

TUES
1501
B4532
1999
Ej-2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



**" DISEÑO DE OBRA DE PASO Y CALLE DE ACCESO,
PARA LA COMUNIDAD SAN BARTOLO NORTE
DEL MUNICIPIO DE ILOPANGO, SAN SALVADOR "**

PRESENTADO POR:

JUAN CARLOS BELTRAN CANTOR

CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

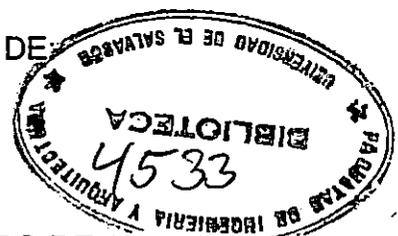
15101756

JUAN NELSON VENTURA ZELAYA

15101756

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 1999.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO a.i. :

ING. OSCAR EDGARDO MARROQUIN HERNANDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN



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

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título :

**" DISEÑO DE OBRA DE PASO Y CALLE DE ACCESO,
PARA LA COMUNIDAD SAN BARTOLO NORTE
DEL MUNICIPIO DE ILOPANGO, SAN SALVADOR "**

Presentado por :

JUAN CARLOS BELTRAN CANTOR
CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES
JUAN NELSON VENTURA ZELAYA

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

ING. MAURICIO HERNANDEZ CEDILLOS

Asesores :

ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA
ING. JOSE SALVADOR O'CONNOR VASQUEZ

San Salvador, Febrero de 1999.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador y asesor :



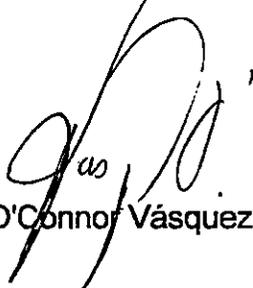
Ing. Mauricio Hernández Cedillos

Asesor :



Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada

Asesor :



Ing. José Salvador O'Connor Vásquez



DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO Y ETERNO, que siempre me ha acompañado, iluminándome para conseguir muchos éxitos y ahora hace posible que termine satisfactoriamente esta carrera. ¡ Gracias, Señor !

A MIS PADRES: CARLOS BELTRAN Y NELLY CANTOR, dedico este triunfo a ellos, como parte de mi agradecimiento por haberme dado la oportunidad de realizar mis estudios, apoyándome y guiándome en todo aspecto, así como su cariño y confianza depositados.

A MI HERMANO CESAR ANTONIO (Q.D.D.G), con todo mi corazón y grata recordación dedico este triunfo a mi hermano, que me dio su apoyo, cariño y confianza; y que será, como hoy, una fuente de mi inspiración para luchar y buscar el éxito en todo sentido.

A MIS HERMANAS: NELLY Y NIDIA, por brindarme siempre su cariño, apoyo y respeto.

A MIS ABUELOS, por todo su cariño y apoyo que me han dado siempre.

A UNA PERSONA MUY ESPECIAL: PATTY MENDEZ, por darme su amor y apoyo sincero a lo largo de mi carrera.

A MIS DEMAS SERES QUERIDOS Y AMIGOS, por darme su apoyo, afecto y confianza siempre.

JUAN CARLOS BELTRAN CANTOR

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO :

Por ser el Creador y Rey del Universo.

A LA VIRGEN MARIA AUXILIADORA Y A SAN JUAN BOSCO:

Que han sido un ejemplo de humildad, paciencia y fortaleza, gracias a ellos he podido terminar con éxito esta meta.

A MI MADRE :

EVA FLORES: Quien me dio la vida, por ser una mamá única. Gracias por sus consejos y por todo el amor que me brinda, siempre podrá contar conmigo. Mamá ,gracias por enseñarme a vivir y por comprenderme, todo lo que soy se lo debo a usted. La amo y respeto Madre Santa.

A MI PADRE :

COSME ESCOBAR: Por todos sus consejos y enseñanzas, transmitiéndome toda su experiencia para afrontar la vida ,Papá gracias por el apoyo incondicional y por estar siempre a nuestro lado. Lo quiero y respeto mucho.

A MI ESPOSA :

ROXANA DE ESCOBAR : Por ser una persona excepcional, gracias por ser mi esposa y estar a mi lado en todo momento manifestando tu entrega y amor, Por ser comprensiva y cariñosa . Este nuevo triunfo es fruto del esfuerzo y apoyo que me brindaste, eres especial TE AMARE SIEMPRE.

A MIS HERMANOS :

Silvia, Tony y Fredy por su apoyo en todo momento, por estar siempre unidos , los quiero mucho. Gracias Hermanos.

A MI ABUELITA CHULA :

Gracias Abuelita Laura por educarme y formarme para ser un hombre de bien. La quiero abuelita.

A MIS SUEGROS:

Dra. Elsy de Cabrera y Dr. José Cabrera ,por ser mis segundos padres gracias por el amor que me han dado y el apoyo incondicional se que siempre puedo contar con ustedes, los quiero mucho.

A MIS CUÑADOS:

Irene, Ali ,José ,Morena ,Edwin ,Mario y Tere ,Elsy y Luis, Claudia y Mauricio. Gracias.

A TODA MI FAMILIA Y AMIGOS.

CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

DEDICATORIA

Doy gracias a Dios Todo Poderoso por dejarme terminar este documento, que es la culminación de mis años de estudio.

" Dad gracias en todo, porque esta es la voluntad de Dios para con vosotros en Cristo Jesús "

I Tesalonicenses 5:18

Todo lo que representa el término de esta carrera se lo dedico a todos mis seres amados, pero especialmente:

A mi madre : EDDA ZELAYA

A mi padre : LUIS ALBERTO VENTURA

JUAN NELSON VENTURA ZELAYA

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos especialmente a nuestro coordinador y asesores por que sin ellos no hubiese sido posible la realización de este trabajo de graduación , así mismo queremos agradecer a todas aquellas personas que colaboraron desinteresadamente para poder lograr este triunfo.

Agradecimientos especiales a:

Ing. Mauricio Hernández Cedillos. (coordinador)

Ing. Roberto Otoniel Berganza Estrada.(asesor)

Ing. Salvador O'connor Vásquez. (asesor)

Agradecimientos por su colaboración valiosa en el desarrollo de este trabajo:

Ing. Edwin Santiago Escobar

Ing. José María Portillo

Ing. Manuel Menjivar

INDICE

CONTENIDO	PAGINA
INTRODUCCION.....	i
 CAPITULO I "ANTEPROYECTO"	
1.1 INTRODUCCION.....	1
1.2 ANTECEDENTES GENERALES	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.4 OBJETIVOS.....	5
1.5 JUSTIFICACION.....	6
1.6 DELIMITACION	8
1.7 ALCANCES GLOBALES.....	9
 CAPITULO II "DISEÑO DE LA VIA URBANA"	
INTRODUCCION.....	13
2.1 CLASIFICACION DE LA VIA URBANA.....	14
2.2 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.....	18
2.3 DISEÑO GEOMETRICO.....	29
2.4 MEMORIA DE CALCULO	54
2.5 DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE	57
2.6 PROPUESTA DE PAVIMENTO PARA LA CALLE DISEÑADA.....	69

CAPITULO III "SELECCIONAMIENTO DE LA OBRA DE PASO"

INTRODUCCION.....	84
3.1 ESTUDIO HIDROLOGICO.....	86
3.2 ESTUDIO HIDRAULICO.....	118
3.3 INTRODUCCION A LAS OBRAS DE PASO.....	128
3.4 PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCIÓN DE LA OBRA DE PASO	130
3.5 ESTUDIO DE SUELOS	141

CAPITULO IV "DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE PASO"

INTRODUCCION.....	148
4.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	149
4.2 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.....	154
4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.....	171
4.4 PROPUESTA DE ENCOFRADO	188
4.5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.....	189
4.6 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA.....	192
4.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA.....	204
4.8 DISEÑO DE MURO DE PIEDRA (ALETONES).....	212

**CAPITULO V "PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE
DE ACCESO Y DISEÑO DE OBRA DE PASO, PARA LA COMUNIDAD
SAN BARTOLO, MUNICIPIO DE ILOPANGO"**

INTRODUCCION.....	222
5.0 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE DE ACCESO .	223
5.1 MEJORAMIENTO DEL CAMINO.....	224
5.2 OBRA DE PASO.....	226
5.3 PRESUPUESTO.....	230

CAPITULO VI "CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"

CONCLUSIONES.....	238
RECOMENDACIONES.....	240

BIBLIOGRAFIA.....	242
-------------------	-----

ANEXOS

PLANOS

INTRODUCCION

Los proyectos de obra civil de índole social, son necesarios en nuestro país y para cada municipio en particular.

Cada alcaldía tiene una serie de proyectos pendientes, a los cuales hay que darles solución.

Este Trabajo de Graduación contiene dos soluciones a una necesidad de la Alcaldía de Ilopango, una a largo plazo que sigue las normas de diseño geométrico y los lineamientos establecidos por el PLAMADUR; y otra a corto plazo que constituye un mejoramiento del acceso actual, que puede ser ejecutado por parte de la Alcaldía de Ilopango como respuesta a una necesidad de la Comunidad San Bartolo Norte, que carece de una vía de comunicación adecuada y la falta de una obra de paso que salve una quebrada existente llamada "El Caracol".

Las funciones de una vía urbana son varias, y están centradas en términos de movilidad y accesibilidad de personas o de mercancía, que puede realizarse de forma rápida, confortable y segura, contando con acceso directo a distintas zonas o usos del área colindante.

El siguiente trabajo consta de seis capítulos: El capítulo I contiene el anteproyecto, el cual enmarca todos los antecedentes y objetivos del proyecto.

El capítulo II, comienza a desarrollar el proyecto con el diseño geométrico y las obras de drenaje de la vía urbana, así como la propuesta de pavimento para la misma.

El capítulo III, es el estudio del seleccionamiento de la obra de paso, en el cual se realizan estudios hidrológico, hidráulico, dimensionamiento de la obra y estudio de suelos, que se utilizará en el siguiente capítulo.

El capítulo IV, contiene el diseño estructural de la obra de paso, tomando en consideración las normas AASHTO y ACI.

El capítulo V, presenta la Propuesta Técnico-Económica de Mejoramiento de la Calle de Acceso y Diseño de Obra de Paso para la Comunidad San Bartolo Norte, con el objetivo de que pueda ser ejecutada por la alcaldía.

Para finalizar, en el capítulo VI se hacen las conclusiones y recomendaciones necesarias para la mejor realización del proyecto.

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

INTRODUCCION

Desde que los primeros poblados establecidos empezaron a desarrollarse ha sido una condición necesaria la búsqueda de una vía terrestre a través de la cual se pueda dar, en un inicio, el intercambio de productos, cultura y el transporte mismo de las personas.

Hoy en día las vías terrestres, además de hacer posible el transporte de las personas y de ser una forma de intercambio cultural y comercial, también hacen posible el abastecimiento de servicios básicos y la posibilidad de acceso a otros factores que permiten el logro del desarrollo urbano de estos poblados.

En nuestro país, existen varias zonas o poblados aún en la zona metropolitana de San Salvador, que están incomunicados por accidentes geográficos, siendo un gran factor de atraso en su desarrollo integral.

A continuación, se plantea un proyecto de obra civil en dos fases: una siguiendo los lineamientos de la Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador (OPAMSS) a través del Plan Maestro de Transporte del Area Metropolitana de San Salvador (PLAMATRAMSS); y otra de índole social, que conlleva a beneficiar a la Comunidad San Bartolo Norte, en el Municipio de Ilopango.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 ANTECEDENTES GENERALES

En los últimos años se ha elaborado "El Plan Maestro de Desarrollo Urbano " (PLAMADUR), cuyo propietario es la OPAMSS, en búsqueda de un ordenamiento al crecimiento urbano; esto incluye propuestas de apertura y prolongación de vías terrestres, así como clasificación de usos de suelo.

El PLAMADUR beneficiará a varias zonas del área metropolitana, entre ellas se encuentra el Cantón San Bartolo, en el Municipio de Ilopango, y específicamente la Comunidad San Bartolo Norte, que es una lotificación ilegal con una extensión territorial aproximada de 12.5 Ha y una población aproximada de 1541 habitantes, gran parte de esta comunidad está limitada por una quebrada llamada "El Caracol", por lo que aproximadamente el 42% de esta población necesita cruzarla para llegar hasta sus viviendas.

A la comunidad se le proporcionó únicamente un acceso peatonal de 2.0 metros de ancho por 6.0 metros de largo, para cruzar dicha quebrada, actualmente es inestable e inseguro y por ese motivo no es usado por la comunidad.

1.2.2 LOCALIZACION.

1.2.2.1 MACRO – LOCALIZACION.

El Municipio de Ilopango se encuentra ubicado en el Departamento de San Salvador, en la zona central de El Salvador. Este Municipio está limitado de la siguiente manera :

Al Norte por Tonacatepeque y San Martín,

Al Este por el Lago de Ilopango,

Al Sur por Santiago Texacuangos y Santo Tomás,

Al Oeste por Soyapango (Ver esquema de ubicación número 1)

Se encuentra ubicado entre las coordenadas geográficas siguientes:

14°43'23" LN, (Extremo Septentrional)

13°40'00" LN, (Extremo Meridional);

89°04'10" LWG , (Extremo Oriental) y

89°08'20" LWG , (Extremo Occidental).

1.2.2.2 MICRO – LOCALIZACION.

La Comunidad San Bartolo Norte se encuentra al Norte de la intersección del Boulevard del Ejército con el Boulevard San Bartolo (Ver esquema de

ubicación número 2). Está ubicada al poniente del Reparto Cima de San Bartolo Primera Etapa y al Norte del Reparto de San Bartolo Ticsa, Municipio de Ilopango, Departamento de San Salvador.

La Comunidad San Bartolo Norte está situada en un terreno quebrado a 600 M.S.N.M. ; la zona donde se diseñará la obra de paso y la calle de acceso está delimitada por el área comprendida entre las coordenadas geodésicas¹ :

A : (488.210, 288,690),

B : (488,425, 288.690) ,

C : (488.210, 288.340) ,

D : (488.425, 288,340). (Ver esquema de ubicación número 3).

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El Cantón San Bartolo en el Municipio de Ilopango, se encuentra comunicado con la carretera Panamericana a través del " Boulevard San Bartolo ", dicho Boulevard atraviesa el cantón hasta llegar a finalizar e interceptarse con el " Boulevard las Pavas " .

¹ Fuente: Instituto Geográfico Nacional

El " Boulevard San Bartolo ", está incluido en el Plan Maestro de Desarrollo Urbano (PLAMADUR), ya que dicho Plan contempla su prolongación, con el fin de empalmarse con el Municipio de Tonacatepeque.

En los primeros 340 metros de la prolongación del Boulevard se necesita diseñar ese tramo de calle y una obra de paso para salvar la quebrada llamada " El Caracol ", con esto además se dará solución al problema de acceso de la comunidad San Bartolo Norte.

El alineamiento debe respetar el derecho de vía de 22 metros establecido por la Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador (OPAMSS)

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar el diseño de la vía urbana correspondiente a la continuación del Boulevard San Bartolo, así como también el diseño de la obra de paso para el cruce de la quebrada "El Caracol ", se respetará lo proyectado por el PLAMADUR.

1.4.2 OBJETIVO ESPECIFICO

Elaborar la propuesta de mejoramiento de la calle de acceso y diseño de la obra de paso como una solución inmediata y económica para beneficio de la comunidad San Bartolo Norte que podrá ser ejecutada por la Alcaldía Municipal de Ilopango.

Diseñar un tramo de 340 m de la prolongación del Boulevard San Bartolo Norte con un derecho de vía de 22 m de los cuales 14 m es el ancho de rodamiento, 2.0 m de acera a ambos lados y 2.0 m de arriate; esto de acuerdo al derecho de vía reglamentado por OPAMSS

Diseñar la obra de paso correspondiente, luego de analizar las alternativas para salvar la depresión formada por la quebrada "El Caracol".

1.5 JUSTIFICACION.

En nuestro país se están desarrollando proyectos de ampliación y apertura de carreteras como respuesta al desarrollo Urbano y vial propuesto por el PLAMADUR y el Plan Maestro de Transporte (PLAMATRAMSS), de esta forma

se logra solucionar problemas de comunicación y futuros problemas de tránsito, además de dar solución al problema del desordenado crecimiento urbano.

El Plan Maestro de Desarrollo Urbano ha proyectado la prolongación de el Boulevard San Bartolo², carretera que llega hasta el Municipio de Tonacatepeque. Este es un proyecto de suma importancia que permitirá el desarrollo de lotificaciones y otras obras de infraestructura en el área de influencia de la carretera, favoreciendo entre ellas a la comunicad San Bartolo Norte, en el sentido de contar a un corto plazo con un acceso adecuado y un cruce en la quebrada existente.

En la OPAMSS ya está definido el posible alineamiento que llevará la prolongación del Boulevard San Bartolo, contándose además con el derecho de vía correspondiente.

Este proyecto en su primera etapa será ejecutado en coordinación con la Alcaldía de Ilopango, el MOP y OPAMSS; la primera Institución contará con la propuesta de diseño de la Vía Urbana y obra de Paso como contribución a la habitabilidad de la zona respetando lo proyectado por OPAMSS.

² Fuente: Oficina de Planificación del Area Metropolitana de San Salvador

Este proyecto surge de la necesidad de la comunidad San Bartolo Norte, de contar con una vía de comunicación, y dado que el desarrollo de lo propuesto en el PLAMATRAMSS es de mediano a largo plazo. Se hace necesario la elaboración de una propuesta de mejoramiento de la calle existente que sea posible de ejecutar a corto plazo, por parte de la Municipalidad de Ilopango.

1.6 DELIMITACION .

La elaboración de este proyecto incluye el diseño de la prolongación del Boulevard San Bartolo que está contemplado en el Plan Maestro de Desarrollo Urbano y que es manejado por la OPAMSS, quienes otorgan el derecho de vía que para este caso es de 22 m. Sin embargo este proyecto solo incluye el diseño de la Franja de 11 m como una primera etapa.

El proyecto incluirá el estudio de la obra de paso en la quebrada "El Caracol ", ya que se necesitará en el desarrollo de la ejecución de la vía urbana.

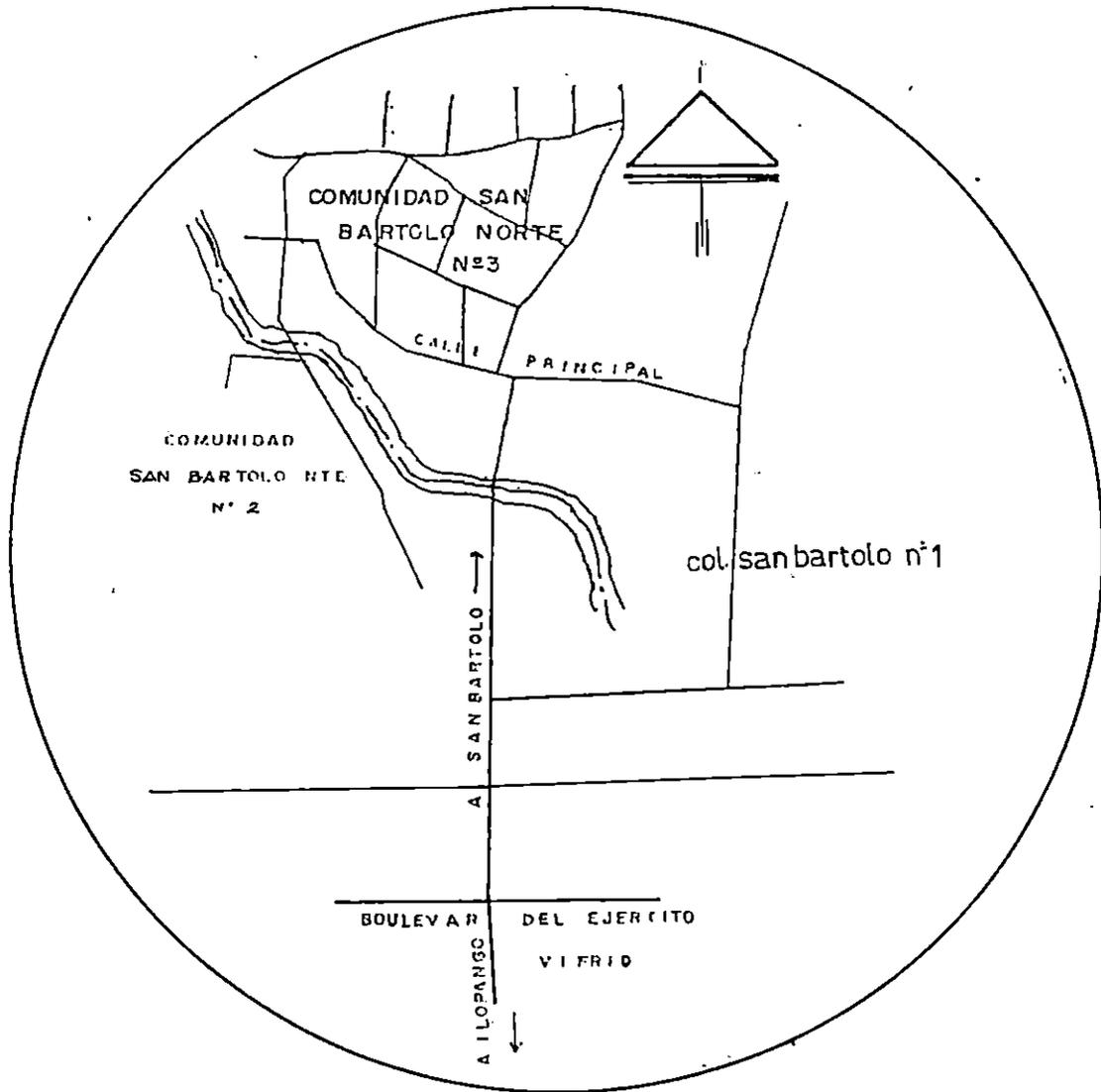
Como parte de este proyecto se presentará la propuesta de mejoramiento de la calle de acceso y diseño de la bóveda, para la solución inmediata al problema mencionado.

1.7 ALCANCES GLOBALES

En el proyecto definitivo se considerará el diseño geométrico de la vía de 11 m que incluye 7 m de ancho de rodaje y 2 m de acera y 2 m de arriate, como primera etapa, así como también se incluye las recomendaciones sobre superficie de rodaje de la vía.

Para la obra de paso se presentarán los planos de ubicación, planos estructurales, topografía, así como el plano de la propuesta de mejoramiento del acceso.

Dentro del contexto de la propuesta de mejoramiento se presentará sin un formato específico, solo incluyendo los elementos del diseño de la calle de acceso y obra de paso, así como el presupuesto respectivo.



ESQUEMA DE UBICACION (Sin Escala) N°1

DEPTO. CHALATENANGO

PLANOS URBANOS

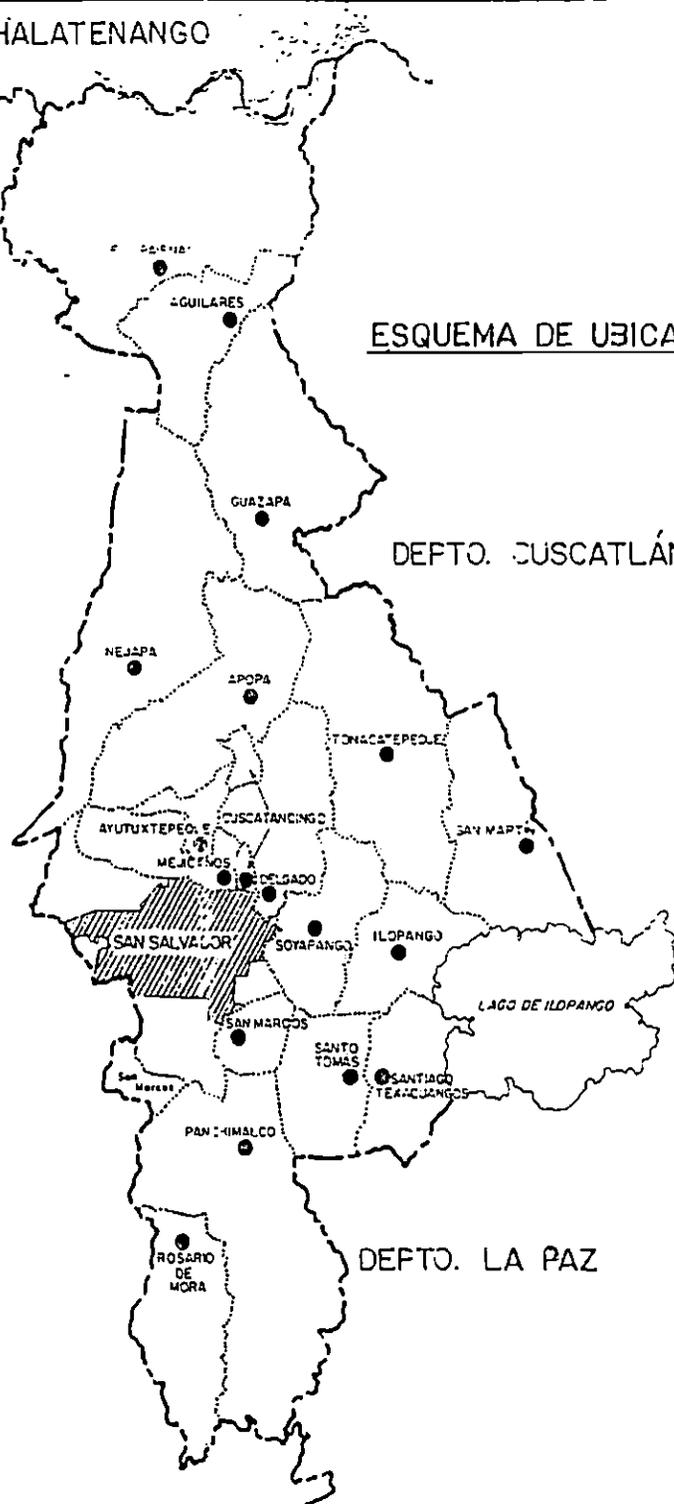
DEPARTAMENTO

SAN SALVADOR

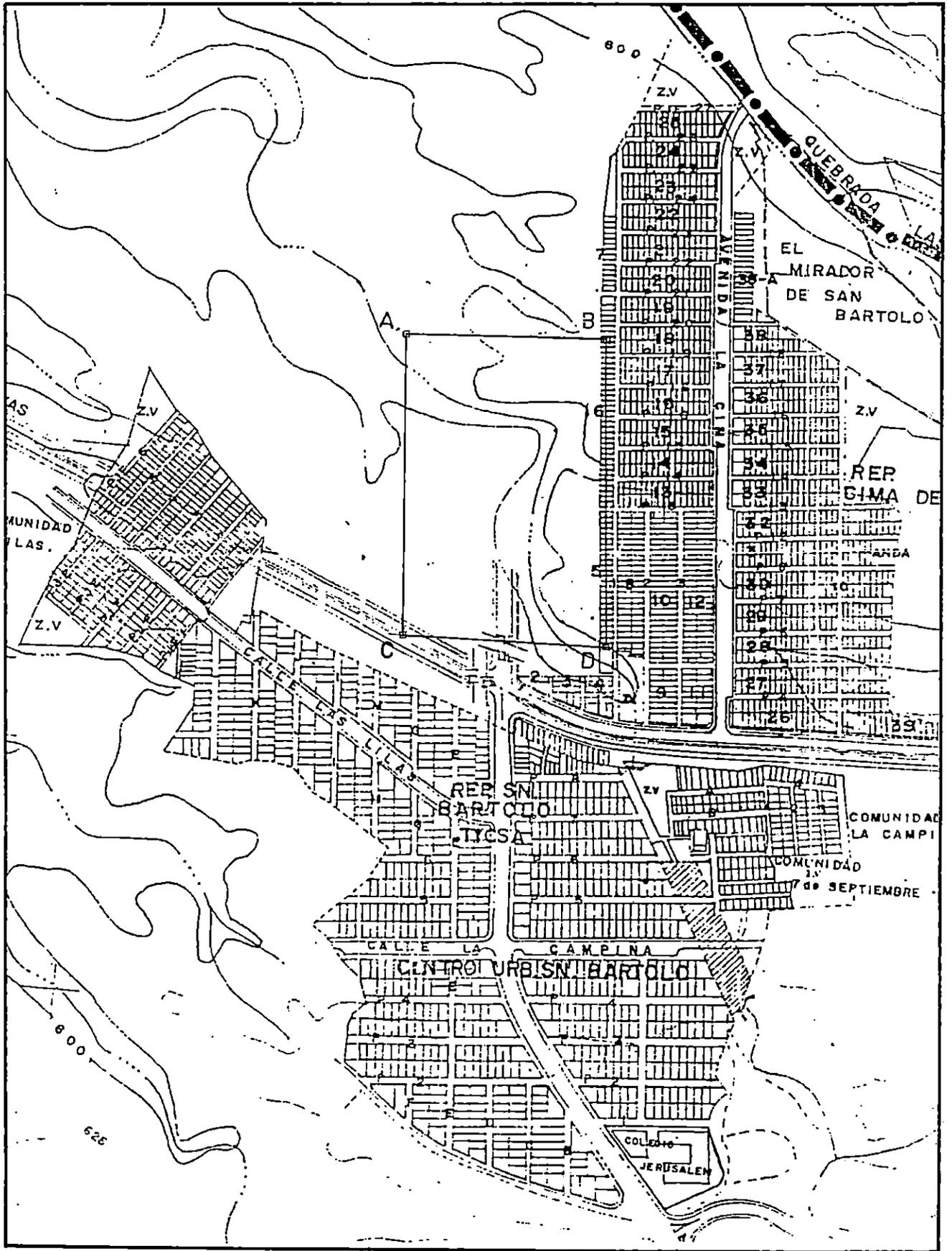
ESQUEMA DE UBICACION N° 2

DEPTO. LA LIBERTAD

DEPTO. CUSCATLÁN



DEPTO. LA PAZ



ESQUEMA DE UBICACION N° 3

CAPITULO II

DISEÑO DE LA VIA URBANA

INTRODUCCION

La comunicación a lo largo del tiempo ha sido uno de los factores más importantes para el desarrollo, actualmente se trata a nivel nacional de establecer redes de comunicación con sectores aislados y hasta cierto punto marginados. La vía entonces, proporciona beneficios incontables que si es cierto inicialmente es un costo elevado pero que favorece a largo plazo.

La construcción de una vía requiere evaluar parámetros para establecer el tipo y proceder a ciertos pasos para poder llevar a su ejecución.

En este capítulo se realizará el Diseño de la vía urbana que es continuación del Boulevard San Bartolo, se incluirán todos los elementos considerados en el diseño geométrico, obras de drenaje, etc.

Se presentará la propuesta de la superficie a utilizar para dicha vía, presentando al término del diseño los planos en planta y perfil del proyecto finalizado.

2.1 CLASIFICACION DE LA VIA URBANA

2.1.1 GENERALIDADES

El Salvador ha entrado a una etapa de desarrollo en el que la construcción de vías de circulación vehicular es considerada una de las más importantes en este proceso, ya que con esto se logra la comunicación entre ciudades y municipios permitiendo el aumento del comercio y la industria.

Actualmente la entidad Nacional que se encarga de formular y dirigir la Política Nacional de Vivienda y Desarrollo Urbano es el Vice Ministerio de Vivienda y Regionales y todas las disposiciones generales a las que deben sujetarse las urbanizaciones, parcelaciones y construcciones en todo el territorio de la república.

La elaboración, aprobación y ejecución de planes de desarrollo urbano y rural corresponde al respectivo municipio y estos deberán enmarcarse dentro de los planes de desarrollo Regional o Nacional de Vivienda y Desarrollo.

2.1.2 DEFINICIONES

2.1.2.1 VIA DE CIRCULACION MAYOR :

Aquella que tiende preferiblemente el tránsito de paso, uniendo los principales centros generadores de viajes dentro de una ciudad o región.

2.1.2.2 VIA DE CIRCULACION MENOR :

Aquella que permite el acceso directo al lugar de destino y funciona con velocidades restringidas a manera de desestimular su utilización por el tránsito de paso.

2.1.2.3 VIA EXPRESA :

Vía que permite el desplazamiento ininterrumpido de grandes volúmenes de tránsito por medio de carriles separados, sin prestar atención al movimiento local.

2.1.2.4 ARTERIA PRIMARIA :

Vía que facilita el movimiento de grandes volúmenes de tránsito de paso entre los principales centros generadores de la ciudad, recoge y distribuye el

movimiento vehicular desde las vías de circulación mayor hacia las de circulación menor y viceversa.

2.1.3 JERARQUIZACION DEL SISTEMA VIAL

El Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano en el reglamento de la Ley de Urbanismo y Construcción, estableció en el capítulo quinto la jerarquización del Sistema Vial dividiéndolo en dos grandes grupos :

- Las vías de circulación mayor
- Las vías de circulación menor

Subdividiéndolas así :

CIRCULACION MAYOR : Autopistas, Vías expresas, Arterias Primarias y Arterias Secundarias.

CIRCULACION MENOR : Vías de Distribución, Vías de Reparto y Vías de Acceso.

En el capítulo quinto el VMVDU realizó ciertas consideraciones en las Parcelaciones relativas a las vías de circulación detalladas en el Art. 70 y que se Cita así :

ART. 70 Toda la parcelación deberá mantener el trazado de Vías de Circulación Mayor definidas en el Plan Vial Regional y/o Local, cuyos derechos de Vía se indicarán en la línea de construcción correspondientes y Las características de estas vías serán definidas por el Plan Vial Regional Y/o Local y deberán ser construidas por el Estado.

En cuanto a las intersecciones y cruces de vías el Art. 75 manifiesta que éstas deberán hacerse preferentemente formando ángulo de Noventa grados (90°) para facilitar la visibilidad.

El ángulo mínimo de intersección y cruce de dos vías sin diseño especial será de sesenta grados (60°). Las vías no podrán ser cruzadas en tramos menores a los señalados en la tabla siguiente :

TIPOS DE VIA	LONG. MIN. DE CRUCE
AUTOPISTA	Según diseño
VIA EXPRESA	500.00 ms.
ARTERIA PRIMARIA	300.00 ms
ARTERIA SECUNDARIA	200.00 ms.

FUENTE : REGLAMENTO DE LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION DEL VICE MINISTERIO DE VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO SAN SALVADOR 1992

2.1.4. CLASIFICACION DE LA VIA PROYECTADA.

Después de hacer énfasis en el reglamento del VMVDU en lo que respecta al Sistema Vial, se puede determinar el tipo de vía que corresponde a este proyecto.

La prolongación del Boulevard San Bartolo ha sido contemplada en el PLAMADUR y PLAMATRAMSS que son considerados los dos grandes planes maestros en el sistema vial a nivel Nacional, ya que los municipios y en este caso el de Ilopango, no cuenta con Planes de desarrollo local, de tal forma que dicho proyecto obedece a lo enmarcado por los planes antes mencionados.

El tipo de vía a diseñar esta catalogada como una Arteria primaria y las características geométricas de ésta serán evaluadas de acuerdo a las normas técnicas y respetando el ancho de rodaje de catorce metros y dos metros de acera y arriate en ambos lados definido de acuerdo al plan local que dirige la OPAMSS.

2.2 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

2.2.1. ANTECEDENTES.

El arte de localización de carreteras data de los tiempos más remotos, en que los hombres primitivos en su incesante búsqueda de las fuentes que llenaron

sus necesidades de alimentación, siguieran a las migraciones de los animales, de los cuales dependían para su subsistencia. Así fueron estableciendo rutas que facilitaron el movimiento humano en su afán de conquistas y comercio a través de los continentes.

Con la domesticación de animales y el invento de la rueda, fue aun mayor el desenvolvimiento del comercio y por ende la necesidad de construir más y mejores carreteras. Restos de estos caminos, construidos hace más de 4,000 años han sido descubiertos en Creta, pero sin lugar a dudas fueron los Romanos los más activos constructores de carreteras de los tiempos antiguos. Su gran imperio llegó a tener aproximadamente 80,000 Kms, de carreteras excelentes, producto del trabajo a través de cientos de años de esclavos, soldados y contratistas particulares.

Con la caída del Imperio Romano, la construcción de carreteras fue un arte perdido. Aquellas construidas por los Romanos, se abandonaron hasta su destrucción, o fueron deliberadamente destruidas para impedir invasiones de posibles enemigos.

A principios del siglo XVIII, el interés por las carreteras renació en Europa con los trabajos de Tresaguet en Francia, Mc Adam y Telford en Inglaterra, pero este interés fue rápidamente suplantado con el desenvolvimiento de los

ferrocarriles, alrededor de 1850. No fue sino hasta principios del siglo XX, con el desarrollo del automóvil, que surgió nuevamente la demanda para la construcción de carreteras.

Desde la antigüedad hasta los tiempos recientes, la selección de una localización para un camino ha sido un proceso flexible, que necesitó además del conocimiento del terreno, de una buena dosis de sentido común, pero no mucha habilidad técnica.

2.2.2. CONSIDERACIONES PRELIMINARES EN EL DISEÑO DE CARRETERAS

En los proyectos de carreteras se requiere de una metodología a seguir que permita determinar cual será la zona mas favorable para la selección de la ruta.

Generalmente el procedimiento que se considera en el diseño de carreteras y utilizado en todas las organizaciones afines se desarrolla en tres etapas :

2.2.2.1 SELECCIÓN DE LA RUTA

La selección de ruta es un proceso que involucra varias actividades desde el acopio de datos, examen y análisis de los mismos hasta los levantamientos

terrestres. Este último se puede realizar por el método directo y por el método topográfico.

a) EL METODO DIRECTO

El localizador selecciona sus tangentes por inspección del terreno y coloca las curvas que mejor se adapten a la ruta escogida.

b) EL METODO TOPOGRAFICO

Que consiste en levantar uno o varios mapas topográficos, a lo largo de una faja angosta sobre la ruta escogida para la construcción del camino y proyectarlos sobre papel, definiéndose de esta forma la localización final.

2.2.3 APLICACION DE METODO TOPOGRAFICO

El método que se aplicara en este estudio es el topográfico siendo este el más generalizado y utilizado en la ejecución de carreteras y que esencialmente requiere la realización de las siguientes etapas:

2.2.3.1 EL RECONOCIMIENTO

Es un examen general, rápido y crítico del terreno por donde ha de pasar el camino, determinando el mayor número de control intermedio entre los extremos de la carretera propuesta.

2.2.3.2 LEVANTAMIENTO DE LA PRELIMINAR

Es el proceso de obtenerla topografía de la línea seleccionada en el reconocimiento.

2.2.3.3 PROYECTO DE LOCALIZACION

Consiste en dibujaren el plano topográfico los datos recopilados en la línea preliminar y adaptar al estudio de localización las normas técnicas establecidas para carreteras.

2.2.3.4 TRAZADO DE LOCALIZACION

Proceso que se realiza en el campo, en donde se fijara la línea preliminar establecida en el proyecto de localización.

2.2.4 SELECCIÓN DE RUTA DE VIA URBANA PROYECTADA

En la primera etapa que corresponde al reconocimiento se realizaron las visitas y observaciones respectivas, verificándose la complejidad morfológica del terreno constituida principalmente por las fuertes depresiones existentes en la faja en estudio, sin embargo en la determinación del alineamiento se trato de evitar dichos factores, siendo imposible evitar el cruce de la quebrada el Caracol por lo que será necesario realizar una obra de paso.

Las viviendas existentes fueron un factor determinante, ya que obligaron a desplazar el alineamiento para que no se vieran afectadas en la realización de dicho proyecto, de aquí que se ha considerado la mejor solución en el diseño de la carretera.

2.2.4.1 CONDICION ACTUAL DEL CAMINO

Las condiciones actuales del camino existente son características de una calle con superficie de tierra y en donde su ancho varía a lo largo de está de tal forma que se cuenta con un tramo regular de calle , otro no transitable para vehículos y el cruce de la quebrada el caracol .

2.2.4.2 QUEBRADA EL CARACOL

Su cauce se desarrolla a lo largo de la carretera proyectada en este documento cambia de dirección en varios tramos. A 300 mt del punto de partida el eje de la quebrada gira 90 obligando a que el alineamiento definido pase sobre el río.

La quebrada el caracol recoge las aguas lluvias y servidas de las colonias aledañas, manteniéndose constante un flujo que desemboca en el río Las

Cañas. Las obras de protección de taludes, en algunos sectores de las riveras del río se han colocado gaviones que en época de invierno, con el aumento del nivel del agua se han deteriorado.

En los alrededores del río se puede observar vegetación en donde predomina generalmente las malezas y arbustos y en escaso porcentaje arboles de sombra. En época de verano el nivel del agua disminuye considerablemente y el paso peatonal es posible al llegar a la parte mas baja de la quebrada, situación que no es posible en invierno debido a la crecida del río.

2.2.5 LEVANTAMIENTO PRELIMINAR - PROYECTO DE LOCALIZACION

2.2.5.1 LEVANTAMIENTO DEL EJE DEL CAMINO

Se realizo partiendo de un mojón geodésico especificado en la figura (2.2.5) realizando el traslado de coordenadas hasta el punto que se definió como punto de inicio del proyecto, cabe mencionar que el traslado fue ejecutado con todas las precisiones exigidas.

Fijado el banco de marca se procedió al levantamiento planimétrico utilizando el aparato y equipo adecuado para realizarlo de tal forma que todos los datos

obtenidos sean de confiabilidad .En el desarrollo fue necesario amarrar todo elemento de carácter importante siendo estos la calle existente, los postes de alumbrado eléctrico ,la curva de intersección ,así como el levantamiento de la franja del camino y los puntos necesarios para definir la planimetría completa.

El levantamiento altimétrico se realizo con nivel y estadía partiendo del banco de marca .Es importante determinar la elevación de cada uno de los puntos levantados en la planimetría dicha información será utilizada para definir la morfología del camino (curvas de nivel) y su eje, así como para el establecimiento de puntos de referencia y control .

2.2.5.2 LEVANTAMIENTO DEL CAUCE

El levantamiento del cauce fue simultáneo con la planimetría, la proximidad de la quebrada permitió amarrarla al eje del camino, de tal forma que se levantaron las secciones transversales del río tanto aguas arriba como aguas abajo a lo largo del proyecto de la carretera. Cabe destacar que dicho levantamiento fue necesario para contar con información que se utilizara en el diseño de la bóveda de la quebrada en mención.

FECHA: MARZO 1981.

PROYECTO : CATASTRO URBANO DE SAN SALVADOR Y ALREDEDORES.

MUNICIPIO : ILOPANGO

CANTON : SAN BARTOLO

PROPIETARIO :

RUMBOS :

- ① S. 15° E.
- ② N. 60° W.
- ③ N. 70° E.
- ④ S. 60° E.

REFERENCIAS :

- ① PILA DE CEMENTO REF. 1.90 MTS.
- ② ARBOL DE JOCOTE " 17.73 "
- ③ NORMAL PERFIL DE BORDO REF. 1.52 MTS.
- ④ POSTE LUZ ELECT. DIST. INCLINADA 12.16 "

RUMBOS Y REFERENCIAS DE EST-9

37216195

- ① S. 3° E.
- ② N. 20° W.
- ③ N. 25° E
- ④ S. 33° E

- ① NORMAL AL BORDON REF. 10.84 MTS.
- ② " FIN DE ACERA " 3.78 "
- ③ ESQ. COLUMNA CASA N° 2 " 28.00 "
- ④ POSTE LUZ ELECTRICA " 15.34 "

S Q U E M A

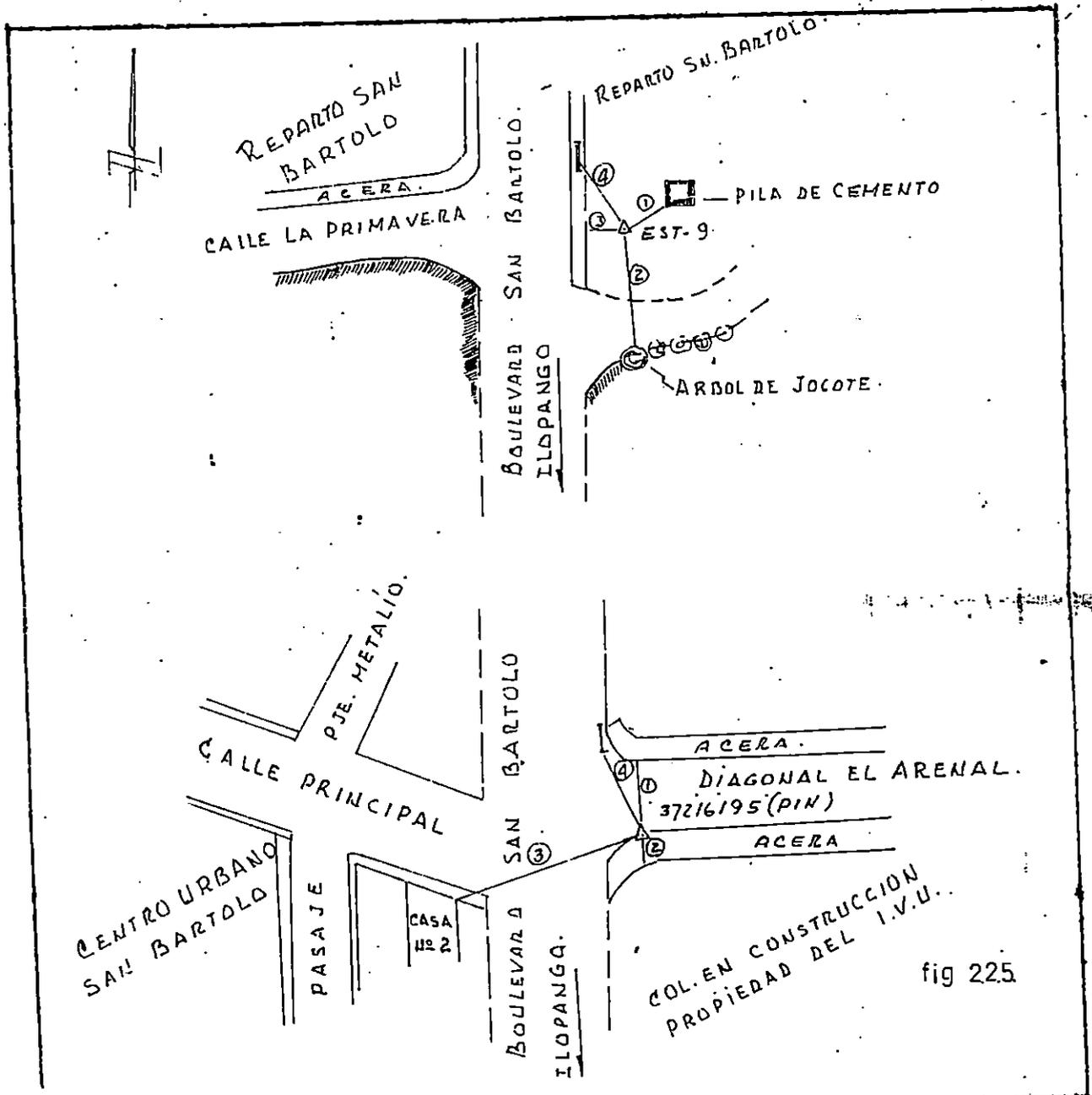


fig 225

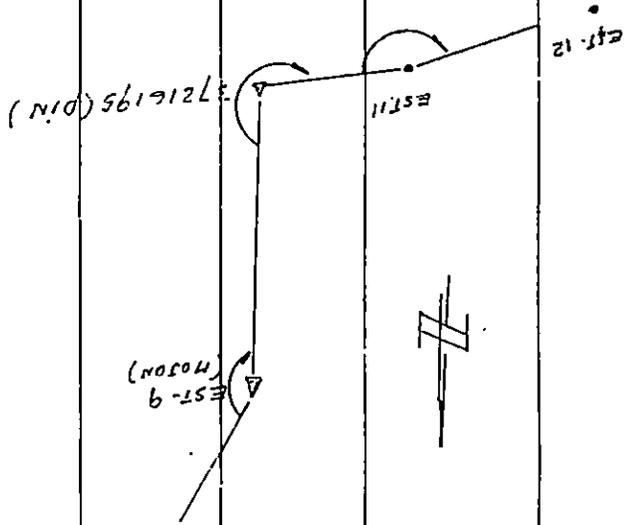
CATASTRO NACIONAL

CUADRANTE

MODELO

MAQUINA LINEA PUNTO PARCELA SEC. OBSERVACIONES

X	Y	Z	GODIGO	PUNTO	PARCELA	SEC.	OBSERVACIONES
							DESCRIPCION DE 37216195. CARGADO EN EL INTERSECCION DE BOLEVARD SAN BARTOLO Y DIAGONAL EL AREA DENTRO URBANO SAN BARTOLO (EN SAN BARTOLO) EXISTE EN SU EMPORNO EN DEZA, PARA LLEGAR AL CONTROL TOME COMO PUNTO DE PARTIDA LA ESCUELA DEL CAN- TON SAN BARTOLO TOME CALLE POR EL PUNTO N. Y REGONRA 500. MIS. / LLEGARA AL CONTROL. LA MKZ. DE 37216195 ES LA EST. 9 QUE SE ENCUENTRA A 312 MTS POR EL RUMBO NORTE EN LA ENTRA AL DEPARTO SAN BARTOLO Y EN INTERSECCION DE BOLEVARD SAN BARTOLO LA CALLE LA PRIMERA LA EST. CONSISTE EN MASON DE CONCRE- TO SOBRESALE 0.05 MTS. VER ESQUEMAS.



HOJA DE DATOS

Datos Proporcionados a _____

PUNTO	LONGITUD	LATITUD	ACIMUT	ELEVACION	DISTANCIA	OBSERVACIONES
	CATASTRO	URBANO DE	SAN SALVADOR.			
37216185	488797.23	288328.90		620.190		
Eol. # 8	488502.11	288394.75		625.910		
37216195	488681.49	287579.95		641.311		
Eol. # 9	488556.38	287865.66		638.389		



Complió A. Rodriguez Revisó Rafael Rosales Autorizó [Signature] Fecha Abril 03, 98

2.3 DISEÑO GEOMETRICO

La ingeniería de carreteras avanza rápidamente año con año, ha sido de gran ayuda la aplicación de software para computadoras, que simplifican enormemente el cálculo y diseño ; así también existe maquinaria que agiliza la construcción de carreteras.

Los adelantos de la ciencia y la aplicación de teorías científicas en la operación y mantenimiento de vehículos, análisis de accidentes, estadísticas de tránsito y otros estudios, permiten al ingeniero de carreteras elaborar patrones de diseño, adecuados a los diferentes tipos de caminos.

Los elementos fundamentales del diseño geométrico del camino, están basados en las siguientes consideraciones : 1) Capacidad estructural soportante necesaria para determinado paso de vehículos. 2) Capacidad necesaria para acomodar un volumen de tránsito especificado. 3) Economía, facilidad y seguridad a los usuarios del camino.

Un análisis racional del proyecto basado en toda la información relativa al mismo, capital disponible para la construcción, cantidad y tipo de tránsito, clasificación de la ruta de acuerdo con su importancia relativa en el Programa de Caminos, consideraciones económicas generales, etc., tienden a suministrar una selección adecuada del modelo de diseño.

Gran parte de las normas aceptadas en los patrones de diseño, está basada en la experiencia obtenida de los sistemas de carreteras existentes, de esta consideración, vemos la gran importancia que tiene la clasificación de carreteras de un paso en los programas de planeamiento de caminos. La similitud, con áreas servidas por caminos existentes, nos da una magnífica oportunidad para juzgar la bondad de las normas de diseño establecidas para determinado proyecto.

De acuerdo con la topografía del terreno, se usan diferentes modelos de diseño, para terrenos llanos, ondulados y montañosos, en las diversas categorías de caminos, primarios, secundarios, terciarios, etc.

Un buen diseño implica que cada elemento que integra los patrones, guarde cierta proporción con respecto a los otros componentes de las normas. Por ejemplo, una alta velocidad, dictará curvas amplias, anchos mayores de carretera, y pendientes moderadas. La falta de proporción en dichos elementos trae con sigo un diseño antieconómico de la carretera.

Los patrones de diseño, incluyen los elementos que constituyen las características geométricas y estructurales del camino.

El diseño de las características geométricas del camino, incluye todas las dimensiones visibles de la vía; elementos de la sección transversal y el alineamiento horizontal y vertical.

El diseño de las características estructurales comprende la determinación de las dimensiones necesarias para obtener la capacidad soportante de la carretera, estructuras para puentes, obras de drenaje y pavimentos.

El diseño geométrico visible del camino, está regulado por los siguientes elementos :

1) Secciones Transversales.

- a) Ancho y bombeo del pavimento
- b) Ancho y pendiente de los hombros
- c) Profundidad mínima y ancho de cunetas
- d) Pendiente en los taludes de corte
- e) Pendiente en los taludes de relleno

2) Alineamiento Horizontal

- a) Curvas horizontales
- b) Curvas de transición
- c) Super-elevación y su transición
- d) Sobre anchos

3) Alineamiento Vertical.

- a) Curvas verticales

- b) Pendiente y regulación de las mismas
- c) Determinación de puntos críticos.

2.3.1 SECCION TRANSVERSAL

a) Ancho y bombeo del pavimento.

La elección de las características geométricas de la sección transversal, depende exclusivamente de la calidad y cantidad de tránsito que acomodará la carretera. La velocidad de circulación regula la separación entre vehículos y el hombro del camino. El ancho de la sección transversal será función directa de la intensidad y velocidad del tránsito.

El bombeo de pavimento puede definirse, como la pendiente transversal de la sección, del centro al borde de la vía y su objeto es facilitar el escurrimiento rápido del agua que cae sobre la carretera, a fin de facilitar su buena conservación.

Tomando en consideración la mejor calidad de los materiales impermeables usados en la actualidad, el bombeo más adecuado es el menos pronunciado y que ofrezca medios seguros de desagüe. En la práctica moderna, se utilizan bombeos de 1 y 2% para pavimentos de alta calidad y 2 a 3% en los de baja calidad.

b) Ancho y pendiente de los hombros.

La función de los hombros consiste en el soporte y protección del pavimento adyacente, así como permitir el espacio necesario para la protección del tránsito en los rellenos altos, área de circulación para peatones y tránsito animal y espacio necesario para paradas de emergencia.

Cuanto mayor es la densidad de tránsito, mayor es la necesidad de construir hombros anchos. Hombros de 2 a 3 metros de ancho son deseables en todas las carreteras modernas. Sin embargo, en áreas montañosas donde esta medida resulta prohibitiva, es permisible usar anchos de 1 metro estableciendo sitios especiales cada 200 metros, con un ancho de 2.4 a 3 metros, para estacionamiento de emergencia.

Un hombro bien mantenido, limpio y firme incrementa el ancho de la vía, ya que los motoristas manejan más cerca de los bordes del pavimento en presencia de hombros adecuados.

La pendiente de los hombros debe permitir el escurrimiento del agua que cae sobre el pavimento y hombro. Pendientes de 5 a 10% son recomendables, de acuerdo con el tipo y textura del material del hombro.

c) Profundidad y ancho mínimo de cunetas

Las cunetas tienen por objeto recoger el agua que escurre en los terrenos adyacentes, así como la que cae directamente sobre la carretera. Se construyen paralelamente al camino, tanto en cortes, como en rellenos de escasa altura y descargan en alcantarillas a través de la carretera o en canales de desagüe.

Desde el punto de vista hidráulico, la sección circular, es la que en igualdad de condiciones lleva mayor cantidad de agua, pero es muy difícil de construir, de manera que las secciones usuales de cuneta son trapezoidales y triangulares.

Las pendientes laterales de las cunetas, generalmente se adaptan a la clase de terreno en que están construidas, es costumbre generalizada en nuestro país usar pendientes de 1:1.5 en lateral adyacente al camino y la pendiente usada en el talud de corte para el otro lado. Esta práctica ha rendido buen resultado en nuestro país.

El fondo de la cuneta, debe estar entre 0.60 a 1.0 metros, debajo de la superficie de rodamiento y no menor de 0.20 metros debajo del nivel de la sub rasante.

La pendiente longitudinal de la cuneta depende de diversos factores, pendiente del camino, topografía del terreno, naturaleza del suelo, etc. Estos factores regulan la sedimentación y la erosión de las cunetas. Como una regla general podemos decir, que las cunetas no deben tener pendientes menores de 0.5% para evitar la sedimentación. Tratándose de terrenos arenosos, pendientes mayores del 2% son perjudiciales y en otros tipos de suelo no conviene excederse de 4 a 5%, en cunetas de gran longitud.

Existen varios métodos para evitar la erosión : cortinas de mampostería para escalonar la pendiente de la cuneta, pavimentación de las mismas, vertederos de salida, etc., son generalmente usados pero todo ello aumenta considerablemente el costo de construcción.

d y e) Pendiente de los cortes y terraplenes

Los taludes que deben usarse en los cortes y terraplenes están determinados por la naturaleza del suelo, la altura de cortes y rellenos y el tipo de camino. Estos factores deben balancearse con el presupuesto del camino para determinar la norma que indicará las pendientes.

De acuerdo con la altura y la naturaleza de los materiales usados, debe usarse:

CORTES	TALUDES
0.0 - 1.5 m	1 : 1 a 1 : 2
Mayores de 1.50 m tierra, arena	1 : 1.5
Mayores de 1.50 m arena arcillosa compacta	1 : 1 a 1 : ½
Mayores de 1.50 m roca, talpetate duro	1 : ¼
RELLENOS	TALUDES
0.0 - 1.50 m	1 : 2 a 1 : 4
Mayores de 1.5 m	1 : 1.5 a 1 : 2

Fuente: Proyecto y Diseño para la Construcción de la ruta A-17 San Miguel – Litoral. Tesis UES. ,Lewy Van Severen

2.3.2 ALINEAMIENTO HORIZONTAL

2.3.2.1 Definición.

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

2.3.2.2 Elementos que lo integran.

El alineamiento horizontal está integrado por tangentes, curvas circulares y curvas de transición.

a) Tangentes.

Son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como PI, y el ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ . Las tangentes van unidas entre sí por curvas, por lo tanto la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina; punto sobre la tangente y se le representa como PST¹.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien, por que favorecen los deslumbramientos durante la noche ; por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

¹ Fuente: Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras. México, 1976.

En el cuadro 2.3.1 se muestran los valores de longitud mínima de tangente, así como el radio mínimo a utilizar en el diseño del alineamiento horizontal del proyecto en estudio, de acuerdo a lo establecido por las Normas de Diseño Geométrico de La Dirección General de Caminos (DGC).

b) Curvas Circulares.

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo o de dos o más sucesivos, de diferente radio.

b.1) Curvas Circulares Simples.

Se denomina curva simple cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular.

Estas curvas tienen como elementos característicos los mostrados en la figura 2.3.2, y se calculan de la siguiente manera:

Grado de curvatura.

Es el ángulo subentendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G_c :

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \quad \therefore \quad G_c = \frac{1145.92}{R_c}$$

CUADRO 2.3.1 NORMAS DE DISEÑO

CLASIFICACION PRIMARIA

CRITERIO DE DISEÑO	TERRENO PLANO	TERRENO ONDULADO	TERRENO MONTAÑOSO
VELOCIDAD DE DISEÑO	90 k/h	70 k/h	50 k/h
PENDIENTE MAXIMA	5%	6%	7%
RADIO MINIMO	250 m	200 m	80 m
DISTANCIA MINIMA ENTRE CURVAS HORIZONTALES	60 m	60 m	60 m
DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD	160 m	130 m	100 m

Fuente: Dirección General de Caminos

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto.

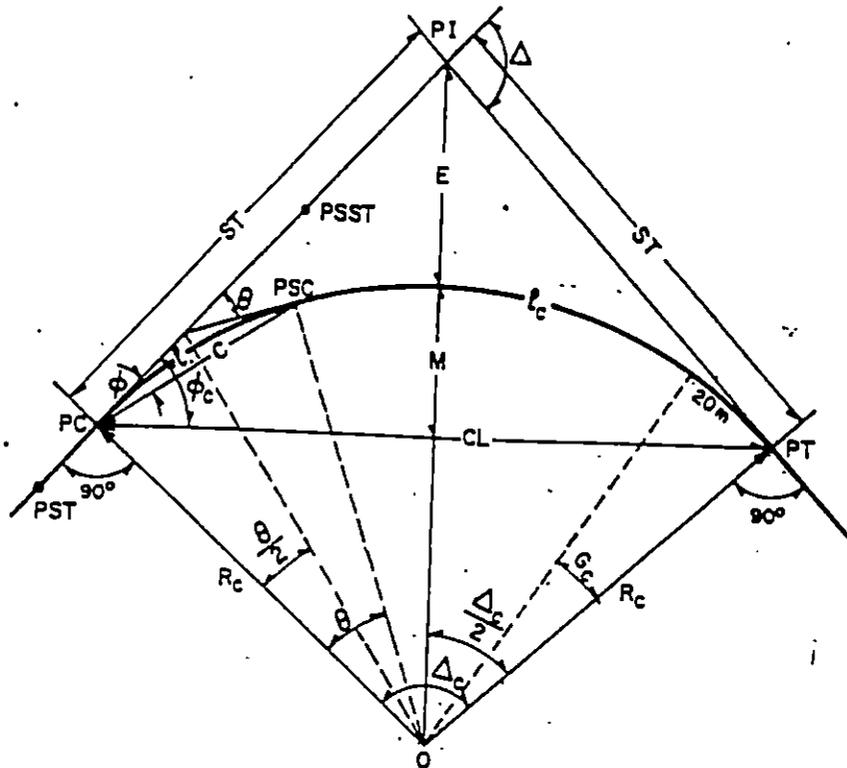
Radio de la curva.

Es el radio de la curva circular. Se simboliza como R_c .

$$R_c = \frac{1145.92}{G_c}$$

Angulo central.

Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ_c . En curvas circulares simples es igual a la deflexión de las tangentes.



- PI Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
- PC Punto en donde comienza la curva circular simple
- PT Punto en donde termina la curva circular simple
- PST Punto sobre tangente
- PSST Punto sobre subtangente
- PSC Punto sobre la curva circular
- O Centro de la curva circular

- Δ Angulo de deflexión de las tangentes
- Δ_c Angulo central de la curva circular
- θ Angulo de deflexión a un PSC
- ϕ Angulo de una cuerda cualquiera
- ϕ_c Angulo de la cuerda larga
- G_c Grado de curvatura de la curva circular

- R_c Radio de la curva circular
- ST Subtangente
- E Externa
- M Ordenada media
- C Cuerda
- CL Cuerda larga
- l Longitud de un arco
- l_c Longitud de la curva circular

FIGURA 2.32 ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

Longitud de curva.

Es la longitud de arco entre el PC y el PT. Se le representa como l_c .

$$l_c = 20 \frac{\Delta c}{G_c}$$

Subtangente.

Es la distancia entre el PI y el PC o PT, medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como ST.

$$ST = R_c \tan \frac{\Delta c}{2}$$

Externa.

Es la distancia mínima entre el PI y la Curva. Se representa con la letra E.

$$E = R_c \left(\sec \frac{\Delta c}{2} - 1 \right)$$

Ordenada Media.

Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra M.

$$M = R_c - R_c \cos \frac{\Delta c}{2}$$

Deflexión a un punto cualquiera de la curva.

Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en PC y la tangente en el punto considerado.

Se le representa como θ . Se puede establecer :

$$\theta = \frac{Gc}{20}$$

Cuerda.

Es la recta comprendida entre dos puntos de la curva. Se le denomina con la letra C.

$$C = 2 R_c \text{ Sen } \frac{\theta}{2}$$

Si esos puntos son el PC y el PT, a la cuerda resultante se le denomina cuerda larga.

$$CL = 2 R_c \text{ Sen } \frac{\Delta c}{2}$$

Angulo de la cuerda.

Es el ángulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada.

Se representa como ϕ .

$$\phi = \frac{\theta}{2} = \frac{Gc}{40}$$

Para fines de trazo se considera que la cuerda C tiene la misma longitud que el arco l.

Para minimizar el error cometido al hacer esta consideración, se toman cuerdas de 20 m. en curvas con $G \leq 8^\circ$; de 10 m en curvas con $8^\circ < G \leq 22^\circ$, y de 5 m. para curvas con $22^\circ < G \leq 62^\circ$.

b.2) Curvas Circulares Compuestas.

Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, por que introducen cambios de curva peligrosos ; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

2.3.3 ALINEAMIENTO VERTICAL

2.3.3.1 Curvas Verticales.

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la

pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como PCV y como PTV el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

La longitud de las curvas verticales depende de la distancia de visibilidad principalmente, pero cuando la diferencia de pendientes es pequeña y tenemos visibilidad adecuada, el largo de una curva recomendado, es el que mejor se acomoda al terreno natural. En las curvas cóncavas, no debe excederse su longitud, para evitar una situación difícil de drenar en los puntos bajos de la misma.

Otra consideración importante, es el incremento en el volumen de terracería en curvas verticales muy largas.

Los factores principales que regulan las pendientes de la carretera son : a) Costos de operación de tráfico, b) Costo de construcción, c) Topografía del terreno y d) Costo de mantenimiento.

No es posible definir reglas fijas que regulen la pendiente, el proceso a seguir, debe valorar las condiciones individualmente y balancear todos los

factores a fin de obtener un buen diseño. Sin embargo, se pueden dar reglas generales que guíen al diseñador en el proyecto del camino.

- 1) Use pendientes menores al máximo permisible.
- 2) Mantenga la distancia de visibilidad de frenaje como mínimo y de preferencia, use la distancia de visibilidad de rebase.
- 3) Evite las curvas verticales en curva horizontal, de preferencia colocarlas sobre tangentes.
- 4) En los cruces de caminos, procure facilitar pendientes más o menos a nivel.
- 5) Mantenga la rasante arriba del nivel del agua superficial para facilitar el drenaje.
- 6) Evite las pendientes menores de 1% en cortes o rellenos que están en contacto con escurrimientos de agua.
- 7) Mantenga un balance adecuado de cortes y rellenos.

Los puntos más altos o majos bajos de una curva vertical se conocen con el nombre de puntos críticos. Su posición no está necesariamente arriba o abajo del PI sino atrás o adelante del mismo. Su importancia se debe a la relación con problemas de drenaje y con la altura libre de las estructuras.

A) Forma de la curva. La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante ; a partir de esta consideración se llega a la expresión

$$y = Kx^2 + Px.$$

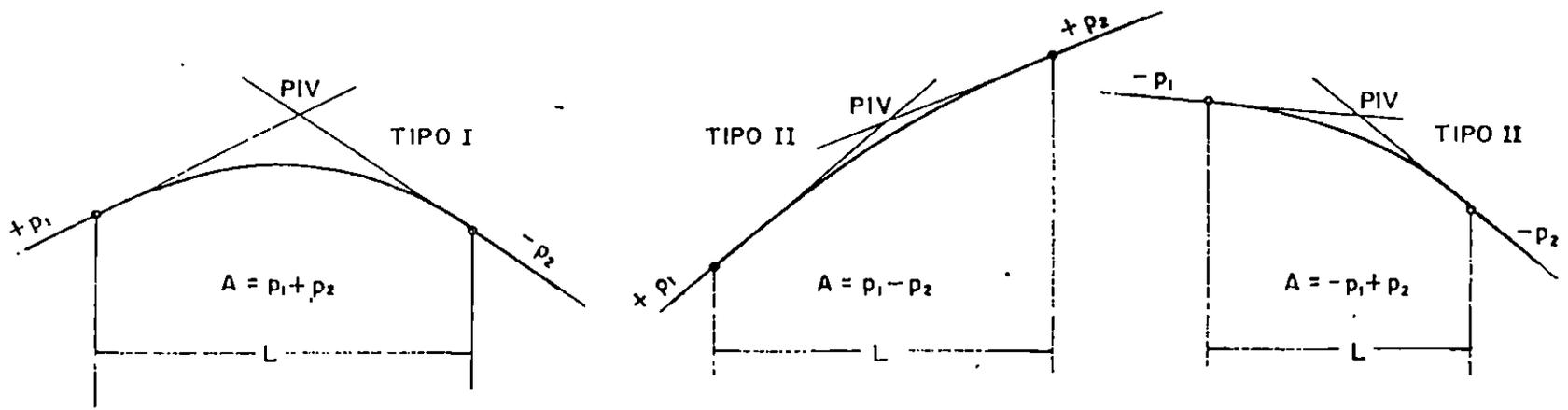
Donde : K es una constante que es el recíproco de la variación de pendiente por unidad de longitud.

P es la pendiente de la tangente de entrada.

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en columpio o en cresta respectivamente. En la figura 2.3.3 se ilustran los tipos representativos de curvas verticales en cresta y en columpio; en los tipos I y III las pendientes de las tangentes de entrada y salida tienen signos contrarios, en los tipos II y IV tienen el mismo signo.

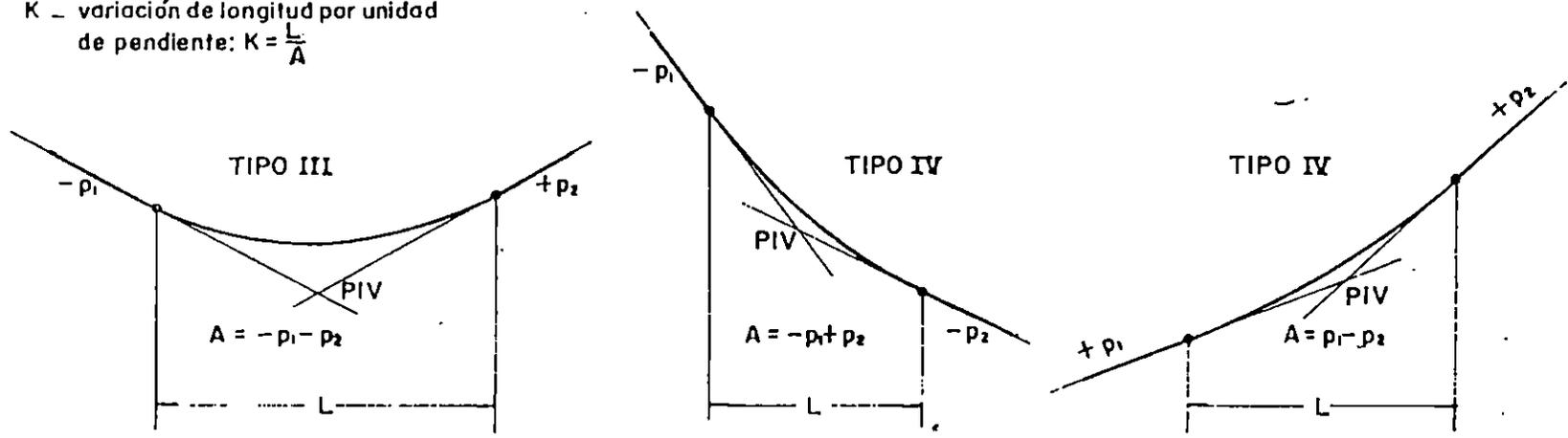
B) Cálculo de los elementos de la curva parabólica.

Los elementos de una curva vertical son los mostrados en la figura 2.3.4, calculándose como sigue :



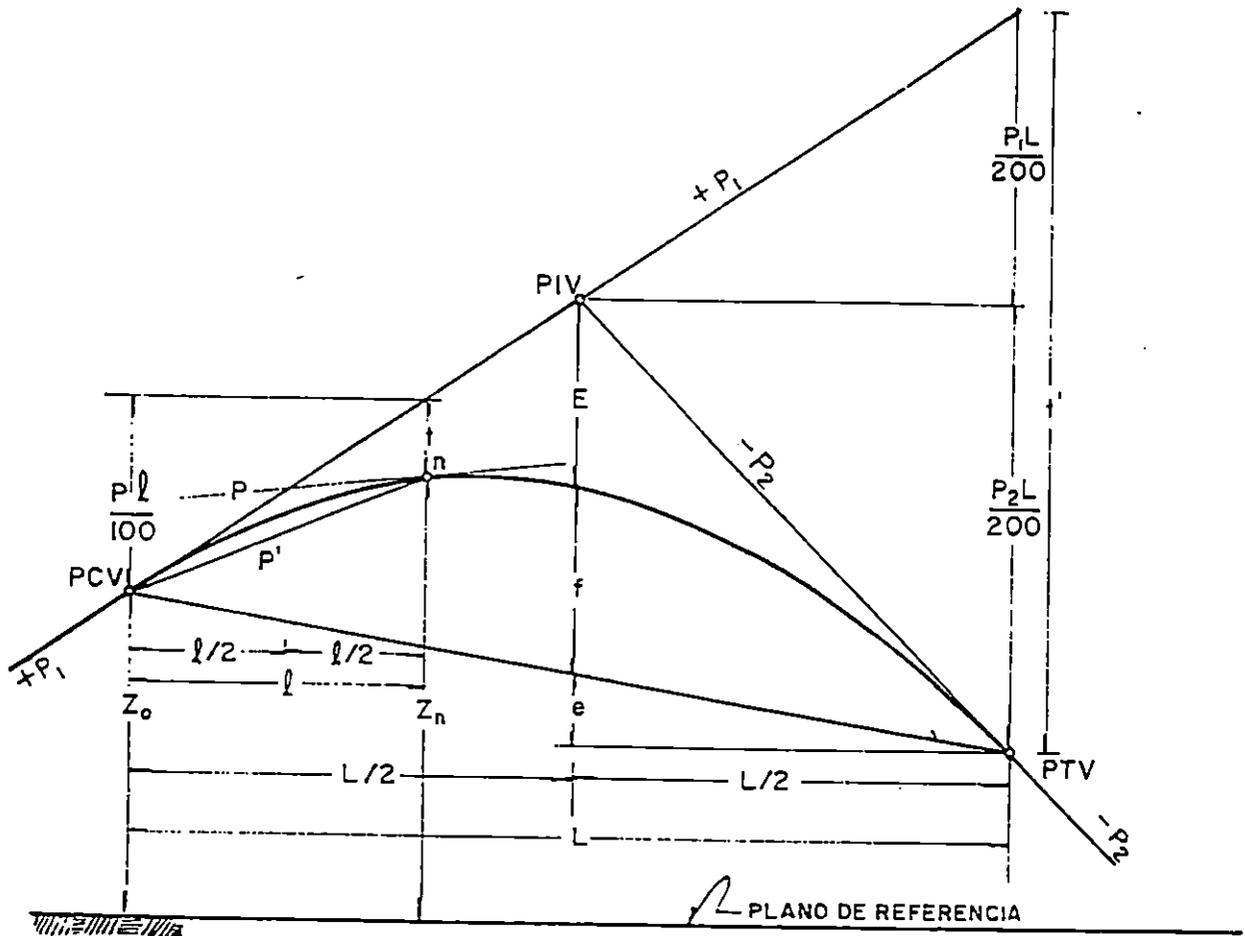
p_1 - pendiente de entrada.
 p_2 - pendiente de salida.
 A - diferencia de pendientes
 L - Longitud de la curva.
 K - variación de longitud por unidad de pendiente: $K = \frac{L}{A}$

CURVAS VERTICALES EN CRESTA..



CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO.

FIGURA 2.3.3 TIPOS DE CURVAS VERTICALES



- PIV — Punto de intersección de las tangentes.
- PCV — Punto en donde comienza la curva vertical.
- PTV — Punto en donde termina la curva vertical
- n — Punto cualquiera sobre la curva.
- P_1 — Pendiente de la tangente de entrada en por ciento.
- P_2 — Pendiente de la tangente de salida en por ciento.
- P — Pendiente en un punto cualquiera de la curva en por ciento.
- P' — Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en por ciento.
- A — Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida.
- L — Longitud de la curva.
- E — Externa
- f — Flecha
- l — Longitud de curva a un punto cualquiera
- t — Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera.
- K — Variación de longitud por unidad de pendiente, $K = L/A$
- Z_0 — Elevación del PCV.
- Z_n — Elevación de un punto cualquiera.

FIGURA 2.34 ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

1) **Longitud.** Es la distancia medida horizontalmente entre el PCV y el PTV. Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, que son :

a) Criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo. Se recomienda que en la curva la aceleración centrífuga no exceda a 0.305 m/seg., obteniendo así :

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHTO ha determinado que :

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

c) Criterio de drenaje. Se aplica al proyecto de curvas verticales en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva, debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. La AASHTO ha encontrado que para que esto ocurra debe cumplirse :

$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

d) Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio.

La longitud de curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visibilidad sea mayor o igual que la de parada. En algunos casos el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase.

Las curvas diseñadas para distancia de visibilidad de rebase resultan de gran longitud y sólo deberán proyectarse cuando no se afecte el costo del camino más allá de lo permisible o donde lo amerite el nivel de servicio.

La AASHTO establece un valor mínimo para la longitud de curva, dado por la expresión empírica :

$$L = 0.6 V^3$$

en donde L es la longitud mínima de la curva en m y V la velocidad de proyecto en Km/h.

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe emplearse en caminos de tipo muy especial. Por otra parte el drenaje siempre debe resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas.

En las gráficas 2.3.5 y 2.3.6 se obtienen las longitudes de curva según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de

parada y la longitud mínima de curva. La longitud obtenida en las gráficas debe redondearse al número de estaciones de veinte metros inmediato superior.

2) Pendiente en un punto cualquiera de la curva.

Para determinar esta pendiente P , se parte de la propiedad de la parábola de que la variación de pendiente a lo largo de ella respecto a su longitud, es uniforme. Puede establecerse la siguiente proporción :

$$\frac{P_1 - P_2}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore \quad \frac{A}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore$$

$$P = P_1 - \frac{A}{L} l$$

En donde: P , P_1 , P_2 , y A están expresados en por ciento y " l " y " L " en metros.

3) Desviación respecto a la tangente. Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada t .

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

4) Externa. Es la distancia entre el PIV y la curva, medida verticalmente ; se le representa como E .

$$E = \frac{AL}{800}$$

5) **Flecha.** Es la distancia entre la curva y la cuerda PCV-PTV, medida verticalmente; se representa como f .

$$f = \frac{AL}{800}$$

7. **Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n .**

$$Z_n = Z_o + (P_1/5 - An/10N) n$$

donde : n y N se ha llamado a las longitudes l y L en estaciones, y expresándolas en estaciones de 20m.

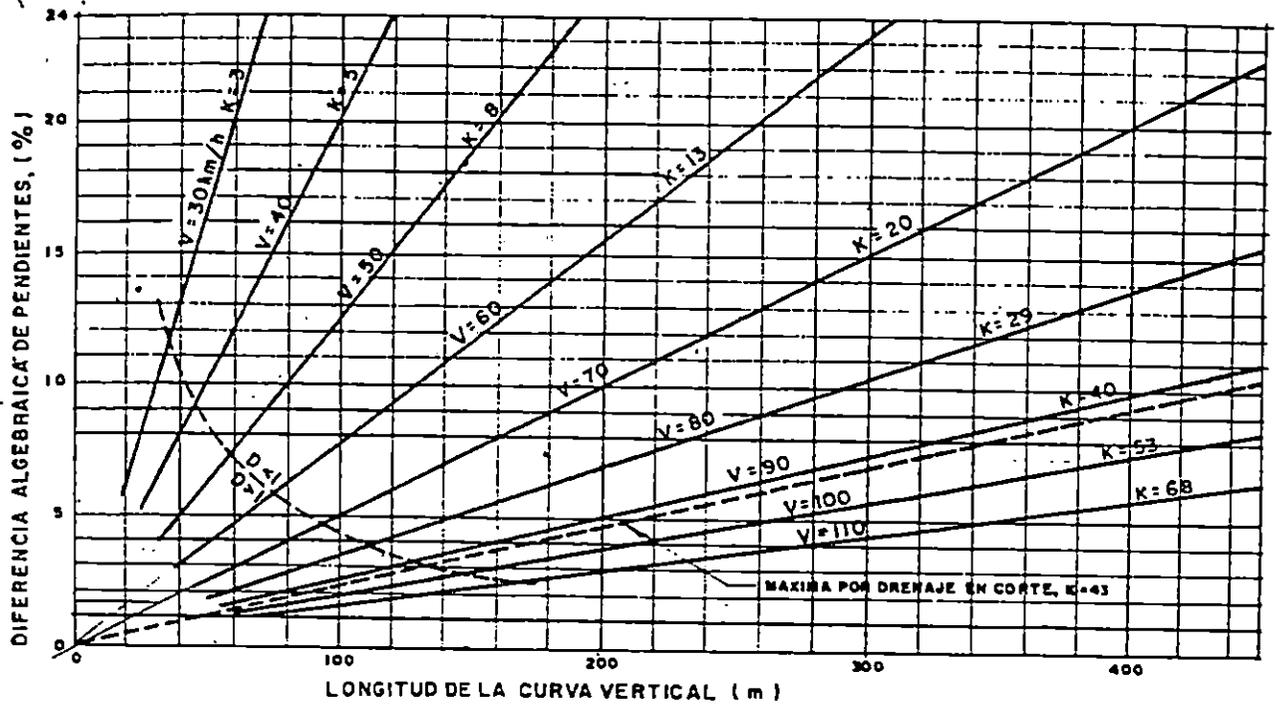


Figura 2.3.5 LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.

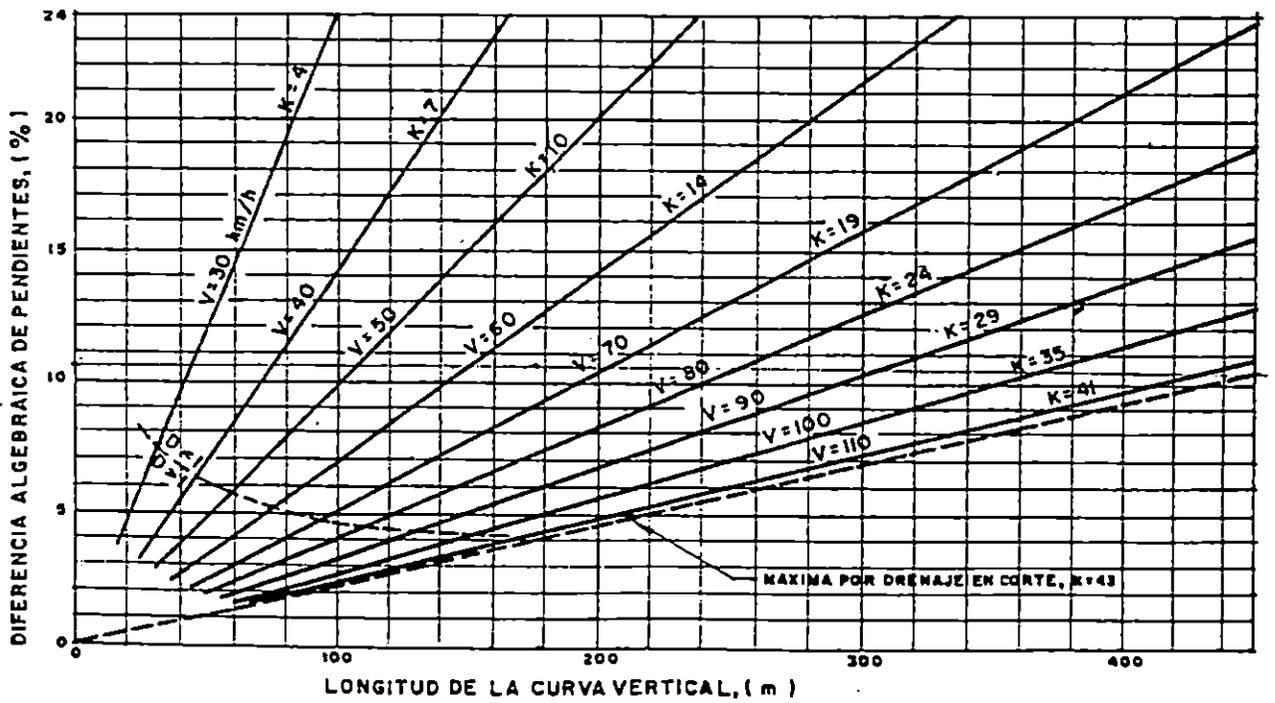


Figura 2.3.6 LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA.

2.4 MEMORIA DE CALCULO

2.4.1 DISEÑO DE LA CURVA HORIZONTAL

$$\Delta = 14^{\circ}00'$$

$$R = 200 \text{ m}$$

$$L_c = 48.0 \text{ m}$$

$$G_c = 5.37^{\circ}$$

$$ST = 24.5 \text{ m}$$

$$CL = 48.56 \text{ m}$$

$$M = 1.50 \text{ m}$$

2.4.2 DISEÑO DE CURVA VERTICAL

Datos:

$$A = \text{Diferencia algebraica de pendientes} = -6 - (+6) = -12\%$$

$$\text{Velocidad de proyecto} = 80 \text{ km/hr}$$

Cumpliendo criterio de distancia de visibilidad de rebase, la AASHTO establece una fórmula empírica:

$$L = 0.6 V$$

donde:

L = Longitud mínima de la curva en metros

V = Velocidad de proyecto en km/hr

$$L = 0.6 (80)$$

L = 48 m, por conveniencia L = 60 m

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

$$t = \frac{12}{200(60)} l^2$$

$$t = 0.001 l^2$$

para l = 20m, t = 0.40m

l = 30m, t = 0.90m

l = 40m, t = 1.60m

l = 60m, t = 3.60m

CADENAMIENTO	ELEVACION ST DE ENTRADA	t	ELEVACION SUBRASANTE
PCV 0+245	604.019	0.0	604.019
0+265	602.419	0.40	602.819
PIV 0+275	601.319	0.90	602.219
0+285	601.219	1.60	602.819
PTV 0+305	600.419	0.90	604.019

2.4.3 ELEVACIONES DE LOS CADENAMIENTOS DE LA SUBRASANTE

CADENAMIENTO	ELEVACION
0+000	617.200
0+020	616.100
0+040	614.700
0+050	615.719
0+060	615.119
0+080	613.919
0+100	612.719
0+120	611.519
0+140	610.319
0+160	609.119
0+180	607.919
0+200	606.719
0+220	605.519
0+240	604.319
0+260	603.119
0+275	602.119
0+280	602.519
0+300	603.719
0+320	604.919
0+340	606.119

2.5 OBRAS DE DRENAJE .

El diseño de las obras de drenaje es una de las partes más importantes de las vías de circulación. Se ha demostrado a través de los años que los mayores daños en los caminos es producido por una ineficiente evacuación de las aguas en las alcantarillas u otras obras utilizadas para este fin.

Cuando se habla de drenaje, consideramos para este proyecto el drenaje superficial, refiriéndose a la precipitación fluvial, en donde se analizará la solución más conveniente y aplicada a la situación actual del lugar.

El objetivo que se persigue al analizar las obras de drenaje es el reducir la cantidad de agua que llega a las diferentes partes del camino y evacuarlas rápida y fácilmente.

2.5.1 DRENAJE SUPERFICIAL .

Se estudian las aguas que llegan al camino por :

- a) PRECIPITACION DIRECTA
- b) ESCURRIMIENTOS DE LOS TERRENOS ADYACENTES

c) RIOS, RIACHUELOS O QUEBRADAS

En el drenaje superficial debe de realizarse un estudio hidrológico básico en la cuenca que afecta este proyecto , en el que se analiza paralelamente el cálculo del caudal máximo en un punto dado y el diseño de las obras de drenaje de la vía urbana diseñada; se debe tomar en cuenta que en este tipo de obras los elementos físicos del camino como las cunetas y contracunetas no son suficientes para el control de las aguas superficiales, lo que deberá preverse en el drenaje subterráneo y la demás obras que contempla una vía urbana, sin embargo solo se procederá al análisis del drenaje superficial para este proyecto.

2.5.2 DRENAJE PLUVIAL

Al realizar un estudio hidrológico para una cuenca específica, se calcula un caudal máximo, que variara de acuerdo al objeto del estudio, así como al tipo de obra a construir.

Para evaluar el caudal se utilizará la fórmula racional $Q = 16.67 CIA$ en el que se tomarán en cuenta ciertas consideraciones que permitan definir las variables en estudio.

2.5.2.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA O DE FLUJO SUPERFICIAL

Este valor será determinado de acuerdo a las características a lo largo de la vía, el valor del coeficiente de escorrentía entonces corresponde a las variaciones por transformaciones artificiales tales como : Areas construidas, calles asfaltadas y deforestación.

El cuadro 2.5 nos presenta los diferentes valores del coeficiente de escorrentia en función de la zona a drenar.

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

CUADRO 2.5

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

Fuente: Estudio del Actual Problema del Sistema de Drenaje de Aguas Lluvias de la Ciudad de Cojutepeque. Carranza Guzmán Wilfredo. Tesis UES 1995.

2.5.2.2 INTENSIDAD DE DISEÑO.

La intensidad de lluvia será determinada en función del período de retorno y del tiempo de concentración.

El período de retorno ha sido evaluado en el estudio hidrológico de la cuenca de la quebrada El Caracol de este proyecto, así mismo el tiempo de concentración de la escorrentía desde el punto más alejado, determinará la duración de la intensidad de lluvia crítica de diseño. Con estas variables ya determinadas se procede al cálculo de las áreas tributarias o que contribuyen a la generación del caudal que transportará la sección hidráulica a diseñar.

2.5.2.3 AREA DE INFLUENCIA O TRIBUTARIA.

El área de influencia está definida por la distribución de la escorrentía en función de la captación del flujo, así como las posibilidades de desalojo, siendo necesario la dirección del flujo en el sistema de recolección propuesta para el proyecto, de tal forma que al tener todos los elementos se puede definir las áreas de influencia tomando el criterio de que la vía drena un área específica.

Dentro de las consideraciones básicas para la evacuación del agua superficial de este proyecto, se ha tomado en cuenta únicamente el área tributaria correspondiente a la vía ya que el objetivo principal es el desalojo eficiente y rápido del fluido que caerá sobre el pavimento evitándose así el deterioro de la capa asfáltica y los elementos como la Base, Sub-base, etc.

2.5.3 DISEÑO HIDRAULICO DEL DRENAJE.

Al considerar las obras de drenaje superficial, los canales en forma triangular y trapezoidal son los más utilizados para evacuar los escurrimientos de origen fluvial y estos canales son comunmente conocidos como cunetas.

Dentro de las secciones de cunetas se encuentran también las rectangulares, que también evacuan de forma eficiente las aguas, pero su uso ha sido limitado por razones de ingeniería de tránsito ya que su forma canalizada transmite una sensación de peligro que el conductos siente al transitar cerca de ella.

La sección triangular es entonces la más conveniente y fácil de construir ya que se puede conformar al terminar la capa sub-rasante y su superficie puede

ser revestida para lograr impermeabilización, resistencia a la erosión, bajo costo en construcción y mantenimiento y durable a la acción de agentes atmosféricos.

2.5.3.1 CANALES

Un canal abierto es un conducto por el cual circula agua debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión ,pues la superficie libre del liquido esta en contacto con la atmósfera .

Los ríos ,canales ,acueductos y otros conductos de agua que esten al descubierto se consideran como canales y también se clasifican como conductos cerrados como tuneles ,desagues ,drenajes y alcantarillas subterráneas cuando trabajan parcialmente llenos.

El diseño hidraulico para obras de drenaje en carreteras emplea los principios básicos del flujo de fluido, en particular aquellos que relacionan canales abiertos. Para obtener una mejor idea sobre la utilización de estas obras la figura 2.5 muestra la disposición mas conveniente de la sección triangular como obra de drenaje.

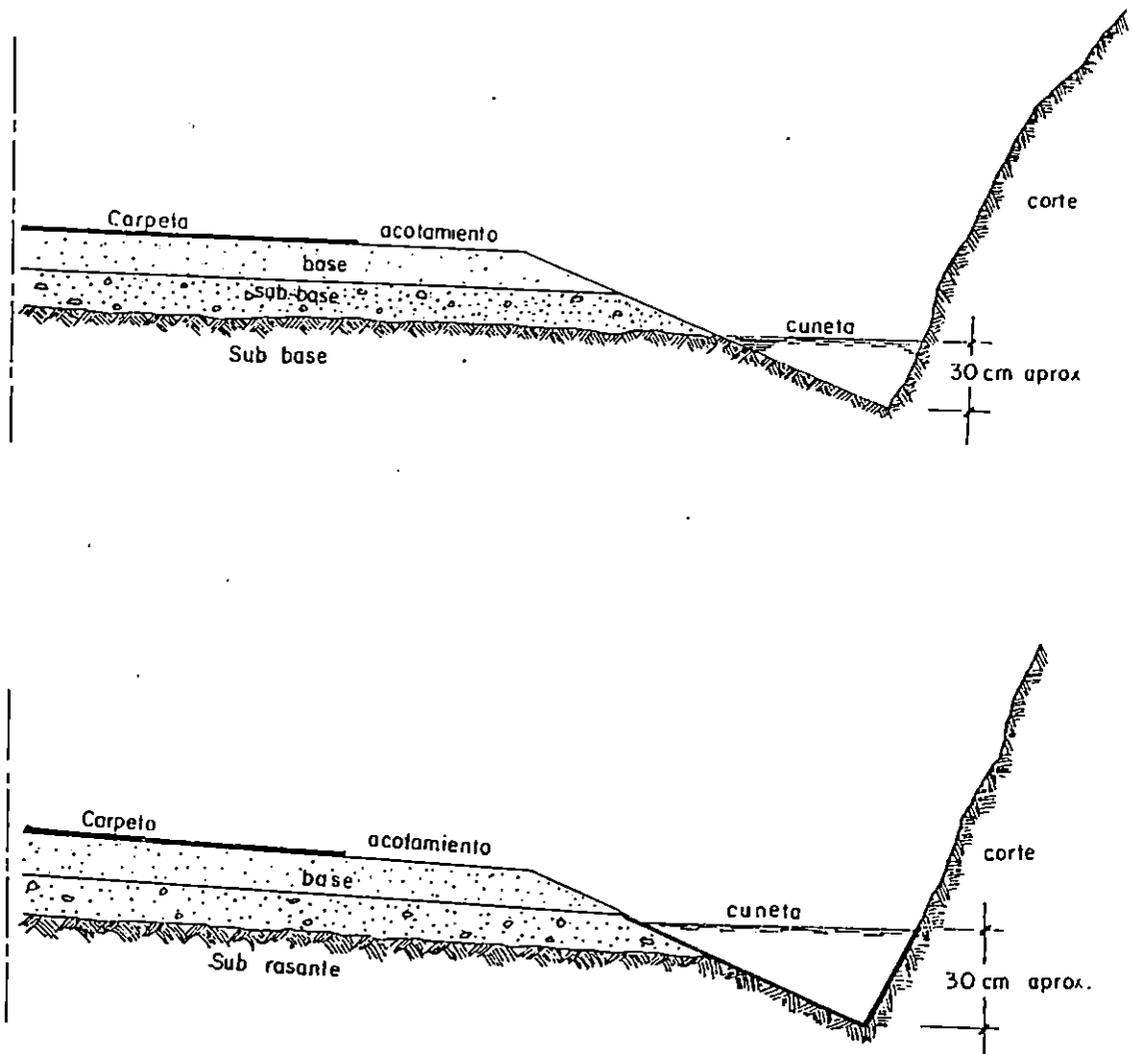


fig 2.5 DISPOSICION MAS CONVENIENTE DE LA CUNETAS RESPECTO AL PAVIMENTO

2.5.3.2 ANALISIS HIDRAULICO.

Los elementos geométricos de los canales utilizados para el cálculo hidráulico son : El área hidráulica, el perímetro mojado, el radio hidráulico, ancho, profundidad y factor de sección.

Para facilitar los cálculos los elementos de las secciones comunes de canales han sido resumidos en la tabla 2.5.

2.5.3.3 DISEÑO DE LA SECCION DE MAXIMA EFICIENCIA.

Para determinar la sección más eficiente del canal propuesto, se procede a determinar el caudal que transportará dicha sección.

El caudal viene dado por la fórmula $Q = 16.67 CIA$, tomando cada una de las variables y evaluando.

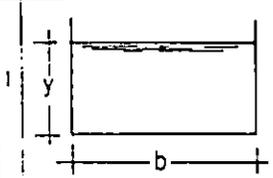
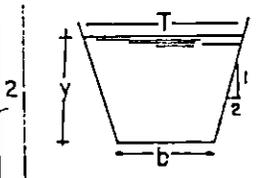
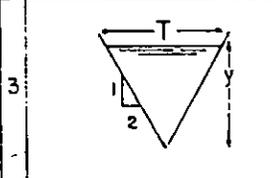
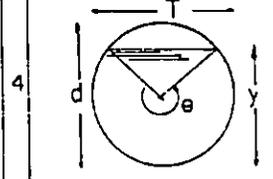
C. Coeficiente de escorrentía corresponde a pavimentos asfálticos con valor de

$$C = 0.90 \text{ (Cuadro 2.5)}$$

I. La intensidad de diseño evaluado en la cuenca en estudio, que es igual a

$$A \quad I = 2.23 \text{ mm/min.}$$

A. Area tributaria, correspondiente a la contribución de precipitación fluvial de la vía y acera cementada.

SECCION	AREA A	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRAULICO	ANCHO TOTAL	PROFUNDIDAD HIDRAULICA	FACTOR DE SECCION Z
	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.5}$
	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2y}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} zy^{2.5}$
	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen } \theta)d_0^2$	$\frac{1}{2}\theta d_0$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)d_0$	$(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)d_0$ ó $2\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\frac{[\theta - \text{sen } \theta]}{3\text{sen } \frac{1}{2}\theta}d_0$	$\sqrt{2}(\theta - \text{sen } \theta)^{1.5}d_0^{2.5}$ ó $32(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)^{0.5}$

TA3LA 2.5

Long. de la Vía L = 340.0 mt. Ancho de la vía : 7.0 mt.

$$A = 340 \times 7.0$$

$$A = 2380 \text{ m}^2 \quad 2380 \text{ m}^2 \times \frac{1 \text{ Km}^2}{(1000 \text{ m})^2}$$

$$A = 0.00238 \text{ Km}^2$$

L = 340.0 mt. Ancho de la acera y arriate : 4.0 mt.

$$A = 340 \times 4.0$$

$$A = 1360 \text{ m}^2 \quad 1360 \text{ m}^2 \times \frac{1 \text{ Km}^2}{(1000 \text{ m})^2}$$

$$A = 0.00136 \text{ Km}^2$$

Calculando el caudal de diseño :

$$Q = 16.67 \text{ CIA}$$

$$Q = 16.67 (0.90) (2.23) (0.00374)$$

$$Q = 0.1251 \text{ m}^3 / \text{s.}$$

$$Q = 125.1 \text{ lt / s}$$

Para determinar la capacidad hidráulica se usará la fórmula de Manning, con los coeficientes de rugosidad dados por Horton, aplicables a drenajes trapezoidales.

$$v = \frac{1}{n} Rh^{2/3} (S^{1/2}) \quad \text{Ecuac (1)}$$

Donde : v = Velocidad del fluido

Rh = radio hidráulico de la sección

S = Pendiente hidráulica

n = Coeficiente de rugosidad

Se desea conocer las dimensiones de la sección que transportará el caudal de diseño considerado, por lo tanto se dan a continuación los datos necesarios:

Caudal de diseño	: 0.1251 m ³ /s
Pendiente hidráulica propuesta	: 1 %
Pendiente del talud	: 2 a 1
Coeficiente de rugosidad para revestimiento de la superficie de mampostería con cemento	: 0.020

Por continuidad $Q = VA$, si sustituimos en (1) $V = \frac{Q}{A}$

$$Q = \frac{1}{n} Ah (Rh^{2/3}) (S^{1/2}) \quad \text{Ecuac (2)}$$

De tabla 2.5 sustituimos para una sección triangular

$$Ah = z y^2$$

$$Rh = z y/2 (1 + z^2)^{1/2}$$

Evaluando :

$$Ah = 2 y^2$$

$$Rh = 2 y /2 (1 + 2^2)^{1/2} = 2 y /2 (5)^{1/2}$$

Sustituyendo en la fórmula de Manning obtendremos el tirante :

$$Q = \frac{1}{n} (2 y^2) (2 y / 2 (5^{1/2})^{2/3} S^{1/2})$$

$$0.1251 = \frac{1}{0.02} (2 y^2) (2 Y)^{2/3} / (2 (5^{1/2})^{2/3} (0.01)^{1/2})$$

$$0.1251 = \frac{1}{0.02} (1.17 y^{8/3}) (0.01)^{1/2}$$

$$y = 0.0213 \text{ m.}$$

$$y = 0.236 \text{ m aprox. } 0.24 \text{ m}$$

Con el tirante se obtiene el ancho total en la ecuación (3)

$$T = 2 Z Y \text{ Ecuación (3)}$$

$$\text{Evaluando : } T = 2 (2) (0.24)$$

$$T = 0.96 \text{ mt}$$

$$\text{Para efectos prácticos } Y = 0.25 \text{ mt.}$$

$$T = 1.00 \text{ mt.}$$

2.6 PROPUESTA DE PAVIMENTO PARA LA CALLE DISEÑADA

A continuación describimos un pavimento adecuado al proyecto, ya que es el mismo con el que se cuenta en el Boulevard San Bartolo.

Así mismo exponemos las variables más importantes a considerar en el diseño de dicho pavimento.

2.6.1 DEFINICION DE PAVIMENTO

Se define como pavimento² al piso construido por el hombre con el fin de proporcionar una mejor calidad sobre una terracería compactada para que el tránsito sea más rápido, seguro, confortable y eficiente.

Un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto, hasta llegar a la calificación de rechazo.

2.6.2 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS

La clasificación de los pavimentos varían de autor en autor, pero si se toma la utilizada por Jesús Moncayo V³, los pavimentos se pueden clasificar como:

² Tomado de Trabajo de Graduación " Estudio Comparativo de los Diferentes Tipos de Pavimentos Asfálticos Usados en El Salvador", Autor: Alex Enrique Alas Merlos, 1989, UES.

³ Tomado del libro: "Manual del Pavimento. Asfalto, Adoquín, Empedrado y Concreto", México D.F.

- a. Flexibles
- b. Rígidos
- c. De adoquines
- d. Empedrados

2.6.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los pavimentos flexibles están constituidos por varias capas de materiales que deben tener la resistencia necesaria para soportar el tráfico, producto del cual la resistencia a las deformaciones serán de forma decreciente con la profundidad.

Es una estructura que se construye sobre una subrasante o terracería compactada, cuyos elementos son una combinación de agregados minerales y aglutinantes bituminosos.

Para fines de construcción de caminos estos aglutinantes bituminosos son líquidos y viscosos.

La consistencia de los aglutinantes a las temperaturas normales son variables, las cuales van desde ligeramente más espesas que el agua hasta llegar a ser materiales duros y quebradizos fáciles de romper con un martillo;

pero estos más duros fluyen cuando son sometidos a temperaturas más elevadas y continuas; siendo esta una características propia de los aglutinantes bituminosos; por esta condición de fluidez, estos pavimentos son conocidos como flexibles.

Para este tipo de pavimentos la carga recibida es distribuida y disipada a través de las diferentes capas de la estructura hasta llegar a transmitir a la subrasante una carga que no excede a la de su capacidad soportante.

2.6.4 ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

En los pavimentos flexibles los agregados constituyen del 88% al 96% del peso del pavimento, o más del 75% del volumen del mismo. Los materiales comunes más usados son: piedra partida, grava triturada y no triturada y arena; también existe la posibilidad de utilizar escoria volcánica.

La estructuración de este tipo de pavimentos está constituida por capas de dichos materiales, las cuales reciben la siguiente denominación de abajo hacia arriba:

- a. Suelo soportante o subrasante
- b. Sub-base

- c. Base
- d. Carpeta de rodamiento
- e. Sello impermeabilizante

Cabe mencionar que dentro de esta estructuración, algunas de ellas podrían eliminarse en cierto momento, tal es el caso de la sub-base, la cual desaparecerá de la estructura si la subrasante cumple con un CBR adecuado y las condiciones generales del suelo lo permiten. De igual forma, en ocasiones no se emplea la capa de sello.

En la figura No. 1.1 presentada a continuación, se observa la estructuración típica de los pavimentos flexibles.

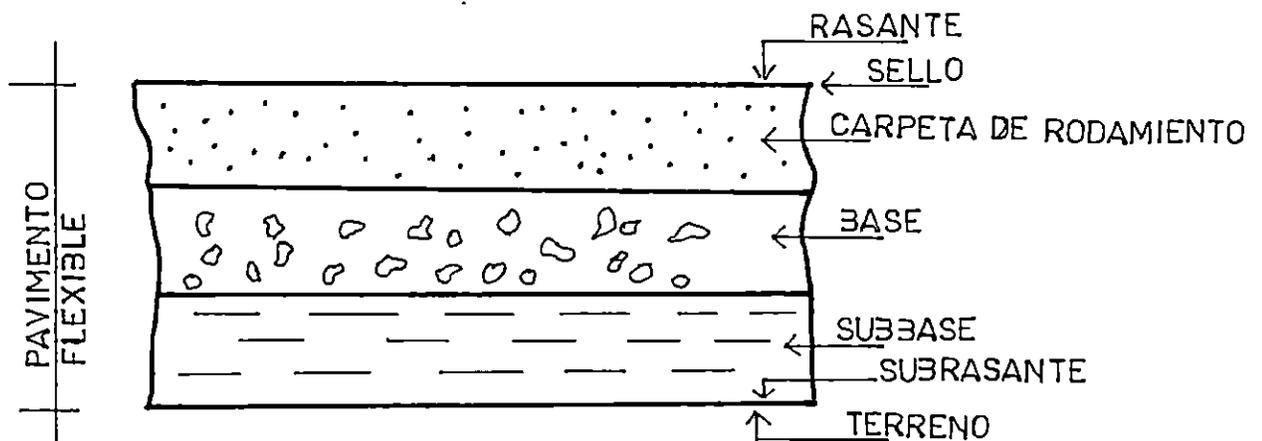


Figura 1.1

ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Para que un pavimento flexible proporcione buenos resultados es necesario que éste tenga durante su vida útil las siguientes cualidades: Ausencia de agrietamiento y deformaciones, resistencia a la intemperie (efectos del agua superficial, calor, frío y oxidación); resistencia a la humedad interna, y que tenga una superficie uniforme e impermeable.

2.6.5 SUELO SOPORTANTE O SUBRASANTE

No es directamente una capa y pertenece a todos los tipos de pavimento, pero es de mucha importancia definir sus funciones y características.

Para los pavimentos flexibles es la zona que soporta las cargas de tránsito transmitidas por la sub-base y base, y está limitado en su parte superior por la superficie subrasante.

Existen dos funciones básicas que debe de cumplir el suelo de soporte y son:

- a. Mantener el mayor valor posible de soporte; porque entre más fuerte se considera la superficie, menor será el costo de las capas superiores.
- b. El movimiento diferencial vertical debe de ser mínimo; de esta manera las ondulaciones en la superficie serán menores y el rodamiento vehicular será más suave.

2.6.6 SUB-BASE

La sub-base es una capa de material selecto, que se coloca para atenuar o suavizar las deformaciones perjudiciales para la subrasante, por ejemplo cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, evitando que se reflejen a la superficie del pavimento. Otras funciones de la sub-base:

- ❖ Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la base.
- ❖ Servir de drenaje al pavimento, esto quiere decir que actúa como drenaje para desalojar el agua que se infiltre al pavimento.
- ❖ Elimina o disminuye en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.
- ❖ Controla la ascensión capilar procedente de las capas freáticas, protegiendo el pavimento de posibles deformaciones que se producen más que todo en época lluviosa.

Los materiales empleados como sub-base son de tipo granular, recomendándose que tengan un valor de soporte (CBR) mínimo del 30% sobre muestra saturada y compactada al 100% del proctor modificado u otra compactación que recomiende el Ingeniero en el lugar del trabajo, un índice plástico (IP) no mayor 9 y un límite líquido (LL) no mayor de 25.

Además estos materiales deben ser fáciles de compactar para poder alcanzar la densidad máxima; naturalmente cuando menor es la calidad del material colocado mayor será el espesor necesario para soportar los esfuerzos transmitidos.

2.6.7 BASE

Están constituidos por una capa de material seleccionado, de granulometría y espesor determinado, que se construye sobre la sub-base.

Las principales funciones de la base son:

- ❖ Proporcionar un elemento resistente que transmita a la sub-base y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito sobre la carpeta asfáltica.
- ❖ Drenar el agua que se filtre a través de la carpeta y hombres hacia las cunetas.
- ❖ Ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producida por el tránsito.
- ❖ Además puede considerarse como una función económica, ya que permite reducir el espesor de la carpeta asfáltica que es más costosa.

Por otro lado al hablar de base debemos considerar dos clases:

- ❖ Base granular y
- ❖ Base estabilizada: suelo con cemento Portland, Cal o Asfalto.

Los materiales empleados en las bases granulares pueden ser: grava o piedra triturada; grava suelo y arena.

Con respecto a las bases estabilizadas se podría decir que es un asunto económico, que hay casos en los que es mejor y más barato recurrir a un mejoramiento del suelo del lugar, que transportar otros materiales desde grandes distancias. Los siguientes casos pueden justificar una estabilización:

- a. Un suelo de subrasante desfavorable, muy arenoso, o muy arcilloso.
- b. Materiales para bases o sub-base en el límite de especificaciones
- c. Condiciones de humedad desfavorable.
- d. Cuando se necesita una base de calidad superior, como en una autopista.
- e. En repavimentación, aprovechando los materiales existentes.

2.6.7.1 ESTABILIZACION DE BASE CON SUELO CEMENTO

La estabilización de suelo con cemento portland es la más usada en el mundo, es muy sencilla de hacer y no necesita equipo especial de construcción.

2.6.7.2 ESTABILIZACION DE SUELO CON CAL

El uso de cal para mejorar suelos con mayor plasticidad, a parte de conseguir ese fin, aumenta también su resistencia a la comprensión sin confinar, produciendo una textura granular más abierta.

2.6.7.3 ESTABILIZACION DE BASES CON ASFALTO

En algunos casos conviene estabilizar un material usando algún producto asfáltico para elaborar capas base o sub-base. A estas bases asfálticas también se les conoce como "Bases Negras". El uso de productos asfálticos (asfaltos rebajados, emulsiones asfálticas y cementos asfálticos), está limitado a suelos granulares o de partículas gruesas. Es muy difícil estabilizar un material arcilloso, por los grumos de esos suelos.

2.6.8 CARPETA DE RODAMIENTO

Es la parte superior del pavimento y la que soporta directamente las solicitaciones de tránsito por lo que absorbe en primera instancia el peso vehicular. Además es la encargada de proporcionar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes y poder resistir los

efectos abrasivos del tráfico. Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

2.6.9 SELLO IMPERMEABILIZANTE

Es el que en algunas ocasiones, se coloca sobre la capa de rodamiento; siendo su función principal impermeabilizarla. Está formado por una mezcla bituminosa, sobre la cual se esparce a veces un riego de arena o chispa.

2.6.10 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

2.6.10.1 VARIABLES DE ENTRADA O DISEÑO

Se describen a continuación las variables de diseño a considerar en el método AASHTO. Estas variables de diseño se deben de considerar para el diseño y construcción de cualquier tipo de pavimento las cuales son:

- ❖ Variables de tiempo
- ❖ Capacidad soportante de la subrasante
- ❖ El tránsito
- ❖ Confiabilidad
- ❖ Efectos ambientales

2.6.10.2 VARIABLES DE TIEMPO

Aquí se debe de considerar las restricciones en el tiempo que de cualquier forma afectan el diseño de pavimentos. Se tiene que seleccionar los períodos de diseño y análisis ya que sea para pavimentos de alto o bajo tránsito.

El período de diseño (comportamiento) es el período de tiempo transcurrido, en el cual una construcción o rehabilitación se determina desde su serviciabilidad inicial hasta su serviciabilidad final, momento donde requiere una rehabilitación.

Es importante que se seleccionen los límites mínimos y máximos del período del diseño basados en factores como: clasificación funcional de pavimentos, fondos disponibles para una inversión inicial, tiempo de duración de una obra nueva, políticas y experiencia de la agencia diseñadora.

2.6.10.3 SUBRASANTE

Las propiedades de los suelos de subrasante es una de las variables de entrada más importantes en los diseños de pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque la subrasante sea estabilizada, compactada, etc.

efectos abrasivos del tráfico. Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

2.6.9 SELLO IMPERMEABILIZANTE

Es el que en algunas ocasiones, se coloca sobre la capa de rodamiento; siendo su función principal impermeabilizarla. Está formado por una mezcla bituminosa, sobre la cual se esparce a veces un riego de arena o chispa.

2.6.10 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

2.6.10.1 VARIABLES DE ENTRADA O DISEÑO

Se describen a continuación las variables de diseño a considerar en el método AASHTO. Estas variables de diseño se deben de considerar para el diseño y construcción de cualquier tipo de pavimento las cuales son:

- ❖ Variables de tiempo
- ❖ Capacidad soportante de la subrasante.
- ❖ El tránsito
- ❖ Confiabilidad
- ❖ Efectos ambientales

Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque todo lo largo del proyecto. Las muestras son llevadas al laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación). Todos estos datos constituyen una herramienta fundamental para el comienzo del proyecto.

2.6.10.4 TRANSITO

En la medida de lo posible, todas las secciones para pavimentar deberán estar dimensionadas de acuerdo con aforos de tránsito confiables, para ello se deberá conocer claramente el tipo, peso y características en la distribución de vehículos, se deberá poner especial atención a las probables sobrecargas por ejes de los camiones.

El procedimiento de diseño del método AASHTO está basado en las cargas esperadas y acumulativas de un eje equivalente a 18000 libras durante el período de diseño: "Número de repeticiones de carga equivalente de un eje simple de ruedas duales de carga standard de 18,000 lb (80 KN).

El procedimiento de diseño es la determinación de las siguientes variables:

Conversión de tránsito de ESAL:

- ❖ Factor equivalente de carga
- ❖ Factor de camión.
- ❖ Factor de distribución por dirección
- ❖ Factor de distribución por carril

2.6.10.5 CONFIABILIDAD

La confiabilidad es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su período de diseño bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso.

Ante el crecimiento del tráfico, las dificultades de definir el tráfico y de las expectativas del público, el riesgo de que los pavimentos no se comporten adecuadamente frente a las expectativas deben ser minimizados. La tabla No. 2.5 da los niveles de confiabilidad recomendados por AASHTO.

TABLA No. 2.5

TIPO DE CAMINO	CONFIABILIDAD RECOMENDADA	
	ZONA URBANA	ZONA RURAL
❖ Rutas interestatales	85-99.9	80-99.9
autopistas	80-99	75-99
❖ Arterias principales	80-95	75-95
❖ Colectoras	50-80	50-80
❖ Locales		

2.6.10.6 EFECTOS AMBIENTALES

El ambiente puede afectar el comportamiento del pavimento en varias formas; los cambios de temperatura y humedad pueden afectar la resistencia, durabilidad y capacidad de carga del pavimento y de los suelos de subrasante. Otros impactos ambientales mayores pueden considerarse, en los climas muy fríos, a la expansión y congelamiento de los suelos de subrasante, reduciendo la calidad de manejo y serviciabilidad del pavimento.

CAPITULO III

SELECCIONAMIENTO DE LA OBRA DE PASO

INTRODUCCION

El análisis hidrológico es el primer paso fundamental en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica, se determinan de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos que definan los niveles probables del agua, así como la duración y cambios en el tiempo de dichos niveles; para el control y aprovechamiento del agua.

La selección del caudal máximo a admitir en un proyecto de obra hidráulica implica, en cada caso particular, el balance de los costos inmediatos y ciertos de las necesidades para tal o cual aumento del caudal máximo escogido y la reducción correlativa de los daños generalmente difíciles de estimar provocados por una subestimación de la crecida catastrófica. El cálculo de nivel de agua de una creciente es necesario por que este delimita la planicie de inundación y determinar la altura requerida para cualquier tipo de obra de paso; el cálculo de los caudales de creciente también es importante, porque el caudal determina el nivel del agua.

La importancia en la predeterminación de una crecida es evidente ya que son de sobra conocidos los efectos destructivos que causan al inundar grandes extensiones cultivadas, áreas construidas u obras hidráulicas, produciendo grandes pérdidas en bienes materiales y a veces, provocando la muerte de personas. En el caso de obras de paso (puentes, bóvedas, etc.), la predeterminación de una crecida sirve para establecer su libramiento y la resistencia que deben tener sus subestructuras para no fallar ante el empuje de las aguas.

Una vez establecido, el sitio donde se ubicará la obra, es necesario efectuar un análisis de dicho lugar, con el objeto de determinar el tipo de obra de paso a emplear. El estudio local de dicho sitio, y que es presentado a continuación, debe comprender los aspectos siguientes: hidrológico, hidráulico, topográfico y alineamiento vertical de la carretera en la zona de cruce, (determinado en el capítulo anterior) y estudio de suelos.

3.1 ESTUDIO HIDROLOGICO

3.1.1 Generalidades de la cuenca de la quebrada "El Caracol"

3.1.1.1 Ubicación

- Ubicación General

- Zona Central.
- Cantón San Bartolo, Municipio de Ilopango, Departamento de San Salvador.

- Ubicación Particular

La cuenca de la Quebrada "El Caracol" se localiza sobre la Autopista San Salvador-San Miguel a la altura del Cantón San Bartolo entre las coordenadas latitud norte (288,690) latitud sur (282,500) longitud este (488,210) longitud oeste (490,000).

3.1.1.2 Población

Las colonias que delimitan la cuenca de la quebrada "El Caracol" son: Reparto Cima de San Bartolo I - Etapa, Reparto San Bartolo Tycsa, Centro Urbano San Bartolo, Urbanización Alta Vista I - Etapa, Colonia Veracruz, Colonia Brisas de San Bartolo, Centro Urbano San Bartolo II, Reparto San Felipe, Colonia San Jorge. Entre las comunidades están: San Bartolo Norte, La Campiña, 7 de septiembre, Italia, Lomas de San Bartolo, La Esperanza.

3.1.1.3 Vías de Comunicación

Entre las vías de comunicación más importantes se encuentran la Autopista San Salvador-San Miguel y Boulevard Las Pavas de oeste a este, Boulevard San Bartolo de norte a sur. Además se encuentran calles y avenidas de acceso a las colonias antes mencionadas.

3.1.1.4 Climatología

La Cuenca de la Quebrada "El Caracol", es subcuenca de la cuenca del Río Las Cañas, y ésta a la vez pertenece a la Cuenca media del Río Lempa y su climatología está resumida en el siguiente cuadro:

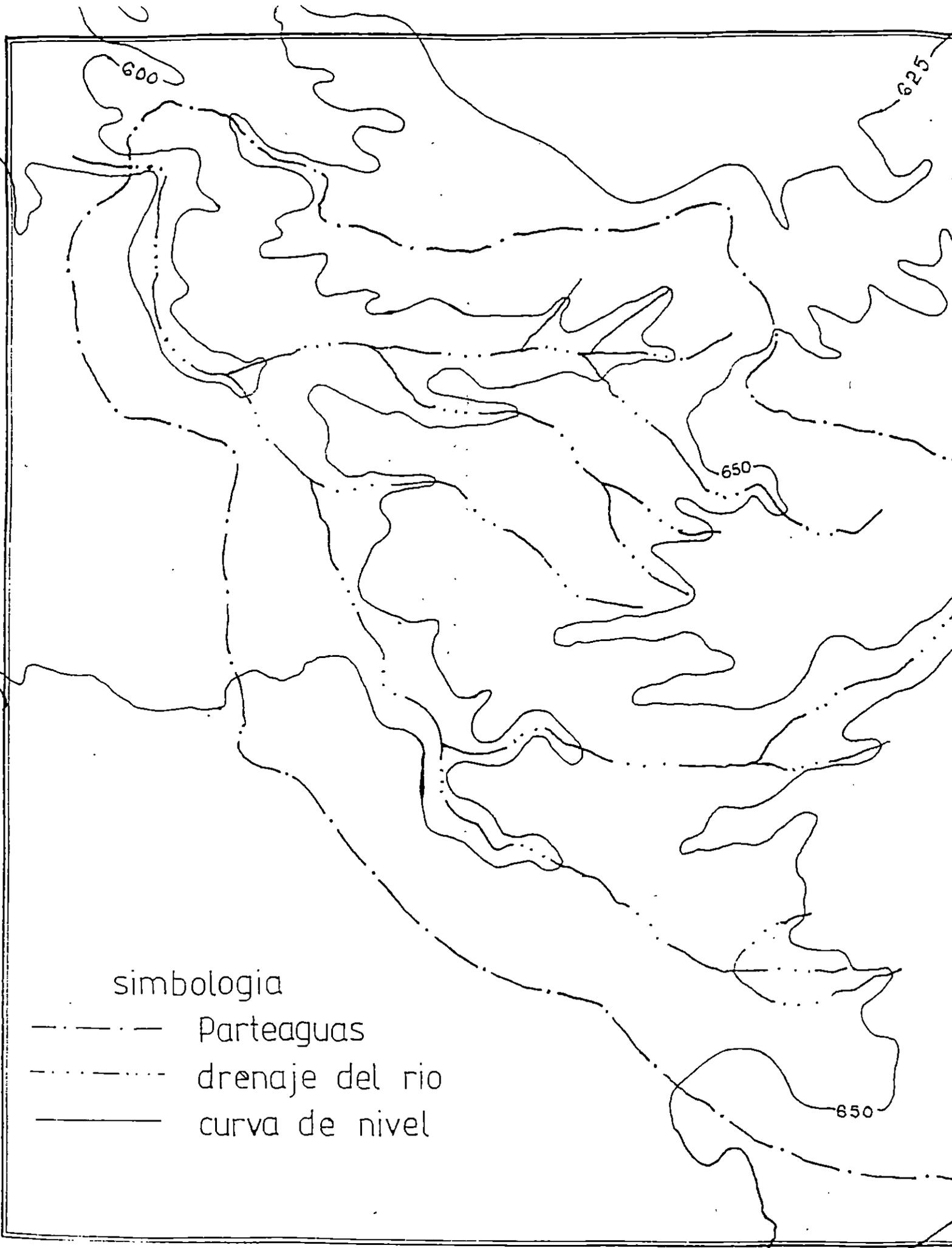
CUADRO No. 3.1
INFORMACION CLIMATOLOGICA
CUENCA MEDIA DEL RIO LEMPA ESTACION BASE: SAN SALVADOR
AREA SAN SALVADOR

PARAMETRO	ESTACION LLUVIOSA	ESTACION SECA
DURACION	MAYO-OCTUBRE	NOVIEMBRE-ABRIL
CIRCULACION GENERAL DEL VIENTO	Dirección dominante Sur-Este a Norte con un promedio de 4.2 Km/h, un máximo absoluto de 10.8 Km/h en el mes de junio.	Dirección dominante norte y en promedio de 6.8 Km/h extremo absoluto de 86.4 Km/h, en el mes de febrero.
NUBOSIDAD	Con un promedio de 7.2 unidades de la Bóveda celeste, extremos de 8.0 y 6.5 unidades en los meses de septiembre y mayo.	Con extremos de 5.0 y 3.2 unidades de la bóveda celeste y un promedio de 4.1 unidades.

Continuación...

PARAMETRO	ESTACION LLUVIOSA	ESTACION SECA
DURACION	MAYO-OCTUBRE	NOVIEMBRE-ABRIL
LUZ-SOLAR	7.19 hrs/día como promedio de la estación, un máximo de 8.0 y un mínimo de 6.5 hs/día.	Un máximo de 9.8 hrs/día y un mínimo de 8.1 hrs/día, un promedio de 9.1 hrs/día durante la estación.
HUMEDAD RELATIVA	Una humedad promedio en la estación de 78.3%, un máximo de 82% en el mes de septiembre y un mínimo de 70% en mayo.	Con valores extremos de 71% y 58% en los meses de noviembre y marzo y un promedio de toda la estación de 62%.
TEMPERATURA	La temperatura media de la estación 25.7°C un máximo de 27.7°C en el mes de mayo y un mínimo de 25.4°C en el mes de septiembre, máximo absoluto de 41.7°C y 15.4°C de mínimo en mayo y junio.	Extremos de 29°C en el mes de abril y un mínimo de 25.7°C con un promedio de 26.4°C extremos absolutos de 40.8 °C en el mes de marzo y 13.4 °C en los meses de diciembre y enero.
PRECIPITACION	Con un promedio de 298mm. Con extremos de 366 y 346mm, en los meses de junio y septiembre y mínimo de 217mm en mayo.	Precipitaciones esporádicas de carácter convectivo ocurren normalmente los meses de abril y noviembre con un promedio de 26mm, con lluvias de 46 y 72mm, en los meses de transición.
EVAPORACION	Evaporación tanque de 191mm como promedio	Un promedio de 235mm, en toda la estación.

Fuente: Departamento de Meteorología e Hidrología (Ministerio de Agricultura y Ganadería)



simbologia

- Parteaguas
- . - . - . drenaje del rio
- curva de nivel



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

contenido: CUENCA "QUE
BRADA EL CARACOL"

tema: TRABAJO DE GRADUACION, "DISEÑO DE
OBRA DE PASO Y CALLE PARA LA COMUNIDAD
SAN BARTOLO NORTE, "ILOPANGO"

esc. 1:5000

fecha: 9 5 98

fig. N° 3.1

3.1.1.5 Descripción Física de la Cuenca

La Cuenca de la Quebrada "El Caracol" es subcuenca de la cuenca del Río Las Cañas, en general es compacta con red fluvial radial, por su pequeña área de influencia no tiene grandes diferencias de elevación, y tiene poca cobertura vegetal. En el uso del suelo predomina, el uso habitacional, por consiguiente es un suelo eminentemente impermeable.

3.1.2 Características Físicas de la Cuenca

3.1.2.1 Area de la Cuenca

Se utilizó el cuadrante cartográfico en escala 1:5000, se hizo uso de un instrumento electrónico conocido como planímetro, que al seguir cuidadosamente el parteaguas de la cuenca se obtiene el área de la cuenca, la lectura es tomada tres veces, para una mayor exactitud.

En esta cuenca, (Fig. 3.1) se obtuvo un área de 1.084 Km², de la misma forma se prosiguió a calcular las áreas entre curvas.

3.1.2.2 Longitud del Cauce más Largo

Para obtener la longitud del cauce más largo, se hizo uso del instrumento llamado curvímetro, en una forma cuidadosa desde el punto de interés,

siguiendo el recorrido del cauce más largo. Se tomaron tres lecturas representativas y se promedian; obteniéndose una longitud de: $L_c = 3.85$ Km.

3.1.2.3 Perímetro de la Cuenca

Utilizando el curvímetro y recorriendo los bordes del parteaguas en forma cuidadosa, se obtiene el perímetro con un valor de: $P=5,225$ Kms.

3.1.2.4 Orden de la Corriente

El orden de la cuenca es el mismo que el de corriente principal en su salida, por lo tanto, la cuenca de la Quebrada "El Caracol" es de orden 3, por lo que se considera de una respuesta media ante una determinada precipitación.

3.1.2.5 Drenaje de la Cuenca

Es la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evaluar las aguas provenientes de fuertes lluvias. El cauce más largo, de la quebrada "El Caracol", es permanente, ya que la quebrada funciona como desagüe de toda el área urbanizada, los afluentes de la quebrada escurren en la época lluviosa, y permanecen cierto tiempo aún después de finalizada esta sección.

3.1.2.6 Índices que Miden el Sistema de Drenaje

Los indicadores del grado de bifurcación de una Cuenca con la densidad de corriente (DS), definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área, que la densidad de drenaje (Dd), definida como la longitud de corrientes por unidad de área.

$$Ds = Ns/A$$

$$Dd = Ls/A$$

$$Ds = 9/1.084$$

$$Dd = 7.35/1.084$$

$$Ds = 8.30 \text{ corrientes/Km}^2$$

$$Dd = 6.78 \text{ Km/Km}^2$$

Donde:

A = Area de la cuenca

Ns = Número de corriente

Ls = Longitud de corriente

Estos índices indican que el sistema de drenaje evacuará con facilidad el agua proveniente de fuertes lluvias.

3.1.2.7 Elevación Media

La elevación media de una cuenca es un factor que afecta la temperatura y la precipitación, pues la variación de la temperatura va a influir en la variación de pérdidas de agua por evaporación.

Se calculará la elevación media por medio de los dos métodos siguientes:

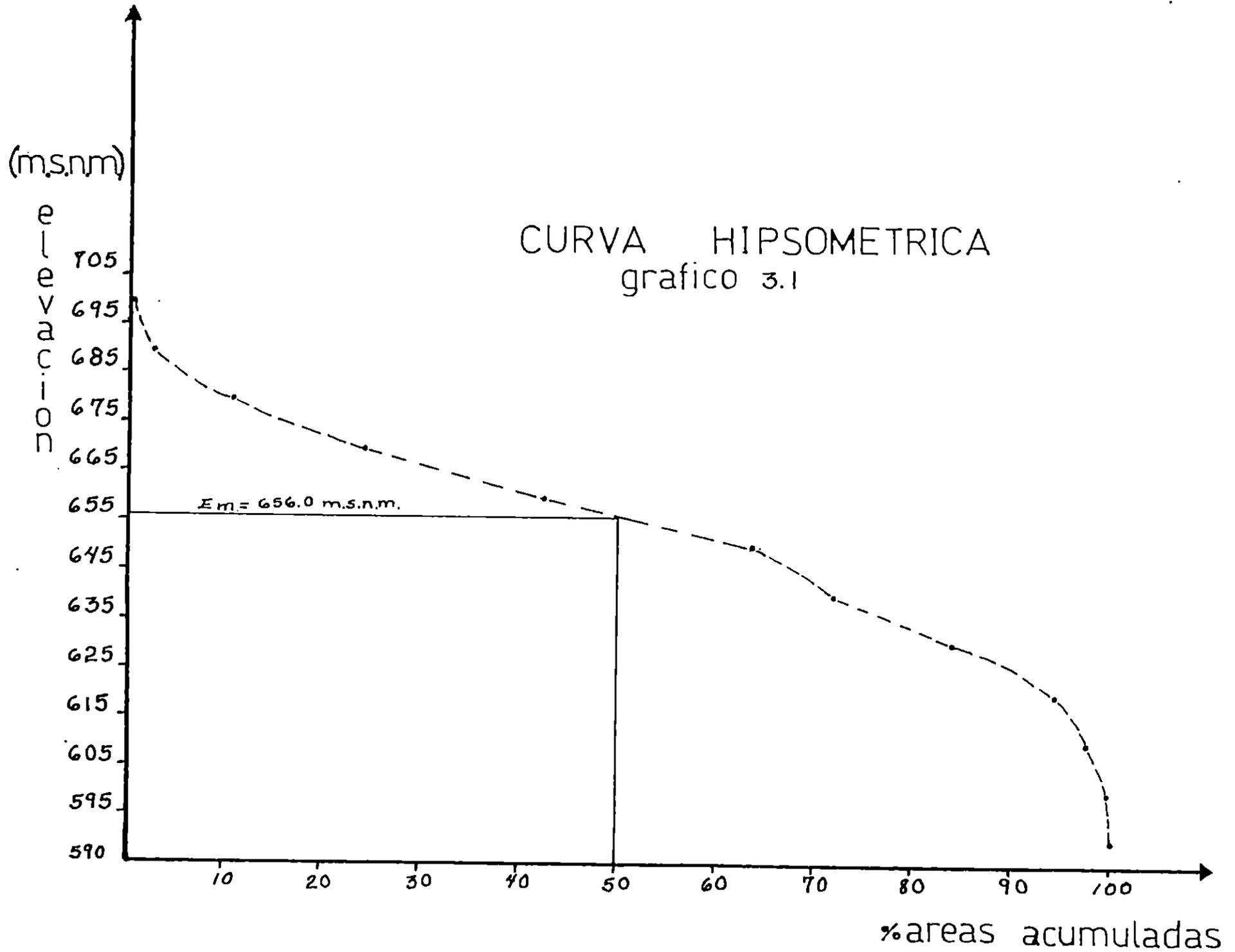
a) Método de la Curva Hipsométrica

Se tomó como intervalo de las curvas de nivel a cada 10 metros y se calculó el área entre dichas curvas, las cuales darán un porcentaje del área total; éstos porcentajes serán acumulados partiendo de las áreas parciales. (Cuadro No.3.2).

Se grafican estos resultados teniendo en el eje de los abscisas los porcentajes de áreas acumuladas y en el eje de las ordenadas la elevación media entre curvas de nivel. La elevación media por este método es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas, en este caso E_m es igual a 656.0 m.s.n.m. (Grafico. No.3.1).

CUADRO No. 3.2
CALCULO PARA LA CURVA HIPSOMETRICA

ELEVACIÓN (M.S.N.M.)	AREA ENTRE CURVA (KM ²)	PORCENTAJE DE AREA	AREAS ACUMULADAS
705-695	0.0055	0.46	0.46
695-685	0.024	2.22	2.68
685-675	0.089	8.21	10.89
675-665	0.144	13.30	24.19
655-645	0.198	18.28	42.47
645-635	0.084	7.76	71.74
635-625	0.131	12.10	83.84
625-615	0.111	10.25	94.09
615-605	0.037	3.42	97.51
605-595	0.025	2.31	99.82
595-590	0.002	0.18	100.00
$A_t = 1.083 \text{ Km}^2$			



b) Cálculo de la elevación media por la siguiente fórmula:

$$Em = \frac{\sum Ac \cdot Em}{At} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

Em = Elevación media (msnm)

Ac = Area entre dos curvas de nivel (Km²)

At = Area de la cuenca (km²)

em = Elevación media entre dos curvas de nivel sucesivas

El cálculo es presentado en el cuadro No. 3.3

CUADRO No. 3.3
CALCULO DE LA Em POR LA ECUACION 3.1

ELEVACION	AREA ENTRE CURVA (KM ²)	ELEVACION MEDIA (Em)	Ac* Em
605-615	0.037	610.00	22.57
615-625	0.111	620.00	68.82
625-635	0.131	630.00	82.53
635-645	0.084	640.00	53.76
645-655	0.233	650.00	151.45
655-665	0.198	660.00	130.68
665-675	0.144	620.00	96.48
675-685	0.089	680.00	60.52
685-695	0.024	690.00	16.56
695-705	0.005	700.00	3.5
605-615	0.037	610.00	22.57
615-625	0.111	620.00	68.82
625-635	0.131	630.00	82.53
635-645	0.084	640.00	53.76
645-655	0.233	650.00	151.45
655-665	0.198	660.00	130.68
665-675	0.144	620.00	96.48

Continuación...

ELEVACION	AREA ENTRE CURVA (KM ²)	ELEVACION MEDIA (Em)	Ac* Em
675-685	0.089	680.00	60.52
685-695	0.024	690.00	16.56
695-705	0.005	700.00	3.5
	1.084		703.055

Sustituyendo en la Ecuación. 3.1 se obtiene:

$$Em = 703.055/1.084$$

$$Em = 648.575 \text{ msnm}$$

Para nuestro estudio se utilizará el valor obtenido en el literal b (Em = 648.575) que a nuestro juicio es más confiable.

3.1.2.8 Pendiente Media

Es una de las características físicas hidrológicas más importantes de la cuenca ya que rige el drenaje. La pendiente media está relacionada con los procesos de infiltración, escorrentía, humedad del suelo, alimentación de cursos de agua, etc. El valor de la pendiente controla el tiempo de concentración que es de mucha importancia para conocer las magnitudes de las crecidas.

La pendiente media de la cuenca se calcula por la siguiente expresión:

$$S_m = \sum L.D/A_c \quad \text{Ec. 3.2}$$

Donde:

S_m = Pendiente media

L = Sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel (Kms)

D = Intervalo entre dos curvas de nivel consecutivos (Kms.)

Ac = Area de la cuenca (Km²)

La longitud de curvas se calculó con el curvímetro y se obtuvo:

**CUADRO No. 3.4
LONGITUD DE CADA CURVA**

CURVA	Km	CURVA	Km
595	0.30	655	2.80
605	1.32	665	2.54
615	2.02	675	1.48
625	3.29	685	0.91
635	4.54	695	0.30
645	3.70	700	0.12

Sustituyendo en Ec. 3.2 se tiene:

$$S_m = (23.32 \times 0.01) / 1.084$$

$$S_m = 21.51 \%$$

La pendiente indica que el agua escurre tan rápido dando como resultado una infiltración mínima.

3.1.2.9 Factor de Forma de la Cuenca

La forma de la Cuenca hidrológica afecta los hidrogramas de esorrentía y las tasas de flujo máximo. El factor de forma es adimensional y sus valores

son mayores o iguales a uno y se relacionan únicamente con la forma de la cuenca, de la siguiente manera:

Si $K_c < 1$: la cuenca es redonda

Si $K_c > 1$: la cuenca es ovalada

El coeficiente de compacidad "Kc" está dado por la expresión:

$$K_c = 0.28 P_e / \sqrt{A} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Donde:

K_c = Coeficiente de compacidad

P_e = Perímetro de la cuenca (Kms.)

A = Area de la cuenca (Km^2)

Luego:

$$K_c = 0.28 (5.225) / (\sqrt{1.084})$$

$$K_c = 1.41$$

De lo anterior se deduce que la cuenca es ovalada ya que $K_c > 1$.

3.1.3 Determinación del Caudal Máximo

El método por el cual se obtendrá el valor de caudal máximo es el de la ecuación racional que se expresa por la fórmula:

$$Q = 16.67 CIA \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/seg)

C = Coeficiente de Escorrentía (adimensional)

I = Intensidad de diseño (mm/min)

A = Area de la cuenca (Km^2)

3.1.3.1 Análisis de la Precipitación

Se deben analizar todos los registros de precipitación que sobre la cuenca se dispongan; de preferencia aquellos en que se tengan registros de más larga duración. Se debe considerar siempre una o más estaciones en que se supongan los registros confiables. Para el estudio hidrológico de la Cuenca de la Quebrada "El Caracol" se obtuvieron registros de precipitación en intensidades máximas de lluvia de las siguientes estaciones pluviográficas: San Salvador ITIC y Aeropuerto de Ilopango.

3.1.3.2 Tiempo de Concentración

Se define como el tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca. En función de varias características físicas de la cuenca, se determina el tiempo de concentración (T_c) utilizando la ecuación siguiente¹:

¹ Aparicio Mijares, Francisco Javier; Fundamentos de Hidrología de Superficie; 3ª. Edición, 1994.

$$T_c = \frac{AC + 1.5 L_c}{0.85 E_m} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (Hrs.)

A_c = Area de la cuenca (Km^2)

L_c = Longitud del cauce más largo (Em)

E_m = Elevación media (msnm)

Los datos obtenidos para el cálculo del T_c de la quebrada "El Caracol" son los siguientes:

$$A_c = 1.084 \text{ Km}^2$$

$$L_c = 3.85 \text{ Km}$$

$$E_m = 648.525 \text{ msnm}$$

Sustituyendo los datos en la ecuación 3.5 se tiene:

$$T_c = \frac{1.084 + 1.5(3.85)}{0.85 + 648.575}$$

$$T_c = 0.315 \text{ horas}$$

$$T_c = 18.89 \text{ min} \quad 19.0 \text{ min}$$

De este valor se deduce que la fórmula racional es aplicable al cálculo de caudal máximo ya que, $T_c > 5 \text{ min}$. con el T_c obtenido de la ecuación 3.5 se define un

rango de intensidades para un tiempo próximo menor y un tiempo próximo mayor al valor de tiempo de concentración obtenido.

3.1.3.3 Período de Retorno

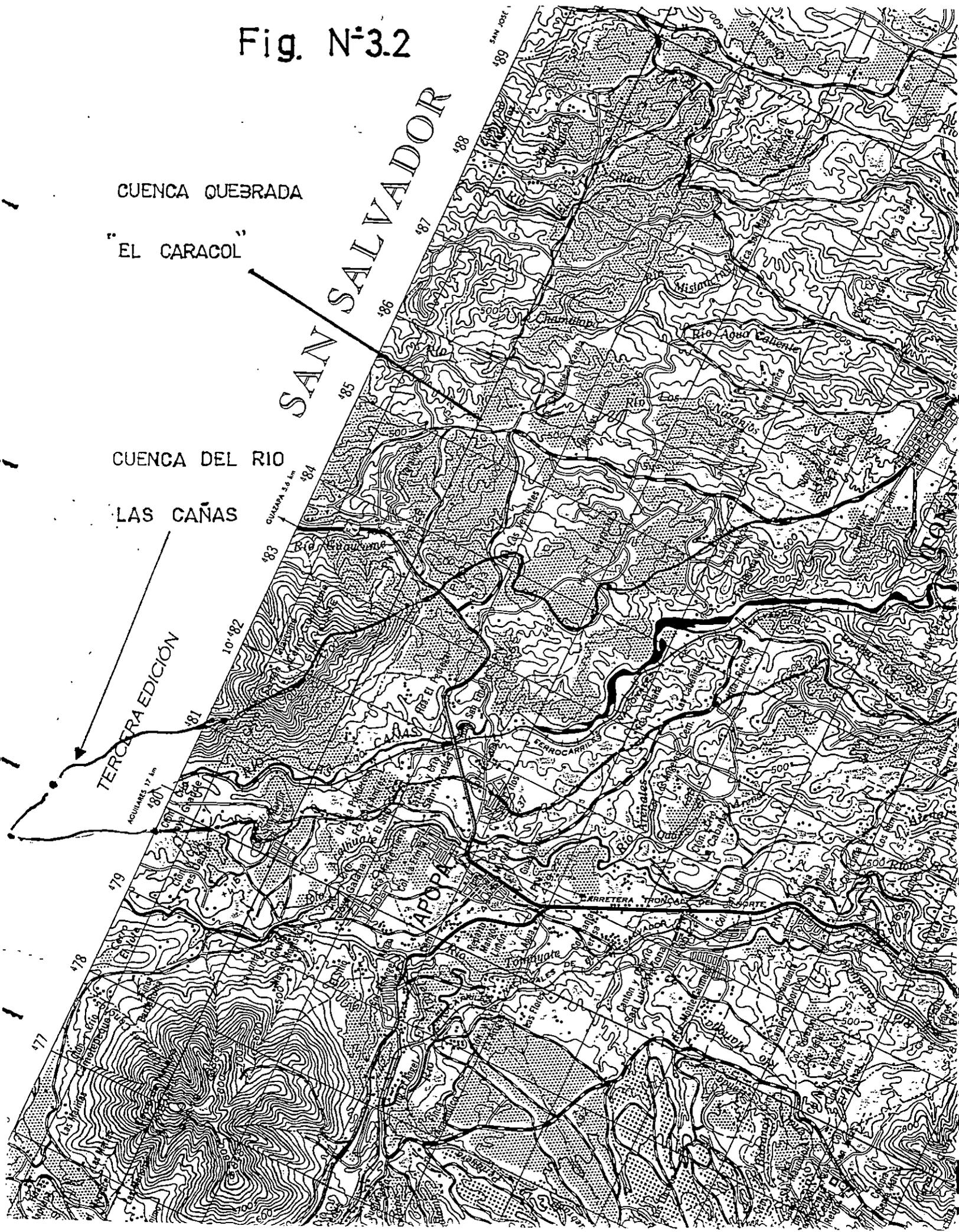
Supóngase que por definición un evento extremo ocurre si una variable aleatoria X es mayor o igual a un caudal máximo x_t . El intervalo de ocurrencia t es el tiempo de ocurrencia de $x > x_t$, por ejemplo, el cuadro No.3.5 muestra el registro de caudales máximos del Río Las Cañas, desde los años de 1974 a 1984, registrado en el Departamento de Hidrología del Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG).

**CUADRO No. 3.5
CAUDALES MÁXIMOS DEL RÍO LAS CAÑAS
ESTACION GUAZAPA**

AÑO	CAUDAL (M ³ /SEG)
74-75	114.00
75-76	123.95
76-77	101.08
77-78	98.97
78-79	204.22
79-80	189.32
80-81	182.04
81-82	96.99
82-83	248.98
83-84	203.20

Para tener los caudales máximos de la Quebrada El Caracol, haremos un traslado de caudales de la cuenca del Río Las Cañas, a la cuenca de la

Fig. N°3.2



CUENCA QUEBRADA

"EL CARACOL"

CUENCA DEL RIO

LAS CAÑAS

SAN SALVADOR

TERCERA EDICIÓN

APOPA

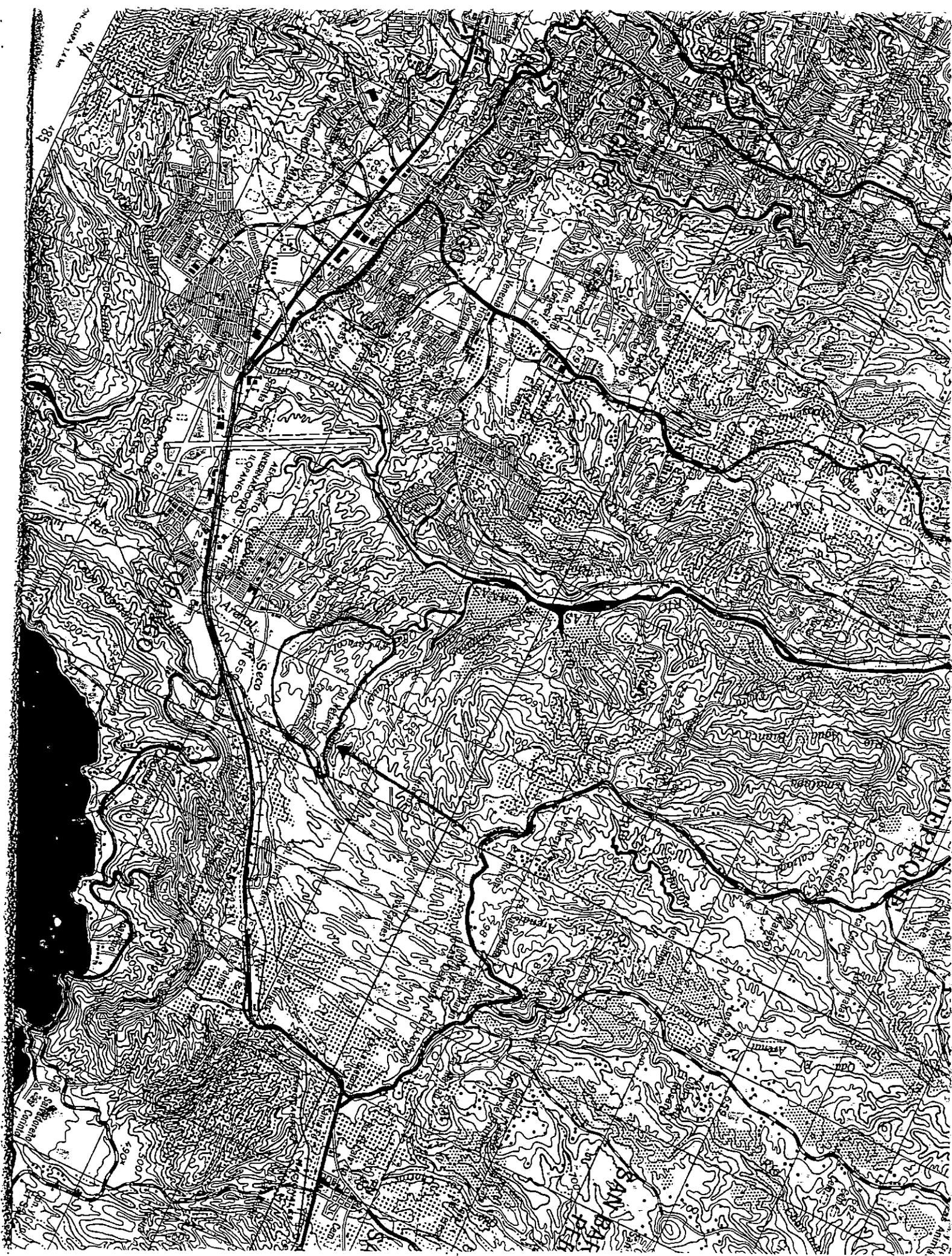
CARRETERA THONALÁ DE ESPORTE

FERROCARRIL

ACQUILARES 17 km

GUAYAMA 3.6 km

SAN JOSÉ



Quebrada "El Caracol" (fig. 3.2), utilizando sus áreas de influencia, como se muestra a continuación:

Area de la cuenca del Río Las Cañas $Ac_1 = 66.6 \text{ Kms}^2$

Area de la cuenca de la Quebrada El Caracol $Ac_2 = 1.08 \text{ Km}^2$

$$\bar{K} = \frac{1.084}{66.6} = 0.063$$

**CUADRO No. 3.6
TRASLADO DE CAUDALES**

AÑO	CAUDAL (M ³ /SEG)
74-75	1.86
75-76	2.02
76-77	1.65
77-78	1.61
78-79	3.33
79-80	3.09
80-81	2.97
82-82	1.58
82-83	4.06
83-84	3.31

La magnitud X_e de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media m más una desviación A_{xt} de la variable respecto a la media así²:

$$X_t = \mu + A_{xt} \quad (\text{Ec. 3.6})$$

Esta desviación respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar "s" y el factor de frecuencia "Kt", es decir:

$$A_{xt} = Kt^5 \quad (\text{Ec. 3.7})$$

² Ven - Te - Chow, Hidrología Aplicada; Editorial McGraw-Hill, 1ª Edición, 1989.

Sustituyendo la Ec. 3.7 en Ec. 3.6 se obtiene en forma aproximada:

$$x_t = x + Kt \cdot 5 \quad (\text{Ec. 3.8})$$

Para el factor frecuencia chow dedujo la siguiente expresión:

$$Kt = 0.7796 (0.5772 + \ln(T/T-1)) \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Para encontrar un período de retorno adecuado para el diseño de la obra de paso en base a los datos de registros, se hacen varios cálculos hasta obtener un período de retorno T que sea aproximado a 4.06 M³/seg.

CUADRO No. 3.7
CALCULO DE LAS ESTADISTICAS DE
LOS REGISTROS DE CAUDAL MAXIMO ANUAL DE LA
QUEBRADA EL CARACOL

AÑO	CAUDAL (M3/SEG)	(Xi - X) ²
75	1.86	0.4733
76	2.02	0.2788
77	1.65	0.8064
78	1.61	0.8798
79	3.33	0.6115
80	3.09	0.2938
81	2.97	0.1781
82	1.58	0.9370
83	4.06	2.2861
84	3.31	0.5806
	$\bar{X}_i = 25.48$	5.3254

Donde:

$$X = 1/n \quad \sum_i = 1 X_i$$

$$X = 1/10 (25.48)$$

$$X = 2.548 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S^2 = 1/(n-1) \quad (X_i - X)^2$$

$$S^2 = 1/9 (5.3254)$$

$$S = 0.7692$$

Para un T = 25 años

De ecuación 3.9 se obtiene:

$$K_t = 0.7796 (0.5772 + \ln (\ln (25/24)))$$

$$K_t = 2.04$$

Luego, sustituyendo en ecuación 3.8

$$X_t = X + K_t \cdot S$$

$$X_t = 2.548 + 2.04 (0.7692)$$

$$X_t = 4.1172 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De igual forma, se obtienen los caudales para diferentes períodos de retorno T como se muestra en el siguiente cuadro:

**CUADRO No. 3.8
CALCULO DE CAUDALES PARA DIFERENTES "T"**

PERIODO DE RETORNO LAS CAÑAS	CAUDAL "XT" (M ³ /SEG)
10	3.55
15	3.80
20	3.99
25	4.12
30	4.23
35	2.32
40	4.41
45	4.48
50	4.54

En los análisis de predeterminación de crecidas, generalmente se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una probabilidad de ocurrir en un período de cierto número de años. La determinación de este período de retorno es un problema sumamente delicado, mientras más grande sea dicho período, la probabilidad de que ocurra una crecida es mayor, los caudales obtenidos serán mayores y las obras a construirse deberán ser más seguras y por lo tanto más caros. Por el contrario, mientras más pequeño sea este período, las obras resultaron de valor económico inferior pero inseguras y hasta peligrosas.

Por lo tanto el período de retorno indicado para el estudio hidrológico es T=25 años ya que no presenta sobredimensionamiento en el caudal y es un período "término medio" que ofrece en este caso el máximo de seguridad al costo mínimo posible.

Para la obtención del período de retorno existen datos en base a experiencias obtenidas en el diseño para estructuras de control de agua, tal como se muestra en el Cuadro No.3.9.

3.1.3.4 Curvas Intensidad - Duración - Frecuencia

Para determinar la intensidad de diseño se obtuvo la información de la precipitación de la estación pluviográfica Aeropuerto de Ilopingo. (Ver Cuadro No. 3.10). Teniendo los registros de intensidad de lluvia para una duración determinada como un tiempo de concentración ($T_c = 18.89$ min) y un período de retorno igual a 25 años, se realiza el proceso siguiente:

- Se toman valores de intensidades máximas anuales de lluvia de las estaciones pluviográficas, en el rango de valores de duración de la lluvia del tiempo de concentración (de 10 min. a 30 min.).
- Se ordenan los datos de intensidad de lluvia de cada estación, en orden de magnitud de creciente (de mayor a menor).
- Calcular la probabilidad de ocurrencia en porcentaje a partir de la siguiente ecuación:

$$F = m/n+1 \qquad \text{Ec. 3.10}$$

Donde:

F = Probabilidad de ocurrencia

m = Posición que ocupa una determinada intensidad

n = Número de datos

CUADRO No. 3.9
CRITERIOS DE DISEÑO GENERALIZADO PARA ESTRUCTURAS
DE CONTROL DE AGUA

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
ALCANTARILLAS DE CARRETERA Volúmenes de tráfico bajos Volúmenes de tráfico medios Volúmenes de tráfico altos	5 - 10 10 - 25 50 - 100
PUNTES DE CARRETERAS Sistema secundario Sistema Primario	10 - 50 50 - 100
AEROPUERTOS Volúmenes bajos Volúmenes medios Volúmenes altos	5 - 10 10 - 25 50 - 100
DIQUES En fincas Alrededor de ciudades	2 - 50 50 - 200
PRESAS (Amenaza baja)* Pequeñas Medias Grandes	50 - 100 100 + -
PRESAS (Amenaza Alta)** Pequeñas Medias Altas	- - -

* Poca probabilidad de pérdidas de vidas.

** Con probabilidad de altas pérdidas de vidas.

FUENTE: Hidrología Aplicada, Autor Ven - Te - Chow
 Editorial McGraw Hill, Primera Edición, 1989

CUADRO N°10
INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)
 En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: AEROPUERTO DE ILOPANGO INDICE: S- 10
 LATITUD: 13° 41.9'
 LONGITUD: 89° 07.1'
 ELEVACION: 615 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1953	1.98	1.95	1.87	1.66	1.36	1.06	0.81	0.69	0.33	0.27	0.23	0.18	0.14
1954	3.00	2.10	1.56	1.53	1.11	0.78	0.66	0.45	0.34	0.24	0.21	0.17	0.10
1955	2.48	2.05	1.97	1.84	1.61	1.29	1.01	0.69	0.52	0.43	0.38	0.30	0.20
1956	2.12	2.03	2.00	1.78	1.36	1.01	0.78	0.57	0.44	0.37	0.31	0.24	0.24
1957	2.26	2.06	1.68	1.40	1.19	0.85	0.66	0.52	0.40	0.27	0.23	0.14	0.12
1958	2.38	1.89	1.65	1.43	1.16	0.84	0.68	0.49	0.38	0.32	0.27	0.21	0.14
1959	3.68	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.11	0.76	0.59	0.48	0.42	0.32	0.15
1960	2.02	2.00	1.91	1.52	1.29	0.91	0.72	0.55	0.44	0.36	0.31	0.24	0.19
1961	2.66	2.16	1.91	1.67	1.47	1.10	0.84	0.37	0.30	0.27	0.26	0.23	0.20
1962	2.58	2.25	1.97	1.62	1.41	1.08	0.85	0.59	0.46	0.38	0.32	0.24	0.17
1963	2.44	2.00	1.72	1.54	1.32	1.05	0.88	0.64	0.52	0.38	0.33	0.26	0.09
1964	2.22	2.02	1.89	1.82	1.54	1.23	0.99	0.67	0.50	0.42	0.20	0.14	
1965	3.42	2.83	2.27	1.88	1.38	0.94	0.74	0.51	0.40	0.33	0.28	0.22	
1966	2.05	2.02	1.68	1.51	1.34	0.95	0.74	0.47	0.41	0.34	0.28	0.12	
1967	3.14	1.90	1.49	1.28	1.01	0.80	0.70	0.59	0.48	0.40	0.34	0.16	0.07
1968	2.40	2.37	2.31	2.07	1.64	1.22	0.98	0.78	0.74	0.71	0.60	0.20	
1969	1.60	1.47	1.31	1.10	0.98	0.86	0.80	0.58	0.45	0.37	0.31	0.15	
1970	2.66	2.33	2.19	2.01	1.60	1.25	0.98	0.71	0.58	0.51	0.46	0.36	0.32
1971	2.74	2.37	1.97	1.54	1.47	1.08	0.82	0.57	0.44	0.37	0.32	0.25	0.04
1972	2.12	1.64	1.42	1.30	0.99	0.70	0.53	0.37	0.30	0.24	0.21	0.17	
1973	3.94	2.82	2.06	1.86	1.67	1.23	1.00	0.76	0.36	0.35	0.21	0.16	0.06
1974	2.00	1.94	1.64	1.46	1.25	0.93	0.76	0.51	0.39	0.32	0.27	0.26	0.20
1975	2.08	1.84	1.79	1.56	1.39	1.34	1.22	0.85	0.65	0.54	0.46	0.35	0.24
1976	3.46	2.43	1.81	1.48	1.11	0.83	0.71	0.54	0.46	0.37	0.31	0.24	0.19
1977	2.50	1.72	1.51	1.30	0.95	0.73	0.55	0.43	0.33	0.26	0.24	0.22	0.18
1978	2.70	1.75	1.55	1.31	1.30	0.97	0.78	0.64	0.52	0.45	0.39	0.21	0.16
1979	2.28	2.18	1.88	1.68	1.27	1.11	0.87	0.64	0.61	0.50	0.43	0.34	0.23
1980	2.22	2.12	2.09	2.06	1.61	1.10	0.84	0.58	0.47	0.40	0.34	0.26	0.17
1981	1.94	1.84	1.58	1.44	1.45	1.03	0.79	0.60	0.46	0.38	0.26	0.22	0.10
1982	2.06	1.93	1.62	1.45	1.35	1.13	0.87	0.59	0.45	0.36	0.31	0.26	0.23
1983	2.08	1.97	1.55	1.37	1.28	0.97	0.66	0.58	0.46	0.43	0.36	0.23	0.16
1984													
1985	2.48	2.21	1.93	1.64	1.57	1.12	0.86	0.57	0.43	0.34	0.30	0.17	0.06
PROM.	2.49	2.10	1.83	1.61	1.37	1.04	0.82	0.59	0.46	0.39	0.32	0.23	0.16
DS.	0.55	0.33	0.29	0.29	0.23	0.18	0.15	0.11	0.10	0.10	0.09	0.06	0.07
MAX.	3.94	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.22	0.85	0.74	0.71	0.60	0.36	0.32
MIN.	1.60	1.47	1.31	1.10	0.95	0.70	0.53	0.37	0.30	0.24	0.20	0.12	0.04

Fuente: Departamento de Meteorología e Hidrología
 Ministerio de Agricultura y Ganadería

Todo esto se tabula como lo muestra el Cuadro 3.11, luego se procede a graficar los datos en papel probabilístico Gumbel (grafico No.3.2). En base a la nube de puntos se traza una tendencia que casi siempre es una recta de tal manera que con una tendencia interpolamos los valores de intensidad de lluvia para el período de retorno deseado (T=25 años), ya que el papel cuenta con esa variable en la parte superior del mismo.

Obteniendo para la estación cuatro valores de intensidad de diseños que corresponden al rango de valores de duración de la lluvia (cuadro No. 3.12) seguidamente estos datos se platean en papel semilogarítmico, teniendo en el eje de las abscisas los tiempos de duración en minutos y en el eje de las ordenadas las intensidades en mm/min (grafico No.3.3); luego con el tiempo de concentración ($T_c = 18.89$ min) se plantea en la curva y se lee en las ordenadas la intensidad de diseño de la cuenca.

CUADRO No. 3.11
CALCULO DE PROBABILIDADES DE LOS REGISTROS DE INTENSIDADES
DE LA ESTACION AEROPUERTO DE ILOPANGO

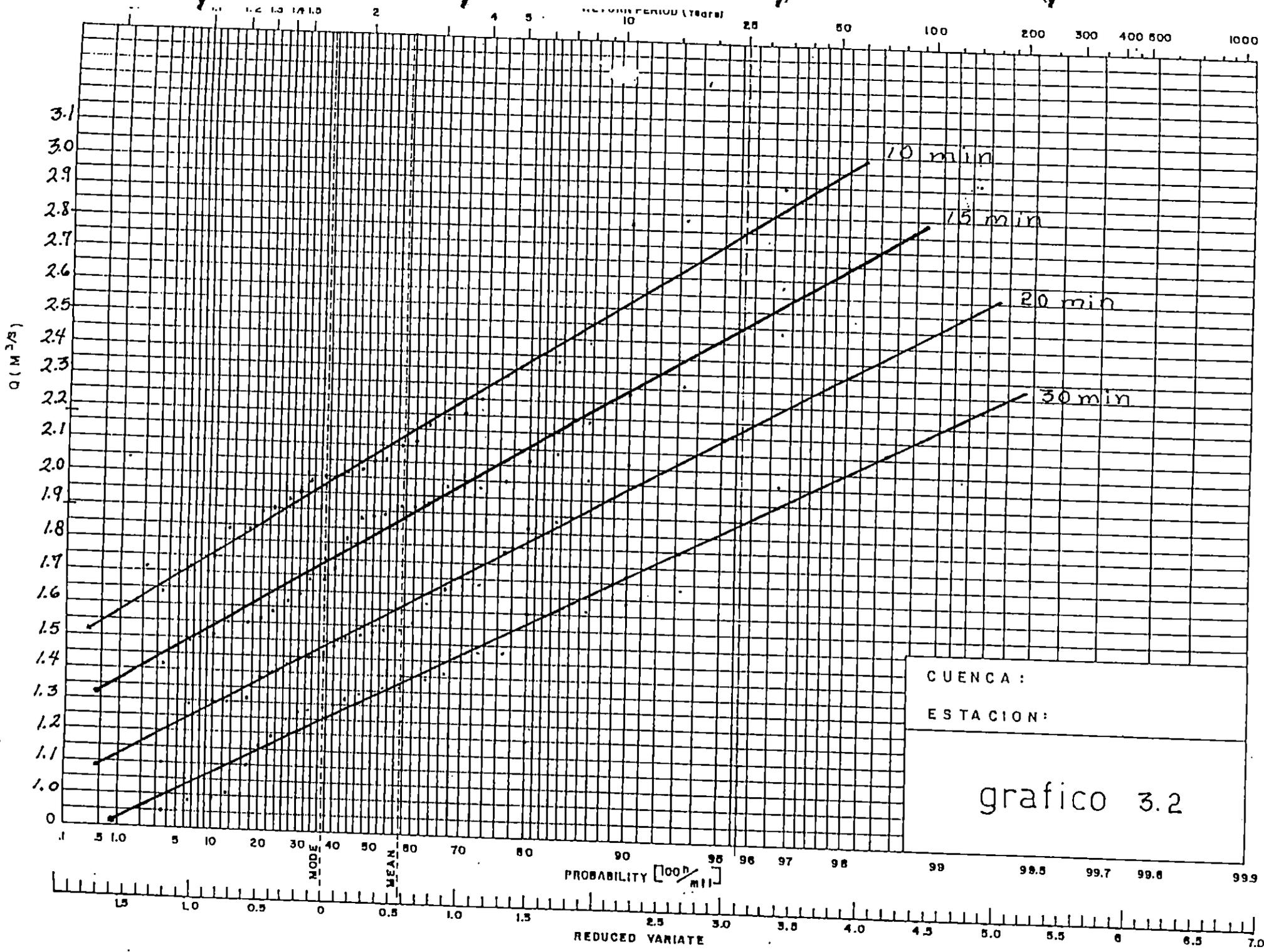
ESTACION AEROPUERTO DE ILOPANGO					INDICE 5 – 10	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = M/(N+1)$	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $1 - F(\%)$
	10 MIN	12 MIN	20 MIN	30 MIN		
1	2.94	2.63	2.48	2.01	0.03	96.7
2	2.83	2.31	2.07	1.67	0.06	93.3
3	2.82	2.27	2.06	1.64	0.1	90.0
4	2.43	2.19	2.01	1.61	0.13	86.7

Continuación...

ESTACION AEROPUERTO DE ILOPANGO					INDICE 5 - 10	
POSICION	INTENSIDADES				PROBABILIDAD DE OCURRENCIA $F = M/(N+1)$	PROBABILIDAD DE NO OCURRENCIA $1 - F(\%)$
	10 MIN	12 MIN	20 MIN	30 MIN		
5	2.37	2.09	1.88	1.61	0.16	83.3
6	2.37	2.06	1.86	1.60	0.20	80.0
7	2.33	2.00	1.78	1.47	0.23	76.7
8	2.25	1.97	1.68	1.47	0.26	73.3
9	2.21	1.97	1.67	1.45	0.30	70.0
10	2.18	1.97	1.66	1.41	0.33	66.7
11	2.16	1.93	1.62	1.39	0.36	63.3
12	2.12	1.91	1.56	1.38	0.40	60.0
13	2.10	1.91	1.54	1.36	0.43	56.7
14	2.06	1.89	1.54	1.36	0.46	53.3
15	2.05	1.88	1.53	1.35	0.50	50.0
16	2.03	1.87	1.52	1.34	0.50	46.7
17	2.02	1.81	1.51	1.32	0.56	43.3
18	2.00	1.72	1.48	1.30	0.60	40.0
19	2.00	1.68	1.46	1.29	0.63	36.7
20	1.97	1.68	1.45	1.28	0.66	33.3
21	1.95	1.64	1.44	1.27	0.70	30.0
22	1.93	1.62	1.43	1.25	0.73	26.7
23	1.90	1.58	1.40	1.19	0.76	23.3
24	1.89	1.56	1.37	1.16	0.80	20.0
25	1.84	1.55	1.31	1.11	0.83	16.7
26	1.84	1.55	1.30	1.01	0.86	13.3
27	1.75	1.51	1.30	0.99	0.90	10.0
28	1.72	1.49	1.29	0.98	0.93	6.7
29	1.64	1.42	1.10	0.95	0.96	3.3
30	1.47	1.31				

CUADRO No. 3.12
DATOS DE INTENSIDAD DE DISEÑO
(PERIODO DE RETORNO T = 25 AÑOS)

ESTACION	DURACION (MIN)	INTENSIDAD (MM/MIN)
Aeropuerto de Ilopango	10	2.79
	15	2.50
	20	2.16
	30	1.89



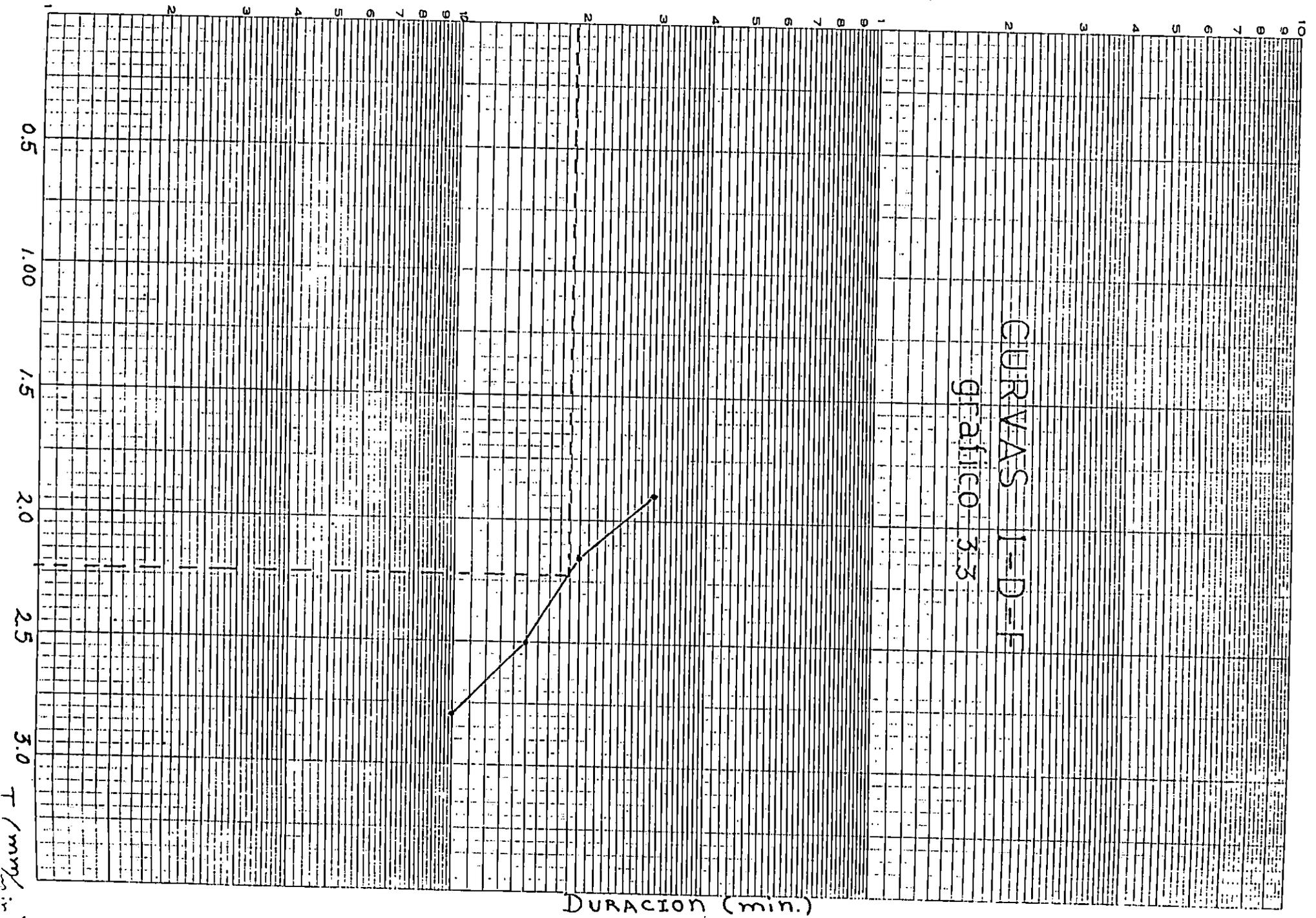
Del gráfico No.3.3 se obtiene una intensidad de diseño igual a 2.23 (mm/min).

3.1.3.4 Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

Este se determinó en base al cuadro No.3.13 donde el coeficiente de escorrentía está en función del tipo de área drenada en área urbana.

**CUADRO 3.13
VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO**

TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
ZONAS COMERCIALES:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
CALLES:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.95
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85



Continuación....

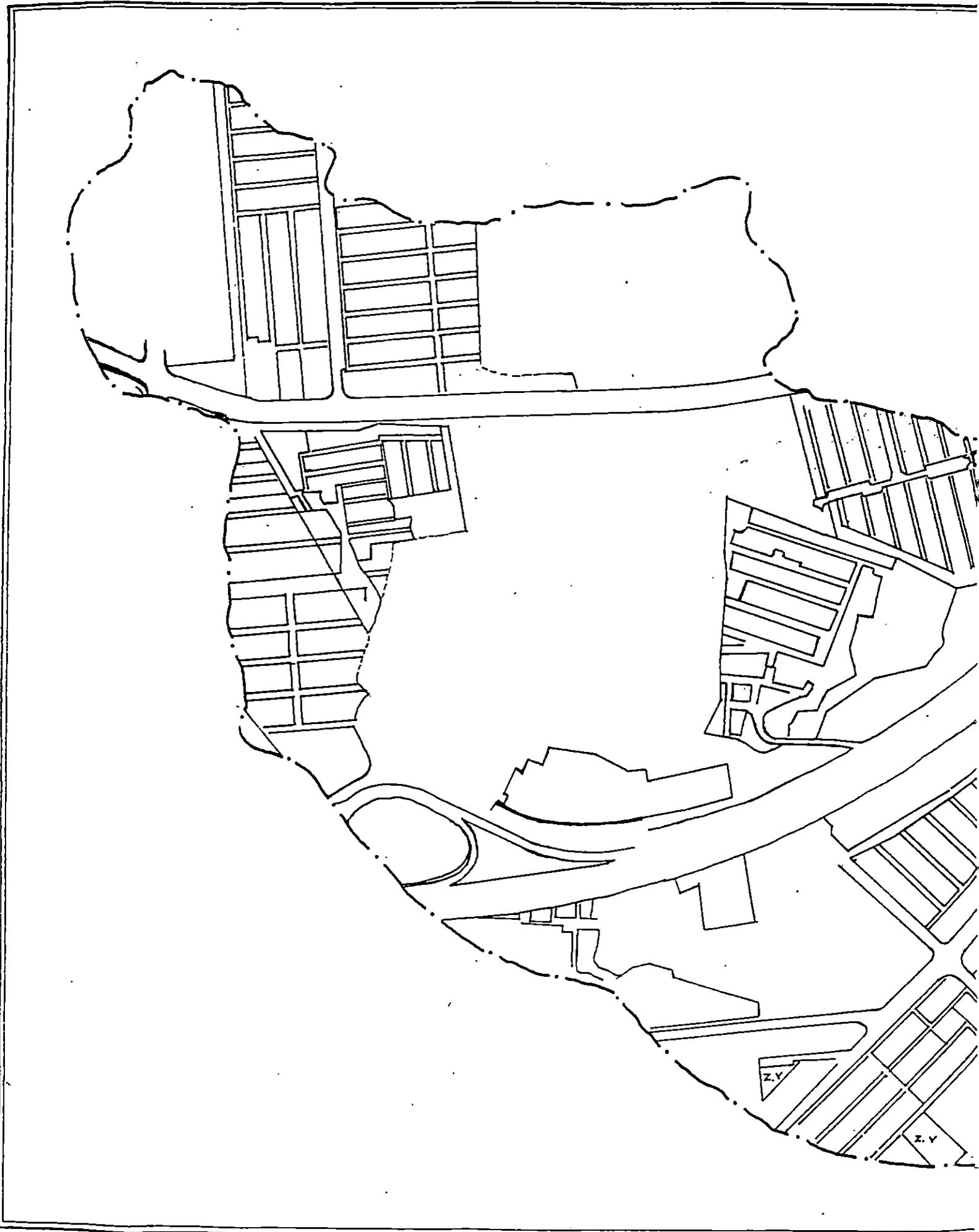
TIPO DEL AREA DRENADA	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	MINIMO	MAXIMO
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS:		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

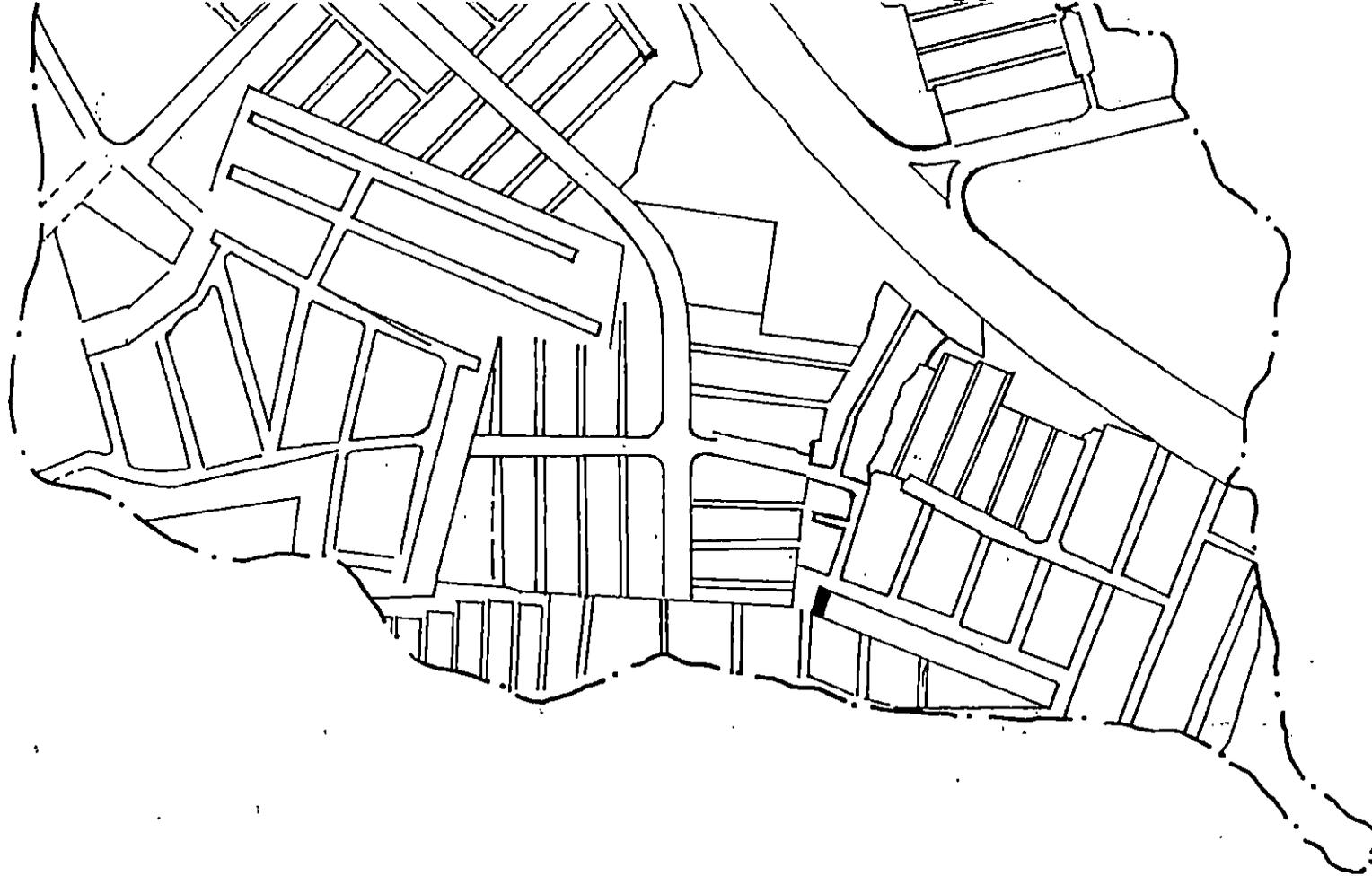
Fuente: Francisco Javier Aparicio Mijares; Fundamentos de Hidrología de Superficie

Para obtener los valores del coeficiente de escorrentía, que no es más que la relación entre la lluvia escurrida y la lluvia caída, se realizó el siguiente proceso: Se tomaron la medida de áreas respectivas (calles, estacionamientos, etc.) figura 3.3. Se obtiene una ponderada, multiplicando el área con su respectivo coeficiente de escurrimiento, entre el área total de la cuenca (Ver Cuadro No. 3.14). Se obtiene un valor de coeficiente de escurrimiento igual a $C = 0.68$.

CUADRO No. 3.14
CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

TIPO DEL AREA DRENADA	AREA (KMS ²)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO POR AREA	PROMEDIO
Zonas residenciales Casas habitación	0.576	0.70	0.403





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

tema: TRABAJO DE GRADUACION, "DISEÑO DE
OBRA DE PASO Y CALLE PARA LA COMUNIDAD
SAN BARTOLO NORTE, ILOPANGO."

contenido: **Areas de
coeficiente escurrimien-
to.**

esc. 1:5000

fecha: 9/5/98

fig. N° 3.3

Continuación...

TIPO DEL AREA DRENADA	AREA (KMS ²)	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO POR AREA	PROMEDIO
Calles asfaltadas	0.353	0.825	0.291
Praderas, suelos arcillosos, con pendientes medios (0.02 o menos)	0.131	0.2	0.026
	1.06		0.72

$$C = \frac{0.72}{1.06} = 0.68$$

3.1.3.5 Cálculo de Caudal Máximo

Utilizando la ecuación: $Q = 16.62 CIA$ y con los datos obtenidos:

$$C = 0.68$$

$$I = 2.23 \text{ mm/min}$$

$$A = 1.08 \text{ Kms}^2$$

$$Q = 16.67 \times 0.68 \times 2.23 \times 1.08$$

$$Q = 27.30 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3.2 ESTUDIO HIDRAULICO

3.2.1 Metodología para Predimensionamiento Hidráulico de la Sección Transversal a Emplear

Para poder efectuar el dimensionamiento hidráulico de la obra de paso seleccionada, se hace necesario establecer la relación existente entre la hidrología y la hidráulica. Esta relación, puede ser obtenida en forma satisfactoria mediante la aplicación de la Fórmula de Manning y la Fórmula de Continuidad, las cuales son:

Fórmula de Manning:

$$\text{Ecuac. 3.11} \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad R = \frac{A}{P_m} \quad \text{ecuac. 3.12}$$

Fórmula de Continuidad:

$$Q = V \times A \quad \text{ecuac. 3.13}$$

Donde:

V = Velocidad (m/seg)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

R = Radio hidráulico (m)

A = Area hidráulica (m²)

Pm = Perímetro mojado (m)

S = Pendiente media del cauce en el tramo analizado (m/m)

Q = Caudal que es capaz de conducir dicha sección (m³/s)

Luego sustituyendo la ecuación de continuidad en la fórmula de Manning se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A$$

Despejando el factor geométrico $AR^{2/3}$ así:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{S^{1/2}}; \quad \text{donde } \frac{nQ}{S^{1/2}} \text{ es el factor hidráulico de la sección.}$$

El factor geométrico puede ser obtenido al conocer el caudal de diseño (Q), el coeficiente de rugosidad de Manning (n) por la pendiente del cauce (s), donde se construirá la obra.

La obra más adecuada a construir es aquella cuyo factor geométrico calculado a partir de sus dimensiones, sea igual al factor hidráulico calculado en base al caudal de diseño y las características del sitio de paso.

3.2.2 Determinación del Factor Hidráulico

3.2.2.1 Caudal de Diseño

El caudal de diseño para un período de retorno de 25 años, fue determinado por el estudio hidrológico el cual tiene un valor de 27.30 m³/seg.

3.2.2.2 Pendiente de la Quebrada (S)

Se obtuvo la pendiente del fondo del río, por medio del levantamiento topográfico, en un tramo de 50 mts. aguas arriba y 50 mts. aguas abajo del punto en estudio, tomando las elevaciones de estos puntos y la diferencia de elevación se obtiene:

$$S = \frac{(586.119 - 584.46)}{100} = \frac{1.659}{100} = 0.017 = 1.7\%$$

3.2.2.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)

En el Cuadro No. 3.15 se muestran ciertos coeficientes de rugosidad para varias superficies de canales abiertos.

Donde el que se ajusta para ríos, es el de canales naturales limpios y curvos con $n = 0.04$, el cual se utilizará en este estudio.

CUADRO No. 3.15
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING

MATERIAL	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD TÍPICO (n)
Concreto	0.012
Fondos de grava con lados de:	
❖ Concreto	0.020
❖ Piedra	0.023
Canales naturales:	
❖ Limpios y rectos	0.030
❖ Limpios y curvos	0.040
❖ Curvos con hierbas	0.050
❖ Con matorrales y árboles	0.100
Planicies de inundación:	
❖ Pastos	0.035
❖ Cultivos	0.040
❖ Hierbas y pequeños matorrales	0.050
❖ Matorral denso	0.070
Arboles densos	0.100

Fuente: Hidrología Aplicada, Autor Ven-Te Chow.
Editorial Mc Graw Hill, Primera Edición, 1989.

$$\text{Luego } Q_n = 27.30 (0.04) = 8.38 = (0.017)^{1/2}$$

3.2.3 Curva de Descarga Natural

Para encontrar el nivel máximo que el agua alcanzará en función al caudal de diseño obtenido (27.30 m³/s), se logra a través de la curva de descarga natural.

Con los elementos del factor hidráulico antes definidos se prosigue a encontrar los puntos (Cuadra No.3.16) para traficar la curva de descarga

natural, esto se logra variar del nivel del agua a cada 0.50 mts. a partir del fondo del cauce y obteniendo el caudal que pasa por dicha sección (Fig. No.3.4).

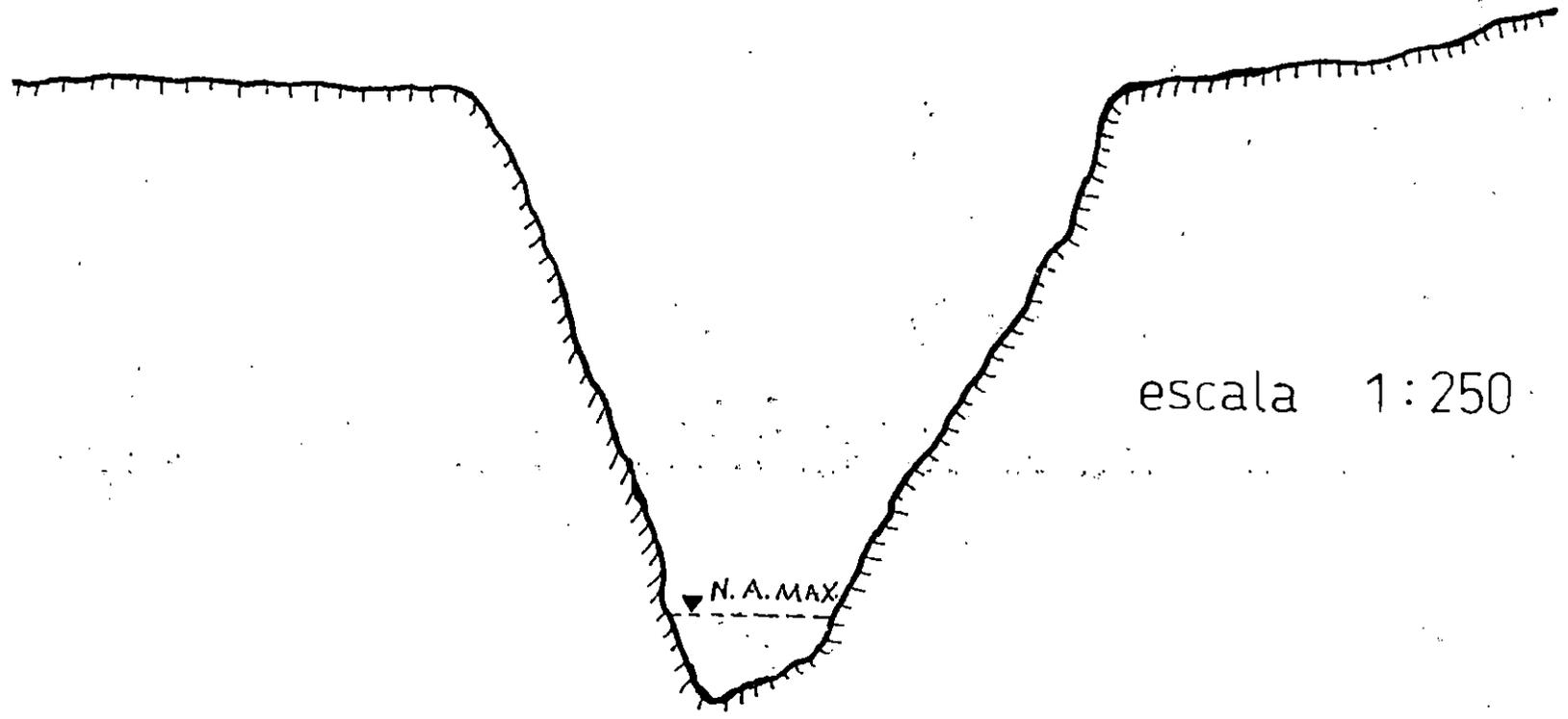
**CUADRO No. 3.16
RESUMEN DE CALCULO DEL FACTOR GEOMETRICO**

NIVEL DEL AGUA	AREA (A) (MTS ²)	PERIMETRO MOJADO (Pm)	$R = \frac{A}{Pm}$	$AR^{2/3}$	$Q = 3.26AR^{2/3}$
0.000					
	0.500	2.20	0.227	0.186	
0.50					0.606
	1.5	3.6	0.417	0.837	
1.00					2.729
	3.15	4.80	0.656	2.378	
1.50					7.752
	4.80	6.10	0.787	4.092	
2.00					13.340
	7.00	8.00	0.875	6.404	
2.50					20.877
	9.00	9.00	1.0	9.0	
3.00					29.34
3.50					

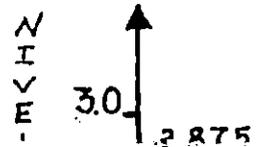
Para encontrar el nivel de aguas máximas producido por el caudal de diseño ($Q = 27.50 \text{ M}^3/\text{seg}$), se hace planteando este caudal en la curva de descarga natural obteniendo un nivel de aguas máximas igual a 2.88 m.

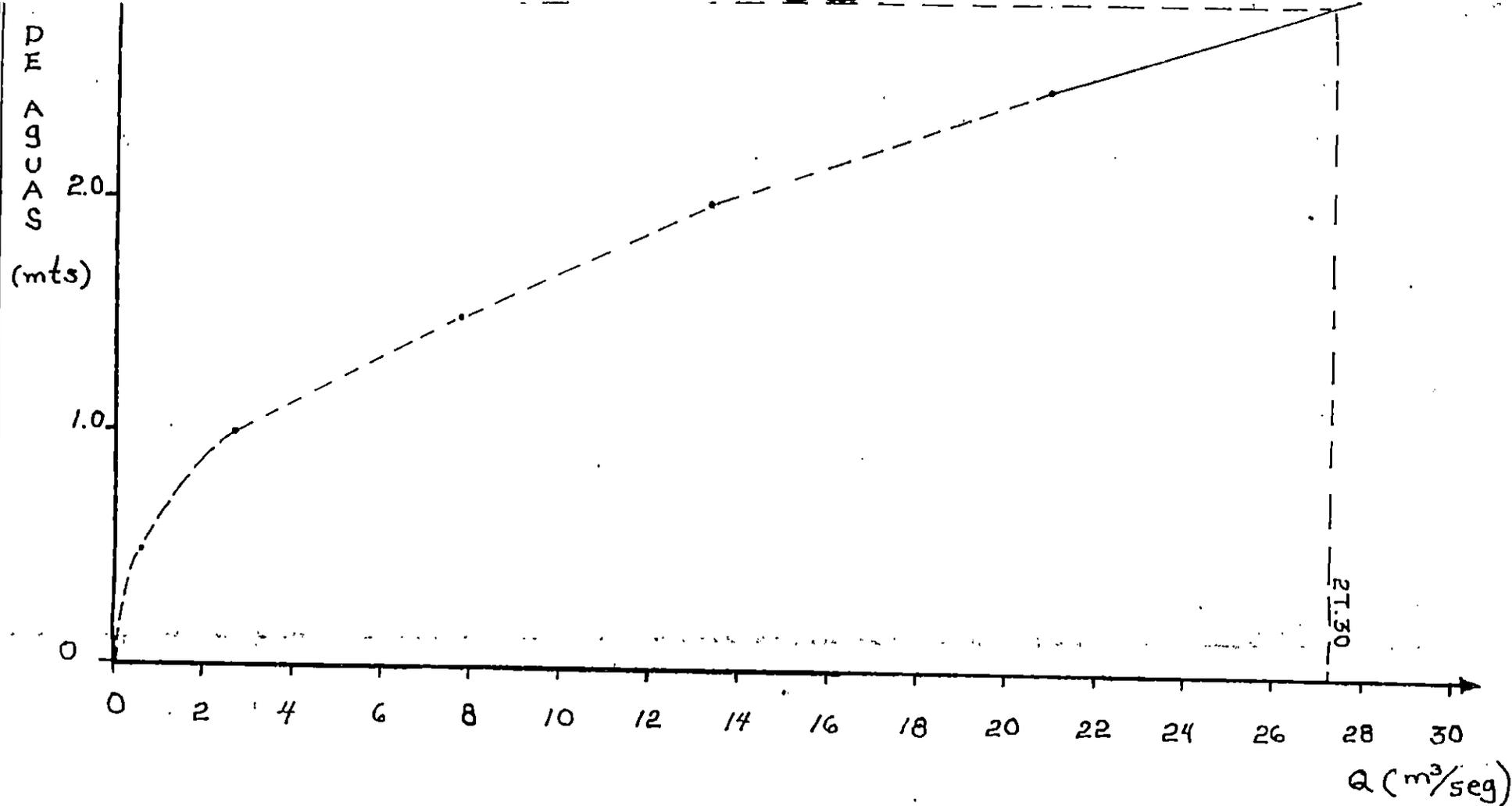
Para efecto de evaluar que tan confiables son los resultados obtenidos mediante un estudio hidrológico, es recomendable efectuar un análisis utilizando la información de niveles máximos alcanzados por crecidas históricas que los

SECCION TRANSVERSAL DEL PUNTO MAS CRITICO



CURVA DE DESCARGA NATURAL





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

contenido:
 ANALISIS HIDRAULICO

tema: "DISEÑO DE OBRA DE PASO Y CALLE
 PARA LA COMUNIDAD SAN BARTOLO
 NORTE, ILOPANGO.

esc.: indicada

fig. N°
 3.4

fecha: 9 5 98

pobladores de la zona podrían informar, este análisis servirá como parámetro de comparación con los resultados de un estudio hidrológico, lo cual ayudará a desarrollar o proyectar una obra que cumpla con el mayor grado de eficiencia al menor costo.

3.2.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA BOVEDA

En esta etapa se obtendrán las dimensiones geométricas de la bóveda, así como parte de las características hidráulicas que deberá desarrollar dicha estructura para lograr un óptimo y eficiente drenaje de agua.

En este caso en particular se propone una sección transversal de la bóveda del tipo arco de medio punto, debido a la altura del relleno y que a investigaciones preliminares de carácter estructural permiten elegir este tipo de sección, no sin dejar atrás el método constructivo que se requiere.

3.2.4.1 FACTOR DE SEGURIDAD

El área hidráulica obtenida de la sección es $AH = 8.33 \text{ m}^2$, denota el área de la obra de drenaje a capacidad llena (tubo lleno); pero, el principio que rige a las bóvedas es incrementar el espacio para evacuar las aguas; tal efecto se realizará mediante la aplicación de un factor de seguridad de 1.5. Este aumento de área en la obra, permitirá el libre paso de los materiales que arrastre el cauce.

$$AH = 8.33 \text{ m}^2 \times 1.5$$

$$AH = 12.5 \text{ m}^2$$

3.2.4.2 DIAMETRO DE BOVEDA "d"

Aplicación de la fórmula del área de una semicircunferencia:

$$A_h = \frac{\pi d^2}{8}$$

$$d = \frac{8A_h}{\pi} = \frac{8(12.5)}{\pi}$$

$$d = 5.64 \text{ m}$$

3.2.4.3 FLECHA DE RADIO "r"

Se tiene que: $d = 2r$

$$r = \frac{d}{2} = \frac{5.64 \text{ m}}{2}$$

$$r = 2.82 \text{ m}$$

3.2.4.4 CALCULO DE LA VELOCIDAD Y SU PENDIENTE PARA EL CAUDAL DE DISEÑO

Determinación de la velocidad para un caudal de diseño con período de retorno de 25 años, utilizando la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A \quad \Rightarrow \quad V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Datos característicos:

$$n \text{ de concreto} = 0.013$$

$$Ah = 12.5 \text{ m}^2$$

$$S \text{ del terreno} = 0.017$$

CUADRO No. 3.17

CALCULO DE PENDIENTE LA BOVEDA Y VELOCIDAD DEL AGUA

PENDIENTES (S)	VELOCIDAD V (M/SEG)
2.0%	7.06
1.5%	6.11
0.5%	3.53
0.3%	2.73

Se tomara la pendiente que genere una velocidad moderada y que se adecue a la topografía del lugar. En este caso, se puede observar en el cuadro No. 3.12 que la velocidad más conveniente es 3.53 m/seg y pendiente de 0.5%.

3.3 INTRODUCCION A LAS OBRAS DE PASO

Nuestro país y esencialmente su área metropolitana se ha caracterizado por su topografía irregular, principalmente por la presencia de ríos o quebradas en donde se ha limitado el uso de terrenos por la falta de un cruce adecuado, sin embargo se desarrollan asentamientos que a largo o corto plazo son afectados por el aislamiento de la población de los sectores mas desarrollados.

En el planeamiento del desarrollo urbano y de la red vial ha sido necesario realizar un estudio de todas aquellas trayectorias destinadas a la comunicación de municipios o ciudades, y en el desarrollo de este proceso es difícil evitar en ciertos casos, realizar obras de cruce para dar continuidad a la red vial existente.

Dentro de las obras de paso podemos mencionar los puentes y bóvedas, así como obras de drenaje de las cuales mencionamos las cajas y alcantarillas.

En el diseño de una obra de paso es importante identificar el tipo de estructura a realizar por lo que es necesario conocer sus definiciones y características comunes resumidas en el siguiente orden.

3.3.1. DEFINICIONES

3.3.1.1 ESTRUCTURAS DE PASO

PUENTE

Es una estructura que permite salvar un obstáculo natural, una circulación terrestre, fluvial, marítima o salvar depresiones del terreno.

BOVEDA

Estructura formada por un arco metálico de concreto o de mampostería, apoyado en dos muros , estas son diseñadas y construidas para desaguar caudales de agua y soportar rellenos relativamente grandes.

3.3.1.2 OBRAS DE DRENAJE

TUBERIAS

Estas son utilizadas para la evacuación de aguas que provienen de las obras de drenaje superficial como cunetas o cuencas establecidas.

CAJAS

Es una estructura que permite el paso de volúmenes definidos de agua y en su losa superior funciona como una vía de rodaje.

3.4 SELECCIONAMIENTO DE LA OBRA DE PASO

A continuación se presenta la situación actual del sector en donde se analizara la obra de paso , con lo cual se proporcionara una solución al cruce de la quebrada el caracol dentro de la prolongación del boulevard San Bartolo así como se hará un estudio de la parte técnica hidráulica ,diseñando una estructura que pueda evacuar el caudal máximo en forma efectiva.

En el punto de interés donde se proyectara la estructura de paso la altura de relleno es de aproximadamente 20 Tm. Situación que permite analizar y decidir en forma preliminar la utilización de una obra de drenaje que pueda soportar la carga del relleno en mención, por lo tanto se realizara el seleccionamiento técnico económico de la obra.

La figura (3.4) nos muestra la sección transversal de la quebrada el caracol para una mejor apreciación del sitio en estudio.

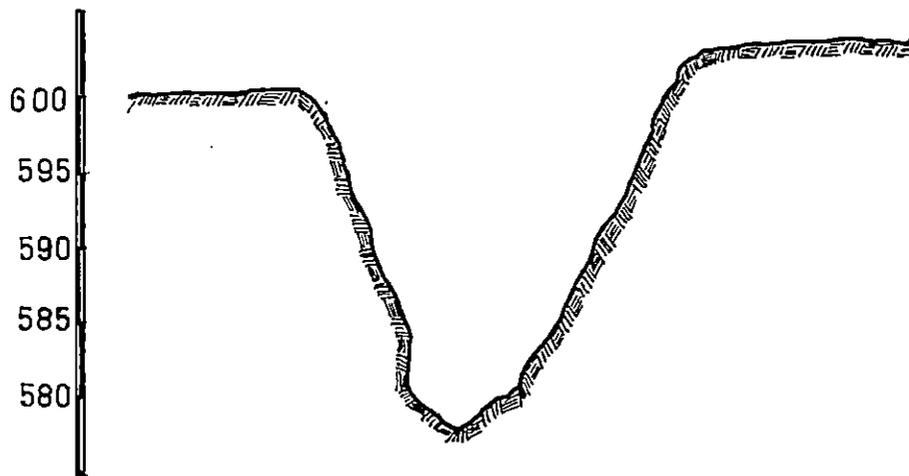


fig 3.4

3.4.1. SELECCIONAMIENTO TECNICO DE LA OBRA DE DRENAJE

Los factores principales para la determinación de la obra de drenaje son :
LA RASANTE Y EL AREA HIDRAULICA.

3.4.1.1 POR MEDIO DE LA RASANTE

Que dependerá de la distancia de esta hasta la superficie del agua.

3.4.1.2 POR MEDIO DEL AREA HIDRAULICA

En donde se considerara el caudal que pasa por la sección , la obra varia desde una simple tubería hasta bóvedas de gran tamaño

3.4.2 ESTRUCTURAS DE DRENAJE A CONSIDERAR EN ESTA INVESTIGACION.

- TUBERIAS.
- BOVEDAS.
- CAJA.

Al hacer una evaluación de los criterios de cada opción propuesta y de acuerdo a la investigación realizada, obtuvimos los resultados siguientes :

3.4.2.1 Tuberías

La utilización de estos elementos, permitirá la evacuación de las avenidas de aguas, mediante un numero o arreglo de tuberías a colocar a lo largo del cauce.

Al hacer un análisis sobre las ventajas de este tipo de obras se determino lo siguiente :

- Los tubos son más económicos, que otro tipo de obra de drenaje, por metro lineal.
- Proceso constructivo tradicional, simplicidad y rapidez en la colocación.
- Fácil adquisición de este tipo de unidades en tuberías de PVC

Se pueden observar las facilidades que muestra este tipo de obra, sin embargo cuenta con ciertas desventajas que limitan su uso :

- Cuando se realiza el cálculo del número de tubos en sección transversal, se analiza para que trabajen a capacidad máxima (llenos).
- Hay obstaculización de materiales de arrastre debido a la disposición de los tubos.
- En el aspecto constructivo la aglomeración de tubos en la sección transversal del cauce se considera antifuncional su aplicación.

3.4.2.2 Bóvedas Cajón (Caja)

Las cajas de concreto reforzado, permiten el libre paso de una determinada cantidad de agua o caudal, ya que éstas son estructuras de sección rectangular ;donde la parte superior (losa),caras o paredes son elaboradas de concreto armado y la fundación será de concreto o mampostería de piedra.

Entre las ventajas tenemos :

- Fácil evacuación de las avenidas de aguas (obstrucción nula).
- Rápido ensamblaje del encofrado para elaborar elementos planos (paredes losa superior).
- Fácil obtención de materiales constructivos.

Desventajas :

- Haciendo énfasis en las normas AASTHO el máximo relleno permitido para este tipo de obra es de 1.0 Tm.
- Está estructura, se utiliza en forma general para salvar paso (obras de paso) ;donde la losa superior esta en contacto directo con el tráfico vehicular.

3.4.2.3 Bóvedas

Estructura de sección transversal: semicircular, parabólica, etc. que funciona estructuralmente a flexo-compresión ;lo que genera un espesor de dimensión pequeña relacionada con sus otras dimensiones de la estructura.

Clasificación de acuerdo a su forma constructiva :

1. Fabricadas In situ.
2. Prefabricadas.

Clasificación según el material :

Mampostería de piedra.

1. Concreto Simple.
2. Concreto Armado.

Ventajas :

- Debido a su forma geométrica y su capacidad estructural, la bóveda soportará cargas mayores (relleno + carga viva), que otras obras de drenaje.
- Superficie limitada por el arco interno de la bóveda (intrados) y el perímetro mojado del cauce, sea suficiente para contener ,el área hidráulica (dada por la escorrentía máxima extraordinaria o periódica según como se ha

planificado la obra), más un área sobrante donde pueda pasar sin detenerse los materiales flotantes que la avenida de agua pueda arrastrar.

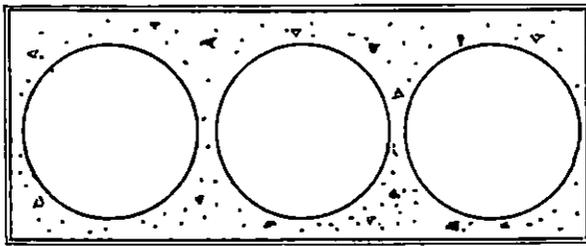
- Fácil suministro de materiales.

Entre las desventajas tenemos :

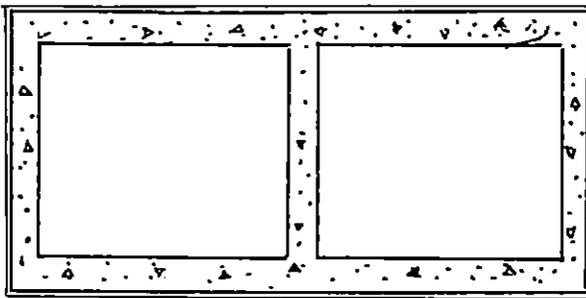
- El procedimiento del encofrado para este tipo de estructura genera costos elevados.
- Modifica la topografía del terreno, para evitar cruces de la estructura demasiados bruscos.

3.4.3 ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS.

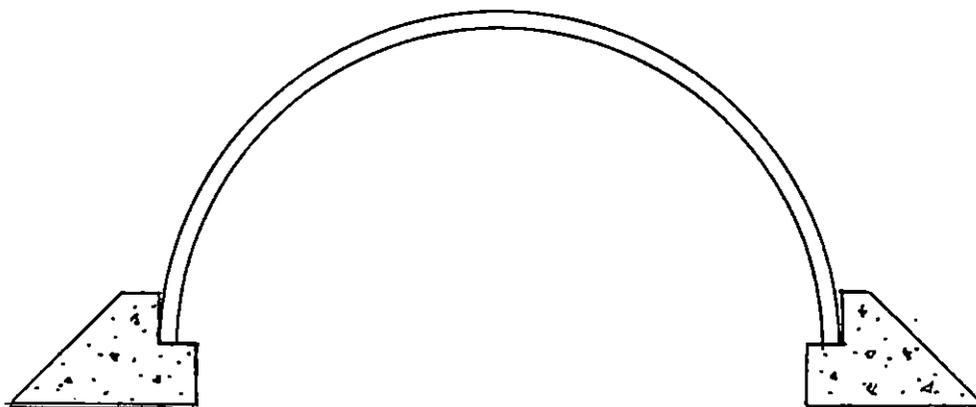
Presentadas las alternativas, es importante tomar en cuenta cual es la obra más conveniente considerando aspectos tanto técnicos como económicos. Para este proyecto se ha concluido en base a lo antes expuesto, el diseño de una bóveda, siendo ésta la obra de drenaje que permite una mejor evacuación del caudal, además de poseer la capacidad de soportar rellenos de gran magnitud.



TUBERIA
MULTIPLE



CAJA
DOBLE



BOVEDA

3.4.4 BOVEDAS.

3.4.4.1 GENERALIDADES.

Es comprobable y evidente el avance al que se ha llegado en la actualidad en lo que respecta al diseño estructural, y podemos darnos cuenta si nos remontamos a la antigüedad en donde el hombre desarrollaba estructuras ya que la necesidad lo obligaba a emplear los recursos disponibles para solventar los problemas como salvar las depresiones naturales en donde utilizó inicialmente la colocación de dos elementos horizontales y uno vertical sobre éstos, creando de esta forma el pórtico. Posteriormente se creó EL ARCO, siendo una de las estructuras con características muy particulares por su capacidad de carga.

3.4.4.2 ANTECEDENTES.

El arco tuvo aplicaciones importantes y según la historia fueron los Romanos quienes realizaron las primeras aplicaciones del arco como elemento estructural. Posteriormente civilizaciones como la Hindú realizaron obras basadas en el arco, construyendo bóvedas de madera utilizando elementos flexibles en este caso varas; luego esta práctica fue sustituida por el uso de la piedra debiendo cambiar el proceso constructivo para poder desarrollarlo.

Los Egipcios también aplicaron la idea del arco, dentro de sus construcciones dejaban espacios largos y estrechos logrando un "ARCO FALSO", construido mediante un relleno con arena que luego era desalojada.

3.4.4.3 EL ARCO.

Este elemento a través del tiempo ha demostrado ser útil para salvar obstáculos naturales como ríos, quebradas y/o cañones.

La capacidad de carga con que cuenta este elemento ha significado un buen aporte a la solución de los problemas, de tal forma que para resistir rellenos y cargas actuantes se desarrolló la denominada Bóveda, que al realizar un equilibrio en esta estructura es capaz de resistir cargas axiales y directas en sus elementos además de producir momentos actuantes pequeños.

3.4.4.4 DEFINICION DE BOVEDA.

Es una estructura formada por un arco (metálico, de concreto o de mampostería), que es apoyado en muros o en losas de fundación, la que es diseñada y construida para desaguar caudales de agua y soportar rellenos relativamente grandes.

Las bóvedas son obras formadas por dos elementos : En la parte superior se encuentra la SUPERESTRUCTURA, que resiste cargas vivas y muertas; y luego en la parte inferior se encuentra la SUBESTRUCTURA, resistiendo las cargas transmitidas por la superestructura que luego serán transferidas al suelo.

SUPERESTRUCTURA.

La superestructura es la parte superior de la bóveda constituida por un Arco, que puede ser de forma parabólica o semicircular, la función principal es resistir las cargas de relleno (presión del suelo), las cargas vivas actuantes y las cargas muertas (peso propio de la estructura).

Los materiales para la construcción de este elemento puede ser de concreto simple, concreto reforzado, mampostería de piedra y de metal como el acero inoxidable.

SUBESTRUCTURA.

La subestructura de una bóveda está constituida por estribos o losas de fundación dependiendo del tipo de bóveda.

La función principal de la subestructura es transmitir las cargas del arco o superestructura al suelo. El tipo de fundación a diseñar dependerá de las

condiciones de cargas actuantes así como también deberá de regirse por el reglamento de estructuras de concreto (ACI).

Las losas o zapatas de fundación son una forma de eliminar los estribos aislados, de tal forma que las cargas que se transmiten son distribuidas en un área mayor, con esto se aumenta la capacidad de carga y se disminuyen los posibles asentamientos diferenciales.

En general, la bóveda es un elemento usado ampliamente en nuestro medio, su capacidad ha permitido desarrollar rellenos salvando de esta forma depresiones naturales, generando accesos y una sub-utilización de terrenos adyacentes.

3.5 ESTUDIO DE SUELOS

En este apartado se presentan los resultados de la investigación del subsuelo, realizadas a lo largo del cauce del río donde se ubicará la bóveda proyectada como obra necesaria para llevar a cabo la prolongación del Boulevard San Bartolo, jurisdicción de Ilopango, departamento de San Salvador; consideraremos tales resultados como representativos para el tramo de la quebrada "El Caracol" que es objeto de nuestro estudio.

Toda la información presentada corresponde al estudio de suelos realizado por PSM (Proyectos de Suelos y Materiales S.A. de C.V.); con referencia: PSM-ES-050-98. La investigación comprendió 5 sondeos exploratorios, distribuidos como se muestra en el plano de ubicación 4.a anexo, la profundidad máxima explorada fue de 2.5 m detectándose suelo compacto en el fondo de cada sondeo.

3.5.1 TRABAJO DE CAMPO Y LABORATORIO.

El trabajo de campo se limitó a cinco sondeos exploratorios efectuados con equipo de perforación motorizado, con el objeto de obtener muestras representativas y continuas para su identificación, determinar su contenido de humedad y la resistencia presentada por el suelo a la penetración de una cuchara muestrera estándar de 1 3/8 " de diámetro interno hincada con un

martillo de 140 lbs., el cual se deja caer desde una altura de 30" contándose el número de golpes necesarios para penetrar 1 pie y obtener el valor N, según norma ASTM D-1586 "Prueba de Penetración Estándar y Muestreo de Suelos con Cuchara Partida".

Las muestras recuperadas se analizaron en el laboratorio efectuándose los ensayos que se describen a continuación, según norma ASTM.

- D-2216 "DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO".
- D-2448 "DESCRIPCION DE SUELOS, PROCEDIMIENTO VISUAL MANUAL".
- D-2487 "CLASIFICACION DE SUELOS, PARA PROPOSITOS DE INGENIERIA".

3.5.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Del análisis de los resultados obtenidos tanto en la exploración del suelo como de los ensayos de laboratorio se observaron los siguientes aspectos importantes.

3.5.2.1 ESTRATIGRAFIA

La ubicación en planta de los sondeos efectuados y su respectiva estratigrafía se presentan en los esquemas 3.5.1 y 3.5.2.

Los suelos predominantes en el sitio son:

- Arena Limosa (SM), color gris, con un 60% a un 80% de arena fina a gruesa, con pómez y un 20% a un 40% de limo.
- Limo Arcilloso (ML), color café oscuro, con un 60% de limo arcilloso de mediana plasticidad y un 40% de arena fina a media.
- Arena Mal Graduada (SP), color gris, con un 95% de arena fina a gruesa mezclada con grava de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{3}{4}$ " , con pocos finos.
- Arena Limo Arcillosa (SM), color café oscuro, formada por un 60% de arena fina a media y un 40% de limo arcilloso de baja a mediana plasticidad.

3.5.2.2 RESISTENCIA DEL SUELO A LA HINCA DE LA CUCHARA MUESTRERA.

A partir del el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N), la compacidad relativa de los suelos friccionantes se clasifica de la siguiente manera:

N (GOLPES)	COMPACIDAD	CR. %
0 – 4	Muy suelto	0 – 5
5 – 10	Suelto	5 – 25
11 – 30	Semi compacto	25 – 60
31 – 50	Compacto	60 – 75
Más de 50	Muy compacto	> -75

3.5.2.3 CONTENIDO DE HUMEDAD

Los valores del contenido de humedad máximos, mínimos y promedios, han sido tomados de las hojas de registro y han sido calculados siguiendo el estándar ASTM D-2216.

SONDEO No.	W max.(%)	W min. (%)	W prom.(%)
1	35.4 (0.50 m)	18.5 (1.50 m)	27.7
2	38.7 (1.00 m)	30.5 (0.50 m)	35.1
3	19.7 (2.00 m)	12.6 (0.50 m)	17.6
4	23.6 (1.00 m)	13.7 (0.50 m)	18.1
5	23.5 (0.50 m)	11.1 (1.50 m)	18.0

3.5.2.4 CAPACIDAD DE CARGA

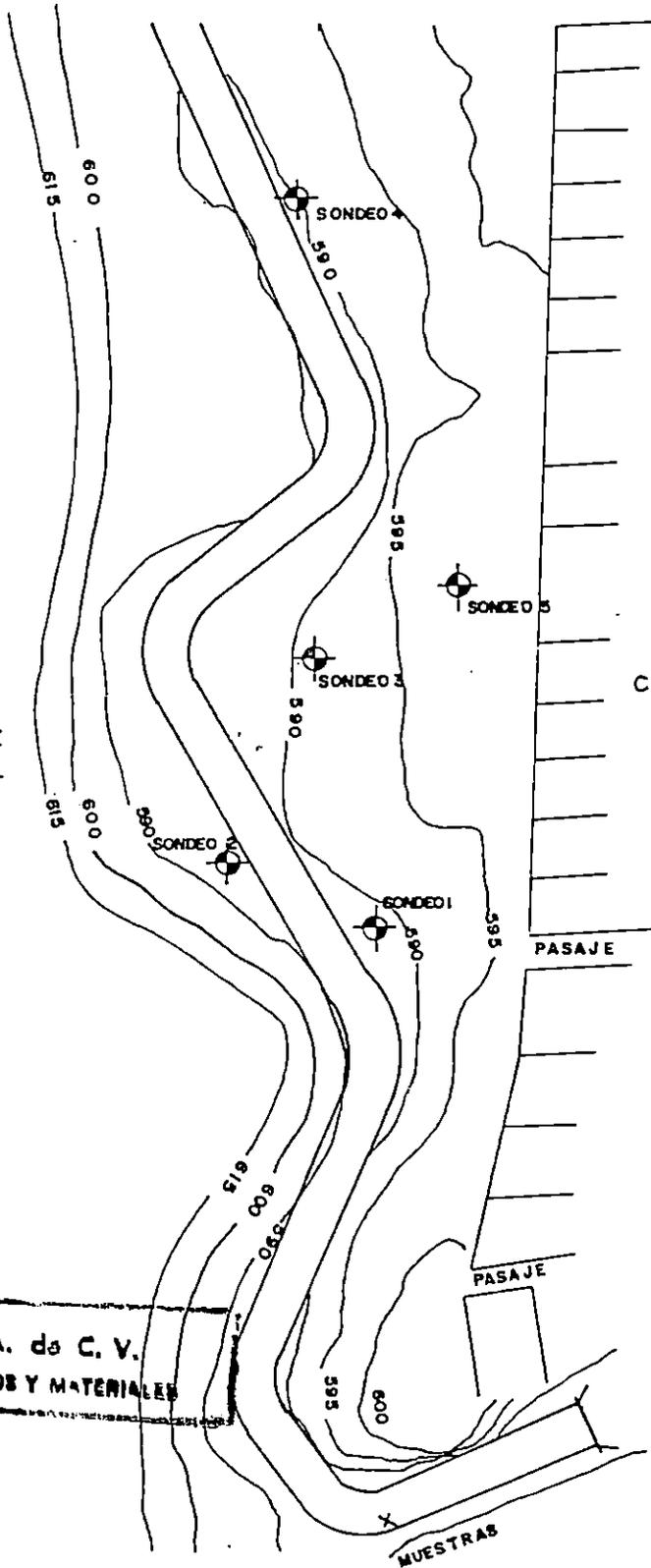
Se presenta a continuación los valores "aproximados" de capacidad de carga de los suelos penetrados en el sitio de estudio; los valores están dados en kg/cm^2 .

SONDEO No.	PROFUNDIDAD EN METROS			
	1.00	1.50	2.00	2.50
1	2.00	3.50	>4.00	---
2	2.80	>4.00	---	---
3	2.80	2.80	>4.00	---
4	2.80	>4.00	---	---
5	2.40	3.50	4.00	>4.00

3.5.3 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE SUELOS

- No se detectó suelo suelto ni presencia de materia orgánica, superficialmente.
- A excepción del sondeo No.1, el suelo del sitio presenta a 0.50 m, buena capacidad de carga.
- Desplantar la bóveda a 1.5 m (DF = 1.5 m), a fin de proteger la cimentación de la erosión que podría producirle las avenidas máximas.
- Diseñar obras de protección a la bóveda.
- Con relación a la zona de influencia del sondeo No.5, la compacidad va de semi-compacto a compacto, si se va a levantar relleno sobre él se deberá abrir superficialmente (0.3 m) e iniciar el relleno. Si se hace en talud, hacer corte escalonado previo a iniciar el relleno.

UBICACION EN PLANTA
DE LA BOVEDA SOBRE
QUEBRADA EL CARACOL



COMUNIDAD SAN BARTOLO
NORTE

ESQUEMA 3.5.1

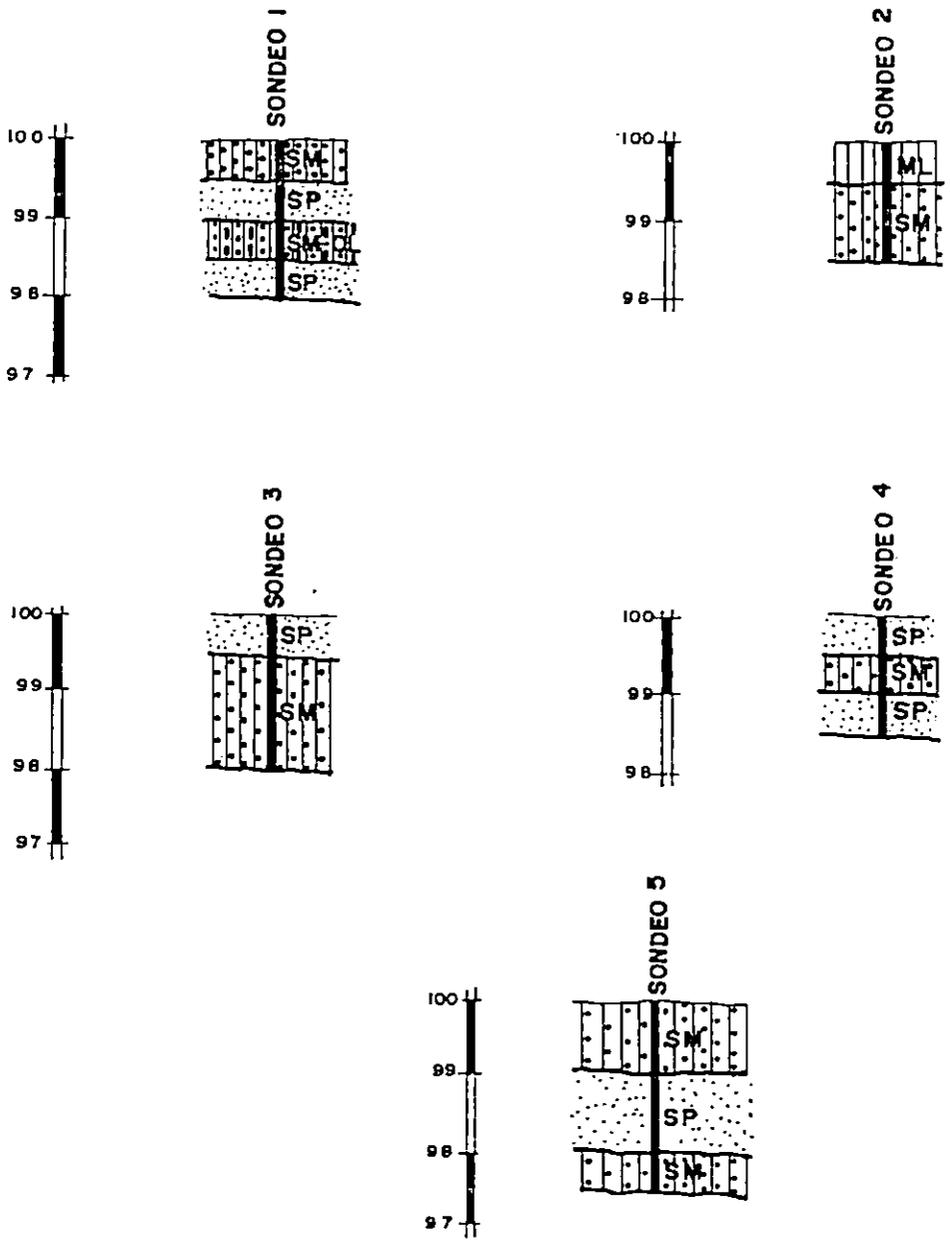
PSM S. A. de C. V.
PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES

PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES, S. A. DE C. V.

UBICACION DE SONDEOS

PROYECTO: DISEÑO DE CALLE VEHICULAR Y OBRA DE PASO

DIBUJO: Y. I. Z. C.	ESCALA: SIN ESCALA	FECHA: NOVIEMBRE - 1998
REVISO: ING. R. O. B. E.		



ESQUEMA 3.5.2

PSM S. A. de C. V.
 PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES

PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES, S.A. DE C.V.
 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

PROYECTO: DISEÑO DE CALLE VEHICULAR Y OBRA DE PASO		
DIBUJO: Y. I. Z. C.	ESCALA:	FECHA:
REVISO: ING. R. O. B. E.	1:100	NOVIEMBRE - 1998

CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA OBRA DE PASO

INTRODUCCION

La construcción de obras de concreto reforzado, son estructuras que se continúan realizando en nuestro país, debido a que se cuenta con la materia prima local, así como también por las mismas condiciones económicas reflejadas en la ejecución de éstas. La construcción no se limita a edificaciones, puesto que existen obras de gran importancia como bóvedas o puentes con el fin de salvar accidentes naturales. Para este proyecto se analizará una bóveda, siendo la parte del diseño estructural a la que corresponde este capítulo y se diseñará en base a la teoría básica del concreto reforzado, en donde se partirá desde las características de los materiales a utilizar, incluyendo el análisis estático indeterminado para calcular las reacciones debidas a las cargas actuantes en diferentes condiciones. Para luego proceder al diseño estructural de la subestructura.

Es importante mencionar que se ha utilizado las especificaciones y reglamentos como el ACI para concreto reforzado garantizando resistencia y durabilidad de tal forma que los elementos de las bóvedas, superestructuras y subestructura cumplan un solo objetivos de acuerdo a las sollicitaciones de carga.

4.1 CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS DE LA SUPERESTRUCTURA.

4.1.1 GENERALIDADES.

El análisis estructural se hará basados en el libro "Pórticos y Arcos, Soluciones Condensadas para el Diseño de Estructuras" de Valerian Leontovich, Ms. Ing. Estructuras de International Engineers Company, que proporciona una forma práctica y rápida para la evaluación de arcos.

Las soluciones condensadas para arcos han sido derivadas mediante la aplicación de la teoría del trabajo virtual, considerando únicamente el efecto de la deformación por flexión. Son despreciables los efectos de la deformación por cortante y axial, ya que su contribución en la energía total de deformación es insignificante, sólo en algunos casos excepcionales es justificable una mayor precisión.

La solución para el primer tipo se designa como método "A", que se da para todas las condiciones de carga; y la del segundo método "B", sólo se da para el caso de cargas verticales sobre arcos sin articulaciones.

4.1.2 CONDICIONES DE CARGA PARA LA SUPERESTRUCTURA.

La super-estructura absorbe tanto carga muerta, carga viva, así como carga sísmica, las cuales se pueden dividir en cargas horizontales y verticales.

Se trata de hacer funcionar al arco, principalmente, de tal manera que sus elementos trabajen esencialmente a compresión, con lo cual la capacidad de sustentación es mayor.

4.1.2.1 CARGA MUERTA

La constituye la carga debida al relleno sobre la bóveda y el peso propio de la estructura; para el cálculo de la presión del suelo sobre el arco se utilizará la teoría de Terzaghi, el cual propone la siguiente fórmula para la evaluación de la presión del suelo sobre un punto.

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{\beta * (\gamma_s - C/\beta)}{k * \tan-\theta} * (1 - e^{(-k * \tan-\theta * h/\beta)})$$

Donde:

k = Varía desde 1 cerca de la zona de cedencia hasta 1.5 arriba de ésta. En este caso el valor a utilizar será k = 1, debido a

que este valor proporciona las presiones de la zona de cedencia, que se asumirá corresponde a la zona definida por el arco de la super-estructura, siendo este valor de presión el mayor que puede esperarse en el suelo.

β = Es igual al valor numérico de $L/2$ (ver figura 4.1)

σ_{suelo} = Presión del suelo

γ_s = Peso volumétrico del suelo

C = Cohesión del suelo

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo

h = Altura de relleno

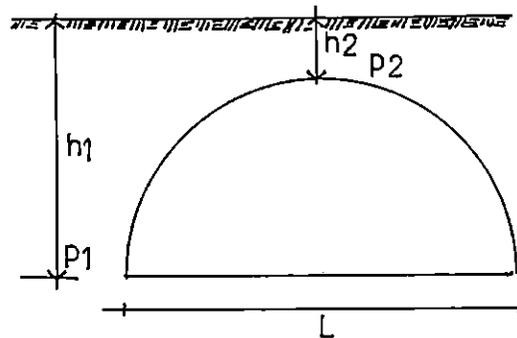
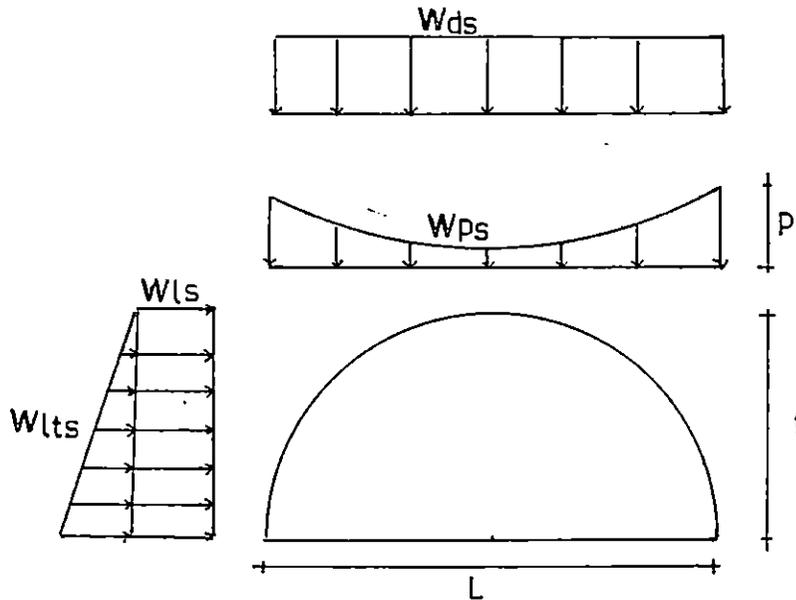


Figura 4.1

Las cargas muertas se pueden dividir en:

- Vertical uniformemente distribuida
- Vertical parabólica complementaria
- Lateral

En la figura 4.2 puede apreciarse la distribución de estas cargas.



Donde:

W_{ds} = Presión del suelo

W_{ps} = Carga parabólica complementaria

W_{ls} = Carga lateral del suelo

W_{lts} = Carga lateral triangular del suelo

La presión lateral se calculará utilizando la teoría de Rankine, que establece que la presión lateral es una fracción de la presión vertical de tierra, ésto a través un coeficiente de presiones activas (K_a), así

$W_{ls} = K_a * \sigma_{\text{suelo}}$ en un punto determinado

Donde: $K_a = \text{Tan}^2 (45 - \phi/2)$

4.1.2.2 CARGA VIVA

Las normas AASHTO, en la sección 6, art.6-4-1 literal e, dice:

“ Para bóvedas de un solo claro la carga viva se puede despreciar, cuando el espesor del terraplén exceda la longitud del claro y sea mayor de 2.44 m.”

Por lo tanto la carga viva será despreciable en nuestro caso.

4.1.2.3 CARGA SISMICA

Se consideran dos tipos de carga:

a) Carga uniformemente distribuida (lateral) W_{lde}

$$W_{lde} = 0.1 * CM$$

Donde:

CM = Carga Muerta (peso de la estructura + peso del relleno)

b) Carga puntual en el eje vertical de la bóveda P_{ve}

$$P_{ve} = 2/3 * W_{lde}.$$

4.2 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPER-ESTRUCTURA.

Se tiene una bóveda con una super-estructura compuesta por una sección semicircular de radio 3m. y luz de 6m. doblemente articulada; sobre la corona existirá un relleno de 21m. con un suelo compactado con las siguientes propiedades:

Angulo de fricción interna	: 30°
Cohesión	: 0
Peso volumétrico del suelo	: 1600 kg/cm ³
Relleno al nivel de corona	: 21 m.
Relleno al nivel de apoyos	: 24 m.

4.2.1 CARGA MUERTA

Para determinar la presión que el suelo ejerce sobre el arco, se utilizará la expresión establecida por Terzaghi.

4.2.1.1 PRESION EN LA CORONA

$$h_2 = 21 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{3.0\text{m} * (1600\text{kg/m}^3 - 0/3.0\text{m})}{1 * \tan 30^\circ} * (1 - e^{(-1 * \tan 30^\circ * 21 \text{ m}/3.0 \text{ m})})$$

$$\sigma_2 = 8,167.75 \text{ kg/m}^2$$

4.2.1.2 PRESION EN LOS APOYOS

$$h_1 = 24 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{3.0\text{m} * (1600\text{kg/m}^3 - 0/3.0\text{m})}{1 * \tan 30^\circ} * (1 - e^{(-1 * \tan 30^\circ * 24 \text{ m}/3.0 \text{ m})})$$

$$\sigma_1 = 8,231.83 \text{ kg/m}^2$$

4.2.1.3 FACTOR DE CARGA

La sección 3.22 de las normas AASHTO, establece combinaciones de carga a las que puede estar sometida cualquier estructura, las cuales se presentan en la tabla 3-22-I A (ver tabla 4.2).

En el caso de bóvedas, y para el método de factor de carga, solamente actúan los siguientes tipos de combinaciones de carga :

GRUPO X

$$\tau = 1.3$$

$\beta_E = 1.5$ para bóvedas flexibles, factor a utilizar por tratarse de bóvedas biarticuladas las que se estudian.

Col No	1	2	3	3A	4	5	6	7	B FACTORES.					13	14
									8	9	10	11	12		
Grupo	T	D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+ T	EQ	ICE	X
CARGAS DE SERVICIO															
I	1.0	1	1	0	1	B _E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	1	B _E	1	1	0	0	0	0	0	0	-
II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	0	1	B _E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
IV	1.0	1	1	0	1	B _E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1.0	1	1	0	1	B _E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1.0	1	1	0	0	B _E	0	0	0	0	0	0	0	0	100
FACTOR DE CARGA															
I	1.3	B _d	1.67	0	1.0	B _E	1	1	0	0	0	0	0	0	NO APLICABLES
IA	1.3	B _d	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
IB	1.3	B _d	0	1	1.0	B _E	1	1	0	0	0	0	0	0	
II	1.3	B _d	0	0	0	B _E	1	1	1	0	0	0	0	0	
III	1.3	B _d	1	0	1	B _E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
IV	1.3	B _d	1	0	1	B _E	1	1	0	0	0	1	0	0	
V	1.25	B _d	0	0	0	B _E	1	1	1	0	0	1	0	0	
VI	1.25	B _d	1	0	1	B _E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
VII	1.25	B _d	0	0	0	B _E	1	1	0	0	0	0	1	0	
VIII	1.3	B _d	1	0	1	B _E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.2	B _d	0	0	0	B _E	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.3	1	1.67	0	0	B _E	0	1	0	0	0	0	0	0	

Tabla 4.2

Tabla 3-22-1A (ASTHO)

Coefficientes τ y β

$$\beta_D = 1.0 \quad \beta_{EQ} = 0 \quad \beta_{ICE} = 0$$

donde :

τ = Factor de Carga

β_E = coeficiente de presión de la tierra

β_D = coeficiente de carga muerta

β_{EQ} y β_{ICE} = coeficientes de carga sísmica.

4.2.1.4 CARGA PARABOLICA

Para obtener la carga parabólica se realiza la diferencia de presiones en la corona y en los apoyos multiplicados por el factor de carga expuesto anteriormente.

$$P = (\sigma_1 - \sigma_2) \times \text{factor} \times 1\text{m}; \quad \text{factor} = \beta \times \tau = 1.5 \times 1.3 = 1.95$$

$$P = (8231.83 - 8167.75) \text{ kg/m}^2 \times 1.95 \times 1\text{m}$$

$$P = 124.96 \text{ kg/m}$$

Se obtiene la carga distribuida al multiplicar la carga parabólica por $L/3$

$$W_{ps} = P \times L/3$$

$$W_{ps} = \frac{124.96 \text{ kg/m} \times 6}{3}$$

$$W_{ps} = 249.92 \text{ kg/m}$$

4.2.1.5 CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA RECTANGULAR

Se determina al evaluar la presión en la corona por el factor de carga por un metro

$$Wds = \sigma_2 \times \text{factor} \times 1\text{m}$$

$$Wds = 8167.75 \text{ kg/m}^2 \times 1.95 \times 1\text{m}$$

$$Wds = 15927.11 \text{ kg/m}$$

4.2.1.6 PRESION LATERAL

Para el cálculo de la presión lateral, en primer lugar se calculará el coeficiente de Rankine (K_a), luego se multiplicara por la carga uniformemente distribuida rectangular.

$$K_a = \text{Tan}^2 (45 - \phi/2)$$

$$K_a = \text{Tan}^2 (45 - 30/2)$$

$$K_a = 0.333$$

$$Wls = K_a * Wds$$

$$Wls = 0.333 \times 15927.11 \text{ kg/m}$$

$$Wls = 5309.04 \text{ kg/m}$$

4.2.1.7 CARGA LATERAL TRIANGULAR

La carga lateral triangular vendra dado por el coeficiente de rankine por la carga parabolica distribuida.

$$W_{lts} = K_a * W_{ps}$$

$$W_{lts} = 0.333 \times 249.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{lts} = 83.22 \text{ kg/m}$$

para efectos de diseño la carga triangular se transformará en rectangular, así

$$W_{lts} = 83.22 \text{ kg/m} / 2$$

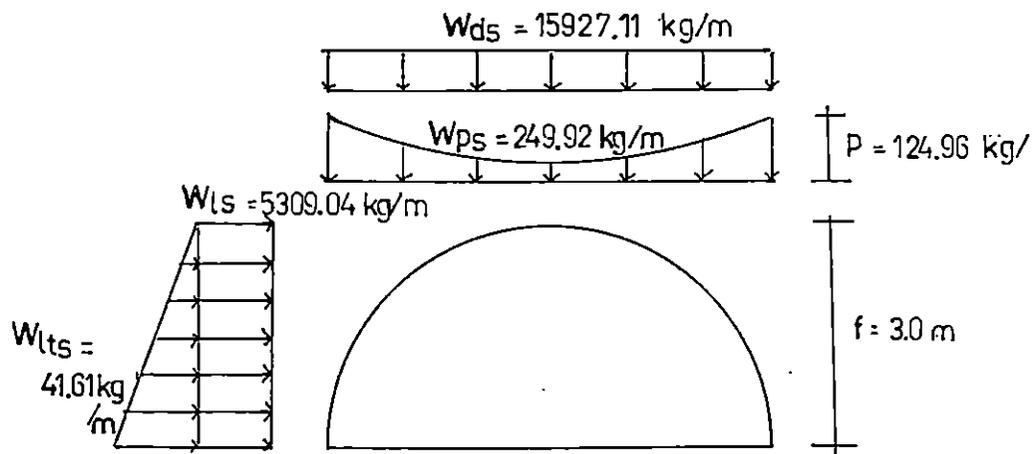
$$W_{lts} = 41.61 \text{ kg/m}$$

La carga total será:

$$CT = (5309.04 + 41.61) \text{ kg/m}$$

$$CT = 5350.65 \text{ kg/m}$$

Las cargas ocasionadas por el relleno se muestran en la figura 4.3



4.2.1.7 CARGA MUERTA DEBIDO AL PESO PROPIO DEL ARCO

Para ello, calcularemos primero el espesor del arco.

Conocidas las propiedades geométricas, cargas que actúan y materiales se procede a determinar el espesor aproximado de la corona y posteriormente el espesor en los apoyos, que será en nuestro caso el mismo en cualquier punto del arco.

Para esto se utilizan fórmulas empíricas y disposiciones obtenidas experimentalmente.

La tabla 4.1 proporciona el espesor en la corona, dependiendo de la luz y los materiales a utilizar.

TABLA 4.1 ESPESOR DE LA CORONA EN PIES, PARA OBRAS DE CRUCE

CLASE DE MATERIAL:	MENOR 20'	20' - 50'	50' - 150'	MAYOR 150'
CONCRETO REFORZADO	$0.03 (6 + L)$	$0.015 (30+L)$	$0.0001 (11000+L^2)$	$0.016 (75 + L)$

Donde:

L = Longitud de la obra (claro) en pies.

El espesor calculado deberá incrementarse en un 60% ya que el terraplén a soportar es mayor que 7m.

DATOS:

Material = Concreto reforzado

Claro = 19.68'

Luego, la fórmula a utilizar es:

$$E_{ac} = 0.03 * (6 + L)$$

Donde:

E_{ac} = Espesor de la bóveda en la corona

L = Longitud del arco en pies

Evaluando:

$$E_{ac} = 0.03 * (6 + L)$$

$$E_{ac} = 0.03 * (6 + 19.68)$$

$$E_{ac} = 0.7704'$$

incrementando en 60% :

$$E_{ac} = 0.7704' * 1.6$$

$$E_{ac} = 1.23264' \sim 0.38 \text{ m}$$

redondeando: $E_{ac} = 40 \text{ cm}$.

4.2.1.8 PESO DEL ARCO

El peso del arco corresponde al peso volumetrico del concreto por su espesor:

$$P_A = 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.40 * 1\text{m}$$

$$P_A = 960 \text{ kg/m}$$

factorando: $I = 1.3$ y $\beta = 1.0$; factor = $1.3 * 1.0 = 1.3$

$$P_A = 960 \text{ kg/m} * 1.3 = 1248.0 \text{ kg/m}$$

4.2.2 CARGA SISMICA

4.2.2.1 CARGA LATERAL DISTRIBUIDA.

Según los valores de la tabla 4.2 ,los coeficientes β_{EQ} y β_{IC} son igual a cero .entonces :

$$\tau=1.3 \quad , \beta_{EQ}=0 \quad , \beta_{IC}=0$$

$$\text{factor de carga sísmico} = 1.3 \times 0 \times 0$$

Por lo tanto como el factor es cero ,la carga sísmica se anularía al aplicarle este factor lo que significa que la carga sísmica no se debe considerar, sin embargo para considerar una condición mas desfavorable ,se tomara en cuenta dichas cargas sin factorar .La carga lateral sísmica podrá considerarse entonces como el 10% de la carga muerta que lo constituye el peso del arco y el peso del relleno sobre él.

Entonces :

$$W_{lde} = 0.1 * CM$$

$$CM = 960 \text{ kg/m} + (1600 \text{ kg/m}^3 * 21\text{m} * 1\text{m})$$

$$CM = 34560 \text{ kg/m}$$

$$W_{lde} = 0.1 * 34560 \text{ kg/m}$$

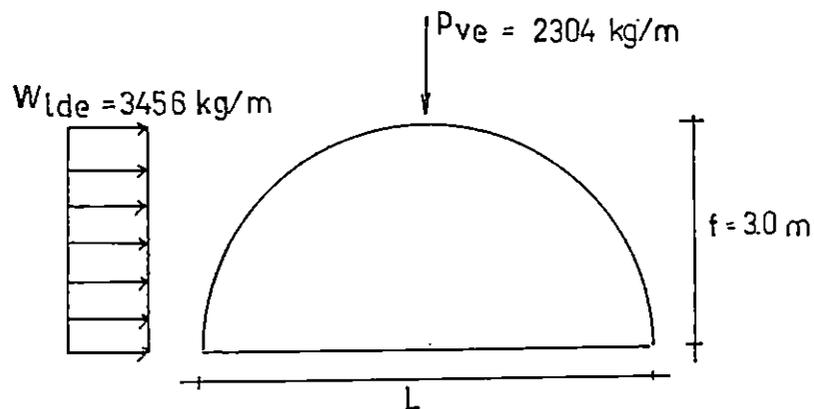
$$W_{lde} = 3456.0 \text{ kg/m}$$

4.2.2.2 CARGA PUNTUAL UBICADA EN EL EJE DE LA BOVEDA

$$P_{ve} = 2/3 * 3456.0 \text{ kg/m}$$

$$P_{ve} = 2304 \text{ kg/m}$$

En la figura 4.4 se muestra la carga sísmica actuante sobre el arco.



4.2.3 COMBINACION DE CARGAS

Dado que la carga viva es despreciable, sólo existe una combinación de cargas posible, carga muerta y sismo.

- Carga muerta
- Carga parabólica
- Carga lateral del suelo
- Carga lateral por sismo
- Carga puntual por sismo

Tabla 4.2 Resumen de los resultados de los análisis de cargas

CARGA MUERTA				SISMO		TOTAL
PESO ARCO DISTRIBUIDA RECTANGULAR VERTICAL	PESO DEL RELLENO			VERTICAL	LATERAL	Wds= 17175.11 Wps= 249.92 Wld= 8806.65 P = 2304.0
	VERTICAL		LATERAL			
	DIST. RECT.	PAR. COMP.	DIST. REC	C. PUNTUAL	DIST. RECT.	
$\tau = 1.3 \quad \beta = 1.0$	$\tau = 1.3$ $\beta = 1.5$	$\tau = 1.3$ $\beta = 1.5$	$\tau = 1.3$ $\beta = 1.5$	$\tau = 1 \quad EQ = 1$	$\tau = 1 \quad EQ = 1$	
1248 kg/m	15927.11	249.92	5350.65	2304.0	3456.0	

4.2.4 TABULACION DE DATOS

- a) Tabla 4.3, se muestra los ángulos de inclinación de curva con respecto a la horizontal, en una posición definida.
- b) Tabla 4.4, se presenta los cortantes y momentos en puntos a cada décimo del claro del arco, debidos a una carga rectangular uniformemente distribuida.
- c) Tabla 4.5, cortantes y momentos en varias secciones del arco, debidos a una carga parabólica.
- d) Tabla 4.6, cortantes y momentos en varias secciones del arco debidas a una carga puntual ubicada en el eje vertical de la bóveda.
- e) Tabla 4.7, cortantes y momentos debidos a una carga uniforme lateral.

f) Tabla 4.8, Se presenta la sumatoria global de todas las reacciones (cortante y momento) inducidas a la estructura por las cargas seleccionadas para el diseño.

a) **Tabla 4.3** Angulos de inclinación de curva, obtenidos de acuerdo a tabla 10 del apéndice, del texto "Pórticos y Arcos" de Valerian Leontovich.

$$\tan \varnothing = 4f/L (1 - 2x/L)$$

PUNTO	X	\varnothing	Y
1	0	90°	0
2	0.6	58° 00'	1.08
3	1.2	50° 12'	1.92
4	1.8	38° 40'	2.52
5	2.4	21° 48'	2.88
6	3.0	00° 00'	3.00
7	3.6	21° 48'	2.88
8	4.2	38° 40'	2.52
9	4.8	50° 12'	1.92
10	5.4	58° 00'	1.08
11	6.0	90° 00'	0

b)Tabla 4.4

PUNTO	MOMENTO (kg.m) M	AXIAL (kg) N	CORTANTE (kg) Q
1	0	8587.55	0
2	0	8101.47	0
3	0	6707.09	0
4	0	5498.71	0
5	0	4624.53	0
6	0	4293.77	0
7	0	4624.53	0
8	0	5498.71	0
9	0	6707.09	0
10	0	8101.47	0
11	0	8587.55	0

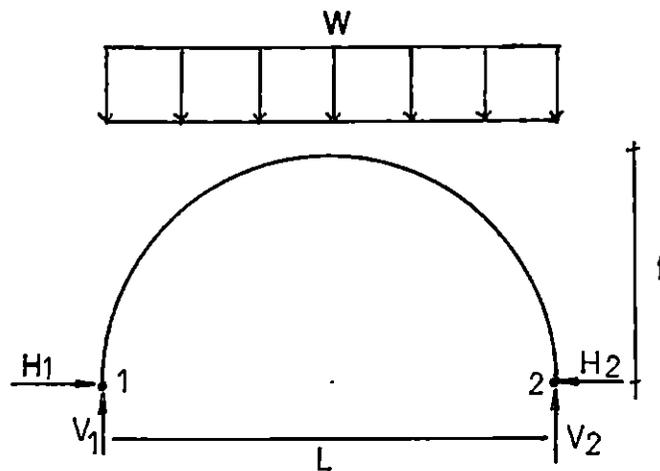
$$H_1 = H_2 = WL/8f$$

$$V_1 = V_2 = W/2$$

M (momento) y Q (cortante), son cero en cualquier sección del arco

$$N_x = H_1 \cos \varnothing + W(1/2 - x/L) \sin \varnothing, \text{ cuando } x < L/2$$

$$N_x = H_1 \cos \varnothing + W(x/L - 1/2) \sin \varnothing, \text{ cuando } x > L/2$$



c) Tabla 4.5

PUNTO	MOMENTO	AXIAL	CORTANTE
1	0	124.96	-35.70
2	-35.09	73.17	3.62
3	-63.44	43.59	-10.15
4	-84.25	32.87	-16.06
5	-96.96	33.52	-12.33
6	-101.24	35.70	0
7	-96.96	33.52	12.33
8	-84.25	32.87	16.06
9	-63.44	43.59	10.15
10	-35.09	73.17	-3.62
11	0	124.96	35.70

$$H_1 = H_2 = WL/14f$$

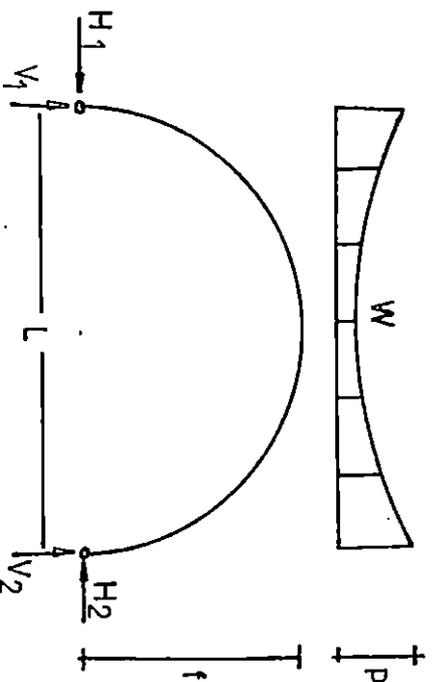
$$V_1 = V_2 = W/2$$

cuando $x < L/2$

$$M_x = \frac{WL}{16} (1 - (\frac{L-2x}{L})^4) - H_1 y$$

$$N_x = \frac{W(L-2x)^3}{2L} \text{sen } \varnothing + H_1 \text{cos } \varnothing$$

$$Q_x = \frac{W(L-2x)^3}{2L} \text{cos } \varnothing - H_1 \text{sen } \varnothing$$



d)Tabla 4.6

PUNTO	MOMENTO	AXIAL	CORTANTE
1	0	1152	-900
2	-280.80	1453.87	-152.77
3	-345.60	1461.16	45.95
4	-194.40	1422.47	337.16
5	172.80	1263.45	735.38
6	756.00	900	1152
7	172.80	1263.45	-735.38
8	-194.40	1422.47	-337.16
9	-345.60	1461.16	-45.95
10	-280.80	1453.87	152.77
11	0	1152	900

$$H_1 = H_2 = 25PL/128f$$

$$V_1 = V_2 = P/2$$

$$N_x = H_1 \cos \varnothing + \frac{P}{2} \sin \varnothing$$

cuando $x < L/2$

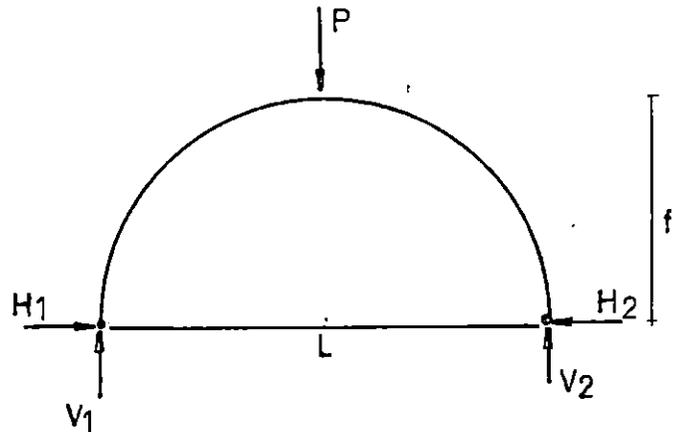
$$M_x = \frac{P}{2} x - H_1 y$$

$$Q_x = -H_1 \sin \varnothing + \frac{P}{2} \cos \varnothing$$

cuando $x > L/2$

$$M_x = \frac{P}{2} (L - x) - H_2 y$$

$$Q_x = H_1 \sin \varnothing - \frac{P}{2} \cos \varnothing$$



d)Tabla 4.6

PUNTO	MOMENTO	AXIAL	CORTANTE
1	0	1152	-900
2	-280.80	1453.87	-152.77
3	-345.60	1461.16	45.95
4	-194.40	1422.47	337.16
5	172.80	1263.45	735.38
6	756.00	900	1152
7	172.80	1263.45	-735.38
8	-194.40	1422.47	-337.16
9	-345.60	1461.16	-45.95
10	-280.80	1453.87	152.77
11	0	1152	900

$$H_1 = H_2 = 25PL/128f$$

$$V_1 = V_2 = P/2$$

$$N_x = H_1 \cos \varnothing + \frac{P}{2} \sin \varnothing$$

cuando $x < L/2$

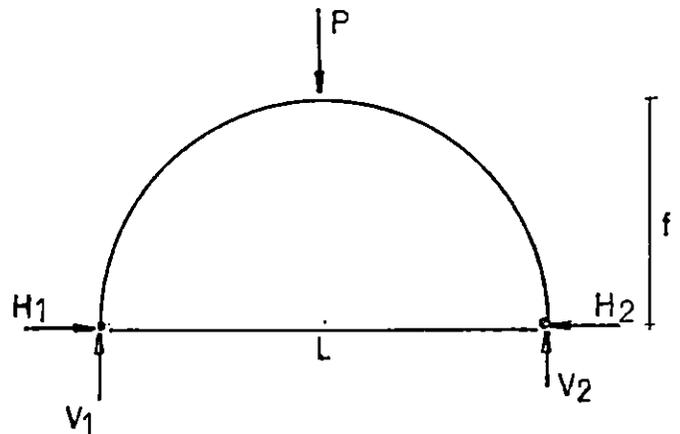
$$M_x = \frac{P}{2} x - H_1 y$$

$$Q_x = -H_1 \sin \varnothing + \frac{P \cos \varnothing}{2}$$

cuando $x > L/2$

$$M_x = \frac{P}{2} (L - x) - H_2 y$$

$$Q_x = H_1 \sin \varnothing - \frac{P \cos \varnothing}{2}$$



f)Tabla 4.8

PUNTO	MOMENTO	AXIAL	CORTANTE
1	0	7662.85	5354.76
2	3444.80	6108.02	1330.31
3	3615.84	6101.58	-870.89
4	2289.36	6454.14	-2092.01
5	734.07	7067.19	-2124.77
6	-288.81	7745.66	-1049.66
7	-1886.79	9075.37	-1832.83
8	-2656.45	10294.25	-468.05
9	-2598.13	11513.98	488.04
10	-1712.37	12829.00	1116.30
11	0	12066.17	3451.89

$$H_1 = -1060.99$$

$$V_1 = 12066.17$$

$$H_2 = 7745.66$$

$$V_2 = 7662.85$$

4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

El procedimiento a seguir para el diseño estructural consistirá en la construcción del diagrama de iteración analizando una sección de la bóveda de 1.0 m x 0.40 m, cuyo comportamiento será un elemento sometido a flexo compresión por lo que el análisis se basará en los principios básicos de diseño de columnas reforzadas, para lo que se harán las consideraciones siguientes:

- Acero de refuerzo propuesto varillas # 6
- Condiciones iniciales falla balanceada y flexión pura, para elementos a flexo-compresión.
- $\phi = 0.0025$ (Porcentaje refuerzo mínimo para paredes)
- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Concreto de alta resistencia)
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

4.3.1 DETERMINACION PERALTE EFECTIVO.

$$d = h - \text{recubrimiento} - D/2$$

Donde :

h : peralte total

d : peralte efectivo

D : diámetro de la varilla

Evaluando :

$$d = 40 \text{ cm.} - 6.0 \text{ cm.} - 0.952 \text{ cm}$$

$$d = 33.05 \text{ cm.}$$

4.3.2 UBICACIÓN DE CENTROIDE PLASTICO

Para obtener el centroide plástico se hará la consideración de falla balanceada tomada del libro de concreto reforzado de Edward Nawy, de tal forma que CP será la distancia de las fibras de compresión más alejadas hacia la parte media del peralte.

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}c_p &= h/2 \\ &= 40/2 \\ c_p &= 20 \text{ cm.}\end{aligned}$$

4.3.3 ANALISIS DE RESISTENCIA DE DISEÑO

4.3.3.1 ANALISIS POR CARGA AXIAL PURA

La primera condición a evaluar será la carga axial pura, correspondiente a la capacidad nominal afectada por el factor de reducción de carga axial. Además será afectada por el valor 0.7 para obtener la capacidad máxima.

$$P_o = \phi (0.85 f'_c * A_g + A_{st} * f_y)$$

$$\text{Donde : } \phi = 0.8$$

$$= 0.8 (0.85 \times 280 \times 100 \times 40 + 0.0025 \times 100 \times 33.05 \times 4200)$$

$$P_o = 789362.0 \text{ kg} = 789.362 \text{ Ton}$$

$$\phi P_n(\text{max}) = 0.7 (P_o)$$

$$= 0.7 (789.362) = 552.55 \text{ Ton}$$

4.3.3.2 ANALISIS EN CONDICION BALANCEADA PARA CARGA AXIAL Y FLEXION

La posición de la profundidad balanceada viene dada por:

$$C_b = \frac{6115}{6115 + f_y} d$$

$$C_b = \frac{6115}{6115 + 4200} \quad (33.05)$$

$$C_b = 19.59$$

$$\text{Si } \beta = 0.85$$

$$a_b = \beta C_b$$

$$a_b = 0.85 (19.59)$$

$$a_b = 16.65 \text{ cm.}$$

EVALUACION DE MOMENTO Y CARGA AXIAL PARA FALLA BALANCEADA

FLEXION:

$$\phi M_b = \phi [0.85 \times f'_c \times b \times a_b \times (h/2 - a_b/2) + A_{st} \times f_y \times (d - h/2)]$$

$$= 0.7 [0.85 \times 280 \times 100 \times 16.54 \times (20 - 8.33) + 8.26 \times 4200 \times (33.05 - 20)]$$

$$\phi M_b = 3532654.608 = 35.32 \text{ Ton. m}$$

$$\begin{aligned}\phi P_b &= \phi [0.85 \times f'_c \times b \times a_b - A_{st} \times f_y] \\ &= 0.7 [0.85 \times 280 \times 100 \times 16.65 - 8.26 \times 4200]\end{aligned}$$

$$\phi P_b = 254288.44 \text{ Kg} = 254.288 \text{ T.}$$

4.3.3.3 ANALISIS POR FLEXION PURA

$$a = A_{st} \times f_y / (0.85 \times f'_c \times b)$$

$$a = 8.26 \times 4200 / (0.85 \times 280 \times 100)$$

$$a = 1.457 \text{ cm.}$$

$$\phi M_n = \phi (A_s \times f_y \times (d - a/2))$$

$$\phi M_n = 0.9 (8.26 \times 4200 \times (33.05 - 1.457/2))$$

$$\phi M_n = 1009167.73 \text{ kg-cm} - 10.091 \text{ T. m}$$

4.3.4 DETERMINACION DE PUNTOS ADICIONALES

En el ploteo de puntos adicionales se consideran los valores máximos de a y c , quedando de la siguiente forma :

Si $C_{max} = h$ y $a = \beta C$ entonces :

$$a_{\max} = \beta C_{\max}$$

$$= 0.85 (40)$$

$$a_{\max} = 34.0 \text{ cm}$$

De tal forma que queda el intervalo así :

$$15.89 < a < 34.0$$

Utilizando $a = 30.0 \text{ cm}$.

$$c = a / \beta = 30.0 / 0.85$$

$$c = 35.29$$

$$e_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{(33.05 - 35.29)}{35.29}$$

$$e_s = 0.003 (-0.0635)$$

$$e_s = 0.000190$$

$$f_s = E_s \times e_s = 2.1 \times 10^6 \times (0.000190)$$

$$f_s = -399.88$$

$$f_s \leq f_y$$

Por lo tanto :

$$\phi P_n = \phi (0.85 f_c \times b \times a - A_s f_s)$$

$$\phi P_n = 0.7 (0.85 \times 280 \times 100 \times 30.0 - (8.26 \times -399.886)$$

$$\phi P_n = 512112.14 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 502.112 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi [0.85 f'_c x b x a (h/2 - a/2) + A_s x f_s (d - h/2)] \\ &= 0.7 [0.85 x 280 x 100 x 30 x (20 - 15) + 8.26 x (-399.86) x (33.05 - 20)]\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2468826.56 = 24.69 \text{ T. m}$$

Utilizando $a = 20.0 \text{ cm.}$

$$C = a / \beta = 20.0 / 0.85$$

$$C = 23.52$$

$$e_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \left(\frac{33.05 - 23.52}{23.52} \right)$$

$$e_s = 0.001215$$

$$f_s = E_s \cdot e_s = 2.1 \times 10^6 \times (0.001215)$$

$$f_s = 2552.678$$

$$f_s < f_y$$

De tal forma :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi (0.85 f'_c x b x a - A_s f'_s) \\ &= 0.7 [0.85 x 280 x 100 x 20 - (8.26 x 2552.678)]\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 318440.415 \text{ kg} = 318.44 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi [0.85 f'_c x b x a (h / 2 - a / 2) + A_s f'_s (d - h / 2)] \\ &= 0.7 [0.85 x 280 x 100 x 20 (20 - 10) + (8.26 x 2552.678)(33.05 - 20)]\end{aligned}$$

$$\phi M_n = 3524612.57 \text{ kg / cm} = 35.25 \text{ T. m}$$

Utilizando $a = 10.0 \text{ cm}$.

$$C = a / \beta = 10.0 / 0.85$$

$$C = 11.76$$

$$e_s = 0.003 \frac{d - C}{C} = 0.003 \frac{(33.05 - 11.76)}{11.76}$$

$$e_s = 0.005431$$

$$f_s = 2.1 \times 10^6 \times (0.005431)$$

$$f_s = 11405.33$$

$$f_s > f_y \quad \text{Rige } f_y$$

Entonces :

$$\begin{aligned}\phi P_n &= \phi (0.85 f'_c x b x a - A_s f'_s) \\ &= 0.7 [0.85 x 280 x 100 x 10 - (8.26 x 4200)]\end{aligned}$$

$$\phi P_n = 142315.60 \text{ kg} = 142.315 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi [(0.85 f'_c x b x a x (h / 2 - a / 2) + A_s f'_s (d - h / 2)] \\ &= 0.7 [(0.85 x 280 x 100 x 10 x (20 - 5) + (8.26 x 4200 x (33.05 - 20))\end{aligned}$$

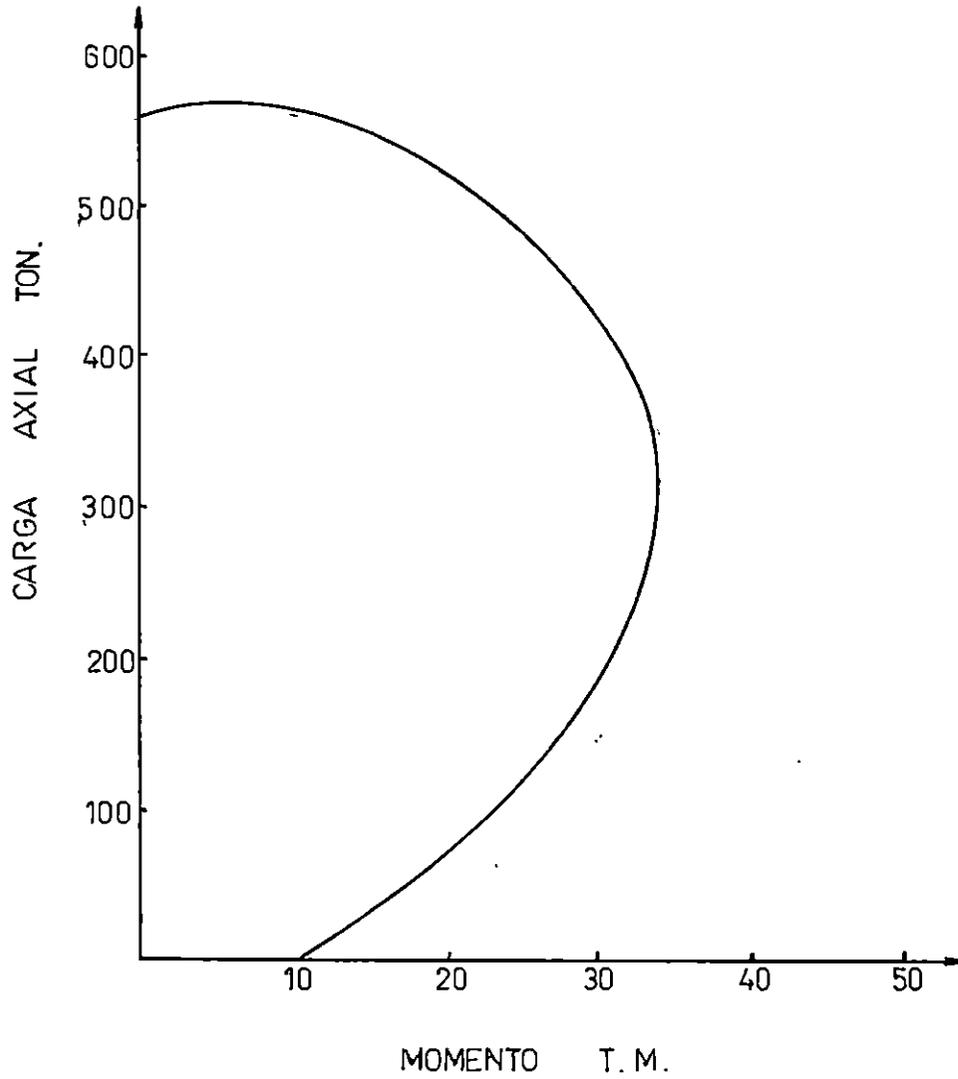
$$\phi M_n = 2815911.42 \text{ kg / cm} = 28.159 \text{ T. m}$$

Para obtener el diagrama se hará un cuadro resumen que se presenta a continuación :

CUADRO RESUMEN PARA OBTENER EL DIAGRAMA DE ITERACCION

	Mn (T.m)	Pn(Ton)
CARGA AXIAL PURA	0.0	552.55
	24.69	502.112
	35.25	318.44
CONDICION BALANCEADA	35.326	254.288
	28.159	142.315
FLEXION PURA	10.09	0.0

DIAGRAMA DE REFUERZO (ITERACION)



PARA $\rho = 0.0025$

ESC: H : 1:500

ESC V : 1:5000

4.3.6 CALCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR FLEXO-COMPRESION .

Se han analizado anteriormente los momentos máximos tanto positivos como negativos con su respectiva carga axial de donde se obtuvo :

$$M \text{ max POSITIVO} = 3615.84 \text{ kg} \cdot \text{mt} \quad P_n = 6101.58 \text{ kg}$$

$$M \text{ max NEGATIVO} = 2656.45 \text{ kg} \cdot \text{mt} \quad P_n = 102.94 \text{ kg}$$

A partir de estos valores se determinará el área de refuerzo necesaria, para esto se utilizará la curva de refuerzo mínimo para bóvedas $\rho_{\min} = 0.0025$ que se graficó y que para poder plotear los valores deberán factorarse con el valor utilizado en flexo-compresión igual a 0.7.

$$M_u + = 0.7 \times 3615.84 = 2531.08 \text{ kg} \cdot \text{mt}$$

$$P_u = 0.7 \times 6101.58 = 4271.10 \text{ kg}$$

$$M_u - = 0.7 \times 2656.45 = 1859.51 \text{ kg} \cdot \text{mt}$$

$$P_u = 0.7 \times 10294.25 = 7205.97 \text{ kg}$$

Al evaluar los valores factorizados en el diagrama de refuerzo mínimo, es evidente la holgura con que se cuenta para el diseño; por lo tanto en este caso regirá el porcentaje de refuerzo mínimo para bóvedas : $\rho_{\min} = 0.0025$

Debido a la acción de momento positivos y negativos en la estructura, el refuerzo mínimo se colocará dividido en el lecho superior e inferior respectivamente de tal forma que :

$$\rho \text{ lecho superior} = 0.00125$$

$$\rho \text{ lecho inferior} = 0.00125$$

4.3.6.1 CALCULO AREA DE REFUERZO .

$$A_s = \rho \times b \times h$$

Donde :

$$\rho = 0.00125$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Tenemos :

$$A_s = 0.00125 \times 100 \times 40$$

$$A_s = 5.0 \text{ cm}^2$$

Al evaluar los valores factorizados en el diagrama de refuerzo mínimo, es evidente la holgura con que se cuenta para el diseño; por lo tanto en este caso regirá el porcentaje de refuerzo mínimo para bóvedas : $\rho_{\min} = 0.0025$

Debido a la acción de momento positivos y negativos en la estructura, el refuerzo mínimo se colocará dividido en el lecho superior e inferior respectivamente de tal forma que :

$$\rho \text{ lecho superior} = 0.00125$$

$$\rho \text{ lecho inferior} = 0.00125$$

4.3.6.1 CALCULO AREA DE REFUERZO .

$$A_s = \rho \times b \times h$$

Donde :

$$\rho = 0.00125$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

Tenemos :

$$A_s = 0.00125 \times 100 \times 40$$

$$A_s = 5.0 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el área de acero requerida es 5.0 cm^2 para momento positivo y 5.0 cm^2 para momento negativo .

4.3.6.2 SEPARACION DEL REFUERZO

As propuesta con varillas # 6

$$A_v = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{5 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 1.75 \approx 2 \text{ varillas}$$

Separación :

$$S = \frac{b}{\# \text{ var}} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$S = 50.0 \text{ cm}$$

El análisis anterior concluye de la forma siguiente :

Lecho Superior como Inferior :

VARILLAS # 6 @ 50 cm

4.3.6.3 LONGITUD DE DESARROLLO.

El A.C.I. 318-89 en su artículo 12.5 expresa la longitud de desarrollo de gancho y se procede a calcular con $f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$ el siguiente valor :

$$L_{hb} = 318 \text{ db} / \sqrt{f'c}$$

$$L_{hb} = 318 \times 1.91 / \sqrt{280 \text{ kg / cm}^2} = 36.29 \text{ cm}$$

Análisis de los requerimientos en el artículo 12.5.3 respecto a la aplicación del factor aplicables a varillas # 11 y menores, en el que el recubrimiento no debe ser menor de 6.3 cm y para gancho de 90° el recubrimiento en la extensión de la varilla mas allá del gancho no debe ser menor de 5 cm.

El factor a aplicar es 0.7, por lo tanto

$$L_{hb} = 0.7 \times 36.29 \text{ cm} =$$

$$L_{hb} = 25.40 \text{ cm}$$

L_{hb} no debe ser menor de 8 db ni menor de 15 cm.

$$8 \text{ db} = 8 \times 1.905 = 15.24$$

$$L_{hb} = 25.40 \text{ cm} > 8 \text{ db y } 15 \text{ cm}$$

4.3.6.4 REFUERZO POR TEMPERATURA .

En cuanto el refuerzo por temperatura mínimo para bóvedas se ha asignado el valor de $2.64 \text{ cm}^2 / \text{mt}$.

El área de refuerzo por temperatura para un gancho de 1.0 mt. es :

$$A_{st} = 2.64 \text{ cm}^2 / \text{mt} \times 1 \text{ mt} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Si se mantiene el mismo concepto aplicado al porcentaje de refuerzo tendríamos que repartir el refuerzo por temperatura en ambos lechos, de tal forma que el área en el lecho superior es : $A_{st} = 1.32 \text{ cm}^2$ Así como en el lecho inferior.

En el detalle del refuerzo se analizará en primer lugar el apartado 7.12.2.2 del A.C.I. en el que la separación del acero no debe ser mayor 5 veces el espesor de la losa ni mayor de 45 cm.

Si se utiliza varillas # 3 tendremos :

$$\begin{aligned} \# \text{ varillas} &= \frac{A_s}{A_x} = \\ &= \frac{1.32}{0.71} = 1.85 \approx 2 \text{ varillas} \end{aligned}$$

2 varillas repartidas en 100 cm, corresponde a una separación de 50 cm, la norma menciona que no debe de ser mayor a 45 cm, sin embargo se reducirá esta separación para obtener una mejor respuesta a la contracción y temperatura de tal forma que quedará :

3 @ 40 cm.

NOTA : Como apartado se sugiere que al utilizar varillas # 6 colocada en doble Parrilla de refuerzo, no deberán coincidir la línea de refuerzo superior con la inferior .

4.3.7 REVISION POR CORTANTE

Al evaluar el cortante se procederá a tomar el mayor valor obtenido en la tabla de cortante considerada para el arco en mención; por lo tanto :

$$V_{\max} = 7205.97 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante será :

$$V_u = \frac{7205.97}{(100 \times 31.55) \text{ cm}^2}$$

$$V_u = 2.28 \text{ kg / cm}^2$$

Se compara con el esfuerzo cortante permisible:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \text{ kg / cm}^2$$

$$V_c = 7.68 \text{ cm}^2$$

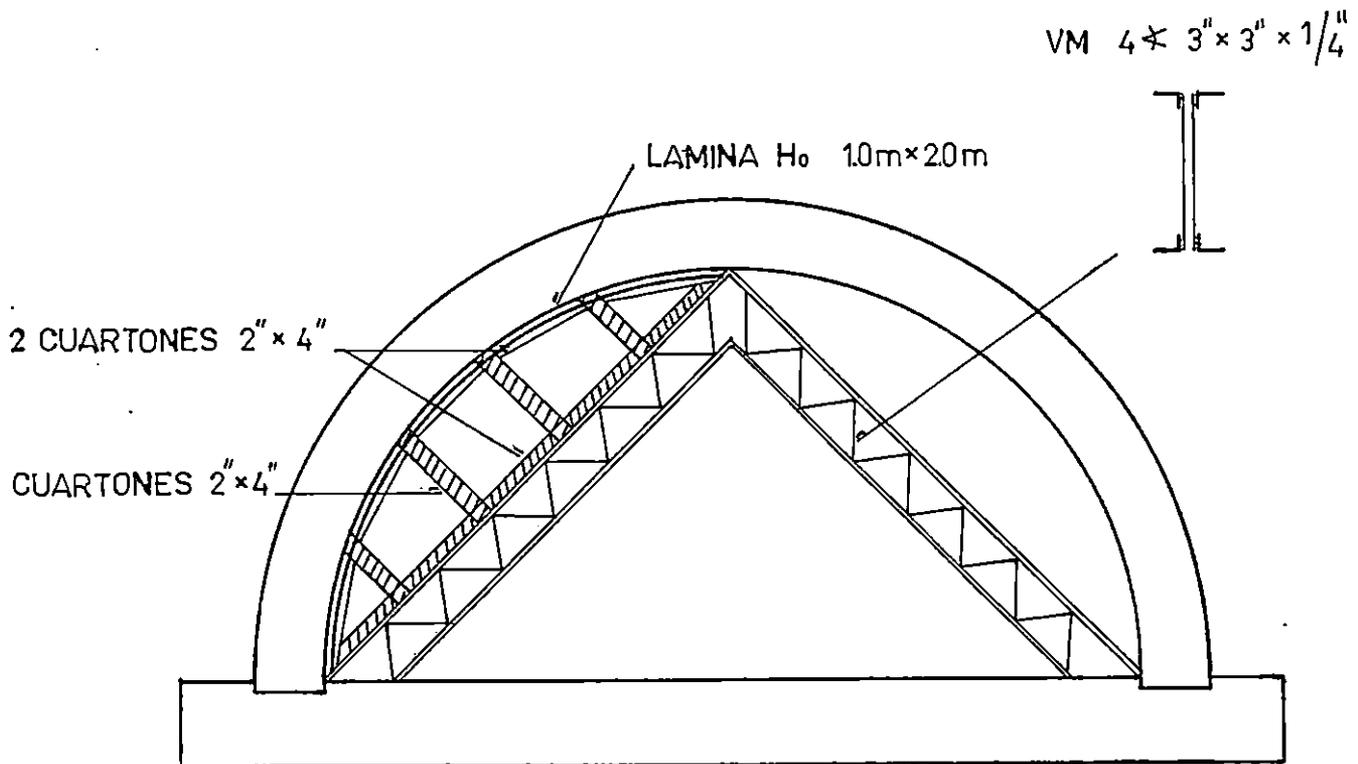
$$V_u \leq 0.5 \times 0.85 \times 7.68$$

$$2.28 \leq 3.26 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto: **La sección de concreto es capaz de resistir el cortante.**

4.4 PROPUESTA DE ENCOFRADO.

En este caso, se utilizará un encofrado tipo, propuesto por una empresa con experiencia en construcción de estructuras curvas de concreto reforzado, cabe aclarar, que no se profundizará en el diseño estructural del encofrado, puesto que no está dentro de los alcances de nuestro estudio.



ESQUEMA DE ENCOFRADO

4.5 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

4.5.1 GENERALIDADES

La subestructura es la parte de la bóveda en la que se apoya el arco o superestructura, además se encarga de transmitir las cargas al suelo soportante.

Se tratará de proporcionar un modelo estructural y arquitectónico, capaz de resistir las cargas a las que estará sometida dicha estructura.

El análisis estructural se hará considerando un ancho de diseño de un metro de longitud.

La subestructura deberá soportar la presión del suelo que sostiene, su propio peso y las reacciones del arco.

El tipo de subestructura a analizar será una especie de zapata combinada de concreto reforzado.

4.5.2 ESFUERZOS EN EL SUELO

Las cimentaciones se consideran bajo la acción de fuerzas descendentes, debidas a cargas super impuestas, que serán resistidas por la presión ascendente ejercida por el material de fundación.

Esta presión se distribuye a través del área de la base de la cimentación y su forma de distribución dependerá de la excentricidad resultante de las fuerzas descendentes con respecto al eje que pasa por la mitad de la base (AASHTO 4-4-5-1).

La ubicación de la resultante dependerá de la distribución geométrica y cuantitativa de las cargas.

Si la excentricidad de la resultante es mayor que $B/6$, siendo "B" el ancho de la cimentación, la resultante estará fuera del tercio medio.

Una forma de encontrar la distribución de presiones en la base de la zapata es dividiéndola en tres partes iguales, la posición puede caer dentro de cualquiera de las terceras partes en que se seccionó la base de la zapata.

4.5.3 REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE LA ZAPATA.

- La profundidad a desplantar dependerá del material de fundación y de la posibilidad de excavación. Excepto en los casos donde se encuentre roca sólida y otros casos especiales, la cimentación deberá ubicarse a una profundidad no menor que 1.219 m (4'), debajo de la cama permeable del río o quebrada (AASHTO 4-4-2); para el caso particular de este estudio, de

acuerdo a la recomendación del Laboratorio de Suelos, la cimentación deberá desplantarse 1.50 m.

- El diseño debe resistir con un margen de seguridad el efecto de flexión, el cortante y hundimiento del material de fundación en el punto de máxima presión.
- La zapata debe diseñarse para que se trabaje con una distribución uniforme de esfuerzos en el suelo, lo cual no es posible en el caso de una zapata combinada para una bóveda, ya que la distancia desde el rostro externo del arco al extremo de la zapata es pequeña en la mayoría de los casos, con el objetivo de que el relleno no transmita mucha flexión y así resulte más económica la sección resultante del diseño. Cabe mencionar que las fuerzas en el arco pueden invertirse, por lo que el desplante de la zapata fuera del arco tiene que ser igual en los dos lados, generando siempre una excentricidad diferente de cero, por lo tanto la distribución de presiones en el suelo no es uniformemente distribuida.
- Habrá juntas de contracción y expansión, distribuidas a intervalos no mayores de 9.84m (30') y de 29.53m (90'), respectivamente (AASHTO 5-6).
- Deberá proveerse de refuerzo por temperatura, en un área no menor de 2.64 cm² de refuerzo por un metro de longitud (AASHTO 7-4-2).
- El dimensionamiento de la zapata deberá ser tal que resista las sollicitaciones de carga a que estará sometida la estructura. El procedimiento para ello es iterativo, lo que implica seleccionar dimensiones preliminares con las que se

inicie la revisión por flexión y cortante; deberá revisarse además, que las presiones existentes en la base de la zapata, no superen la capacidad soportante del suelo.

- La estabilidad lateral de la zapata no se tomará en cuenta, cuando su peralte sea pequeño en comparación con su longitud o ancho de la zapata, ya que además se considera que el suelo adyacente a la estructura, proporciona un arriostramiento lateral.
- Se deberá tomar en cuenta además los respectivos requerimientos del ACI 318.

4.6 ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA

4.6.1 GENERALIDADES

La cimentación o subestructura, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha o superestructura y el terreno que se apoya. Su función es lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya.

En este apartado en el análisis y diseño propiamente de la cimentación se incluirá en forma teórica y aplicación lo siguiente:

- a) El análisis del sistema suelo - cimentación - superestructura y la determinación de fuerzas internas.
- b) Revisión de la capacidad de carga del suelo.
- c) El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura.

El tipo de subestructura a diseñar será una zapata combinada de concreto reforzado que sea capaz de resistir las cargas a que será sometida la estructura; en el análisis se considera siempre un ancho de diseño de 1.0 m de longitud.

4.6.2 CARGAS ACTUANTES

Se considera que la zapata debe soportar la presión que ejerce la tierra que sostiene, su propio peso y las reacciones provenientes del arco.

4.6.2.1 CARGA VIVA

La carga viva no se tomará en cuenta debido a que se asumen las mismas consideraciones que para el arco.

4.6.2.2 CARGA MUERTA

La constituye el peso de la zapata.

$$W_{pz} = \gamma_c * h * b$$

Donde :

γ_c = peso volumétrico del concreto

h = Altura o peralte de la zapata

b = Franja de análisis

Datos :

$$\gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$b = 1.0 \text{ m (Ancho de franja)}$$

Evaluando :

$$W_{pz} = 2.4 \times 0.6 \times 1.0$$

$$W_{pz} = 1.44 \text{ T/m}$$

4.6.2.3 PRESION DEL SUELO

La presión del suelo será una fuerza uniforme distribuida evaluada de la siguiente forma:

$$W_s = \gamma_s * H * b$$

Donde :

W_s = presión del suelo por metro lineal

γ_s = Peso volumétrico del suelo

H = Altura del relleno.

Datos :

$$\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$$

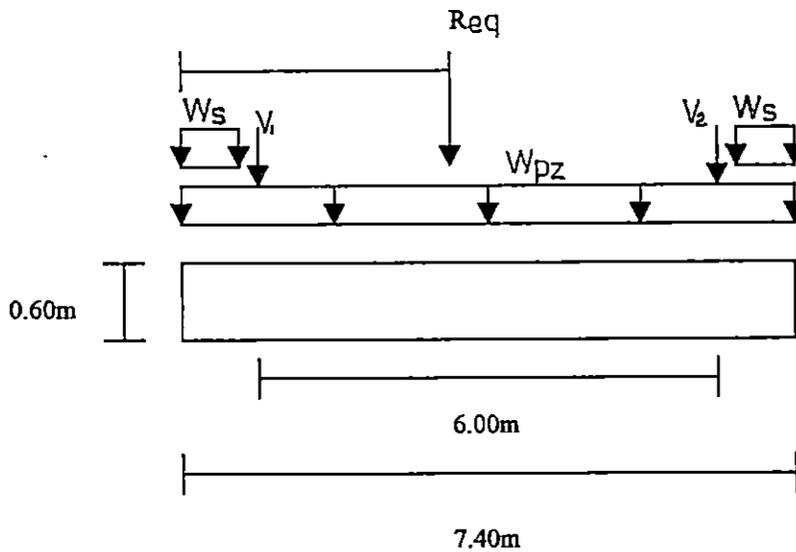
$$H = 24.0 \text{ m}$$

Evaluando :

$$W_s = 1.6 \text{ T/m}^3 \times 24.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$$

$$W_s = 38.40 \text{ T/m}$$

4.6.3 POSICION DE LA RESULTANTE EN LA ZAPATA



$$W_{pz} = 1.44 \text{ T/m}$$

$$W_s = 38.4 \text{ T/m}$$

$$V_1 = 12.07 \text{ T}$$

$$V_2 = 7.66 \text{ T}$$

$$\sum M_o = 0$$

$$X_R = [(38.4 \text{ T/m}) (0.5\text{m}) (0.25 \text{ m}) + (12.07 \text{ Ton}) (0.70\text{m}) + \\ + (1.44 \text{ T/m}) (7.4\text{m}) (3.7 \text{ m}) + (7.66 \text{ Ton}) (6.70 \text{ m}) + \\ + (38.4 \text{ T/m}) (0.5\text{m}) (7.15\text{m})]$$

$$X_R = \frac{241.2782 \text{ T.m}}{R}$$

$$X_R = \frac{241.2782 \text{ T.m}}{68.782 \text{ T}}$$

$$X_R = 3.5 \text{ m}$$

Calculando la excentricidad:

$$e = L/2 - X_R$$

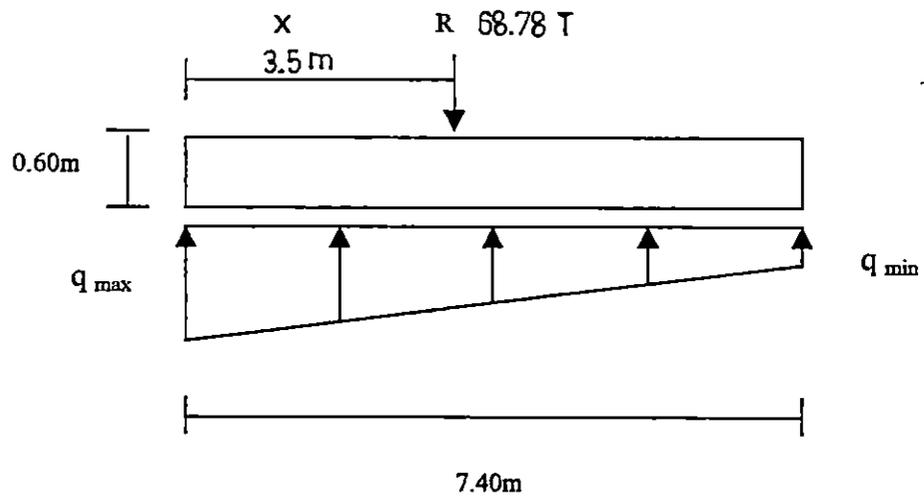
$$e = \frac{7.4}{2} - 3.5$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

El signo positivo indica que la resultante de fuerzas verticales se encuentra en la mitad izquierda de la base de la zapata.

Dado que " $L/6$ " (1.23m) es mayor que " e " (0.20 m), entonces la resultante cae dentro del tercio medio de la base de la zapata.

Por lo tanto, la distribución de esfuerzos en el suelo será:



4.6.4 CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL SUELO

4.6.4.1 CALCULO DEL ESFUERZO MINIMO

$$q \text{ min} = \frac{\sum F_v}{BL} \left[1 - \frac{6e}{L} \right]$$

$$q \text{ min} = \frac{68.782 \text{ Ton}}{(1\text{m})(7.4\text{m})} \left[1 - \frac{6(0.20\text{m})}{7.4\text{m}} \right]$$

$$q \text{ min} = 7.79 \text{ Ton/m}^2 < q \text{ admisible (15 Ton/m}^2)$$

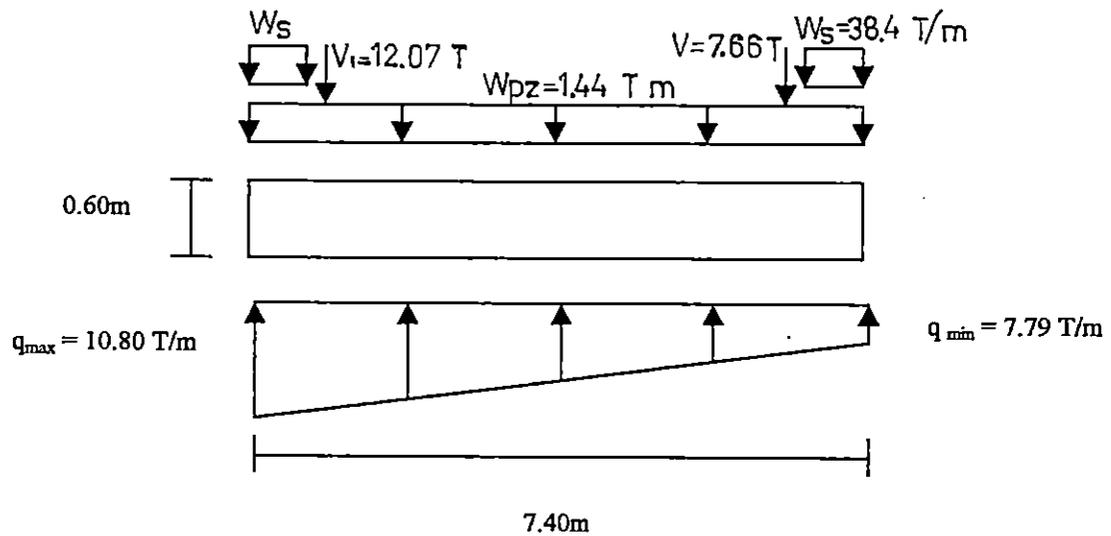
4.6.4.2 CALCULO DE ESFUERZO MAXIMO

$$q \text{ max} = \frac{\sum F_v}{BL} \left[1 + \frac{6e}{L} \right]$$

$$q \text{ max} = \frac{68.782 \text{ Ton}}{(1\text{m})(7.4\text{m})} \left[1 + \frac{6(0.20\text{m})}{7.4 \text{ m}} \right]$$

$$q \text{ max} = 10.80 \text{ Ton/m}^2 < q \text{ admisible (15 Ton/m}^2)$$

En resumen, la condición real a la que se encuentra la zapata, es:



4.6.5 CONSTRUCCION DE DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE

A continuación, con el objetivo de conocer el valor de los momentos y cortantes internos inducidos en la subestructura, se procederá a determinar las diferentes ecuaciones que rigen a lo ancho de la subestructura, por medio de cualquier método de análisis estático.

1) $0.0 \leq 0.5$

$$M = 0.068 x^3 - 16.02 x^2$$

$$V = 0.20 x^2 - 32.04 x$$

2) $0.5 < x \leq 0.7$

$$M = 0.068 x^3 + 3.18 x^2 - 19.2 x + 4.80$$

$$V = 0.20 x^2 + 6.36 x - 19.2$$

3) $0.7 < x \leq 6.7$

$$M = 0.068 x^3 + 3.18 x^2 - 31.27 x + 13.25$$

$$V = 0.20 x^2 + 6.36 x - 31.27$$

4) $6.7 < x \leq 6.10$

$$M = 0.068 x^3 + 3.18 x^2 - 38.93 x + 64.57$$

$$V = 0.20 x^2 + 6.36 x - 38.93$$

5) $6.9 < x \leq 7.40$

$$M = 16.02 x^3 - \frac{(0.026 x + 0.30 x^3 + 0.75 x^2)}{0.207 x + 1.505}$$

$$V = 0.20 x^2 - 30.545 x$$

EVALUACION Y TABULACION DE DATOS

VALOR X	MOMENTO	CORTANTE
0	0	0
0.50	- 4.0	- 15.97
0.70	- 7.06	-14.65
1.0	- 14.77	- 24.71
1.5	- 26.27	- 21.28
2.0	- 36.03	- 17.75
2.5	- 43.99	- 14.12
3.0	- 50.10	- 10.39
3.5	- 54.32	- 6.56
4.0	- 56.60	- 2.63
4.5	- 56.87	+ 1.40
5.0	- 55.1	5.53
5.5	- 51.23	9.76
6.0	- 45.20	14.09
6.9	- 30.31	14.48
7.0	- 2.47	+ 12.69
7.40	0	0

DIAGRAMA DE CORTANTES

— CORTANTE

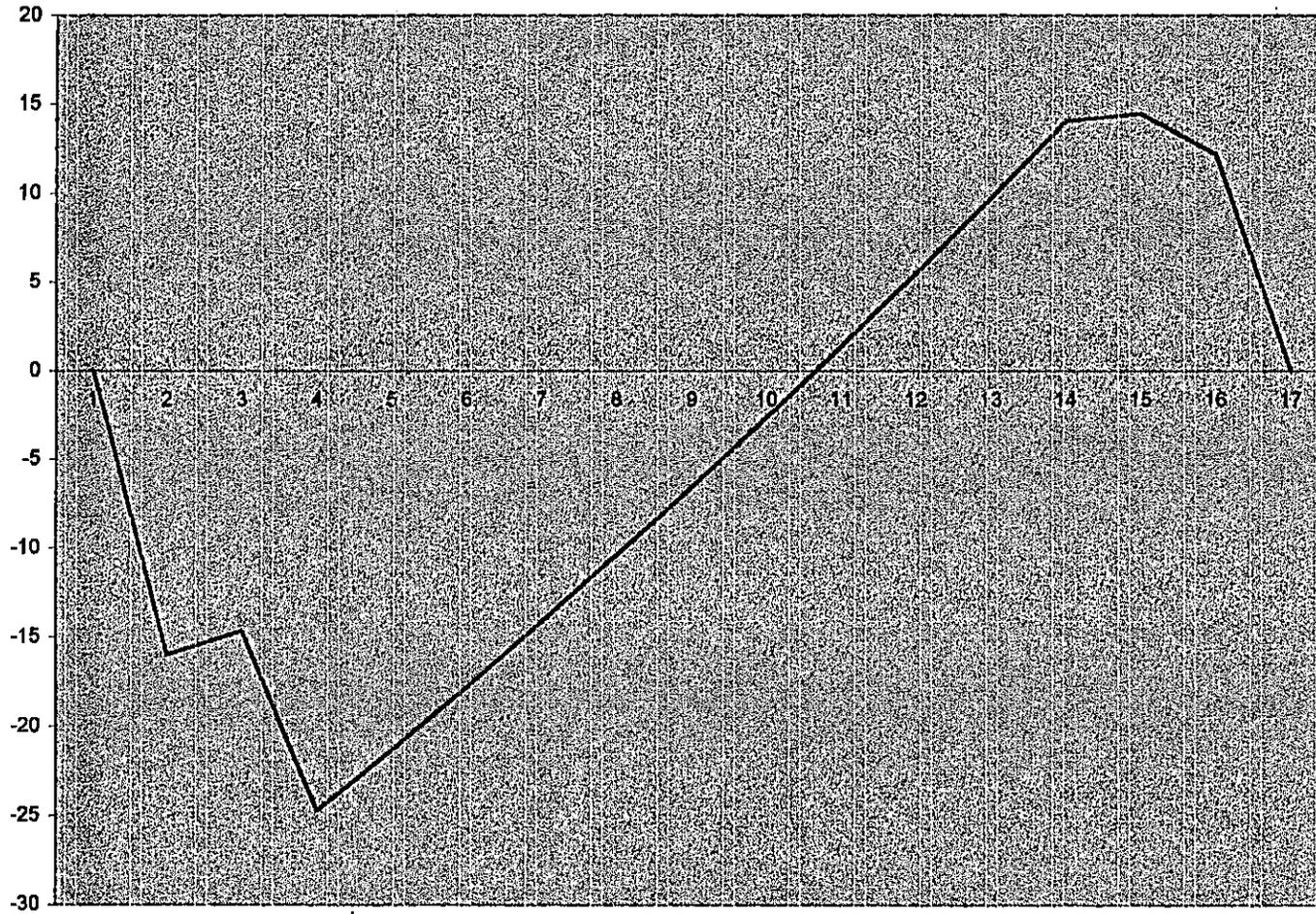
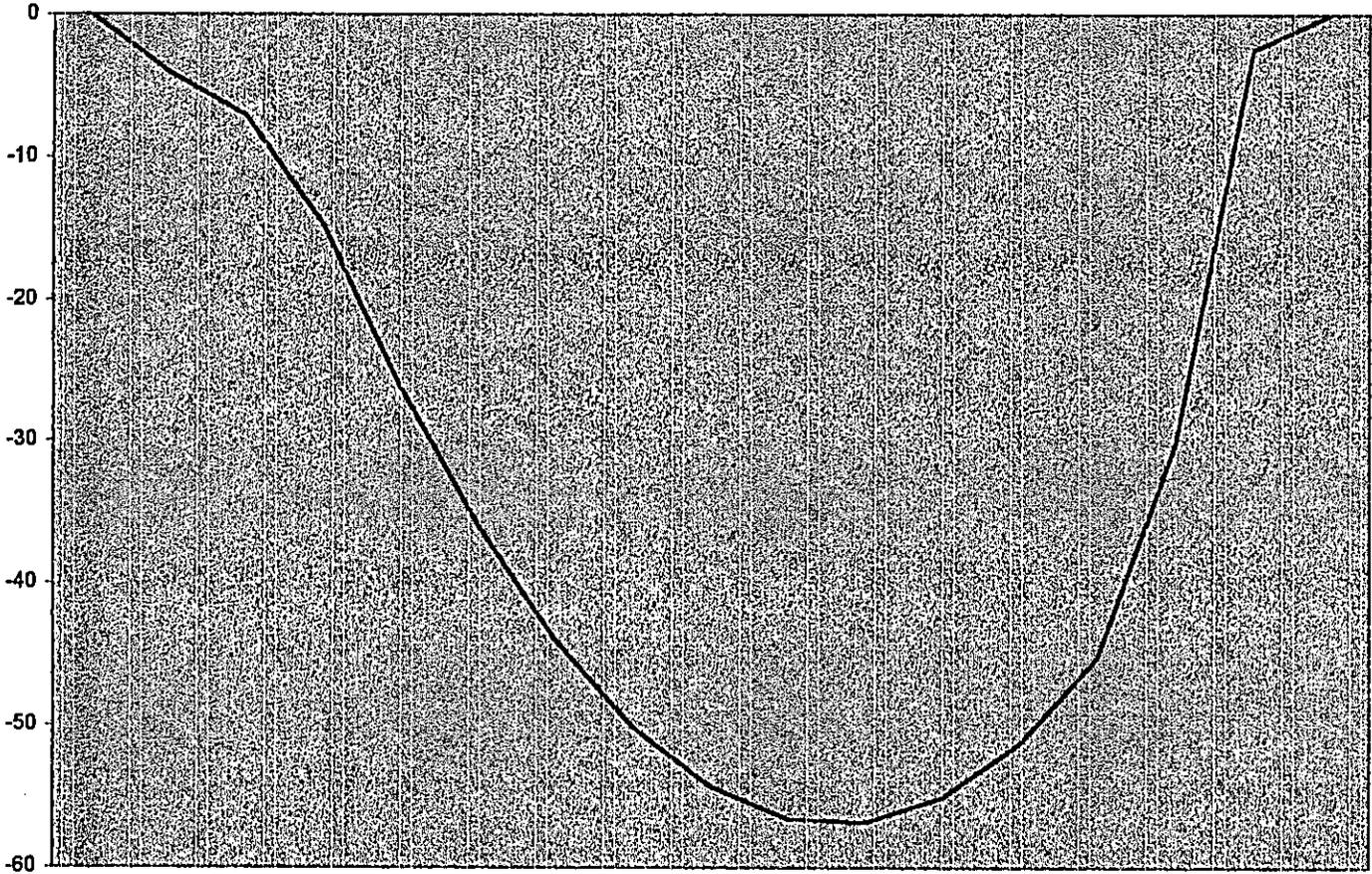


DIAGRAMA DE MOMENTOS

— MOMENTO



4.7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUBESTRUCTURA

4.7.1 DISEÑO POR FLEXION DE LA SUBESTRUCTURA

A continuación se realiza el análisis de la subestructura, para ello la distribución de cortante y momento en la dirección longitudinal se muestra en la figura 4.7.1.

Se tomará el valor del momento máximo mostrado en el diagrama.

El valor de momento a considerar es:

$$M = 56.87 \text{ T. m}$$

Factorando este valor:

$$\text{Momento dominante } Mn = \frac{M_u}{\phi} = \frac{56.87}{0.9} = 63.19 \text{ T. m}$$

$$Mn = As Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Se hará la suposición que $\left(d - \frac{a}{2} \right) \approx 0.9 d$

Evaluando :

$$63.19 \times 100,000 = As (4200) (0.9) (52.5)$$

$$As = 31.84 \text{ cm}^2$$

7 varillas # 8 en en el lecho superior.

DETALLE DE REFUERZO

Se tiene:

$$S = \frac{A_v * b}{A_{nec}}$$

En donde:

S = Separación

A_v = Area de la varilla

b = Ancho de franja de análisis

A = Area necesaria

Usando varillas # 8 con área de 5.07 cm²

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ cm}}{31.84 \text{ cm}^2}$$

$$S = 15.92 \text{ cm} \approx S = 15 \text{ cm}$$

La distribución del refuerzo será # 8 @ 15.0 cm. En el lecho superior.

REFUERZO EN EL LECHO INFERIOR.

Se puede observar que en el diagrama de momento de la subestructura el comportamiento solo refleja momentos negativos actuantes. Sin embargo se considerará el refuerzo mínimo en el lecho inferior como requisito del ACI.

ECUACION REFUERZO MINIMO .

$$A_s = \rho_{\min} * b * d$$

En donde:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

$$A_s = \frac{14}{F_y} b * d$$

Evaluando :

$$A_s = \frac{14}{4200 \text{ kg/cm}^2} (100 \text{ cm}) (52.5 \text{ cm})$$

$$A_s = 17.50 \text{ cm}^2$$

El refuerzo mínimo corresponde a 4 varillas # 8

DETALLE DE REFUERZO.

Se tiene:

$$S = \frac{A_v \times b}{A_{\text{nec}}}$$

Evaluando :

$$S = \frac{5.07 \times 100 \text{ cm}}{17.50 \text{ cm}^2}$$

$$S = 28.97 \text{ cm} \approx S = 25.0 \text{ cm.}$$

La distribución del refuerzo será # 8 @ 25.0 cm. En el lecho inferior.

4.7.2 REVISION POR CORTANTE

A continuación se procede a la revisión de la cimentación por esfuerzo cortante, el objeto principal es determinar si el concreto absorberá dichas fuerzas o si será necesario incluir acero a la estructura.

El valor de fuerza cortante máximo obtenido en el diagrama es:

$$V \text{ max} = 24.71 \text{ Ton (24710.0 kg)}$$

Capacidad del concreto al esfuerzo cortante:

$$\sigma V_c = 0.29 \sqrt{f'c}$$

$$d = 60-7.5 \text{ cm}$$

$$\sigma V_c = 0.29 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$d = 52.5 \text{ cm}$$

$$\sigma V_c = 4.853 \text{ kg/cm}^2$$

El refuerzo cortante último actuante vendrá dado por:

$$\sigma V = \frac{V \text{ max}}{\text{Ancho de diseño} * \text{peralte}} = \frac{V \text{ max}}{100 * d}$$

$$\sigma V = \frac{24710.0 \text{ kg}}{100 \text{ cm} * 52.5 \text{ cm}}$$

$\sigma V = 4.71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma Vc$, por lo tanto, la zapata no requiere de refuerzo por cortante, ya que el concreto absorbe los esfuerzos inducidos.

LONGITUD DE DESARROLLO.

Deberá tomarse en cuenta las consideraciones del A.C.I. 318-89, referidas a la longitud de desarrollo del refuerzo sujeto a flexión : 12.10.1, 12.10.3, 12.10.4 y 12.10.5.(ver anexo A.4)

REFUERZO POR TEMPÉRATURA

El refuerzo a proporcionar será por lo menos 1/8 Pulg ²/pie, es decir 2.64 cm²/m, y la separación máxima permisible será tres veces el espesor de la losa o 45 cm. la menor. (AASHTO 8.20)

REVISION COMPATIBILIDAD ACERO Y CONCRETO

En el análisis de una sección rectangular el porcentaje máximo permisible del refuerzo es $0.75 \rho_b$ considerando una sección simplemente reforzada.

Entonces tendremos:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f'c}{f_y} \frac{6030}{6030 + f_y}$$

Al analizar la sección a tensión tendremos:

$$A_s = 31.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{sb} = \rho_b \times b \times d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 (0.85) (280)}{4200} \times \frac{6030}{6030 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.0284$$

$$A_{sb} = 0.0284 \times 100 \times 52.5$$

$$A_{sb} = 149.05 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de refuerzo para el área de tensión:

$$\rho = \frac{A_s}{bxd} = \frac{31.84}{100 \times 52.5}$$

$$\rho = 0.00606$$

Por lo tanto:

$$A_s < A_{sb} ; \rho < \rho_b$$

Y cumpliendo la condición que exige el A.C.I. limitando la cantidad máxima de acero a 75% de la requerida para una sección balanceada.

se tiene:

$$\rho \leq 0.75 \rho_b$$

$$0.006 \leq 0.0213$$

Por lo tanto, el concreto no sufre agrietamiento cuando el acero llega a E_y , lo que garantiza que no habrá corrosión del acero por infiltración de humedad a través de posible agrietamiento en el concreto.

El porcentaje máximo permisible del refuerzo para una sección doblemente reforzada se expresa como:

$$\rho \leq 0.75 \rho_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

Sin embargo en el análisis, el refuerzo a compresión no se toma en cuenta debido a que es insignificante para los propósitos de diseño.

Como complemento es de destacar que en las normas técnicas de práctica es recomendado diseñar vigas subreforzadas a fin de proporcionar advertencia suficiente, tal como una deformación excesiva antes de la falla.

En una sección subreforzada la falla ocurre por fluencia inicial del acero, de este modo el acero continúa estirándose conforme la deformación en el acero aumenta más allá de E_y , esta condición se obtiene cuando el área de refuerzo de tensión utilizada en la sección es menor que la requerida para la condición de deformación balanceada.

4.8 DISEÑO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

El procedimiento para el diseño del muro se ha utilizado la teoría de K. Terzaghi y R. Peck. Tres son las formas en que un muro puede fallar, exceptuando la condición que falle la junta de morteros, por pobreza o mala dosificación de la mezcla.

Debemos siempre tener en cuenta que estos muros de retención de mampostería son estructuras de retención de mampostería son estructuras de gravedad, es decir, aquellas cuyo peso propio y el del prisma de tierra que gravite sobre ellas es lo que constituirá la fuerza estabilizante, en oposición a las fuerzas que provocan el deslizamiento o fuerzas del empuje de la tierra, o fuerzas volteantes.

4.8.1 FACTORES DE SEGURIDAD Y PRESIONES EN EL SUELO

El muro de retención puede fallar por:

- 1) Fricción en la parte más baja o desplante.
- 2) Por volteo alrededor de la arista más alejada.
- 3) Por esfuerzos, es decir, excederse de la capacidad de carga del terreno (compresión) o provocar esfuerzos de tensión, que no resiste ni el terreno ni el muro.

Estas condiciones de estabilidad podemos plantearlas con las siguientes ecuaciones:

1) Condición de Fricción:

$$\mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H} > 1.50$$

Valores de μ	Mampostería sobre arcilla mojada	=	0.30
μ	Mampostería sobre limo	=	0.35
μ	Mampostería sobre arena	=	0.40
μ	Mampostería sobre grava	=	0.50
μ	Mampostería sobre roca	=	0.60

En donde μ = relación entre la fricción límite y la fuerza normal, correspondiente.

$$\mu = \frac{F}{N}$$

2) Condición de volteo

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} > 1.50 \quad (\text{para relleno granular})$$

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_H} > 2.00 \quad (\text{para relleno cohesivo})$$

3) Condición de esfuerzos:

$$f = \frac{\Sigma F_v}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} X$$

cuyos máximo y mínimo nos lo da

$$F_2 = \frac{\Sigma F_v}{B_2} \quad (4B - 6a) \text{ máximo y}$$

$$\frac{\Sigma v}{B_2} \quad (6a - 2B) \text{ mínimo}$$

ΣF_v suma de fuerzas verticales

ΣF_h suma de fuerzas horizontales

ΣM_v suma de momentos de fuerzas verticales

ΣM_h suma de momentos de fuerzas horizontales

B Dimensión corta del muro

a Distancia del paramento más cercano a la línea de acción de la resultante

ΣF_v . Este valor se obtiene:

$$a = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma F_v}$$

4.8.2 FUERZA SÍSMICA PARA MUROS

Los de retención deberán diseñarse para resistir fuerzas sísmicas además de fuerzas estáticas y en este caso los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento podrán reducirse a 1.2. La determinación de las fuerzas sísmicas podrán efectuarse utilizando cualquier método de análisis como el de Mononobe Okabe o en su defecto considerar las siguientes fuerzas.

$$PDH = 3/8 * \gamma_s * H^2 * (ah_{\text{máx}})$$

$$PDV = 1/2 * \gamma_s * H^2 * (av_{\text{máx}})$$

Donde:

PDH = Fuerza sísmica horizontal, actúa a 0.6 H sobre la base

PDV = Fuerza sísmica vertical, actúa a 0.2 H del pie del muro, incrementará el peso de la cuña crítica

γ_s = Peso unitario del suelo

H = Altura total del muro

COEFICIENTE	ZONA	
	I	II
Ah máx	0.2	0.1
Av máx	0.1	0.05

Tabla 1. Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador

4.8.3 CONSIDERACIONES GENERALES

No. 1

Relación entre la compacidad de las arenas limpias, el número de golpes N en la prueba de penetración standard y el ángulo de fricción interna.

Grado de compacidad	Suelta	Densa
N	0 – 30	30 – 50
0	28.5° - 34°	35° - 46°

Según K. Terzaghi y R. B. Peck

No. 2

Relación entre el número de golpes en la prueba de penetración estándar y el ángulo de fricción interna para arena con limo.

Grado de compacidad	Muy suelta	Suelta	Mediana	Densa	Muy densa
N	0 – 5	5 – 10	10 – 30	30 – 50	50
0	28°	28° - 30°	30° - 34°	34° - 37°	37°

Según Peck, Hanson y Thornburn.

No. 3

Capacidad de carga del terreno para suelos granulares, es función del N de la prueba de Penetración Standard.

Para $15 \leq N \leq 30$

$$q_{adm} = N - 5 \text{ ton/m}^2 \text{ ó}$$
$$4 Df + 2 B \text{ ton/m}^2$$

Para $N > 30$

$$q_{adm} = 25 \text{ ton/m}^2$$
$$25 Df + 15 B \text{ ton/m}^2$$

En donde:

B = ancho de la zapata en m

Df = profundidad de desplante en m

q_{adm} = Capacidad de carga admisible, en ton/m^2

No.4

Capacidad de carga en suelos cohesivos, cuya resistencia al corte proviene básicamente de su parámetro cohesión "c".

$$q_{adm} = 0.95 q_u \text{ ton/m}^2$$

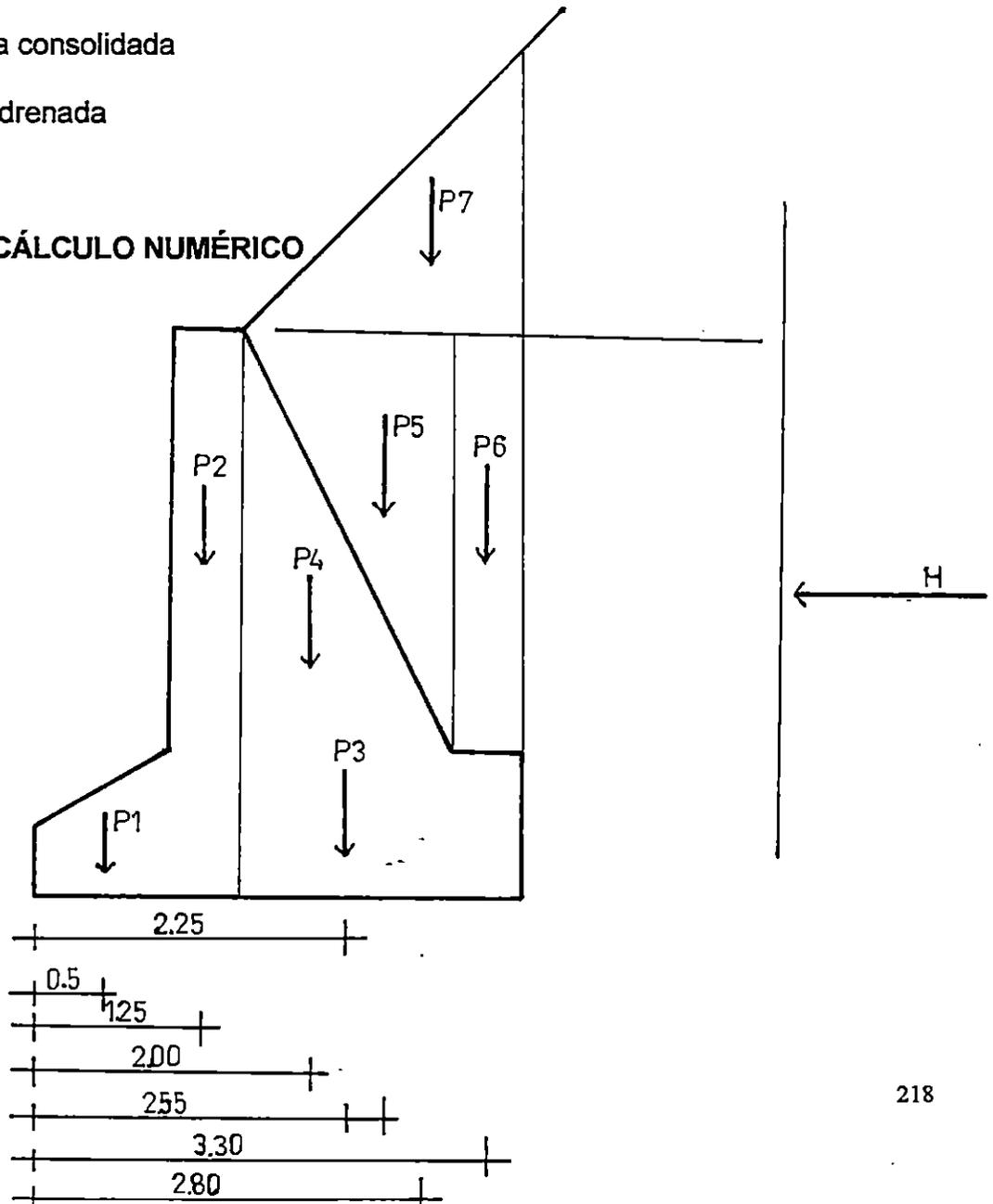
S = resistencia a la compresión no confinada

- C = esfuerzo cortante en ton/m^2
- f = esfuerzo intergranular (f - μ)
- ϕ = ángulo de fricción interna del material

La ley de Coulomb se obtiene por medio de pruebas de compresión Triaxial que pueden ser:

- a) Rápida no drenada
- b) Rápida consolidada
- c) Lenta drenada

4.8.4 CÁLCULO NUMÉRICO



FUERZAS HORIZONTALES

H = 229 X 42.25	9.67	2.18	21.08
-----------------	------	------	-------

$$\frac{\Sigma M_v > 2 \quad \text{o sea} \quad 53.27}{\Sigma M_h \quad 21.08} = 2.52$$

2) ANALISIS POR DESLIZAMIENTO

$$\frac{\mu \Sigma F_v > 1.50 \quad \text{o sea} \quad 0.6 \times 24.6}{\Sigma F_h \quad 9.67} = 1.53$$

2) ANALISIS POR ESFUERZOS

$$a = \frac{53.27 - 21.08}{24.60} = \frac{32.19}{24.60} = 1.30 \text{ m.}$$

fm =

$$\frac{24.60 (4 \times 3.5 - 6 \times 1.30) = 2.01 \times 6.20 = 12.46 \text{ t/m}^2}{12.20}$$

$$f_m = 2.01 (7.80 - 7) = 2.01 \times 0.8 = 1.61 \text{ t/m}^2$$

O sea que al terreno lo vamos a esforzar con $1.24 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2$ obtenidos en los sondeos.

RESUMEN:

Por volteo $2.52 > 2$

Por deslizamiento $1.52 > 1.5$

Por esfuerzos $1.24 \text{ Kg/cm}^2 \text{ m} > 2 \text{ Kg/cm}^2$ (se acepta)

CAPITULO V

PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE DE ACCESO Y DISEÑO DE OBRA DE PASO, PARA LA COMUNIDAD SAN BARTOLO , MUNICIPIO DE ILOPANGO

INTRODUCCION

Las necesidades en las Alcaldías de nuestro país son diversas, por ejemplo redes de agua potable y aguas negras, luz eléctrica, comunicación vial, vivienda, etc.

En la Comunidad San Bartolo Norte, Ilopango, la población no tiene acceso vehicular ni peatonal directo, ya que está rodeada por la Quebrada El Caracol, teniendo que bajar al Cauce del Río, para poder atravesar dicha quebrada, poniendo en riesgo sus vidas.

En este capítulo proponemos una solución técnica-económica, para un problema de comunicación vial, en la Alcaldía de Ilopango.

Hemos tratado que esta propuesta sea la más óptima y económica y pueda beneficiar a la Comunidad San Bartolo Norte y toda la zona de influencia.

5.0 PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE DE ACCESO

La comunidad San Bartolo Norte no cuenta actualmente con un acceso vehicular y peatonal, ya que está rodeada y aislada por la quebrada "El Caracol", por la cual pasa el cauce del Río. Dada la topografía del lugar, es necesario desarrollar una obra de paso, para salvar el río y un mejoramiento del camino de acceso de la comunidad, que los comuniquen con el Boulevard San Bartolo.

La Alcaldía de Ilopango requiere una propuesta de solución económica y acorde a la necesidad de la comunidad, ya que la misma es de vital importancia para su desarrollo urbano, social y económico.

La propuesta integral, ya fue presentada anteriormente y es acorde al PLAMATRAMSS y PLAMADUR, ahora la propuesta va dirigida a una solución económica y que pueda ser desarrollada por la Alcaldía.

La solución técnica-económica consiste:

1. Mejoramiento del camino
2. Obra de paso
3. Presupuesto

5.1 MEJORAMIENTO DEL CAMINO

Este mejoramiento consiste en diseñar un alineamiento horizontal y vertical apegado a las condiciones del terreno actual para minimizar la terracería del proyecto. La capa de rodamiento será una estabilización con suelo cemento; con una relación 1:20 siendo lo más adecuado ya que el suelo con que se cuenta es arena-limosa.

5.1.1 ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Se realizó sobre el camino actual que tiene la comunidad antes de llegar a la quebrada. (Ver hoja 5/5)

0 + 000			
0 + 040			
0 + 060			
0 + 066.8	PC	$\Delta_1 = 3^\circ 30$	
0 + 080		R = 200 mts.	CURVA #1
0 + 089.5	PT	Gc = 5.73	
		St = 11.36	
0 + 120		$\Delta_2 = 11^\circ 30$	
0 + 160		R2 = 50 mts.	CURVA #2
0 + 200		Gc = 22.9	
0 + 233.5	PC	St = 5.3 mt.	
0 + 240.3	PT		
0 + 264.7	PC	$\Delta_3 = 7^\circ 48$	
0 + 271.5	PT	R3 = 50 mts.	
0 + 280		Gc = 22.9	
0 + 340		St = 3.41mts.	CURVA #3

5.1.2 ALINEAMIENTO VERTICAL

El alineamiento vertical está regido por los pendientes naturales del terreno siendo las pendientes de 12.7% pendiente de entrada; y 6.7% pendiente de salida. Estas pendientes no son normadas, ya que se trata de un mejoramiento de la superficie existente.(ver hoja 5/5)

ELEVACIONES DE LOS CADENAMIENTOS DE LA SUBRASANTE

CADENAMIENTO	ELEVACION
0 + 000	617.000
0 + 020	617.000
0 + 040	617.330
0 + 060	608.500
0 + 080	606.005
0 + 100	604.363
0 + 120	600.730
0 + 140	599.040
0 + 160	597.500
0 + 180	597.100
0 + 200	596.500
0 + 220	596.850
0 + 240	597.660
0 + 260	598.930
0 + 280	603.500
0 + 300	600.300
0 + 320	602.250
0 + 340	607.350

5.1.3 SECCIONES TRANSVERSALES

La sección cuenta con 7 m., 1 m. Peatonal y 6 m. de rodamiento, y un talud con una pendiente de 1 a 1; el bombeo del pavimento es del 3%, que puede lograrse con el suelo cemento, esto con el fin de proporcionar drenaje superficial a la sección transversal del camino. (ver sección A – A).

5.2 OBRA DE PASO

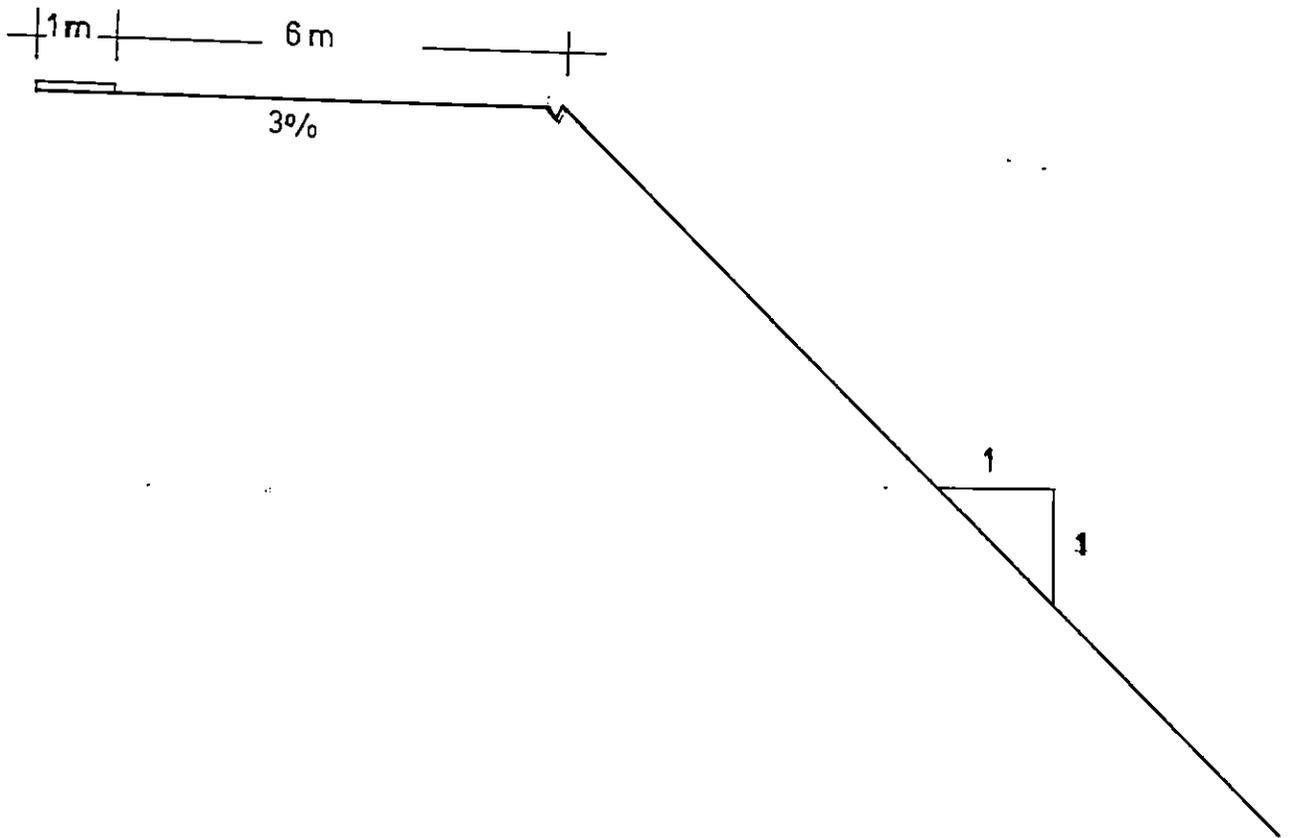
5.2.1 DISEÑO DE BÓVEDA

Después de realizar el estudio topográfico e hidrológico de la zona se determinó que la mejor solución para salvar la Quebrada era diseñar una bóveda. La bóveda es de concreto reforzado, semicircular de 6 m. de diámetro, para esta propuesta sólo son necesarios 114 metros de longitud de bóveda, tal como lo muestra la sección B – B.

5.2.2 DISEÑO DE MURO

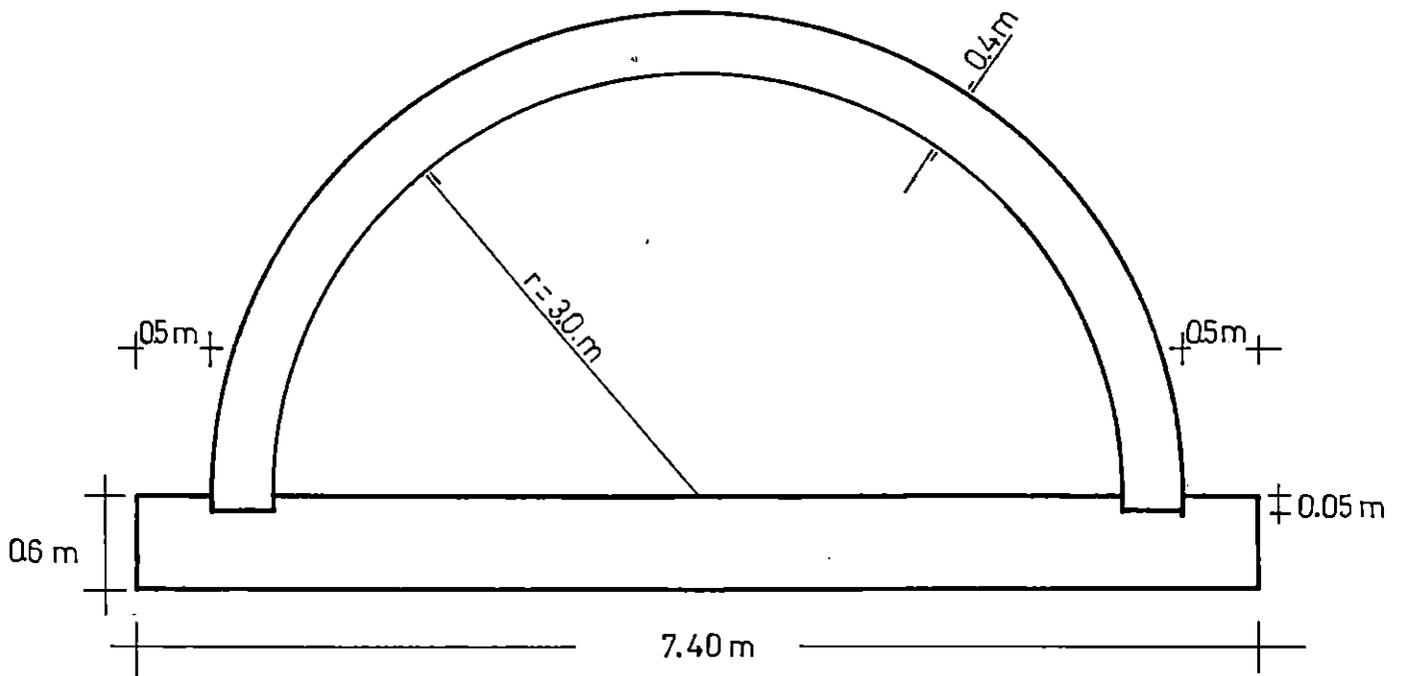
Se han diseñado muros de mampostería de piedra a la entrada y salida de la bóveda de 12 y 6 m de longitud respectivamente, ver sección C – C.

PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DE LA CALLE



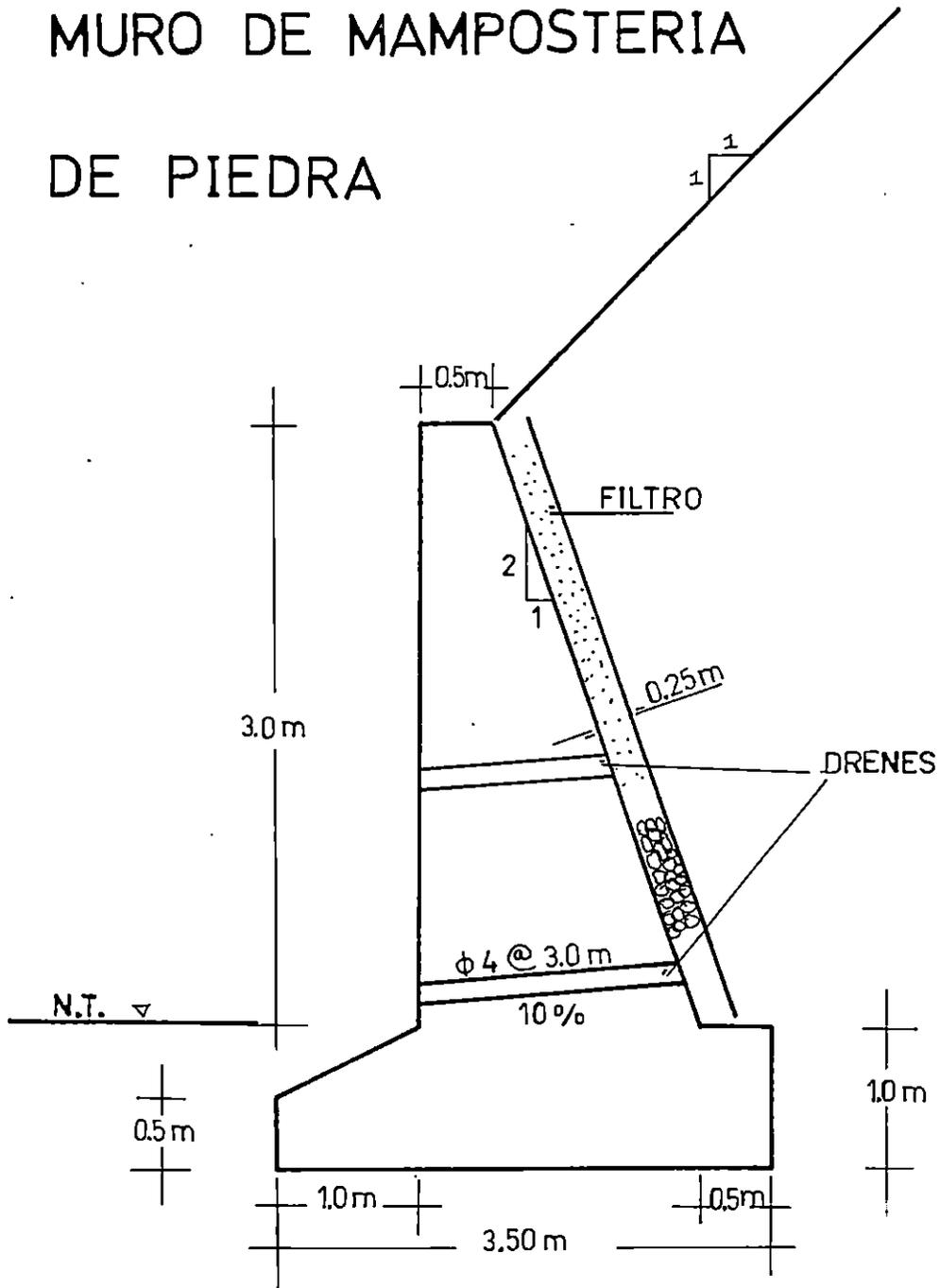
SECCION A-A
ESCALA 1:100

BOVEDA DE CONCRETO REFORZADO



SECCION 3-3
ESCALA 1:50

MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA



SECCION C-C
ESCALA 1:50

5.3 PRESUPUESTO

ESTRUCTURA DE MADERA PARA ENCOFRADO

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Cuartones 2" x 4"	vrs.	26.70	¢8.50	1.10	¢249.65
Clavos 4"	lbs.	5.00	¢3.50	1.10	¢19.25
Alambre de amarre	lbs.	20.00	¢3.50	1.10	¢77.00
				Sub total	¢345.90

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Hechura de estructura	S.G.	1.00	¢550.00	1.70	¢935.00
				Sub total	¢935.00

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
				Sub total	0

TOTAL **¢1,280.90**

4.OBSERVACIONES

* Mano de obra incluye factor de prestación = 1.7
* Franja de análisis = 1 m
* 4 metros de encofrado = ¢5,123.60

ESTRUCTURA METALICA PARA ENCOFRADO

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Lámina de Ho de 3/16"	pza.	8.00	¢661.87	1.10	¢5,824.46
Angulo 3" x 3" x 1/4"	pza.	5.13	¢350.00	1.10	¢1,975.05
Acero diámetro 3/4"	var.	2.53	¢72.00	1.10	¢200.38
Electrodos	lbs.	7.13	¢6.35	1.10	¢49.80
Sierra	unid.	19.00	¢6.70	1.10	¢140.03
Pintura anticorrosiva	gal.	0.25	¢181.50	1.10	¢49.91
Solvente mineral	gal.	0.08	¢71.50	1.10	¢6.29
Brocha 2"	unid.	2.00	¢7.15	1.10	¢15.73
Pernos 1/2" x 20"	unid.	12.00	¢35.00	1.10	¢462.00
				Sub total	¢8,723.65

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Enlaminado de lámina 3/16"	m2.	18.80	¢30.00	1.70	¢958.80
Fabricación de VM	h-h	5.19	¢15.00	1.70	¢132.35
Colocación de VM	h-h	3.64	¢30.00	1.70	¢185.64
				Sub total	¢1,276.79

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Equipo Soldador	h-h	5.19	¢11.50	1.70	¢101.46
				Sub total	¢101.46

TOTAL ¢10,101.90

4.OBSERVACIONES

* El equipo ya está incluido en el precio de fabricación de VM
* Franja de análisis = 1 m
* 4 metros de encofrado = ¢40,407.60

ARCO DE CONCRETO REFORZADO

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Concreto f'c=280kg/cm2	m3	4.83	¢762.75	1.10	¢4,052.49
Acero diámetro 3/8"	var.	8.45	¢16.63	1.10	¢154.58
Acero diámetro 3/4"	var.	1.56	¢72.00	1.10	¢123.55
Alambre de amarre	lbs.	11.70	¢3.50	1.10	¢45.05
Sub total					¢4,375.66

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Armado de acero 3/4"	qq	0.52	¢52.74	1.70	¢46.62
Armado de acero 3/8"	qq	0.65	¢65.93	1.70	¢72.85
Colocación de concreto	hr/h	21.44	¢8.27	1.70	¢301.42
Sub total					¢420.90

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Bomba de concreto	m3	4.83	¢133.70	1	¢645.77
Vibrador	m3	4.83	¢2.92	1	¢14.10
Sub total					¢659.87

TOTAL **¢5,456.44**

4.OBSERVACIONES

* El factor de prestación es 1.7; y 1.1 de imprevistos
* Franja de análisis = 1 m
* 114 metros de bóveda = ¢622,033.93

LOSA DE FUNDACION

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Concreto $f_c=280\text{kg/cm}^2$	m3	5.68	¢762.75	1.10	¢4,765.66
Acero diámetro 3/8"	var.	7.00	¢16.63	1.10	¢128.05
Acero diámetro 1"	var.	16.00	¢125.00	1.10	¢2,200.00
Alambre de amarre	lbs.	85.00	¢3.50	1.10	¢327.25
Sub total					¢7,420.96

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Armado de acero 1"	qq	8.00	¢44.20	1.70	¢601.12
Armado de acero 3/8"	qq	0.55	¢65.93	1.70	¢61.64
Colocación de concreto	hr/h	14.40	¢8.27	1.70	¢202.45
Sub total					¢865.21

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Bomba de concreto	m3	5.68	¢133.70	1	¢759.42
Vibrador	m3	5.68	¢2.92	1	¢16.59
Sub total					¢776.00

TOTAL **¢9,062.18**

4.OBSERVACIONES

* El factor de prestación es 1.7; y 1.1 de imprevistos
* Franja de análisis = 1 m
* 114 metros de bóveda = ¢1,033,088.38

MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Piedra	m3	393.13	¢80.00	1.10	¢34,595.44
Cemento	bol.	692.00	¢35.00	1.10	¢26,642.00
Arena	m3	104.00	¢70.00	1.10	¢8,008.00
Agua	m3	106.00	¢2.10	1.10	¢244.86
Regla de pino	vrs.	30.00	¢4.50	1.10	¢148.50
Clavos de 2 1/2"	lbs.	30.00	¢3.50	1.10	¢115.50
Clavos de 4"	lbs.	40.00	¢3.50	1.10	¢154.00
Cuartón de pino 2" x 4"	vrs.	62.00	¢8.50	1.10	¢579.70
Excavación	m3	129.50	¢40.00	1.10	¢5,698.00
Sub total					¢76,186.00

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Hechura de muro	m3	314.50	¢60.00	1.70	¢32,079.00
Hechura de andamio 1er nivel	m.l.	8.00	¢12.00	1.70	¢163.20
Hechura de andamio 2do nivel	m.l.	8.00	¢15.00	1.70	¢204.00
Sub total					¢32,446.20

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Sub total					¢0.00

TOTAL ¢108,632.20

4.OBSERVACIONES

* El factor de prestación es 1.7; y 1.1 de imprevistos
* Se analizó el total de metros de muro
* Costo total de muro = ¢108,632.20

COMPACTACION

1. MATERIALES

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Acarreo de tierra blanca	m3	7341.00	¢34.00	1.28	¢319,480.32
				Sub total	¢319,480.32

2. MANO DE OBRA

MANO DE OBRA	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Compactación	m3	7995.00	¢8.00	1.10	¢70,356.00
				Sub total	¢70,356.00

3. EQUIPO

EQUIPO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	FACTOR	PARCIAL
Pata de cabra	m3	7995.00	¢12.00	1.10	¢105,534.00
				Sub total	¢105,534.00

TOTAL **¢495,370.32**

4.OBSERVACIONES

* La cantidad de material para acarreo se afecta por el 28% de abundamiento

PRESUPUESTO GLOBAL

PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PARCIAL
Estructura de madera para encofrado	m.l.	4.00	¢5,123.60
Estructura metálica encofrado	m.l.	4.00	¢40,407.60
Arco de concreto reforzado	m.l.	114.00	¢622,033.93
Losa de fundación	m.l.	114.00	¢1,033,088.38
Muro de mampostería de piedra	m3	314.50	¢108,632.20
Excavación	m3	654.00	¢14,388.00
Compactación	m3	7995.00	¢495,370.32

TOTAL **¢2,319,044.03**

Total costo directo = **¢2,319,044.03**
Total costo indirecto = **¢1,159,522.02**
Monto de la obra = **¢3,478,566.05**

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- La Prolongación del Boulevard San Bartolo, que ha sido elaborado respetando lo propuesto por OPAMSS, representa la posibilidad de un desarrollo urbano, social y económico de la zona.
- La Propuesta de Mejoramiento de la Calle de Acceso, representa una solución técnico-económica de desarrollo a corto plazo para beneficio de la Comunidad San Bartolo Norte, que puede ser ejecutable por la Alcaldía Municipal de Ilopango.
- La propuesta de diseño de la bóveda, como obra de paso para salvar la quebrada "El Caracol", fue la solución más óptima y viable de acuerdo al caudal que circula por dicho cauce y a la topografía del lugar, ya que la bóveda cajón no es aplicable para rellenos mayores de 1m; así también, la tubería múltiple no proporciona una evacuación de materia flotante que tiende a obstruir el paso del caudal.
- En la Propuesta de Mejoramiento de la Calle de Acceso, no se ha seguido las normas de diseño geométrico para carreteras, por lo tanto se considera una solución provisional al problema de comunicación vial de la Comunidad San Bartolo Norte.

- La bóveda está diseñada estructuralmente con las condiciones de carga más desfavorables que las reales, con lo cual se garantiza su óptimo comportamiento bajo sus respectivas solicitaciones de carga.
- El sitio donde se desarrolla el proyecto presenta una depresión topográfica tal que, proyectar una vía y salvar el cruce de la quebrada "El Caracol" se hace difícil técnica y económicamente, ya que la mejor ruta que se podía seleccionar requiere afectar las viviendas existentes, que dicho sea de paso son de carácter ilegal, por lo que se hace necesario un proyecto de costos más elevados, sin embargo, será la institución encargada de la ejecución la que evalúe la preservación de estas viviendas.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda seguir los lineamientos del método AASHTO para diseño de pavimentos flexibles, propuestos por este documento, a fin de diseñar el pavimento adecuado para la Prolongación del Boulevard San Bartolo Norte, considerando la importancia de esa arteria primaria.
- En el proyecto desarrollado se ha contemplado el alineamiento de la vía, de tal forma que no afecte las viviendas de la zona, por lo que se recomienda que de no ser considerada esta propuesta, por parte del organismo encargado, se tome en cuenta la ubicación de dichas viviendas.
- Respetando las normas de diseño geométrico, se obtuvo un alineamiento en el que se hace necesario conformar taludes con pendientes pronunciadas, a los que se recomienda darle mantenimiento a fin de evitar socavaciones en los mismos.
- En el diseño de la calle, contemplado dentro de la Propuesta de Mejoramiento de la Calle de Acceso, se recomienda dejar las obras de drenaje para evacuación de las aguas lluvias en el punto más bajo del alineamiento vertical.

- Deberá respetarse las recomendaciones dadas por el Laboratorio de Suelos y Materiales, a fin de que se cumplan las consideraciones tomadas para el diseño de las obras contempladas.
- La bóveda deberá proveerse de un metro de relleno sobre la corona, como mínimo, en toda su longitud para protección de la superestructura.
- A fin de obtener el material a utilizar, tanto en la conformación de la subrasante de la vía y relleno de la bóveda, como para la elaboración de los muros, se recomienda utilizar los bancos de préstamo existentes en la zona.
- Con respecto a la propuesta de mejoramiento, se recomienda que al momento de ejecutar la obra, se elabore una mayor cantidad de metros lineales de encofrado para la bóveda, que el considerado en el presupuesto, a fin de agilizar la ejecución de la obra.
- El monto total de costos directos presentado, deberá afectarse por el porcentaje de costos indirectos de la empresa que ejecutará el proyecto, a fin de obtener un presupuesto más acertado.
- Como en todo proyecto de obra civil, se recomienda elaborar un estudio de impacto ambiental de la incidencia de este proyecto en la zona de interés.

BIBLIOGRAFIA

- Rodolfo Lewy Van Severen
" Proyecto y Diseño para la Construcción de la Ruta A-17 San Miguel - Litoral " 1959.
Tesis de Graduación, UES
- Aparicio Mijares, Francisco Javier,
Fundamentos de Hidrología de Superficie
3a. Edición, 1994
- Ven – te – chow
Hidrología Aplicada
Editorial Mc. Graw – Hill, 1a. Edición, 1989
- Alas Merlos, Alex Enrique
Estudio Comparativo de los Diferentes Tipos de Pavimentos Asfálticos Usados en El Salvador.
Tesis UES, 1989
- Universidad de Guadalajara,
Manual del Pavimento, Asfalto, Adoquín, Empedrado y Concreto
Compañía Editorial S.A., México D.F.
- Valerian Leontovich
Pórticos y Arcos, Soluciones Condensadas para el Análisis Estructural
Editorial CECSA, 1979

- SIECA, Guatemala
Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras, Alcantarillas y Puentes.
1974.
- Edward G. Nawy
Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico,
Editorial Prentice Hall
- IMCYC, México
Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado,
ACI 318/89
- The American Association of State High Way and Transportation Officials,
Normas AASHTO.
- Secretaría de Obras Públicas,
Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras,
México, 1976.

ANEXOS

25
20
15
10
5

SECCIONES TRANSVERSALES

Handwritten scribble

- 620

- 615

- 610



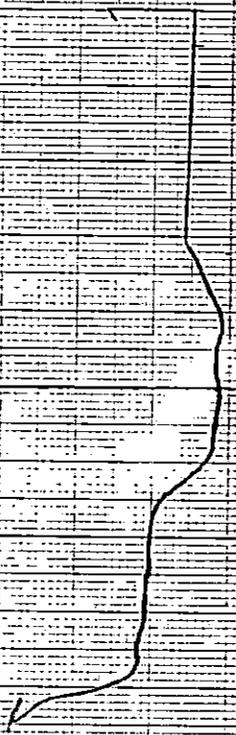
ELEVACION SUBRASANTE

65.719

CAENAMIENTO

0+000

Handwritten signature or initials



620

615

610

ELEVACION SUBRASANTE 615.10
CADEMIENTO 104020

ESC

250

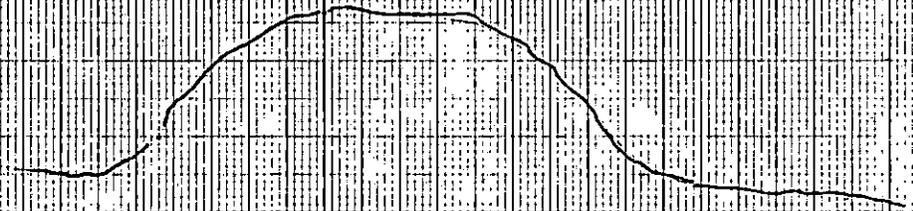
ESC. 1:250

ELEVACION SUBSANTJE 615.710
CORRALMAYO OTORO

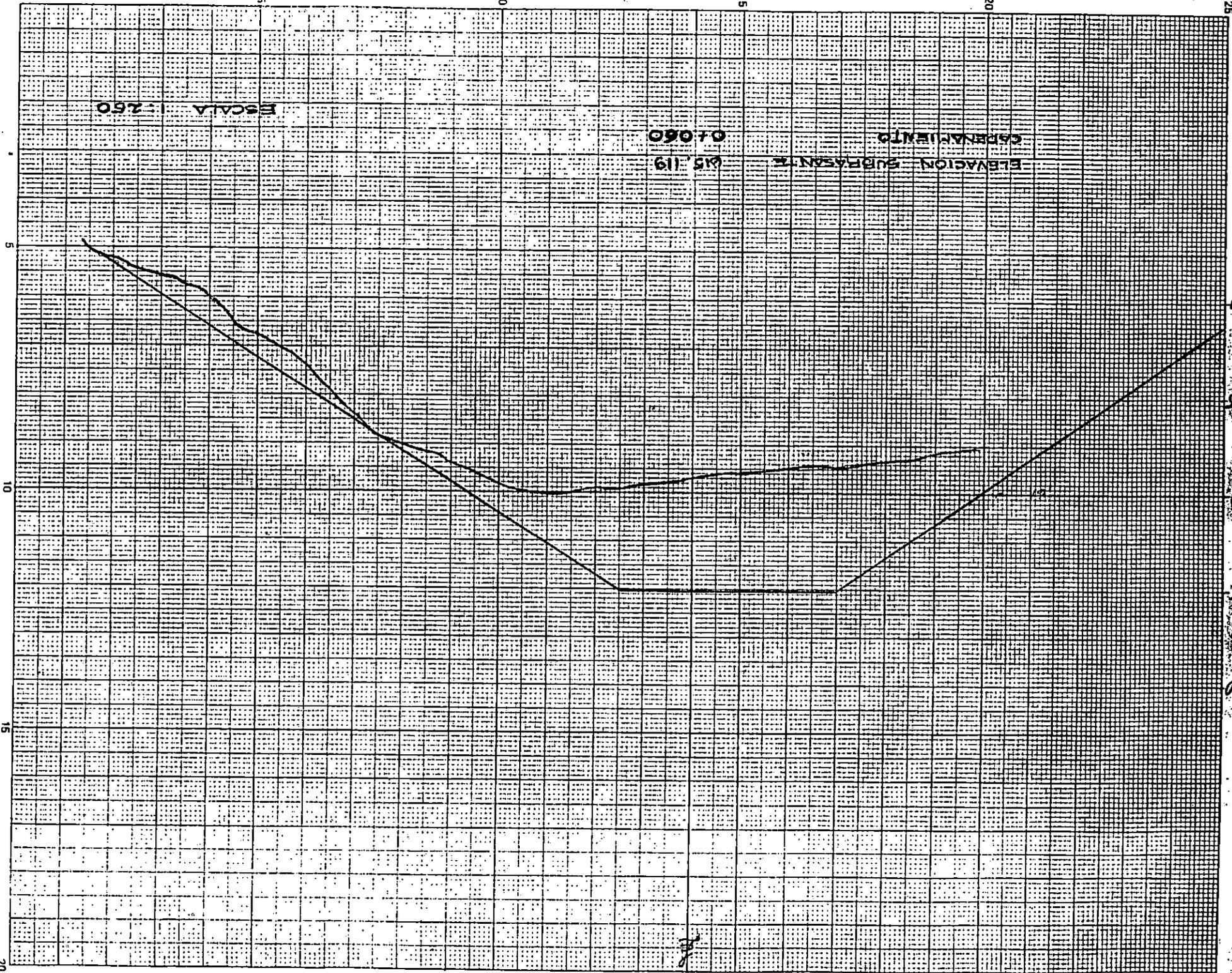
600

610

615



10



ESCALA 1:250

07.060

05.119

CABERNALIENTO

ELEVACION SUBRASANTE

600

605

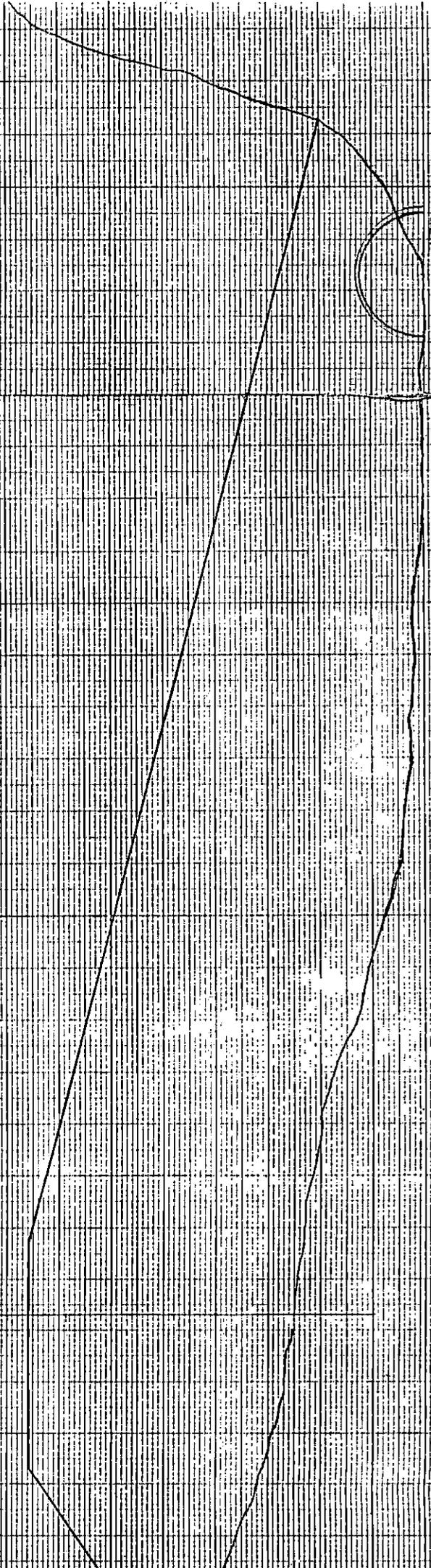
610

615

620

1
1
1
1
1

8



ELEVACION SUBRASANTE 23.919

CAPENAMIENTO 0.080

ESCALA 1:250

PROYECTO: OCA 7-2011 W. 13e.

8



ELEVACION SUPRASANTE 612.719

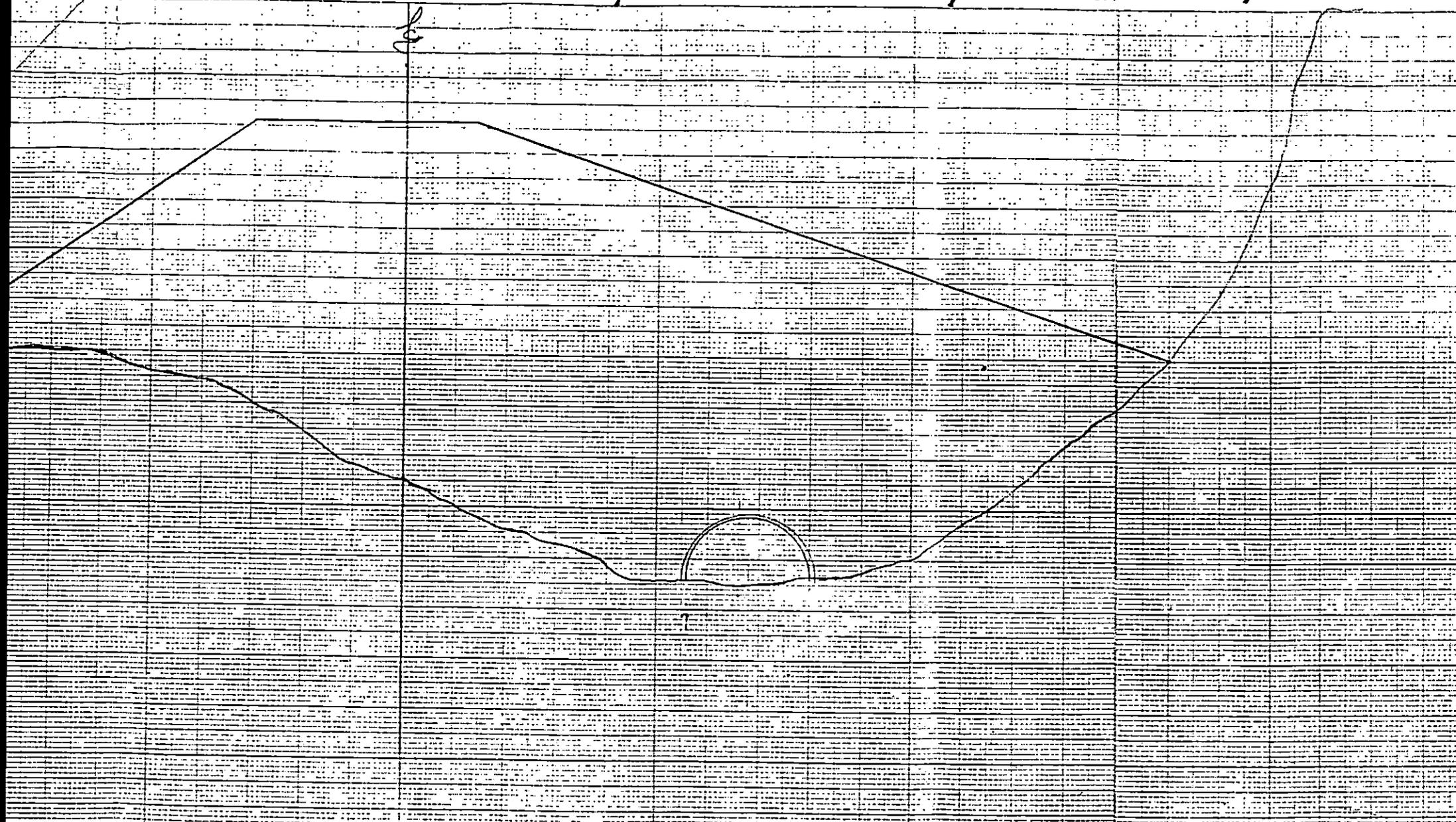
CADENAMIENTO

0:100

ESCALA 1:250

15 20 15 20

1



ELEVACION SUBRASANTE: 611.519

CADENAMIENTO: 0+120

ESCALA 1:250

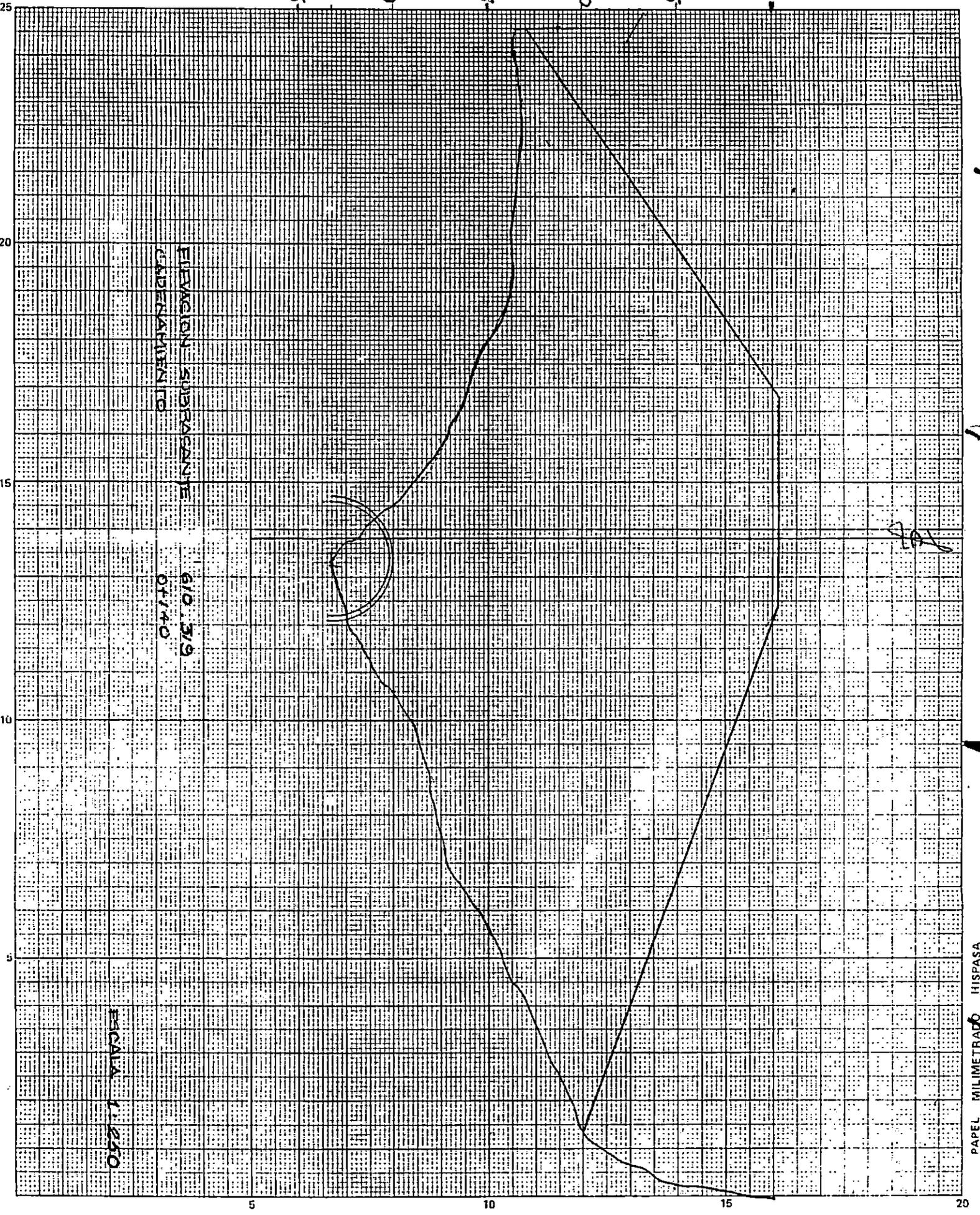
20

15

10

5

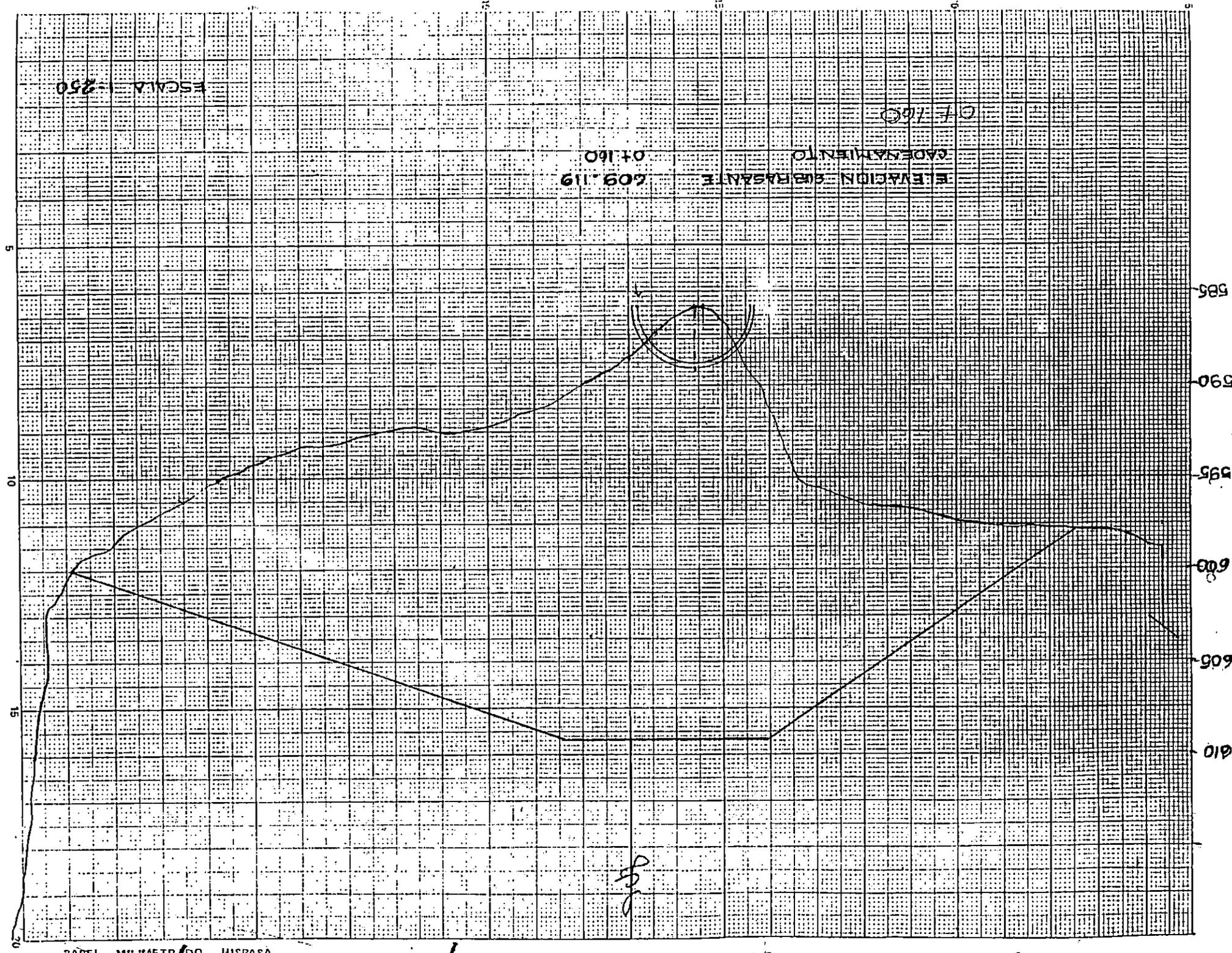
585 590 595 600 605 610



ELEVACION SUBROGANTE
CADERANAMIENTO

610.379
01140

ESCALA 1:250



PAPEL MILIMETRADO HISPASA

Escala = 250

ELEVACION SUBRASANTE
DEPARTAMENTO

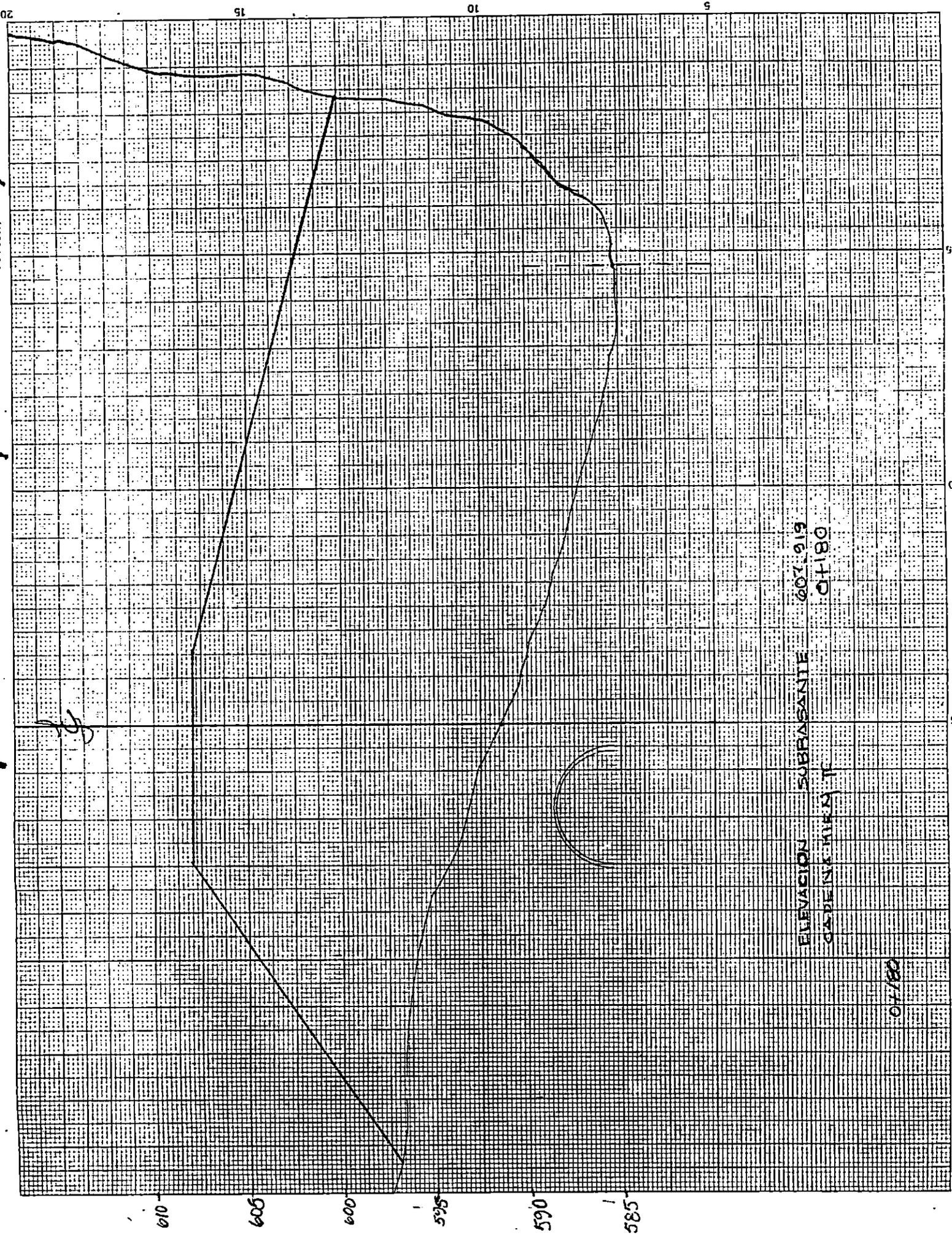
609.19
07.160

07.160

585
590
595
600
605
610

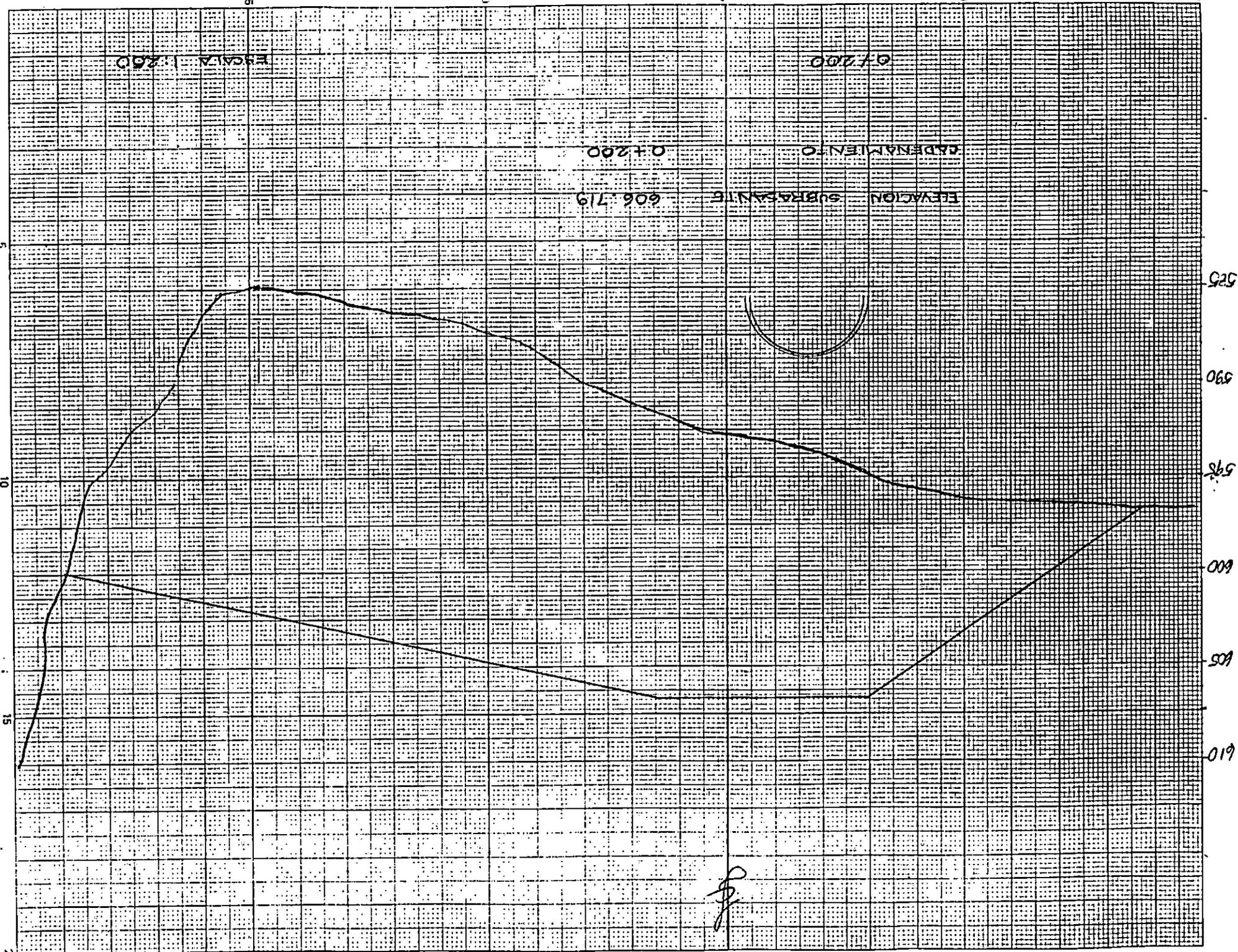
Handwritten signature

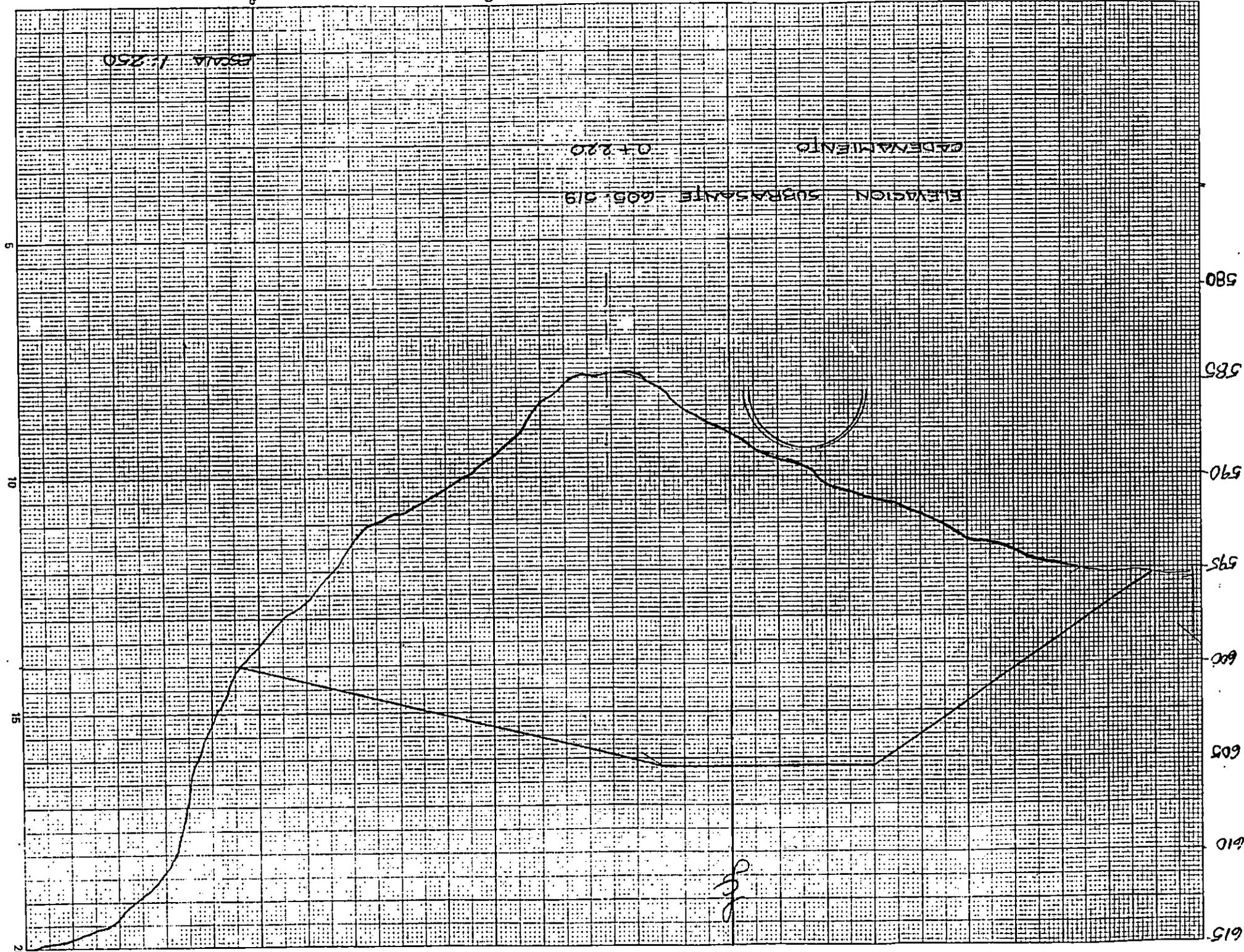
PAPEL MILIMETRADO HISPASA



ELEVACION SUBRASANTE 607.919
CABLENA HYEM T 01180

04/80





ESCALA 1:250

ELEVACION SUBRASANTE 609.519
CADENAAMIENTO 0+220

580
585
590
595
600
605
610
615

5
10
15
20

PAPEL MILIMETRADO HISPASA

Handwritten signature or initials

615

610

605

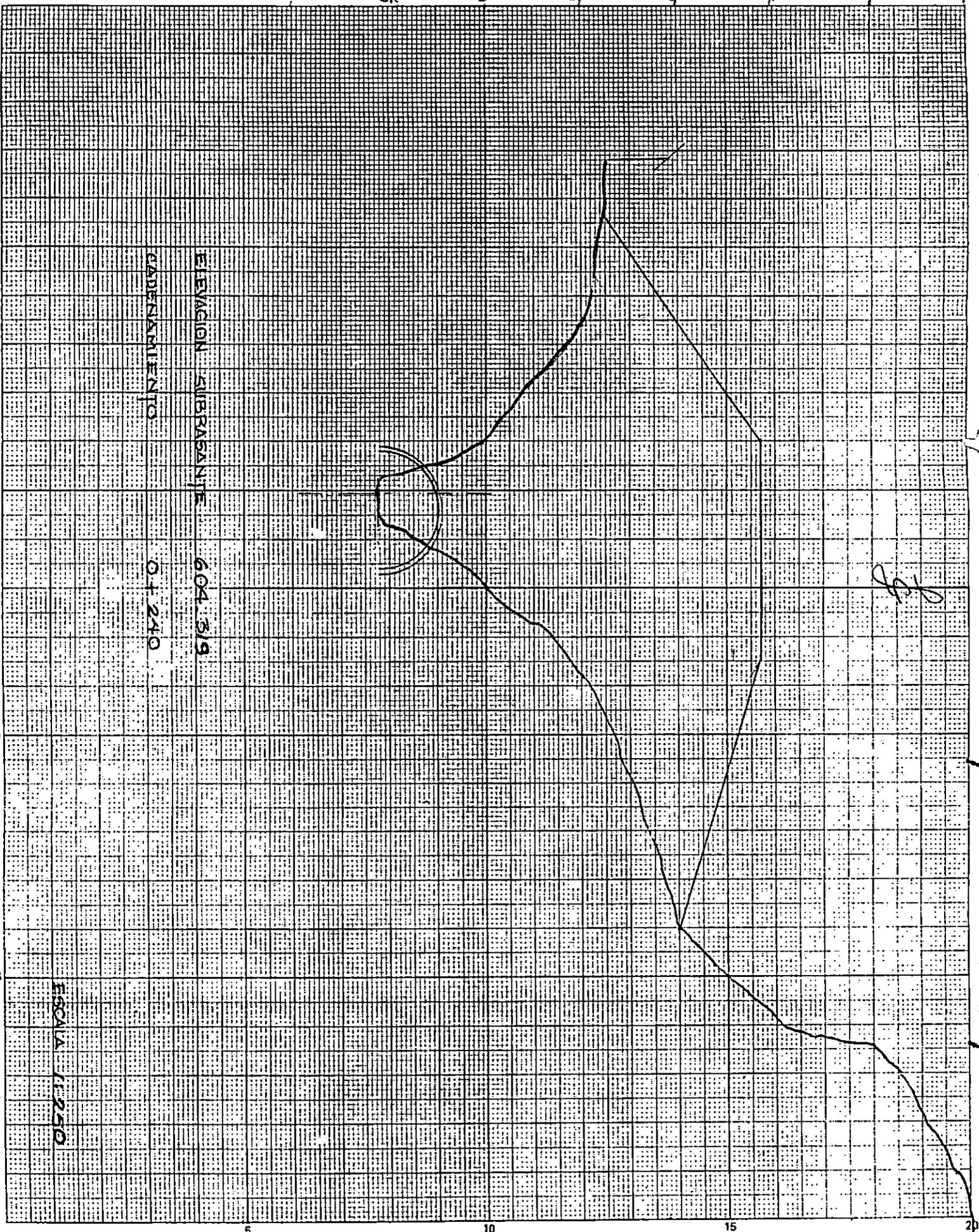
600

595

590

585

PAPEL MILIMETRADO HISPASA

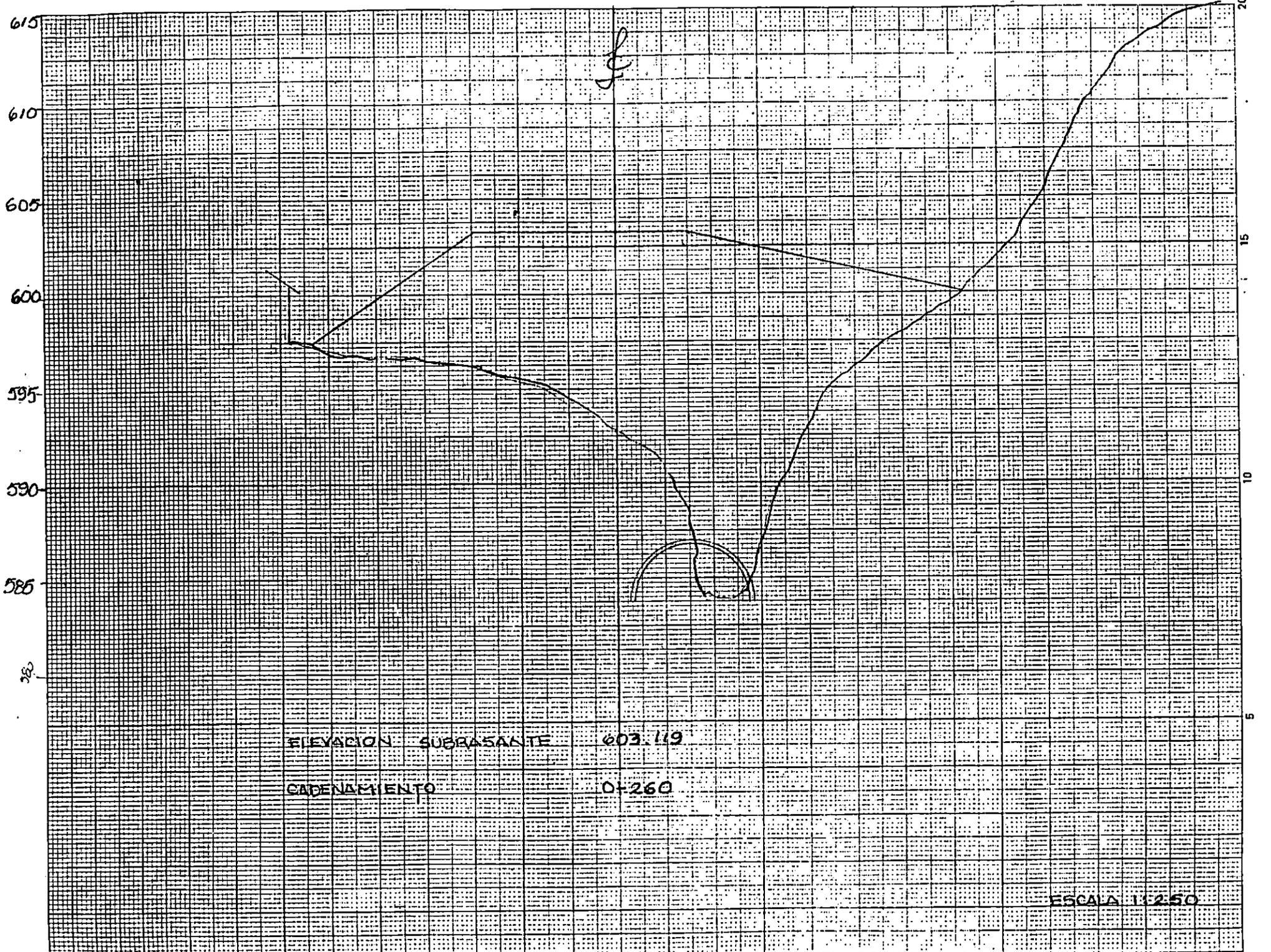


ELEVACION KIBRASANTA 604.519

CADENAMIENTO 0+240

ESCALA 1:250

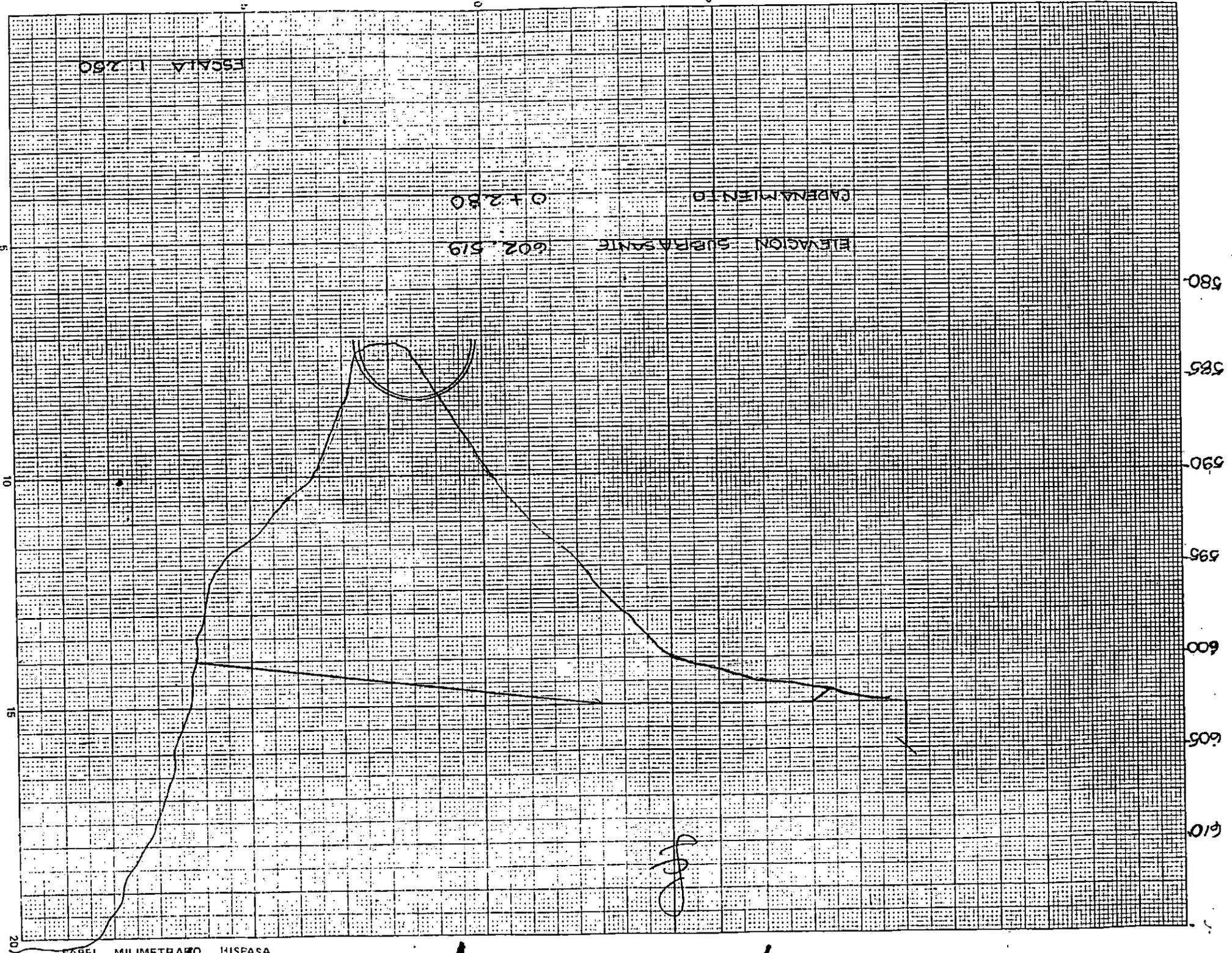
Handwritten signature or initials

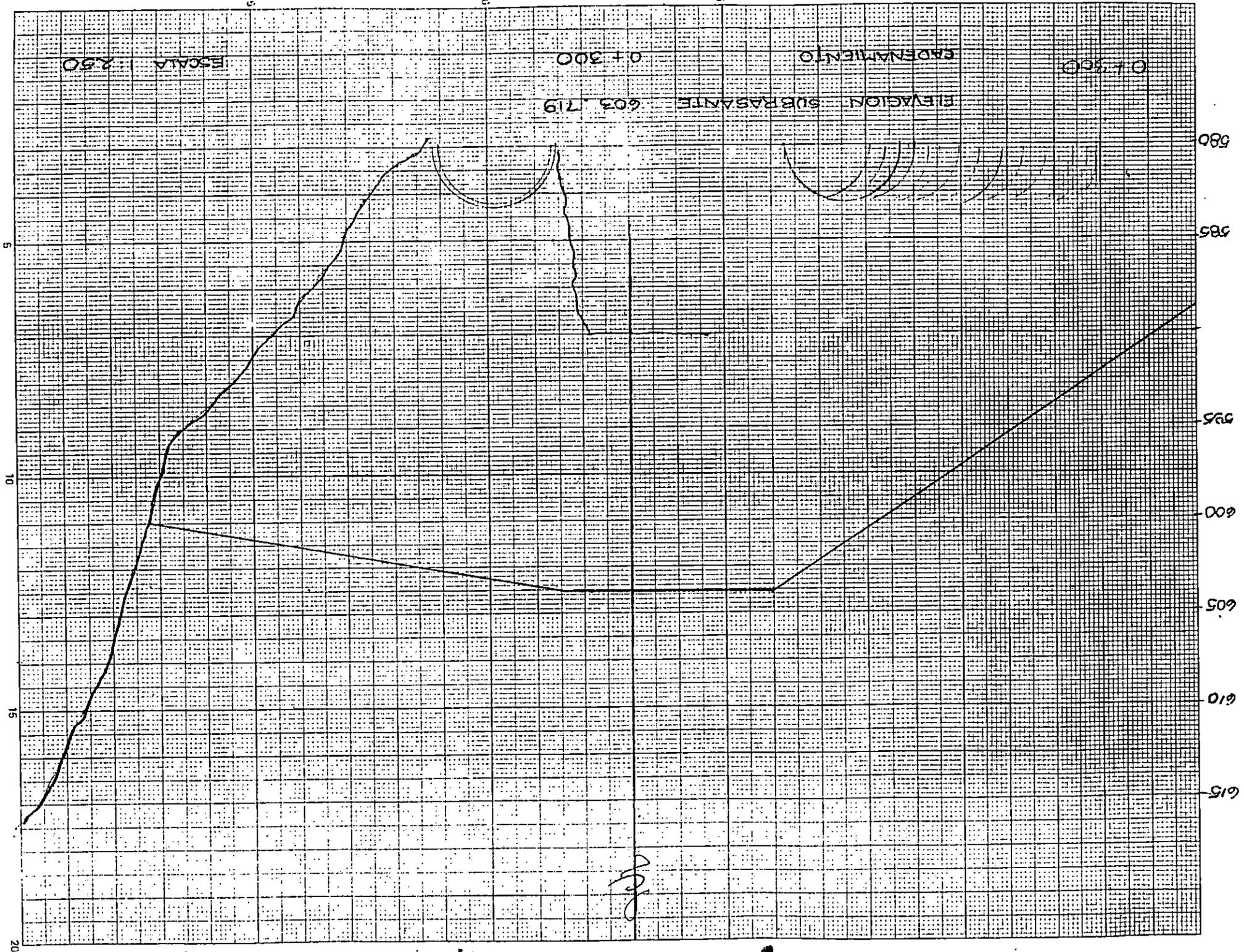


ELEVACION SUBRASANTE 603.119

CADENAMIENTO 0+260

ESCALA 1:250





0 + 300
 BIVAYACION SUBSANTANTE 603 719
 CADENAMIENTO

ESCALA 1:250

0 + 300

Handwritten signature or initials

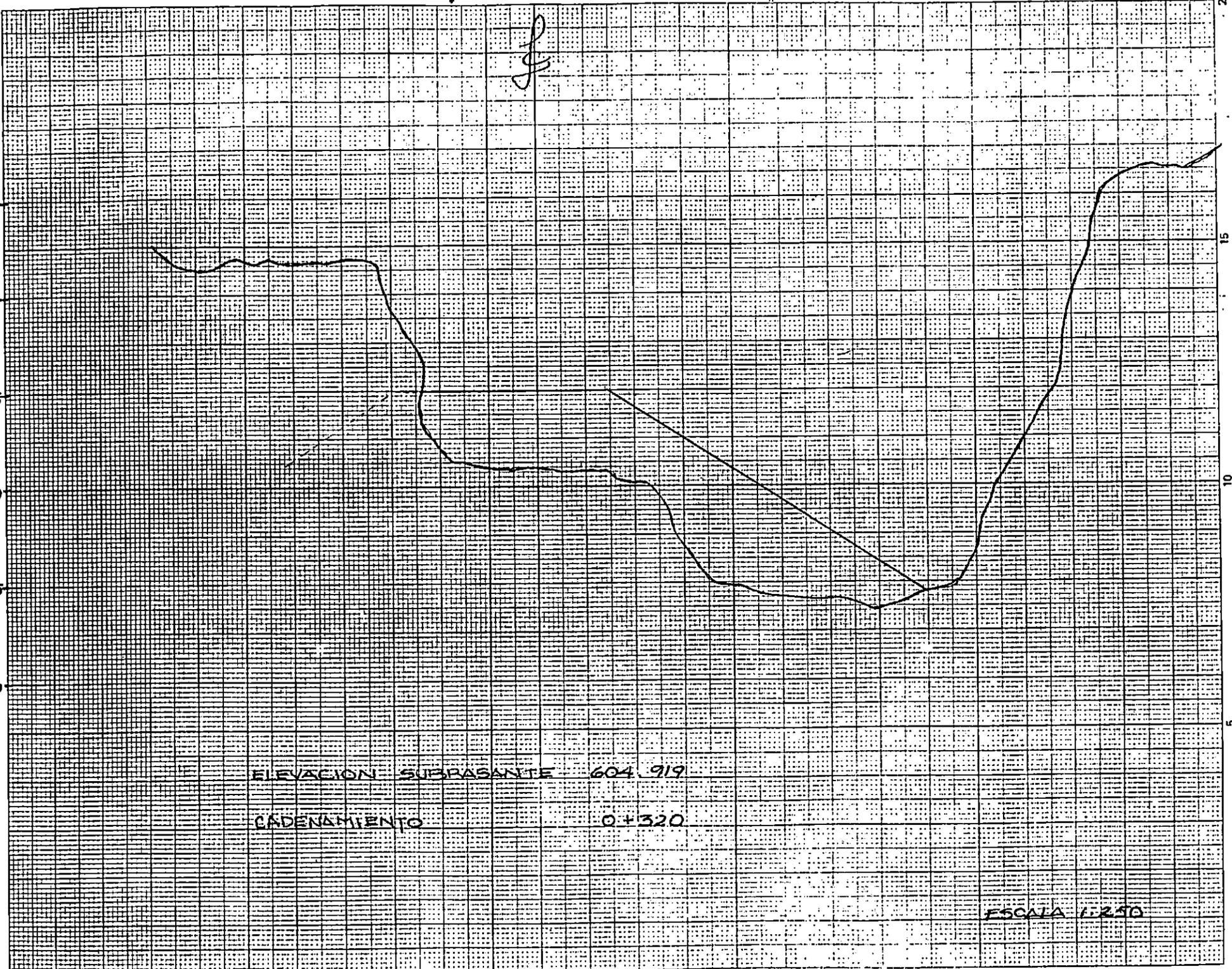
del

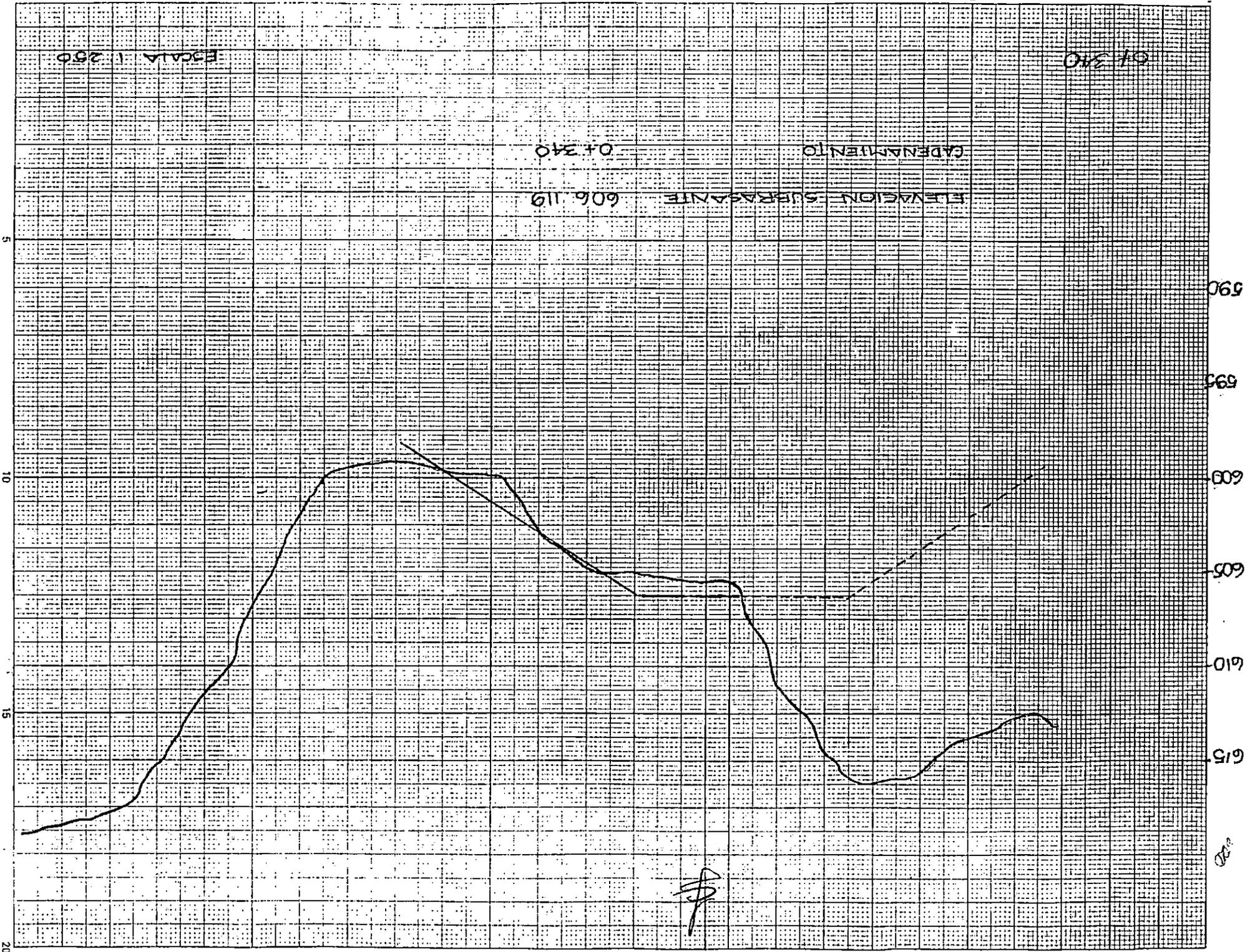
615
610
605
600
595
590

20
15
10
5

ELEVACION SUBRASANTE 604.919
CADENAMIENTO 0+320

ESCALA 1:250





ESCALA 1:250

OT 340

CARGAMIENTO

606.19

ELEVACION SUBRASANTE

OT 340

606

605

604

603

602

601

600

12.3.3.2 Espirales y anillos

Refuerzo confinado dentro de un refuerzo en espiral no menor que 6 mm de diámetro y no mayor que 10 cm de paso o dentro de anillos del # 4 de acuerdo con la sección 7.10.5, y espaciados a distancias no mayores que 10 cm a centros 0.75

12.4 LONGITUD DE DESARROLLO DE VARILLAS EN PAQUETE

12.4.1 La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete de varillas sujeto a tensión ó a compresión; debe ser aquella de la varilla individual aumentada un 20% para un paquete de 3 varillas y un 33% para un paquete de 4 varillas.

12.4.2 Para determinar los factores apropiados en las secciones 12.2.3 y 12.2.4.3, una unidad de varillas en paquetes deberá ser tratada como una sola varilla de un diámetro derivado del área total equivalente.

12.5 LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TENSION

12.5.1 La longitud de desarrollo l_{dh} , en centímetros, para varillas corrugadas en tensión, que terminen en un gancho estándar (sección 7.1) se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{hb} de la sección 12.5.2 y los factores de modificación aplicables de la sección 12.5.3, pero l_{hb} no debe ser menor que $8d_b$ ni menor que 15 cm.

12.5.2 La longitud de desarrollo básica l_{hb} para una varilla con gancho con f_y igual a 4 200 kg/cm² debe ser $318 d_b / \sqrt{f'_c}$

12.5.3 La longitud de desarrollo básica l_{dh} se debe multiplicar por el factor o factores aplicables para:

12.5.3.1 Resistencia a la fluencia de la varilla
Varillas con f_y distinto de 4 200 kg/cm². $f_y / 4\ 200$

12.5.3.2 Recubrimiento de concreto

Para varillas del # 11 y menores, (normal al plano del gancho) el recubrimiento lateral no debe ser menor de 6.3 cm, y para gancho de 90° el recubrimiento en la extensión de la varilla más allá del gancho no debe ser menor de 5 cm 0.7

12.5.3.3 Anillos y estribos

Para varillas del # 11 y menores, el gancho encerrado vertical u horizontal dentro del los anillos, o amarres de estribos, espaciados a lo largo de la longitud de desarrollo total l_{dh} no debe ser mayor de $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la varilla con gancho 0.8

12.5.3.4 Acero de refuerzo en exceso

Donde no se requiere específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , el acero de refuerzo en exceso del requerido por análisis

(A_s requerida) / (A_s proporcionada)
12.5.3.5 Concreto de agregado ligero 1.3

12.5.4 Para varillas que se están desarrollando mediante un gancho estándar en extremos discontinuos de elementos con recubrimiento tanto lateral como superior (o inferior) sobre el gancho de menos de 6.3 cm, la varilla con gancho se debe encerrar dentro de los anillos, o amarres de estribos, espaciados a lo largo de toda la longitud de desarrollo l_{dh} , no mayor que $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la varilla con gancho. En este caso no deberá aplicarse el factor de la sección 12.5.3.3.

12.5.5 Los ganchos no deben considerarse efectivos en la longitud de desarrollo de varillas en compresión.

12.6 ANCLAJE MECANICO

12.6.1 Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del acero de refuerzo sin dañar al concreto.

12.6.2 Se deberá presentar al Director Responsable de obra los resultados de pruebas que muestren si tales dispositivos mecánicos son adecuados.

12.6.3 La longitud de desarrollo del acero de refuerzo puede consistir en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional del acero de refuerzo anclado entre el punto de esfuerzo máxima de la varilla y el anclaje mecánico.

12.7 LONGITUD DE DESARROLLO DE LA MALLA DE ALAMBRE CORRUGADO SOLDADO SUJETA A TENSION

12.7.1 La longitud de desarrollo l_d , en centímetros, de malla de alambre corrugado, soldado, medido desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre se debe calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{db} de la sección 12.7.2 ó 12.7.3 y el factor o factores de modificación aplicables de las secciones 12.2.3 a la 12.2.5; pero l_d no deberá ser menor de 20 cm, excepte en el cálculo de traslapes, según la sección 12.18 y la longitud de desarrollo del acero de refuerzo del alma, según la sección 12.13.

12.7.2 La longitud de desarrollo básica l_{db} de malla de alambre corrugado soldado, con un alambre transversal por lo menos dentro de la longitud de desarrollo, no menor de 5 cm desde el punto de la sección crítica, debe ser:

$$0.11 d_b (f_y - 1\ 400) / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor de:

$$0.75 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}}$$

12.7.3 La longitud de desarrollo básica l_{db} de la malla de alambre corrugado, soldado, sin alambres transver-

* La unidad de la constante es kg/cm²

* 1 400 tiene unidades de kg/cm²

sales dentro de la longitud de desarrollo, se debe determinar de igual manera que para alambre corrugado.

12.8 LONGITUD DE DESARROLLO DE LA MALLA DE ALAMBRE LISO SOLDADO SUJETA A TENSION

La resistencia a la fluencia de la malla de alambre liso, soldado, debe considerarse que se desarrolla por medio del anclaje de 2 alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de 5 cm del punto de la sección crítica. Sin embargo, la longitud de desarrollo básica l_{db} medida desde el punto de la sección crítica hasta el alambre transversal más alejado no debe ser menor que:

$$1.02 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}}$$

La longitud de desarrollo básica debe ser modificada por (A_s requerida) / (A_s proporcionada) para el acero de refuerzo que exceda del requerido por el análisis, y por el factor de la sección 12.2.4.2 para concreto ligero; pero l_d no deberá ser menor de 15 cm, excepto en el cálculo de los traslapes conforme a la sección 12.19.

12.9 LONGITUD DE DESARROLLO PARA TORONES DE PRESFUERZO

12.9.1 Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán adherirse más allá de la sección crítica, con una longitud de desarrollo en centímetros no menor que:

$$0.014 \left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{se} \right) d_b \dagger$$

donde d_b es el diámetro del torón en centímetros, y f_{ps} y f_{se} se expresan en kg/cm^2 .

12.9.2 La investigación se puede limitar a aquellas secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requieren desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas factorizadas.

12.9.3 Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento y el diseño incluye tensión en carga de servicio en zona precomprimida de tensión, como lo permite la sección 18.4.2, se debe duplicar la longitud de desarrollo especificada en la sección 12.9.1.

12.10 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO SUJETO A FLEXION: GENERALIDADES

12.10.1 El acero de refuerzo de tensión se puede desarrollar doblándolo en el alma para anclarlo o hacerlo continuo con el acero de refuerzo de la cara opuesta del elemento.

12.10.2 Las secciones críticas para el desarrollo del acero de refuerzo en elementos en flexión están en los puntos de esfuerzo máximo y en los puntos del claro

donde termina o se dobla el acero de refuerzo adyacente. Por lo que deben satisfacerse las disposiciones de la sección 12.11.3.

12.10.3 El acero de refuerzo se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario resistir la flexión a una distancia igual al peralte efectivo del elemento ó $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de claros simples y en el extremo libre de los voladizos.

12.10.4 El refuerzo continuo debe tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo l_d más allá del punto en donde no se requiere refuerzo por tensión doblado o terminado para resistir flexión.

12.10.5 El acero de refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tensión, a menos que se satisfaga una de las siguientes condiciones:

12.10.5.1 Que el cortante en el punto de corte no exceda las 2/3 partes de lo permitido, incluyendo la resistencia al cortante del acero de refuerzo por cortante proporcionado.

12.10.5.2 Que se proporcione un área de estribos que exceda lo requerido para la torsión y cortante a lo largo de cada terminación de varilla ó alambre, a una distancia a partir del punto de terminación igual a 3/4 partes del peralte efectivo del elemento. El exceso de área A_v de los estribos no debe ser menor que $4.2 b_w s / f_y$. El espaciamiento s no debe exceder de $d/8 \beta_b$ donde β_b es la relación del área del acero de refuerzo cortado al área total del acero de refuerzo en tensión en la sección.

12.10.5.3 Para varillas del # 11 y menores, que el acero de refuerzo continuo proporcione el doble del área requerida por flexión en el punto de corte y el cortante no exceda las 3/4 partes de lo permitido.

12.10.6 En elementos sujetos a flexión se debe proporcionar un anclaje adecuado para el acero de refuerzo en tensión, donde el esfuerzo en el refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como ocurre en las zapatas en pendiente, escalonadas o de sección variable, ménsulas, elementos de gran peralte sujetos a flexión; o elementos en los cuales el refuerzo por tensión no sea paralelo a la cara de compresión.

12.11 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

12.11.1 Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo en elementos libremente apoyados y 1/4 del refuerzo por momento positivo en elementos continuos, se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento en el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar, por lo menos 15 cm en el apoyo.

12.11.2 Cuando un elemento sujeto a flexión sea parte fundamental del sistema que resiste cargas laterales, el acero de refuerzo por momento positivo que se requiere que se prolongue en el apoyo, de acuerdo con la sección 12.11.1, se debe anclar para que desarrolle su resistencia especificada de fluencia f_y a la tensión en la cara de apoyo.

† La expresión entre paréntesis se utiliza como una constante sin unidades.

12.11.3 En los apoyos libres y en los puntos de inflexión, el acero de refuerzo de tensión por momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que l_d calculado para la f_y por la sección 12.2 satisfaga la ecuación 12.2, excepto que la ecuación 12.2 no necesita satisfacerse para la terminación del refuerzo más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (12.2)$$

donde

M_n es el momento resistente nominal suponiendo que todo el acero de refuerzo de la sección sufre esfuerzos hasta el punto de la resistencia especificada a la fluencia f_y .

V_u es la fuerza por cortante factorizada en la sección.

l_a en el apoyo será la longitud de anclaje más allá del centro del apoyo.

l_a en el punto de inflexión debe limitarse al peralte efectivo del elemento o $12 d_b$, el que sea mayor.

El valor de M_n/V_u se puede aumentar en un 30% cuando los extremos del acero de refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

12.12 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

12.12.1 El acero de refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido o en voladizo, o en cualquier elemento de un marco rígido, debe anclarse en ó a través de los elementos de apoyo por longitud de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos.

12.12.2 El acero de refuerzo para momento negativo tendrá una longitud de anclaje en el claro como se estipula en las secciones 12.1 y 12.10.3.

12.12.3 Por lo menos 1/3 del acero de refuerzo total por tensión en el apoyo proporcionado para el momento negativo tendrá una longitud de anclaje más allá del punto de inflexión, no menor que el peralte efectivo del elemento, $12 d_b$ ó 1/16 del claro libre, el que sea mayor.

12.13 LONGITUD DE DESARROLLO DEL ACERO DE REFUERZO DEL ALMA

12.13.1 El acero de refuerzo del alma debe colocarse tan cerca de las superficies de tensión y compresión del elemento, según lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otros refuerzos.

12.13.2 Los extremos de las ramas individuales de los estribos en U, sencillos o múltiples, deben anclarse por cualquiera de los siguientes medios:

12.13.2.1 Para varillas del # 5 y alambre D31 y menores, y para varillas # 6, 7 y 8 con f_y igual a 2 800 kg/cm² o menos, un gancho estándar alrededor del acero de refuerzo longitudinal.

12.13.2.2 Para estribos # 6, 7, 8 con una f_y mayor que 2,800 kg/cm², un gancho de estribo estándar alrededor de una varilla longitudinal más un anclaje entre el punto medio de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho igual o mayor que $0.053 d_b f_y / f_c$.

12.13.2.3 Para cada rama de malla soldada de alambre liso que forme un estribo en U sencillo, ya sea por:

a) Dos alambres longitudinales colocados con un espaciado de 5 cm a lo largo del elemento en la parte superior de la U.

b) Un alambre longitudinal colocado a no más de $d/4$ de la cara en compresión, y un segundo alambre más cercano a la cara en compresión y separado por lo menos 5 cm del primero. El segundo alambre puede estar colocado en una rama del estribo después de un dobléz, o en un dobléz que tenga un diámetro interior de dobléz no menor de $8 d_b$.

12.13.2.4 Para cada extremo de un estribo de una rama de malla de alambre soldado, liso o corrugado, dos alambres longitudinales a un espaciado mínimo de 5 cm y con el alambre interior al menos a $d/4$ ó 5 cm, lo que sea mayor, desde el peralte medio del elemento $d/2$. El alambre longitudinal exterior en la cara de tensión no debe estar más lejos de la cara de la porción del acero de refuerzo primario de flexión más cercana a la cara.

12.13.3 Entre los extremos anclados, cada dobléz en la parte continua de los estribos en U, sencillos o múltiples, debe contener una varilla longitudinal.

12.13.4 Las varillas longitudinales dobladas para trabajar como refuerzos por cortante, si se extiende dentro de una zona de tensión, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse más allá de la mitad del peralte, $d/2$, como se especifica en la sección 12.2 para la longitud de desarrollo para esa parte de la f_y que se necesita para satisfacer la ecuación 11.19.

12.13.5 Las parejas de estribos o anillos en U colocados para que formen una unidad cerrada, deben considerarse adecuadamente traslapados cuando la longitud del traslape sea de 1.3/4. En los elementos con un peralte menor de 45 cm, los traslapes que tengan una resistencia $A_b f_y$ no mayor que 4 100 kg por rama, se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan el peralte total disponible del elemento.

12.14 TRASLAPES EN EL ACERO DE REFUERZO: GENERALIDADES

12.14.1 En el acero de refuerzo sólo se deben hacer traslapes cuando lo requieran o permitan los planos de diseño, las especificaciones, o si lo autoriza el Ingeniero.

12.14.2 Traslapes

12.14.2.1 Para las varillas mayores del # 11 no se deben utilizar traslapes, excepto cuando lo indique la sección 12.16.2 y 15.8.2.3.

12.14.2.2 Los traslapes de paquetes de varilla deben basarse en la longitud de traslape requerida para las varillas individuales dentro de un paquete, aumentada de acuerdo con la sección 12.4. Los traslapes de las varillas individuales dentro de un paquete no deben traslaparse en el mismo lugar. No deben traslaparse paquetes enteros.

12.14.2.3 Las varillas traslapadas por medio de traslapes sin contacto en elementos sujetos a flexión no deben separarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

12.14.3 Empalmes soldados y uniones mecánicas

12.14.3.1 Se pueden usar empalmes soldados u otras uniones mecánicas.

12.14.3.2 Excepto en lo dispuesto por este reglamento, todo lo referente a soldadura se llevará a cabo de acuerdo con el "Structural Welding Code -- Reinforcing Steel" (AWS D1.4).

12.14.3.3 Un empalme totalmente soldado debe tener varillas soldadas a tope para desarrollar en tensión, por lo menos, un 125% de la resistencia especificada a la fluencia f_y de la varilla.

12.14.3.4 Las conexiones totalmente mecánicas deben desarrollar en tensión ó compresión, según se requiera, por lo menos un 125% de la resistencia especificada a la fluencia f_y de la varilla.

12.14.3.5 Los empalmes soldados y las uniones mecánicas que no cumplan con los requisitos de las secciones 12.14.3.3 ó 12.14.3.4 se pueden utilizar de acuerdo con la sección 12.15.4.

12.15 TRASLAPES DE ALAMBRES Y VARILLAS CORRUGADAS SUJETOS A TENSION

12.15.1 La longitud mínima del traslape en tensión será conforme a los requisitos de empalmes clases A o B, pero no menores que 30 cm, donde:

Traslape clase A	1.0 l_d
Traslape clase B	1.3 l_d

donde, de acuerdo con la sección 12.2, l_d es la longitud de desarrollo por tensión para la resistencia a la fluencia especificada f_y , sin el factor de modificación de la sección 12.2.5.

12.15.2 Los traslapes de alambres y varilla corrugados sujetos a tensión deben ser traslapes clase B, excepto que sean permisibles traslapes de clase A cuando: (a) el área del refuerzo proporcionado es al menos el doble que el requerido por análisis a todo lo largo del traslape y (b) una mitad, o menos, del refuerzo total está traslapado dentro de la longitud del traslape requerido.

12.15.3 Los empalmes soldados ó las uniones mecánicas utilizados donde el área del refuerzo proporcionada es menor de 2 veces la requerida por el análisis, deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 ó de la 12.14.3.4.

12.15.4 Los empalmes soldados ó las conexiones mecánicas utilizados donde el área del refuerzo proporcionada es, por lo menos, 2 veces la requerida por el análisis deben cumplir con lo siguiente:

12.15.4.1 Los empalmes deben estar escalonados, cuando menos 60 cm, de tal manera que desarrollen en cada sección, por lo menos, 2 veces la fuerza de tensión calculada en esa sección, pero no menos de 1 400 kg/cm² para el área total del refuerzo proporcionado.

12.15.4.2 Cuando se calcula la fuerza de tensión desarrollada en cada sección, el refuerzo empalmado puede evaluarse en razón de la resistencia especificada del traslape. El refuerzo no empalmado debe evaluarse en razón de esa fracción de f_y definida por la relación de la longitud de desarrollo real más corta a la l_d requerida, para desarrollar la resistencia especificada a la fluencia f_y .

12.15.5 Los empalmes en "elementos de amarre en tensión" se deben hacer con un empalme completamente soldado ó una unión mecánica completa, de acuerdo con las secciones 12.14.3.3 ó 12.14.3.4, y los empalmes en las varillas adyacentes deben estar escalonados por lo menos a 76 cm.

12.16 TRASLAPES DE VARILLAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION

12.16.1 La longitud de un traslape para en compresión será de $0.0071 f_y d_b$, para f_y igual a 4 200 kg/cm² ó menor, ó $(0.0128 f_y - 24)d_b$ para f_y mayor que 4 200 kg/cm², pero no debe ser menor que 30 cm. Para f'_c menor que 210 kg/cm², la longitud del traslape debe incrementarse en 1/3.

12.16.2 Cuando se traslapan varillas de diferente tamaño, en compresión, el largo del traslape debe ser lo que sea mayor de: la longitud de desarrollo de la varilla de tamaño mayor ó la longitud del traslape de la varilla de tamaño menor. Los tamaños de varillas # 14 y 18 pueden traslaparse a varillas del # 11 y de tamaño menor.

12.16.3 Los empalmes soldados o las uniones mecánicas usadas en compresión deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 ó de la 12.14.3.4.

12.16.4 Traslapes en apoyos extremos

12.16.4.1 En las varillas que se requieren sólo para compresión, el esfuerzo de compresión se puede transmitir por apoyo directo en los cortes a escuadra, mantenidos en contacto concéntrico por medio de un dispositivo adecuado.

12.16.4.2 Los extremos de las varillas deben terminarse en superficies planas que formen un ángulo recto con el eje de la varilla, con una tolerancia de 1.5°, y se colocarán con una tolerancia de 3° del apoyo completo después del ensamble.

12.16.4.3 Los traslapes en los apoyos de extremo se deben usar únicamente en elementos que tengan estribos ó anillos cerrados ó espirales.

12.17 REQUISITOS ESPECIALES DE TRASLAPES PARA COLUMNAS

12.17.1 Deben usarse traslapes, empalmes soldados a tope, conexiones mecánicas, ó empalmes para apoyo de extremo, con las limitaciones de las secciones 12.17.2 a la 12.17.4. El empalme debe satisfacer los requisitos para todas las combinaciones de carga de las columnas.

12.17.2 Traslapes en columnas

12.17.2.1 Cuando el esfuerzo de las varillas debido a las cargas factorizadas es de compresión, los traslapes deben cumplir con los requisitos de la sección 12.16.1, 12.16.2, y cuando sean aplicables, los de la sección 12.17.2.4 ó 12.17.2.5.

12.17.2.2 Cuando el esfuerzo de las varillas debido a las cargas factorizadas es de tensión, y no excede $0.5f_y$ en tensión, los traslapes por tensión deben ser clase B si más de la mitad de las varillas en cualquier sección, ó traslapes por tensión de clase A si la mitad o menos de las varillas están traslapadas en cualquier sección, y los traslapes alternos están escalonados por l_d .

12.17.2.3 Cuando el esfuerzo de las varillas debido a cargas factorizadas es mayor que $0.5f_y$ en tensión, los traslapes por tensión deben ser clase B.

12.17.2.4 En elementos sujetos a compresión reforzados con anillos, en los que los anillos a lo largo de la longitud del traslape para traslape tengan un área efectiva no menor que $0.0015h_s$, la longitud del traslape se debe multiplicar por 0.83, pero la longitud de traslape no debe ser menor que 30 cm. Las ramas del anillo perpendiculares a la dimensión h deberán usarse para determinar el área efectiva.

12.17.2.5 En elementos sujetos a compresión con acero de refuerzo en espiral, la longitud del traslape de las varillas dentro de una espiral se puede multiplicar por 0.75, pero dicha longitud no debe ser menor de 30 cm.

12.17.3 Traslapes soldados o uniones mecánicas en columnas

Los traslapes soldados o las uniones mecánicas en columnas deben cumplir con los requisitos de la sección 12.14.3.3 ó la 12.14.3.4.

12.17.4 Traslapes en apoyo de extremo en columna

Los traslapes en apoyo de extremos que cumplan con la sección 12.16.4 pueden usarse para varillas en colum-

na. Las varillas a esfuerzos por compresión con la condición de que los traslapes estén escalonados ó que se proporcionen varillas adicionales en los puntos de traslape. Las varillas que continúan en cada cara de la columna deberán tener una resistencia a la tensión, basada en la resistencia especificada a la fluencia f_y , no menor que $0.25 f_y$ veces el área del acero de refuerzo vertical en esa cara.

12.18 TRASLAPES DE MALLA DE ALAMBRE CORRUGADO SOLDADO SUJETOS A TENSION

12.18.1 La longitud mínima del traslape de mallas de alambre corrugado soldado, medida entre los extremos de cada hoja de malla, no debe ser menor que $1.3 l_d$ ni 20 cm; y el traslape medido entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla no debe ser menor que 5 cm. l_d debe ser la longitud de desarrollo para la resistencia especificada a la fluencia f_y de acuerdo con la sección 12.7.

12.18.2 Los traslapes de malla de alambre corrugado soldado, sin alambre cruzados dentro de la longitud del traslape, se deben determinar de manera similar a los del alambre corrugado.

12.19 TRASLAPES DE MALLA DE ALAMBRE LISO SOLDADO SUJETOS A TENSION

La longitud mínima del traslapes de malla de alambre liso soldado debe cumplir con las siguientes especificaciones:

12.19.1 Cuando el área del acero de refuerzo proporcionado es menor que 2 veces la requerida por el análisis en la localización del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 5 cm, ni menor que $1.5 l_d$ ó 15 cm, l_d debe ser la longitud de desarrollo para la resistencia especificada a la fluencia f_y de acuerdo con la sección 12.8.

12.19.2 Cuando el área del acero de refuerzo proporcionada es por lo menos dos veces la requerida por el análisis en la localización del traslape, la longitud del traslape, medida entre los alambres transversales más alejados de cada hoja de malla, no deber ser menor que $1.5 l_d$ ni que 5 cm. l_d debe ser la longitud de desarrollo para la resistencia especificada a la fluencia f_y de acuerdo con la sección 12.8.