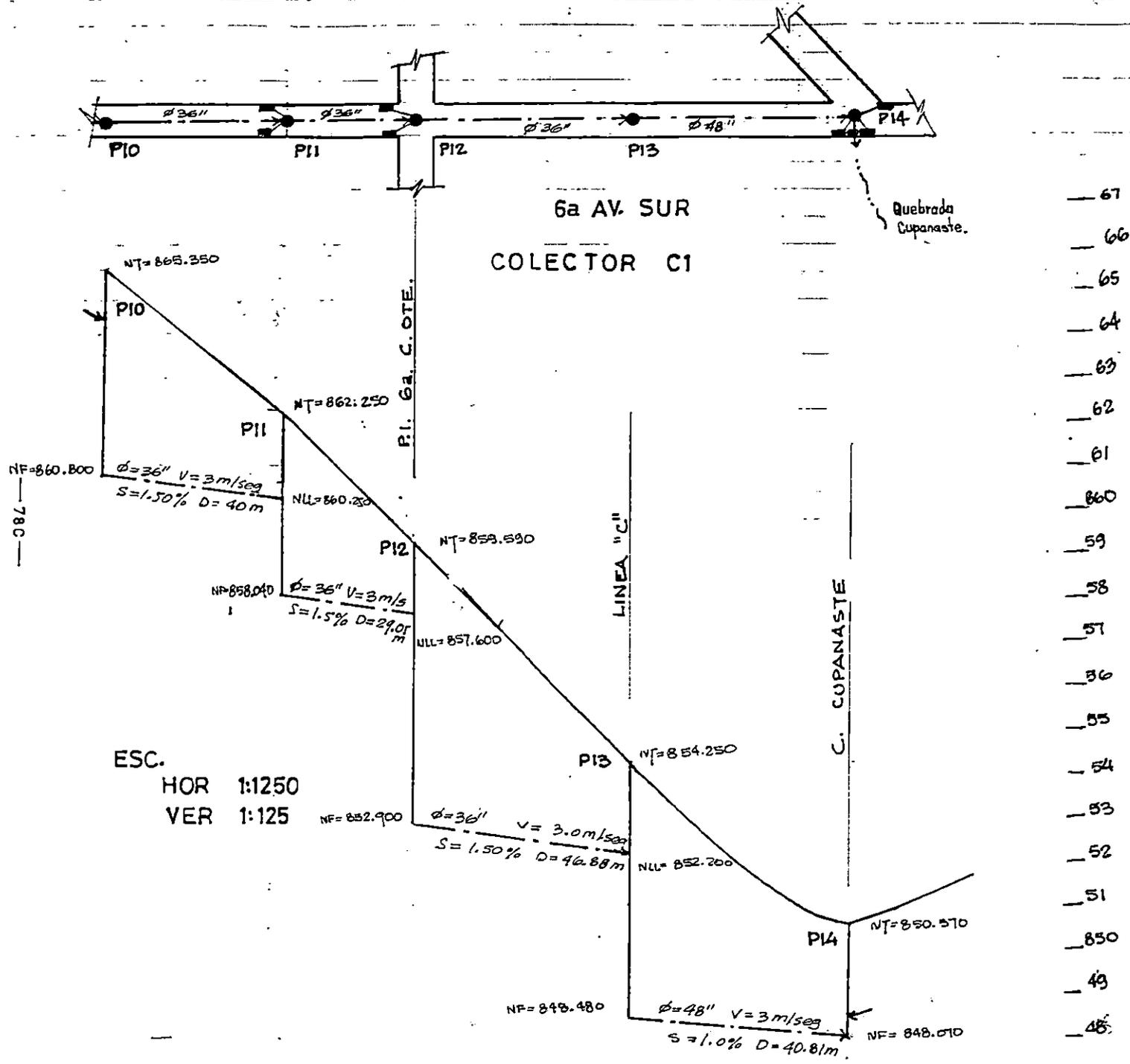


ESC.  
HOR 1:1250  
VER 1:125

78A



78B



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C2

Esta ubicado en 10<sup>a</sup> Calle Oriente o Calle La Ronda, desde la 2<sup>a</sup> Avenida Sur en el pozo P1 hasta la Calle a San Ramón, la dirección es de Poniente a Oriente. Los diámetros son de 18 y 24 pulgadas.

El número de pozos es de ocho, las pendientes de las tuberías son de 3 y 4 % lo que indica que están bajo las normas vigentes del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.

Las condiciones físicas presentadas por este colector son:

Las tuberías están buenas

Los pozos que se encuentran en funcionamiento presentan deterioro en el fondo, lo cual es provocado por las caídas de la tubería de llegada que son altas ( > 2.00 mts. )

Algunas cajas tragantes se encuentran obstruídas por basura y tierra.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C2

Los tramos P1 - P2, P2 - P3 Y P3 - P4 se encuentran sub-utilizados, tienen pendientes de 4% , diámetro 18" y no poseen cajas tragantes los pozos de estos tramos.

### TRAMO P4 - P5

Area de influencia (A) = 2840 m<sup>2</sup>

Tiempo de concentración (Tc) = 5 min

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Calculo parcial (Qp) = CIA/ 60 = 0.70 x 3.40 x 2840/60

(Qp) = 112.98 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 112.98 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la figura.3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 600 lts/seg

luego : (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (112.98/600)x100%

= 19% < 80% ==> CON CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 1116 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 1116/60 = 41.66 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 41.66 + 112.98 = 154.64 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 4.00\%$  y  $\emptyset = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 600 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (154.64/600) \times 100\%$$

$$= 26\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P6 - P7

$$A = 2059 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.70 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 2059/60 = 88.88 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 88.88 + 154.64 = 243.52 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (243.52/900) \times 100\%$$

$$= 27\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P7 - P8

$$A = 736 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 736/60 = 30.05 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 30.05 + 243.52 = 273.57 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (273.57/900) \times 100\%$$

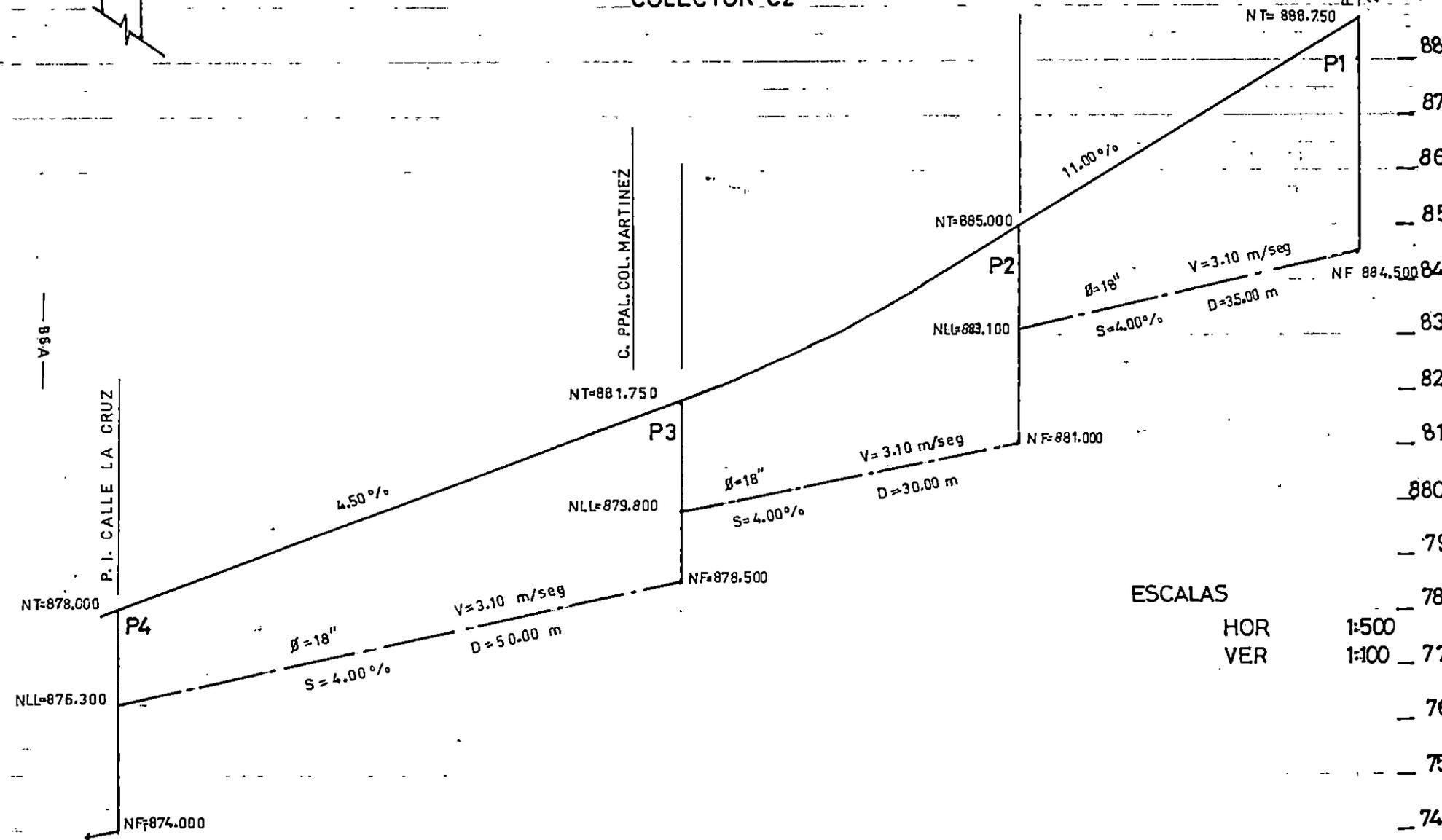
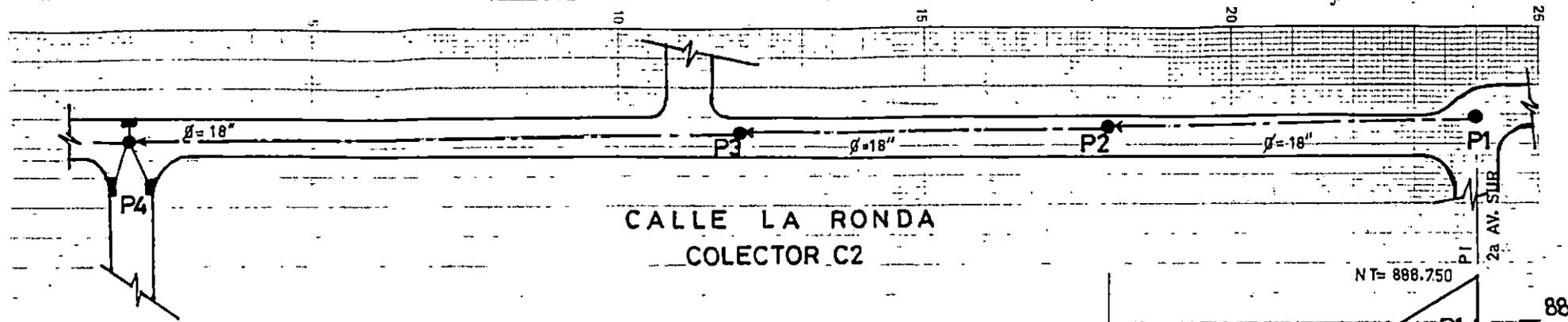
$$= 30\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

En el pozo P8, o sea el último, para luego descargar el caudal a la quebrada no posee cajas tragantes por lo tanto todo el caudal generado por el área de influencia del costado Norte de este último tramo sobre la Calle La Ronda, es descargado a una caja que no se conecta con este último pozo, sino que a otra caja que forma parte del colector C3, es de hacer notar que las cajas antes mencionadas son de concreto.

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

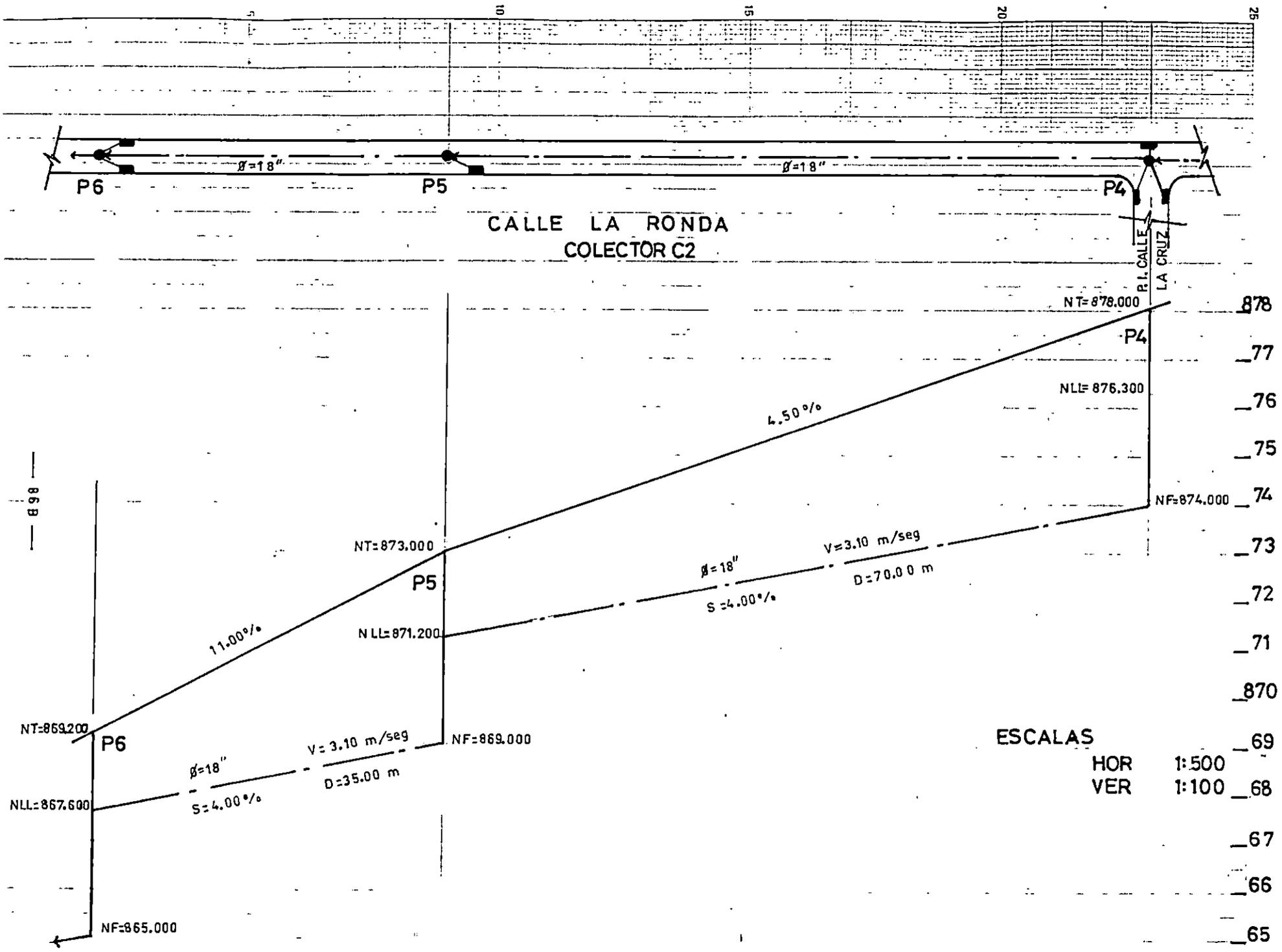
**COLECTOR C2**      **UBICACION: 10<sup>a</sup> C. OTE-PIE o CALLE LA RONDA.**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	diámetro	Q.lleno	Capac. Hidrom. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidráulica
	m <sup>2</sup>	mhos	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	mt/seg	ft	pulg	lts/seg	ft	SI -NO
P1 - P2	1200.00	-	-	-	0.00	0.00	3.10	4.00	18	600	0	SI
P2 - P3	0.00	-	-	-	0.00	0.00	3.10	4.00	18	600	0	SI
P3 - P4	0.00	-	-	-	0.00	0.00	3.10	4.00	18	600	0	SI
P4 - P5	2840.00	5	5	3.40	112.98	112.98	3.10	4.00	18	600	19	SI
P5 - P6	1116.00	5	6	3.20	41.66	154.64	3.10	4.00	18	600	26	SI
P6 - P7	2059.00	15	7	3.70	88.88	243.52	3.10	3.00	24	900	27	SI
P7 - P8	736.00	15	8	3.50	30.05	273.57	3.10	3.00	24	900	30	SI
P8 - Descarga	0.00	-	-	-	0.00	273.57	3.10	3.00	24	900	30	SI



**ESCALAS**

HOR	1:500
VER	1:100



P6

P5

P4

NT=878.000

P4

NLL=876.300

4.50%

$\phi=18''$

V=3.10 m/seg

D=70.00 m

S=4.00%

NT=873.000

P5

NLL=871.200

11.00%

NT=869.200

P6

NLL=867.600

$\phi=18''$

V=3.10 m/seg

D=35.00 m

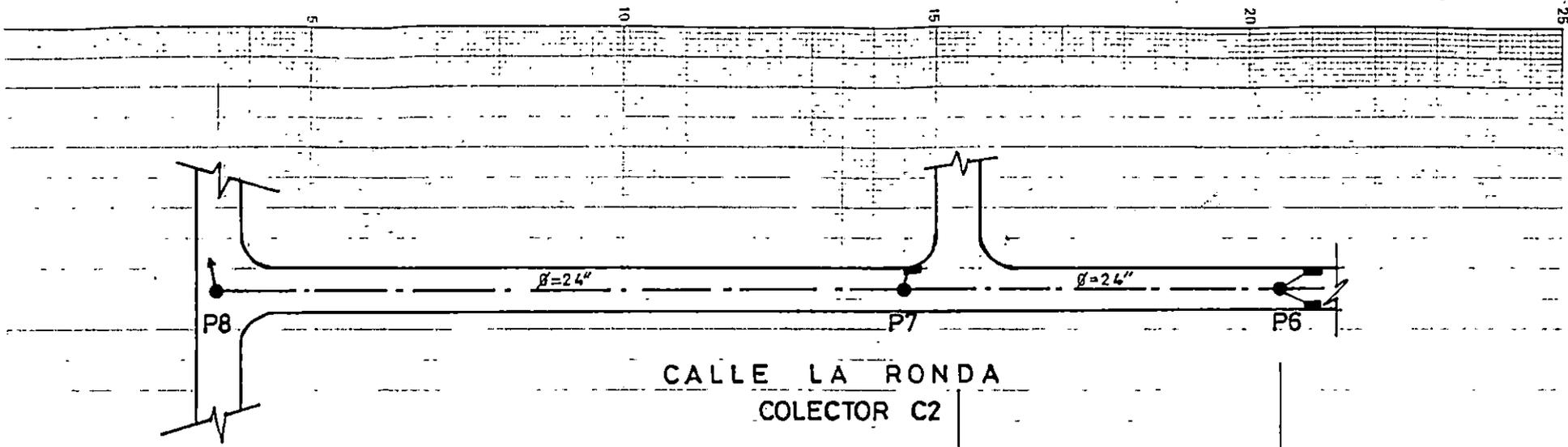
S=4.00%

NF=869.000

NF=865.000

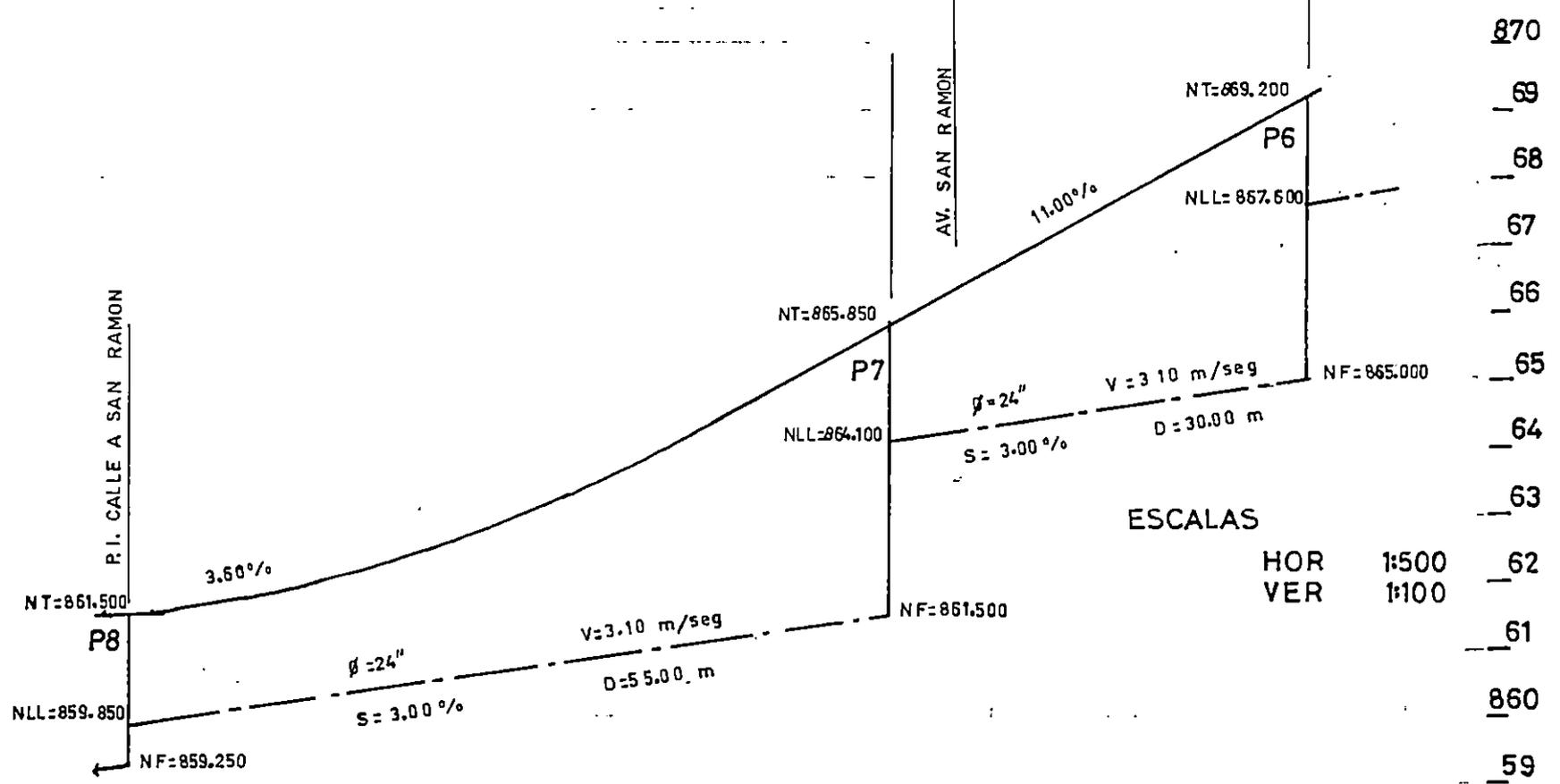
8.68

878  
\_77  
\_76  
\_75  
\_74  
\_73  
\_72  
\_71  
\_870  
\_69  
\_68  
\_67  
\_66  
\_65



CALLE LA RONDA  
COLECTOR C2

— 86 C —



### DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C3

Este colector tiene su inicio en el final de la Av. Las Pavas, justo a la entrada de la calle que dá acceso al Cerro de las Pavas. Posee cuatro pozos de visita su orientación es de Sur a Norte.

Los diámetros de las tuberías son de 18", 24", 36" y 42", conpendientes del 2%.

Aguas abajo se encuentra un tramo de tubería de diámetro 24" que pasa por debajo de la Colonia Martínez, que descarga a una caja de concreto ubicada a un extremo de la calle que conduce a San Ramón.

## ANÁLISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C3

### TRAMO P1 - P2

Area de la cuenca (A) = 26937 m<sup>2</sup>

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.25 (vegetación ligera, pastos y pendiente media y terreno permeable; Ver cuadro 2.4)

Longitud del cauce más largo (Lc) = 350 m

Elevación promedio (Hm) = 950 m

Tiempo de concentración: Utilizando la fórmula 2.5

$$T_c = \frac{\sqrt[4]{A + 1.5 L_c}}{0.8 \sqrt{H_m}} = \frac{\sqrt[4]{0.0269 + 1.5 \times 0.45}}{0.8 \sqrt{950}}$$

$$= 0.05 \text{ hrs} \times 60 \text{ min/hrs} = 2.87 \text{ min}$$

⇒ se utilizará el valor de Tc = 5 min

Con Tc = 5 min y de gráfico No.2 (para colector terciario), se tiene: I = 3.4 mm/min

Cálculo del caudal:

$$\text{Caudal parcial (Qp)} = CIA/60 = 0.25 \times 3.40 \times 26937/60$$

$$(Qp) = 381.61 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 381.61 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.50% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de: Q<sub>11</sub> = 550 lts/seg

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (381.61/550) \times 100\%$$

$$= 69\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

### TRAMO P2 - P3

$$A = 2700 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 2700/60 = 107.10 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 107.10 + 381.61 = 488.71 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.80\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (488.71/850) \times 100\%$$

$$= 68\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

### TRAMO P3 - P4

Este tramo no tiene área de influencia, por lo que los caudales son iguales al anterior, la pendiente y el diámetro son los mismos, por lo tanto tiene capacidad hidráulica.

#### TRAMO P4 - SALIDA

En este tramo influye el área de una pequeña cuenca que se encuentra en las faldas del cerro de Las Pavas, se utilizará el mismo procedimiento para determinar el caudal aportado por ésta.

$$A = 60,000 \text{ m}^2$$

$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 2.05$$

$$\text{Longitud del cauce más largo} = 350 \text{ m}$$

$$\text{Elevación promedio} = 920.50 \text{ m}$$

$$\text{Tiempo de concentración} = 0.06\text{hr} \times 60\text{min/hr} = 3.72 \text{ min}$$

$$\text{Se utilizará el valor de } T_c = 5 \text{ min}$$

$$\text{Con } T_c = 5 \text{ min y de gráfico No. 2, se tiene: } i = 3.40 \text{ mm/min}$$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.25 \times 3.40 \times 60,000/60 = 850.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 850.00 + 488.71 = 1338.71 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.00\%$  y  $\varnothing = 42"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 2500 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1338.71/2500) \times 100\%$$

$$= 54\% < 80\% \implies \text{SIN CAPACIDAD}$$

Aguas abajo se encuentra la Colonia Martínez, por donde pasa una quebrada natural, y existe un último tramo de tubería donde ésta pasa por debajo de algunas viviendas construidas con sistema mixto, con un  $\varnothing = 24"$ , por lo tanto se analizará la cuenca de ese sector tomando como punto de interés el inicio de esta tubería.

$$A = 33186 \text{ m}^2$$

$$\text{Coeficiente de escorrentía} = 0.25$$

$$\text{Longitud del cauce más largo} = 300 \text{ m}$$

$$\text{Elevación promedio} = 882.50 \text{ m}$$

$$T_c = 0.05 \text{ hr} \times 60 \text{ min/hr} = 3 \text{ min, se utilizará } T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 + 3 = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 se tiene:

$$I = 2.90 \text{ mm/min}$$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.25 \times 2.90 \times 33186/60 = 401.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 401.00 + 1338.71 = 1739.71 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.80\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1739.71/850) \times 100\% = 204\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

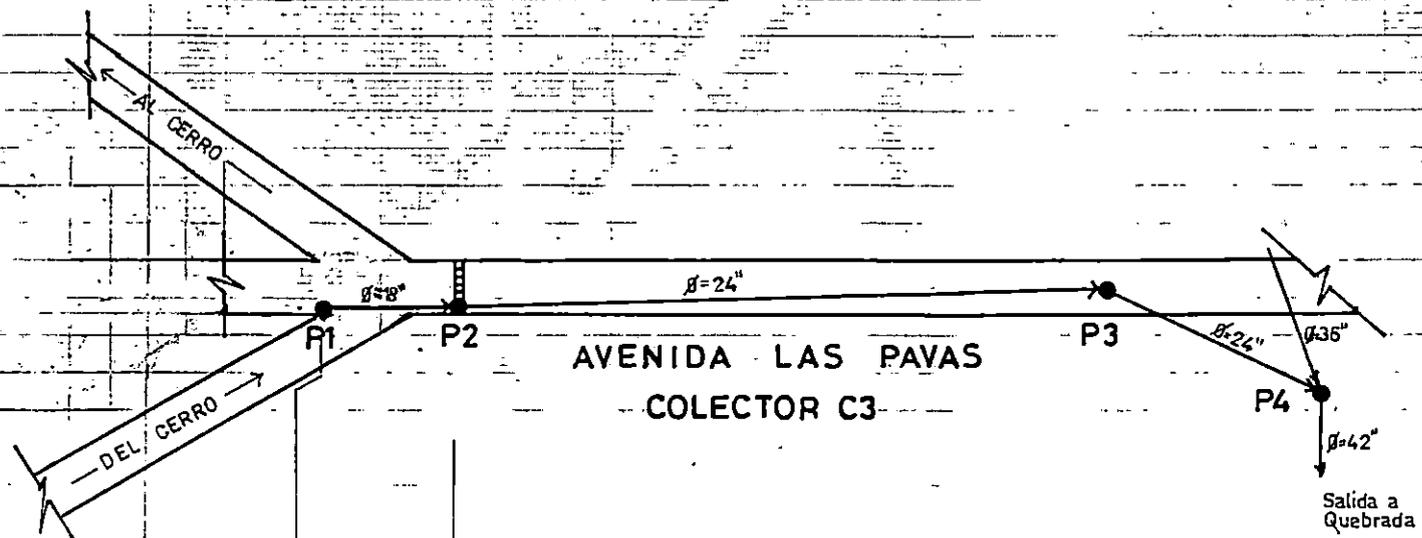
**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

**COLECTOR**

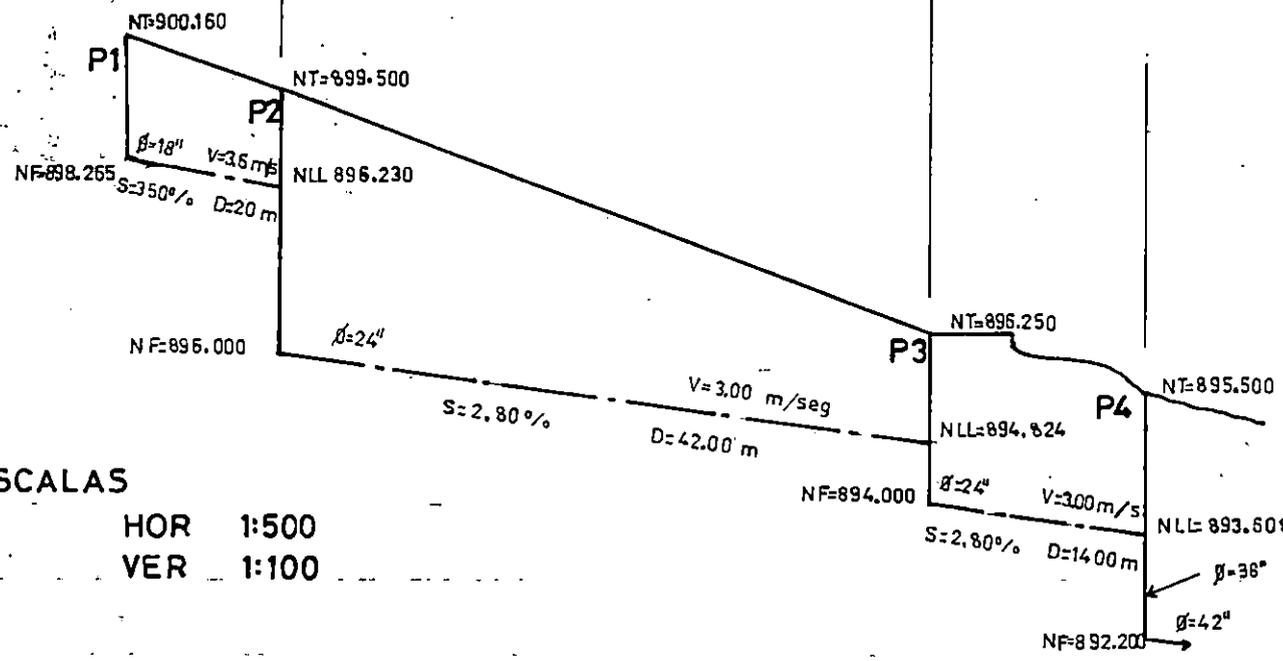
**C3**

**UBICACION: Av. LAS PAVAS - COL. MARTINEZ - CALLE A SAN RAMON**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	sexis	Q.lleno	Capac. Hidrau. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m <sup>2</sup>	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	ft	pulg	lts/seg	ft	SI-NO
P1 - P2	26937.00	5	5	3.40	381.61	381.61	3.00	3.50	18	550	69	SI
P2 - P3	2700.00	5	5	3.40	107.10	488.71	3.00	2.80	24	850	63	SI
P3 - P4	0.00	-	-	-	0.00	488.71	3.00	2.80	24	850	63	SI
P4 - Salid	60000.00	5	5	3.40	888.25	1376.96	2.80	1.00	42	2500	55	SI
Salid-Caja	33186.00	5	8	2.90	401.00	1777.96	3.00	2.80	24	850	100	NO
C2	3306.00	5	9	2.70	232.25	1903.11	3.00	2.80	24	850	100	NO



92 A



**ESCALAS**

HOR 1:500  
 VER 1:100

\_02  
 \_01  
 \_900  
 \_99  
 \_98  
 \_97  
 \_96  
 \_95  
 \_94  
 \_93  
 \_892

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C4

Esta ubicado en la Avenida Rafael Cabrera, desde el pozo P1 en la intersección con la 8ª Calle Oriente hasta el pozo P3 en la intersección con la calle a la Estación de Ferrocarril, luego continúa sobre ésta hasta el pozo P4 que se encuentra en la intersección con la 8ª Avenida Sur para luego seguir hasta la descarga en la quebrada Cupanaste. El número de pozos es de cinco, los diámetros de las tuberías son de 18 y 24 pulgadas. La orientación del colector es de Sur a Norte, luego de Poniente a Oriente y hacia la descarga de Sur a Norte.

Las pendientes son de 2.50 y 3.04%.

En cuanto a las condiciones físicas se detectan problemas de deterioro en el fondo de los pozos y algunas cajas tragantes obstruidas.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C4

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 11510 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2. (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 11510/60

(Qp) = 456.56 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 456.56 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 500 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (456.56/500)x100%

= 91% > 80%      ==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P2 - P3

$$A = 2637 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 2367/60 = 98.45 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 98.45 + 456.56 = 555.01 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\emptyset = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 500 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (555.01/500) \times 100\% = 111\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P3 - P4

$$A = 11170 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 11170/60 = 390.95 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 390.95 + 555.01 = 945.96 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{II} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{II}) \times 100\% = (945.96/850) \times 100\% = 111\%$$

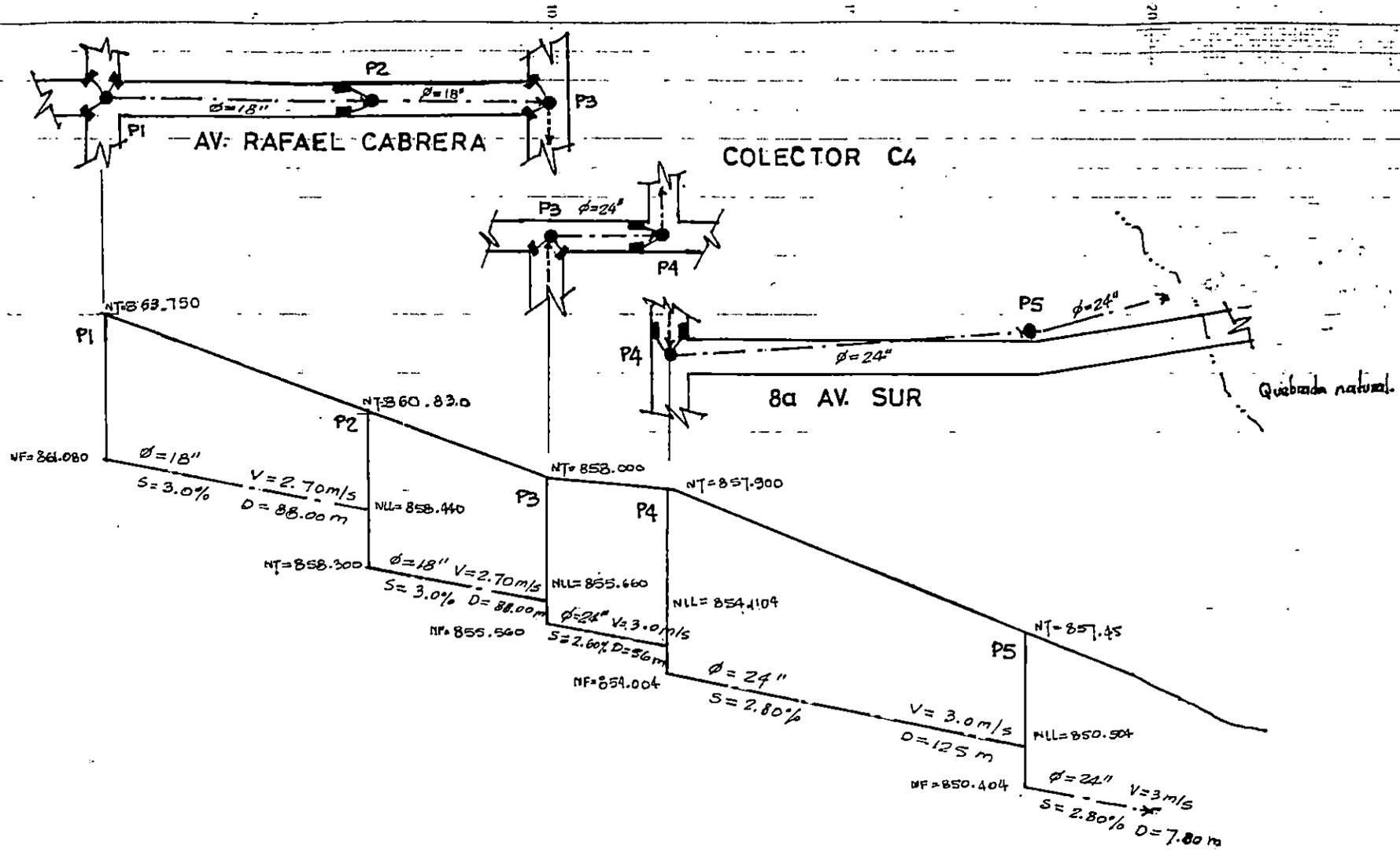
Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - DESCARGA

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son iguales que en el anterior, la pendiente y diámetro se mantienen constantes  $\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

COLECTOR C4				UBICACION: Av. RAFAEL CARRERA y 8ª Av. SUR								
TRAMO	Area m²	Pr años	Tc min	I mm/min	Q.parcia lts/seg	Q.acum lts/seg	v m/seg	S %	Øsis pulg	Q.lleno lts/seg	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub. %	Capacidad Hidramlica SI-NO
P1 - P2	11510.00	5	5	3.40	456.56	456.56	2.70	3.00	18	500	91	NO
P2 - P3	2637.00	5	6	3.20	98.45	555.01	2.70	3.00	18	500	100	NO
P3 - P4	11170.00	5	7	3.05	390.95	945.96	3.00	2.60	24	850	100	NO
P4 - P5	3073.00	5	8	2.80	100.38	1046.34	3.00	2.80	24	850	100	NO
P5 - Desca	0.00	-	-	-	0.00	1046.34	3.00	2.80	24	850	100	NO



85

SIN ESCALA

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C5

Ubicado al final de la 2ª C. Pte. .

Posee tres pozos de visita, su orientación es de Oriente a Poniente.

Es el colector más corto de todos los existentes.

Las condiciones físicas son buenas.

Una caja tragante se encuentra totalmente destruída.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C5

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 2960 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 2960/60

$$(Qp) = 117.41 \text{ lts/seg}$$

Caudal acumulado (Qa) = 117.41 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 2.60% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 450 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (117.41/450)x100%

$$= 26\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P2 - P3

$$A = 5730 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 5730/60 = 213.92 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 213.92 + 117.41 = 331.33 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 450 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (331.33/450) \times 100\%$$

$$= 74\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - DESCARGA

$$A = 1500 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 1500/60 = 53.38 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 53.38 + 331.33 = 384.71 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.70\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 750 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (384.71/750) \times 100\%$$

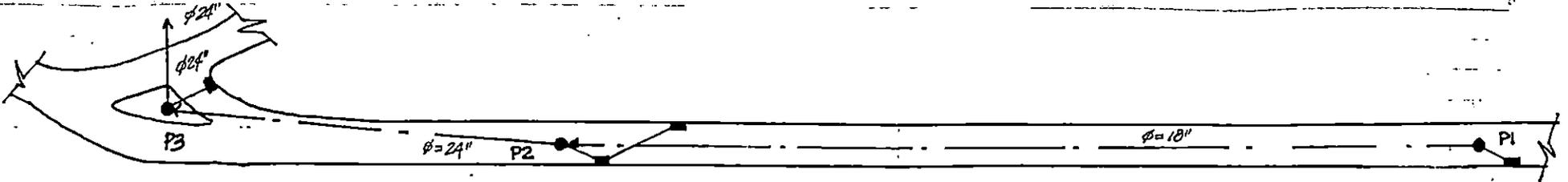
$$= 51\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

**COLECTOR**      **C5**

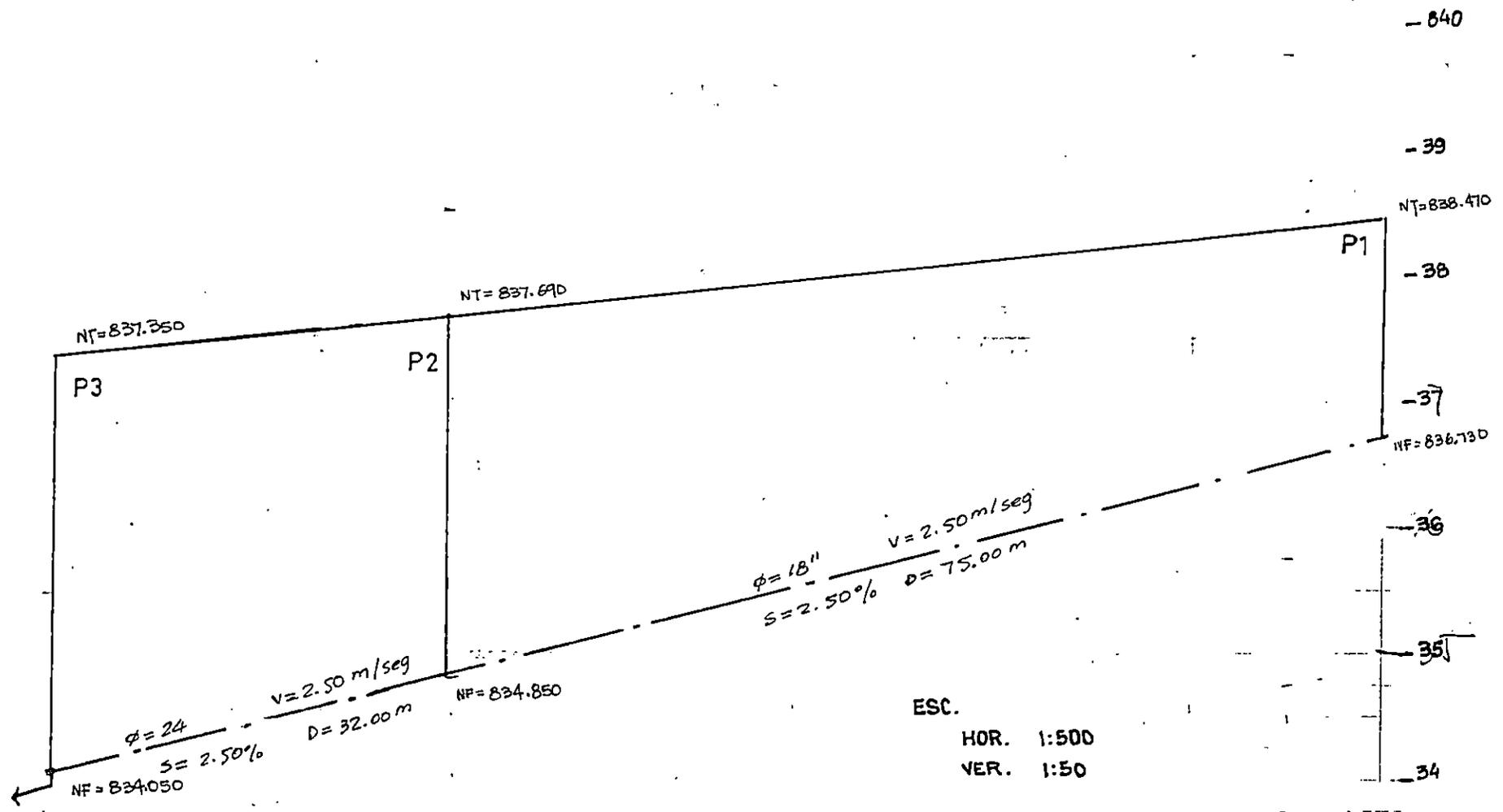
**UBICACION: FINAL 2ª CALLE PONIENTE.**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	pesis	Q.lleno	Capac. Hidran. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m²	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	s	pulg	lts/seg	s	SI-ND
P1 - P2	2960.00	5	5	3.40	117.41	117.41	2.50	2.50	18	450	26	SI
P2 - P3	5730.00	5	6	3.20	213.92	331.33	2.50	2.50	18	450	74	SI
P3 - Desca	1500.00	5	7	3.05	53.38	384.71	2.70	2.70	24	750	51	SI



2a CALLE PONIENTE  
COLECTOR C5

102



ESC.  
 HOR. 1:500  
 VER. 1:50

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C6

Posee dos inicios, ambos sobre la 2ª Av. S.

El primero en la intersección con la 2ª C.O. en el pozo P1 y el 2º en la intersección con la 4ª C.O. en el P2, ambas ramas se unen en el pozo P3, para luego continuar sobre la 4ª C.O. en forma diagonal, ya que así es la calle con respecto a las demás; hasta descargar en el pozo P7. Posteriormente el caudal es transportado por el colector C9.

Los diámetros de las tuberías son de 18" y 24" .

El número de pozos de este colector es de 7, incluyendo la descarga.

Las pendientes en el colector son de 2.5% en el tramo P2-P3. y de 3.0% en los otros tramos.

Las condiciones físicas de las tuberías son buenas, en cuanto a los pozos se observa que se encuentran deteriorados en el fondo.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C6

### TRAMO P1 - P3

Area de Influencia (A) = 2881.93 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 2881.93/60

(Qp) = 114.32 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 114.32 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 500 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (114.32/500)x100%

= 23% < 80%      ==>    CON CAPACIDAD

TRAMO P2 - P3

$$A = 26821 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 4.10 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 4.10 \times 26821/60 = 1282.94 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1282.94 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 18''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 460 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1282.94/460) \times 100\% = 279\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\Rightarrow$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P3 - P4

Este tramo no tiene área de influencia, solamente transporta el caudal de los 2 tramos anteriores.

$$Q_a = 114.32 + 1282.94 = 1397.26 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 500 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1397.26/500) \times 100\% = 279\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

Este tramo no tiene área de influencia, por lo que los caudales son los mismos que en el anterior, la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes

$\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 2516.25 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.70 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 2516.25/60 = 108.62 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 108.62 + 1397.26 = 1505.88 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1505.88/900) \times 100\% = 167\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P6 - P7

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

$\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P8

$$A = 4042.20 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 4042.20/60 = 155.62 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 155.62 + 835.46 = 991.08 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1550 \text{ lts/seg}$$

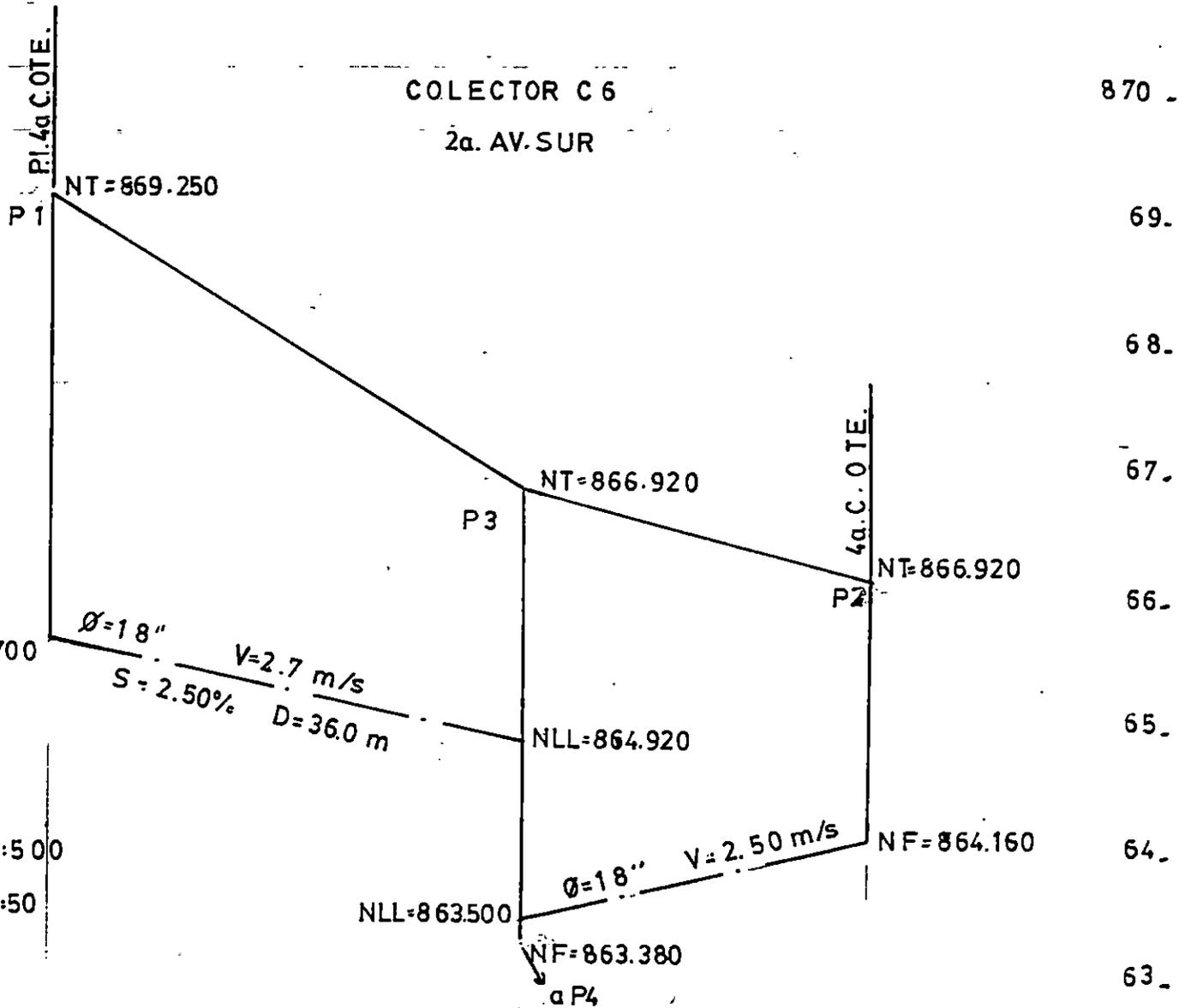
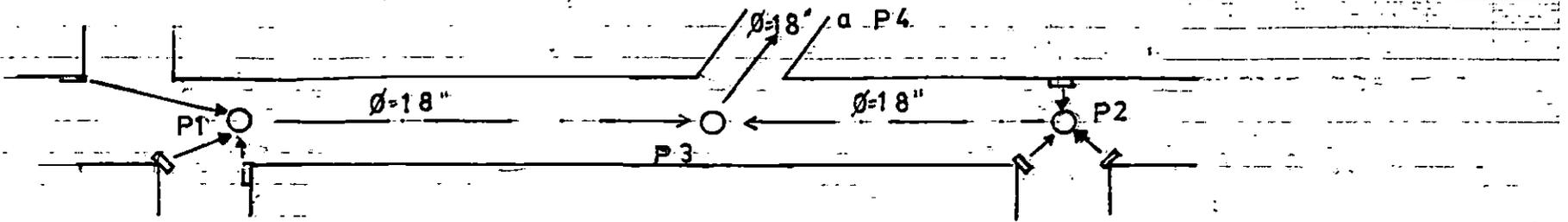
$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (991.08/1550) \times 100\%$$

$$= 64\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

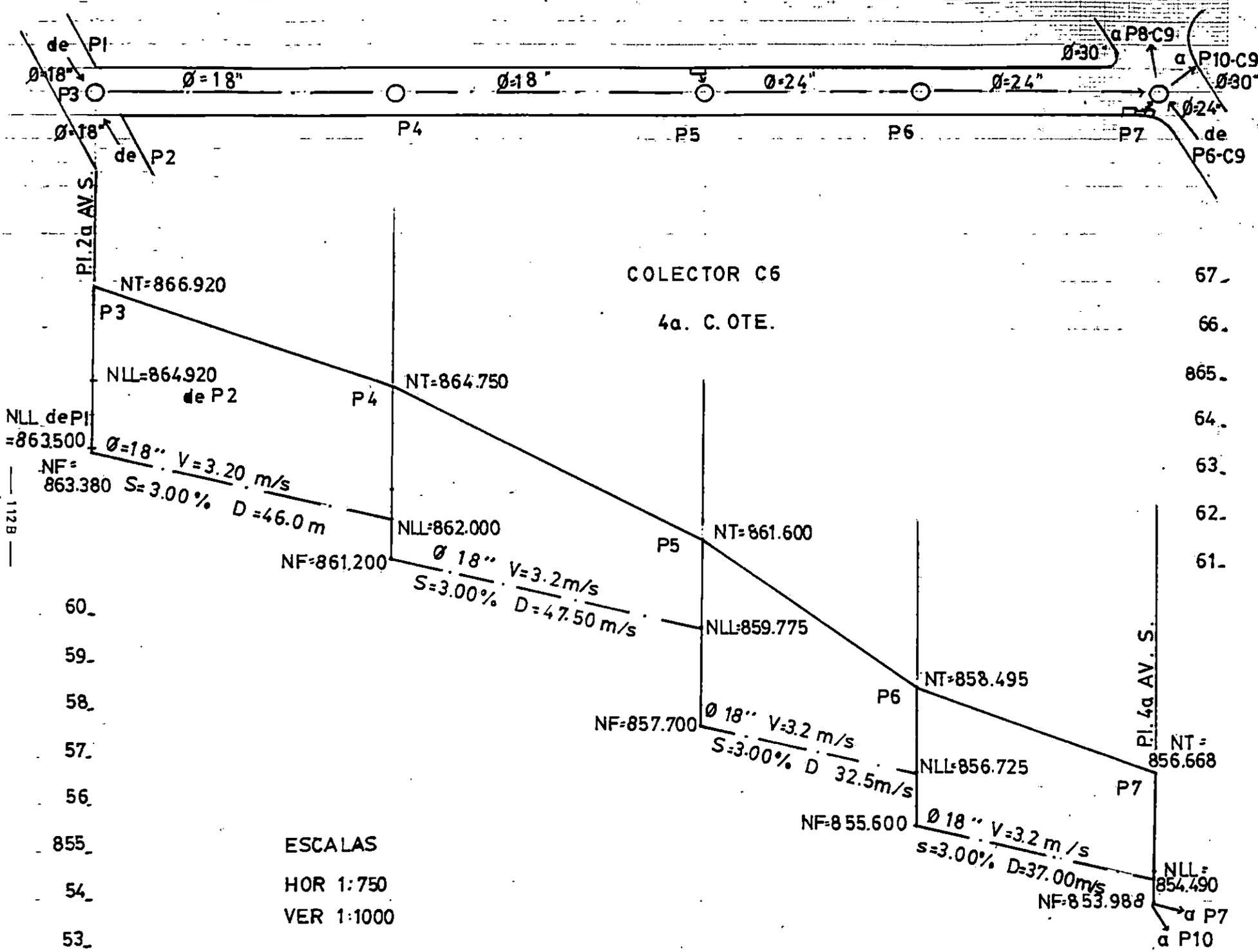
COLECTOR		UBICACION: 4ª CALLE ORIENTE										
TRAMO	Area	Fr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	∅axis	Q.lleno	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m²	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	%	pulg	lts/seg	%	SI-NO
P1 - P3	2881.93	5	5	3.40	114.32	114.32	2.70	3.00	18	500	23	SI
P2 - P3	26821.00	15	5	4.10	1282.94	1282.94	2.50	2.50	18	460	100	NO
P3 - P4	0.00	15	6	-	0.00	1397.26	3.20	3.00	18	500	100	NO
P4 - P5	0.00	-	-	-	0.00	1397.26	3.20	3.00	18	500	100	NO
P5 - P6	2516.25	15	7	3.70	108.62	1505.88	3.20	3.00	24	900	100	NO
P6 - P7	0.00	-	-	-	0.00	1505.88	3.20	3.00	24	900	100	NO

111



— 112 A —

ESCALAS  
 HOR 1:500  
 VER 1:50



COLECTOR C6

4a. C. OTE.

NLL de PI  
= 863500  
NF =  
863.380

PI. 2a AV. S.

PI. 4a AV. S.

ESCALAS  
HOR 1:750  
VER 1:1000

112B

60.  
59.  
58.  
57.  
56.  
855.  
54.  
53.

67.  
66.  
865.  
64.  
63.  
62.  
61.

NT=866.920

P3

NLL=864.920

de P2

P4

NT=864.750

$\varnothing=18''$  V=3.20 m/s  
S=3.00% D=46.0 m

NF=861.200

NLL=862.000

$\varnothing 18''$  V=3.2 m/s  
S=3.00% D=47.50 m/s

P5

NT=861.600

NLL=859.775

NF=857.700  $\varnothing 18''$  V=3.2 m/s  
S=3.00% D 32.5m/s

P6

NT=858.495

NLL=856.725

NF=855.600  $\varnothing 18''$  V=3.2 m/s  
s=3.00% D=37.00m/s

P7

NT =  
856.668

NLL =  
854.490

NF=853.988

$\alpha$  P7  
 $\alpha$  P10

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C7

Esta formado por 3 ramales. El primero inicia en la intersección de la 2<sup>a</sup> Av. N. y la 1<sup>a</sup> C.O. y continua sobre ésta última hasta la 4<sup>a</sup> Av. N., del Pozo P1 al P3 de Poniente a Oriente. El segundo tramo sobre la 4<sup>a</sup> Av. N-S, desde la 1<sup>a</sup> C.O. hasta la Calle Cupanaste del Pozo P3 al P8, en este último es descargado el caudal y luego transportado por el colector C9, la dirección de este ramal es de Norte a Sur.

El tercer ramal se encuentra sobre la Calle J. Francisco López, desde la 2<sup>a</sup> Av. N-S hasta la 4<sup>a</sup> Av. N-S del P9 al P4 de Poniente a Oriente.

El número de pozos es de 10, incluyendo la descarga.

Los diámetros de las tuberías son de 18", 24" y 30".

La pendiente en el colector C7 es de 4.5% en los ramales 1<sup>o</sup> y 3<sup>o</sup> y de 2.6% en el 2<sup>o</sup> ramal.

Algunas de sus cajas tragantes se encuentran obstruidas por basura. Las condiciones físicas de las tuberías son buenas. En cuanto a los pozos, se encuentran deteriorados en el fondo.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C7

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 1410 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 1410/60

(Qp) = 55.93 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 55.93 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.50% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 625 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (55.93/625)x100%

= 23% < 80%      ⇒      CON CAPACIDAD

TRAMO P3 - P4

$$A = 5211.13 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $l = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 5211.13/60 = 194.55 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 55.93 + 194.55 = 250.48 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\emptyset = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 460 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (250.48/460) \times 100\%$$

$$= 54\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P9 - P10

$$A = 7254.03 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 7254.03/60 = 287.77 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 287.77 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 4.50\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 625 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (287.77/625) \times 100\%$$

$$= 46\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P10 - P4

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

$\implies$  CON CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

$$A = 3372.88 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 3372.88/60 = 145.60 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 145.60 + 250.48 + 287.77 = 683.85 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\emptyset = 18''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 460 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (683.85/460) \times 100\% = 149\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 3712.80 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 3712.80/60 = 151.61 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 151.61 + 683.85 = 835.46 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 24''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ll} = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (835.46/850) \times 100\%$$

$$= 98\% > 80\% \implies \text{SIN CAPACIDAD}$$

TRAMO P6 - P7

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

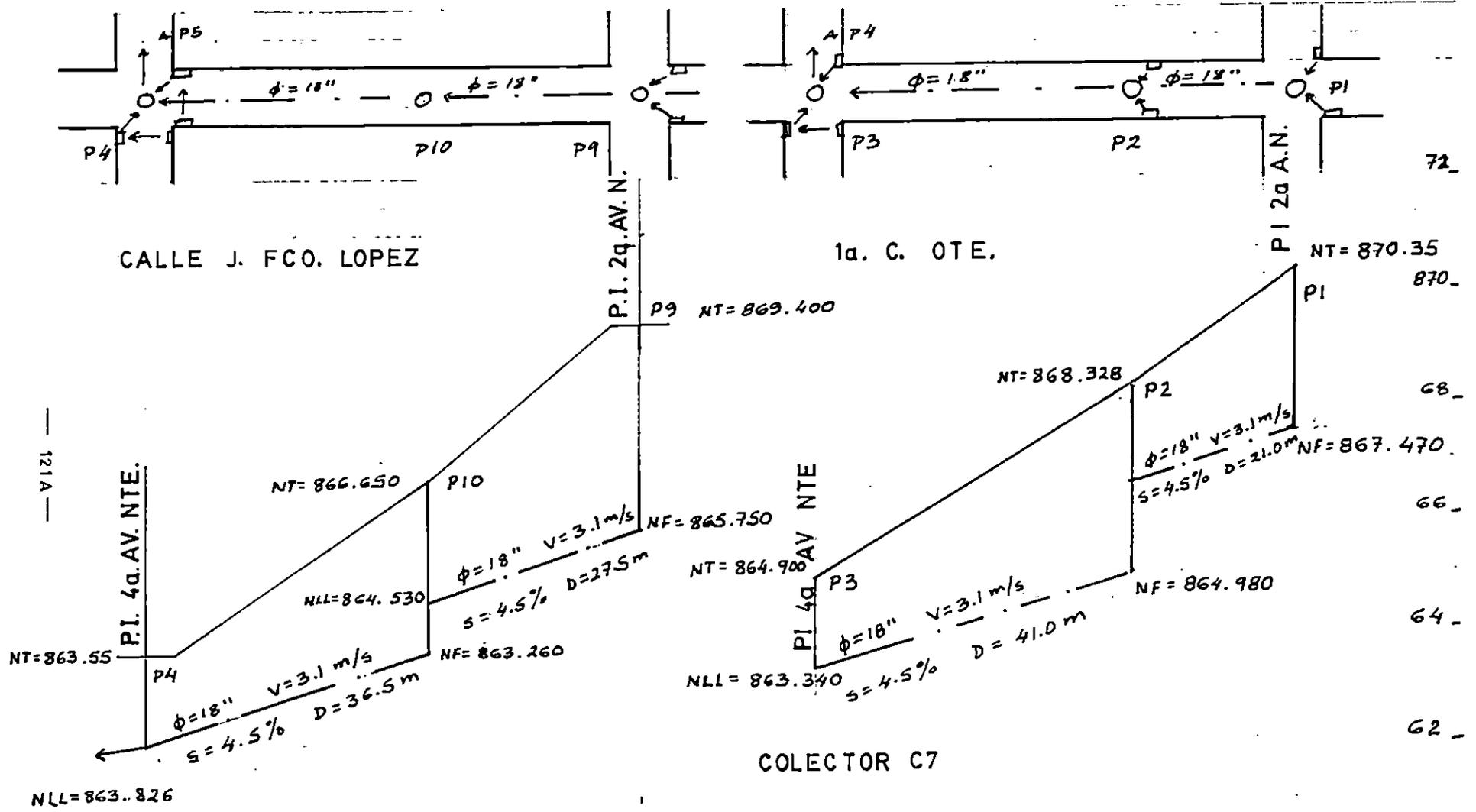
$\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

**COLECTOR C7**

**UBICACION: 1ª CALLE ORIENTE, CALLE JOSE FRANCISCO LOPEZ Y 4ª AVENIDA NORTE-SUR**

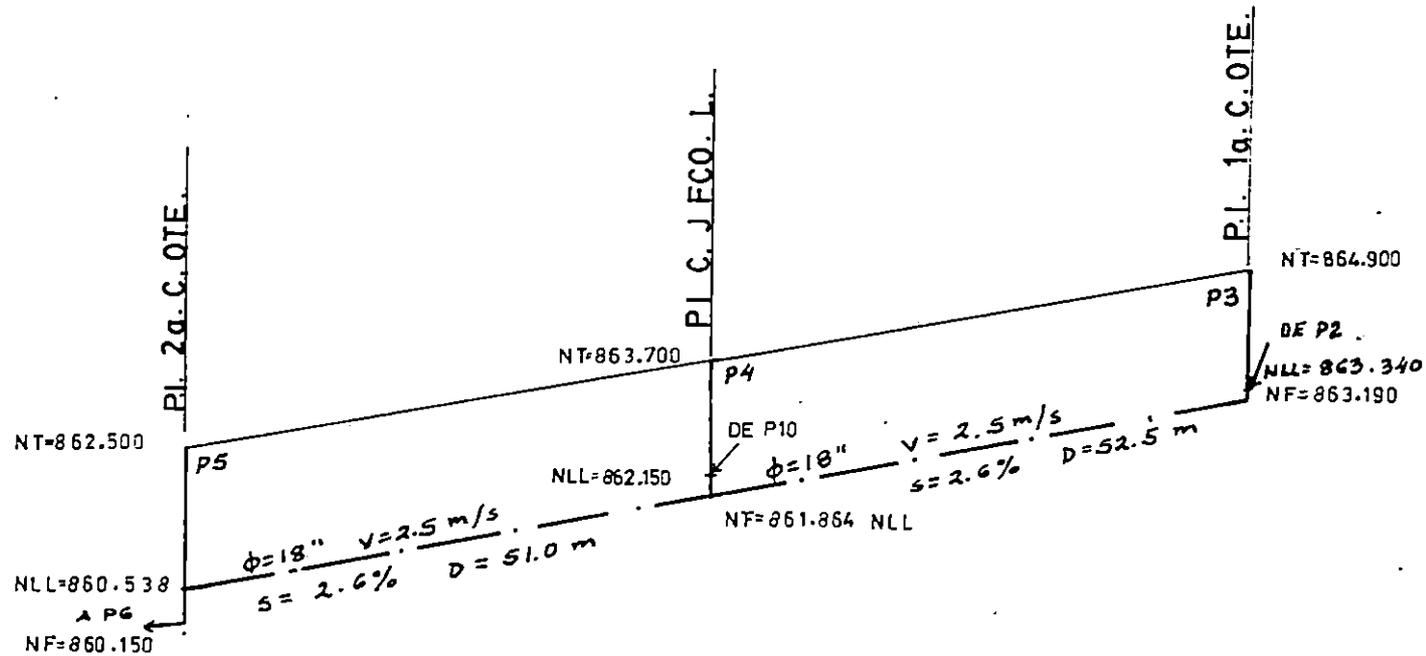
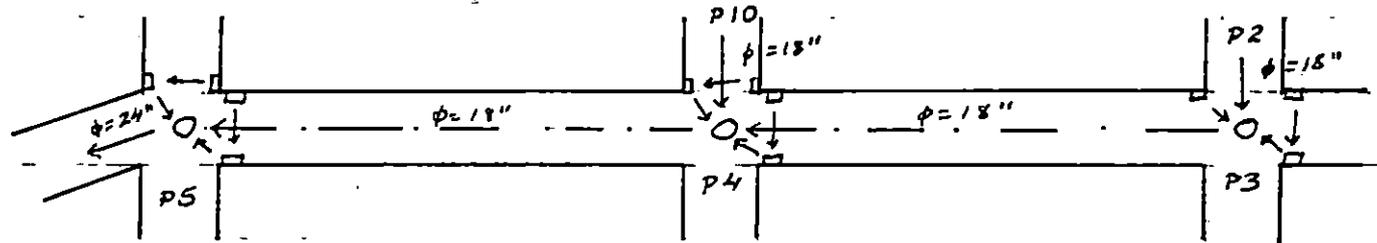
TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	diámetro	Q.lleno	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidráulica
	m²	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	%	palg	lts/seg	%	SI-NO
P1 - P2	1410.00	5	5	3.40	55.93	55.93	3.10	4.50	18	625	9	SI
P2 - P3	0.00	-	-	-	0.00	55.93	3.10	4.50	18	625	9	SI
P3 - P4	5211.13	5	6	3.20	194.55	250.48	2.50	2.60	18	460	54	SI
P9 - P10	7254.03	5	5	3.40	287.77	287.77	3.10	4.50	18	625	46	SI
P10 - P4	0.00	5	-	-	0.00	287.77	3.10	4.50	18	625	46	SI
P4 - P5	3372.88	15	7	3.70	145.60	683.85	2.50	2.60	18	460	100	NO
P5 - P6	3712.80	15	8	3.50	151.61	835.46	3.00	2.60	24	850	98	NO
P6 - P7	0.00	-	-	-	0.00	835.46	3.00	2.60	24	850	98	NO
P7 - P8*	4042.20	15	9	3.30	155.62	991.08	3.00	2.60	30	1550	64	SI



ESCALAS

HOR. 1:750  
VER. 1:1000

— 121 C —



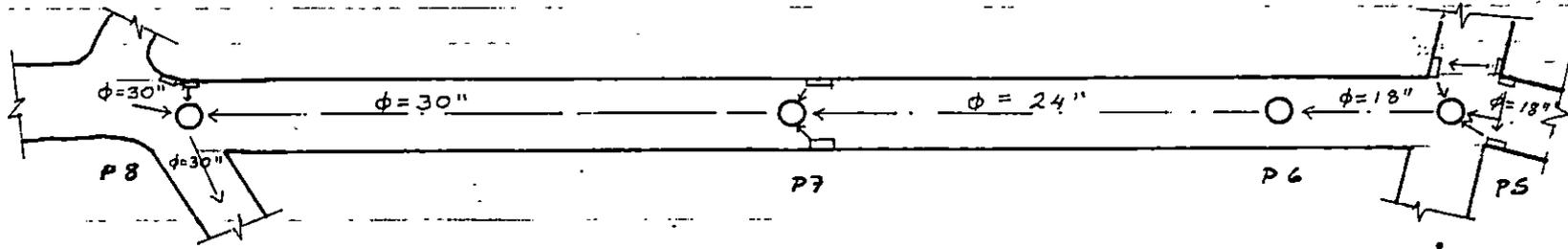
66

64

62

860

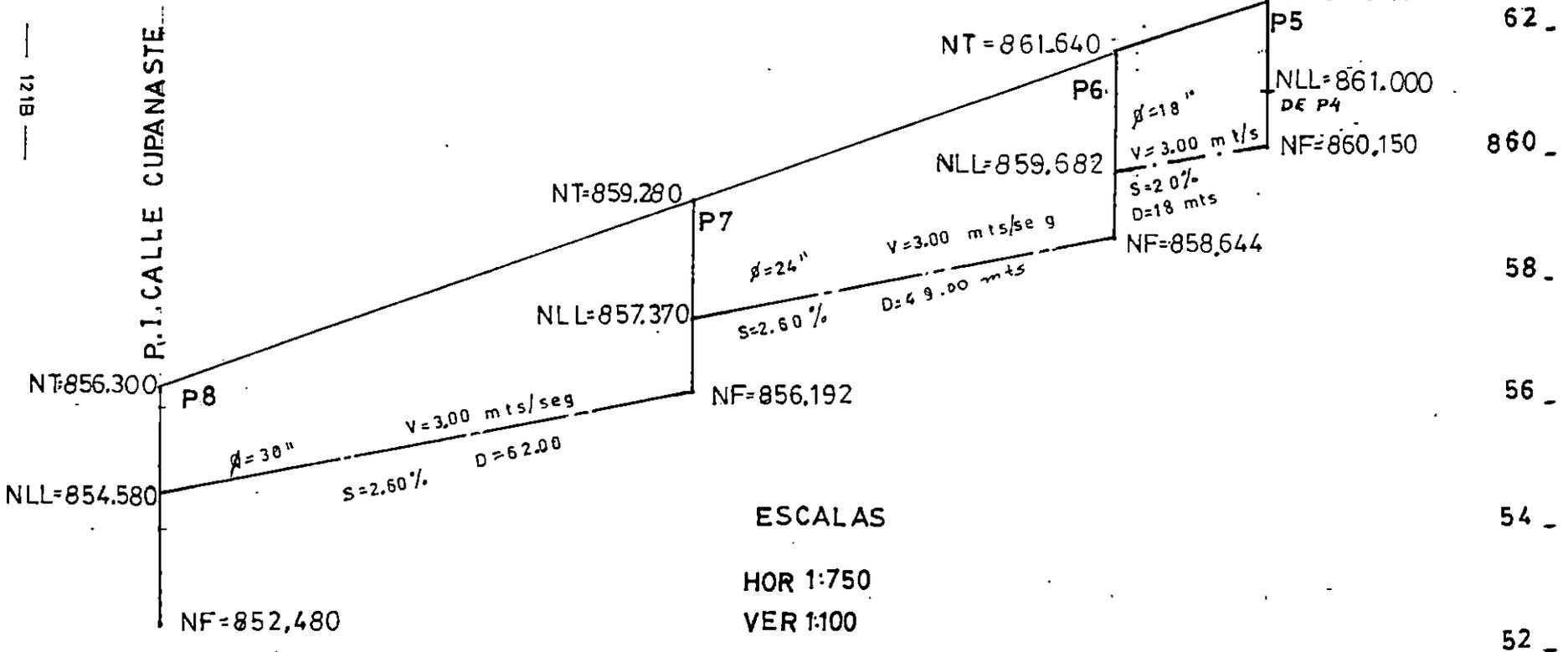
COLECTOR C7  
4a. AV. NORTE-SUR



COLECTOR C7

4a. AV. SUR

R.I. 2a. C. OTE.



ESCALAS

HOR 1:750

VER 1:100

121B

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C8

Está formado por dos ramales: El primero sobre la 3<sup>ra</sup> C.O., desde la intersección con la 2<sup>da</sup> Av. N. hasta la 6<sup>a</sup> Av. N. del Pozo P1 al P5, la dirección es de Poniente a Oriente.

El segundo ramal está ubicado sobre la 6<sup>a</sup> Av. N-S desde la 3<sup>a</sup> C.O. hasta la Calle Cupanaste, del pozo P5 al P14 del C1, en el cual descarga el caudal, la dirección es de Norte a Sur.

Es número de pozos es de 10 incluyendo la descarga. Los diámetros de las tuberías son de 18", 24" y 30". Las condiciones físicas de las tuberías se encuentran buenas, al igual que en los otros colectores algunas cajas tragantes se encuentran obstruidas por basura y el fondo de los pozos está deteriorado.

Las pendientes de las tuberías de este colector están entre 1.3% y 3.8% .

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C8

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 4005.5 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 4005.5/60

(Qp) = 158.88 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 158.88 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 575 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (158.88/575)x100%

= 28% < 80%      ==> CON CAPACIDAD

TRAMO P2 - P3

$$A = 1636.88 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 1636.88/60 = 61.11 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 61.11 + 158.88 = 219.99 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.80\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 575 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (219.99/575) \times 100\%$$

$$= 38\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

$\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

$$A = 8605.58 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 8605.58/60 = 371.47 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 219.99 + 371.47 = 591.46 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.50\%$  y  $\emptyset = 18''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 575 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (591.46/575) \times 100\% = 102.86\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

102.86%  $\Rightarrow$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 5366.32 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 5366.32/60 = 219.12 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 219.12 + 591.46 = 810.58 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 575 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (810.58/475) \times 100\% = 171\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\Rightarrow$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P6 - P7

$$A = 9795.77 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 9795.77/60 = 377.14 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 377.14 + 810.58 = 1187.72 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.30\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 575 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (1187.72/610) \times 100\% = 195\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P8

$$A = 7684.26 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 se tiene:  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 7684.26/60 = 282.40 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 282.40 + 1187.72 = 1470.12 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.60\%$  y  $\varnothing = 24''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 840 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1470.12/840) \times 100\% = 175\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P8 - P9

$$A = 8376.90 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min}$$

Con  $T_c = 11 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 se tiene:  $l = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 8376.90/60 = 293.19 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 293.13 + 1470.12 = 1763.31 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.20\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1450 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1763.31/1450) \times 100\% = 122\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

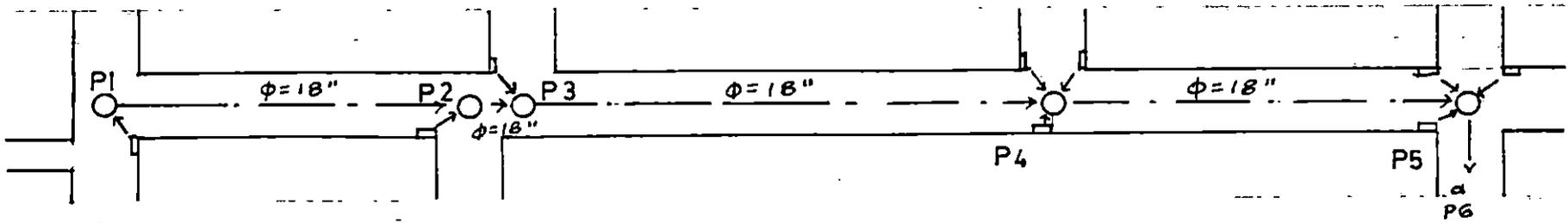
TRAMO P9 - P14

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

$\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

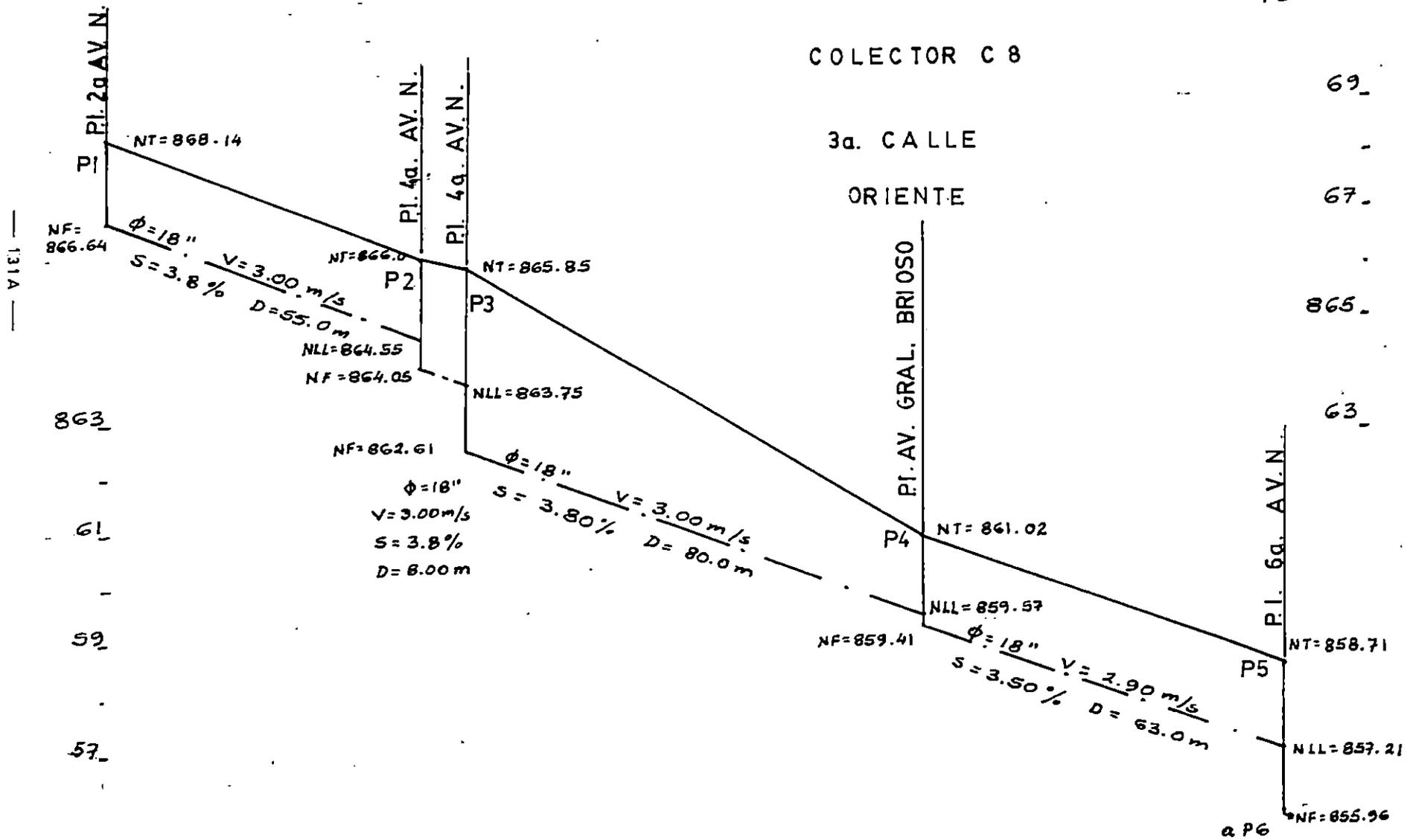
COLECTOR		UBICACION: 3ª CALLE ORIENTE Y 6ª AVENIDA SUR-NORTE										
CS	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	g	axis	Q.lleno	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidramlica
TRAMO	m²	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	%	palg	lts/seg	%	SI-NO
P1 - P2	4005.50	5	5	3.40	158.88	158.88	3.00	3.80	18	575	28	SI
P2 - P3	1536.88	5	6	3.20	61.11	219.99	3.00	3.80	18	575	38	SI
P3 - P4	0.00	-	-	-	0.00	219.99	3.00	3.80	18	575	38	SI
P4 - P5	8605.58	15	7	3.70	371.47	591.46	2.90	3.50	18	550	100	NO
P5 - P6	5366.32	15	8	3.50	219.12	810.58	2.50	2.60	18	475	100	NO
P6 - P7	9795.77	15	9	3.30	377.14	1187.72	2.60	1.30	24	610	100	NO
P7 - P8	7684.26	15	10	3.15	282.40	1470.12	2.60	2.60	24	840	100	NO
P8 - P9	8376.90	15	11	3.00	293.19	1763.31	3.00	2.20	30	1450	100	NO
P9 - P14*	0.00	-	-	-	0.00	1763.31	3.00	2.20	30	1450	100	NO

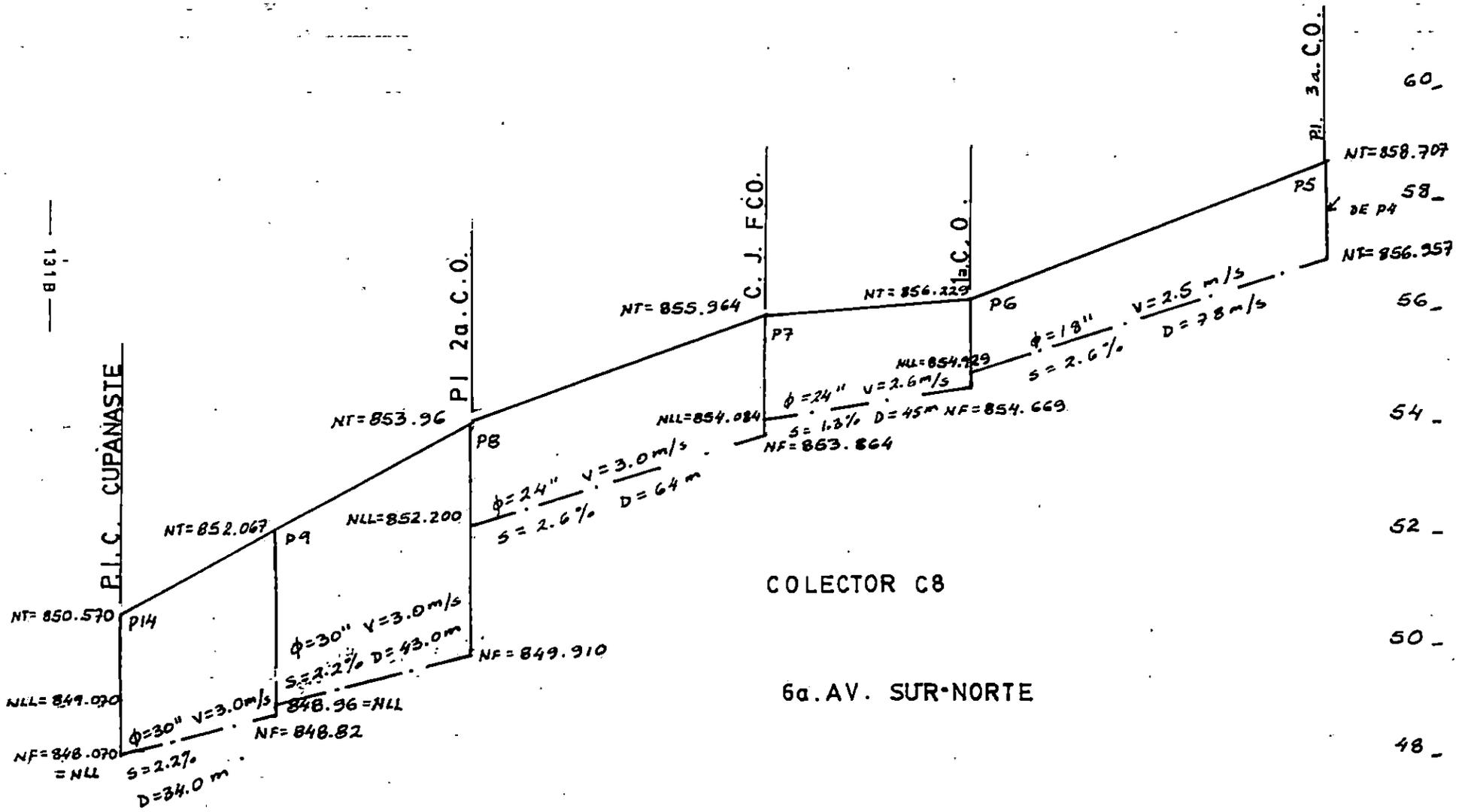
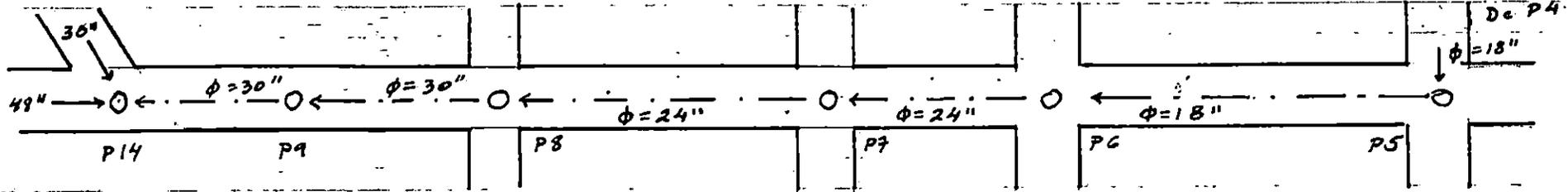


COLECTOR C 8

3a. CALLE

ORIENTE





COLECTOR C8

6a. AV. SUR-NORTE

1318

60

58

56

54

52

50

48

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C9

Lo forman cuatro ramales.

El primero sobre la 6<sup>a</sup> C.O. desde la Av. Raúl Contreras o Av. Las Pavas hasta la 4<sup>a</sup> Av. S. del pozo P1 al P6, la dirección es de Poniente a Oriente. El segundo ramal sobre la 4<sup>a</sup> Av. S. desde la 6<sup>a</sup> C.O. hasta la 4<sup>a</sup> C.O. del pozo P5 al P7, la dirección es de Sur a Norte.

Tercer ramal incluye los pozos P7-P8-P9-Parrilla,P12 y P14; el cuarto incluye los pozos P7-P10-P11-P12-P14. ambos sobre la Calle Cupanaste desde la 4<sup>a</sup> Av. S. hasta la 6<sup>a</sup> Av. S., la dirección es de Poniente a Oriente.

Este colector recibe el agua del Colector C6 en el pozo P7, y la del Colector C7 en el pozo P8. Además el Colector C9 descarga en el pozo P14 el cual forma parte del colector C1.

Los diámetros de las tuberías son de 18", 24" y 30". Las condiciones físicas en que se encuentran las tuberías son buenas, algunas cajas tragantes se encuentran obstruidas por basura. Los pozos se encuentran deteriorados en el fondo. El número de pozos es de 13, incluyendo la descarga. Las pendientes de las tuberías en el Colector C9 son de 3.0% y 2.0% .

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C9

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 16466.55 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 3 (para colector secundario),  
se tiene: I = 4.10 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 4.10 x 16466.55/60

(Qp) = 791.49 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 791.49 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.50% y diámetro (Ø) = 18" , se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 625 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (791.49/625)x100% = 127%

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 % ==> SIN CAPACIDAD

### TRAMO P2 - P3

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

==> SIN CAPACIDAD

### TRAMO P3 - P4

$$A = 9696 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.90 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.90 \times 9696/60 = 441.17 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 441.17 + 791.49 = 1232.66 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1232.66/900) \times 100\% = 137\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 % ==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 8496 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.70 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 8496/60 = 366.74 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 366.74 + 1232.66 = 1599.40 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1599.66/900) \times 100\% = 178\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 % ==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P6 - P7

$$A = 4336 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 4336/60 = 177.05 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 177.05 + 1599.40 = 1776.46 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 900 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1776.46/900) \times 100\% = 197\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 %  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P8

$$A = 1674.75 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 1674.75/60 = 64.48 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 64.48 + 1776.46 = 1840.94 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal del colector C6, por lo tanto el caudal acumulado es:  $Q_a = 1840.94 + 1505.88 = 3346.82 \text{ lts/seg}$

El caudal acumulado que transporta este tramo es la mitad del calculado, debido a que el pozo P7 tiene 2 tuberías de salida, por lo tanto  $Q_a = 1673.41 \text{ lts/seg}$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.00\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1400 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1840.94/1400) \times 100\% = 131\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 %  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P8 - P9

$$A = 4551.75 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 4551.75/60 = 167.28 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 167.28 + 1673.41 + 991.26 = 2831.95 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 2.00\%$  y  $\varnothing = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 1400 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (2831.95/1400) \times 100\% = 202\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 %  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMOS P9 - Parrilla P12 y Parrilla P12 - P14

Estos tramos no tiene áreas de influencia, por lo que los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de las tuberías se mantienen constantes.

==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P10

El caudal acumulado es el mismo que en el tramo P7 - P8, es decir,  $Q_a = 1673.41$  lts/seg.

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\emptyset = 30"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1700 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1673.41/1700) \times 100\% = 98\% > 80\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 % ==> SIN CAPACIDAD

TRAMO P10 - P11

$$A = 1555.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 1555.50/60 = 59.89 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 59.89 + 1673.41 = 1733.30 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.00\%$  y  $\varnothing = 30"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1600 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (1733.30/1600) \times 100\% = 108\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 %  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P11 - P12 y P12 - P14

Estos tramos no tiene áreas de influencia, por lo que los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de las tuberías se mantienen constantes.

$\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

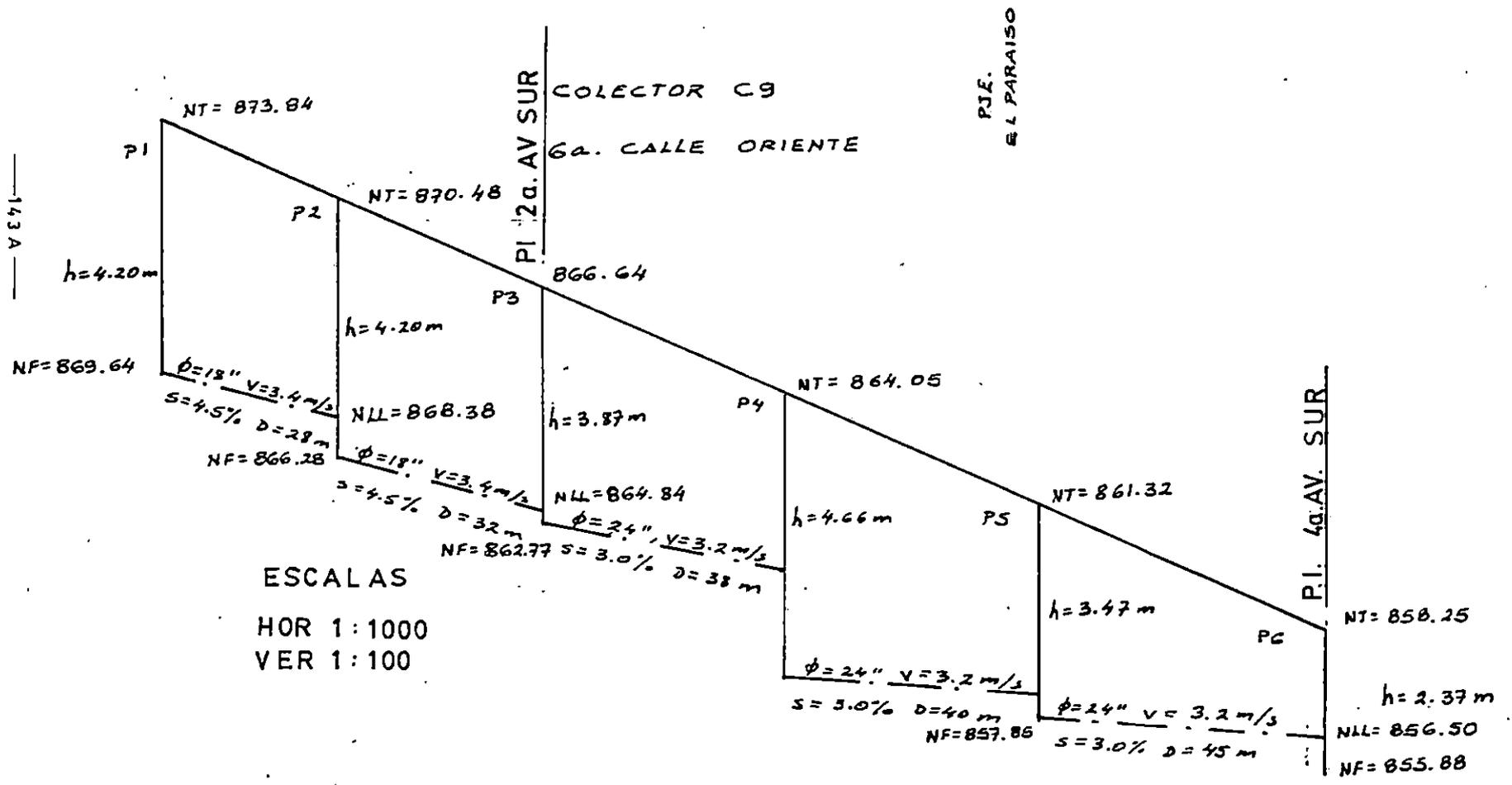
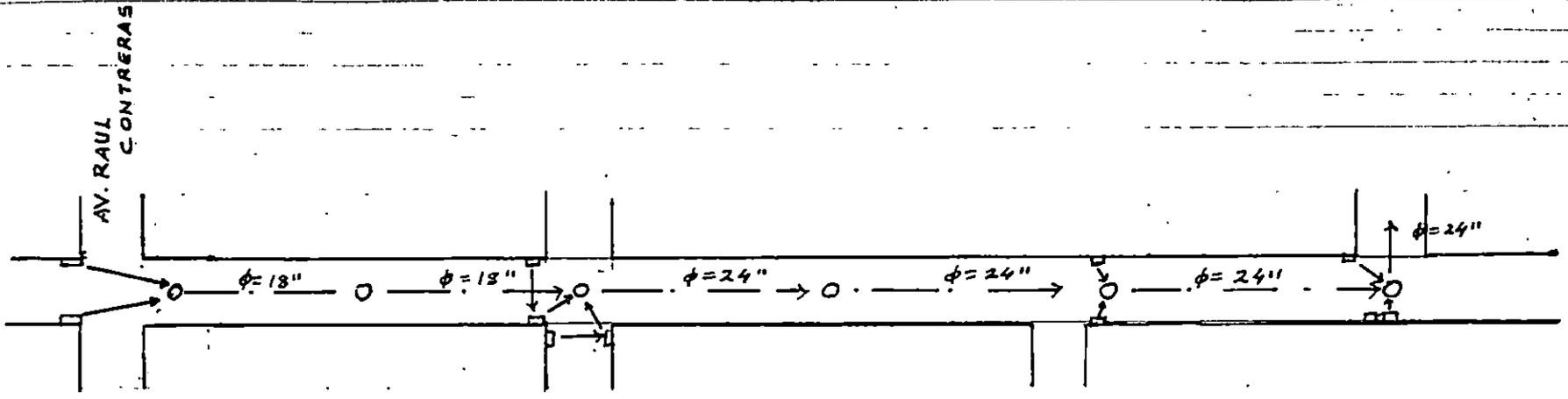
COLECTOR CS				UBICACION: 6ª CALLE ORIENTE, FINAL 4ª AVENIDA SUR Y CALLE CUPANASTIE								
TRAMO	Area m²	Pr años	Tc min	I mm/min	Q.parcia lts/seg	Q.acum lts/seg	v m/seg	S %	Øaxis pulg	Q.lleno lts/seg	Capac. Hidrau. de Trabajo de la tub. %	Capacidad Hidraulica SI-NO
P1 - P2	16466.55	15	5	4.10	791.49	791.49	3.40	4.50	18	625	100	NO
P2 - P3	0.00	-	-	-	0.00	791.49	3.40	4.50	18	625	100	NO
P3 - P4	9696.00	15	6	3.90	441.17	1232.66	3.20	3.00	24	900	100	NO
P4 - P5	0.00	-	-	-	0.00	1232.66	3.20	3.00	24	900	100	NO
P5 - P6	8496.00	15	7	3.70	366.74	1599.40	3.00	3.00	24	900	100	NO
P6 - P7	4336.00	15	8	3.50	177.05	1776.46	3.00	3.00	24	900	100	NO
P7 - P8	1674.75	15	9	3.30	64.48	1840.94						
C6					1505.88	3346.82						
P7 - P8						1673.41	3.00	2.00	30	1400	100	NO
P8 - P9	4551.75	15	10	3.15	167.28	1840.69						
C7					991.26	2831.95	3.00	2.00	30	1400	100	NO

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

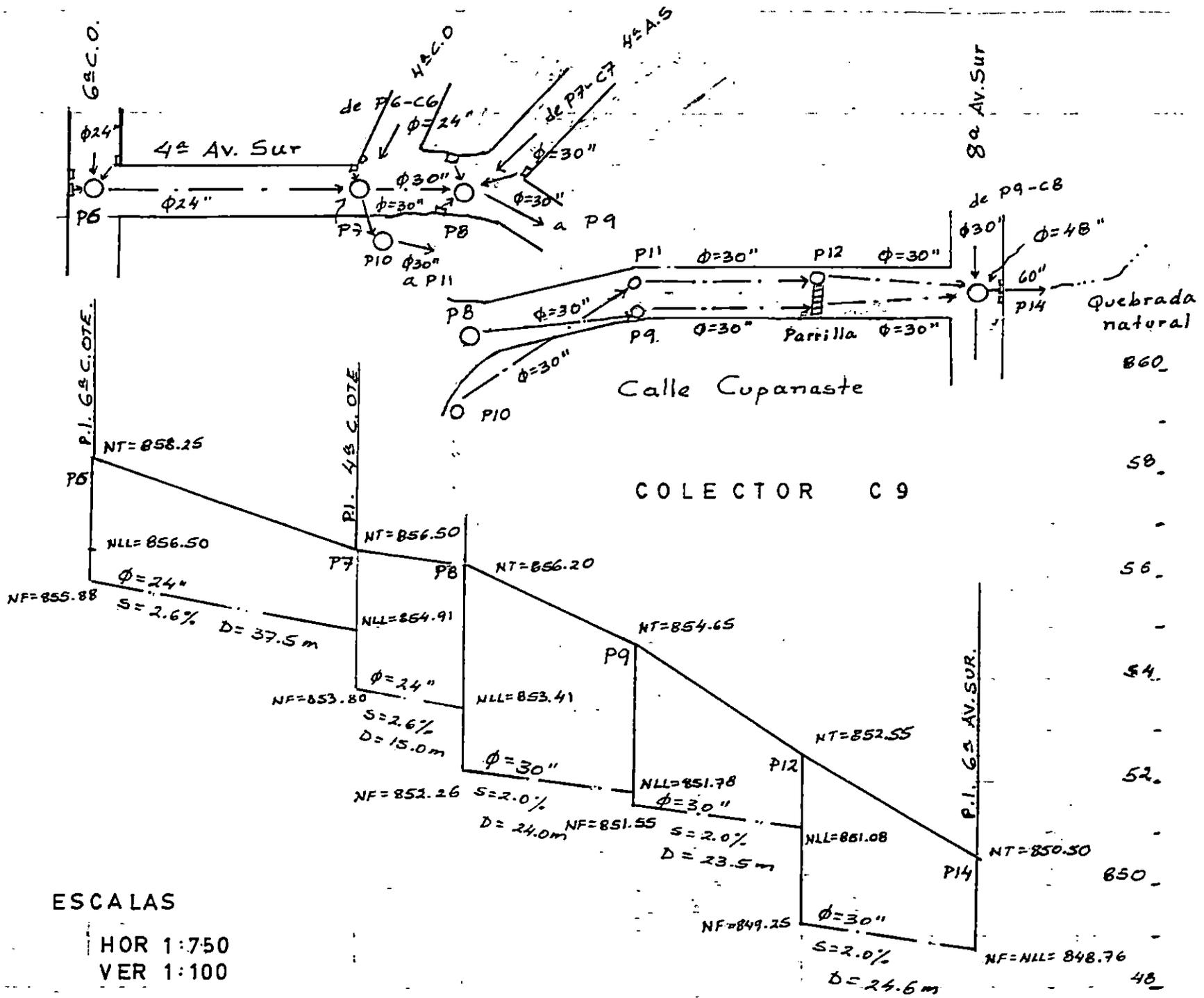
**COLECTOR C9 UBICACION: 6ª CALLE ORIENTE, FINAL 4ª AVENIDA SUR Y CALLE CIPANASTE**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	axis	Q.lleno	Capac. Hidrau. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m <sup>2</sup>	mios	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	mt/seg	ft	pulg	lts/seg	ft	SI-NO
P9-PAR12	0.00	-	-	-	0.00	2831.95	3.00	2.00	30	1400	100	NO
PAR12-P14*	0.00	-	-	-	0.00	2831.95	3.00	2.00	30	1400	100	
P7 - P10		-	-	-		1673.41	3.70	3.00	30	1600	100	NO
P10 - P11	1555.50	15	9	3.30	59.89	1733.30	3.70	3.00	30	1600	100	NO
P11 - P12	0.00	-	-	-	0.00	1733.30	3.70	3.00	30	1600	100	NO
P12 - P14*	0.00	-	-	-	0.00	1733.30	3.70	3.00	30	1600	100	NO

142



ESCALAS  
 HOR 1:1000  
 VER 1:100



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C10

Está ubicado sobre la 1ª C.O. está formado por tres ramales:

El primero de Poniente a Oriente desde la 8ª Av. N. en el Pozo P1 hasta el pozo P4. El segundo ramal de Oriente a Poniente desde la entrada a la Colonia Santa Lucía en el pozo P8 hasta el P4. El tercer ramal del pozo P4 en adelante continua de Norte a Sur por los Pozos P5, P6 y P7, hasta la descarga en la Quebrada El Piro.

Los diámetros de las tuberías son de 18" y 24".

Las pendientes en las tuberías de este colector son de 1.0%, 3.0% y 3.50% .

Las condiciones físicas en que se encuentran las tuberías son buenas, los pozos se encuentran deteriorados en el fondo, la mayoría de cajas tragantes se encuentran obstruidas por basura.

El número de pozos que posee el colector son 8.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C10

### TRAMO P1 - P2

$$\text{Area de Influencia (A)} = 6282.58 \text{ m}^2$$

$$\text{Tiempo de Concentración (Tc)} = 5 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 5$  min y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene:  $I = 3.40$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$\text{Caudal parcial (Qp)} = CIA/60 = 0.70 \times 3.40 \times 6282.58/60$$

$$(Qp) = 249.21 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 249.21 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.25% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18" , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}) = 500 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Qa/Q_{ll}) \times 100\% = (249.21/500) \times 100\%$$

$$= 50\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P2 - P3

$$A = 4147.88 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 4147.88/60 = 154.85 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 154.85 + 249.21 = 404.06 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.50\%$  y  $\emptyset = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 550 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (404.06/550) \times 100\% = 73\%$$

$$= 73\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 5400 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 5400/60 = 193.15 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 193.15 + 404.06 = 596.21 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.00\%$  y  $\emptyset = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{ll} = 550 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (596.21/550) \times 100\% = 108\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100 %  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P8 - P4

$$A = 2640 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5$$

Con  $T_c = 5$  min y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.40$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 2640/60 = 161.74 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 161.74 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.00\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{||} = 425 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{||}) \times 100\% = (161.74/425) \times 100\%$$

$$= 25\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 4780.62 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 2.90 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.90 \times 4780/60 = 161.74 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 161.74 + 596.21 + 104.72 = 862.67 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 3.50\%$  y  $\varnothing = 24"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 1000.00 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (862.67/1000.00) \times 100\%$$

$$= 86\% < 80\% \implies \text{SIN CAPACIDAD}$$

TRAMOS P5 - P6, P6 - P7 y P7 - DESCARGA

Estos tramos no tienen áreas de influencia, por lo que los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de las tuberías se mantienen constantes.

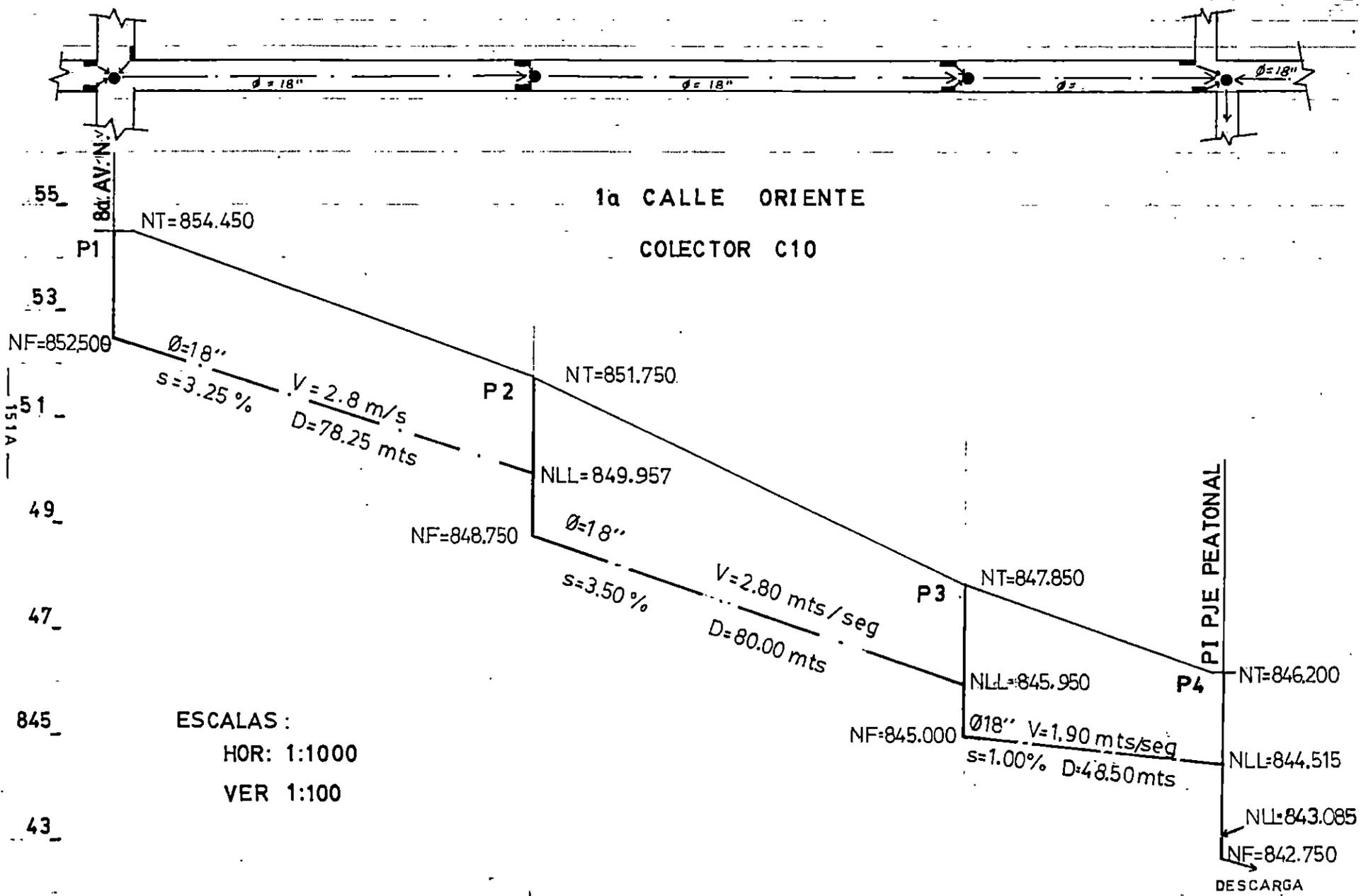
$\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

**COLECTOR C10**

**UBICACION: 1ª CALLE ORIENTE Y QUEBRADA AL SUR**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	caxis	Q.llevo	Capac. Hidrom. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m <sup>2</sup>	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	%	pulg	lts/seg	%	SI-NO
P1 - P2	6282.58	5	5	3.40	249.21	249.21	2.80	3.25	18	500	50	SI
P2 - P3	4147.88	5	6	3.20	154.85	404.06	2.80	3.50	18	550	73	SI
P3 - P4	5400.00	5	7	3.05	193.15	596.21	1.90	1.00	24	550	100	NO
P8 - P4	2640.00	5	5	3.40	104.72	104.72	1.90	1.00	18	425	25	SI
P4 - P5	4780.62	5	8	2.90	161.74	862.67	3.50	3.50	24	1000	86	NO
P5 - P6	0.00	-	-	-	0.00	862.67	3.50	3.50	24	1000	86	NO
P6 - P7	0.00	-	-	-	0.00	862.67	3.50	3.50	24	1000	86	NO
P7 - DESC.	0.00	-	-	-	0.00	862.57	3.50	3.50	24	1000	86	NO



ESCALAS :  
HOR: 1:1000  
VER 1:100

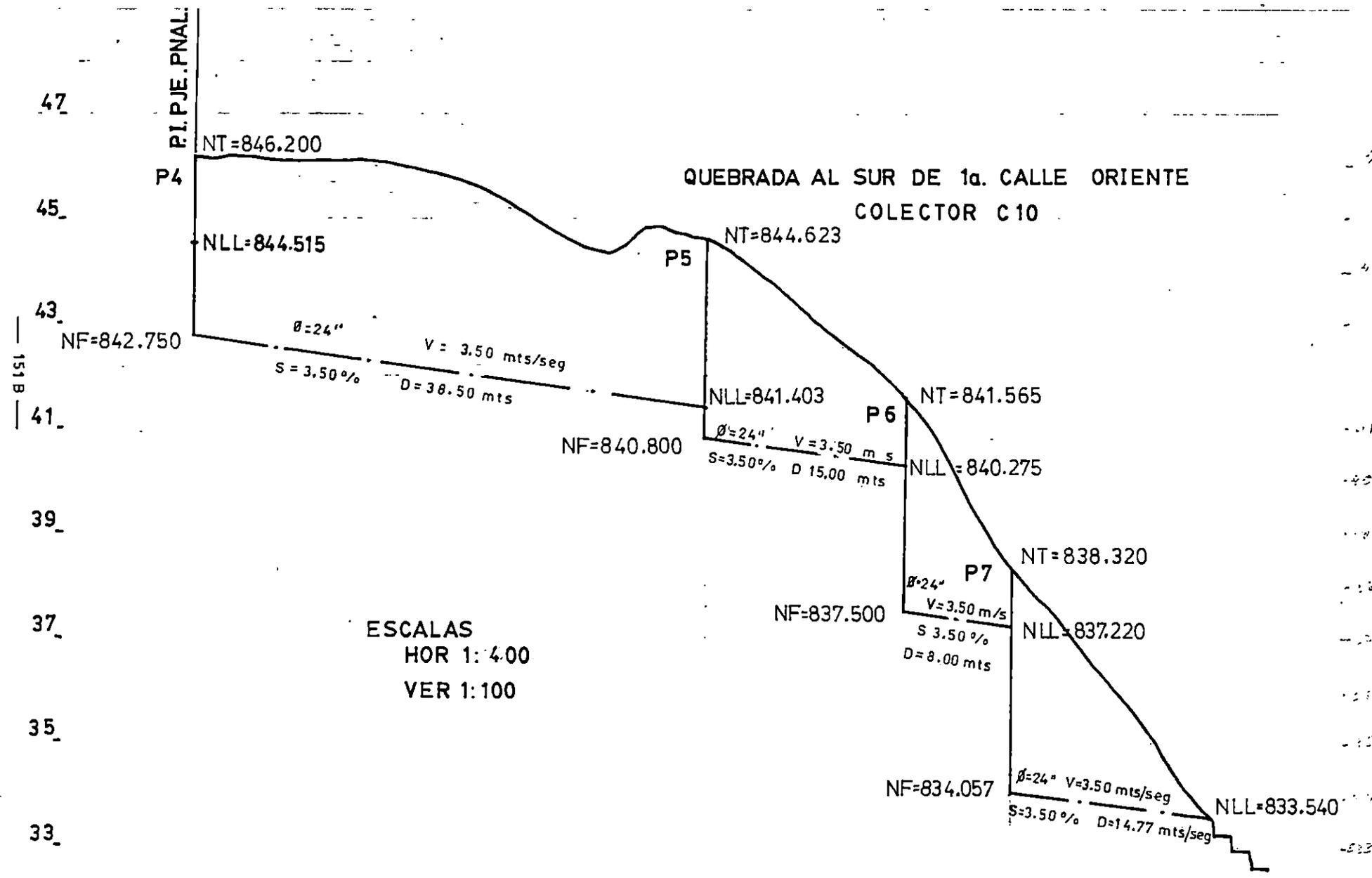
55  
53  
51  
49  
47  
845  
43

20

0

14

28



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C11

Este colector se encuentra ubicado sobre la 3ª C. Ote desde la 8ª Av. Sur. hasta finalizar antes de llegar al Pje. Cerritos, la orientación que posee es de Poniente a Oriente.

El número de pozos es de 5, el diámetro de la tubería en toda la longitud del colector se mantiene constante y es de 18", en lo que se refiere a la pendiente es de 4%.

Las condiciones físicas de las tuberías son buenas en cambio los pozos presentan deterioro en el fondo.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C11

### TRAMO P1 - P2

Area de influencia (A) = 3642.15 m<sup>2</sup>

Tiempo de concentración (Tc) = 5 min

Con Tc = 5 min y de grafico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 3642.15/60

$$(Qp) = 144.50 \text{ lts/seg}$$

Caudal acumulado (Qa) = 144.50 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.00% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 590 lts/seg

luego:  $(Qa/Q_{ll}) \times 100\% = (144.50/590) \times 100\%$

$$= 24\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P2 - P3

$$A = 3640.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 3640.50/60 = 135.90 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 280.40 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}) = 600 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (280.40/600) \times 100\%$$

$$= 46\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 2362.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 2362.50/60 = 84.10 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 364.50 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 600 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (364.50/600) \times 100\%$$

$$= 60\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 2500.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.50 \times 2500.00/60 = 102.10 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 466.60 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 4.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 600 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (466.60/600) \times 100\%$$

$$= 77\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P5 - DESCARGA

$$A = 2750.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.30 \times 2750.00/60 = 105.90 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 572.50 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente ( $S$ ) = 2.70% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

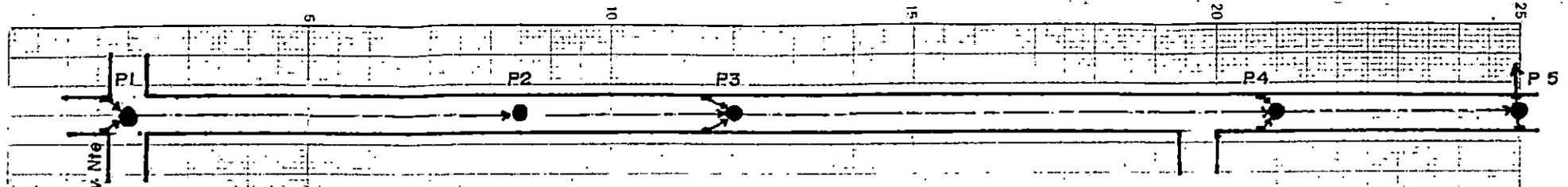
$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 760 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (572.50/760) \times 100\%$$

$$= 75\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

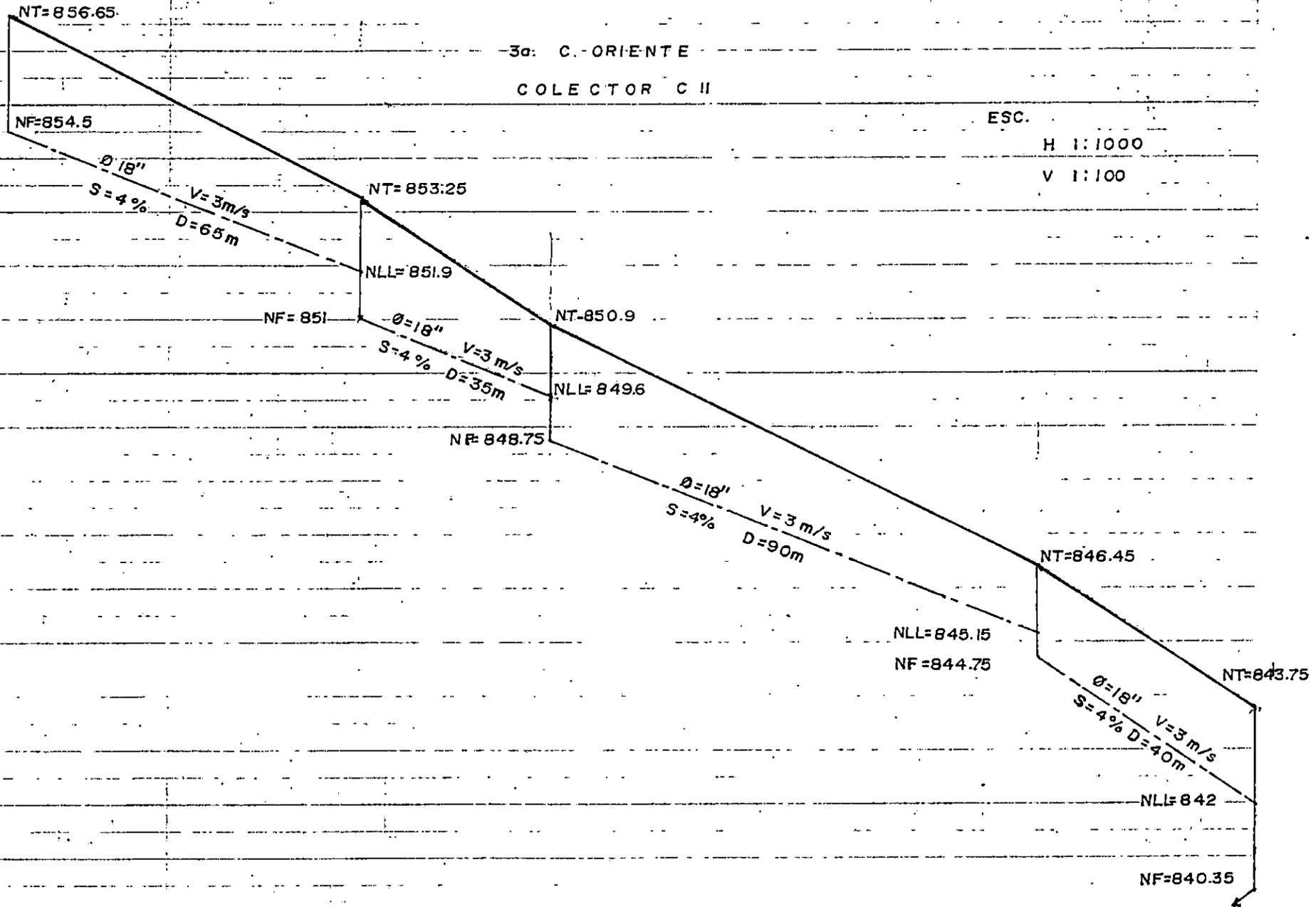
**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

COLECTOR		UBICACION: 3ª CALLE ORIENTE										
CI1	Area	Pr	Ic	I	Q.parcia	Q.acum	v	8	ρaxis	Q.lleno	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidráulica
TRAMO	m²	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	°	palg	lts/seg	°	SI-NO
P1 - P2	3642.15	5	5	3.40	144.50	144.50	3.00	4.00	18	600	24	SI
P2 - P3	3640.50	5	6	3.20	135.90	280.40	3.00	4.00	18	600	46	SI
P3 - P4	2362.50	5	7	3.05	84.10	364.50	3.00	4.00	18	600	60	SI
P4 - P5	2500.00	15	8	3.50	102.10	466.60	3.00	4.00	18	600	77	SI
P5 - DESC.	2750.00	15	9	3.30	105.90	572.50	2.70	2.00	24	760	75	SI



3a: C. ORIENTE  
COLECTOR C II

ESC.  
H 1:1000  
V 1:100



159 A

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C12

Se encuentra ubicado sobre la Av. José María Rivas desde la intersección con la 1ª C. Pte. hasta llegar a la Carretera Panamericana, la dirección de este colector es de Sur a Norte. El número de pozos que posee es de 10, los diámetros oscilan entre 18" y 30".

En cuanto a las condiciones físicas se determinó que las tuberías se encuentran en buenas condiciones, pero los pozos presentan deterioro en el fondo.

Las pendientes de las tuberías son de 2.5% y 2.8% .

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C12

### TRAMO P1 - P2

Area de influencia (A) = 1190.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de concentración (Tc) = 5 min

Con Tc = 5 min y de grafico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 1190.00/60

$$(Qp) = 47.20 \text{ lts/seg}$$

Caudal acumulado (Qa) = 47.20 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 510 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (47.20/510)x100%

$$= 9\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 1290.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 1290.00/60 = 48.20 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 95.40 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente  $(S) = 3.00\%$  y diámetro  $(\emptyset) = 18''$ , se lee en la figura 3.1, el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 510 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (95.40/510) \times 100\%$$

$$= 18\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 7890.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 7890.00 = 280.70 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 376.10 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 510 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (376.10/510) \times 100\%$$

$$= 73\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P5 - P6

$$A = 5953.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.50 \times 5953.00/60 = 243.10 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 619.20 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}) = 850 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (619.20/850) \times 100\%$$

$$= 72\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P6 - DESCARGA

$$A = 1166.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.30 \times 1166.00/60 = 44.90 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 664.10 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

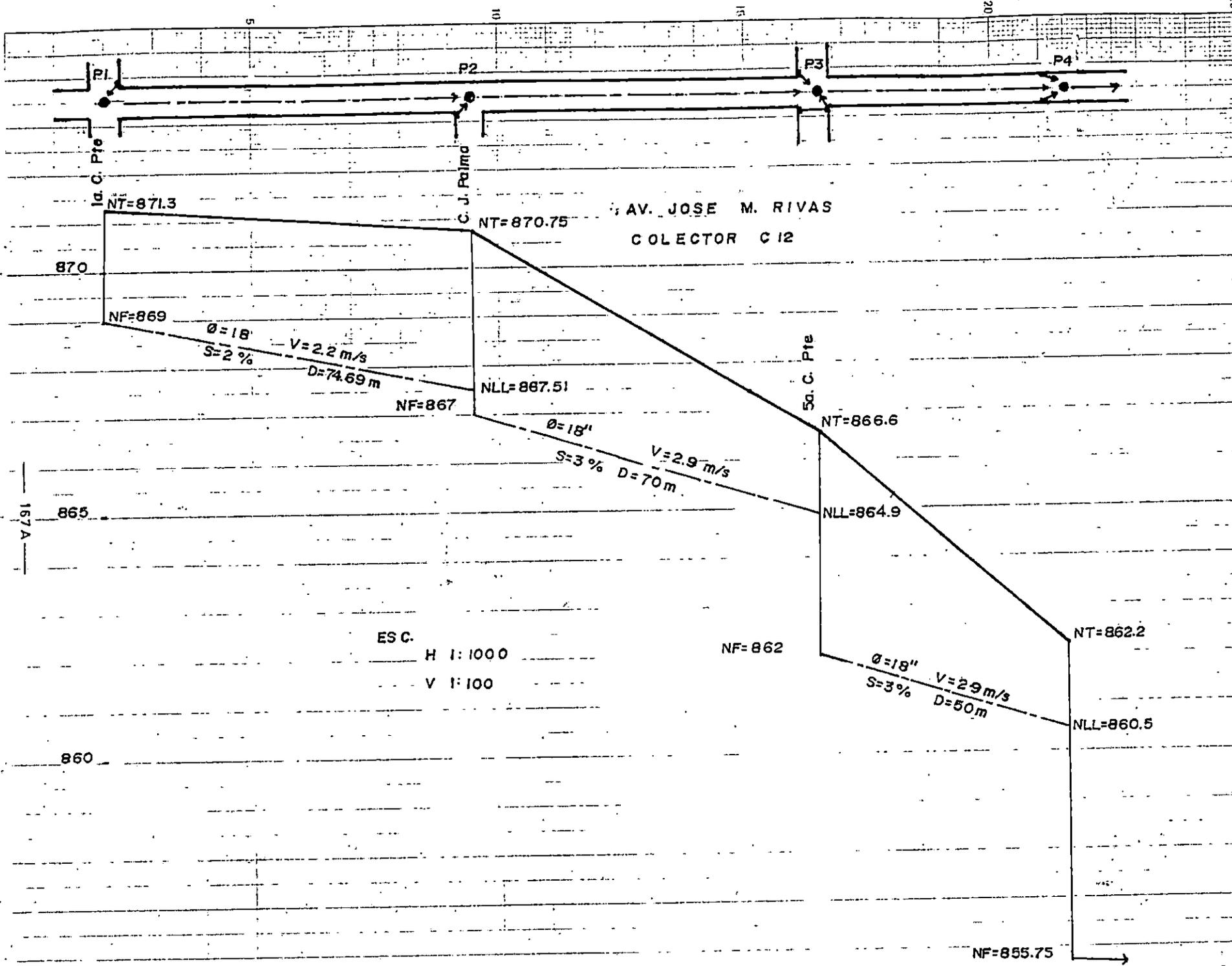
$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 850 \text{ lts/seg}$$

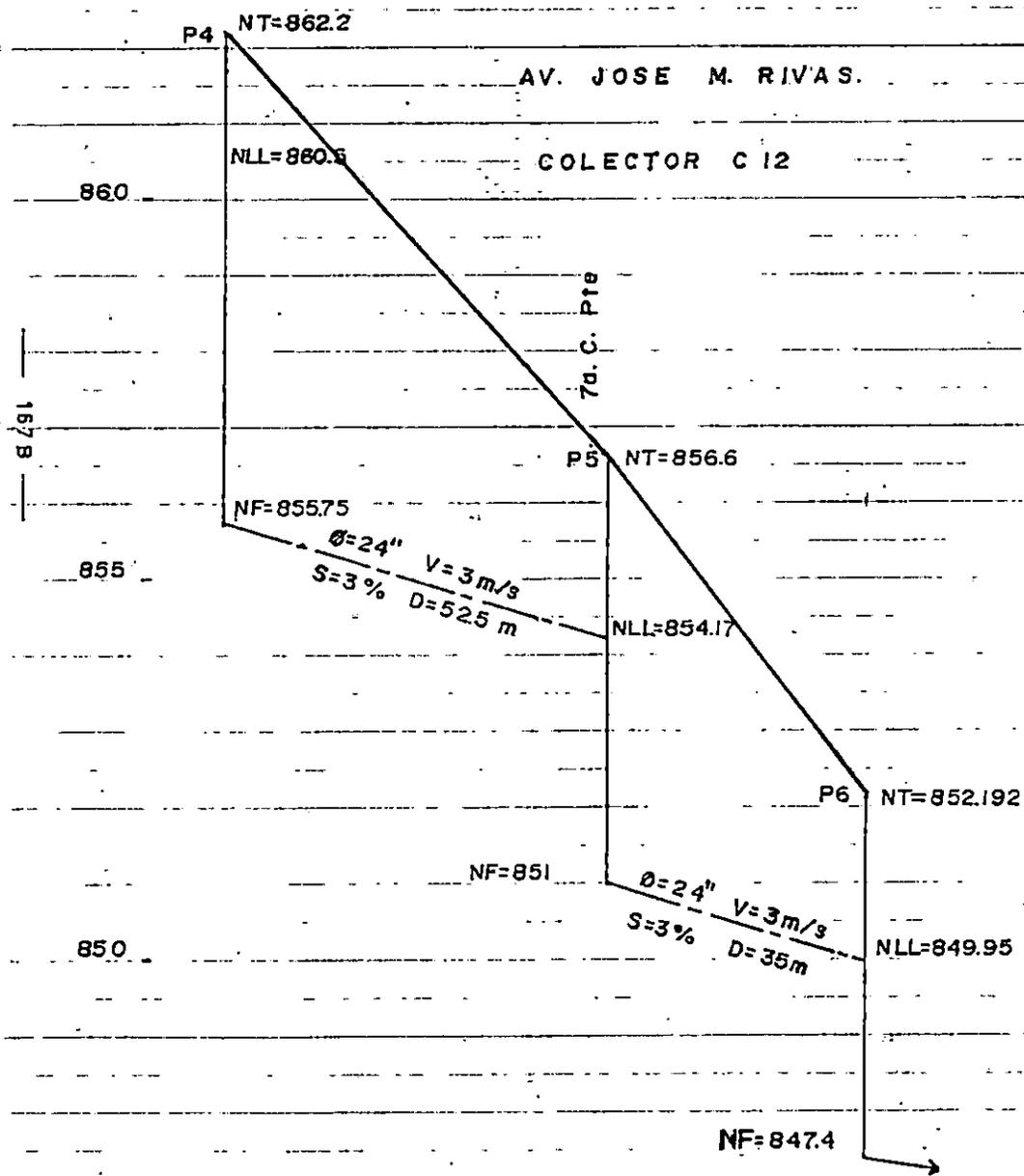
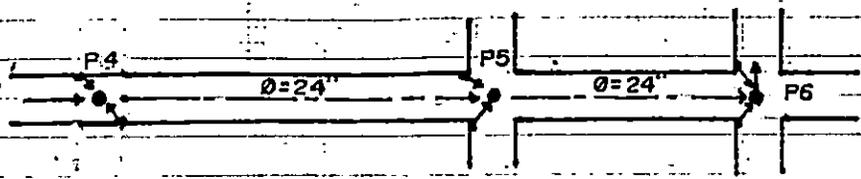
$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (604.10/850) \times 100\%$$

$$= 78\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

COLECTOR C12				UBICACION: AVENIDA JOSE MARIA RIVAS								
TRAMO	Area m <sup>2</sup>	Pr años	Tc min	I m/min	Q.parcia lts/seg	Q.acum lts/seg	v m/seg	S %	Øsis pulg	Q.lleno lts/seg	Capac. Hidrom. de Trabajo de la tub. %	Capacidad Hidraulica SI-SD
P1 - P2	1190.00	5	5	3.40	47.20	47.20	2.80	3.00	18	510	9	SI
P3 - P4	1290.00	5	6	3.20	48.20	95.40	2.80	3.00	18	510	18	SI
P4 - P5	7890.00	5	7	3.05	280.70	376.10	2.80	3.00	18	510	73	SI
P5 - P6	5953.00	15	8	3.50	243.10	619.20	2.50	3.00	24	850	72	SI
P6 - DESC.	1166.00	15	9	3.30	44.90	664.10	2.50	3.00	24	850	78	SI





ESC.  
H 1:1000  
V 1:100

### DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C13

Este colector esta compuesto de tres ramales que convergen en la 1ª C. Pte.

El primero inicia con el pozo P1 en la intersección de la 6ª C. Pte. y la 3ª Av. Sur hasta el pozo P5 en la 1ª C. Pte.

El segundo inicia con el pozo P6 en la intersección de la 2ª C. Pte. y la 1ª Av. Sur hasta el pozo P8 en la 1ª C. Pte.

El último de los ramales inicia en la intersección de la 2ª C. Pte. y la 5ª Av. con el pozo P9 para finalizar en la 1ª C. Pte. con el pozo P12.

El número de pozos que contiene este colector es de 12, el diámetro de las tuberías está comprendido entre 18" y 24" y la descarga se realiza en la quebrada que inicia al Norte del local que ocupó la Ex-Policía Nacional.

En cuanto a las condiciones físicas las tuberías no presentan deterioro, los pozos presentan fallas en el fondo.

Las pendientes de los tramos se encuentran entre 1 y 3.80% .

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C13

### TRAMO P1 - P2

Area de influencia (A) = 12500.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de concentración (Tc) = 5 min

Con Tc = 5 min y de grafico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 12500.00/60

(Qp) = 460.40 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 460.40 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 590 lts/seg

luego: (Qa/Q<sub>ll</sub>)x100% = (460.40/590)x100%

= 78% < 80% ==> CON CAPACIDAD

TRAMO P2 - P3

$$A = 6305.60 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 6305.60/60 = 235.40 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 695.80 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (695.80/590) \times 100\% = 117\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P3 - P4.

$$A = 5298.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 5298.00/60 = 188.50 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 884.40 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (884.40/590) \times 100\% = 149\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P4 - P5

$$A = 2638.70 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.50 \times 2638.70/60 = 107.70 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 992.20 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (992.20/590) \times 100\% = 168\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P6 - P7

$$A = 3900.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de grafico No. 2 (para colector terciario), se tiene  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.40 \times 3900.00/60 = 154.70 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 154.70 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 1.00% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 325 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (154.70/325) \times 100\%$$

$$= 52\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P7 - P8

$$A = 2500.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 2500.00/60 = 93.30 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 248.00 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente  $(S) = 1.00\%$  y diámetro  $(\emptyset) = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 325 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (248.00/325) \times 100\%$$

$$= 76\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P8 - P5

$$A = 4760.20 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 4760.20/60 = 169.40 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 417.40 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 2.20% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{11}\text{)} = 730 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (417.40/730) \times 100\%$$

$$= 57\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P5 - P12

$$A = 4590.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 \text{ min}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de grafico No. 3 (para colector secundario), se tiene  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.15 \times 4590.00/60 = 168.70 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 1578.30 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente  $(S) = 1.50\%$  y diámetro  $(\emptyset) = 30''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 1230 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (1578.30/1230) \times 100\% = 128\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P9 - P10

$$A = 3192.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de grafico No. 2 (para colector terciario), se tiene  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.40 \times 3192.00/60 = 126.60 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 126.60 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente  $(S) = 3.80\%$  y diámetro  $(\emptyset) = 18''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{11}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (126.60/590) \times 100\%$$

$$= 21\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P10 - P11

$$A = 4069.30 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2, se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 4069.30/60 = 151.90 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 278.50 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{f1}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{f1}) \times 100\% = (278.50/590) \times 100\%$$

$$= 47\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P11 - P12

$$A = 5305.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2, se tiene  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 5305.50/60 = 188.80 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 467.30 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 2.20% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}) = 730 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (467.30/730) \times 100\%$$

$$= 64\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

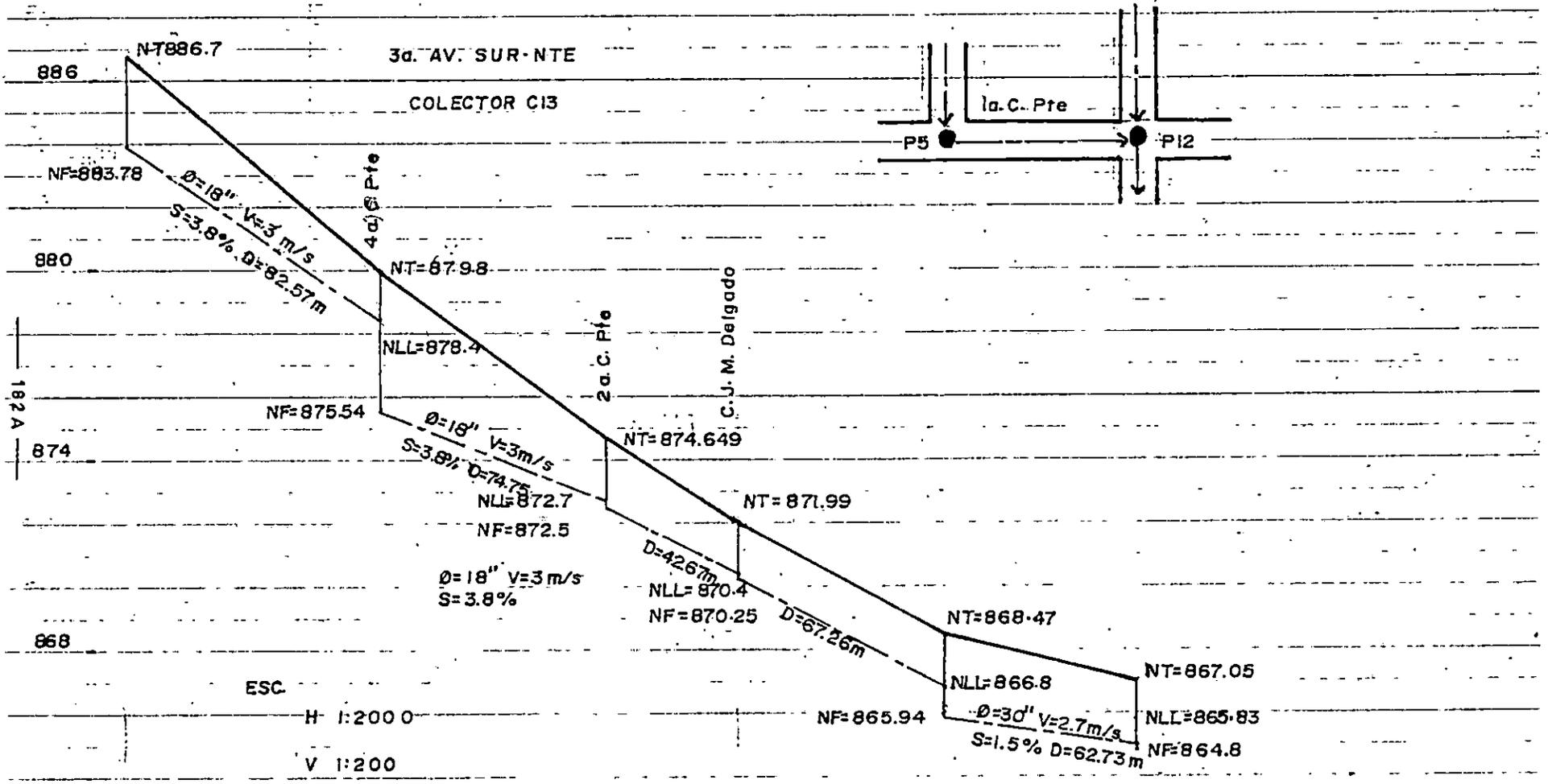
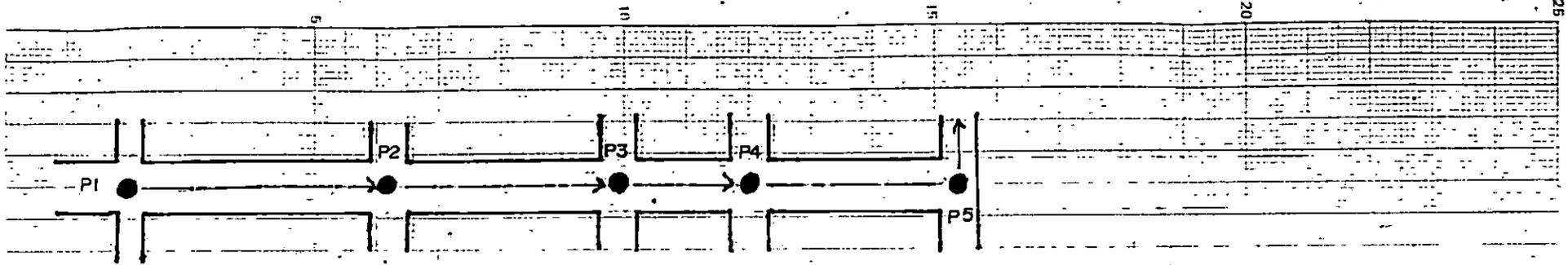
**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

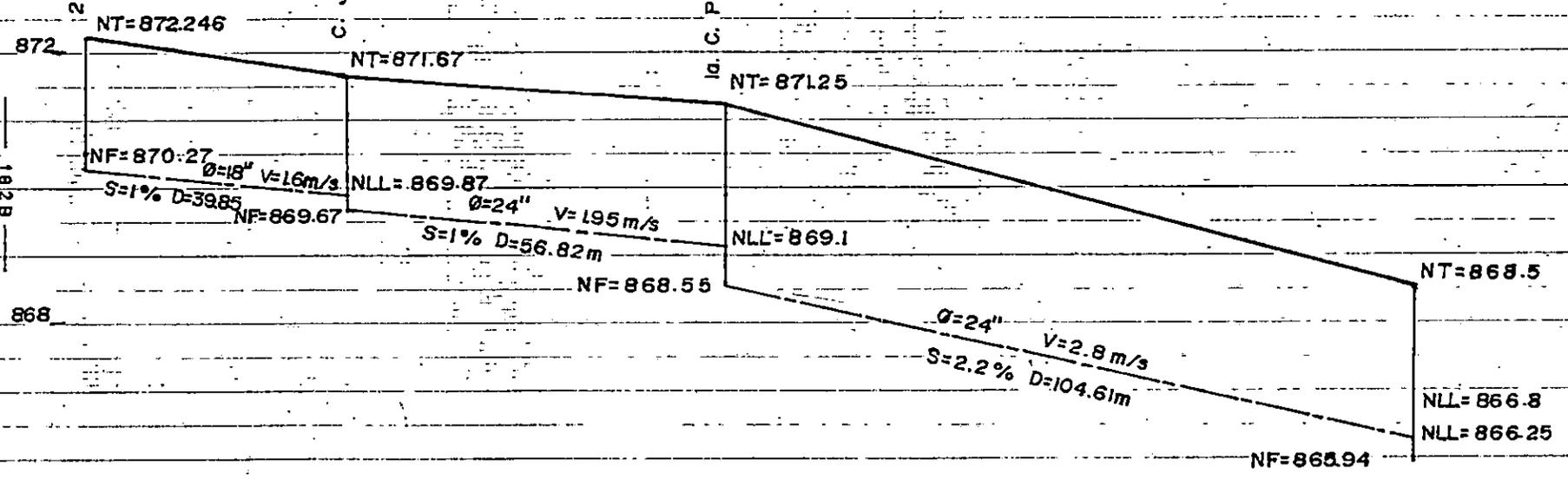
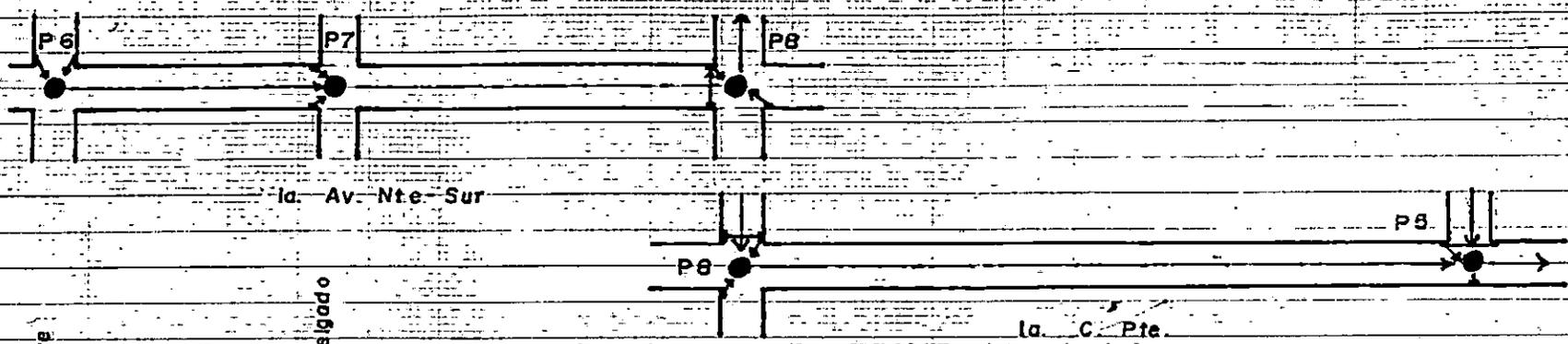
**COLECTOR C13**

**UBICACION: 1ª, 3ª y 5ª AVENIDAS SUR-NORTH Y 1ª CALLE PONIENTE**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	Øexis	Q.lleno	Capac. Hidrom. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m <sup>2</sup>	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	ft	pulg	lts/seg	ft	SI-NO
P1 - P2	12500.00	5	5	3.40	460.40	460.40	3.00	3.80	18	590	78	SI
P2 - P3	6305.60	5	6	3.20	235.40	695.80	3.00	3.80	18	590	100	NO
P3 - P4	5298.00	5	7	3.05	188.50	884.40	3.00	3.80	18	590	100	NO
P4 - P5	2638.70	15	8	3.50	107.70	992.20	3.00	3.80	18	590	100	NO
P6 - P7	3900.00	5	5	3.40	154.70	154.70	1.60	1.00	18	325	52	SI
P7 - P8	2500.00	5	6	3.20	93.30	248.00	1.95	1.00	18	325	76	SI
P8 - P9	4760.20	5	7	3.05	169.40	417.40	2.80	2.20	24	730	57	SI
P5 - P12	4590.00	15	10	3.15	168.70	1578.30	2.70	1.50	30	1230	100	NO
P9 - P10	3192.00	5	5	3.40	126.60	126.60	3.00	3.80	18	590	21	SI
P10 - P11	4069.30	5	6	3.20	151.90	278.50	3.00	3.80	18	590	47	SI







ESC.  
 H 1:1000  
 V 1:100

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C14

Esta formado por dos ramales a los que se les llamará C14-A y C14-B. Ambos están ubicados sobre la 7<sup>a</sup> Av. N. desde la 2<sup>a</sup> C.O. hasta la descarga en el final de la 7<sup>a</sup> Av. N. .

El ramal C14-A es el que en la actualidad se encuentra funcionando, está formado por cuatro pozos incluyendo la descarga en el pozo P6, el cual pertenece al ramal C14-B. Este último está formado por tres pozos.

El diámetro de las tuberías del ramal C14-A es de 18", la pendiente de las mismas es de 3.8%.

El diámetro de las tuberías del ramal C14-B es de 48" y la pendiente es de 1.5% .

La dirección de los ramales es de Sur a Norte, por lo tanto sus ejes son paralelos, compartiendo el último tramo para la descarga.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C14 RAMAL C14-A

### TRAMO P1 - P2

Area de influencia (A) = 114538.84 m<sup>2</sup>

Longitud del cauce más largo (Lc) = 760 m

Elevación promedio (Hm) = 907.5 m

Tiempo de concentración:

Utilizando la fórmula 2.5

$$T_c = \frac{\sqrt[4]{A + 1.5 L_c}}{0.8 \sqrt{H_m}} = \frac{\sqrt[4]{0.1145 + 1.5 \times 0.76}}{0.8 \sqrt{907.5}}$$

$$= 0.103 \text{ hrs} \times 60 \text{ min/hrs} = 6.21 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5$  min y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene:  $I = 3.05$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.5 \times 3.05 \times 114538.84/60 = 2911.20 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 2911.20 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con  $S = 1.00\%$  y  $\varnothing = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 310 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (291.20/310) \times 100\% = 939\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%

==> SIN CAPACIDAD

### TRAMO P1 - P2

Este tramo no tiene área de influencia, por lo que el caudal acumulado es el mismo que en el anterior.

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%)

Con  $S = 3.80\%$  y  $\phi = 18''$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$Q_{11} = 575 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (2911.20/575) \times 100\% = 506\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%

==> SIN CAPACIDAD.

TRAMO P3 - P6

$$A = 1813.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $i = 2.80 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 2.80 \times 1813.50/60 = 59.24 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 59.24 + 2911.20 = 2970.44 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 1.00% y diámetro  $(\phi) = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 310 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (2970.44/310) \times 100\% = 958\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del 100%

==> SIN CAPACIDAD

El caudal que llega al pozo P6, del colector C14-A es:

$$Q_a = 2970.44 \text{ lts/seg}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 12187.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $i = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.40 \times 12187.00/60 = 483.42 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 483.42 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente ( $S$ ) = 1.50% y diámetro ( $D$ ) = 48", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 4400 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (483.82/4400) \times 100\%$$

$$= 11\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P5 - P6

Este tramo no tiene área de influencia, los caudales son los mismos que en el tramo anterior, ya que la pendiente y el diámetro de la tubería se mantienen constantes.

==> CON CAPACIDAD

### TRAMO P6 - DESCARGA

$$A = 10000.25 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 2.65 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 2.65 \times 10000.25/60 = 309.17 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 309.17 + 483.42 = 792.59 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal del colector C14-A, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Q_s = 792.59 + 2970.44 = 3763.03 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 1.50% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 48", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 4400 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (3763.03/4400) \times 100\%$$

$$= 86\% > 80\% \implies \text{SIN CAPACIDAD}$$

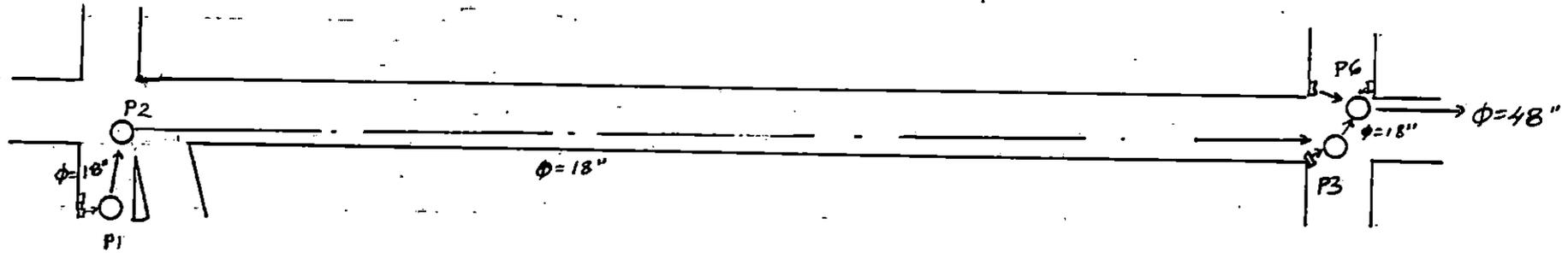
El colector C14-A no es capaz de evacuar todo el caudal generado por la cuenca que drena a él.

El colector C14-B se encuentra sub-utilizado .

Este punto conocido como "Punta de Diamante" es el más crítico debido a que el sistema existente es ineficiente, ocasionando inundaciones cada vez que llueve, además debio al arrastre de sedimentos hace que las tuberías se azolven, con el consiguiente trabajo de limpieza de tragantes y tuberías en cada ocasión.

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

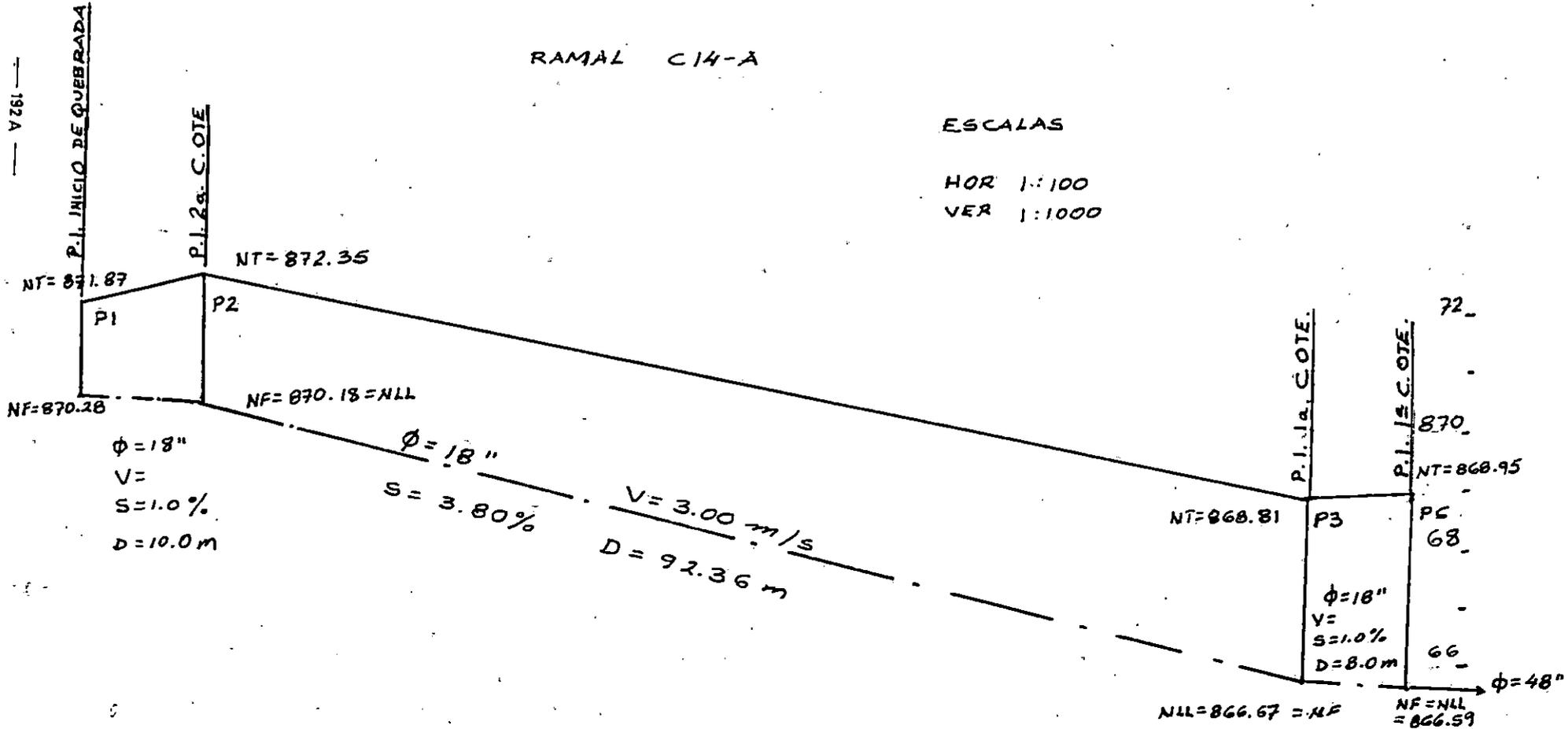
COLECTOR C14		UBICACION: 7ª AVENIDA NORTH										
TRAMO	Area m²	Pr años	Tc min	I m/min	Q.parcial lts/seg	Q.acum lts/seg	v m/seg	S	grais pulg	Q.lleno lts/seg	Capac. Hidran. de Trabajo de la tub. %	Capacidad Hidraulica SI-NO
RAMAL C14-A												
P1 - P2	114538.84	5	7	3.05	2911.20	2911.20	1.70	1.00	18	310	100	NO
P2 - P3	0.00	-	-	-	0.00	2911.20	3.10	3.80	18	575	100	NO
P3 - P6	1813.5	5	8	2.80	59.24	2970.44	1.70	1.00	18	310	100	NO
RAMAL C14-B												
P4 - P5	12187.00	5	5	3.40	483.42	483.42	3.60	1.50	48	4400	11	SI
P5 - P6	0.00	-	-	-	0.00	483.42	3.60	1.50	48	4400	11	SI
P6 - DESC.	1000.25	5	9	2.65	309.17	3763.03	3.60	1.50	48	4400	86	NO



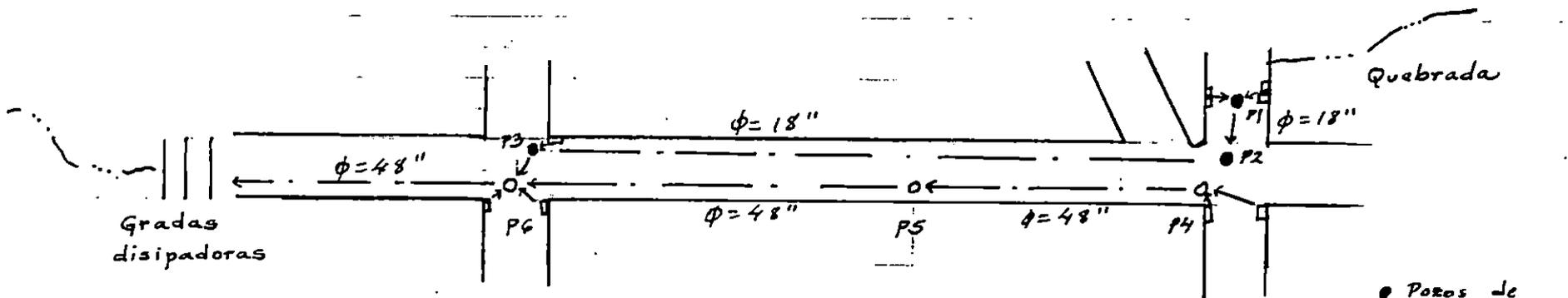
RAMAL C14-A

ESCALAS

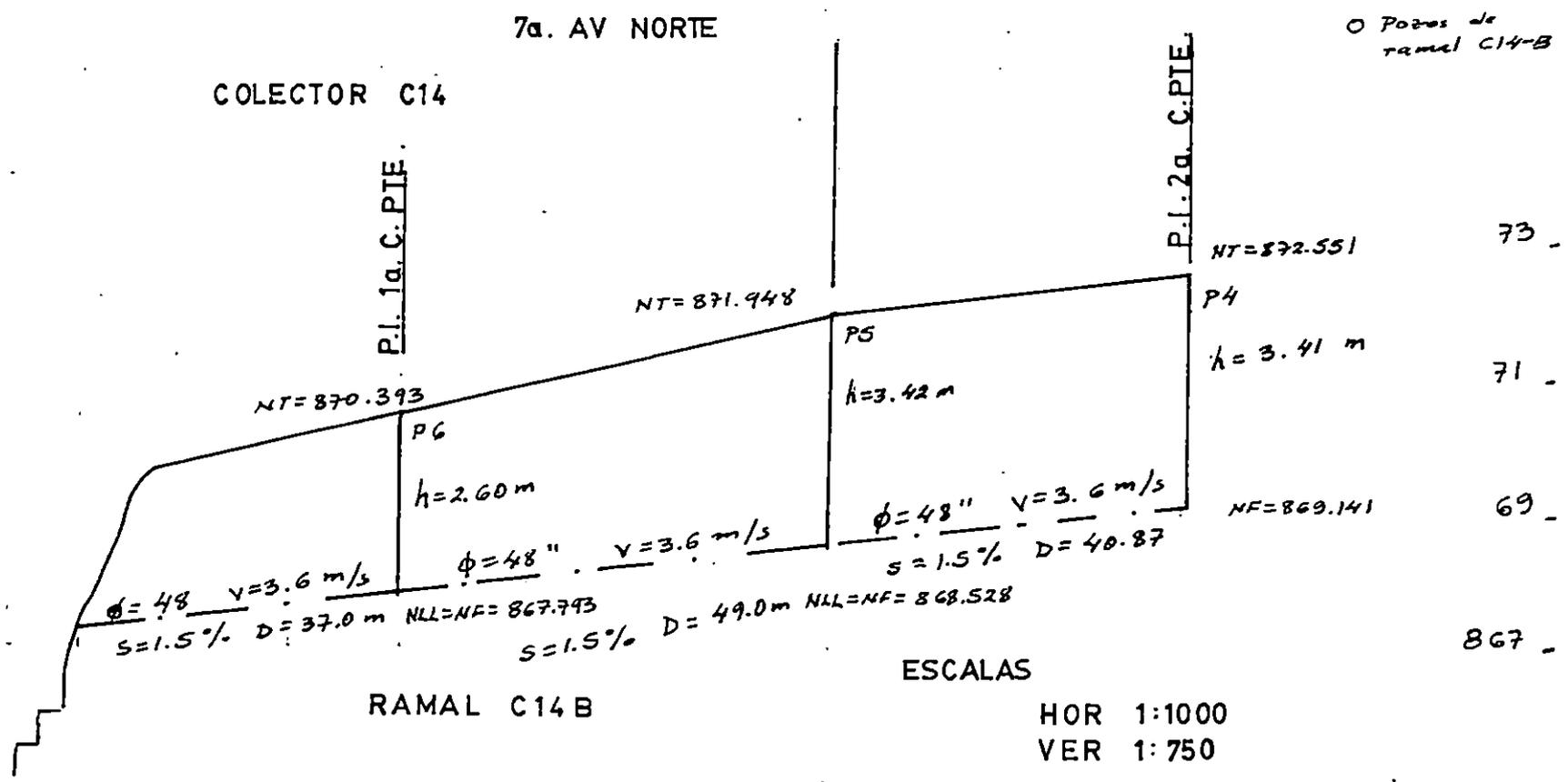
HOR 1:100  
VER 1:1000



192 B



- Pozos de ramal C14-A
- Pozos de ramal C14-B



ESCALAS  
 HOR 1:1000  
 VER 1:750

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C15

Se encuentra ubicado sobre la 2a. Calle Poniente, desde el final de la 6ta. Calle Poniente hasta llegar al lugar conocido, como Pila de Cujuapa, la orientación del colector es de Oriente a Poniente. EL diametro de la tubería es de 18''.

En cuanto a las condiciones físicas se determino que tanto tubería como pozo se encuentran en buenas condiciones.

Las pendientes del colector oscilan entre 2% y 3.8% el número de pozos es de 8.

## ANALISIS Y EVALUACION DE COLECTOR C15

### TRAMO P1 - P2

Area de influencia (A) = 7714.30 m<sup>2</sup>

Tiempo de concentración (Tc) = 5 min

Con Tc = 5 min y de grafico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene  $i = 3.40$  mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 7714.30/60

(Qp) = 306.00 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 306.00 lts/seg

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería  
existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 2.00% y diámetro (Ø) = 18", se lee en la  
figura 3.1 el valor de:

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 410 lts/seg

luego:  $(Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (306.00/410) \times 100\%$

= 75.0% < 80%  $\implies$  CON CAPACIDAD

TRAMO P2 - P3

$$A = 3120.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.20 \times 3120.00/60 = 116.50 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 422.50 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente ( $S$ ) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{11}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{11}) \times 100\% = (422.50/590) \times 100\%$$

$$= 71\% < 80\% \implies \text{CON CAPACIDAD}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 4608.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.05 \times 4608.50/60 = 164.00 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 586.50 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (586.50/590) \times 100\%$$

$$= 99\% > 80\% \implies \text{ SIN CAPACIDAD}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 9585.31 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de grafico No. 2 , se tiene  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.50 \times 9585.31/60 = 391.40 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 977.90 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (977.90/590) \times 100\% = 165\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P5 - P6

$$A = 4200.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 \text{ min}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $i = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.30 \times 4200.30/60 = 161.70 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 1139.60 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente  $(S) = 3.80\%$  y diámetro  $(\emptyset) = 18"$ , se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (1139.60/590) \times 100\% = 193\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

$$100\% \implies \text{ SIN CAPACIDAD}$$

TRAMO P6 - P7

$$A = 3000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 \text{ min}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.15 \times 3000.00/60 = 110.30 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado } (Q_a) = 1249.90 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente ( $S$ ) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 18", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno } (Q_{ll}) = 590 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (1249.90/590) \times 100\% = 211\%$$

Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

TRAMO P7 - P8

$$A = 3720.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 \text{ min}$$

Con  $T_c = 11 \text{ min}$  y de grafico No. 3 , se tiene  $I = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = CIA/60 = 0.70 \times 3.00 \times 3720.00/60 = 130.20 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Caudal acumulado (Qa)} = 1380.10 \text{ lts/seg}$$

Cálculo de capacidad hidráulica de trabajo de la tubería existente en porcentaje (%):

Con pendiente (S) = 3.80% y diámetro ( $\emptyset$ ) = 24", se lee en la figura 3.1 el valor de:

$$\text{Caudal lleno (Q}_{ll}\text{)} = 1000 \text{ lts/seg}$$

$$\text{luego: } (Q_a/Q_{ll}) \times 100\% = (1380.10/1000) \times 100\% = 138\%$$

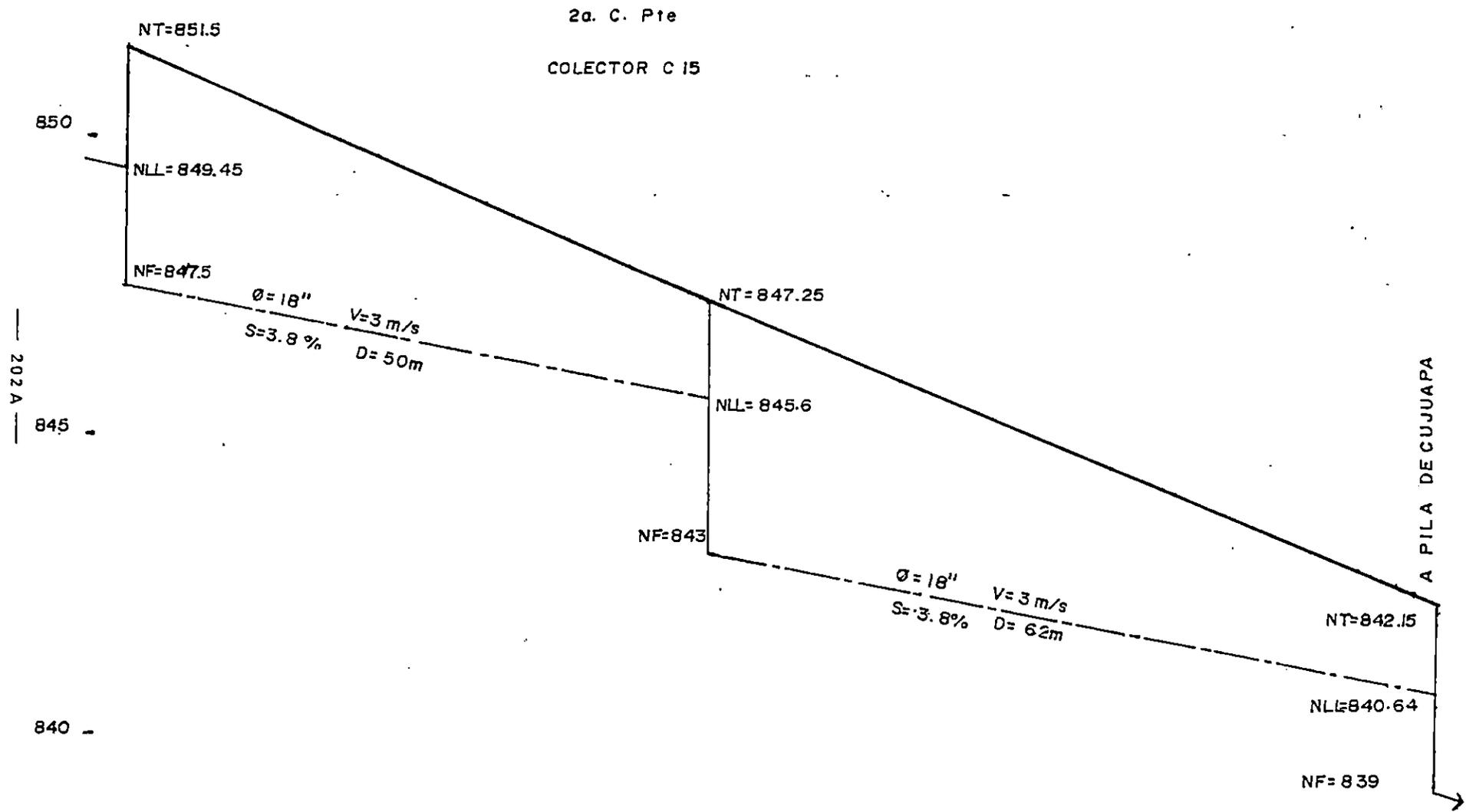
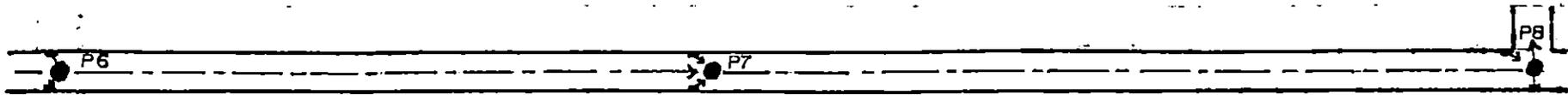
Entonces la capacidad hidráulica de trabajo es del

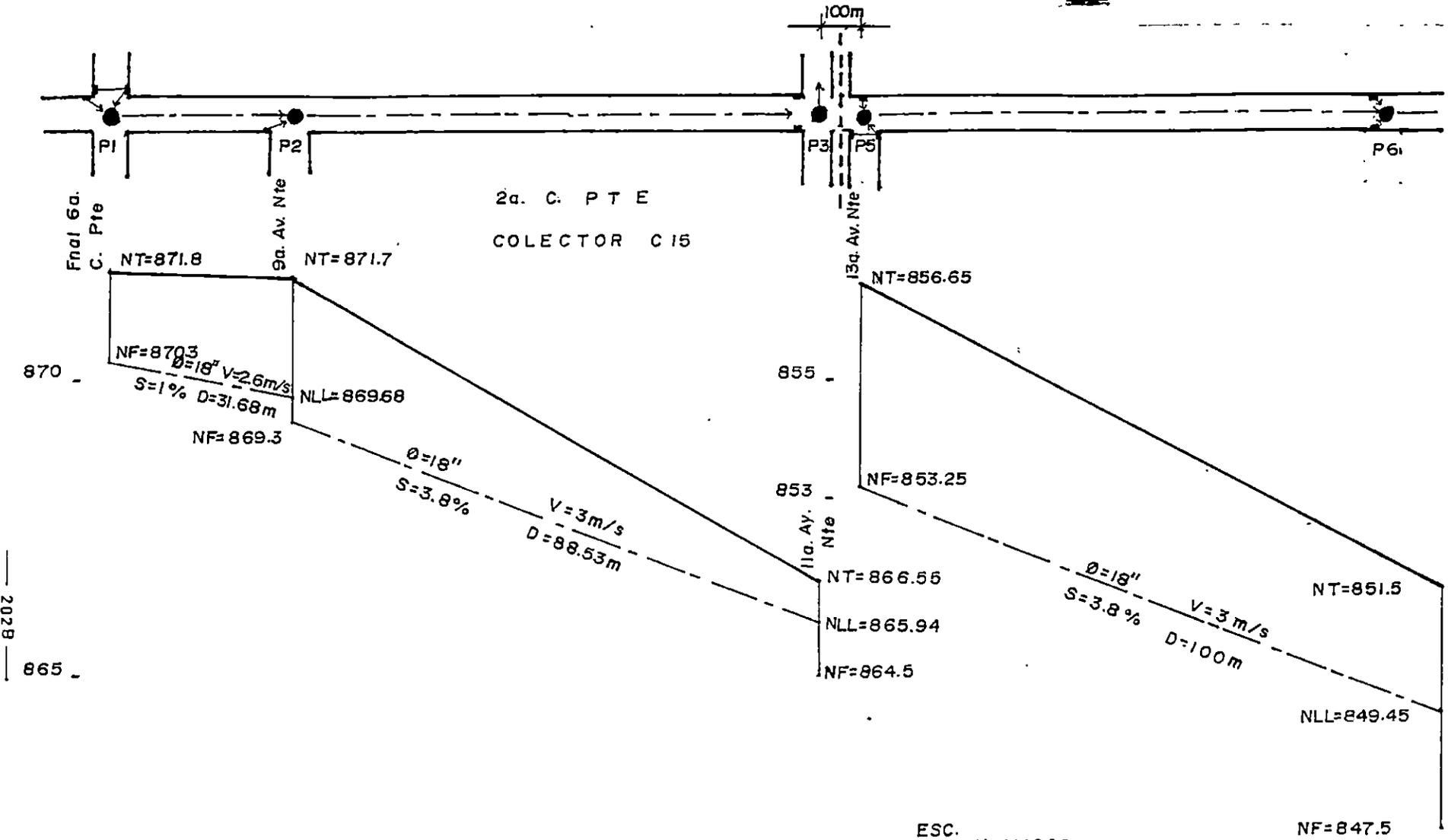
100%  $\implies$  SIN CAPACIDAD

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES EXISTENTES**

**COLECTOR**      **C15**      **UBICACION: 2ª CALLE PONIENTE**

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	v	S	sexis	Q.lleno	Capac. Hidram. de Trabajo de la tub.	Capacidad Hidraulica
	m <sup>2</sup>	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	m/seg	ft	palg	lts/seg	ft	SI-NO
P1 - P2	7714.30	5	5	3.40	306.00	306.00	2.60	2.00	18	430	75	SI
P2 - P3	3120.00	5	6	3.20	116.50	422.50	3.00	3.80	18	590	71	SI
P3 - P4	4608.50	5	7	3.05	164.00	586.50	3.00	3.80	18	590	99	NO
P4 - P5	9585.31	15	8	3.50	391.40	977.90	3.00	3.80	18	590	100	NO
P5 - P6	4200.00	15	9	3.30	161.70	1139.60	3.00	3.80	18	590	100	NO
P6 - P7	3000.00	15	10	3.15	110.30	1249.90	3.00	3.80	18	590	100	NO
P7 - P8	3720.00	15	11	3.00	130.20	1380.10	3.00	3.80	24	1000	100	NO





2028

ESC.  
H 1:1000  
V 1:100

**CAPITULO IV**  
**ALTERNATIVAS DE SOLUCION**

#### 4.1 INTRODUCCION

Son muchos los problemas que se generan en el actual sistema de drenaje de aguas lluvias en la ciudad de Cojutepeque, la mayoría se dan a consecuencia de la falta de capacidad hidráulica en los colectores que lo componen, sumado a la inexistencia del sistema en zonas donde se requiere.

Trece de los quince colectores evaluados en el capítulo anterior resultaron incapaces hidráulicamente, esto conlleva a la búsqueda y planteamiento de alternativas de solución a estos problemas.

Así como son variados los problemas generados, así son las alternativas de solución planteadas, es por ello que existen alternativas que van desde sustituir largos tramos de tubería existente por otra nueva con una sección que sea capaz de evacuar el caudal generado por la escorrentía superficial hasta diseñar nuevos colectores que funcionan independientemente del sistema existente o que interactúan con él.

## 4.2 ALTERNATIVAS DE SOLUCION

### 4.2.1 GENERALIDADES

Las alternativas de solución se dan en sectores donde puede o no existir sistema, de aquí que surgen aquellas en que se presentan diseños de colectores nuevos y/o rediseños de colectores existentes, de igual forma otras estructuras de protección.

Cuando se busca la mejor alternativa de solución, se trata de afectar en lo más mínimo las estructuras del sistema de drenaje de aguas lluvias existente, para no incurrir en las actividades de demolición de las mismas, a menos que sea absolutamente necesario adaptando los nuevos diseños a las condiciones físicas de la zona. Se busca además que la alternativa de solución disminuya la cantidad de agua captada por los colectores existentes y de esta forma tratar de volver con capacidad hidráulica a éstos últimos.

En algunos casos se presenta la construcción de estructuras especiales, tales como pozos de visita con caja de sostén para evitar caídas de agua de mas de tres metros de altura, en estos casos particulares se hace mención en la propuesta de alternativa de solución para determinado diseño y/o rediseño.

### 4.3 CRITERIOS APLICADOS

Las diferentes alternativas de solución son el producto del estudio y aplicación de criterios que han sido tomados en cuenta para obtener un resultado objetivo y óptimo para las diferentes circunstancias y condiciones que se presentan en la solución de cada problema en forma general y particular.

Los criterios aplicados se describen a continuación:

Condiciones Topográficas: involucren el estudio de rasantes de vías de acceso, tuberías existentes y proyectadas, dirección del flujo superficial, niveles de posibles nuevos puntos de descarga, etc.

Adaptación en Campo: toma en cuenta la proyección de ejecución de las obras para estructuras que serán diseñadas para que el sistema funcione satisfactoriamente, en función de la ubicación de éstas con respecto a las estructuras de otros sistemas existentes y propiedades privadas tratando de no alterar estas últimas en lo que sea posible.

Reglamentación: se aplicará para el diseño de nuevos colectores y otras estructuras el Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción en lo Relativo a Parcelaciones y Urbanizaciones Habitacionales vigente de la Dirección de Urbanismo y Arquitectura ( DUA ).

Técnico Macro-económico: aplicándolo a la proyección en la ejecución de las obras que podría elevar el costo de ejecución de las actividades considerando además las condiciones físicas del terreno, estructuras existentes, obtención y uso de materiales.

#### 4.4 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION EN TERMINOS GENERALES

A continuación se describen las posibles alternativas de solución en forma general para los problemas que se presentan en el actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque.

##### 1. CAMBIO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Consiste en cambiar el diámetro de las tuberías existentes en los tramos de los colectores que presentan deficiencia en la capacidad hidráulica, por una tubería de mayor diámetro según se ha determinado en la evaluación del colector en estudio.

##### 2. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE COLECTORES PARALELOS

Consiste en el diseño y construcción de nuevos colectores que se proyectan construirse en línea paralela a los colectores existentes a partir de los tramos donde se requieran, pero esta alternativa no podría en algunos casos ser factible si el diámetro existente y el proyectado son relativamente grandes o si la profundidad del nuevo pozo es mayor que la del existente; y habrá que tomar en cuenta el ancho de la calle para evaluar el espacio físico disponible, así como los daños al colector existente durante la ejecución de la construcción del colector proyectado, además se debe tomar en cuenta los daños que se ocasionarán a estructuras de otros sistemas.

### 3. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE NUEVOS COLECTORES

Consiste en el diseño y construcción de nuevos colectores donde no existe sistema de drenaje de aguas lluvias y que además captarían la mayor cantidad de agua posible aliviando de esa forma la carga en caudal de otros colectores existentes cercanos.

### 4. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE AMPLIACION DE COLECTORES EXISTENTES

Consiste en el diseño y construcción de nuevos tramos de tubería, para evitar que el agua fluya superficialmente por las calles hasta alcanzar el inicio y/o tramo de un colector existente.

#### 4.5 PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE COLECTORES.

El procedimiento para el diseño de un colector es el siguiente:

1- En primer lugar se determina en el plano general de la ciudad la posible ubicación del colector proyectado, tomando en cuenta las rasantes de las calles y avenidas para su orientación, así como las áreas de influencia que lo afectarían para la captación de la escorrentía superficial, además su punto de descarga.

2- Se realiza un análisis con los colectores aledaños existentes, si los hay, para determinar qué áreas de influencia se restan a éstos y de esa forma disminuir el caudal que llega a los mismos.

3- Se estudia el punto de descarga del nuevo colector para determinar si es posible proyectarlo con las condiciones físicas existentes, de lo contrario habrá que proyectar estructuras de protección para las tuberías en estos puntos.

4- Utilizando la metodología para la evaluación del actual sistema de drenaje de aguas lluvias del capítulo III en los numerales 4, 5, 6 y 7 que se refieren a la determinación de áreas de influencia, coeficiente de escorrentía, tiempo de

concentración e intensidad de lluvia y caudal respectivamente. Es de hacer notar que el caudal que aquí se determina es el que conducirá la tubería en condiciones parcialmente llena, llamado aquí Caudal parcial ( $Q_p$ ), al cual se le sumará el caudal parcial del tramo anterior, dando como resultado un Caudal acumulado ( $Q_a$ )

5- Aplicando la reglamentación vigente y con las elevaciones y distancias de campo se estudia la pendiente que tendrá la línea de tubería en cada tramo del nuevo colector.

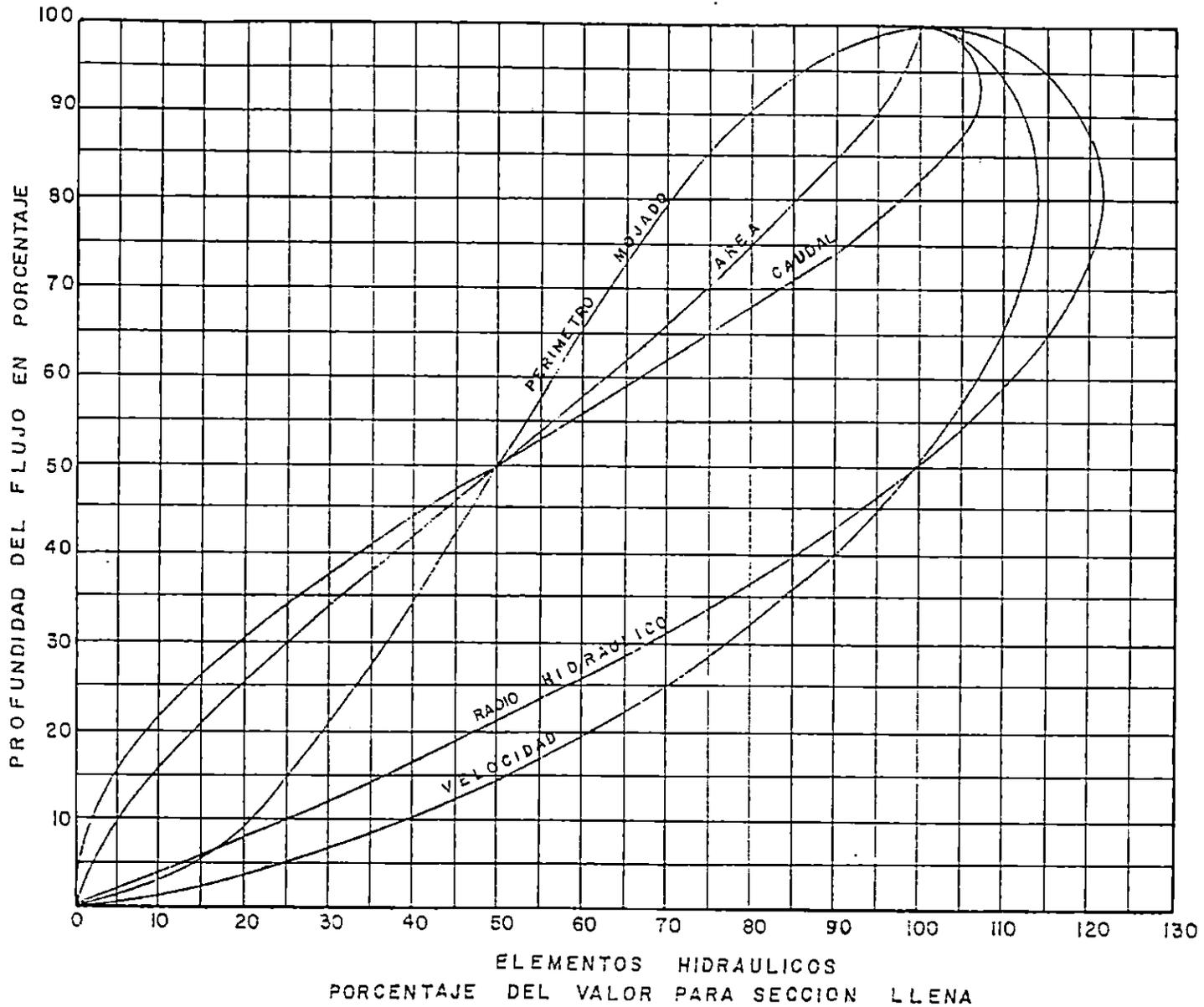
6- Con el valor de la pendiente se determina en el nomograma para el Cálculo de drenajes circulares trabajando llenos para  $n = 0.015$  (figura 3.1) el valor del diámetro ( $\emptyset$ ) de la tubería en pulgadas, capaz de transportar un caudal mayor que el determinado para tubería en condiciones parcialmente llena ( $Q_{ll}$ ), así también su velocidad ( $V$ ).

7- Relacionando los caudales para tubería parcial y totalmente llena ( $Q_a/Q_{ll}$ ) se obtiene la razón de estos elementos hidráulicos.

8- Con el valor obtenido anteriormente se procede a leer en la figura de Elementos hidráulicos básicos de un colector circular (figura 4.1) la razón de velocidades en condiciones de tubería parcial y totalmente llena ( $v/V$ ).

9- Con la relación de velocidades se determina el valor de la velocidad en condiciones de tubería parcialmente llena ( v ).

Estos elementos hidráulicos son los que aparecen en los cuadros resumen de colectores y en los perfiles del diseño.



**FIGURA 4.1 ELEMENTOS HIDRAULICOS BASICOS DE UN COLECTOR CIRCULAR**

#### 4.6 COLECTORES REDISEÑADOS

A continuación se presenta la memoria de cálculo y cuadro resumen para cada colector que ha sido rediseñado.

El rediseño obedece a las alternativas de solución consistentes en:

- cambio de estructuras existentes
- diseño y construcción de ampliación de colectores existentes.

En el contenido de anexos se presentan las proyecciones en planta y perfiles de los tramos rediseñados correspondientes a los colectores rediseñados respectivos.

COLECTOR C2

TRAMO PA - PB

Area de Influencia (A) = 3675.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 3675.00/60

(Qp) = 145.78 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 145.78 lts/seg

Con pendiente (S) = 4.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro (Ø) = 18"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 600 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 3.20 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 145.78/600 = 0.24

Con el valor de 0.24 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 0.83

Entonces: v = 0.83 x 3.20 = 2.66 mts/seg

TRAMO PB - P1

Este tramo no tiene área de influencia y posee las mismas condiciones que el anterior.



### COLECTOR C3

#### TRAMO SALIDA - CAJA DESCARGA

Area de Influencia (A) = 33186.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 8 min.

Con Tc = 8 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 2.90 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.25 x 2.90 x 33186.00/60

(Qp) = 401.00 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 401.00 + 1338.71 = 1739.71 lts/seg

Con pendiente (S) = 1.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 42"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 2400 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.75 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 1739.71/600 = 0.51

Con el valor de 0.51 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.00

Entonces: v = 1.00 x 2.75 = 2.75 mts/seg



COLECTOR C13

TRAMO P2 - P3

Área de Influencia (A) = 6305.60 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 6 min.

Con Tc = 6 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.20 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.20 x 6305.60/60

(Qp) = 235.40 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 408.00 + 235.40 = 643.40 lts/seg

Con pendiente (S) = 2.75% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 24"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 900 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.75 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 643.40/900 = 0.71

Con el valor de 0.71 y de figura 4.1. se tiene: v/V = 1.08

Entonces: v = 1.08 x 2.75 = 2.99 mts/seg

TRAMO P3 - P4

$$A = 5298.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 5298.00/60 = 188.50 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 831.90 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.50\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = .30''$

$$Q_{11} = 1250 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.65 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 831.90/1250 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.65 = 2.84 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 2638.70 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 2638.70/60 = 107.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 939.60 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.50\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 30''$

$$Q_{11} = 1250 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.65 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 939.60/1250 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.65 = 2.91 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P5 - P12

$$A = 4590.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 4590.00/60 = 168.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1108.30 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{ll} = 1640 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.55 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 1108.30/1640 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1. se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.55 = 2.73 \text{ mts/seg}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES REDISEÑADOS**

COLECTOR C13

UBICACION : 3ª AVENIDA SUR DESDE 6ª CALLE PONIENTE HASTA 1ª CALLE PONIENTE

TRAMO	Area	Pr	To	I	Q-parcia	Q-acum	S	e a util	Q lleno	V.lleno	v.p.lleno	Capac.Hidrául de Trabajo de la Tub
	m²	años	min	ms/min	lts/seg	lts/seg	ft	pulg	lts/seg	mt/seg	mt/seg	3
P2 - P3	6305.60	5	6	3.20	235.40	643.40	2.75	24	900	2.75	2.99	71
P3 - P4	5298.00	5	7	3.05	188.50	831.90	1.50	30	1250	2.65	2.84	66
P4 - P5	2638.70	15	8	3.50	107.70	939.50	1.50	30	1250	2.65	2.91	75
P5 - P12	4590.00	15	10	3.15	168.70	1108.30	1.00	36	1640	2.55	2.73	67

COLECTOR C15

TRAMO P3 - P4

Area de Influencia (A) = 4608.50 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 7 min.

Con Tc = 7 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.05 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.05 x 4608.50/60

(Qp) = 164.00 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 586.50 lts/seg

Con pendiente (S) = 2.10% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 24"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 780 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.70 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 586.50/780 = 0.75

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.09

Entonces: v = 1.09 x 2.70 = 2.96 mts/seg

TRAMO P4 - P5

$$A = 9585.31 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colèctor secundario), se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 9589.31/60 = 391.49 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 977.90 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.55\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\varnothing = 30''$

$$Q_{11} = 1300 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 977.90/1300 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P5 - P6

$$A = 4200.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 4200.00/60 = 161.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1139.60 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\theta = 36''$

$$Q_{ll} = 1620 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.55 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 1139.60/1620 = 0.70$$

Con el valor de 0.70 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.55 = 2.75 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P6 - P7

$$A = 3000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $i = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 3000.00/60 = 110.30 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1249.90 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 . se tiene  $\emptyset = 36"$

$$Q_{11} = 1620 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.55 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1249.90/1620 = 0.77$$

Con el valor de 0.77 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.55 = 2.82 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P7 - P8

$$A = 3720.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.00$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 3720.00/60 = 130.20 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1380.10 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 42''$

$$Q_{11} = 2045 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1380.10/2045 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

Entonces:  $v = 1.06 \times 2.75 = 2.94$  mts/seg

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES REDISEÑADOS**

**COLECTOR C15**      **UBICACION: 2ª CALLE PONIENTE DESDE FINAL 6ª CALLE PONIENTE HASTA PILA DE CUJUAPA**

TRAMO	Aren	Pr	Tc	I	Q. parcia	Q. acum	S	o a util	Q lleno	V. lleno	v. p. lleno	Capac. Hidrán de Trabajo de la Tub
	m <sup>2</sup>	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	%	palg	lts/seg	mt/seg	mt/seg	%
P3 - P4	4608.50	5	7	3.05	164.00	586.50	2.10	24	780	2.70	2.96	75
P4 - P5	9585.20	15	8	3.50	391.40	977.90	1.55	30	1300	2.75	2.99	75
P5 - P6	4200.00	15	9	3.30	161.70	1139.60	1.00	36	1620	2.55	2.75	70
P6 - P7	3001.00	15	10	3.15	110.30	1249.90	1.00	36	1620	2.55	2.82	77
P7 - P8	3720.00	15	11	3.00	130.20	1380.10	1.00	42	2045	2.75	2.94	67

#### 4.7 COLECTORES DISEÑADOS

A continuación se presenta la descripción técnica, memoria de cálculo y cuadro resumen para cada colector que ha sido diseñado.

El diseño obedece a la alternativa de solución consistente en diseño y construcción de nuevos colectores.

En el contenido de anexos se presentan las proyecciones en planta y perfiles de los colectores diseñados.

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C16

Esta ubicado sobre la 1<sup>a</sup> Av. Sur-Norte, desde la intersección con la 8<sup>a</sup> C.Pte. en el pozo P1 hasta la intersección con la 5<sup>a</sup> C.Pte. su orientación es de Sur a Norte en los tramos comprendidos entre los pozos P1 y P10 y de Norte a Sur en el tramo P11 - P10.

El pozo P1 está proyectado donde actualmente está ubicado el P2 del colector C1.

Las pendientes de las tuberías son de 1.60, 1.20, 1.00 y 0.90% .

Las secciones de las tuberías son de 30, 36, 42 y 48 pulgadas. consta de once pozos de visita.

Este colector ha sido diseñado para aliviar al colector C1 en sus primeros tramos.

COLECTOR C16

TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 52635.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 52635.00/60

$$(Qp) = 745.66 \text{ lts/seg}$$

Caudal acumulado (Qa) = 745.66 lts/seg

Con pendiente (S) = 1.60% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 30"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 1250 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.80 mts/seg

Relacionando los caudales:

$$(Qa/Q_{ll}) = 745.66/1250 = 0.60$$

Con el valor de 0.60 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.05

Entonces: v = 1.05 x 2.80 = 2.93 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 3204.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $l = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 3204.00/60 = 119.63 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 119.63 + 745.66 = 865.29 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.60\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 30''$

$$Q_{11} = 1250 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.80 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 865.29/1250 = 0.69$$

Con el valor de 0.69 y de figura 4.1. se tiene:  $v/V = 1.08$

$$\text{Entonces: } v = 1.08 \times 2.80 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 7721.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 7721.00/60 = 333.20 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 333.20 + 865.29 = 1198.58 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 36"$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1198.58/1800 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.75 = 2.94 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 0000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $i = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 0000.00/60 = 000.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 000.00 + 1198.58 = 1198.58 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$ , de figura 3.1 . se tiene  $\emptyset = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1198.58/1800 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.75 = 2.94 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P5 - P6

$$A = 9364.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 9364.00/60 = 360.51 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 360.51 + 1198.58 = 1559.09 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 42''$

$$Q_{11} = 2400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1559.09/2400 = 0.65$$

Con el valor de 0.65 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

Entonces:  $v = 1.06 \times 2.75 = 2.92 \text{ mts/seg}$

TRAMO P6 - P7

$$A = 4319.75 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 4319.75/60 = 158.75 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 158.75 + 1559.09 = 1717.84 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 42"$

$$Q_{II} = 2400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 1717.84/2400 = 0.72$$

Con el valor de 0.72 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

Entonces:  $v = 1.09 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$

TRAMO P7 - P8

$$A = 3104.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11 \text{ min}$  y de gráfico No. 3. se tiene:  $I = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 3104.50/60 = 108.66 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 108.66 + 1717.84 = 1826.50 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 . se tiene  $\emptyset = 42''$

$$Q_{11} = 2400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1826.54/2400 = 0.76$$

Con el valor de 0.76 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P8 - P9

$$A = 4760.20 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 + 1 = 12 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 12 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $i = 2.85 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.85 \times 4760.20/60 = 158.28 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 158.28 + 1826.50 = 1984.78 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1984.78/3400 = 0.58$$

Con el valor de 0.58 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.04$

$$\text{Entonces: } v = 1.04 \times 2.85 = 2.96 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P9 - P10

$$A = 0000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 12 + 1 = 13 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 13 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.75 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.75 \times 0000.00/60 = 000.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 000.00 + 1984.78 = 1984.78 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1984.78/3400 = 0.58$$

Con el valor de 0.58 y de figura 4.1, se tiene:  $u/V = 1.04$

Entonces:  $u = 1.04 \times 2.85 = 2.96 \text{ mts/seg}$

TRAMO P10 - DESCARGA

$$A = 6247.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 13 + 1 = 14 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 14$  min y de gráfico No. 4 (para colector primario), se tiene:  $I = 2.75$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.75 \times 6247.00/60 = 200.42 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 200.42 + 1984.78 = 2185.20 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2185.20/3400 = 0.64$$

Con el valor de 0.64 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

$$\text{Entonces: } v = 1.06 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P11 - P10

$$A = 2700.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 (para colector terciario), se tiene:  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 2700.00/60 = 107.10 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 107.10 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 18''$

$$Q_{II} = 425. \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.30 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 107.10/425 = 0.25$$

Con el valor de 0.25 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 0.84$

Entonces:  $v = 0.84 \times 2.30 = 1.93 \text{ mts/seg}$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES DISEÑADOS**

COLECTOR C16		UBICACION: 1ª AVENIDA SUR-NORTE										
TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	S	e a util	Q lleno	V.lleno	v.p.lleno	Capac.Hidrául de Trabajo de la Tub
	m²	años	min	m/min	lts/seg	lts/seg	s	palg	lts/seg	nt/seg	nt/seg	s
P1 - P2	52635.00	5	5	3.40	745.66	745.66	1.60	30	1250	2.80	2.93	60
P2 - P3	3204.50	5	6	3.20	119.63	865.29	1.60	30	1250	2.80	3.00	69
P3 - P4	7721.00	15	7	3.70	333.29	1198.58	1.20	36	1800	2.75	2.94	67
P4 - P5	0.00	15	8	3.50	0.00	1198.58	1.20	36	1800	2.75	2.94	67
P5 - P6	9364.00	15	9	3.30	360.51	1559.09	1.00	42	2400	2.75	2.92	65
P6 - P7	4319.75	15	10	3.15	158.75	1717.84	1.00	42	2400	2.75	3.00	72
P7 - P8	3104.50	15	11	3.00	108.66	1826.50	1.00	42	2400	2.75	3.00	76
P8 - P9	4760.20	15	12	2.85	158.28	1984.78	0.90	48	3400	2.85	2.96	58
P9 - P10	0.00	15	13	2.75	0.00	1984.78	0.90	48	3400	2.85	2.96	58
P10 - DESC	6247.00	25	14	2.75	200.42	2185.20	0.90	48	3400	2.85	3.00	64



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C17

Este colector has sido diseñado para aliviar al colector C1 en sus últimos tramos y sustituir al colector C4.

Está ubicado sobre la 8<sup>a</sup> Av. Sur: su descarga es directamente a la quebrada Cupanaste.

Su orientación es de Ote. a Pte. del pozo P1 al P4 y del pozo P6 al P7. de Sur a Norte en los tramos entre los pozos P4 - P6 y P7 - P10.

Las pendientes son de 1.00 y 0.90%.

Los diámetros de las tuberías son de 42 y 48 pulgadas.

COLECTOR C17

TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 23921.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 8 min.

Con Tc = 8 min y de gráfico No. 3 (para colector secundario),  
se tiene: I = 3.50 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.50 x 23921.00/60

(Qp) = 976.77 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 976.77 + 574.95 = 1551.72 lts/seg

Con pendiente (S) = 1.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 42"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 2400 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.75 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 1551.72/2400 = 0.65

Con el valor de 0.65 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.06

Entonces: v = 1.06 x 2.75 = 2.92 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 1720.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 1720.00/60 = 66.22 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 66.22 + 1551.72 = 1617.94 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 42"$

$$Q_{11} = 2400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1617.94/2400 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

Entonces:  $v = 1.07 \times 2.75 = 2.94$  mts/seg

TRAMO P3 - P4

$$A = 4698.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $i = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 4698.00/60 = 172.65 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 172.65 + 1617.94 = 1790.59 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  . de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 42"$

$$Q_{11} = 2400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1790.59/2400 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

Entonces:  $v = 1.10 \times 2.75 = 3.00$  mts/seg

TRAMO P4 - P5

$$A = 6812.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.00$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 6812.00/60 = 238.42 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 238.42 + 1790.59 = 2029.01 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 48"$

$$Q_{II} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 2029.01/3400 = 0.60$$

Con el valor de 0.60 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.04$

Entonces:  $v = 1.04 \times 2.85 = 2.96 \text{ mts/seg}$

TRAMO P5 - P6

$$A = 2637.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 + 1 = 12 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 12$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.85$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.85 \times 2637.00/60 = 87.68 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 87.68 + 2029.01 = 2116.69 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 48''$

$$Q_{II} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 2116.69/3400 = 0.62$$

Con el valor de 0.62 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.05$

Entonces:  $v = 1.05 \times 2.85 = 2.99$  mts/seg

TRAMO P6 - P7

$$A = 3968.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 12 + 1 = 13 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 13 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.75 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.75 \times 3968.00/60 = 127.31 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 127.31 + 2116.69 = 2244.00 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2244.00/3400 = 0.66$$

Con el valor de 0.66 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

$$\text{Entonces: } v = 1.06 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P7 - P8

$$A = 3073.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 13 + 1 = 14 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 14 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.65 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.65 \times 3073.00/60 = 98.01 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 95.01 + 2244.00 = 2339.01 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2330.10/3400 = 0.69$$

Con el valor de 0.69 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

Entonces:  $v = 1.07 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$

TRAMO P8 - P9

$$A = 3000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 14 + 1 = 15 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 15 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.55 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.55 \times 3000.00/60 = 89.25 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 89.25 + 2339.01 = 2428.26 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{II} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 2428.26/3400 = 0.71$$

Con el valor de 0.71 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P9 - P10

$$A = 1650.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 15 + 1 = 16 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 16 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 2.45 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.45 \times 1650.00/60 = 47.16 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 47.16 + 2428.26 = 2475.42 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2475.42/3400 = 0.73$$

Con el valor de 0.73 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

Entonces:  $v = 1.07 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$

TRAMO P10 - DESCARGA

$$A = 1200.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 16 + 1 = 17 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 16 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $i = 2.45 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.45 \times 1200.00/60 = 34.30 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 34.30 + 2475.42 = 2509.72 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.90\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 48''$

$$Q_{11} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.85 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2509.72/3400 = 0.74$$

Con el valor de 0.74 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.85 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES DISEÑADOS**

COLECTOR CI7 UBICACION: 8ª CALLE ORIENTE-AVENIDA RAFAEL CARRERA-8ª AVENIDA SUR

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	S	o a util	Q lleno	V.lleno	v.p.lleno	Capac.Hidrán de Trabajo de la Tub
	m <sup>2</sup>	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	s	pulg	lts/seg	nt/seg	nt/seg	s
P1 - P2	23921.00	15	8	3.50	976.77	1551.72*	1.00	42	2400	2.75	2.92	65
P2 - P3	1720.00	15	9	3.30	66.22	1617.94	1.00	42	2400	2.75	2.94	67
P3 - P4	4698.00	15	10	3.15	172.65	1790.59	1.00	42	2400	2.75	3.00	75
P4 - P5	6812.00	15	11	3.00	238.42	2029.01	0.90	48	3400	2.85	2.96	60
P5 - P6	2637.00	15	12	2.85	87.68	2116.69	0.90	48	3400	2.85	2.99	62
P6 - P7	3968.00	15	13	2.75	127.31	2244.00	0.90	48	3400	2.85	3.00	66
P7 - P8	3073.00	15	14	2.65	95.01	2339.01	0.90	48	3400	2.85	3.00	69
P8 - P9	3000.00	15	15	2.55	89.25	2428.26	0.90	48	3400	2.85	3.00	71
P9 - P10	1650.00	15	16	2.45	47.16	2475.42	0.90	48	3400	2.85	3.00	73
P10 - DESC	1200.00	25	17	2.45	34.30	2509.72	0.90	48	3400	2.85	3.00	74

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C18

Este colector es de alivio a los colectores existentes C6 y C7. Está formado por dos ramales: El primero sobre la Avenida Raúl Contreras desde la 4ª Calle Oriente-Poniente hasta la 2ª Calle Oriente-Poniente, del pozo P1 al P2, la dirección es de Poniente a Oriente.

El segundo tramo se encuentra sobre la 2ª Calle Oriente, desde la Av. Raúl Contreras hasta la 8ª Av. Sur, del pozo P2 hasta el P11, la dirección es de Poniente a Oriente. En su recorrido este colector utiliza estructuras de colectores existentes, tales como el pozo P1 del colector C6, el pozo P8 del colector C8, además recolecta el caudal de los primeros tramos del colector C7 en el pozo P6 proyectado; también capta el caudal que transportan los tramos P6 - P7 y P7 - P8 del colector C8, esto en el pozo P9. Por último capta el caudal del colector C19 en el pozo P11.

El colector está formado por 11 pozos de visita.

Las pendientes de las tuberías en este colector varían entre 0.80% y 2.10% .

Los diámetros de las tuberías son de 24", 42", 48" y 60".

COLECTOR C18

TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 9428.460 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 9428.46/60

(Qp) = 374.00 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 374.00 lts/seg

Con pendiente (S) = 0.90% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 24"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 500 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 1.80 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 374.00/500 = 0.75

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.10

Entonces: v = 1.10 x 1.80 = 1.98 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 2195.64 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 2195.64/60 = 96.06 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 96.06 + 374.00 = 470.06 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.40\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 24''$

$$Q_{11} = 640 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.30 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 470.06/640 = 0.73$$

Con el valor de 0.73 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.30 = 2.51 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 2881.93 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.70$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.70 \times 2881.93/60 = 124.40 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 124.40 + 470.06 = 594.46 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.10\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 24''$

$$Q_{11} = 780 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 594.46/780 = 0.76$$

Con el valor de 0.76 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.70 = 2.97 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P4-P5 y P5-P6

Ambos tramos no tienen áreas de influencia.

Estos tramos sirven para cambio de dirección del flujo.

Los caudales son los mismos que en el tramo anterior, por lo tanto las condiciones de diseño se mantienen.

TRAMO P6 - P7

$$A = 3712.80 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8$  min y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $i = 3.50$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 3712.80/60 = 151.61 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal de los primeros tramos del colector existente C7, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Q_a = 151.61 + 594.46 + 784.91 = 1530.98 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 42''$

$$Q_{11} = 2500 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1530.98/2500 = 0.61$$

Con el valor de 0.61 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.05$

$$\text{Entonces: } v = 1.05 \times 2.75 = 2.89 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P7 - P8

$$A = 1200.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9$  min y de gráfico No. 3 , se tiene:  $I = 3.30$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 1200.00/60 = 46.20 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 46.20 + 1530.98 = 1577.18 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 42"$

$$Q_{11} = 2500 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1577.18/2500 = 0.63$$

Con el valor de 0.63 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.05$

$$\text{Entonces: } v = 1.05 \times 2.75 = 2.90 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P8 - P9

Este tramo no tiene área de influencia, las condiciones de diseño son las mismas que en el anterior.

TRAMO P9 - P10

$$A = 7176.90 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 3 , se tiene:  $i = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 7176.90/60 = 263.75 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal de los tramos que se conservan del colector C8, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Q_a = 263.75 + 1577.18 + 559.54 = 2400.47 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{II} = 3400 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 2400.47/3400 = 0.71$$

Con el valor de 0.71 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.70 = 2.93 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P10 - P11

Este tramo no tiene área de influencia. las condiciones de diseño son las mismas que en el anterior.

TRAMO P11- DESCARGA

$$A = 5784.02 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11$  min y de gráfico No. 4 (para colector primario), se tiene:  $I = 3.00$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 5784.02/60 = 202.44 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal del colector C19, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Q_a = 202.44 + 2602.91 + 1270.94 = 3873.85 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.60\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 60''$

$$Q_{11} = 5200 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 3873.85/5200 = 0.74$$

Con el valor de 0.74 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES DISEÑADOS**

COLECTOR C18		UBICACION: AVENIDA RAUL CONTRERAS Y 2ª CALLE ORIENTE										
TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	S	o a mtll	Q lleno	V.lleno	v.p.lleno	Capac.Hidrául de Trabajo de la Tub
	m²	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	s	pulg	lts/seg	mt/seg	mt/seg	s
P1 - P2	9428.46	5	5	3.40	374.00	374.00	0.90	24	500	1.80	1.98	75
P2 - P3	2195.64	5	6	3.20	96.06	470.06	1.40	24	640	2.30	2.51	73
P3 - P4	2881.93	15	7	3.70	124.40	594.46	2.10	24	780	2.70	2.97	76
P4 - P5	0.00	-	-	-	0.00	594.46	2.10	24	780	2.70	2.97	76
P5 - P6	0.00	-	-	-	0.00	594.46	2.10	24	780	2.70	2.97	76
P6 - P7	3712.80	15	8	3.50	151.61	746.07						
C7					784.91	1530.98	1.00	42	2500	2.75	2.89	61
P7 - P8	1200.00	15	9	3.30	46.20	1577.18	1.00	42	2500	2.75	2.90	63
P8 - P9	0.00	-	-	-	0.00	1577.18	1.00	42	2500	2.75	2.90	63
P9 - P10	7176.90	15	10	3.15	263.75	1840.93						
CR					559.54	2400.47	0.80	48	3400	2.70	2.93	71



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C19

Este colector es de alivio al colector existente C8.

Está formado por dos ramales:

El primero se encuentra sobre la 3<sup>a</sup> Calle Oriente desde la Av. General Briosó hasta la 6<sup>a</sup> Av. Norte, desde el pozo P1 al P3, la dirección es de Poniente a Oriente, el pozo P1 estará ubicado donde actualmente se encuentra el pozo P4 del colector C8.

El segundo ramal se encuentra sobre la 8<sup>a</sup> Av. N-S desde la 3<sup>a</sup> C.O. hasta la 2<sup>a</sup> C.O., del pozo P3 al P11, la dirección es de Norte a Sur.

El número de pozos que forman el colector C19 es de seis.

Las pendientes de las tuberías en este colector varían entre 1.20% y 2.10% .

Los diámetros de las tuberías son de 24", 30" y 36" .

## COLECTOR C19

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 8605.58 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 6 + 1 = 7 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.70 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.70 x 8605.58/60

$$(Qp) = 371.47 \text{ lts/seg}$$

A este tramo llega el caudal de los primeros tramos del  
colector existente C8, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Qa = 371.47 + 219.99 = 591.46 \text{ lts/seg}$$

Con pendiente (S) = 2.10% , de figura 3.1 . se tiene diámetro  
(Ø) = 24"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 790 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.70 mts/seg

Relacionando los caudales:

$$(Qa/Q_{ll}) = 591.46/790 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.10

Entonces: v = 1.10 x 2.70 = 2.97 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 5366.32 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 5366.32/60 = 219.12 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 219.12 + 591.46 = 810.58 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.60\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\theta = 30''$

$$Q_{11} = 1275 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 810.58/1275 = 0.54$$

Con el valor de 0.54 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

Entonces:  $v = 1.06 \times 2.75 = 2.92 \text{ mts/seg}$

TRAMO P3 - P4

$$A = 3642.15 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 3642.15/60 = 140.22 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 140.22 + 810.58 = 950.80 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.60\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\phi = 30''$

$$Q_{11} = 1275 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 950.80/1275 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P4 - P5

$$A = 6282.58 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 6282.58/60 = 230.88 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 230.88 + 950.80 = 1181.68 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1181.68/1800 = 0.66$$

Con el valor de 0.66 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.75 = 2.93 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P5 - P11

$$A = 2250.27 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11$  min y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.00$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 2250.27/60 = 89.26 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 89.26 + 1181.68 = 1270.94 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1270.94/1800 = 0.71$$

Con el valor de 0.71 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

Entonces:  $v = 1.08 \times 2.75 = 2.98 \text{ mts/seg}$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES DISEÑADOS**

COLECTOR C19

UBICACION: 3ª CALLE ORIENTE Y 8ª AVENIDA NORTE-SUR

TRAMO	Area	Pr	Tc	I	Q.parcia	Q.acum	S	o a util	Q lleno	V.lleno	v.p.lleno	Capac.Hidrán de Trabajo de la Tub
	m <sup>2</sup>	años	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	s	palg	lts/seg	mt/seg	mt/seg	s
P1 - P2	8605.58	15	7	3.70	371.47	591.46	2.10	24	790	2.70	2.97	75
P2 - P3	5366.32	15	8	3.50	219.12	810.58	1.60	30	1275	2.75	2.92	64
P3 - P4	3642.15	15	9	3.30	140.22	950.80	1.60	30	1275	2.75	3.00	75
P4 - P5	6282.58	15	10	3.15	230.88	1181.68	1.20	36	1800	2.75	2.93	66
P5 - P11	2250.27	15	11	3.00	89.26	1270.94	1.20	36	1800	2.75	2.98	71

## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C20

El colector C20 está ubicado sobre la 1ª Av. Norte, desde la 5ª Calle Oriente hasta la Carretera Panamericana. La dirección es de Sur a Norte.

Está formado por cinco pozos.

Las pendientes de las tuberías en este colector son de 2.00% y 3.00% .

Los diámetros de las tuberías son de 18" y 24" .

Este colector descargará en una caja de registro ubicada al Oriente del pozo P5 proyectado, esta caja tiene la capacidad hidráulica necesaria para transportar el caudal generado por el colector.

COLECTOR C20

TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 1840.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 1840.00/60

(Qp) = 72.99 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 72.99 lts/seg

Con pendiente (S) = 3.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 18"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 525 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.75 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 72.99/525 = 0.14

Con el valor de 0.14 y de figura 4.1. se tiene: v/V = 0.70

Entonces: v = 0.70 x 2.75 = 1.91 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 1910.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $i = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 1840.00/60 = 71.31 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 71.31 + 79.29 = 144.30 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 3.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 18''$

$$Q_{II} = 525 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 144.30/525 = 0.27$$

Con el valor de 0.27 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 0.85$

$$\text{Entonces: } v = 0.85 \times 2.75 = 2.32 \text{ mts/seg}$$

### TRAMO P3 - P4

$$A = 6353.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.05$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 6353.00/60 = 226.06 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 226.06 + 144.30 = 370.36 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 3.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 18''$

$$Q_{11} = 525 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 370.36/525 = 0.71$$

Con el valor de 0.71 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

Entonces:  $v = 1.08 \times 2.75 = 2.98$  mts/seg

### TRAMO P4 - P5

Este tramo no tiene área de influencia, las condiciones de diseño son las mismas que en el anterior.

TRAMO P5- DESCARGA

$$A = 4310.50 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 3 , se tiene:  $l = 3.50$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 4310.50/60 = 176.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 176.00 + 370.36 = 546.37 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.00\%$  , de figura 3.1 . se tiene  $\emptyset = 24"$

$$Q_{11} = 750 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 546.37/750 = 0.73$$

Con el valor de 0.73 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

Entonces:  $v = 1.09 \times 2.70 = 2.94$  mts/seg



## DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C21

Este colector está formado por tres ramales.

El primero se encuentra sobre la 5<sup>a</sup> Calle Oriente, desde la 2<sup>a</sup> hasta la 4<sup>a</sup> Av. Norte, del pozo P1 al P2, la dirección es de Poniente a Oriente.

El segundo tramo se encuentra sobre la 4<sup>a</sup> Av. Nte., desde la 5<sup>a</sup> Calle Oriente hasta la Carretera Panamericana, del pozo P2 al P6, la dirección es de Sur a Norte.

El tercer tramo está ubicado sobre la 7<sup>a</sup> Calle Oriente, desde el pozo P7 al P5, la dirección es de Poniente a Oriente.

El colector está formado por siete pozos.

Las pendientes de las tuberías en este colector se encuentran entre 1.0% y 3.0% .

Los diámetros de las tuberías son de 18", 24" y 36" .

El pozo P6 se debe conectar al drenaje que existe a orillas de la Carretera Panamericana, en este punto existen cajas tragantes del drenaje de la Carretera, en base a éstas alturas, se ha diseñado el pozo P6.

## COLECTOR C21

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 2768.25 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 2768.25/60

(Qp) = 109.81 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 109.81 lts/seg

Con pendiente (S) = 3.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 24"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 500 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.00 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 109.81/500 = 0.22

Con el valor de 0.22 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 0.88

Entonces: v = 0.88 x 2.00 = 1.76 mts/seg

### TRAMO P2 - P3

$$A = 7500.13 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 6$  min y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 7500.13/60 = 280.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 280.00 + 109.81 = 389.81 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.50\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 24''$

$$Q_{ll} = 820 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.90 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 389.81/820 = 0.48$$

Con el valor de 0.48 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 0.99$

$$\text{Entonces: } v = 0.99 \times 2.90 = 2.87 \text{ mts/seg}$$

### TRAMO P3 - P4

Este tramo no tiene área de influencia, las condiciones de diseño son las mismas que en el anterior.

TRAMO P4 - P5

$$A = 2075.38 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7$  min y de gráfico No. 2. se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 2075.38/60 = 73.85 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 73.85 + 389.91 = 463.66 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.50\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 24"$

$$Q_{11} = 820 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.90 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 463.66/820 = 0.57$$

Con el valor de 0.57 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.03$

$$\text{Entonces: } v = 1.03 \times 2.90 = 2.71 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P7 - P5

$$A = 8144.01 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $i = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 8144.01/60 = 323.05 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 323.05 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.50\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 18''$

$$Q_{11} = 450 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 323.05/450 = 0.72$$

Con el valor de 0.72 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

Entonces:  $v = 1.08 \times 2.50 = 2.71 \text{ mts/seg}$

TRAMO P5 - P6

$$A = 5036.14 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario, se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 5036.14/60 = 205.64 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 205.64 + 323.05 + 463.66 = 992.35 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\varnothing = 36''$

$$Q_{II} = 1600 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 992.35/1600 = 0.62$$

Con el valor de 0.62 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 0.97$

$$\text{Entonces: } v = 0.97 \times 2.50 = 2.43 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P6- DESCARGA

$$A = 3681.25 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 , se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 3681.25/60 = 141.73 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 141.73 + 992.35 = 1134.01 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 36"$

$$Q_{11} = 1600 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1134.01/1600 = 0.71$$

Con el valor de 0.71 v de figura 4.1, se tiene:  $u/V = 1.09$

Entonces:  $u = 1.09 \times 2.50 = 2.71 \text{ mts/seg}$

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES DISEÑADOS**

COLECTOR		C21 UBICACION: 5ª CALLE ORIENTE Y 4ª AVENIDA NORTE										
TRAMO	Area m²	Pr años	Tc min	I mm/min	Q.parcia lts/seg	Q.acum lts/seg	S '	e a util pulg	Q lleno lts/seg	V.lleno m³/seg	v.p.lleno m³/seg	Capac.Hidrón de Trabajo de la Tub '
P1 - P2	2768.25	5	5	3.40	109.81	109.81	3.0	18	500	2.00	1.76	22
P2 - P3	7500.13	5	6	3.20	280.00	389.81	2.5	24	820	2.90	2.87	48
P3 - P4	0.00	5			0.00	389.81	2.5	24	820	2.90	2.87	48
P4 - P5	2075.38	5	7	3.05	73.85	463.66	2.5	24	820	2.90	2.99	57
P7 - P5	8144.01	5	5	3.40	323.05	323.05	2.5	18	450	2.50	2.71	72
P5 - P6	5036.14	15	8	3.50	205.64	992.35	1.0	36	1600	2.50	2.43	62
P6 - DESC.	3681.25	15	9	3.30	141.73	1134.01	1.0	36	1600	2.50	2.71	71

## COLECTOR C22

### TRAMO P1 - P2

Area de Influencia (A) = 6750.00 m<sup>2</sup>

Tiempo de Concentración (Tc) = 5 min.

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.70 x 3.40 x 6750.00/60

(Qp) = 267.80 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 267.80 lts/seg

Con pendiente (S) = 2.00% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 18"

Caudal lleno (Q<sub>ll</sub>) = 440 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.30 mts/seg

Relacionando los caudales:

(Qa/Q<sub>ll</sub>) = 267.80/440 = 0.60

Con el valor de 0.60 y de figura 4.1, se tiene: v/V = 1.04

Entonces: v = 1.04 x 2.30 = 2.41 mts/seg

TRAMO P2 - P3

$$A = 1775.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 1775.00/60 = 66.30 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 334.00 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 18''$

$$Q_{11} = 440 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.30 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 334.00/440 = 0.75$$

Con el valor de 0.75 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

Entonces:  $v = 1.10 \times 2.30 = 2.53 \text{ mts/seg}$

TRAMO P3 - P5

$$A = 8225.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2, se tiene:  $I = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 8225.60/60 = 292.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 626.70 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 2.15\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 24"$

$$Q_{11} = 840 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.77 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 626.70/840 = 0.74$$

Con el valor de 0.74 y de figura 4.1, se tiene:  $u/V = 1.07$

Entonces:  $u = 1.07 \times 2.77 = 2.99 \text{ mts/seg}$

TRAMO P5 - P6

$$A = 2661.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 (para colector secundario), se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 2661.00/60 = 108.79 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 735.40 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 30''$

$$Q_{II} = 1000.00 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.25 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{II}) = 626.70/840 = 0.74$$

Con el valor de 0.74 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

$$\text{Entonces: } v = 1.07 \times 2.77 = 2.99 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P6 - P7

$$A = 9525.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.30 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 9525.00/60 = 366.70 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1102.10 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1640.00 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1102.10/1640 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

$$\text{Entonces: } v = 1.08 \times 2.50 = 2.70 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P7 - P9

$$A = 2300.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 2300.00/60 = 84.50 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1186.60 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 36''$

$$Q_{11} = 1640.00 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1186.60/16400 = 0.72$$

Con el valor de 0.72 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

$$\text{Entonces: } v = 1.08 \times 2.50 = 2.70 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P9 - Pe

$$A = 3000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10 \text{ min}$  y de gráfico No. 3, se tiene:  $I = 3.00 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 3000.00/60 = 105.00 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 1291.60 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$ , de figura 3.1, se tiene  $\emptyset = 36''$

$$Q_{11} = 1640.00 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1291.60/1640 = 0.78$$

Con el valor de 0.78 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.50 = 2.77 \text{ mts/seg}$$

### DESCRIPCION TECNICA DE COLECTOR C23

Este colector capta el agua de la quebrada del cerro, inicia en la Colonia Delgado y descarga al final de la misma Colonia, donde luego continúa la quebrada. El colector prosigue al final de la quebrada donde el agua es captada en un caja de registro y luego transportada por tubería hasta el ramal C14-B del colector C14.

Los diámetros de las tuberías son de 30", 36" y 48", las pendientes de las mismas son de 1.00%, 1.20%, 1.50% y 0.80%. En el tramo P8-P10 la pendiente es de 3.00% y el diámetro de 18".

El número de pozos es de 9.

## COLECTOR C23

### TRAMO CABEZAL - P1

Area de Influencia (A) = 48 000.00 m<sup>2</sup>

Coefficiente de escorrentía (C) = 0.25

Longitud de cauce más largo (Lc) = 320 m

Elevación promedio (H<sub>m</sub>) = 939m

Tiempo de Concentración :

Utilizando la fórmula 2.5 :

$$t_e = \frac{4\sqrt{A + 1.5 Lc}}{0.8\sqrt{H_m}} = \frac{4\sqrt{0048 + 1.5 (0.32)}}{0.8\sqrt{939}}$$

Tc = 0.055 hr x 60 min/hr = 3.32 min . se utilizará

el valor de : Tc = 5 min

Con Tc = 5 min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene: I = 3.40 mm/min

Cálculo del caudal:

Caudal parcial (Qp) = CIA/60 = 0.25 x 3.40 x 48000.00/60

(Qp) = 680.00 lts/seg

Caudal acumulado (Qa) = 680.00 lts/seg

Con pendiente (S) = 1.50% , de figura 3.1 , se tiene diámetro  
(Ø) = 30"

Caudal lleno ( $Q_{ll}$ ) = 1200 lts/seg

Velocidad lleno (V) = 2.70 mts/seg

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 680 / 1200 = 0.57$$

Con el valor de 0.57 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.03$

Entonces:  $v = 1.03 \times 2.70 = 2.78$  mts/seg

TRAMO P1 - P2

$$A = 5240.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 + 1 = 6 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 6 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 ,se tiene:  $I = 3.20 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.20 \times 5240.60/60 = 195.63 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 195.63 + 680 = 875.63 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.50\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\theta = 30''$

$$Q_{ll} = 1200 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 875.63/1200 = 0.73$$

Con el valor de 0.73 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.09$

$$\text{Entonces: } v = 1.09 \times 2.70 = 2.94 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P2 - P3

$$A = 400.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 6 + 1 = 7 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 7 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 ,se tiene:  $i = 3.05 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.05 \times 400.00/60 = 14.23 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 14.23 + 875.63 = 889.86 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.00\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\emptyset = 36''$

$$Q_{11} = 1600 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.50 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 889.86/1600 = 0.74$$

Con el valor de 0.74 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.50 = 2.74 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P3 - P4

$$A = 5840.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 7 + 1 = 8 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 8 \text{ min}$  y de gráfico No. 3 ,se tiene:  $I = 3.50 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.50 \times 5840.00/60 = 238.47 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 238.47 + 889.86 = 1128.33 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1128.33/1800 = 0.63$$

Con el valor de 0.63 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.06$

Entonces:  $v = 1.06 \times 2.75 = 2.90 \text{ mts/seg}$

TRAMO P4 - P5.

$$A = 3250.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 8 + 1 = 9 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 9$  min y de gráfico No. 3 ,se tiene:  $i = 3.30$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.30 \times 3250.00/60 = 125.13 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 125.13 + 1128.33 = 1253.46 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1253.46/1800 = 0.70$$

Con el valor de 0.70 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.08$

Entonces:  $v = 1.08 \times 2.75 = 2.97 \text{ mts/seg}$

TRAMO P5 - P6

$$A = 3400.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 9 + 1 = 10 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 10$  min y de gráfico No. 2 ,se tiene:  $I = 3.15$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 3400.00/60 = 124.95 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 124.95 + 1253.46 = 1378.41 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1378.41/1800 = 0.77$$

Con el valor de 0.77 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

$$\text{Entonces: } v = 1.10 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$$

TRAMO P6 - DE DESCARGA

$$A \approx 900.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 , se tiene:  $i = 3.15 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.15 \times 900.00/60 = 33.08 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 33.08 + 1378.41 = 1411.49 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 1.20\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 36''$

$$Q_{11} = 1800 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 1411.49/1800 = 0.78$$

Con el valor de 0.78 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.10$

Entonces:  $v = 1.10 \times 2.75 = 3.00 \text{ mts/seg}$  ,

Luego el agua es transportada por una quebrada natural.

TRAMO CALLE LA PALMA - 6ª CALLE PONIENTE

En la 6ª C. Pte. existe una caja de dimensiones  
1.5 x 1.5, reforzada con acero.

$$\text{Area de la caja} = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de influencia (A)} = 10832.84 \text{ m}^2$$

$$T_c = 10 + 1 = 11 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 11$  min y de gráfico No. 2 (para colector terciario),  
se tiene:  $I = 3.00$  mm/min

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.00 \times 10832.84/60 = 379.15 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 379.15 + 1411.49 = 1830.06 \text{ lts/seg}$$

La caja existente es capaz de transportar :

$$Q = A \times V$$

$$Q = 2.25 \text{ m}^2 \times 2.0 \text{ m/s} = 4.50 \text{ m}^3 \times 1000 \text{ lts/m}^3 = 4500 \text{ lts/s}$$

Entonces la caja existente tiene capacidad hidráulica para  
transportar el caudal generado hasta este tramo.

TRAMO 6<sup>a</sup> CALLE PONIENTE - 4<sup>a</sup> CALLE PONIENTE

En la 4<sup>a</sup> CALLE PONIENTE existe otra caja de dimensiones similares a la anterior:

Esta caja tiene capacidad hidráulica.

TRAMO 4<sup>a</sup> CALLE PONIENTE - CAJA DE REGISTRO PUNTA DIAMANTE

$$A = 3000.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 11 + 1 = 12 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 12 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 ,se tiene:  $I = 2.90 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.90 \times 3000.00/60 = 101.50 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 101.50 + 1830.06 = 1931.56 \text{ lts/seg}$$

TRAMO CAJA DE REGISTRO - P7

$$Q_a = 1931.56 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.80\%$  , de figura 3.1 , se tiene  $\theta = 48''$

$$Q_{ll} = 3000 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{ll}) = 1931.56/3000 = 0.64$$

Con el valor de 0.64 y de figura 4.1. se tiene:  $v/V = 1.06$

Entonces:  $v = 1.06 \times 2.70 = 2.85 \text{ mts/seg}$  .

TRAMO P7 - P10

$$A = 2300.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 12 \text{ min.}$$

$$I = 2.90 \text{ mm/min}$$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 2.90 \times 2320.00/60 = 78.49 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 78.49 + 1931.56 = 2010.05 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 0.80\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 48''$

$$Q_{11} = 3000 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.70 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 2010.05/3000 = 0.67$$

Con el valor de 0.67 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.07$

Entonces:  $v = 1.07 \times 2.70 = 2.89 \text{ mts/seg}$  .

TRAMO P8 - P10

$$A = 10087.00 \text{ m}^2$$

$$T_c = 5 \text{ min.}$$

Con  $T_c = 5 \text{ min}$  y de gráfico No. 2 ,se tiene:  $I = 3.40 \text{ mm/min}$

Cálculo del caudal:

$$Q_p = 0.70 \times 3.40 \times 10087.00/60 = 400.12 \text{ lts/seg}$$

$$Q_a = 400.12 \text{ lts/seg}$$

Con el valor  $S = 3.00\%$  , de figura 4.1 , se tiene  $\phi = 18''$

$$Q_{11} = 500 \text{ lts/seg}$$

$$V = 2.75 \text{ mts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$(Q_a/Q_{11}) = 400.12/500 = 0.80$$

Con el valor de 0.80 y de figura 4.1, se tiene:  $v/V = 1.11$

Entonces:  $v = 1.11 \times 2.75 = 3.05 \text{ mts/seg}$

### TRAMO P10 - PEXISTENTE

Este tramo no tiene área de influencia, sirve para captar los caudales del colector C22 y el que transporta el C23, es decir, en este pozo convergen dichos colectores, por lo tanto el caudal acumulado es:

$$Q_a = Q_{C22} + Q_{\text{tramo P7-P10}} + Q_{\text{tramo P8-P10}}$$

$$Q_a = 1263.1 + 2010.05 + 400.12$$

$$Q_a = 3673.27 \text{ lts/seg}$$

La tubería que existe a partir del PEXISTENTE es de  $\varnothing = 48''$  y  $S = 1.50\%$

Con estos valores, se tiene:

$$Q_{11} = 4400 \text{ lts/seg}$$

Relacionando los caudales:

$$Q_a/Q_{11} = 3673.27/4400 = 0.83$$

La tubería trabajará con una capacidad hidráulica de 83% .

**CUADRO RESUMEN DE COLECTORES REBISEÑADOS**

COLECTOR C:23

UBICACION: COL. DELGADO - 78. AV. NORTE.

TRAMO	Area	Fr	Tc	I	Q. parcia	Q. acum	S	e. a util	Q lleno	V. lleno	v. p. lleno	Capac. Máxim de Trabajo de la Tub
	m <sup>2</sup>	mios	min	mm/min	lts/seg	lts/seg	%	pulg	lts/seg	nt/seg	nt/seg	S.
CABEZAL - P1	48000.00	5	5	3.40	680.00	680.00	1.50	30	1200	2.70	2.78	57
		5										
P1 - P2	5240.00	5	6	3.20	195.63	875.63	1.50	30	1200	2.70	2.94	73
P2 - P3	400.00	5	7	3.05	14.23	889.86	1.00	36	1600	2.50	2.74	74
P3 - P4	5840.00	15	8	3.50	238.47	1128.33	1.20	36	1800	2.75	2.90	63
P4 - P5	3250.00	15	9	3.30	125.13	1253.46	1.20	36	1800	2.75	2.97	70
P5 - P6	3400.00	15	10	3.15	124.95	1378.41	1.20	36	1800	2.75	3.00	77
<del>P6 - Desc.</del>												
P6 - Descar.	900.00	15	10	3.15	33.08	1411.49	1.20	36	1800	2.75	3.00	78
CAJA - P7						1931.56	0.80	48	3000	2.70	2.85	64
P7 - P10	2300.00	15	12	2.90	78.49	2010.05	0.80	48	3000	2.70	2.89	67



**CAPITULO V**  
**ESTUDIO ECONOMICO**

## 5.1 INTRODUCCION

En el contenido de este capítulo se presenta el estudio económico de cada una de las alternativas de solución que se presentaron en el contenido del capítulo IV.

La forma de presentación del estudio es en formato de presupuesto por partidas utilizando el análisis de costo unitario.

El estudio involucra todas las actividades necesarias para ejecutar las obras de los diseños y/o rediseños propuestos como solución.

Los precios unitarios han sido obtenidos aplicando el método de análisis de costo unitario para cada una de las subpartidas que componen las partidas del presupuesto para cada colector.

## 5.2 DESCRIPCION DE LAS DIFERENTES PARTIDAS

### 5.2.1 DEMOLICION

Esta involucra las actividades de demolición de superficies de rodamiento, estructuras existentes del sistema de drenaje de aguas lluvias (tuberías, pozos, etc.).

Las superficies de las calles en la ciudad de Cojutepeque son: empedradas, adoquinadas, asfaltadas, empedradas fraguadas y de tierra. La demolición de estructuras existentes se dan cuando se proyecta el rediseño de tramos de colectores existentes, incluyendo en ocasiones la demolición de pozos.

### 5.2.2 EXCAVACION

La excavación se ha determinado que sea a mano, ya que por la naturaleza de la zona el uso de maquinaria para excavación produciría daños a las estructuras de otros sistemas; el análisis incluye el ademado y la hechura de gradas de 0.75 metros cuando la profundidad de la zanja sea mayor de 2.50 metros ya que el suelo existente esta compuesto por material semi-duro y roca, la cantidad de roca es estimada en un 25% del volumen total de excavación.

### 5.2.3 RELLENO COMPACTADO

El relleno de las excavaciones se realizará utilizando el material extraído de las mismas, sustituyendo el volumen de roca por material selecto acarreado de bancos de préstamo.

### 5.2.4 SUPERFICIES DE RODAMIENTO

Esta actividad incluye las de remoción y restauración de la superficie de rodamiento cuando no se tenga que demoler ésta. El mismo material removido se utilizará para la restauración de la superficie cuando los trabajos de compactación estén terminados, excepto el material asfáltico, ya que éste se repondrá por completo.

### 5.2.5 ALBAÑILERIA

En esta partida se incluye las actividades que realizarán los obreros calificados así como el costo de mano de obra y el suministro de materiales.

#### 5.2.6 PRUEBA HIDRAÚLICA

Consiste en una prueba de hermeticidad de los tramos de tubería instalada, llenando los tramos a ser probados con agua a baja presión, para identificar por medio de la inspección de los mismos durante la ejecución de la prueba fugas de agua debido a grietas, fisuras o juntas.

PREZUPUESTO DE COLECTOR C2

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					3667.82
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	8.04	m <sup>2</sup>	24.72	198.75	
1.2	PAVIMENTO (EMPEDRADO FRAGUADO)	177.83	m <sup>2</sup>	12.38	2199.83	
1.3	POZO EXISTENTE	0.00	ml	175.83	0.00	
1.4	FUNDACION POZO EXISTENTE	0.00	c/u	185.00	0.00	
1.5	TUBERIA EXISTENTE Ø 15"	42.00	ml	7.30	307.50	
1.6	TUBERIA EXISTENTE Ø 18"	20.00	ml	7.30	146.00	
1.7	TUBERIA EXISTENTE Ø 24"	0.00	ml	9.52	0.00	
1.8	DESALJO DE RIPIO	8.53	m <sup>3</sup>	55.20	477.74	
2	EXCAVACION					27334.29
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	203.33	m <sup>3</sup>	69.71	14174.13	
2.2	EXCAVACION EN RODA	67.78	m <sup>3</sup>	124.16	13160.16	
3	RELLENO COMPACTADO					20935.33
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	232.47	m <sup>3</sup>	65.22	15163.00	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL	36.14	m <sup>3</sup>	92.75	3353.05	
3.3	DESALJO DE MATERIAL SOBANTE (RODA)	67.78	m <sup>3</sup>	25.00	1694.20	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					12945.19
4.1	DESEMPEDRADO	0.00	m <sup>2</sup>	7.76	-	
4.2	EMPEDRADO CON PIEDRA EXISTENTE	0.00	m <sup>2</sup>	11.20	-	
4.3	DESADQUINADO	0.00	m <sup>2</sup>	12.53	-	
4.4	ADQUINADO CON ADQUIN EXISTENTE	0.00	m <sup>2</sup>	13.44	-	
4.5	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	8.04	m <sup>2</sup>	125.00	1102.52	
4.6	RESTAURACION DE PAVIMENTO (EMPEDRADO FRAGUADO)	177.23	m <sup>2</sup>	63.50	11255.07	
5	ALBANILERIA					63600.14
5.1	FUNDACION DE POZO	2.00	c/u	521.21	1042.42	
5.2	CILINDRO DE POZO	3.77	ml	241.41	910.12	
5.3	CONO DE POZO	2.00	c/u	1894.24	3788.48	
5.4	CAJA DE BOËTEN	0.00	c/u	1524.50	-	
5.5	CAJA TRAGANTE	8.00	c/u	2050.42	16403.36	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO Ø = 15"	42.00	ml	82.80	3477.60	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO Ø = 18"	20.00	ml	437.40	8748.00	



PREZUPUESTO DE COLECTOR C3

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (₡)	COSTO (₡)	TOTAL PARTIDA (₡)
1	DEMOLICION					1133.26
1.1	TUBERIA EXISTENTE $\phi = 24"$	72.00	ml	2.52	635.44	
1.2	PARED LADRILLO FUERTO DE LAZO	2.55	m <sup>2</sup>	35.00	89.25	
1.3	DESALOJO DE RIPIO	6.74	m <sup>3</sup>	55.20	371.57	
2	EXCAVACION					34001.38
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	252.93	m <sup>3</sup>	68.71	17281.75	
2.2	EXCAVACION EN BOCA	84.31	m <sup>3</sup>	124.18	10369.83	
3	RELLENO COMPACTADO					18080.06
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	223.07	m <sup>3</sup>	65.20	14526.00	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	16.84	m <sup>3</sup>	82.73	1393.82	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBRENANTE (BOCA)	84.31	m <sup>3</sup>	25.00	2107.75	
4	ALBANILERIA					61600.21
4.1	CAJA TRAGANTE	1.00	c/u	2030.42	2030.42	
4.2	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO $\phi = 42"$	72.00	ml	707.25	50924.50	
4.3	FUNDACION CON MAMPOSTERIA DE PIEDRA (TUNEL)	17.97	m <sup>3</sup>	473.31	8505.23	
5	PRUEBA HIDRAULICA					729.60
5.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	21.20	m <sup>3</sup>	3.00	729.60	
					TOTAL	115544.51

**PRESUPUESTO DE COLECTOR C9**

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO ( ¢ )	COSTO ( ¢ )	TOTAL PARTIDA ( ¢ )
1	DEMOLICION					9763.67
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	228.14	m <sup>2</sup>	24.72	5639.62	
1.2	POZO EXISTENTE	2.37	ml	175.23	415.95	
1.3	FUNDACION POZO EXISTENTE	1.00	m <sup>3</sup>	145.60	145.60	
1.4	TUBERIA DE CEMENTO (φ = 24")	32.50	ml	23.2	755.40	
1.5	DESALOJO DE RIFIO	51.31	m <sup>3</sup>	55.20	2758.10	
2	EXCAVACION					35514.92
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMIDURO	271.05	m <sup>3</sup>	62.71	16894.50	
2.2	EXCAVACION DE ROCA	80.75	m <sup>3</sup>	184.16	14820.02	
3	RELLENO COMPACTADO					23416.59
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	271.05	m <sup>3</sup>	55.20	14959.85	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL ADARBEADO	54.83	m <sup>3</sup>	48.75	2653.85	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBANTE (ROCA)	80.75	m <sup>3</sup>	25.00	2019.75	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					31483.32
4.1	REFOZICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	228.14	m <sup>2</sup>	138.00	31483.32	
5	ALCANILERIA					42462.37
5.1	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (φ=36")	72.40	ml	507.33	41853.33	
5.2	ROTURA Y REZANADO DE POZO EXISTENTE	2.00	oju	301.78	603.52	
6	PRUEBA HIDRAULICA					592.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	74.00	m <sup>3</sup>	8.00	592.00	
					TOTAL	149232.87

PRESUPUESTO DE COLECTOR 013

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					7538.80
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	23	m <sup>2</sup>	24.72		
1.2	POZO EXISTENTE	12.75	ml	175.83		
1.3	FUNDACION POZO EXISTENTE	5	u	185.00		
1.4	TUBERIA EXISTENTE $\phi = 18''$	180	ml	7.20		
1.5	TUBERIA EXISTENTE $\phi = 30''$	61	ml	14.23		
1.6	DESALOJO DE RIPIO	28.5	m <sup>3</sup>	53.20		
2	EXCAVACION					132847.80
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	235.23	m <sup>3</sup>	68.71		
2.2	EXCAVACION EN ROCA	322.41	m <sup>3</sup>	124.16		
3	RELLENO COMPACTADO					99208.90
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	1101.65	m <sup>3</sup>	63.28		
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	218.01	m <sup>3</sup>	89.73		
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBRENTE (ROCA)	442.51	m <sup>3</sup>	12.64		
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					16484.90
4.1	BAZOCQUINADO	510.8	m <sup>2</sup>	12.52		
4.2	ADQUINADO CON ADQUIN EXISTENTE	510.8	m <sup>2</sup>	13.44		
4.3	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	23	m <sup>2</sup>	138.00		
5	ALBANILERIA					138746.50
5.1	FUNDACION POZO	5	u	521.21		
5.2	CILINDRO POZO	13.5	ml	841.41		
5.3	CONO DE POZO	5	u	1324.24		
5.4	CAJA DE SOSTEN	1	u	1524.30		
5.5	CAJA TRAGANTE	10	u	2030.42		
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO $\phi = 24''$	72	ml	207.33		
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO $\phi = 30''$	103	ml	437.40		
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO $\phi = 36''$	61	ml	507.28		
						1380.03
6	PRUEBA HIDRAULICA					
6.1	PRUEBA DE ESTANGUEDAD	173.8	m <sup>3</sup>	3.00		
						TOTAL
						396199.02

PRESUPUESTO DE COLECTOR C15

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					55115
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	1047.84	m <sup>2</sup>	24.72	25802.6	
1.2	POZO EXISTENTE	12.25	ml	175.93	3355.7	
1.3	FUNDACION POZO EXISTENTE	6	u	185.5	223.2	
1.4	TUBERIA EXISTENTE ø = 18"	543	ml	7.5	2872.4	
1.5	DESALOJO DE RIFIO	40.54	m <sup>3</sup>	53.2	2156.7	
2	EXCAVACION					260001.1
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	1934.1	m <sup>3</sup>	66.71	134826.1	
2.2	EXCAVACION EN ROCA	644.7	m <sup>3</sup>	184.16	125175	
3	RELLENO COMPACTADO					194250.7
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	2153	m <sup>3</sup>	65.29	140559.4	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	425.5	m <sup>3</sup>	22.55	42456.3	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBRENTE (ROCA)	583.6	m <sup>3</sup>	12.24	11175	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					144250.7
4.1	REPOSICION PAVIMENTO ASFALTICO	1047.84	m <sup>2</sup>	135	144601.9	
5	ALBANILERIA					237237.3
5.1	FUNDACION POZO	11	u	221.01	2741	
5.2	CILINDRO POZO	37.54	ml	241.41	31556.5	
5.3	CONO POZO	11	u	1854.54	20344.3	
5.4	CAJA DE SOSTEN	3	u	1584.3	4754.4	
5.5	CAJA TRAGANTE	4	u	2030.42	8121.7	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO ø = 24"	133	ml	207.33	27574.9	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO ø = 30"	49	ml	437.4	21432.6	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO ø = 36"	147	ml	507.23	74573.1	
5.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO ø = 42"	60	ml	707.25	42475.5	
6	PRUEBA HIDRAULICA					2802.2
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	350.3	m <sup>3</sup>	8	2802.2	
					TOTAL	8736170

PRESUPUESTO DE COLECTOR 016

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (₡)	COSTO (₡)	TOTAL PARTIDA (₡)
1	DEMOLICION					15570.47
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	7.03	m <sup>2</sup>	24.72	173.78	
1.2	PAVIMENTO (EMPEDADO FRAGUADO)	254.57	m <sup>2</sup>	12.35	3143.29	
1.3	POZO EXISTENTE	5.87	ml	175.03	1027.41	
1.4	FUNDACION POZO EXISTENTE	3	c/u	165.0	495.0	
1.5	TUBERIA EXISTENTE Ø 15"	103.3	ml	7.5	774.75	
1.6	TUBERIA EXISTENTE Ø 18"	43	ml	7.3	313.9	
1.7	TUBERIA EXISTENTE Ø 24"	58.32	ml	2.52	146.97	
1.8	DESALOJO DE RIFLO	23.51	m <sup>3</sup>	53.2	1250.73	
2	EXCAVACION					487113.62
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	3022.51	m <sup>3</sup>	62.71	188552.74	
2.2	EXCAVACION EN RODA	1029.34	m <sup>3</sup>	124.13	127853.73	
3	RELLENO COMPACTADO					275826.42
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	3122.52	m <sup>3</sup>	25.22	78750.11	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	432.33	m <sup>3</sup>	22.72	9822.62	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBANTE (RODA)	1022.54	m <sup>3</sup>	25	25563.5	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					66146.75
4.1	DESEMPEDRADO	302.44	m <sup>2</sup>	7.78	2353.06	
4.2	EMPEDRADO CON PIEDRA EXISTENTE	302.44	m <sup>2</sup>	11.2	3387.33	
4.3	DESADOGUINADO	15.32	m <sup>2</sup>	12.52	191.81	
4.4	ADOGUINADO CON ADOQUIN EXISTENTE	15.32	m <sup>2</sup>	13.44	205.9	
4.5	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	7.03	m <sup>2</sup>	133	935.19	
4.6	RESTAURACION DE PAVIMENTO (EMPEDRADO)	254.57	m <sup>2</sup>	22.5	5727.83	
5	ALBAÑILERIA					223848.16
5.1	FUNDACION DE POZO	10	c/u	521.01	5210.1	
5.2	CILINDRO DE POZO	22.35	ml	341.41	7632.11	
5.3	CONO DE POZO	9	c/u	1824.24	16418.16	
5.4	CAJA DE SOSTEN	3	c/u	1524.3	4572.9	
5.5	CAJA TRAGANTE	17	c/u	2020.42	34347.14	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO Ø = 15"	113.1	ml	32.3	3653.13	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO Ø = 30"	122.91	ml	437.4	53758.23	



PRESUPUESTO DE COLECTOR 017

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					39409.55
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	972.95	m <sup>2</sup>	24.72	24044.65	
1.2	PAVIMENTO (EMPEDRADO FRAGUADO)	0.00	m <sup>2</sup>	12.33	0.00	
1.3	POZO EXISTENTE	2.25	ml	175.23	1743.25	
1.4	FUNDACION POZO EXISTENTE	6.00	c/u	165.00	223.60	
1.5	TUBERIA EXISTENTE Ø 15"	13.00	ml	7.50	97.50	
1.6	TUBERIA EXISTENTE Ø 18"	229.00	ml	7.80	1785.20	
1.7	TUBERIA EXISTENTE Ø 24"	178.50	ml	9.52	1822.32	
1.8	DESALOJO DE RIFIO	171.72	ml	55.20	2159.10	
2	EXCAVACION					529135.13
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	3393.54	m <sup>3</sup>	62.71	271725.11	
2.2	EXCAVACION EN RODA	1298.65	m <sup>3</sup>	184.18	252340.04	
3	RELLENO COMPACTADO					325350.64
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	3328.94	m <sup>3</sup>	65.22	254591.78	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	253.82	m <sup>3</sup>	62.75	38277.00	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBANTE (RODA)	1298.65	m <sup>3</sup>	25.00	32461.25	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					146481.22
4.1	DESEMPEDRADO	646.17	m <sup>2</sup>	7.78	5014.23	
4.2	EMPEDRADO CON PIEDRA EXISTENTE	646.17	m <sup>2</sup>	11.20	7237.10	
4.3	DESADQUINADO	0.00	m <sup>2</sup>	12.59	0.00	
4.4	ADQUINADO CON ADQUIN EXISTENTE	0.00	m <sup>2</sup>	13.44	0.00	
4.5	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	972.95	m <sup>2</sup>	135.00	134229.24	
4.6	RESTAURACION DE PAVIMENTO (EMPEDRADO FRAGUADO)	0.00	m <sup>2</sup>	66.50	0.00	
5	ALCANILERIA					568036.51
5.1	FUNDACION DE POZO	10.00	c/u	521.21	5219.10	
5.2	CILINDRO DE POZO	37.13	ml	341.41	51241.25	
5.3	CONO DE POZO	10.00	c/u	1224.24	12242.40	
5.4	CAJA DE SOSTEN	5.00	c/u	1524.30	7624.00	
5.5	CAJA TRAGANTE	3.00	c/u	2020.42	18243.36	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO Ø = 15"	55.40	ml	82.30	4537.12	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO Ø = 42"	143.50	ml	707.25	101255.13	



PRELIMINAR DE COLECTOR OTB

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					11799.67
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	575.10	m <sup>2</sup>	24.72	9272.47	
1.2	POZO EXISTENTE	1.35	ml	175.03	237.51	
1.3	FUNDACION POZO EXISTENTE	1.00	m	105.00	105.00	
1.4	DESALOJO DE RIFIO	32.03	m <sup>3</sup>	55.00	2124.00	
2	EXCAVACION					234769.65
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	1748.40	ml	68.71	121741.51	
2.2	EXCAVACION DE ROCA	532.14	m <sup>3</sup>	154.18	113028.30	
3	RELLENO COMPACTADO					148994.35
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	1748.40	m <sup>3</sup>	65.28	114022.48	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL AGARRADO	154.58	m <sup>3</sup>	89.78	13418.39	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBRENTE (ROCA)	532.14	m <sup>3</sup>	28.00	14923.90	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					60062.59
4.1	DESEMPEDRADO	437.70	m <sup>2</sup>	7.73	3386.55	
4.2	EMPEDRADO CON MATERIAL EXISTENTE	437.70	m <sup>2</sup>	11.20	4902.24	
4.3	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	575.10	m <sup>2</sup>	133.00	51763.50	
5	ALBANILERIA					303144.20
5.1	FUNDACION POZO	10.00	c/u	521.21	5212.10	
5.2	CILINDRO DE POZO	32.31	ml	341.41	27177.23	
5.3	CONO DE POZO	10.00	c/u	1224.24	12242.40	
5.4	CAJA DE SOSTEN	4.00	c/u	1324.30	5372.20	
5.5	CAJA TRAGANTE	12.00	c/u	2030.42	24365.04	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 15")	75.00	ml	32.80	2460.00	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 24")	125.00	ml	207.33	25916.25	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 36")	37.00	ml	307.33	11373.06	
5.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 42")	177.00	ml	707.25	125282.48	
5.10	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 60")	15.00	ml	1733.09	25996.35	
5.11	ROTURA Y RESANADO DE POZO EXISTENTE	4.00	c/u	307.78	1231.12	
6	PRUEBA HIDRAULICA					2800.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	350.00	m <sup>3</sup>	8.00	2800.00	
					TOTAL	759570.66

PRESUPUESTO DE COLECTOR Q19

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					15054.25
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	320.25	m <sup>3</sup>	24.72	7916.55	
1.2	POZO EXISTENTE	7.42	ml	175.23	1305.40	
1.3	FUNDACION POZO EXISTENTE	4.00	m <sup>3</sup>	165.80	663.20	
1.4	TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 18")	83.00	ml	7.80	647.40	
1.5	DESALCOJE DE RIPIO	50.35	m <sup>3</sup>	53.20	2678.43	
2	EXCAVACION					130891.11
2.1	EXCAVACION COMPACTADO	273.87	m <sup>3</sup>	68.71	18734.54	
2.2	EXCAVACION EN ROCA	324.58	m <sup>3</sup>	124.18	40216.57	
3	RELLENO COMPACTADO					86007.64
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	273.88	m <sup>3</sup>	65.28	17882.25	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL AGARRADO	143.23	m <sup>3</sup>	26.73	3828.42	
3.3	DESALCOJE DE MATERIAL SOBRENTE (ROCA)	324.58	m <sup>3</sup>	25.00	8114.00	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					54087.83
4.1	DESEMPEDRADO	521.80	m <sup>2</sup>	7.78	4052.17	
4.2	EMPEDRADO CON MATERIAL EXISTENTE	521.80	m <sup>2</sup>	11.20	5844.16	
4.3	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	320.25	m <sup>2</sup>	138.00	44194.50	
5	ALBAÑILERIA					172320.12
5.1	FUNDACION DE POZO	5.00	c/u	521.21	2606.05	
5.2	CILINDRO DE POZO	13.74	ml	841.41	11550.97	
5.3	CONO DE POZO	5.00	c/u	1824.24	9121.20	
5.4	CAJA TRAGANTE	2.00	c/u	2050.42	4090.80	
5.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 18")	23.00	ml	22.50	517.50	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 24")	83.00	ml	207.33	17211.79	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 30")	162.00	ml	437.40	70868.80	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 36")	110.00	ml	507.23	55795.30	
5.9	ROTURA Y REZANADO DE POZO EXISTENTE	1.00	c/u	301.73	301.73	
6	PRUEBA HIDRAULICA					1600.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	200.00	m <sup>3</sup>	8.00	1600.00	
					TOTAL	456360.23

PRESUPUESTO DE COLECTOR C20

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					3962.25
1.1	PAVIMENTO EMPEDRADO-FRAGUADO	203.80	m <sup>2</sup>	12.38	3200.97	
1.2	DESALZO DE RIFLO	13.12	m <sup>3</sup>	53.20	701.71	
2	EXCAVACION					61963.49
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	400.24	m <sup>3</sup>	62.71	32121.75	
2.2	EXCAVACION EN ROCA	153.65	m <sup>3</sup>	194.16	29731.71	
3	RELLENO COMPACTADO					47301.47
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	400.24	m <sup>3</sup>	25.22	30024.77	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL ACARREADO	133.85	m <sup>3</sup>	22.73	13205.45	
3.3	DESALZO DE MATERIAL SOBANTE (ROCA)	153.65	m <sup>3</sup>	23.00	3541.25	
4	SUPERFICIES DE RODAMIENTO					17542.70
4.1	REPOSICION DE PAVIMENTO EMPEDRADO-FRAGUADO	203.80	m <sup>2</sup>	86.50	17542.70	
5	ALCANILERIA					63799.24
5.1	FUNDACION POZO	5.00	c/u	521.21	2606.05	
5.2	CILINDRO POZO	17.24	ml	341.41	15010.75	
5.3	CONO POZO	5.00	c/u	1324.24	6470.70	
5.4	CAJA DE SOSTEN	3.00	c/u	1524.80	4784.40	
5.5	CAJA TRAGANTE	6.00	c/u	2030.42	12182.52	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 15")	30.00	ml	32.50	2454.00	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 18")	120.00	ml	130.20	15423.00	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 24")	4.00	ml	207.33	829.32	
6	PRUEBA HIDRAULICA					480.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	60.00	m <sup>3</sup>	8.00	480.00	
					TOTAL	195049.18

PREZUPUESTO DE COLECTOR C21

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					12529.66
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	417.10	mt <sup>2</sup>	24.72	10310.71	
1.2	DESALZO DE RIFIO	41.71	mt <sup>3</sup>	53.20	2218.97	
2	EXCAVACION					106721.93
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	793.83	mt <sup>3</sup>	68.71	54341.37	
2.2	EXCAVACION ROCA	264.63	mt <sup>3</sup>	194.18	51350.56	
3	RELLENO COMPACTADO					77232.72
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	753.38	mt <sup>3</sup>	65.29	49132.43	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL ADARREADO	123.49	mt <sup>3</sup>	69.73	8594.54	
3.3	DESALZO DE MATERIAL SOBREPANTE (ROCA)	264.63	mt <sup>3</sup>	25.00	6615.75	
4	SUPERFICIE DE RODAMIENTO					59493.72
4.1	DESEMPEDRADO	162.00	mt <sup>2</sup>	7.76	1257.12	
4.2	EMPEDRADO CON MATERIAL EXISTENTE	162.00	mt <sup>2</sup>	11.20	1814.40	
4.3	REPOSICION DE PAVIMENTO ASFALTICO	417.10	mt <sup>2</sup>	138.00	57550.80	
5	ALBANILERIA					34392.85
5.1	FUNDACION DE POZO	7.00	c/u	521.21	3648.47	
5.2	CILINDRO DE POZO	12.60	ml	841.41	10601.76	
5.3	CONO DE POZO	7.00	c/u	1294.04	9058.28	
5.4	CAJA DE SOSTEN	2.00	c/u	1594.50	3189.00	
5.5	CAJA TRAGANTE	12.00	c/u	2030.42	24365.04	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø 15")	75.00	ml	32.30	2422.50	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø 18")	115.00	ml	138.20	15893.00	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø 24")	100.00	ml	207.33	20733.00	
5.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø 36")	30.00	ml	507.33	15221.40	
5.10	DORDON-OUNETA	500.00	ml	30.39	15195.00	
6	PRUEBA HIDRAULICA					920.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	115.00	mt <sup>3</sup>	8.00	920.00	
					TOTAL	391310.96

PRESUPUESTO DE COLECTOR C22

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (₡)	COSTO (₡)	TOTAL PARTIDA (₡)
1	DEMOLICION					522.70
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	13.50	m <sup>2</sup>	24.72	333.72	
1.2	DESALJOJO DE RIPIO	5.00	m <sup>3</sup>	43.20	216.00	
2	EXCAVACION					213288.70
2.1	EXCAVACION MATERIAL SEMI-DURO	1536.50	m <sup>3</sup>	69.71	110224.20	
2.2	EXCAVACION EN ROSA	525.50	m <sup>3</sup>	194.18	102971.50	
3	RELLENO					130245.20
3.1	RELLENO COMPACTADO	1723.10	m <sup>3</sup>	65.23	112501.20	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	382.20	m <sup>3</sup>	89.78	34133.70	
3.3	DESALJOJO DE MATERIAL SOBANTE	935.40	m <sup>3</sup>	12.24	11450.30	
4	SUPERFICIE DE RODAMIENTO					14525.20
4.1	DESEMPEORADO	665.20	m <sup>2</sup>	7.73	5144.40	
4.2	EMPEDRADO	665.50	m <sup>2</sup>	11.20	7453.20	
4.3	REPOSICION PAVIMENTO ASFALTICO	13.50	m <sup>2</sup>	138.00	1863.00	
5	ALBANILERIA					253053.42
5.1	FUNDACION FOZO	14.00	c/u	521.51	7301.70	
5.2	CILINDRO FOZO	32.00	ml	341.41	10925.12	
5.3	CONO DE FOZO	14.00	c/u	1824.94	25549.16	
5.4	CAJA DE SOSTEN	3.00	c/u	1584.80	4754.40	
5.5	CAJA TRAGANTE	17.00	c/u	2030.42	34517.10	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 15")	20.00	ml	33.20	664.00	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 18")	108.00	ml	133.20	14385.60	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 24")	36.00	ml	507.33	18263.88	
5.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 30")	55.00	ml	437.40	24057.00	
5.10	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 36")	135.00	ml	507.25	68478.75	
5.11	CORDON-CUNETA	488.00	ml	30.30	14776.40	
6	PRUEBA HIDRAULICA					3025.00
6.1	PRUEBA DE ESTANCUEAD	307.00	m <sup>3</sup>	9.85	3025.00	
					TOTAL	645372.62

PRESUPUESTO DE COLECTOR C23

NUMERO PARTIDA	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO (¢)	COSTO (¢)	TOTAL PARTIDA (¢)
1	DEMOLICION					3815.01
1.1	PAVIMENTO ASFALTICO	75.25	m <sup>2</sup>	24.75	1863.34	
1.2	TUBERIA (Ø = 15")	10.00	ml	7.30	73.00	
1.3	POZO EXISTENTE	3.12	ml	175.23	547.72	
1.4	FUNDACION DE POZO EXISTENTE	2.00	c/u	165.00	330.00	
1.5	DESALOJO DE RIPIO	17.71	m <sup>3</sup>	53.20	942.28	
2	EXCAVACION					112407.01
2.1	EXCAVACION A MANO MATERIAL SEMI-DURO	535.13	m <sup>3</sup>	62.71	33358.76	
2.2	EXCAVACION A ROCA	278.73	m <sup>3</sup>	124.18	34617.25	
3	RELLENO COMPACTADO					70971.70
3.1	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	236.18	m <sup>3</sup>	65.22	15404.12	
3.2	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELETO	24.30	m <sup>3</sup>	62.75	1522.88	
3.3	DESALOJO DE MATERIAL SOBRANTE (ROCA)	272.73	m <sup>3</sup>	25.00	6818.25	
4	SUPERFICIE DE RODAMIENTO					10728.50
4.1	RESTAURACION DE PAVIMENTO ASFALTICO	75.25	m <sup>2</sup>	142.00	10728.50	
5	ALBANILERIA					214322.22
5.1	FUNDACION DE POZO	2.00	c/u	521.51	1043.02	
5.2	CILINDRO DE POZO	12.38	ml	541.41	6698.22	
5.3	CONO DE POZO	2.00	c/u	1224.54	2449.08	
5.4	CAJA TRAGANTE	22.00	c/u	2030.42	44669.24	
5.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 15")	65.00	ml	82.50	5362.50	
5.6	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CEMENTO (Ø = 18")	35.00	ml	132.20	4627.00	
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 30")	21.00	ml	437.40	9185.40	
5.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 36")	121.00	ml	507.26	61378.46	
5.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA DE CONCRETO (Ø = 48")	30.00	ml	637.83	19134.90	
5.10	CORDON-GUNETA	780.00	ml	30.32	23745.60	
6	PRUEBA HIDRAULICA					2112.00
6.1	PRUEBA DE ESTANQUEIDAD	234.00	m <sup>3</sup>	9.00	2112.00	
					TOTAL	414486.43

PRESUPUESTO GLOBAL DE COLECTORES

COLECTOR	COSTO ( ¢ )
C2	1289 36.11
C3	11 5,544.51
C9	14 5,232.87
C13	396,199.20
C15	873,617.00
C16	1,140,89 5.46
C17	1,607,057.49
C18	759,970.66
C19	156,360.93
C20	195,049.18
C21	391,310.90
C22	6 45,372.62
C23	414,496.43
TOTAL = ¢	<b>6,970,043.36</b>

**CAPITULO VI**

**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARTICULARES PARA CADA COLECTOR

### COLECTOR C1

#### CONCLUSIONES

- Este colector es uno de los más largos, ya que posee catorce pozos de visita y recorre gran parte de la ciudad y por estar ubicado al Sur de la misma donde se ha dado mucha deforestación, gran cantidad de escorrentía superficial proveniente de las faldas del cerro de las Pavas, actualmente no posee capacidad hidráulica para transportar el caudal que llega a travez de sus estructuras de captación.
- Los tramos orientados de Poniente a Oriente sobre la 8ª calle Ote-Pte., se encuentran afectados también por las estructuras construídas para puestos de venta del mercado que se encuentran ubicadas a todo lo largo de esta calle, lo que provoca que las cajas tragantes se obstruyan por los desperdicios provenientes del mercado.
- Este es uno de los colectores que más cantidad de agua aporta al punto de descarga que es compartido por los colectores C8 y C9.

## COLECTOR C1

### RECOMENDACIONES

- Revestir la estructura del fondo de los pozos con una capa de concreto o mampostería de piedra para reparar los daños existentes provocados por las caídas de agua y por el desgaste natural durante el funcionamiento.
- Realizar una limpieza permanente de cajas tragantes en el sector donde se encuentra actualmente el mercado, independientemente de la estación del año.

## COLECTOR C2

### CONCLUSIONES

- Este colector se encuentra sub-utilizado, ya que posee capacidad hidráulica en las condiciones actuales en todos los tramos existentes, el colector tiene pocas cajas tragantes, por lo que no capta toda el agua que debería transportar.
  
- Actualmente los tres primeros tramos no reciben ninguna gota de agua precipitada, pues carecen de estructuras de captación como lo son cajas tragantes, posiblemente no se construyeron éstas porque durante la construcción del colector la calle donde se encuentra era de tierra y fué hasta después que se pavimentó con empedrado fraguado, que son las condiciones actuales.
  
- Sus estructuras son relativamente nuevas, por lo que en cuanto a condiciones físicas se refiere, éste se encuentra en muy buen estado.

## COLECTOR C2

### RECOMENDACIONES

- Realizar un mantenimiento permanente en este colector porque al igual que parte del colector C1 este se encuentra ubicado donde actualmente se ubica la llamada "plaza", que es prácticamente un mercado.
  
- A pesar que este colector es uno de los más nuevos, deberá ampliarse en su inicio para que capte agua desde la Avenida Las Pavas.
  
- Eliminar la canaleta al piso que se encuentra construída en la entrada a la calle principal de la Colonia Martínez, ya que con ello se reducirá el caudal que llega al colector C3.

## COLECTOR C3

### CONCLUSIONES

- Este colector consta de varias secciones ya que posee una parte donde no existen estructuras como tuberías y pozos de visita donde pueda conducirse el caudal que éste recoge.
  
- La tubería que pasa por debajo de la colonia Martínez fué colocada sin realizar ningún cálculo hidrológico y/o hidráulico para determinar su sección, ya que la tubería aguas arriba es de 42" de diámetro y la que existe en el tramo en mención es de 24" de diámetro, entonces resulta lógico pensar que fué una solución tomada sin ningún punto de vista técnico.
  
- El problema que se genera en el tramo mencionado en el párrafo anterior puede considerarse muy grave ya que podría poner en peligro la seguridad de las viviendas aledañas así como la vida de sus habitantes.

## COLECTOR C3

### RECOMENDACIONES

- Utilizar el proceso constructivo tipo tunel para la instalación de la tubería de 42" de diámetro propuesta como solución al problema generado en ese punto, tomando todas las precauciones necesarias del caso.
  
- Eliminar el botadero de basura que se encuentra en la calle principal de la colonia Martínez, ya que esto contribuye a que la tubería que pasa por debajo de la colonia se azolve, agravando aún más el problema existente en el invierno.

## COLECTOR C4

### CONCLUSIONES

- Este colector no tiene capacidad hidráulica y será sustituido por el colector C17.
- Cuando se construyó este colector, la línea de construcción de la 8ª Avenida Sur no estaba definida, por lo que actualmente el colector está construido fuera del eje actual de dicha Avenida, encontrándose algunas de sus estructuras ubicadas en propiedades privadas y en las aceras.

### RECOMENDACIONES

- Brindarle el mantenimiento adecuado mientras no se ejecuta el colector C17.

## COLECTOR C5

### CONCLUSIONES

- Este es el colector más corto de todos los que componen el actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad, está compuesto por solamente tres pozos de visita y no posee ningún problema con respecto a su capacidad hidráulica.
- El pozo P1 se encuentra ciego, esto quiere decir que su tapadera ha sido cubierta por una capa de pavimento asfáltico producto del último recarpeteo que se realizó en esa vía.
- La caja tragante del pozo P1 ubicada en la cuneta sur, se encuentra totalmente obstruida.

## COLECTOR C5

### RECOMENDACIONES

- Limpiar la caja tragante obstruída del pozo P1 para que cumpla con su función de captación.
- Construir una caja tragante en el pozo P1 en la cuneta Norte para una mejor captación del caudal en el primer tramo de éste colector.

## COLECTOR C6

### CONCLUSIONES

- Este colector no tiene capacidad hidráulica para poder evacuar el agua de la escorrentía superficial, debido a que aguas arriba del inicio no existe colector, es decir, este colector inicia en la sección de la 2ª Av. Norte y la 4ª Calle Oriente, y hasta este punto llega agua en forma superficial desde la intersección de la 6ª Calle Poniente y 3ª Avenida Sur. Por lo anterior se origina que en el inicio de este colector se inunden las calles.
- El único tramo que tiene capacidad hidráulica es el que se encuentra sobre la 2ª hasta la 4ª Calle Poniente, en el cual el agua precipitada que le llega es evacuada sin problemas.

## COLECTOR C6

### RECOMENDACIONES

- Para que el colector C6 pueda funcionar como está diseñado, es preciso llevar a cabo la construcción de los colectores C16 y C18 aguas arriba, para que éste quede funcionando con la capacidad para la cual fue diseñado.
- Será necesario construir un tramo de tubería adicional antes del pozo P2 existente. El pozo a construirse será el pozo P0, y estará ubicado sobre la 2ª Avenida Sur, desde el pozo P2 hasta la intersección con el pasaje peatonal, en la actualidad el agua fluye en forma superficial en una distancia de 100 mts. hasta llegar al pozo P2.
- Al pozo P5, será necesario construirle una caja tragante sobre el lado sur de la calle ya que no posee, lo cual hace que el agua fluya superficialmente sobre la 4ª C.O. desde la 2ª Av. S. hasta la 4ª Av. S, esta agua llega a las, cajas tragantes del pozo P7, las cuáles no son capaces de evacuarla en forma completa originando acumulación del agua debido a que el tramo en mención es mayor de 150 mts. de distancia.

## COLECTOR C7

### CONCLUSIONES

- Este colector posee capacidad hidráulica solamente en sus primeros tramos, es decir hasta el tramo entre los pozos P3-P4. A partir del siguiente tramo hasta la descarga en el P8, la tubería existente ya no tiene la capacidad hidráulica necesaria para poder evacuar el agua.
- Este colector quedará sub-utilizado en los tramos P5-P6 al P7-P8, con lo cual se estará aliviando al colector C9, ya que el colector C7 descarga su caudal en el pozo P8 del mencionado colector.

## COLECTOR C7

### RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el caudal que transporta el colector C7 en sus primeros tramos, es decir, hasta el comprendido por los pozos P4-P5, sea incorporado al colector C18 proyectado para la 2ª C.O., para disminuir el caudal que en la actualidad es recolectado por el colector C9.
- Además será necesario sustituir el tramo de tubería entre los pozos P4-P5 por diámetro de 24". En la actualidad la tubería existente es de 18".

## COLECTOR C8

### CONCLUSIONES

- El colector C8 tiene capacidad hidráulica solamente en sus primeros tramos, es decir hasta el comprendido entre los pozos P3 - P4.
- A partir del tramo P4 - P5 el colector pierde su capacidad hidráulica.
- El pozo P6 no capta todo el caudal de las áreas de influencia, debido a que no tiene las suficientes cajas tragantes:

## COLECTOR C8

### RECOMENDACIONES

- La solución más adecuada, consiste continuar el C8 hasta la intersección de la 1ª C.O. y 8ª Av. N., y luego construir un colector sobre la 8ª Av. N-S hasta descargar en el último pozo del Colector C18.

Con este nuevo colector, que será el C19, se está aliviando el colector C10, ya que le disminuirá el caudal que actualmente recolecta debido a que el caudal generado por las áreas de influencia del P1 será evacuada por los pozos a construir en este nuevo colector.

- Al pozo P6 de este colector, o sea el ubicado en la intersección de la Calle José Francisco Lopez y la 6ª Av. S-N, será necesario contruirle caja tragante en la esquina sur-poniente, debido a que no existe y se ha determinado que hace falta para poder captar el agua que llega a este punto.

## COLECTOR C9

### CONCLUSIONES

- Este colector no posee capacidad hidráulica en su totalidad.
- El colector C9 transporta los caudales de los colectores C6 y C7.
- El pozo P8 de este colector posee dos tuberías de salida de 30" de diámetro cada una.
- El pozo P1 del colector C9 no posee el número suficiente de cajas tragantes para captar el caudal generado por las áreas de influencia.
- El colector C9 descarga en el mismo pozo donde lo hacen los colectores C1 y C8, es decir en el pozo P14.

## COLECTOR C9

### RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el caudal que transporta en la actualidad este colector, sea disminuído, para que las tuberías existentes sean capaces de evacuar el agua para lo cual están diseñadas. Esto se logrará si el colector C16 es ejecutado. Además se debe disminuir el caudal del colector C6 y el caudal del colector C7 desviándolo por el colector C19, a otro punto de descarga.
  
- A los pozos de visita de este colector se les debe revestir el fondo, debido a que en la actualidad estos se encuentran deteriorados debido a que la caída del agua es de alturas mayores a los 3.00 mts.
  
- Al pozo P1 se le debe construir una caja tragante en la esquina Sur-Oriente para que capte el agua de la cuneta Oriente de la Avenida Raúl Contreras.
  
- Se recomienda que los tramos de tubería entre los pozos P5-P6 y P6-P7 sean sustituidos por tubería de diámetro 36" .

## COLECTOR C10

### CONCLUSIONES

- El colector C10 tiene capacidad hidráulica para evacuar el agua superficial que llega a él, solamente en sus primeros tramos, es decir hasta el tramo P2-P3. A partir del siguiente tramo hasta la descarga, la tubería trabaja con más del 80% de la capacidad total, que es el máximo que se ha tomado para la evaluación hidráulica del presente estudio.
- Este colector quedará funcionando para lo que está diseñado si se lleva a la realidad el colector C19, el cual aliviará el caudal que transporta actualmente, ya que como se mencionará en el colector dicho, recolectará el agua que llega de las áreas de influencia del primer pozo del C10.

## COLECTOR C10

### RECOMENDACIONES

- El fondo de los pozos debe ser revestido para evitar que se continúen dañando, ya que en la actualidad, debido a las altas caídas que posee el agua, estos se encuentran deteriorados.

## COLECTOR C11 y C12

### CONCLUSIONES

- Estos colectores poseen capacidad hidráulica para transportar la escorrentía superficial generada por la precipitación pluvial.
- Las condiciones físicas son aceptables en la tubería, y en los pozos, solamente el fondo presenta deterioro.
- Falta de mantenimiento, ante lo cual se acumula basura y otros materiales produciéndose obstrucción de pozos y tuberías.

## COLECTOR C11 y C12

### RECOMENDACIONES

- La superficie del fondo de los pozos debe ser revestida con una capa de concreto adecuada, debido a que la capa de desgaste se encuentra deteriorada.
- Brindar el mantenimiento adecuado al sistema de drenaje de aguas lluvias antes que inicie la época de lluvias.

## COLECTOR C13

### CONCLUSIONES

- En las condiciones actuales este colector carece de la capacidad hidráulica necesaria para desalojar la escorrentía generada por la precipitación pluvial en los tramos comprendidos entre el pozo P2 y P5, ubicados en la 3ª avenida sur.
- Las condiciones físicas de este colector se pueden clasificar como aceptables, ya que tanto tuberías y pozos (aún cuando ya se cumplió su vida útil) se encuentran en buenas condiciones, a excepción del fondo de los pozos, pero esto es debido a las caídas existentes.
- A estos colectores no se les brinda ningún tipo de mantenimiento lo que permite que se acumulen basura y otros materiales en ellos.
- La falta de una conformación adecuada de las arterias en las que está ubicado este colector no permite la captación adecuada de la escorrentía superficial.
- La alternativa más adecuada económica y técnicamente es la sustitución del colector existente, esto indica que se tendría que demoler los tramos que no poseen capacidad hidráulica (desde el pozo P2 al P5).

## COLECTOR C13

### RECOMENDACIONES

- Las instituciones competentes o la Alcaldía Municipal de Cojutepeque deben hacer esfuerzos por implementar la alternativa propuesta para el colector C13, con el objeto de mejorar el sistema de drenaje de aguas lluvias, y así evitar los problemas que se generan en la actualidad.
- Demoler los pozos y tramos de tuberías comprendidos entre P2 al P5, debido a que en el nuevo diseño los pozos requieren mayor profundidad, lo que implica que los existentes ya no podrán ser utilizados.
- La entidad encargada o la institución gubernamental correspondiente debe realizar el mejoramiento de las calles y avenidas para el encausamiento adecuado de la escorrentía superficial generada por las lluvias.
- Se recomienda brindar el mantenimiento adecuado al sistema de drenaje de aguas lluvias antes que se inicie la época de lluvias.
- La superficie del fondo de los pozos que no serán demolidos, deben ser revestidos con una capa de concreto adecuada, debido a que la capa de desgaste se encuentra en malas condiciones.

## COLECTOR C14

### CONCLUSIONES

- El colector C14 no posee capacidad hidráulica en el ramal C14-A para transportar el caudal generado por la cuenca que drena a él.
- El ramal C14-B se encuentra sub-utilizado, ya que en la actualidad trabaja al 11% de su capacidad real.
- El lugar donde inicia el colector es uno de los más críticos en la ciudad de Cojutepeque, ya que es aquí donde la quebrada que procede del Cerro de las Pavas, descarga su caudal, originando que el agua se acumule ya que la tubería de 18" es insuficiente.
- Aguas arriba de donde se encuentra este colector, se encuentra la colonia Delgado, es decir en las faldas del Cerro mencionado. En esta colonia existe un colector de aguas lluvias, el cual fue construido por iniciativa de los habitantes de la misma. Este colector no cumple ni en los más mínimo las condiciones de diseño, no existen planos, ni datos para poder evaluarlo. Este colector a simple vista se observa que no funciona, empezando por la tubería de inicio, en este punto no existe una estructura que capte el caudal en su totalidad, la tubería se encuentra al descubierto. Inicia con tubería de 30" de diámetro para luego disminuir a

24", este colector descarga su caudal directamente a la calle La Palma, la cual atraviesa superficialmente para luego continuar por otro tramo de la quebrada natural, hasta llegar al colector C14. Además existen cajas tragantes, las cuales permanecen azolvadas en su parte superior ya que las calles de la colonia son de tierra, lo cual imposibilita que capten agua. Por lo cual en esta colonia los problemas originados por las aguas lluvias persisten, aun existiendo sistema de drenaje.

#### COLECTOR C14

#### RECOMENDACIONES

- En primer lugar llevar a cabo la ejecución para poner en funcionamiento el ramal C14-B, es decir captar el caudal que trae la quebrada en su final, luego construir un pozo el que se conectará con el pozo existente.
  
- Efectuar los diseños de los colectores C22 y C23 propuestos en el capítulo IV, para solucionar los problemas que el agua lluvia ocasiona en las colonias que se encuentran aguas arribas, o sea la colonia Delgado y el Progreso.
  
- Además con la implementación de estos colectores se soluciona el problema generado en la Punta de Diamante.

## COLECTOR C15

### CONCLUSIONES

- En la revisión realizada a este colector se determinó que solamente los dos primeros tramos comprendidos entre los pozos P1 y P3, poseen capacidad hidráulica.
- Este colector ya cumplió su vida útil, pero se encuentra en condiciones físicas aceptables.
- Este colector carece del mantenimiento adecuado y sumando a las considerables pendientes de la zona provocan que la escorrentía superficial circule a gran velocidad y se dificulte la captación de dicha escorrentía.
- La alternativa planteada es la más adecuada económica y técnicamente, la cual consiste en la sustitución del sistema existente a partir del pozo P3, teniendo que aumentar el número de pozos de visita para lograr mejores condiciones hidráulicas, demoliendo los pozos existentes, pues en el nuevo diseño estos son más profundos.

## COLECTOR C15

### RECOMENDACIONES

- La Alcaldía Municipal de Cojutepeque o las instituciones gubernamentales competentes tienen que llevar a cabo programas para implementar la alternativa propuesta para este colector, con el fin de mejorar el sistema de aguas lluvias.
  
- Se debe llevar a cabo la demolición de tuberías que no poseen la capacidad hidráulica apropiada y de los pozos que no tienen la profundidad del diseño propuesto.
  
- Se recomienda brindar el mantenimiento adecuado al sistema antes de la época lluviosa.

## COLECTOR C16

### RECOMENDACIONES

- Para su construcción es necesario que se tomen todas las medidas de precaución para evitar daños en las estructuras existentes de otros sistemas, especialmente cuando llegue a la intersección con la 2<sup>da</sup> Calle Poniente hasta la 1<sup>ra</sup> Calle Poniente.
- La ubicación de cajas tragantes se realizará según detalle presentado en el plano de planta general de colectores existentes y proyectados.

## COLECTOR C17

### RECOMENDACIONES

- Este colector sustituye al colector existente C4, por lo que se recomienda que sea trazado sobre el eje actual del colector C4 sobre la Avenida Rafael Cabrera y sobre el eje de la calle sobre la 8ª Avenida Sur, ya que actualmente el eje del colector C4 pasa por las instalaciones de una propiedad privada.
  
- La descarga debe ubicarse después de la tubería de diámetro 60", o sea que deberá descargar directamente a la quebrada Cupanaste, para no afectar el caudal que transporte la tubería de 60" antes mencionada.

## COLECTOR C18

### RECOMENDACIONES

- El pozo P6 de este colector se debe construir donde actualmente se encuentra el pozo P5 del colector C7.
  
- Se recomienda utilizar los pozos P1 del colector C6 y P8 del colector C8, en el diseño propuesto para el colector C18. En este colector son los pozos P3 y P9 respectivamente.
  
- La descarga de este colector debe de hacerse directamente en el inicio de la caída que tiene la quebrada Cunapaste, es decir al final de la 2ª Calle Oriente..
  
- A los pozos P5, P7, P8 y P10 se les debe de construir caja de sostén.

## COLECTOR C19

### RECOMENDACIONES

- Los pozos P1 y P2 se deben construir en el lugar que ocupan actualmente los pozos P4 y P5 del colector C8 respectivamente.
- Los pozos P3 y P4 se deben construir donde actualmente se encuentran los pozos P1 de los colectores C11 y C10.
- Las cajas tragantes existentes se deben conectar con estos pozos proyectados.
- Se recomienda la construcción de este colector, ya que servirá de alivio al colector C8 y al punto de descarga de los colectores C1, C8 y C9.

## COLECTOR C20

### RECOMENDACIONES

- Para solucionar la problemática generada por las aguas lluvias, sobre la 1ª Avenida Norte, se recomienda la construcción del colector proyectado.
- Se recomienda que a los pozos P2, P3 y P4 se les construya caja de sostén, debido a que las caídas del agua son superiores a los 3.0 mts.
- El pozo P4 debe ser conectado a la caja existente a la orilla de la Carretera Panamericana.
- Se recomienda que el pozo P4 sea construído con las dimensiones presentadas en el perfil respectivo, es decir que la tubería de salida del pozo P4 debe de estar al mismo nivel de la tubería de llegada, debido a que la caja existente con la cual estará conectado tiene definido un nivel de fondo.

## COLECTOR C21

### RECOMENDACIONES

- Se recomienda llevar a cabo la ejecución de este colector, para solucionar el problema que originan las aguas lluvias al conducirse superficialmente por las calles hasta alcanzar las cajas tragantes ubicadas sobre la Carretera Panamericana.
- A los pozos P2, P3 y P4 se les debe de construir caja de sostén para evitar que el agua deteriore su fondo debido a que las caídas de ésta, son mayores de 2.5 mts.
- Se recomienda que las cajas tragantes sean construídas tal como están en la planta de este colector.
- En la 7<sup>a</sup> Calle Oriente, desde la 2<sup>a</sup> Avenida sur hacia Oriente se debe construir el cordón-cuneta; así como en la 4<sup>a</sup> Avenida Norte desde la 5<sup>a</sup> Calle Oriente hasta la Carretera Panamericana, para que el agua pueda ser captada fácilmente por los tragantes proyectados.
- El pozo P6 debe ser conectado al pozo existente en la Carretera Panamericana, el cual tiene definido un nivel de fondo, por lo tanto la tubería de salida está al mismo nivel que la tubería de llegada en el P6.

## COLECTOR C22

### CONCLUSIONES

- En esta zona no existe colector lo cual provoca problemas de inundaciones y azolve en el lugar conocido como Punta de Diamante.
- De acuerdo a la revisión realizada esta zona es de las más críticas en cuanto a inundaciones se refiere.

## COLECTOR C22

### RECOMENDACIONES

- Se sugiere que las instituciones correspondientes implementen a la mayor brevedad posible la construcción de este colector el cuál vendría a eliminar los problemas existentes causados por las lluvias.
- Realizar una conformación adecuada de la sección transversal de las arterias/(bombeo) para una captación óptima de la escorrentía superficial generada por la precipitación pluvial.

## COLECTOR C23

### CONCLUSIONES

- En el pozo P5 la tubería de llegada no tiene la caída exigida debido a que más adelante se encuentra un punto obligado del inicio de la quebrada.
- En pozo P7 también la tubería de salida está al mismo nivel de la tubería de llegada, debido a que se parte con el nivel del fondo del pozo existente.

### RECOMENDACIONES

- De no ser posible poder llevar a cabo todo el proyecto de este colector, se recomienda que a la mayor brevedad posible se efectúe el diseño a partir de la caja de registro que captará el caudal de la quebrada y encauzarlo por medio de tubería de 48" de diámetro al pozo existente.
- La caja de registro ubicada al final de la quebrada debe ser construida de concreto reforzado. Las dimensiones deben ser de: base = 1.50 mts, altura = 2.18 mts, y largo 1.50 mts.
- Deben construirse gradas disipadoras de energía, de mampostería de piedra, antes de la caja de registro.

- En todas las calles y pasajes de la colonia Delgado debe construirse el cordón-cuneta para facilitar la captación de las aguas lluvias por las cajas tragantes proyectadas.

- En el inicio del colector que existe en la actualidad debe construirse un cabezal, para que toda el agua proveniente de la quebrada sea captada.

## 6.2 CONCLUSIONES GENERALES

1. La mayor parte de los colectores que componen el actual sistema de drenaje de aguas lluvias de la ciudad de Cojutepeque no tienen capacidad hidráulica para conducir el caudal que es producto de la escorrentía superficial, debido a que algunos colectores captan agua escurrida por muchas cuadras, o sea que el área de influencia de algunos tramos es muy grande, sumando a que esas áreas ahora poseen un coeficiente de escorrentía mayor que cuando el actual sistema fue diseñado.
2. Cuando se diseñó el actual sistema, no existían registros de medición de intensidad de lluvia suficientes para generar una curva de probabilidades de intensidad de lluvia bastante precisa con datos de una estación meteorológica local representativa de la zona tal como hoy en día, eso debió afectar el acierto en los cálculos del caudal en alguna manera.
3. No se previó el futuro desarrollo de la ciudad, y si se hizo, ya sobrepasó las expectativas de desarrollo previstas en aquel tiempo.
4. Las condiciones físicas del actual sistema son relativamente buenas; existen daños provocados por el funcionamiento del mismo, debido al desgaste natural, entre ellos se pueden mencionar: erosión de la superficie interna de las

tuberías, deterioro del fondo de pozos de visita debido a las caídas de agua que sobrepasan los 2.50 metros de altura y no poseen caja de sostén, cajas tragantes totalmente tapadas por materiales arrastrados y no evacuados, etc., Además existen daños provocados por el hombre, tales como: hurto de tapaderas y parrillas tragantes de hierro fundido, que dejan espuestas las estructuras para ser utilizadas como basureros públicos por las personas, falta de mantenimiento por parte de las autoridades encargadas, etc.

5. Con los nuevos diseños y los rediseños de colectores que son alternativas de solución para los problemas que generan las aguas lluvias, se espera que sistema actual recupere su capacidad hidráulica a pesar de que su período de diseño en algunos casos ya ha terminado.
  
6. Los nuevos colectores poseen pozos de visita de altura considerables debido en cierta manera a la topografía de la zona y al cumplimiento del reglamento vigente con referencia a las alturas de caída a la llegada de pozos de visita y también con la profundidad mínima de protección de la tubería.

### 6.3 RECOMENDACIONES GENERALES

1. Brindar un mayor mantenimiento de las estructuras que componen el sistema de drenaje de aguas lluvias por medio de un programa de ayuda conjunta con instituciones gubernamentales que posean el recurso humano para llevar a cabo campañas de limpieza del sistema en la época de transición de la estación seca-lluviosa y de ser posible un mantenimiento permanente a través de todo el año dando prioridad a lugares estratégicos para prevenir daños por falta de mantenimiento de las estructuras.
2. Realizar una campaña de concientización de la comunidad, para que colabore en la prevención de daños a las estructuras que forman parte importante del sistema de drenaje de aguas lluvias y que al mismo tiempo es una parte importante de la infraestructura de la ciudad.
3. Ejecutar las obras proyectadas en época de verano para evitar atrasos y pérdidas económicas para el realizador de las mismas como para los ciudadanos afectados de una u otra forma.
4. Exigir por parte de las autoridades municipales a las personas particulares un detalle constructivo previo a la ejecución de obras que se proyecten en lugares donde conduzcan las aguas lluvias por medio de quebradas naturales.

## REFERENCIAS

- MINISTERIO DE AGRICULTURA Y GANADERIA  
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA  
CANTON EL MATAZANO, ILOPANGO
  
- ATLAS DE EL SALVADOR  
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS  
INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL  
3<sup>ra</sup> EDICION, 1979
  
- ESTUDIO DEL SISTEMA DE EVACUACION PLUVIAL EN LAS AREAS QUE  
AFECTAN LOS DESARROLLOS URBANOS VALLE NUEVO, MATAZANO Y  
SANTA LUCIA.  
TESIS, UES  
MARTINEZ FLORES, TOMAS DE JESUS  
1985
  
- DICCIONARIO GEOGRAFICO DE EL SALVADOR  
INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL  
TOMO I, 1979
  
- IV CENSO NACIONAL DE POBLACION. JUNIO, 1971. VOLUMEN I.  
V CENSO NACIONAL DE POBLACION. FEBRERO, 1992. RESULTADOS  
PRELIMINARES.  
MINISTERIO DE ECONOMIA.

- ALCALDIA MUNICIPAL DE COJUTEPEQUE

OFICINA CONJUNTA DE DESARROLLO URBANO

- REGLAMENTO PARA LA DISPOSICION DEL DRENAJE PLUVIAL URBANO

TESIS, UES

LEMUS GONZALEZ, FERNANDO DE JESUS

1985

- DISTRIBUCION EN PLANTA DE LA CIUDAD DE COJUTEPEQUE

PAGINA No. 436

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL "ING. PABLO ARNOLDO GUZMAN"

1988

# ANEXOS