

33  
29



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**“ A R A G O N ”**

**FALLA DE ORIGEN**

**ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO  
DEL PUENTE BALUARTE II**

**T E S I S**  
Que para obtener el Título de:  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P r e s e n t a  
**R A M O N G U T I E R R E Z R U I Z**

**San Juan de Aragón, Estado de México**

**1995**



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

33  
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**“ARAGON”**

**FALLA DE ORIGEN**

**ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO  
DEL PUENTE BALUARTE II**

**T E S I S**

**Que para obtener el Título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**P r e s e n t a**

**RAMON GUTIERREZ RUIZ**

**San Juan de Aragón, Estado de México**

**1995**

## INDICE

<b>CAPITULADO</b>	<b>pág.</b>
<b>PROLOGO</b> .....	<b>1</b>
<b>I. INTRODUCCION</b> .....	<b>5</b>
<b>II. PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA Y LA NECESIDAD</b> .....	<b>7</b>
<b>III. DESCRIPCIÓN FÍSICA Y ALTITUD DE LA CUENCA DEL RÍO BALUARTE</b> .....	<b>8</b>
<b>IV. DESCRIPCIÓN DE LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA BALUARTE II</b> .....	<b>10</b>
<b>V. ESCURRIMIENTOS OBSERVADOS EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA DE LA CUENCA DEL RÍO BALUARTE</b> .....	<b>11</b>
<b>VI. PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE (P.M.P.)</b> .....	<b>12</b>
<b>VI.A. MÉTODOS PARA ESTIMAR LA P.M.P. (PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE)</b> .....	<b>12</b>
<b>VI.A.1. MÁXIMIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS MODELOS DE TORMENTAS</b> .....	<b>12</b>
<b>VI.A.2. TRANSPOSICIÓN DE TORMENTAS</b> .....	<b>13</b>
<b>VI.A.3. MÉTODO ESTADÍSTICO O MÉTODO DE HERSHFIELD</b> .....	<b>13</b>
<b>VI.A.3.A. SECUELA DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DE HERSHFIELD</b> .....	<b>14</b>
<b>VII. MÉTODOS HIDROLÓGICOS</b> .....	<b>27</b>
<b>VII.A. MÉTODO DE GUMBEL</b> .....	<b>27</b>
<b>VII.B. MÉTODO DE VEN TE CHOW</b> .....	<b>41</b>
<b>VII.B.1. Descripción del método</b> .....	<b>41</b>
<b>VII.B.2. Factores que afectan al escurrimiento</b> .....	<b>43</b>
<b>VII.B.3. Determinación del factor de escurrimiento X</b> .....	<b>47</b>
<b>VII.B.4. Determinación del factor de reducción del pico, Z</b> .....	<b>47</b>
<b>VII.B.5. Procedimiento de cálculo</b> .....	<b>51</b>
<b>VII.C. MÉTODO DE CREAGER - LOWRY</b> .....	<b>65</b>
<b>VII.D. MÉTODO RACIONAL</b> .....	<b>78</b>
<b>VII.E. MÉTODO ESTADÍSTICO (Correlación Lineal Simple y Correlación Lineal Múltiple)</b> .....	<b>85</b>

## INDICE

<b>CAPITULADO</b>	<b>pág.</b>
VII.E.1. CORRELACION LINEAL SIMPLE.....	85
VII.E.1.A. LISTADO DEL PROGRAMA.....	89
VII.E.2. CORRELACION LINEAL MULTIPLE.....	90
VII.E.2.A. LISTADO DEL PROGRAMA.....	92
VII.E.3. APLICACION DEL METODO ESTADISTICO.....	95
VII.E.3.A. ESTACIONES HIDROMETRICAS CERCANAS Y SOBRE EL RIO "BALUARTE" CON AFOROS ANUALES.....	95
VII.F. ESTUDIO HIDROLOGICO Y TOPOHIDRAULICO.....	114
VII.F.1. PLANOS.....	129
VII.F.2. FOTOGRAFIAS.....	134
VIII. METODOS HIDRAULICOS.....	143
VIII.A. ECUACION DE MANNING PARA RIOS, ARROYOS O CANALES A CIELO ABIERTO.....	143
VIII.A.1. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA RIOS, ARROYOS O CANALES A CIELO ABIERTO.....	143
VIII.B. ECUACION DEL PRINCIPIO DE CONTINUIDAD.....	149
IX. METODOS PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION.....	150
IX.A. SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE.....	151
IX.A.1. SOCAVACION GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS.....	152
IX.A.1.1. Analisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme..	153
IX.A.1.2. Analisis de la socavación general para suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme...	159

## INDICE

<b>CAPITULADO</b>	<b>pág.</b>
<b>IX.A.1.3. Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos.....</b>	<b>160</b>
<b>IX.A.1.4. Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos.....</b>	<b>162</b>
<b>IX.A.2. SOCAVACION GENERAL EN CAUCES INDEFINIDOS.....</b>	<b>163</b>
<b>IX.B. SOCAVACION LOCAL EN LAS PILAS DE LOS PUENTES.....</b>	<b>166</b>
<b>IX.B.1. METODO DE LAURSEN Y TOCH.....</b>	<b>166</b>
<b>IX.B.2. METODO DE YAROSLAVTZIEV.....</b>	<b>169</b>
<b>IX.B.2.1. METODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESION.....</b>	<b>169</b>
<b>IX.B.2.2. METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA SUELOS COHESIVOS.....</b>	<b>172</b>
<b>IX.B.3. METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACIONES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM.....</b>	<b>174</b>
<b>X. METODO GEOLOGICO DE INSPECCION DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA (CALCULO DE SOBRE-ELEVACION).....</b>	<b>249</b>
<b>XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>320</b>

## TESIS PROFESIONAL

### PROLOGO

Proyectar o construir un puente es una de las actividades más creativas de la Ingeniería Civil.

Los puentes son elementos complementarios de las obras viales terrestres, caminos o ferrocarriles y por ello participan, simultáneamente con estas obras, en el desarrollo económico de un país.

Los puentes son también obras utilitarias, indispensables para permitir el drenaje superficial del suelo a través de las terracerías, de las vías de comunicación terrestre o para permitir a éstas el cruce a desnivel de otras vías de comunicación o para el cruce de un valle profundo o de un brazo de mar.

La importancia y la complejidad de los puentes puede ser muy grande, tan grande quizás o a veces mayor que la de la obra vial a la que sirven.

En México, el puente Isla Aguada - Puerto Real, de 3,247 m. de longitud conecta la Isla del Carmen con tierra firme en el Estado de Campeche. Este puente está integrado por 104 tramos de 30.64 m. de longitud.

La dificultad para construir, reparar o rehabilitar en forma inmediata los puentes, los convierte en los elementos determinantes para mantener una operación eficiente e ininterrumpida del servicio de transporte.

Cuando el agua arrasa o deteriora un terraplén, éste puede reconstruirse rápidamente en unas horas o cuando mucho en unos cuantos días, pero cuando el agua socava y derrumba un puente, o cuando éste sufre un colapso por cualquier otra causa, se requieren meses o aún años para reconstruirlo o reponerlo.

A este respecto vale la pena citar como ejemplo el caso muy particular del puente Coatzacoalcos I.

Durante muchos años la región Sureste de México, se vió aislada del resto de la República por falta de un cruce permanente sobre el Río Coatzacoalcos y no fue sino hasta 1961 en que, al construirse el puente Coatzacoalcos I, esta importante zona se pudo integrar al territorio nacional.

## TESIS PROFESIONAL

El puente tiene una longitud total de 967 m. y está formado por 27 tramos de 31 m. de claro y un tramo levadizo de 65 m.

En sección transversal el puente consta de dos cuerpos, uno para el tránsito carretero, con dos más de circulación, y el otro para una vía de ferrocarril.

El cuerpo carretero tiene un ancho total de 9.18 m. y el cuerpo para ferrocarril tiene un ancho de 3.4 m.

El puente funcionó prácticamente sin contratiempos hasta octubre de 1972 en que un buque tanque petrolero chocó contra una de las pilas de los tramos, creando con ello una situación de emergencia con prioridad nacional, porque para entonces el desarrollo del país estaba ya vinculado íntimamente a la región del Sureste y en ese momento, más que antes, fue indispensable restablecer el tránsito en un tiempo mínimo, lo cual gracias al esfuerzo de los técnicos y de los trabajadores mexicanos y a un alto costo se logró en sólo veintinueve días.

La Ingeniería es el arte creativo de resolver los problemas que la vida práctica impone a la sociedad para preservar su existencia, su bienestar y su desarrollo armónico.

Estos problemas se manifiestan al hacerse concientes las carencias de la sociedad y provienen del deseo de transformar esos estados de carencia en otros en que se disminuya o se elimine tal carencia.

Todas las formas de solución posibles nacen de una actividad combinatoria, de una colocación de las cosas bajo diferentes perspectivas.

Para la mayor parte de los problemas se pueden encontrar muchas soluciones posibles alternativas, muchas más quizás de las que el tiempo disponible permitiría investigar.



## TESIS PROFESIONAL

Crear consiste precisamente en no hacer combinaciones inútiles, las cuales constituyen sólo una escasa minoría.

Lo que finalmente nos guía hacia las combinaciones fructíferas, es "la Heurística".

La heurística es la "sensibilidad emocional" o la "intuición física" o la "familiaridad intuitiva" que nos permite tener una idea de cuales son aquellas combinaciones a través de las cuales se puede llegar a lograr la efectividad, para separarlas de las combinaciones absurdas.

Resolver un problema implica algo más que encontrar una combinación posible, se requiere, más que nada, encontrar la forma combinatoria preferible.

Toda solución aceptable debe cumplir con ciertos requerimientos o restricciones del problema que deben establecerse de antemano.

Para poder seleccionar la forma preferible de resolver un problema de entre varias soluciones alternativas, se aplican normas de preferencia a las que se denomina "criterios".

La característica distintiva de aquellas soluciones que podríamos considerar que son el resultado de una actividad creativa, es que producen una sorpresa efectiva, o sea, son las soluciones inesperadas, las que de pronto nos causan una admiración espontánea aunque inmediatamente después nos parece que eran las soluciones obvias, y nos sentimos obligados a reconocer su mérito.

Los actos combinatorios que producen una sorpresa efectiva casi siempre se realizan mediante el ejercicio de la técnica.

La creatividad en la Ingeniería generalmente se realiza a través de un conjunto de especialistas que poseen múltiples experiencias y conocen variadas técnicas.

## TESIS PROFESIONAL

Estos especialistas, con sentido de libertad y gran celo, exploran todas las posibilidades para encontrar soluciones elegantes mediante la acción recíproca de todos los miembros del grupo que en conjunto se vuelven más fuertes de lo que cada uno de ellos es individualmente.

Esta creatividad se ha manifestado a lo largo del tiempo en la Ingeniería de Puentes a través de los evidentes progresos técnicos que comprenden la planeación, diseño, construcción y operación que se realizan aparentemente por incrementos sucesivos pero que en realidad son el resultado de los constantes esfuerzos de los ingenieros por alcanzar la excelencia en sus desempeños.

Dos de los datos fundamentales que pueden resumirse para proyectar una obra de ingeniería hidráulica son:

a) Obtención de la avenida máxima extraordinaria que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general.

b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua potable, aprovechamientos hidroeléctricos y navegación de ríos.

El ingeniero para adoptar el gasto de diseño más adecuado posible se apoya en la ciencia natural que trata sobre el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre, llamada Hidrología.

Al aplicar un análisis hidrológico el ingeniero debe con sentido común aplicar el método hidrológico que más se apegue a las características de la cuenca en estudio, si existen o no estaciones hidrométricas cercanas al cruce del puente carretero y que tanta regularización de los escurrimientos se presentan como son presas, vertedores, obras de toma, canales, etc.

El estudio hidrológico de un puente no termina en la adopción del gasto de diseño sino en una serie de recomendaciones propias y únicas del estudio que conllevan a un buen funcionamiento del puente que cruza el río y que se verán en los capítulos subsecuentes.

## TESIS PROFESIONAL

### I. INTRODUCCION

Son muy variados los factores que se deben considerar para obtener un valor adecuado para la capacidad de conducción, dependiendo del tipo de río y de las características particulares de cada uno de ellos. Sin embargo, en los estudios de factibilidad que preceden al diseño se deben compilar suficientes datos para efectuar los análisis hidrológicos que permitan obtenerla con suficiente precisión. En el caso de la cantidad de flujo o caudal deberán considerarse las pérdidas a lo largo de la conducción natural o del cauce natural que se pueden atribuir a infiltración, evaporación y pérdidas por operación debido a una regulación de los escurrimientos. De las tres anteriores, las pérdidas por infiltración pueden llegar a ser las de mayor consideración. En estudios hidráulicos y de ríos se puede suponer que del total del agua derivada un tercio de la misma se perderá por concepto de infiltración, evaporación y operación.

Por lo tanto, al utilizar un canal para cambiar el cauce natural de río, ya sea para aliviar la erosión u otra situación de protección permitirá debido a la reducción en las pérdidas diseñar un canal de menor capacidad, con menores costos de construcción y mantenimiento; pero ello no significa que las cosas sean así, en ocasiones las filtraciones pueden constituir una ganancia para el canal, en vez de una pérdida, si el nivel de la superficie freática es suficientemente elevado y si existen otros factores naturales.

La fórmula de Moritz sugiere una manera de calcular la pérdida por filtración total, en m<sup>3</sup> por segundo por km de canal, como sigue:

$$S = 0.038C \sqrt{\frac{Q}{V}}$$

en donde

- S = pérdida en metros cúbicos por segundo por kilómetro de canal
- Q = gasto del canal en metros cúbicos por segundo
- V = velocidad media de la corriente en metros por segundo
- C = metros cúbicos de agua que se pierden en 24 horas en cada metro cuadrado del área mojada del prisma del canal.

## TESIS PROFESIONAL

Las observaciones en ocho proyectos diferentes dieron los siguientes valores promedio para el valor de C en canales de tierra. Estos valores son adecuados para estimaciones preliminares toscas, pero las medidas han demostrado que las pérdidas reales de filtración varían ampliamente dentro de cada uno de los tipos generales de suelo indicados. Por lo tanto, para propósitos de diseño usualmente es necesario hacer estimaciones de pérdidas de filtración en las áreas dudosas, basándose en pruebas reales de campo.

Tipo de material	Valor de C
Grava cementada y suelo duro con limo arenoso.....	0.104
Arcilla y limo arcilloso.....	0.125
Limo arenoso.....	0.201
Ceniza volcánica.....	0.207
Ceniza volcánica con arena.....	0.299
Arena y ceniza volcánica o arcilla.....	0.366
Suelo arenoso con roca.....	0.512
Suelo arenoso y gravoso.....	0.671

De acuerdo con el Programa Nacional para la Modernización de la Infraestructura Carretera que tiene como objetivo medular que se cuente en un periodo razonable corto, con redes de caminos suficientes que brinden los niveles de servicio adecuados, se realizó un nuevo trazo para unir los poblados de Tepic, Nayarit y Mazatlán, Sinaloa por medio de una Autopista rápida, segura y confiable con la finalidad de comunicar la Costa del Océano Pacifico de la Nación por lo que concierne a la SCT bajo responsabilidad directa realizar los estudios y los proyectos de esta autopista con inversión gubernamental o privada; en particular para el estudio Hidrológico e Hidráulico del cruce con el río Baluarte, así como las recomendaciones que se dieron para el diseño del puente desde el punto de vista hidráulico.

## TESIS PROFESIONAL

### II. PLANTEAMIENTO DE LA PROBLEMÁTICA Y LA NECESIDAD

La cuenca tributaria del río Baluarte hasta el cruce carretero tiene una superficie de 4660 km<sup>2</sup> abarcando sus afluentes tributarios los estados de Durango, Nayarit y Sinaloa. (ver fig. A).

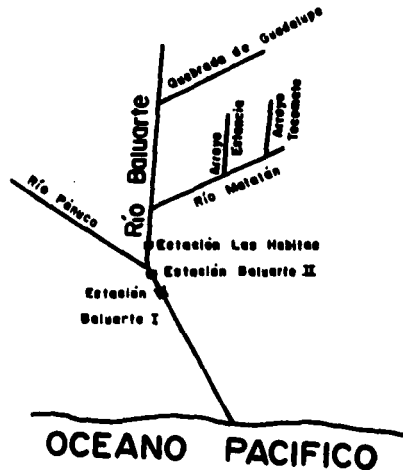


FIGURA A

Pertenece a la Región Hidrológica número 11, según clasificación de la SARH. La corriente nace a 80 km río arriba del cruce, estando formada por los escurrimientos de Quebrada de Guadalupe, Arroyo Tecomate y Arroyo Estancia, río Matatán y río Pánuco además de un pequeño afluente que desemboca por la margen derecha de la Quebrada de Guadalupe principalmente.

El gasto máximo registrado para este río es de 14,140 m<sup>3</sup>/seg aforado en la estación hidrométrica "Baluarte II" que se localiza a 3 Km aguas arriba del eje de proyecto o cruce carretero del río, obtenido en el año de 1968.

La necesidad del proyecto es comunicar a México para llegar a cualquier rincón del país, y se lleve a cabo el intercambio de productos, ideas, costumbres y formas de producción, existiendo de esta misma manera una retroalimentación a nivel nacional y proyectarse en forma internacional competitiva.

## TESIS PROFESIONAL

### III. DESCRIPCION FISICA Y ALTITUD DE LA CUENCA DEL RIO BALUARTE

La cuenca del río Baluarte se encuentra localizada entre las latitudes 22° 50' N y 23° 45' N y las longitudes 105° 20' WG y 106° 01' WG; siendo la forma de su cuenca semejante a la de una pera, con un eje mayor de unos 115 km y una anchura máxima en su parte media de 75 km disminuyendo paulatinamente a una anchura mínima de unos 4 km cerca de su desembocadura. Limita al norte con la cuenca del río Presidio, al sur con la albufera de Teacapan, al oriente con la cuenca del río Acajoneta y al poniente con la cuenca baja del río Presidio y el Océano Pacífico.

A esta corriente se le conoce indistintamente con los nombres de Chamela, Rosario y Baluarte; tiene su nacimiento en una pequeña meseta cercana al poblado de la Peña en el municipio de Pueblo Nuevo, Durango, a una elevación de unos 2600 m.s.n.m., a partir de donde se inicia siguiendo la dirección NE-SW, tomando el nombre de Quebrada de Guadalupe; después de un recorrido de 45 kilómetros recibe por su margen derecha la aportación de un pequeño afluente cerca del poblado de El Zapote, de donde cambia la dirección, siguiendo un rumbo NW-SE, tomando el nombre del río Baluarte o Rosario y sirviendo de límite entre los estados de Durango y Sinaloa.

A lo largo de 35 kilómetros el río hace las veces de límite, para después adentrarse en el estado de Sinaloa, en donde después de un recorrido de 30 km recibe por su margen izquierda, el río Matatán, cambiando a una dirección oriente-poniente, conociéndosele con el nombre de Espíritu Santo.

El río Matatán a su vez está formado por los arroyos Tecomate y Estancia, los cuales tienen sus orígenes en la Sierra de San Francisco, situada en los límites de los estados de Sinaloa y Nayarit, contando con elevaciones máximas de unos 1600 m.s.n.m. Los arroyos antes mencionados descienden por las faldas de dicha Sierra con menos de 10 km hasta una elevación de 200 m.s.n.m.

Después de un recorrido de 43 kilómetros el río Matatán descarga en el río Baluarte y ocho kilómetros aguas abajo en un sitio cercano al rancho Las Habitas, la Secretaría de Recursos Hidráulicos opera desde 1963 la estación hidrométrica Las Habitas, con un área de cuenca de 3535 km<sup>2</sup>, cinco kilómetros aguas abajo de dicha estación, el río Baluarte recibe por su margen derecha el río Panuco uno de sus afluentes principales.

## TESIS PROFESIONAL

El río Pánuco a su vez se inicia cerca del poblado de Santa Lucía, Sin., en el km 1195 de la carretera Matamoros-Durango-Mazatlán a la altura del Trópico de Cáncer, a partir de una elevación de 1600 m.s.n.m., pasando por los poblados de Potrerillos, El Chile, y Cacalotán para después de un recorrido de 60 kilómetros desembocar en el río Baluarte.

A partir de su confluencia con el río Pánuco, el río Baluarte cambia a la dirección NE-SW, cruzando seis kilómetros aguas abajo de dicha confluencia la carretera México-Guadalajara-Nogales, a la altura de la población de Rosario, Sinaloa y tres kilómetros aguas abajo el ferrocarril Sud-Pacífico. En este lugar la Secretaría de Recursos Hidráulicos operó desde Agosto de 1947 hasta junio de 1954, la Estación Hidrométrica "Baluarte I" y a partir de junio de 1954 a la fecha opera la estación hidrométrica "Baluarte II", situada ésta última sobre el puente de la carretera antes mencionada; siendo su área de cuenca de 4653 km<sup>2</sup>, contando además con datos de azolve desde junio de 1956 a la fecha.

Veintisiete kilómetros aguas abajo del puente del ferrocarril Sud-Pacífico el río Baluarte desemboca en el Océano Pacífico, en el sitio conocido como Boca del Baluarte, entre los islotes de Palmito de la Virgen y Palmito de Verde.

Entre las poblaciones principales comprendidas dentro de la cuenca del río Baluarte podemos citar la de Rosario, Sinaloa; y las de Cacalotán, Matatán, Higuera y Agua Verde.

## TESIS PROFESIONAL

### IV DESCRIPCION DE LA ESTACION HIDROMETRICA BALUARTE II

*Nombre de la Estación:* Baluarte II

*Características Geográficas:*

<i>Hidrografía:</i>	Nombre	Número de Clasificación
<u>Colector General:</u>	Río Baluarte	300
<u>Afluente:</u>		000
<u>Subafluente:</u>		000
<u>Canal:</u>		000

Estación: Baluarte II

*Corriente:* Río Baluarte. Este río llamado también del Rosario, nace en la Sierra Madre Occidental en el estado de Durango en donde recibe como afluentes los arroyos de Carpinteros, de las Quebradas, Hondo de Guadalupe y su tributario el río de la Petaca; sirve en parte de línea limítrofe entre los estados de Durango y Sinaloa en donde se interna para pasar por Matatán, Cacaloactán y Rosario y recibir los arroyos Pánuco, Matatán y Santa María y después de un curso de 130 km desemboca en el Océano Pacífico por el puerto de Las Cabras.

*Área Drenada:* El área de cuenca hasta el sitio de la estación es de 4653 km<sup>2</sup>

*Coordenadas:* Lat. N. 22°59'00'', Long. W.G. 105°50'30''

*Ubicación:* La estación está ubicada sobre el río Baluarte aguas abajo de la confluencia del arroyo Pánuco al río Baluarte, en el cruce con la carretera México-Guadalajara-Nogales, a tres kilómetros al este de la población de Rosario, en el municipio de Rosario, Sinaloa

*Acceso:* Por la carretera México-Guadalajara-Nogales, a la altura del km 1127.1 se llega al puente sobre el río Baluarte, sitio de la estación.

*Objeto de su Instalación:* Determinar el régimen hidráulico de la corriente para estudios de aprovechamiento aguas arriba de la estación

*Características del Cauce, Estructuras, Aforos y Observaciones:*

Condiciones del Tramo: El tramo donde está ubicada la estación, es recto en una longitud aproximada de cinco km y está constituido por material de acarreo, arena, grava y cantos rodados.

Sección de Aforos: La sección de aforos está constituida por los vanos formados por las pilas y los estribos del puente carretero, con longitud total de 800 m. El fondo del cauce formado por acarreo, arena y grava.

Escala: La escala está localizada en la margen izquierda, sobre la 8a. pila del puente en el extremo de aguas abajo; está pintada sobre cemento, en dos tramos verticales con una capacidad total de 9.50 m. Las lecturas en esta escala se iniciaron el 27 de junio de 1954.



TESIS PROFESIONAL

V.

ESCURRIMIENTOS OBSERVADOS EN LA ESTACION HIDROMETRICA DE LA CUENCA  
DEL RIO BALUARTE

*Volumenes Anuales en Millones de Metros Cúbicos*

Estación Baluarte II

ANO	VOLUMEN
1948	2704.7
1949	1193.9
1950	868.1
1951	844.5
1952	1274.3
1953	1284.7
1954	871.7
1955	1616.8
1956	890.7
1957	897.8
1958	3056.0
1959	1218.4
1960	916.2
1961	1516.4
1962	1130.0
1963	1752.8
1964	1570.1
1965	1790.1
1966	1643.2
1967	1552.1
1968	3511.2
MEDIO	1076.9
No. ANOS	21

**VI. PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE (P.M.P.)** Los diseños de algunas estructuras hidráulicas, donde el método de estimación de la avenida requiere del conocimiento de la condición más desfavorable de lluvia, se deben estimar a partir de la llamada Precipitación Máxima Probable.

La Precipitación Máxima Probable es un evento al que no se le puede asignar un periodo de retorno y que además, debe ser estimada a partir, de métodos especiales y no en base a la extrapolación.

El término PMP se define de una manera simple, como la cantidad de precipitación que constituye el límite superior físico para una duración determinada sobre una cuenca en particular.

De una manera más completa la Precipitación Máxima Probable para cuencas y un intervalo de tiempo dado, sería la máxima altura de lluvia posible de acuerdo con las condiciones meteorológicas de la zona; también se le puede definir como la máxima altura de lluvia que se produciría en una región, si ocurrieron simultáneamente los valores más desfavorables de un número razonable de factores causantes de la precipitación.

**VI.A. METODOS PARA ESTIMAR LA P.M.P. (PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE)**

Existe un cierto número de métodos para calcular la P.M.P. y varios de ellos son posibles de usar en un estudio particular, en esta parte de la tesis solo se mencionará a tres de ellos y se hará más énfasis en uno de los tres (Métodos Estadísticos o Método de Hershfield).

- a) Maximización de los parámetros de los modelos de tormentas
- b) Transposición de tormentas
- c) Método estadístico o método de Hershfield

**VI.A.1. MAXIMIZACION DE LOS PARAMETROS DE LOS MODELOS DE TORMENTAS.**

Los modelos de tormentas dan los principios básicos para los estudios de maximización de las variables meteorológicas involucradas en el proceso de la lluvia. Los modelos de tormentas son útiles para determinar la Precipitación Máxima Probable en cuencas grandes. Sin embargo, muchos de estos son calibrados para cada aplicación particular y después de probar su bondad, se modifican sus parámetros con el fin de mejorar sus resultados o inclusive se les sustituye por otros.

## TESIS PROFESIONAL

**VI.A.2. TRANSPOSICION DE TORMENTAS.** El procedimiento consiste fundamentalmente en analizar la cuenca en estudio ante grandes tormentas ocurridas en otros sitios. Las mayores tormentas ocurridas en el sitio, junto con las transpuestas desde otros lugares, se maximizan finalmente para obtener la tormenta de diseño.

El trasladar las tormentas de lugares donde ocurrieron a otros lugares donde pudieran ocurrir se llama transposición de tormentas; en este proceso se toman en cuenta, desde el punto de vista meteorológico, la posibilidad de que la tormenta ocurrida en otro lugar sea factible de ocurrir en el sitio en estudio.

La maximización se hace suponiendo que las tormentas históricas extremas seleccionadas son representativas de mecanismos que han trabajado a mayor agua precipitable y que únicamente pueden ser maximizadas en términos de la humedad disponible.

La tormenta puede ser cambiada a una región con características climatológicas y topográficas similares a las de la cuenca donde se quiere determinar la P.M.P. (Precipitación Máxima Probable).

**VI.A.3. METODO ESTADISTICO O METODO DE HERSHFIELD.** Los métodos estadísticos son ampliamente usados para analizar los registros hidrológicos para propósitos de diseño.

El método propuesto por David M. Hershfield se emplea cuando se dispone de suficientes datos de precipitación y se desea hacer una estimación rápida de la P.M.P. Para que sea posible la aplicación del método es necesario contar con un registro de lluvias máximas en 24 horas cuyo número de datos debe tener del orden de 20 y cuando menos mayor o igual a 10, considerando varias estaciones climatológicas.

El citado método fue deducido a partir de los registros de precipitaciones máximas en 24 horas de 2600 estaciones, las cuales en su gran mayoría pertenecen a los Estados Unidos de Norteamérica y se basa en la Ecuación General del Análisis Hidrológico de Frecuencia, la cual para el caso de la estimación de la Precipitación Máxima Probable se convierte en:

$$PMP = X_n + K_m S'n \dots\dots\dots VI.A.3.1.$$

## TESIS PROFESIONAL

en donde:

- PMP = precipitación máxima probable en 24 horas, en milímetros.
- $X_n, S'_n$  = media y desviación estándar, respectivamente, de la serie anual de lluvias máximas en 24 horas, previamente corregidas por valor máximo observado y longitud de registro.
- $K_m$  = factor de frecuencia, función de la media de la serie anual.

### VI.A.3.A. SECUELA DE APLICACION DEL METODO DE HERSHFIELD

1).- En base al registro disponible de precipitación máximas diarias en 24 horas se integra una serie anual, de estaciones climatológicas. Para la tesis se muestra lo anterior en la siguiente tabla que corresponde a la Región Hidrológica No. 11 del Río Baluarte.

DIA	MES	AÑO	hp máx (mm)	ESTACION CLIMATOLOGICA
12	Septiembre	1958	18.5	COMPOSTELA, NAYARIT Y PENON BLANCO, DURANGO
13	Septiembre	1958	84.5	SAN PEDRO, NAYARIT
14	Septiembre	1958	48.0	EL SALTITO
15	Septiembre	1958	42.0	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
16	Septiembre	1958	105.0	LAS GAVITAS, NAYARIT
17	Septiembre	1958	81.0	LAS GAVITAS, NAYARIT
18	Septiembre	1958	97.0	EL PALMITO, SINALOA
19	Septiembre	1958	133.0	EL PALMITO, SINALOA
20	Septiembre	1958	199.0	CONCORDIA, SINALOA
21	Septiembre	1958	117.0	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
22	Septiembre	1958	121.4	MAZATLAN OBS, SINALOA
23	Septiembre	1958	43.5	COMPOSTELA, NAYARIT
24	Septiembre	1958	105.6	CAPOMAL, NAYARIT
25	Septiembre	1958	60.0	HUAYNAMOTA, NAYARIT
26	Septiembre	1958	61.7	CAPOMAL, NAYARIT
27	Septiembre	1958	60.0	SANTIAGO PAPANQUIARO, DURANGO

## TESIS PROFESIONAL

28	Septiembre	1958	60.5	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
29	Septiembre	1958	47.0	FCO. I. MADERO, DURANGO
30	Septiembre	1958	59.0	JUMATAN, NAYARIT
12	Septiembre	1963	110.0	DIMAS, SINALOA
13	Septiembre	1963	61.5	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
14	Septiembre	1963	61.5	TOPIA, DURANGO
15	Septiembre	1963	25.0	SAN IGNACIO, SINALOA
16	Septiembre	1963	111.0	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
17	Septiembre	1963	50.0	LA NORIA, SINALOA
18	Septiembre	1963	128.0	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
19	Septiembre	1963	84.3	IXPALINO, SINALOA
20	Septiembre	1963	31.5	JESUS MARIA, NAYARIT
21	Septiembre	1963	55.9	DESPENADERO, NAYARIT
22	Septiembre	1963	73.0	SAN BLAS, NAYARIT
23	Septiembre	1963	39.0	SIANORI, NAYARIT
24	Septiembre	1963	24.6	SIANORI, NAYARIT
25	Septiembre	1963	37.0	LLANO GRANDE DE DURANGO
26	Septiembre	1963	90.4	EL SALTO, DGO.
27	Septiembre	1963	165.0	LA PEÑA, DURANGO
28	Septiembre	1963	76.0	SANTIAGO, IXCUINTLA, NAY.
29	Septiembre	1963	24.5	JUMATAN, NAYARIT
30	Septiembre	1963	23.0	AMATLAN DE CAÑAS, NAY.
1	Octubre	1963	16.0	SAN MIGUEL DE LOS LOBOS DURANGO
2	Octubre	1963	81.1	PASO DE AROCHA, NAYARIT
5	Septiembre	1968	61.0	TAMAZULA, DURANGO
6	Septiembre	1968	68.5	ROSA MORADA, NAYARIT
7	Septiembre	1968	93.5	EL PINO, DURANGO
8	Septiembre	1968	36.0	PUEBLO NUEVO, DURANGO
9	Septiembre	1968	42.0	SAN PEDRO IXCATAN, NAYARIT
10	Septiembre	1968	61.0	SAN IGNACIO, SINALOA
11	Septiembre	1968	134.5	EL PINO, DURANGO
12	Septiembre	1968	320.0	SIQUEROS
13	Septiembre	1968	224.6	LAS HABITAS, SINALOA

NOTA: En este cuadro se encuentran los datos de 1958, 1963 y 1968 obtenidos del Boletín Hidrológico No. 11 Zona de los Ríos Presidio a San Pedro TOMO II

## TESIS PROFESIONAL

### Ejemplo de aplicación

Obtención de PMP en la cuenca Presidio - San Pedro empleando el Método de Hershfield

La cuenca del Río Presidio - Río San Pedro cuenta con varias estaciones climatológicas. El área de la cuenca es de 78942 km<sup>2</sup>. En el cuadro anterior se presentan los datos de lluvias máximas diarias en 24 horas, registradas en las estaciones climatológicas que se indican en la tabla de arriba.

2).- A la serie anual formada se le suprime el evento máximo formándose dos series de (n) y (n-1) datos extremos.

A cada una de estas dos series se les calcula su media y su desviación estándar, por medio de las fórmulas siguientes.

a) Obtención de la media y la desviación estándar para la serie anual.

$$\bar{X}_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} X_i}{n} = 80.67 \dots \dots \dots \text{VI.A.3.A.1.}$$

$$S'_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n-1} (X_i - \bar{X}_n)^2}{n - 1} = 56.70 \dots \dots \dots \text{VI.A.3.A.2.}$$

b) Obtención de la media y la desviación estándar suprimiendo el evento máximo

$$X_{n-1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n-1} X_i}{n - 1} = 75.69 \dots \dots \dots \text{VI.A.3.A.3.}$$

TESIS PROFESIONAL

$$\sum_{i=1}^{i=n-2} (X_i - \bar{X}_n)^2$$

$$S'^2_{n-1} = \frac{\dots}{n - 2} = 45.15 \dots \dots \dots \text{VI.A.3.A.4.}$$

3).- Se calcula el factor de frecuencia Km por medio de la figura B, en base a la media de la serie anual (Xn) y de la duración que se analiza (24 horas).

Obtención de Km

Entrando con Xn = 80.67 y una duración de la lluvia igual a 24 horas a la figura B se obtiene

$$Km = 15.8$$

El cálculo de Km en base a la figura B puede conducir a valores muy altos para algunas regiones y a valores muy bajos para otras áreas, por lo cual se recomienda calcular los valores de Km para todos los registros disponibles en la zona; los factores Km se calculan por medio de la ecuación siguiente:

$$Km = \frac{P_{\max} - P}{S} \dots \dots \dots \text{VI.A.3.A.5.}$$

en donde:

- Km = Factor de frecuencia (desconocido) adimensional
- P<sub>máx</sub> = precipitación máxima del registro disponible de lluvias máximas en 24 horas (conocida), en mm.
- P, S = media y desviación estándar de las lluvias máximas del registro disponible en mm.

Los valores de Km calculados se llevan a una gráfica en cuyo eje de las ordenadas contenga a los valores de Km contra las magnitudes de P en las abscisas.

Con tal gráfica se podrá trazar una curva que definirá los valores de Km a usar en la zona, que permitirá verificar o corregir al calculado con la ayuda de la figura B.

TESIS PROFESIONAL

VARIACION DEL COEFICIENTE DE FRECUENCIA (Km) DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA.

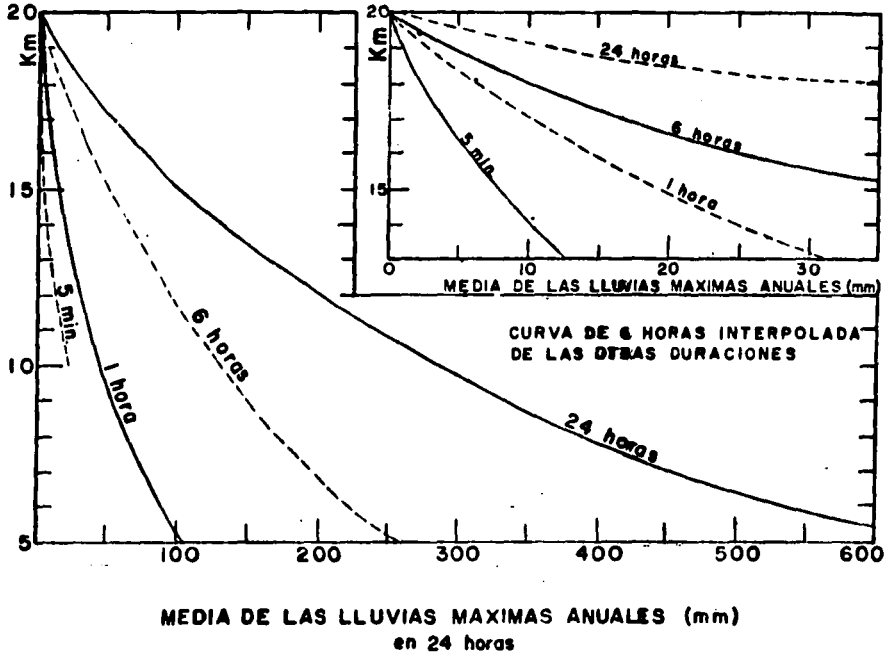


Figura B



## TESIS PROFESIONAL

4).- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual, por máxima precipitación observada, con auxilio de la figura C y D, respectivamente; en función de la longitud de registro (n) datos y de las relaciones:

$$(\bar{X}_{n-1})/(\bar{X}_n) \quad \text{y} \quad (S'_{n-1})/(S'_n)$$

Ajuste de la media y la desviación estándar, por máxima precipitación observada

$$\frac{\bar{X}_{n-1}}{\bar{X}_n} = 0.938 \qquad \frac{S'_{n-1}}{S'_n} = 0.796$$

Con los valores obtenidos y empleando las figuras C y D respectivamente se obtiene:

$$\text{Factor de ajuste de la media ( f1 )} = 0.95$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar ( F1 )} = 0.86$$

5).- Se ajustan o corrigen la media y la desviación estándar de la serie anual por tamaño de la muestra. Con ayuda de la figura E teniendo en cuenta la longitud del número de datos.

Ajuste por tamaño de la muestra

Utilizando el valor de la longitud del registro (49 datos) y entrando con este valor en la figura E, se determinará el factor de ajuste a la media y a la desviación estándar del registro

$$\text{Factor de ajuste de la media ( f2 )} = 1.0$$

$$\text{Factor de ajuste de la desviación estándar ( F2 )} = 1.0$$

TESIS PROFESIONAL  
**AJUSTE DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS  
 OBSERVADAS**

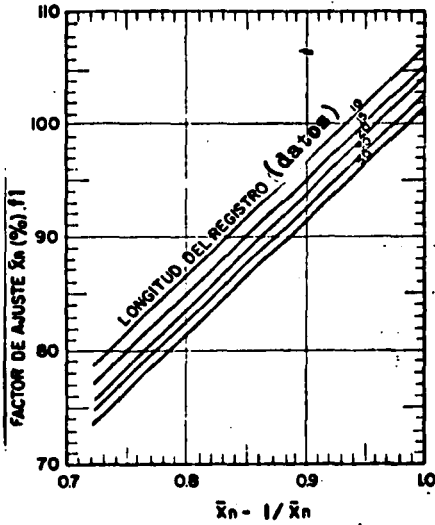
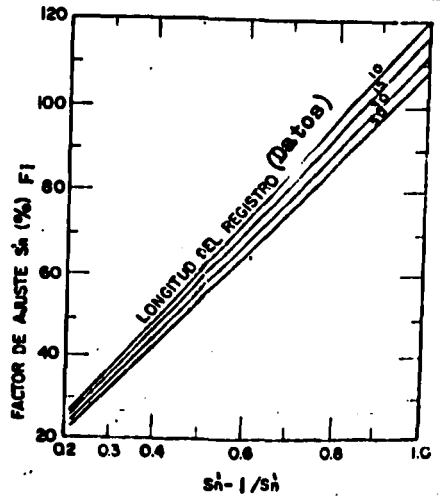


Figura D

Figura C



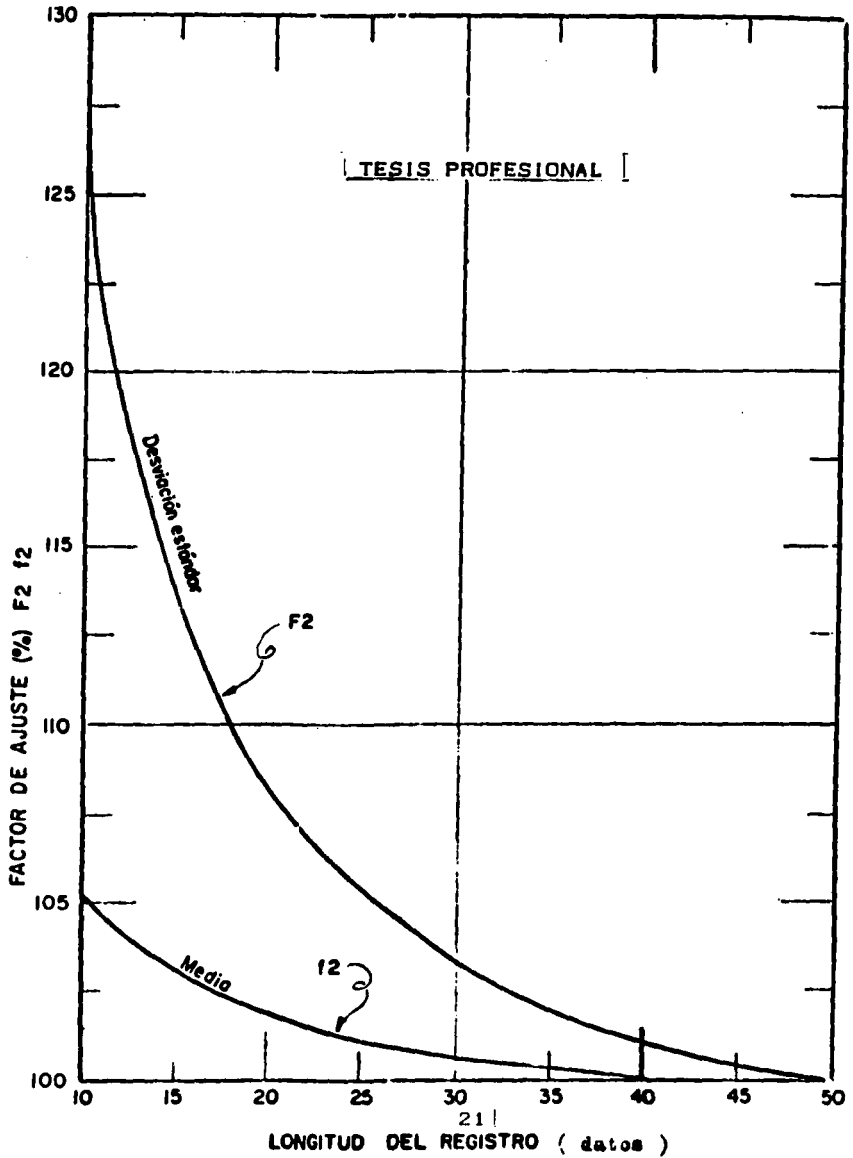


Figura 3

**AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO**

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

## TESIS PROFESIONAL

6).- Con los valores ya corregidos de la media y la desviación estándar se calcula la Precipitación Máxima Probable por medio de la ecuación VI.A.3.1.

Calculo de la PMP

a) Obtención de la media ajustada

$$X = f_1 f_2 X_n = (0.95)(1.0)(80.67) = 76.64$$

b) Obtención de la desviación estándar ajustada

$$S'n = F_1 F_2 S'n = (0.86)(1.0)(56.70) = 48.76$$

c) Obtención de la PMP, aplicando la fórmula VI.A.3.1. se obtiene

$$PMP = X_n + K_m S'n = 76.64 + 15.8(48.76) = 847 \text{ mm}$$

7).- En seguida, la PMP calculada se corrige por intervalo fijo y único de observación, pues los datos empleados para calcularla son lluvias de duración 24 horas medidos diariamente a la misma hora, entonces el valor calculado en el paso anterior se debe multiplicar por un factor de ajuste que según Hershfield vale 1.13

Corrección de la PMP por intervalo fijo y único de observación

$$PMP = 1.13 (847) = 957 \text{ mm}$$

8).- Cuando se requiere la magnitud de la PMP para duraciones diferentes a 24 horas se puede distribuir ésta en el tiempo, para lo que existen varias técnicas y entre ellas puede utilizarse la siguiente:

Se utiliza la curva envolvente de registros mundiales de lluvia (tabla A), dada en la figura F, localizándose para la duración de 24 horas el valor ya corregido de la PMP en milímetros y trazando por tal punto una línea recta paralela a la envolvente mundial, se podrán leer las magnitudes de la PMP para cualquier otra duración o duraciones requeridas.

**TABLA DE LOS REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA**

Tabla A

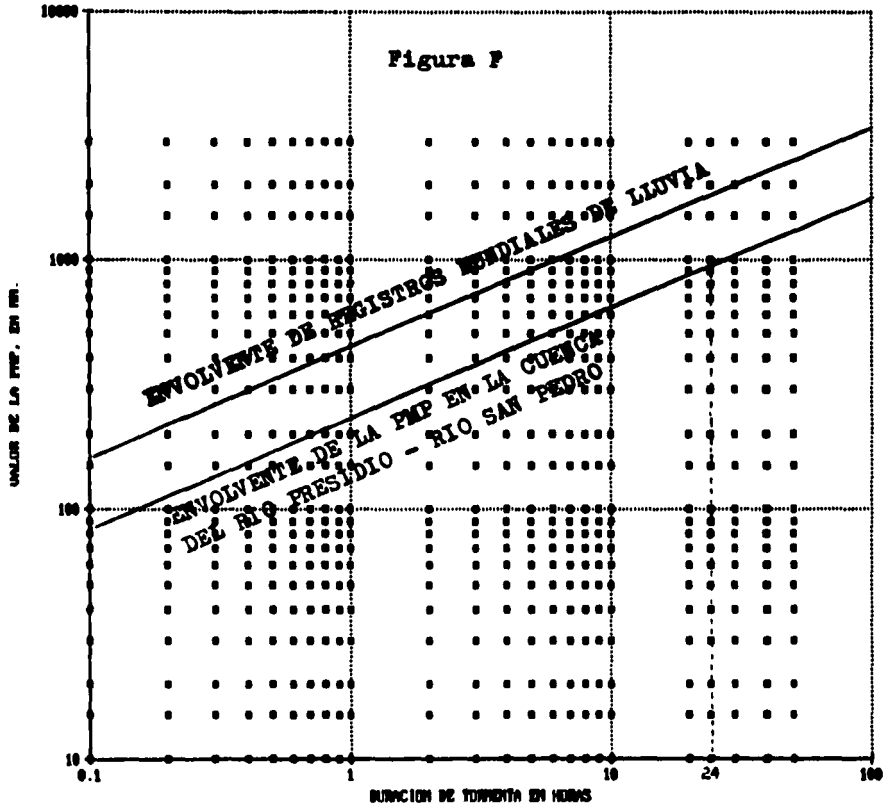
No	DURACION		LAMINA DE LLUVIA		LOCALIZACION DE LA ESTACION	FECHA DE
		Horas	Pulgadas	mm.		
1	1 minute	0.20	1.5	38.0	Barot, Guadalupe	Noviembre 26
2	3 minutos	0.13	4.98	126.0	Fussen, Bavaria	Mayo 23
3	15 minutos	0.23	7.80	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12
4	20 minutos	0.33	8.10	205.7	Curtea de Arges, Rumania	Julio 7
5	42 minutos	0.70	12.00	304.8	Holt, Missouri USA	Junio 22
6	2 hrs. 10 min.	1.17	19.00	482.6	Rockport, W. Virginia USA	Julio 18
7	2 hrs. 45 min.	2.75	22.00	558.8	D'Henle, Texas USA	Mayo 31
8	4 hrs. 30 min.	4.50	30.80	782.3	Smethport, Pennsylvania	Julio 18
9	9 hrs.	9.00	42.79	1,086.9	Belouve, La Reunion	Febrero 28
10	12 hrs.	12.00	52.76	1,340.1	Belouve, La Reunion	Febrero 28-
11	18 hrs. 30 min.	18.50	55.49	1,433.8	Belouve, La Reunion	Febrero 28-
12	24 hrs.	24.00	73.62	1,869.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 18-
13	2 días	48.00	98.42	2,499.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 18-
14	3 días	72.00	127.96	3,240.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 18-
15	4 días	96.00	137.95	3,503.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 14-
16	5 días	120.00	151.73	3,833.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-
17	6 días	144.00	159.85	4,059.1	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-
18	7 días	168.00	161.81	4,110.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 12-
19	8 días	192.00	162.59	4,129.8	Cilaos, La Reunion	Marzo 11-
20	15 días	360.00	188.88	4,797.6	Cherrapunji, India	Enero 24
21	31 días	744.00	366.14	9,300.0	Cherrapunji, India	Julio
22	2 meses	1,488.00	502.63	12,766.8	Cherrapunji, India	Junio-Julio
23	3 meses	2,232.00	644.44	16,368.8	Cherrapunji, India	Mayo-Julio
24	4 meses	2,976.00	737.70	18,737.0	Cherrapunji, India	Abril-Julio
25	5 meses	3,720.00	803.62	20,412.0	Cherrapunji, India	Abril-Ago
26	6 meses	4,464.00	884.03	22,454.4	Cherrapunji, India	Abril-Septi
27	11 meses	8,184.00	905.12	22,990.0	Cherrapunji, India	Enero-Novie
28	1 año	8,928.00	1,041.78	26,461.2	Cherrapunji, India	Agosto
29	2 años	17,856.00	605.05	40,768.3	Cherrapunji, India	Julio

**BLA DE LOS REGISTROS MUNDIALES DE LLUVIA**

Tabla A

D N	LAMINA DE LLUVIA		LOCALIZACION DE LA ESTACION.	FECHA DE TORMENTA	
	Oras	Pulgadas		mm.	
0.20	1.5	38.0	Baret, Guadalupe	Noviembre 26	1970
0.13	4.95	126.0	Fussen, Bavaria	Mayo 25	1920
0.25	7.80	198.1	Plum Point, Jamaica	Mayo 12	1915
0.33	8.10	205.7	Curtea de Arges, Rumania	Julio 7	1889
0.70	12.00	304.8	Holt, Missouri U.S.A	Junio 22	1947
1.17	19.00	482.6	Rockport, W. Virginia U.S.A	Julio 18	1889
2.75	22.00	558.8	D. Hanis, Texas U.S.A	Mayo 31	1935
4.50	30.60	782.3	Smethport, Pennsylvania	Julio 18	1942
9.00	48.79	1,086.9	Belouze, La Reunion	Febrero 28	1964
12.00	82.76	1,340.1	Belouze, La Reunion	Febrero 28-29	1964
18.50	55.49	1,433.8	Belouze, La Reunion	Febrero 28-29	1964
24.00	73.62	1,869.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-16	1952
48.00	98.42	2,499.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-17	1952
72.00	127.56	3,240.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 15-18	1952
96.00	137.95	3,503.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 14-18	1952
120.00	151.73	3,833.9	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-18	1952
144.00	159.95	4,059.1	Cilaos, La Reunion	Marzo 13-18	1952
168.00	161.81	4,110.0	Cilaos, La Reunion	Marzo 12-18	1952
192.00	162.59	4,129.8	Cilaos, La Reunion	Marzo 11-19	1952
360.00	188.88	4,797.6	Cherapunji, India	Enero 24 Julio 8	1951
744.00	368.14	9,300.0	Cherapunji, India	Julio	1861
1,488.00	502.63	12,768.8	Cherapunji, India	Junio- Julio	1861
2,232.00	644.44	16,368.8	Cherapunji, India	Mayo- Julio	1861
2,972.00	737.70	18,737.0	Cherapunji, India	Abril- Julio	1861
3,720.00	803.62	20,412.0	Cherapunji, India	Abril- Agosto	1861
4,464.00	884.03	22,454.4	Cherapunji, India	Abril- Septiembre	1861
6,184.00	905.12	22,990.0	Cherapunji, India	Enero- Noviembre	1861
6,928.00	1,041.78	26,461.2	Cherapunji, India	Agosto	1860
17,856.00	605.05	40,768.3	Cherapunji, India	Julio	1861

TESIS PROFESIONAL  
**PRECIPITACION MAXIMA PROMANIE (PMP)**  
 DISTRIBUCION EN EL TIEMPO



ESTADOS DE SINALOA, DURANGO Y NAYARIT.

TESIS PROFESIONAL

9).- Por último, se realiza el ajuste o corrección de la PMP puntual por cuenca o magnitud de área del proyecto por medio de la figura G, tomando en consideración la duración analizada y la magnitud de la cuenca o área en km<sup>2</sup>.

**CURVAS DE REDUCCION DE LA TORMENTA POR AREA**

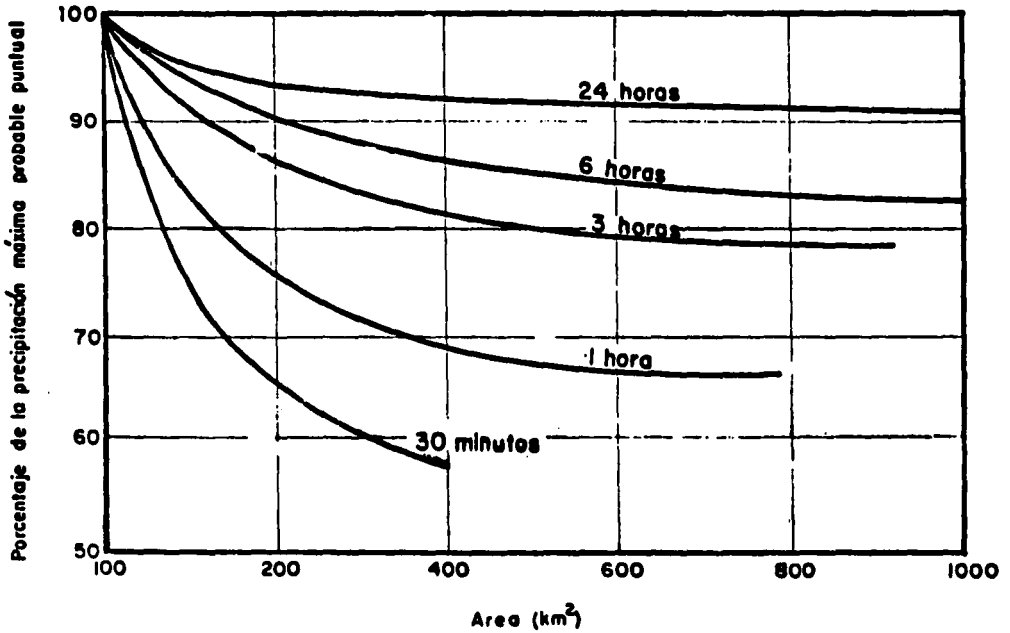
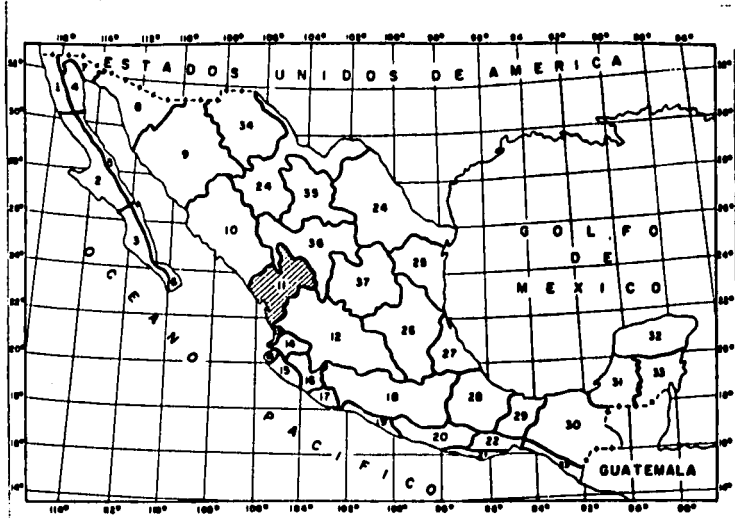


Figura G



TESIS PROFESIONAL



REGION HIDROLOGICA NO. 11

RIO PRESIDIO - RIO SAN PEDRO

TESIS PROFESIONAL

VII. METODOS HIDROLOGICOS

VII.A. METODO DE GUMBEL. La fórmula de Gumbel se expresa de la siguiente manera:

$$-\frac{q+a}{c}$$

F ( q ) = P ( Q < q ) = e<sup>- e</sup> .....VII.A.1

en la cual :

- F ( q ) = Función de probabilidad de q
- P = Probabilidad
- Q = Variable aleatoria que representa el gasto
- q = Valores del gasto
- e = Base de los logaritmos naturales o neperianos
- a = Parámetro
- c = Parámetro

Si P ( Q < q ) es la probabilidad de que Q sea menor que q, la probabilidad de que Q sea igual o mayor que q es el complemento de la anterior, o sea

P ( Q ≥ q ) = 1 - P ( Q < q ) .....VII.A.2

Por otra parte, la ecuación en la que se involucra el periodo de retorno que es el intervalo promedio de tiempo dentro del cual la magnitud x del evento es igualada o excedida una vez; conocida por Tr, se expresa si un evento hidrológico igual a o mayor que x ocurre una vez en T años, la probabilidad P ( X ≥ x ) es igual a 1 en T casos, o sea:

P ( X ≥ x ) = 1 / Tr .....VII.A.3

es decir que el periodo de retorno y la probabilidad son recíprocos; y puede re-escribirse con las letras Q y q o sea, la variable aleatoria que representa el gasto y los valores del gasto respectivamente.

TESIS PROFESIONAL

$$P ( Q \geq q ) = \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots VII.A.4$$

Sustituyendo el valor de  $P ( Q \geq q )$  en la ecuación VII.A.2 y despejando  $P ( Q < q )$  se obtiene:

$$\frac{1}{Tr} = 1 - P ( Q < q )$$

$$P ( Q < q ) = 1 - \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots VII.A.5$$

por lo que la fórmula de Gumbel se puede expresar como:

$$1 - \frac{1}{Tr} = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots\dots\dots VII.A.6$$

o también

$$\frac{Tr - 1}{Tr} = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots\dots\dots VII.A.7$$

Tomando el recíproco en ambos miembros de esta ecuación, o sea el numerador pasa a ser el denominador y el denominador pasa a ser el numerador obteniendo lo siguiente:

$$\frac{Tr}{Tr - 1} = e^{\frac{q+a}{c}} \dots\dots\dots VII.A.8$$

Si en este momento se toman logaritmos naturales en ambos miembros, se tiene:

TESIS PROFESIONAL

$$\ln \frac{Tr}{Tr - 1} = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots\dots\dots VII.A.9$$

El logaritmo natural de la base de los logaritmos naturales es evidentemente uno.

Se puede demostrar que, para valores de T mayores de 10, se aproxima en mucho la siguiente relación:

$$\ln \frac{Tr}{Tr - 1} = \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots VII.A.10$$

Tr	$\ln \frac{Tr}{Tr - 1}$	$\frac{1}{Tr - 0.5}$	$\frac{1}{Tr}$	error
10 años	0.10536	0.10526	0.1	5.36 %
20 años	0.05129	0.05128	0.05	2.57 %
30 años	0.03390	0.03390	0.0333	1.70 %
40 años	0.02532	0.02532	0.025	1.27 %
50 años	0.02020	0.02020	0.02	1.01 %
60 años	0.01681	0.01681	0.01667	0.84 %
70 años	0.01439	0.01439	0.01429	0.72 %
80 años	0.01258	0.01258	0.0125	0.63 %
90 años	0.01117	0.01117	0.01111	0.56 %
100 años	0.01005	0.01005	0.01	0.50 %

El error introducido con esta aproximación es del orden de 5 % para Tr = 10 años y decrece conforme aumenta el valor de Tr; por ejemplo, para Tr = 100 años el error vale apenas 0.5 %. Si se desprecia este error se puede sustituir la expresión VII.A.10 en la VII.A.9 quedando:

$$\frac{1}{Tr} = e^{-\frac{q+a}{c}} \dots\dots\dots VII.A.11$$

TESIS PROFESIONAL

de donde:

$$q = -a - c \ln \frac{1}{Tr} \dots\dots\dots VII.A.12$$

En esta ecuación  $a$  y  $c$  son los parámetros por determinar, los que una vez conocidos permiten calcular el gasto máximo asociado a un periodo de retorno dado; que se pueden obtener por diferentes procedimientos. Aplicando el método de momentos, para una muestra infinita, se obtiene:

$$a = 0.577 c - \bar{Q} \dots\dots\dots VII.A.13$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma_Q \dots\dots\dots VII.A.14$$

donde  $\bar{Q}$  y  $\sigma_Q$  son la media y la desviación estándar de los valores registrados, respectivamente, pero como la muestra es siempre finita, estos parámetros se modifican, de acuerdo con Gumbel, de la siguiente manera:

$$a = Y_N c - \bar{Q} \dots\dots\dots VII.A.15$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \dots\dots\dots VII.A.16$$

donde  $Y_N$  y  $\sigma_N$  son funciones exclusivamente del tamaño de la muestra, es decir, del número de años de registro.

Los valores de  $Y_N$  y  $\sigma_N$  aparecen en la tabla B

Si ahora se sustituyen las ecuaciones VII.A.15 y VII.A.16 en la ecuación VII.A.12 y llamamos gasto máximo de diseño  $Q_{max}$  a  $q$  se obtiene:

TABLA B

n	$\gamma_n$	$\sigma_n$	n	$\gamma_n$	$\sigma_n$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9208	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9407	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20665
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1434	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24592
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA C

$\beta$	$\sqrt{n \cdot \sigma_n}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7094)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

TESIS PROFESIONAL

$$Q_{\max} = - \left( YN \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} - \bar{Q} \right) - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \ln \frac{1}{T_r} \dots\dots\dots \text{VII.A.17}$$

o bien,

$$Q_{\max} = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left[ YN + \ln \frac{1}{T_r} \right] \dots\dots\dots \text{VII.A.18}$$

En la que

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N} Q_i \dots\dots\dots \text{VII.A.19}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} Q_i^2 - N \bar{Q}^2}{N - 1}} \dots\dots\dots \text{VII.A.20}$$

siendo

- N = número de años de registro
- Q<sub>i</sub> = gastos máximos anuales registrados, en m<sup>3</sup>/s
- $\bar{Q}$  = gasto medio, en m<sup>3</sup>/s
- $\sigma_Q$  = desviación estándar de los gastos, en m<sup>3</sup>/s
- YN = parametro, función de N (ver tabla B)
- $\sigma_N$  = parametro, función de N (ver tabla B)
- Tr = periodo de retorno, en años.
- Q<sub>max</sub> = gasto máximo de diseño para un periodo de retorno determinado, en m<sup>3</sup>/s.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar Q<sub>max</sub> dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si  $\phi = 1 - \frac{1}{T_r}$  varia entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza

se calcula con la formula:

TESIS PROFESIONAL

$$\Delta Q = \frac{+ \sqrt{N \alpha \sigma_m}}{- \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}}} \dots\dots\dots VII.A.21$$

donde

- $N$  = número de años de registro
- $\sqrt{N \alpha \sigma_m}$  = parametro función de  $\phi$ , tabla C
- $\sigma_N$  = parametro función de  $N$ , tabla B
- $\sigma_Q$  = desviación estándar de los gastos

Si  $\phi$  es mayor de 0.90 el intervalo de confianza se calcula como

$$\Delta Q = \frac{+ 1.14 \sigma_Q}{- \sigma_N} \dots\dots\dots VII.A.22$$

La zona de  $\phi$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde  $\Delta Q$  es proporcional al calculo con las expresiones VII.A.21 y VII.A.22, dependiendo del valor de  $\phi$ .

**Ejemplo:**

Calcular por el método de Gumbel el gasto de diseño, para periodos de retorno de 50 y 100 años, que se puede presentar en la estación hidrométrica Baluarte II sobre el rio Baluarte.

Se recomienda formar una tabla de calculo (tabla D) donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos, por medio de los hidrogramas de gastos medios diarios que a continuación se muestran:

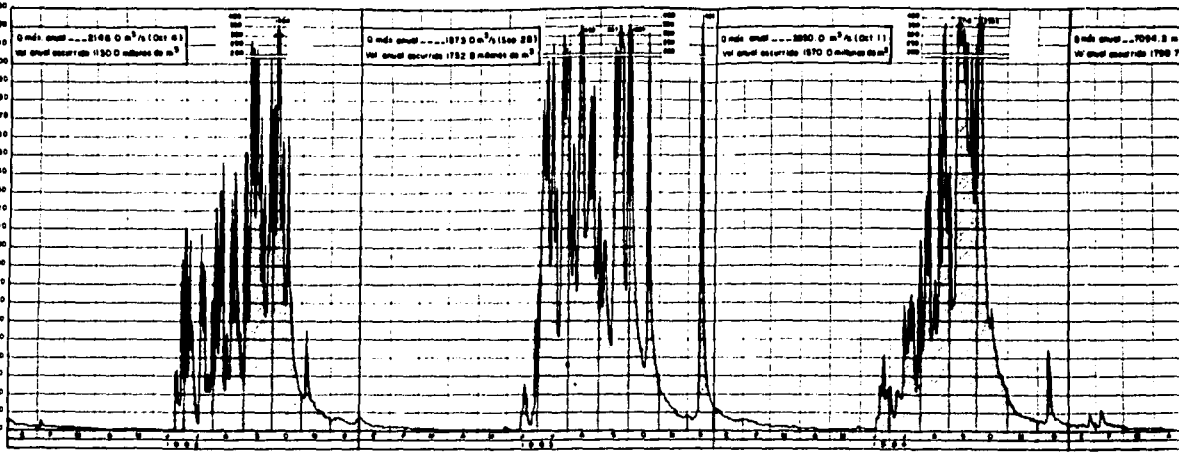
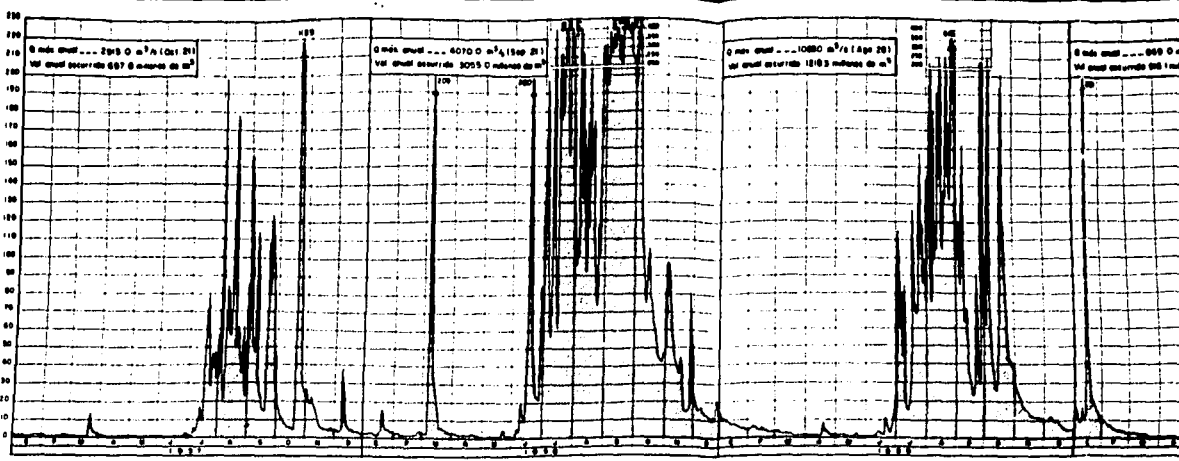


## TESIS PROFESIONAL

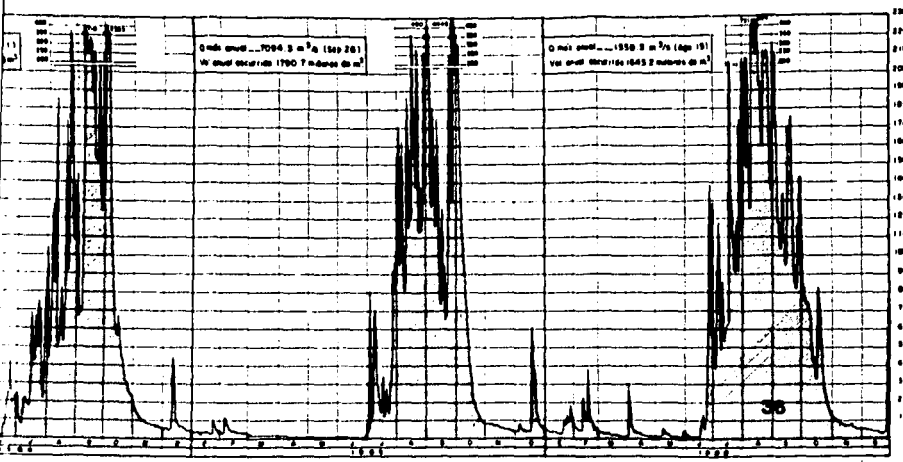
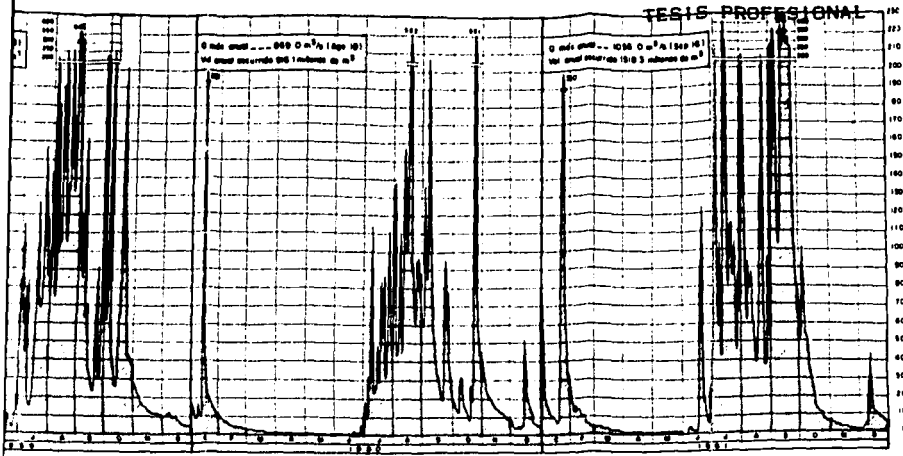
Año de Observación	Gasto máximo anual (Qi)	Qi <sup>2</sup> X 10 <sup>-6</sup>
1948	9000	8100.00
1949	953	90.82
1950	750	56.25
1951	1771	313.64
1952	2292	525.33
1953	4155	1726.40
1954	1879	353.06
1955	1290	166.41
1956	1638	268.30
1957	2915	849.72
1958	4070	1656.49
1959	1089	118.59
1960	869	75.52
1961	1055	111.30
1962	2146	460.53
1963	1973	389.27
1964	3850	1482.25
1965	7094.4	5033.05
1966	1858.3	345.33
1967	1160	134.56
1968	14140	19993.96
1969	2875	826.56
1970	2939	863.77
1971	1620	262.44
1972	10300	10609.00
1973	2134.55	455.63
SUMA	85816.25	55268.20

### TABLA D

GASTO MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO



TESIS PROFESIONAL

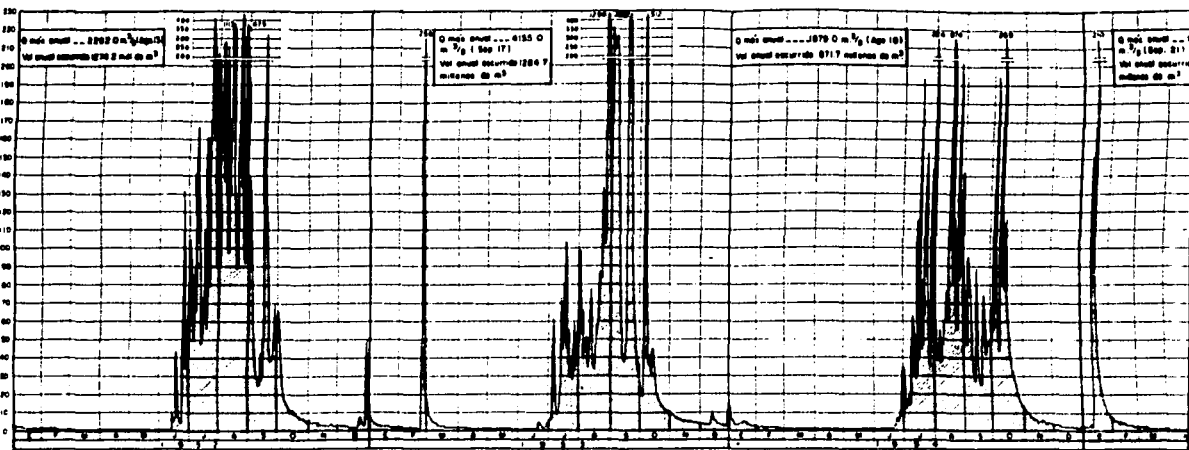
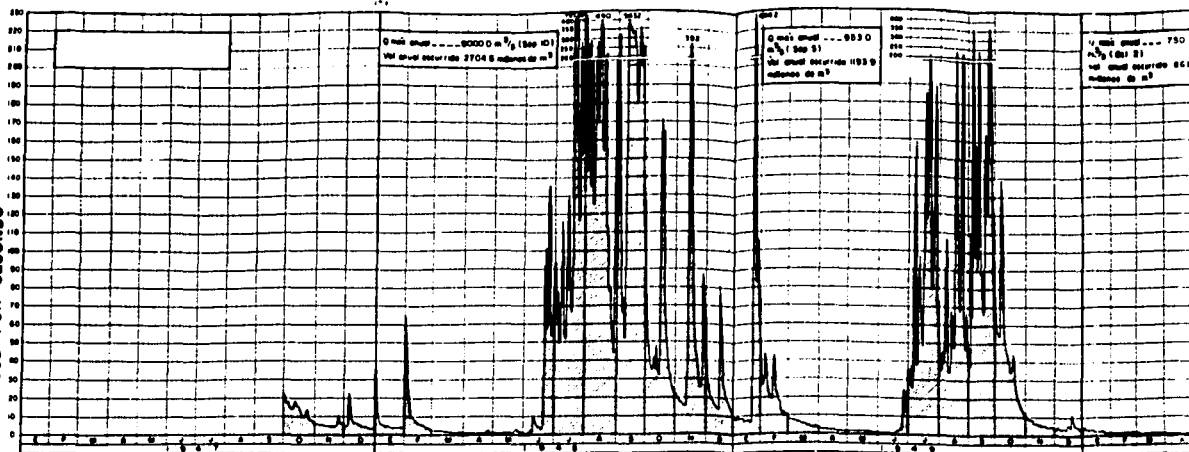


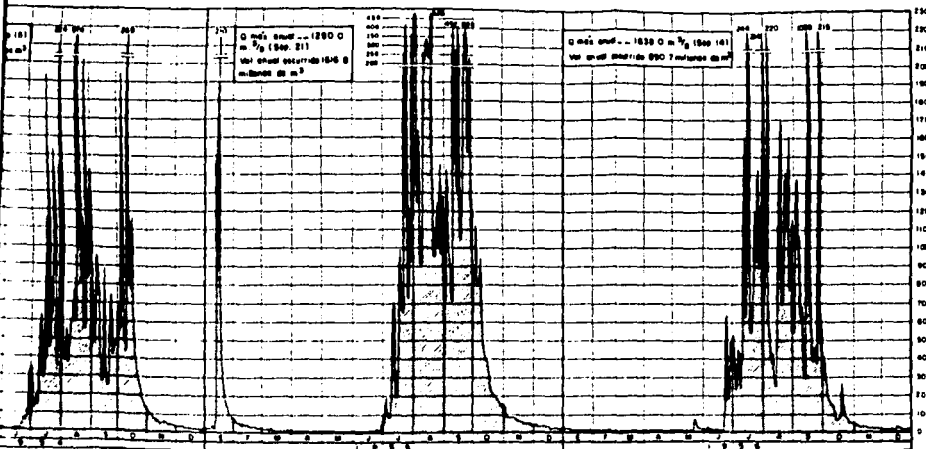
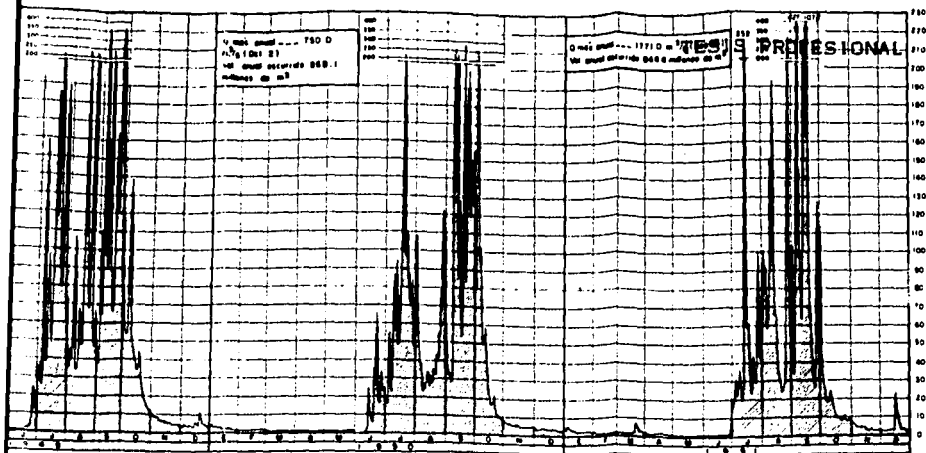
SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS  
 PROYCCIÓN Y CONTROL DE RÍOS  
 DIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA  
 Cuernavaca del Río Baluarte  
**ESTACION BALUARTE II**  
 MONOGRAMAS DE GASTOS MEDIDOS DIARIOS

Confirma: [ ] Observa la Gastos: [ ] Compara: [ ]  
 Aprobó: [ ]  
 México, D.F. Mayo 2 de 3 Laminas II-3

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO





Nota: La obra de Obraje de 1971 al 25 de Junio de 1974 en el puente  
 y el Estación Baluarte II está en el punto de Obraje Baluarte II

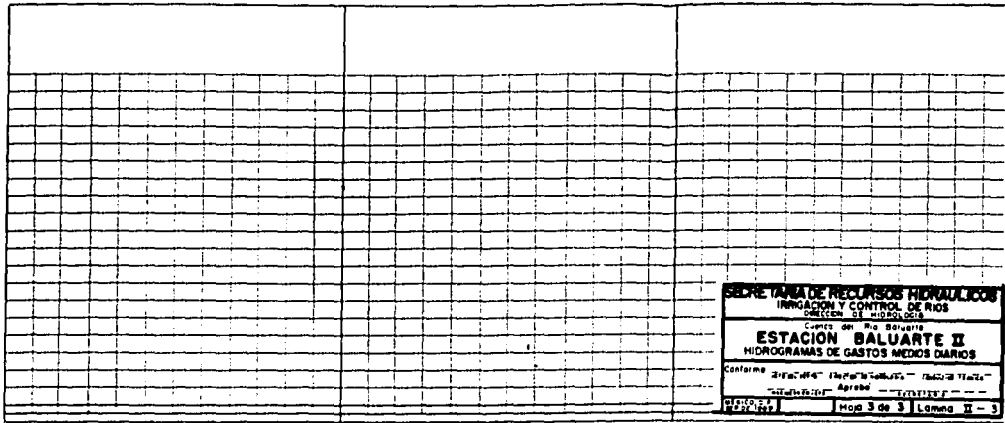
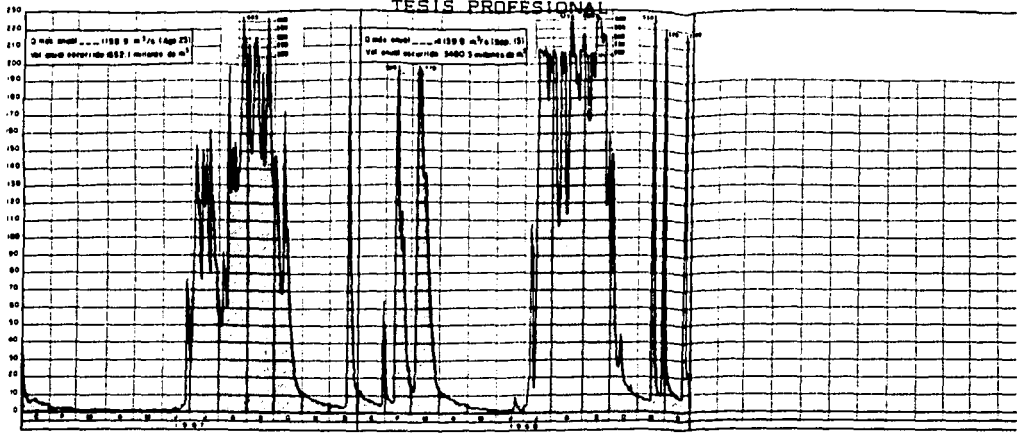
SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS		
REGISTRACIÓN Y CONTROL DE OBRAS		
SECCIÓN DE TRABAJOS		
Cuenco del Rio Baluarte		
<b>ESTACION BALUARTE II</b>		
MONOGRAMAS DE GASTOS MEDIDOS		
Confirma	EN EL LUGAR	EN LA OFICINA
EL ENCARGADO	EL ENCARGADO	EL ENCARGADO
APROBADO	APROBADO	APROBADO
FECHA	FECHA	FECHA
1974.03.15	1974.03.15	1974.03.15
Hoja 1 de 3		Letra II - 3

35 FALLA DE ORIGEN

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

TESIS PROFESIONAL

GASTOS MEDIOS DIARIOS EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS  
 INNOVACION Y CONTROL DE RIOS  
 DIRECCION DE HIDROLOGIA

ESTACION BALUARTE II  
 HIDROGRAMAS DE GASTOS MEDIOS DIARIOS

Conforme

1972-1977 Mod 3 de 3 Laminas II - 3

## SECRETARIA DE RECURSOS HI

JEFATURA DE IRRIGACION Y CONTR

DIRECCION DE HIDROLOGIA

GASTOS MAXIMOS ANUALES EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO

AÑOS	CUENCA DEL RÍO BALUARTE		CUENCA DEL RÍO CAÑAS		CUENCA DEL RÍO ACAPONETA		CUENCA DEL RÍO ROSA MORADA		CUENCA DEL RÍO BEJUCO		CUENCA DEL RÍO LA SAUCEDA		CUENCA DEL RÍO EL CARPINTERO		CUENCA DEL RÍO LA SAUCEDA	
	RÍO PRESIDIO EN SIQUEROS	RÍO BALUARTE EN LAS MAMITAS	RÍO BALUARTE EN BALUARTE	RÍO CAÑAS EN LA BOLLONA	RÍO ACAPONETA EN ACAPONETA	RÍO ROSA MORADA EN ROSA MORADA	RÍO BEJUCO EN EL BEJUCO	ARROYO EL MIMBRE EN EL PINO	RÍO LA SAUCEDA EN CASORACA	ARROYO EL CARPINTERO EN JUAN D. CEBALLOS	RÍO LA SAUCEDA EN LA SAUCEDA	RÍO EL CARPINTERO EN LA SAUCEDA	RÍO LA SAUCEDA EN LA SAUCEDA	RÍO EL CARPINTERO EN LA SAUCEDA	RÍO LA SAUCEDA EN LA SAUCEDA	RÍO EL CARPINTERO EN LA SAUCEDA
1943																67.9
1944																130
1945						1185										16.0
1946						834										31.2
1947						1128										109
1948			9000			1949										104
1949			955			434					2.35					59.6
1950			750			1220					7.98					9.6
1951			1771			1334					99.8					67.5
1952			2292			1390					4.87					20.1
1953			4155			1561					114					
1954			1879			1041					63.4					
1955			1290			2052					95.9					
1956			1638			1442					87.0					
1957	598		2918			4500			235		28.4					
1958	132		4070			2080			198		460					
1959	2378		1089			871			168		90.0					
1960	391		869	70.6		692			196		19.3					
1961	506		1055	404		875			403		26.6					
1962	841		1873	189		397			262	2.18	12.0					
1963	1073		2146	189		397			196	63.1	181					
1964	1692		1873	535		2706			809	67.0	210					
1965		4522	3850	606		1691	0.38		809	67.0	210					
1966		9024	7094	618		6150	0.26		117	5.7	32.1					
1967		929	1658	92.4		1087			252	24.5	128					
1968	613	1040	1160	520		2099			212	24.5	357					
1968	656	1040	14140	1900		16000			185	56.0	397					
1968	7200	13280														

FALLA DE ORIGEN

# DE RECURSOS HIDRAULICOS

DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA

METROS CUBICOS POR SEGUNDO EN LA REGION HIDROLOGICA N° II

REGISTRO PROFESIONAL

CUENCA DEL RIO SAN PEDRO O MEZQUITAL

CA	ARRIYO EL CARPINTERO EN JUAN B. CEBALLOS	NO LA SAUCEDA EN PENA BLANCA	NO LA SAUCEDA EN PENA DEL ARRIYO	NO EL TUNAL EN EL FUERTE	NO EL TUNAL EN SAN FELIPE	NO SANTO EN REFUGIO SALCIDO	NO DURAND EN EL SALTITO	NO POANAS EN MARIQUENDOZA	NO SUCHI EN VENTE GRD.	NO BRACEROS EN BRACEROS	NO SAN PEDRO EN SAN PEDRO
	67.9			330	340						2386
	130			142	235						550
	10.0			29.0	32.0						1143
	31.2			29.0	30.9						1341
3.00	109			173	154						1110
39.1	104			200	180						674
13.6	39.0			43.0	47.1						1210
0.91	9.04			24.0	97.9						902
0.94	67.5			126	212						835
11.7	20.1			13.0	130						1300
20.0		100		233	102						700
10.7		270		41.0	29.0						1070
		143		91.9	140	94.2					594
		10.0		28.7	14.5	10.0					472
		2.04		16.9	22.0	0.01					1044
		114		64.0	114	132	205				1143
		65.1		72.5	100	100	23.0				786
		39.0		33.2	30.7	46.0	42.2				1200
		60.7	22.4	26.0	50.0	66.7	103	70.4	30.0		1070
		2.94	3.30	4.70	2.41	0.01		13.4	34.2	4.02	1004
		102	010	300	424	330	123	42.0	60.0	60.0	2040
		102	70.0	95.0	60.0	111	39.4	60.1	67.0	67.0	2404
		2.12	0.00	5.70	115	92.0	90.0	33.7	6.02	6.02	1400
		204	329	310	175	200	63.0	52.4	30.0	30.0	1541
		270	375	330	303	370	202	74.4	49.3	49.3	4000
		300	1100	600	474	600	2.00	91.2	94.4	94.4	



TESIS PROFESIONAL

a) Cálculo del gasto medio anual registrado

De la tabla D se suma la columna Gasto máximo anual ( $Q_i$ ) y se divide entre el número de años de registro se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{85\ 816.25}{26} = 3\ 300.63 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Cálculo de la desviación estándar

Tomando en cuenta el valor de  $\bar{Q}$  y la suma de la columna  $Q_i^2 \times 10^{-6}$  de la tabla D sustituyendo en la ecuación VII.A.20

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{(55\ 268.20 \times 10^6) - 26(3\ 300.63)^2}{25}} = 3282.89$$

c) Cálculo de los coeficientes  $Y_N$  y  $\bar{U}_N$

De la tabla B para  $N=26$  se obtiene  $Y_N = 0.5320$  y  $\bar{U}_N = 1.0961$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ecuación VI.A.18 se obtiene:

$$Q_{\max} = 3\ 300.63 - \frac{3\ 282.89}{1.0961} \left( 0.5320 + \ln \frac{1}{T_r} \right)$$

$$Q_{\max} = 1\ 707 \cdot 26 - 2\ 995.06 \ln \frac{1}{T_r}$$

## TESIS PROFESIONAL

e) Gasto máximo para diferentes periodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza

Para  $T_r = 50$  años  $Q_{\max} = 13\ 424\ \text{m}^3/\text{seg}$

Para  $T_r = 100$  años  $Q_{\max} = 15\ 500\ \text{m}^3/\text{seg}$

f) Intervalo de confianza

Como  $\phi = 1 - \frac{1}{T_r}$  en los dos casos es mayor que 0.9, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación VII.A.22; así

$$\Delta Q = \frac{+ 1.14 \times 3\ 282.89}{- 1.0961} = 3\ 414.4\ \text{m}^3/\text{seg}$$

g) Gasto máximo para diferentes periodos de retorno, considerando el intervalo de confianza

Para  $T_r = 50$  años

$Q_{\max} + \Delta Q = 13\ 424 + 3\ 414.4 = 16\ 838.4\ \text{m}^3/\text{seg}$

Para  $T_r = 100$  años

$Q_{\max} + \Delta Q = 15\ 500 + 3\ 414.4 = 18\ 914.4\ \text{m}^3/\text{seg}$

## TESIS PROFESIONAL

### VII.B. METODO DE VEN TE CHOW

#### VII.B.1. Descripción del método.

En la descripción de este método se usará la siguiente notación:

- A = área de la cuenca, en Km<sup>2</sup>
- d = duración total de la tormenta, en horas.
- L = longitud del cauce principal, en metros.
- N = número de escurrimiento, adimensional.
- P = lluvia en la zona en estudio para una duración d, en cm.
- Pb = lluvia en la estación base para la duración d, en cm.
- Pa = precipitación media anual en la zona en estudio, en mm.
- Pab = precipitación media anual en la estación base, en mm.
- Pe = lluvia en exceso en la zona de estudio para una duración d, en cm.
- Qb = gasto base, en m<sup>3</sup>/s.
- Qd = gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/s.
- Qm = gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m<sup>3</sup>/s.
- qm = gasto de pico del hidrograma unitario, en m<sup>3</sup>/s por cm de lluvia en excesos para una duración de d horas.
- S = pendiente media del cauce, en porcentaje.
- tp = tiempo de retraso, en hr.
- X = factor de escurrimiento, en cm/hr.
- Y = factor climático, adimensional.
- Z = factor de reducción del pico, adimensional.

El método de Chow está basado principalmente en el concepto del hidrograma unitario y del hidrograma sintético.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso Pe por el gasto de pico de un hidrograma unitario, qm, o sea:

$$Q_m = q_m P_e \dots\dots\dots \text{VII.B.1.1.}$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm, con una duración de d horas sobre una cuenca de A km<sup>2</sup>, el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario qm a 2.78 A/d, se define como factor de reducción pico, Z

TESIS PROFESIONAL

$$Z = \frac{q_m d}{2.78 A} \dots\dots\dots \text{VII.B.1.2.}$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78 A Z}{d} \dots\dots\dots \text{VII.B.1.3.}$$

Sustituyendo la ecuación VII.B.1.3. en la ecuación II.B.1.1.

$$Q_m = \frac{2.78 A Z P_e}{d} \dots\dots\dots \text{VII.B.1.4.}$$

Llamando X al cociente de  $P_e$  entre  $d$ , o sea

$$X = \frac{P_e}{d} \dots\dots\dots \text{VII.B.1.5.}$$

La ecuación del gasto queda:

$$Q_m = 2.78 A X Z \dots\dots\dots \text{VII.B.1.6.}$$

Si el gasto en el tiempo del gasto de pico es  $Q_b$ , entonces el de diseño es:

$$Q_d = Q_b + Q_m \dots\dots\dots \text{VII.B.1.7.}$$

VII.B.2. Factores que afectan al escurrimiento.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo del suelo, y la cantidad de duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario de la cuenca, el cual se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de lluvia en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso.

Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación VII.B.1.1.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento,  $N$ , el cual es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según influyan las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos:

Grupo A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como loess muy permeables (GW, GP, SW, SP).

Grupo B.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y loess más compactos o menos potentes que los de dicho grupo (GM, SM, ML, MH, OL).

TESIS PROFESIONAL

**Grupo C.-** Suelos con infiltración media inferior a la del grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides (SC, CL).

**Grupo D.-** Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas y coloides en cantidades mayores que las que tienen los del grupo C, y los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie (CH, OH).

Conocido el tipo del suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla E se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, es decir, en cuencas donde se tienen varios valores de N, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

Una vez conocido el número de escurrimiento pesado, el valor de la lluvia en exceso, Pe, puede calcularse para una altura de lluvia dada, P, mediante la figura H o bien por la ecuación:

$$Pe = \frac{\left( P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \dots\dots\dots VII.B.2.1.$$

TESIS PROFESIONAL

TABLA B

Selección del número de acurrimiento N.

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de la superficie.			Tipo de uso			
Descripción Según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (NATURAL)	Descripción Según el Autor	Según información NATURAL			A	B	C
			Deposura(1)	Cobertura(2)	Pendiente(3)			
			%	%	%			
Bosques (sembrados y cultivados).	Fm, Fmg. Ar <sup>2</sup> , Ar <sup>3</sup> , Atp (4)	Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	45	66	77
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	73
		Espeso o alta transpiración.	70 - 90	-	-	25	55	70
Bosques naturales	Fb, Fb, Pal, Hs, . Qt, Ma, Ch	Muy ralo o baja transpiración.	10 - 30	-	-	56	75	86
		Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	46	68	78
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	70
		Espeso, alta transpiración	70 - 90	-	-	26	52	62
		Muy espeso, alta transpiración.	90 - 100	-	-	15	44	54
Pastizal	Fn, Fi	Pobre	-	0 - 25	-	68	79	86
		Normal	-	25 - 75	-	49	69	79
		Buena	-	75 - 100	-	39	61	74
Pastizal	Fp	Curvas de nivel, pobre	-	0 - 25	-	47	67	81
		Curvas de nivel, normal	-	25 - 75	-	25	59	75
		Curvas de nivel, buena	-	75 - 100	-	6	35	70
Petrezos (permanentes)	Se, Ma, Hs, Hs (5)	Normal	-	-	-	30	58	71
Cultivos de surcos	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	70	80	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	67	77	83
		TERTANAS	-	-	6.6 más	64	73	79
Cereales	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	64	76	84
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	62	74	82
		TERTANAS	-	-	6.6 más	60	71	78
Leguminosas o potreros de rotación	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	62	75	83
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	60	72	81
		TERTANAS	-	-	6.6 más	57	70	78
Plantaciones cultivadas.	Ma, Hs, Hs (7)	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91
Caminos	----- -----	De tierra	-	-	-	72	82	89
		Superficie dura	-	-	-	74	84	91
Superficie impermeable.	-	-	-	-	-	100	100	100
-	Ca, Ia, Pa, Pa, Pa, Pa, CR, O	-	-	-	-	70	80	86
-	Fp, Tu	-	-	-	-	64	76	82
-	Ma, Hs, Hs (7)	-	-	-	-	62	75	81

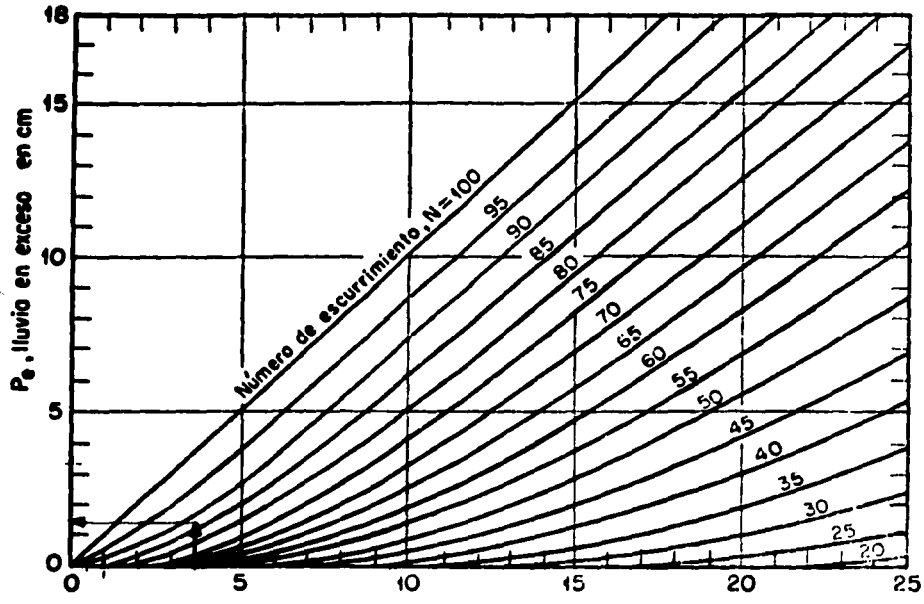
TESIS PROFESIONAL

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de la superficie.			Tipo de suelo				
Descripción Según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (DRTSMAL)	Descripción Según el Autor	Según información DRTSMAL			A	B	C	D
			Espesura(1)	Cobertura(2)	Pendiente(3)				
			%	%	%				
Bosques( sembrados y cultivados).	F2a, F2b, Ar <sup>2</sup> , Ar <sup>3</sup> , Atp <sup>2</sup> (4)	Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	45	66	77	83
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	73	79
		Espeso o alta transpiración.	70 - 90	-	-	25	55	70	77
Bosques naturales	F3, F3, Pa1, Ms, Qt, Ms, Ch	Muy ralo o baja transpiración.	10 - 30	-	-	56	75	86	91
		Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	46	68	78	84
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	70	76
		Espeso, alta transpiración	70 - 90	-	-	26	52	62	69
		Muy espeso, alta transpiración.	90 - 100	-	-	15	44	54	61
Pastizal	Pn, Pi	Pobre	-	0 - 25	-	68	79	86	89
		Normal	-	25 - 75	-	49	69	79	84
		Buena	-	75 - 100	-	39	61	74	80
Pastizal	Pc	Curvas de nivel, pobre	-	0 - 25	-	47	67	81	88
		Curvas de nivel, normal	-	25 - 75	-	25	59	75	83
		Curvas de nivel, buena	-	75 - 100	-	6	35	70	79
Pretore(permanente)	Pa, Ma, Mi, Ms (5)	Normal	-	-	-	30	58	71	78
		-	-	-	-	-	-	-	-
Cultivos de surcos	Ar, Atp, Atm (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	70	80	87	90
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	67	77	83	87
		Terrazas	-	-	6 ó más	64	73	79	82
Cereales	Ar, Atp, Atm (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	64	76	84	88
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	62	74	82	85
		Terrazas	-	-	6 ó más	60	71	79	82
Leguminosas e po- tore de rotación	Ar, Atp, Atm (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	62	75	83	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	60	72	81	84
		Terrazas	-	-	6 ó más	57	70	78	82
Plantaciones(sin cultivo)	Pa, Br, S,	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91	94
Camino	-----, --- -----	De tierra	-	-	-	72	82	87	89
		Superficie dura	-	-	-	74	84	90	92
Superficie impermeable.	-	-	-	-	-	100	100	100	100
-	Ca, Is, No, Pa, Pa, Pa, CH, C,	-	-	-	-	70	80	87	90
-	Pa, Tia	-	-	-	-	64	76	84	88
-	Ma, Mi, Ms (7)	-	-	-	-	62	75	83	87



Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento.

FIGURA H



**VII.B.3. Determinación del factor de escurrimiento X**

Para calcular el valor de X, se obtiene Pe con la ecuación VII.B.2.1. o la figura H, basándose en el valor de P obtenido de las isoyetas de intensidad-duración-frecuencia para la tormenta de d horas. Finalmente se obtiene X con la ecuación VII.B.1.5.

**VII.B.4. Determinación del factor de reducción del pico, Z**

El factor Z, como ya se explicó antes, (ecuación VII.B.1.2. es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d, y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso tp. Dicho tiempo tp se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma (figura I).

Este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento en un hidrograma unitario instantáneo, el cual se define como un hidrograma hipotético cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero como un límite, mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual a 1 cm.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró, para la zona que el estudio, que el tiempo de retraso se puede representar mediante la ecuación siguiente:

$$t_p = 0.00505 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right] \dots\dots\dots \text{VII.B.4.1.}$$

la cual aparece representada graficamente en la figura J.

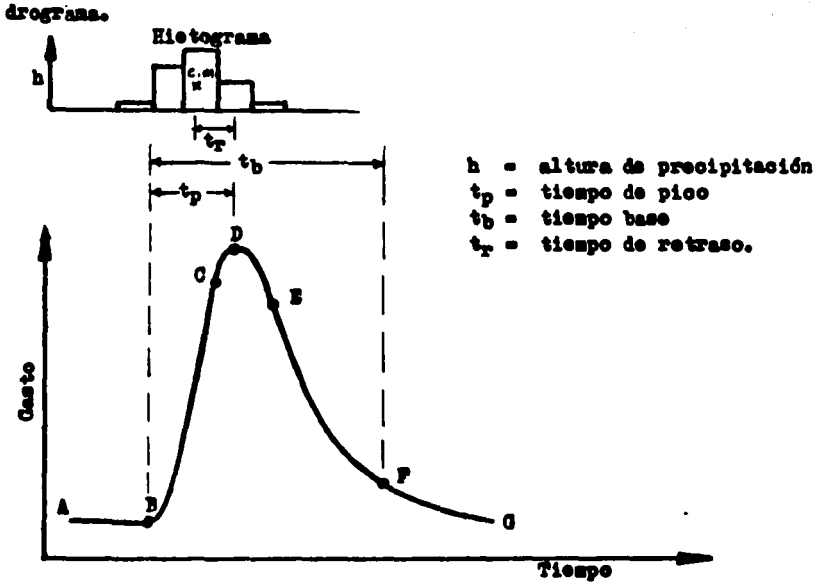
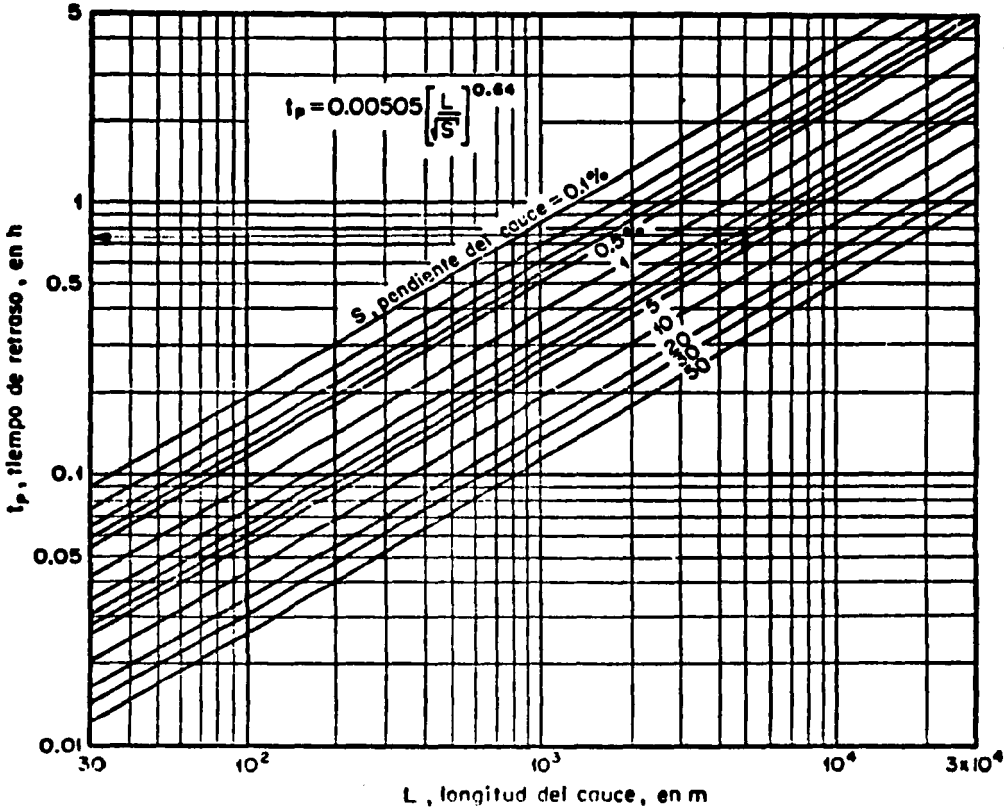


FIGURA I

Hidrograma típico de una tormenta aislada

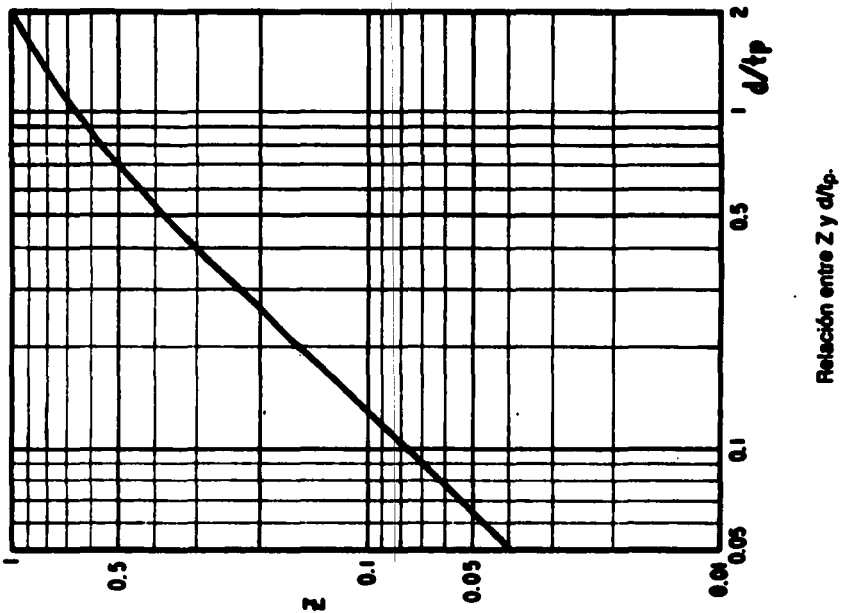
FIGURA 7  
Determinación del tiempo de retraso.



TESIS PROFESIONAL

Conocido el valor de  $t_p$  de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular  $Z$ . La relación de  $d/t_p$  con  $Z$ , obtenida por Chow, se muestra en la figura K. El valor máximo de la relación  $d/t_p$  que aparece en esta figura es 2, al cual le corresponde un valor de  $Z = 1$ , ya que teóricamente no se puede exceder este valor. Si la duración es mayor que  $2t_p$  significa que el gasto de pico ocurrirá antes de que termine la lluvia en exceso y el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá el valor del gasto máximo. En otras palabras,  $Z = 1$  para  $d/t_p > 2$

FIGURA K



## TESIS PROFESIONAL

### VII.B.5. Procedimiento de cálculo

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

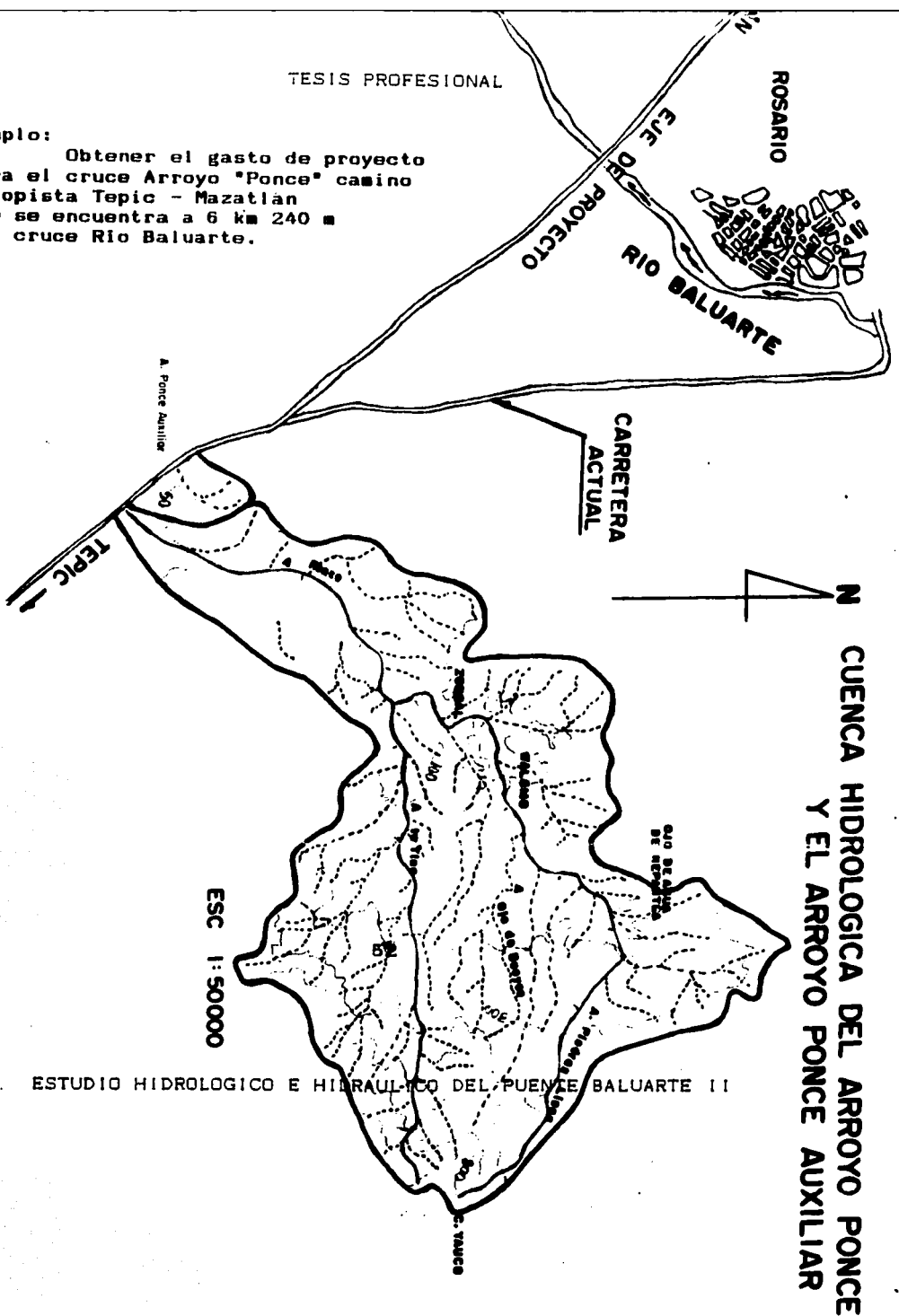
- a) Datos Fisiográficos
  - Area de la Cuenca en Estudio
  - Longitud del Cauce Principal
  - Pendiente Media del Cauce Principal
  - Tipos de Suelo en la Cuenca
  - Usos del Suelo en la Cuenca
- b) Datos Climatológicos
  - Isoyetas de Intensidad - Duración - Frecuencia o Periodo de Retorno I - D - Tr

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado periodo de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

- a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N, empleando la tabla E.
- b) Se escoge una cierta duración de lluvia, d.
- c) De las Isoyetas de Intensidad de Lluvia - Duración - Periodo de Retorno de los diferentes estados de la República Mexicana, con el valor de d asignado en b) y el periodo de retorno escogido, se obtiene la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración d, se obtiene la precipitación total P.
- d) Con el valor de N calculado en a) y el valor de P en c), se calcula la lluvia en exceso de  $P_e$  empleando la ecuación VII.B.2.1. o la figura H.
- e) Con el valor de  $P_e$  calculado en el paso anterior y el valor de d escogido en b), se calcula X aplicando la ecuación VII.B.1.5.
- f) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ecuación VII.B.4.1. o la figura J, se calcula el valor de  $t_p$ .
- g) Se calcula la relación  $d/t_p$  y empleando la figura K se obtiene el valor de Z.
- h) Aplicando la ecuación VII.B.1.6. se calcula el gasto.
- i) Se repite de c) a h) para otras duraciones de tormenta.
- j) Se representan, mediante una gráfica, los gastos obtenidos contra las duraciones de tormenta correspondientes. El mayor gasto es el de diseño.
- k) Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en j) el flujo base  $Q_b$ .

Ejemplo:

Obtener el gasto de proyecto para el cruce Arroyo "Ponce" camino Autopista Tepic - Mazatlán que se encuentra a 6 km 240 m del cruce Rio Baluarte.



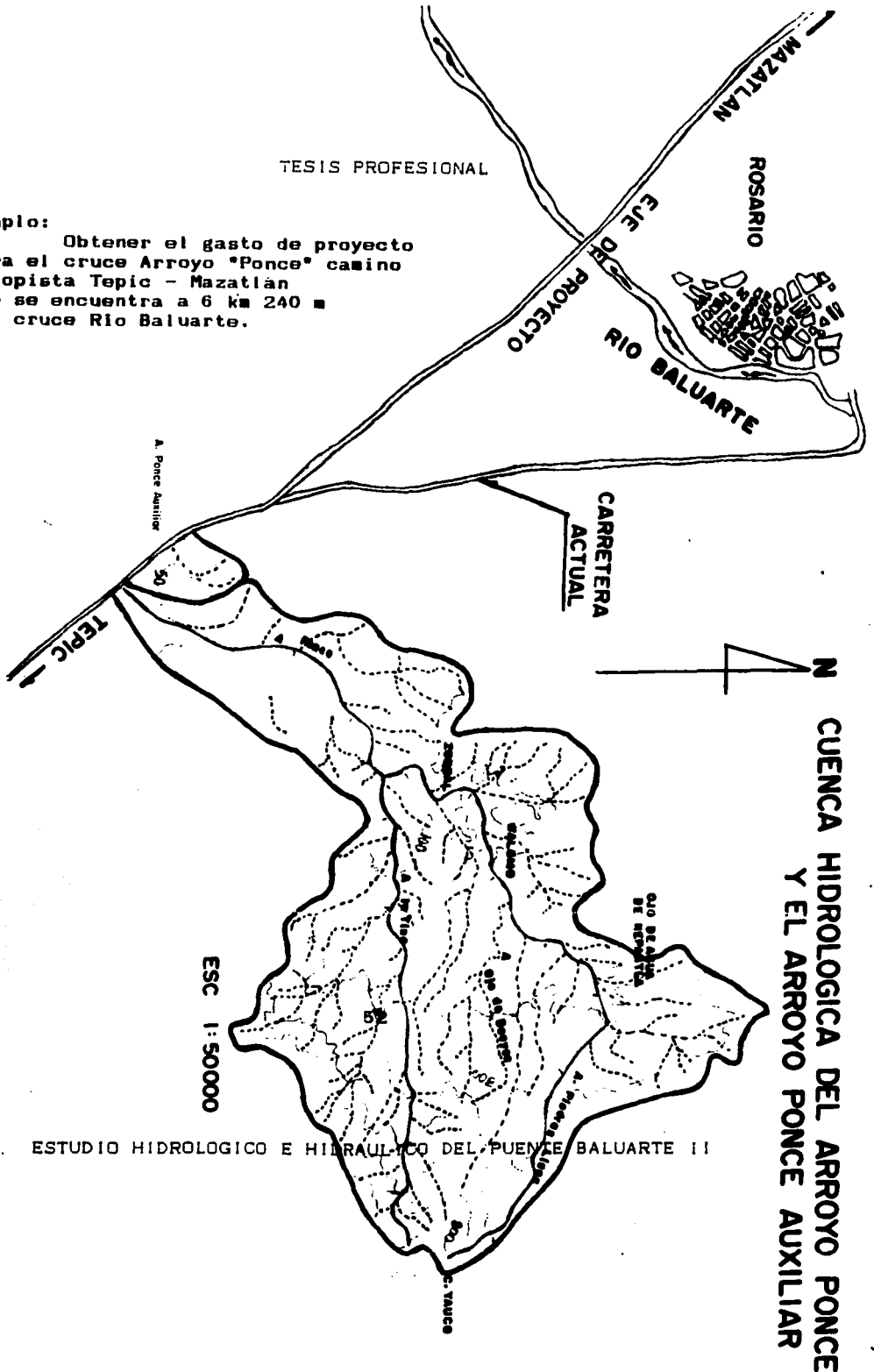
CUENCA HIDROLOGICA DEL ARROYO PONCE Y EL ARROYO PONCE AUXILIAR

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENGE BALUARTE II

TESIS PROFESIONAL

Ejemplo:

Obtener el gasto de proyecto para el cruce Arroyo "Ponce" camino Autopista Tepic - Mazatlán que se encuentra a 6 km 240 m del cruce Rio Baluarte.



ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

CUENCA HIDROLOGICA DEL ARROYO PONCE  
Y EL ARROYO PONCE AUXILIAR



## TESIS PROFESIONAL

a) Cálculo del valor de N

Se llegó al resultado de  $N = 73$  por medio de la carta de uso de suelo, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y las Cartas Edafológicas.

b) Se tomaron duraciones de lluvia, por ejemplo:

di igual a 10 min., 30 min., 60 min., 120 min., 240 min., ó 0.167 hr., 0.5 hr., 1 hr., 2 hr., 4 hr.

c) De las Isoyetas de Intesidad de Lluvia - Duración - Periodo de Retorno se obtiene, para el periodo de retorno de 50 años una intensidad de lluvia con sus respectivas duraciones de 18.8 cm/hr, 12.9 cm/hr, 8.9 cm/hr, 5.6 cm/hr, 3.2 cm/hr.

Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración se obtiene la Precipitación total respectivamente que son 3.14 cm., 6.45 cm., 8.9 cm., 11.2 cm., 12.8 cm.

d) Con el valor de P encontrado en el inciso anterior y el valor de N calculado en a) se determina la lluvia en exceso  $P_e$  o bien mediante la figura H, que son para cada una de las duraciones: 0.149 cm, 1.496 cm, 3.003 cm, 4.642 cm, 5.871 cm.

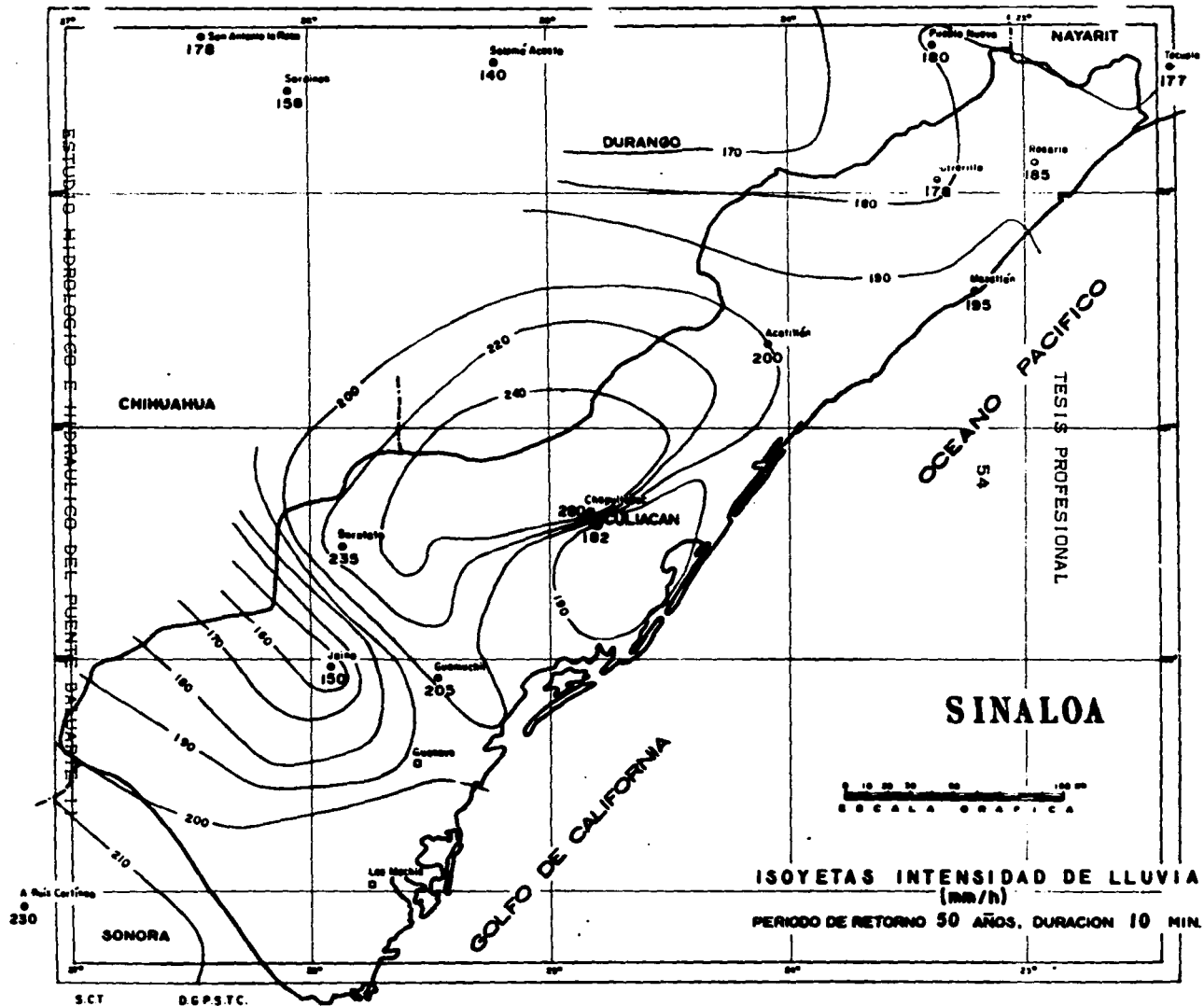
e) A continuación se calcula el factor de escurrimiento X mediante la ecuación VII.B.1.5. para cada una de las precipitaciones en exceso que son 0.892, 2.992, 3.003, 2.321, 1.488.

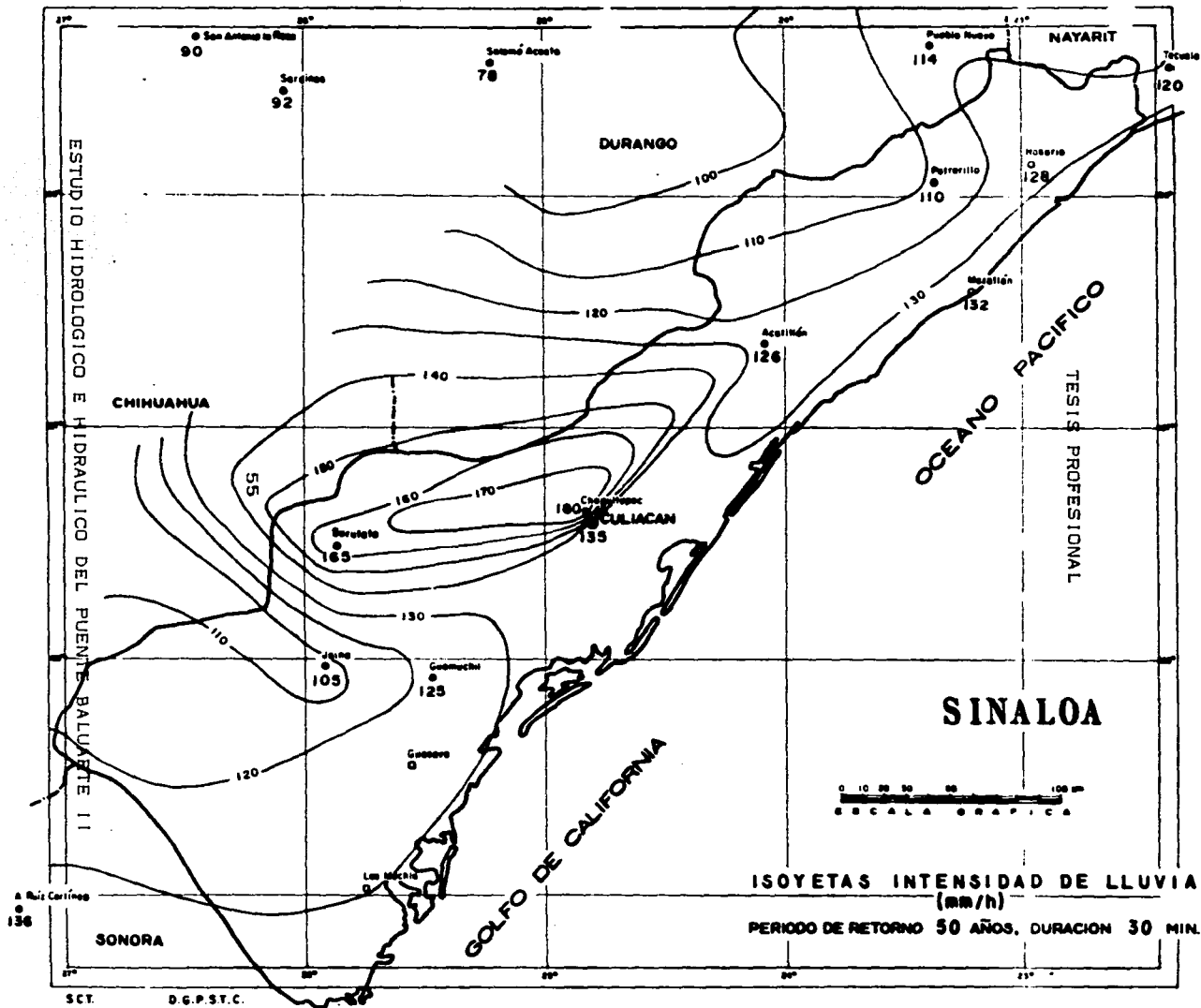
f) Con los valores de L (Longitud del Cauce Principal en metros) y de S (Pendiente media del Cauce %) que se obtiene por medio del método de Taylor - Schwarz y es de  $S = 2.17\%$  que se muestra en la memoria de cálculo, en la tabla E, se calcula el valor del tiempo de retraso  $t_p$  mediante la ecuación VII.B.4.1. ó bien con la figura J y el resultado es  $t_p = 1.56$  hrs.

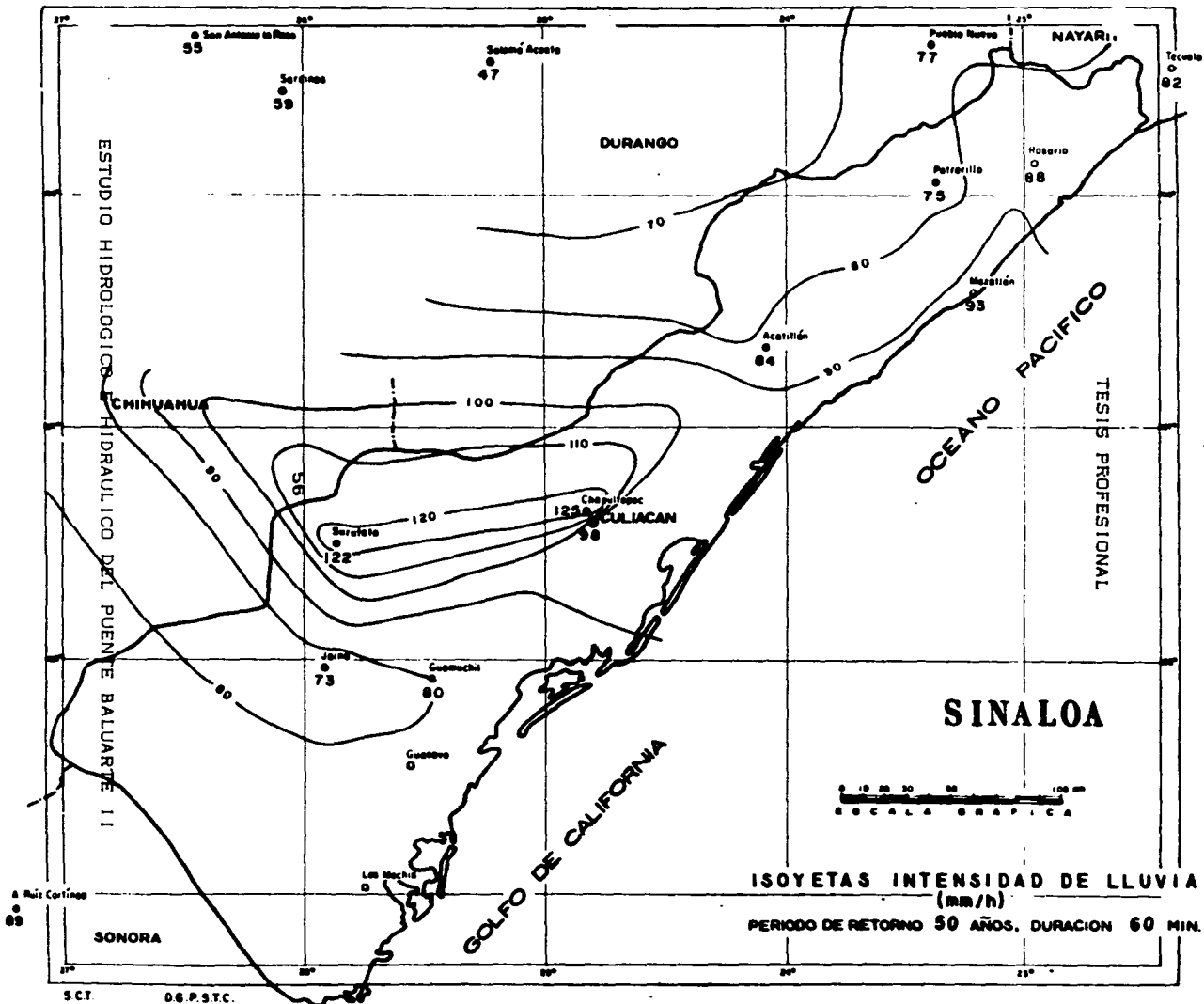
g) Se calcula la relación  $d/t_p$  que es respectivamente igual a 0.1071, 0.3205, 0.6410, 1.2821, 2.5641. Con este valor se obtiene el de Z, mediante las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \text{si } d/t_p > 2 & ; Z = 1 & 0.6632 \\ \text{si } d/t_p > 0.6 & ; Z = 0.6315 (d/t_p) & 0.9740 \\ \text{si } d/t_p < 0.6 & ; Z = 0.7401 (d/t_p) \end{aligned}$$

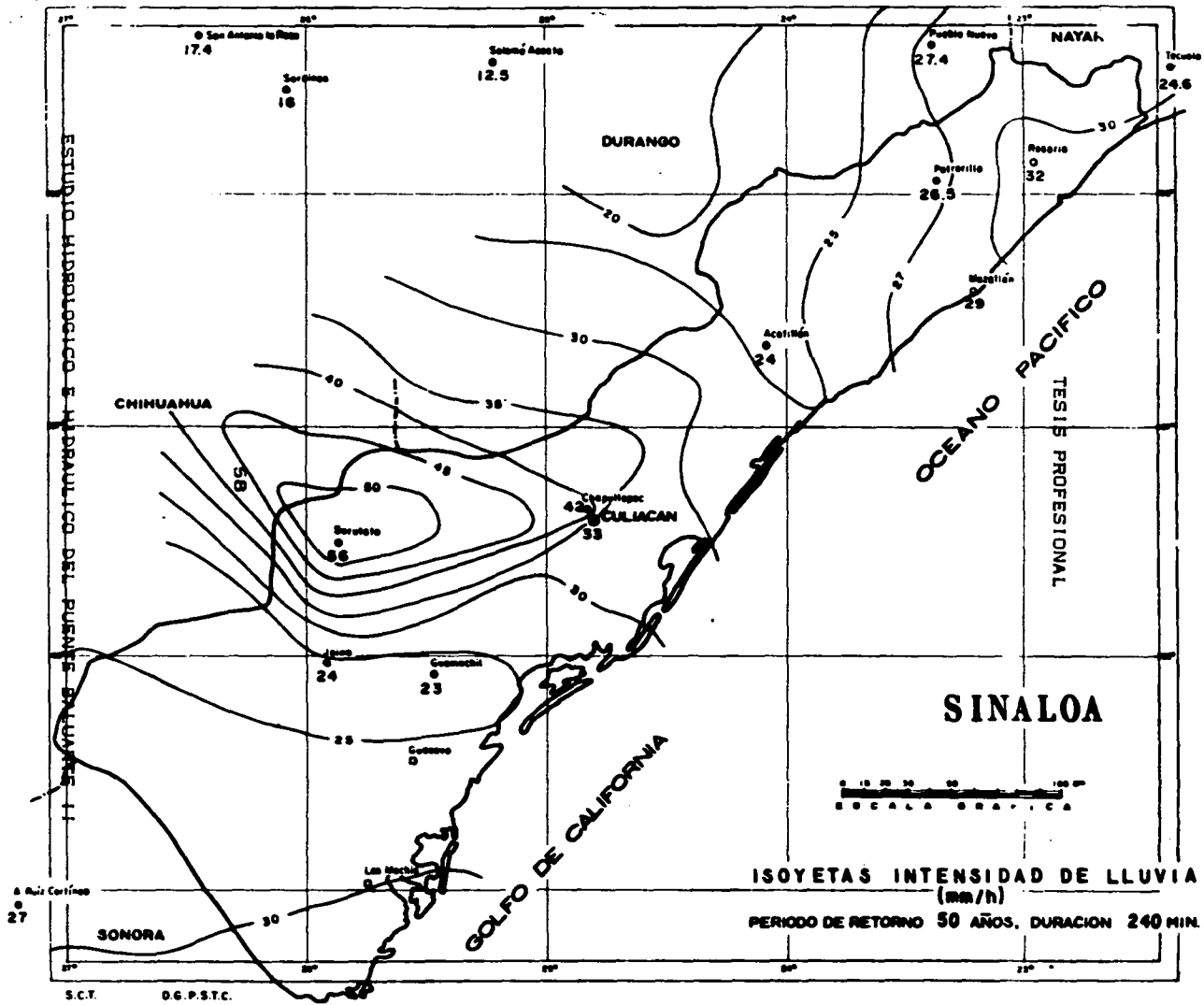
o bien por medio de la figura K











**TESIS PROFESIONAL  
CALCULO DE LA PENDIENTE  
POR EL METODO TAYLOR - SCHWARZ**

$$S_c = \frac{115}{780.7748}^2 = 0.02169$$

$$= 2.169 \%$$

$$SC = \left[ \frac{\sum \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}}{n} \right]^2$$

TRAMO	LONGITUD	DESNIVEL	$S_i$	$\sqrt{S_i}$	$\frac{L_i}{\sqrt{S_i}}$
1	100	55	0.55	0.742	1.348
2	100	47.78	0.4778	0.691	1.447
3	100	27.8	0.278	0.527	1.897
4	100	34.42	0.3442	0.587	1.704
5	100	42.5	0.425	0.652	1.534
6	100	25	0.25	0.5	2
7	100	26.32	0.2632	0.513	1.949
8	100	29.4	0.294	0.542	1.844
9	100	23.78	0.2378	0.4876	2.0507
10 AL 13	(100) 4	20	0.2	0.4472	(2.2361) 4
14	100	15.5	0.155	0.3937	2.54

TABLA E

TESIS PROFESIONAL

TRAMO	LONGITUD	DESNIVEL	$s_i$	$\sqrt{s_i}$	$\sqrt{s_i}$
15 AL 17	(100) 4	12.5	0.125	0.3536	(2.8284) 3
18	100	12.14	0.1214	0.3484	2.87
19 AL 21	100	11.9	0.119	0.3450	(2.8989) 3
22	100	10.68	0.1068	0.3268	3.06
23 AL 27	100	8.8	0.088	0.2966	(3.371) 5
28	100	8.85	0.0885	0.2975	3.3615
29 AL 32	100	9.1	0.091	0.3017	(3.315) 4
33	100	8.19	0.0819	0.2862	3.4943
34 AL 43	100	4.8	0.048	0.2191	(4.564) 10
44	100	3.21	0.0321	0.1792	5.5814
45 AL 59	100	3.1	0.031	0.1760	(5.68) 15
60	100	2.03	0.0203	0.1425	7.0186
61 AL 115	(100) 55	1.0	0.01	0.1	(10) 55
<b>SUMA</b>	<b>11,500</b>			<b>SUMA</b>	<b>780.7748</b>

TABLA E



## TESIS PROFESIONAL

Los valores Z empleando la ecuación o la figura fueron:  
0.0840, 0.2443, 0.4702, 0.7446, 1

h) Cálculo del gasto de proyecto para el cruce del puente carretero sobre el Arroyo "Ponce".

Aplicando la ecuación VII.B.1.6. se obtiene el gasto de diseño que es igual a:

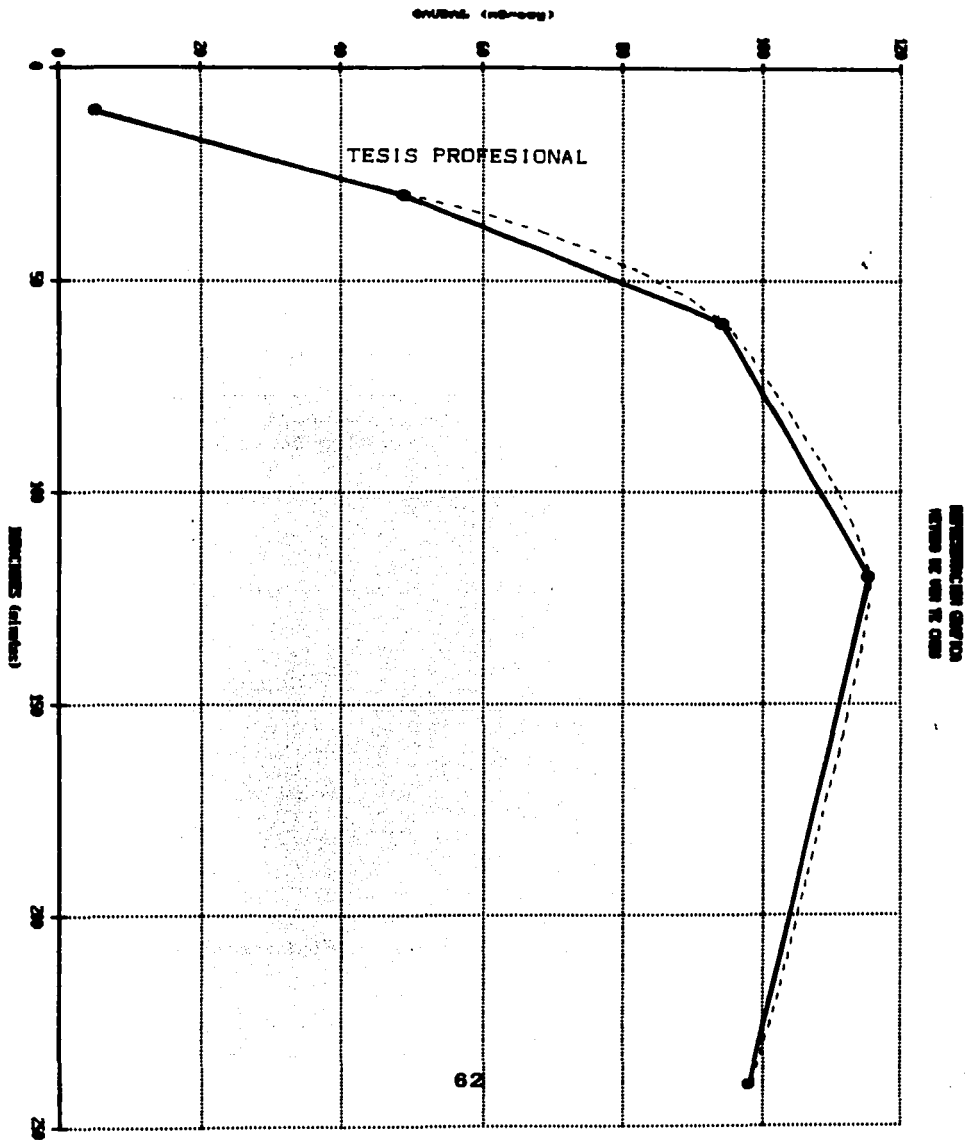
51 m<sup>3</sup>/s, 48.8 m<sup>3</sup>/s, 94.2 m<sup>3</sup>/s, 115.3 m<sup>3</sup>/s, 97.9 m<sup>3</sup>/s respectivamente.

i) Se realiza la representación gráfica para cada duración con su gasto de diseño asociado; por consiguiente, el gasto máximo máximo de diseño es 115 m<sup>3</sup>/s, ya que por ser intermitente el arroyo no se puede agregar un gasto hidrológico base.

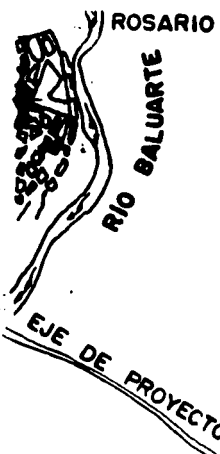
En la Gráfica I se ve esta representación.

DURACIONES MINUTOS	CAUDAL M <sup>3</sup> /SEG
10	5
30	48.8
60	94.2
120	115.3
240	97.9

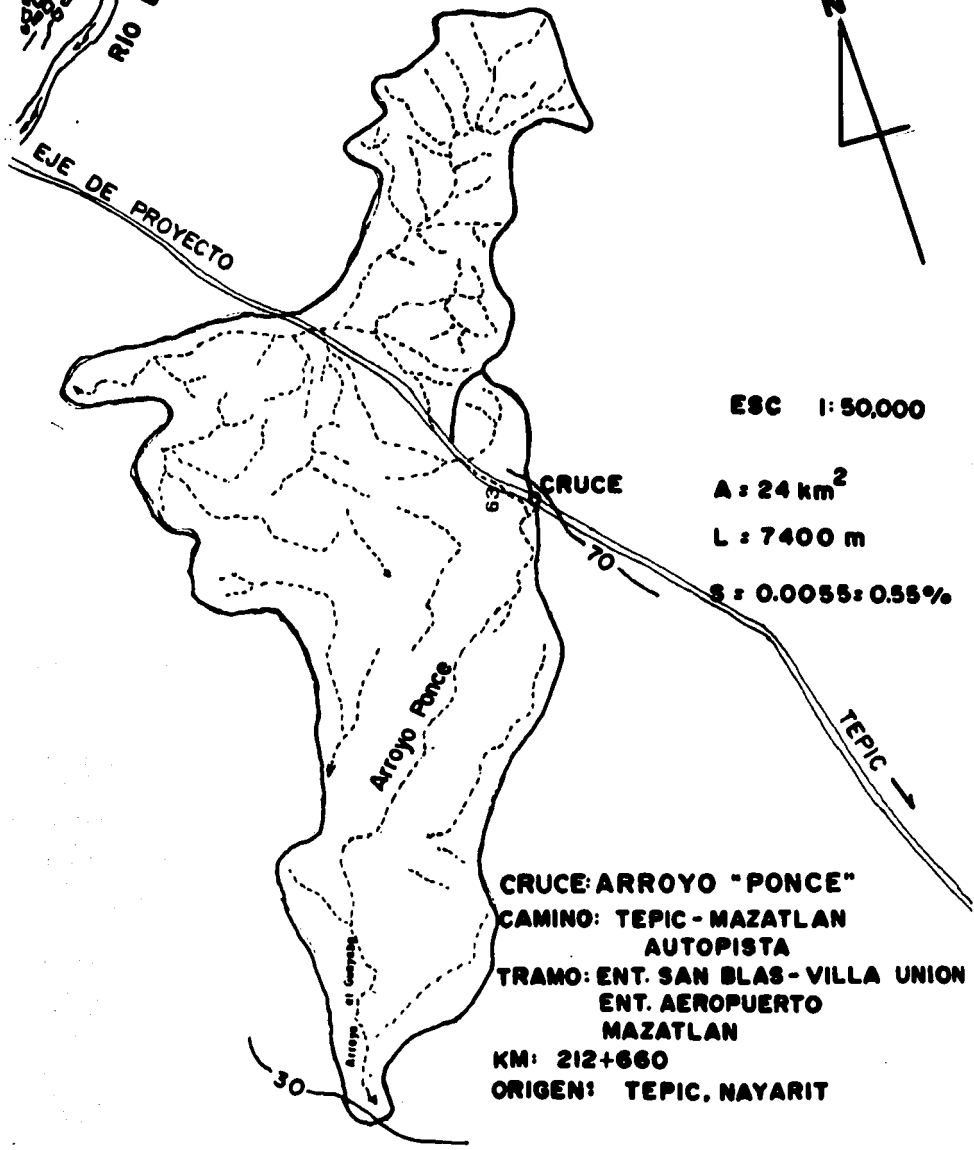
Todo lo anterior queda resumido en el Formato AA



**PLANICIE AGRICOLA  
DONDE DESEMBOCA  
EL ARROYO PONCE Y  
EL ARROYO PONCE AUXILIAR**



TESIS PROFESIONAL



**ESC 1: 50,000**

**A : 24 km<sup>2</sup>**

**L : 7400 m**

**S : 0.0055 : 0.55%**

**CRUCE: ARROYO "PONCE"**  
**CAMINO: TEPIC - MAZATLAN**  
**AUTOPISTA**  
**TRAMO: ENT. SAN BLAS - VILLA UNION**  
**ENT. AEROPUERTO**  
**MAZATLAN**  
**KM: 212+660**  
**ORIGEN: TEPIC, NAYARIT**

**CRUCE :** ARROYO "PONCE"  
**CAMINO :** TEPIC-MAZATLAN (AUTOPISTA)  
**TRAMO :** ENT. SAN BLAS-VILLA UNION-ENT. AEROPUERTO MAZATLAN  
**Km. :** 212 660 **ORIGEN :** TEPIC, NAYARIT  
**ESTACION PLUVIOGRAFICA :**

**M E T O D O D E V E N T E C H O W**

CONSTANTES DE CALCULO	NOMENCLATURA	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km²)	A	24
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (m)	L	11,500
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (%)	S	2.17
NUMERO DE ESCURRIMIENTO DE CHOW (dimensional)	N	73
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE (cm)	Pb	1
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA (cm)	P	1
FACTOR CLIMATICO $Y = 2.78 \frac{P}{Pb}$	Y	2.78
TIEMPO DE RETRASO (hr) $tp = 0.00505 \left(\frac{L}{S}\right)^{0.60}$	tp	1.56

**Tr = 50 años**

d(min)	d(hr)	I	Pb <sup>2</sup>	Peb <sup>2</sup>	X	d/tp	Z	Q
10	0.167	18.8	3.14	0.149	0.892	0.1071	0.0040	5
30	0.5	12.9	6.49	1.496	2.992	0.3208	0.2043	48.8
60	1.0	8.9	8.9	3.003	3.003	0.6416	0.4702	94.2
120	2.0	5.6	11.2	4.642	2.321	1.2831	0.7448	115.3
240	4.0	3.2	12.8	6.071	1.489	2.8641	1	97.9

**Tr = \_\_\_ años**

**Q = 115 m³/seg**

**d = Duracion de lluvia (hr)**

**I = Intensidad de lluvia (cm/hr)**

**Pb = Id (cm)**

$Peb = \frac{(Pb^2 - (50d/N) \cdot 50d)^2}{(Pb^2 + (2032/N) \cdot 2032)}$  (cm)

**X = Peb²/d Factor de escurrimiento**

**Z = Factor de reduccion de pico**

Si  $d/tp \geq 2$  :  $Z = 1$

Si  $d/tp \geq 0.6$  :  $Z = 0.6315(d/tp)^{0.8838}$

Si  $d/tp < 0.6$  :  $Z = 0.7401(d/tp)^{0.9740}$

**Q = AXYZ (m³/s)**

## TESIS PROFESIONAL

### VII.C. METODO DE CREAGER - LOWRY

#### METODO DE CREAGER

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área obtenidos en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazo una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica a continuación:

$$q = 0.503 C ( 0.386 A ) \left[ \frac{0.894}{( 0.386 A )^{0.048}} \right]^{-1} \dots\dots\dots VII.C.1.$$

siendo

- q = gasto unitario en m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>
- A = área de la cuenca en km<sup>2</sup>
- C = parámetro que depende de la región considerada

Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro C vale 100.

Conviene hacer notar que el problema planteado admite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva envolvente, lo que ha dado lugar a otro método similar al de Creager que es el método: curva de Lowry, el cual se verá más adelante.

#### METODO DE LOWRY

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose de éste en la ecuación que define a la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla en el método de Lowry (ecuación VII.C.2.)

$$q = \frac{C}{( A + 259 )^{0.8}} \dots\dots\dots VII.C.2.$$

## TESIS PROFESIONAL

En esta ecuación las literales tienen el mismo significado que en la VII.C.1.

Por lo general este método da resultados más bajos que el de Creager para cuencas menores de 10 o mayores de 10000 Km<sup>2</sup>, pero más altos para cuencas comprendidas entre 100 y 1000 Km<sup>2</sup>. Entre 10 y 100 y entre 1000 y 10000 Km<sup>2</sup> puede dar más altos o más bajos.

Con respecto a este método se pueden hacer las mismas observaciones anotadas al comentar el de Creager.

A continuación se realiza un análisis de dichos métodos por medio de los cruces carreteros sobre los ríos o arroyos donde se han realizado estudios del gasto de diseño y el área de cuenca de la Región Hidrológica No. 11 que es la del cruce Río Baluarte.

Se obtuvo la Ecuación que envuelve a estos cruces por medio del método de mínimos cuadrados.

Con lo anteriormente expuesto se muestran los nombres de las regiones hidrológicas y el número correspondiente, para toda la República Mexicana y se muestra la curva de Creager y la de Lowry que envuelven los puntos obtenidos de los datos operados por la SRH y CFE, esto es con el fin de observar como es posible aplicar el método de acuerdo a criterios ingenieriles para la Región Hidrológica Río Presidio - Río San Pedro.

REGION HIDROLOGICA NO. 11

CRUCE

- 1 ARROYO "AEROPUERTO I"
- 2 ARROYO "AEROPUERTO II"
- 3 DREN "EL HALCON" TESIS PROFESIONAL
- 4 ARROYO "SANTA CRUZ"
- 5 ARROYO "5 DE MAYO"
- 6 RIO "LA SAUCEDA"
- 7 RIO "SAN PEDRO"
- 8 ARROYO "EL RESBALON"
- 9 PUENTE SOBRE ARROYO "LOS PACHECOS" (AMPLIACION)
- 10 ARROYO "LOS LAURELES"
- 11 RIO "ACAPONETA"
- 12 ARROYO "LOS OTATES" CHIMALITA
- 13 CHILMALTITA ARROYO "LOS OTATES"
- 14 ARROYO "EL AGUILA"
- 15 ARROYO "PONCE"
- 16 ARROYO "PONCE AUXILIAR"
- 17 ARROYO "RINCON DEL VERDE"
- 18 ARROYO "ESCUINAPA"
- 19 RIO "CANAS"
- 20 RIO "CANAS AUXILIAR NO. 1 (CUAMECATE)
- 21 RIO "CANAS AUXILIAR NO. 2 (CUAMECATE)
- 22 ARROYO "EL MOLINO"
- 23 RIO "ACAPONETA"
- 24 RIO "SAN PEDRO"
- 25 ARROYO "EL HUAJOTE"
- 26 RIO "PRESIDIO"
- 27 ARROYO "HIGUERAS"
- 28 RIO "BALUARTE"
- 29 PUENTE SANTA TERESA SOBRE ARROYO "MESA COLORADA"

REGION HIDROLOGICA NO. 11

TESIS PROFESIONAL  
AUTOPISTA

- 1 DURANGO-TORREON
- 2 DURANGO-TORREON
- 3 TORREON-DURANGO
- 4 TORREON-DURANGO
- 5 TORREON-DURANGO
- 6 TORREON-DURANGO
- 7 CAMINO: TUXPAN - SAN VICENTE
- 8 CAMINO: RESBALON - MOTAJE
- 9 ACAPONETA - HUAJICORI (CAMINO)
- 10 ACAPONETA - HUAJICORI (CAMINO)
- 11 CAMINO RURAL: HUAJICORI - SANTA MARIA PICACHOS, NAY.
- 12 CAMINO: EST. RUIZ - VALPARAISO
- 13 CAMINO: EST. RUIZ - VALPARAISO
- 14 TORREON - DURANGO
- 15 TEPIC - MAZATLAN
- 16 TEPIC - MAZATLAN
- 17 TEPIC - MAZATLAN
- 18 TEPIC - MAZATLAN
- 19 TEPIC - MAZATLAN
- 20 TEPIC - MAZATLAN
- 21 TEPIC - MAZATLAN
- 22 TEPIC - MAZATLAN
- 23 TEPIC - MAZATLAN
- 24 TEPIC - MAZATLAN
- 25 TEPIC - MAZATLAN
- 26 TEPIC - MAZATLAN
- 27 TEPIC - MAZATLAN
- 28 TEPIC - MAZATLAN
- 29 CARRETERA MEXICO - CD. JUAREZ

PRESIDIO - SAN PEDRO

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II



REGION HIDROLOGICA NO. 11

TESIS PROFESIONAL

TRAMO

- 1 DURANGO-CUENCAME
- 2 DURANGO-CUENCAME
- 3 DURANGO-CUENCAME
- 4 DURANGO-CUENCAME
- 5 DURANGO-CUENCAME
- 6 DURANGO-CUENCAME
- 7 TUXPAN - SAN VICENTE
- 8 RESBALON - MOTAJE
- 9 ACAPONETA - HUAJICORI
- 10 ACAPONETA - HUAJICORI
- 11 HUAJICORI - SANTA MARIA PICACHOS, NAY.
- 12 SAN MIGUEL DEL ZAPOTE - SANTA CRUZ DE GUAIBEL
- 13 SAN MIGUEL DEL ZAPOTE - SANTA CRUZ DE GUAIBEL
- 14 DURANGO - CUENCAME
- 15 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 16 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 17 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 18 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 19 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 20 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 21 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 22 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 23 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 24 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 25 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 26 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 27 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 28 ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN
- 29 LA ZARCA - LIMITE DE ESTADOS DURANGO - CHIHUAHUA

PRESIDIO - SAN PEDRO

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

REGION HIDROLOGICA NO. 11

TESIS PROFESIONAL

	KM	ORIGEN
1	3 + 388	DURANGO-CUENCAME
2	3 + 693	DURANGO-CUENCAME
3	12 + 612	DURANGO-CUENCAME
4	2 + 250	DURANGO-CUENCAME
5	1 + 250	DURANGO-CUENCAME
6	1 + 845	DURANGO-CUENCAME
7	0 + 315	TUXPAN. NAY.
8	0 + 195	RESBALON. NAY. (ARBITRARIO)
9	14 + 908	ACAPONETA. NAY.
10	12 + 741	ACAPONETA. NAY.
11	0 + 660	ARBITRARIO, MARGEN DERECHA
12	7 + 000	SAN MIGUEL DEL ZAPOTE. NAY.
13	7 + 000	SAN MIGUEL DEL ZAPOTE. NAYARIT
14	25 + 701	DURANGO. DGO.
15	212 + 660	TEPIC. NAY.
16	213 + 170	TEPIC. NAY.
17	0 + 500	ARBITRARIO EN MARGEN IZQUIERDA
18	0 + 500	ARBITRARIO EN MARGEN IZQUIERDA
19	1 + 217	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
20	0 + 355	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
21	0 + 374	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
22	0 + 289	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
23	0 + 800	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
24	0 + 840	ARBITRARIO EN MARGEN IZQUIERDA DEL RIO
25	1 + 000	MARGEN IZQUIERDA (ARBITRARIO)
26	22 + 500	MAZATLAN. SIN.
27	1 + 000	ARBITRARIO MARGEN IZQUIERDA
28	218 + 900	TEPIC. NAYARIT
29	60 + 605	ZARCA. DURANGO

PRESIDIO - SAN PEDRO

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

REGION HIDROLOGICA NO. 11

TESIS PROFESIONAL

	Q diseño	A cuenca	Q recomendado	q
1	0	1	13	0.000
2	0	1	5	0.000
3	34	51	31	0.667
4	548	2682	118	0.206
5	548	2682	117	0.206
6	548	2682	198	0.206
7	5400	25830	1720	0.209
8	536	204	575	2.627
9	150	45	115	3.333
10	76	15	60	5.067
11	7500	5150	0	1.456
12	420	40	420	10.500
13	420	40	420	10.500
14	240	309	34	0.777
15	112	24	110	4.667
16	10	1	22	10.000
17	240	24	318	10.000
18	0	49	45	0.000
19	840	524	285	1.603
20	840	524	280	1.603
21	840	524	105	1.603
22	130	25	90	5.200
23	7180	5178	7180	1.387
24	5400	25773	5400	0.210
25	336	55	336	6.109
26	5120	5900	7000	0.868
27	306	125	300	2.448
28	14700	4660	14700	3.155
29	70	16	100	4.375

TESIS PROFESIONAL

REGION HIDROLOGICA NO. 11  
PRESIDIO - SAN PEDRO

n	Q diseño	A cuenca	q (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	1/q	Ac/q	Ac <sup>2</sup>	GRAFICA	GRAFICA	ENVOLVENTE
							Ac	q	q
1	13	1	13.000	0.077	0.077	1	1	100.000	100.000
2	5	1	5.000	0.200	0.200	1	1	1.276	13.721
3	34	51	0.667	1.500	76.500	2501	2	1.276	13.719
4	548	2662	0.206	4.858	12931.102	7086244	3	1.276	13.717
5	548	2662	0.206	4.858	12931.102	7086244	4	1.275	13.715
6	548	2662	0.206	4.858	12931.102	7086244	5	1.275	13.713
7	5400	25830	0.209	4.783	123553.500	667188900	6	1.275	13.711
8	536	204	2.627	0.381	77.642	41616	7	1.275	13.709
9	150	45	3.333	0.300	13.500	2025	8	1.274	13.706
10	76	15	5.057	0.197	2.961	225	9	1.274	13.704
11	7500	5150	1.456	0.687	3536.333	26522500	10	1.274	13.702
12	420	40	10.500	0.095	3.810	1600	20	1.271	13.682
13	240	309	0.777	1.288	397.938	15481	30	1.269	13.662
14	112	24	4.667	0.214	5.143	576	40	1.266	13.642
15	10	1	10.000	0.100	0.100	1	50	1.263	13.621
16	240	24	10.000	0.100	2.400	576	60	1.261	13.601
17	45	49	0.918	1.089	53.356	2401	70	1.258	13.581
18	840	524	1.603	0.624	326.876	274576	80	1.256	13.561
19	840	524	1.603	0.624	326.876	274576	90	1.255	13.542
20	840	524	1.603	0.624	326.876	274576	100	1.251	13.522
21	130	25	5.200	0.192	4.808	625	200	1.226	13.327
22	7150	5178	1.387	0.721	3754.218	26811684	300	1.202	13.140
23	5400	25773	0.210	4.773	123008.802	564247529	400	1.179	12.958
24	336	55	6.109	0.164	9.603	3025	500	1.157	12.733
25	5120	5700	0.868	1.152	5798.828	34810000	600	1.135	12.613
26	306	125	2.448	0.408	51.062	15625	700	1.115	12.446
27	14700	4660	3.155	0.317	1477.252	21715600	800	1.095	12.288
28	70	16	4.375	0.229	3.657	256	900	1.076	12.133

33034

35.412 302584.922 1.464E+09

A = 6161.3429

ENVOLVENTE

B = 4826.7475

72

A

A

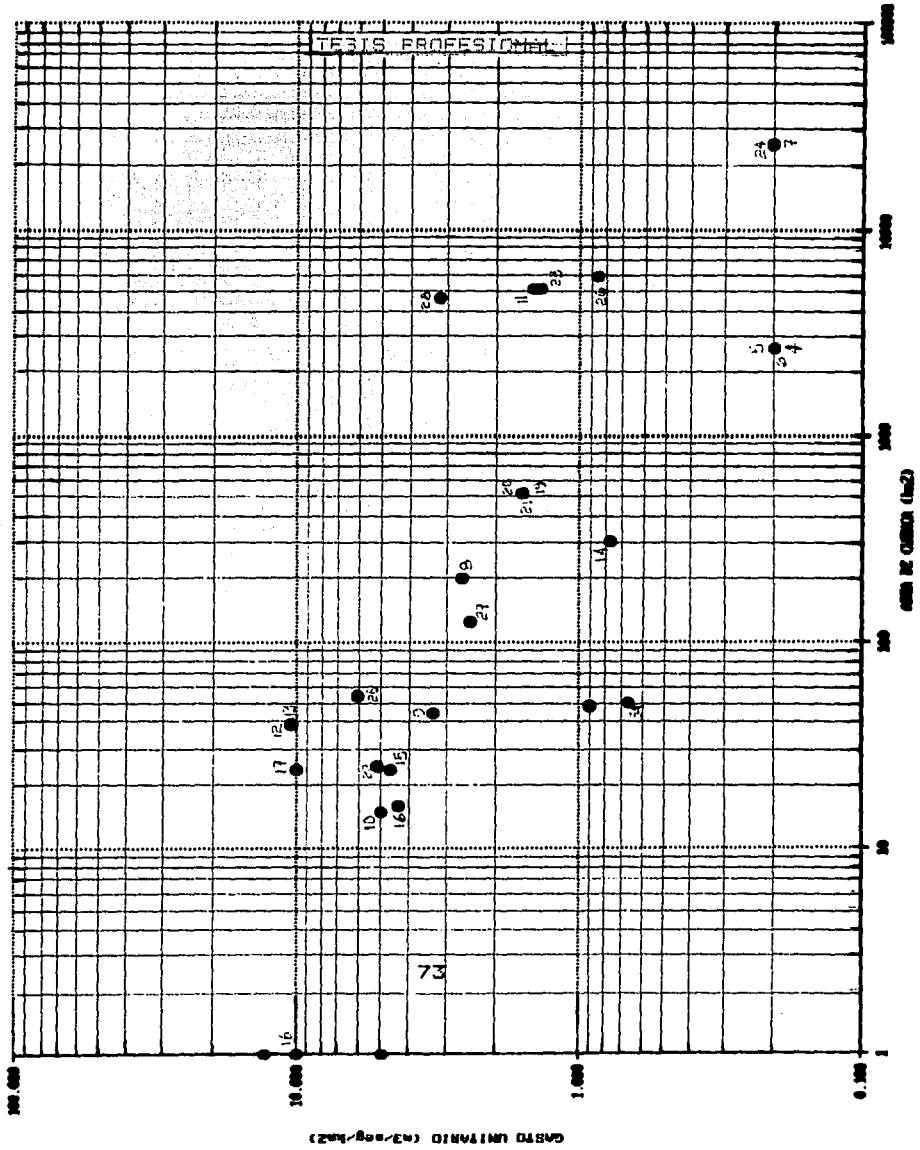
$$q = \frac{A}{Ac + B}$$

$$q = \frac{0.72}{(Ac + B)}$$

1000	1.057	11.683
2000	0.993	10.592
3000	0.787	9.689
4000	0.699	8.686
5000	0.460	6.789
6000	0.446	6.432
7000	0.416	6.117
8000	0.246	4.220
9000	0.177	3.507
43000	0.137	2.758

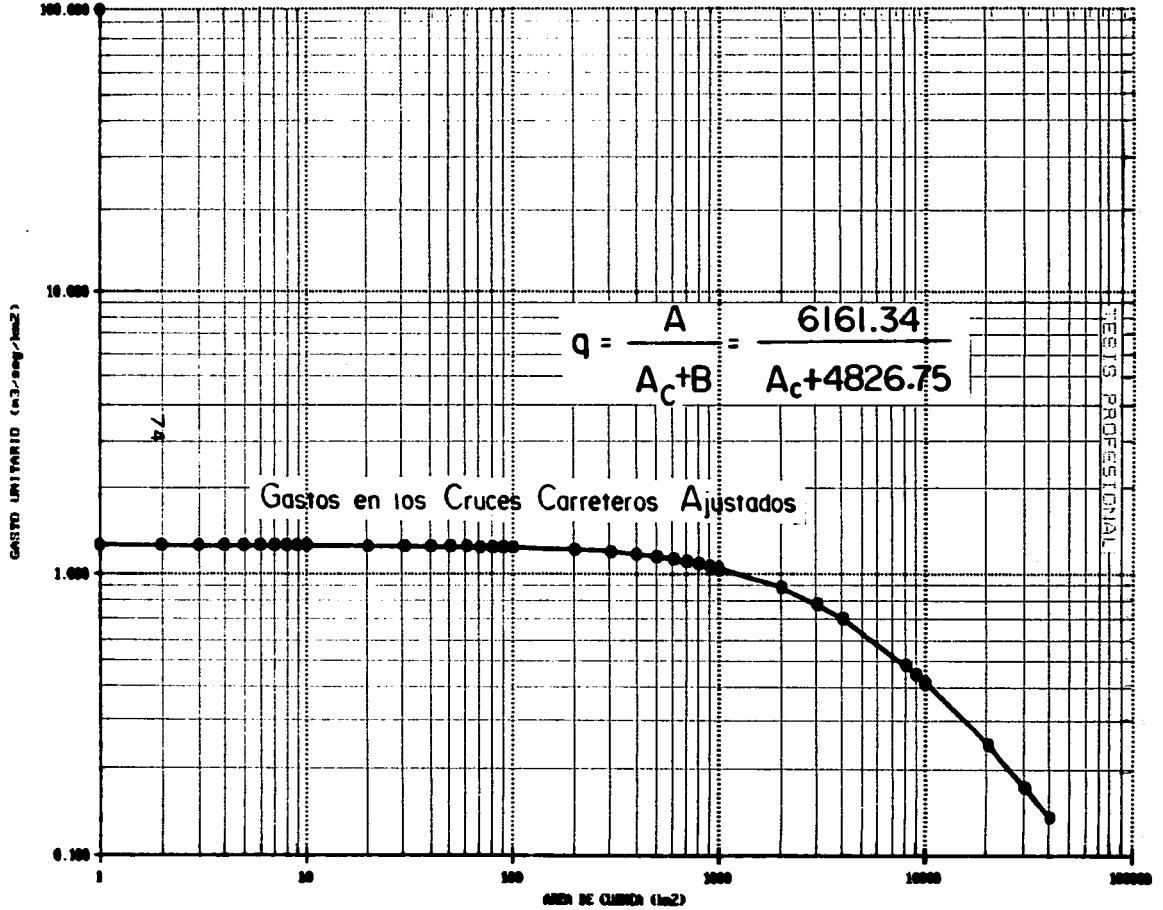
ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

ENCUENRO HIDROLOGICO NO. 11  
CANTON PICHINHA - CANTON SAN PEDRO

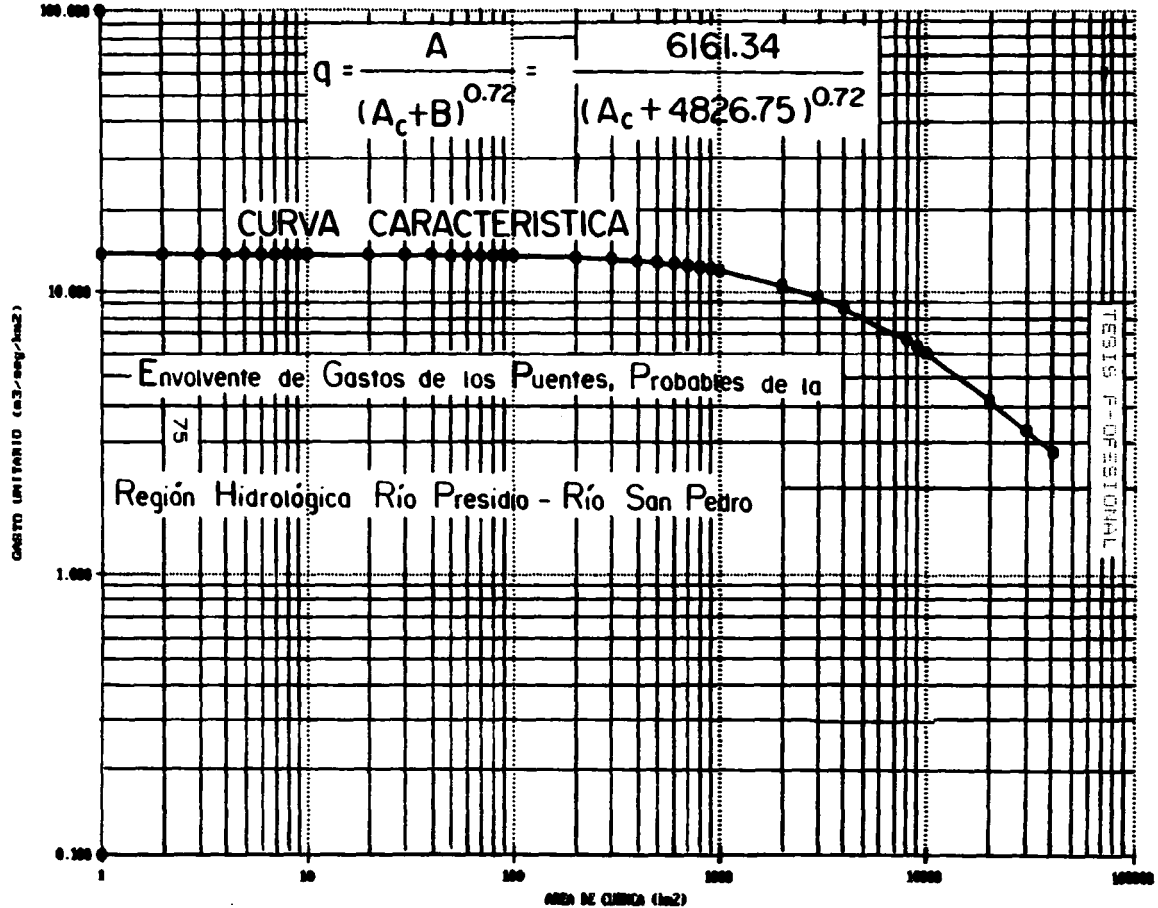


ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE SALUARTE II



ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II



REGIONES HID

ESTADOS UNIDOS

- 1-BAJA CALIFORNIA NOROESTE (E)
- 2-BAJA CALIFORNIA CENTRO OESTE
- 3-BAJA CALIFORNIA SUROESTE (A)
- 4-BAJA CALIFORNIA NOROESTE (LA)
- 5-BAJA CALIFORNIA CENTRO ESTE
- 6-BAJA CALIFORNIA SURESTE (LA)
- 7-RIO COLORADO
- 8-SONORA NORTE
- 9-SONORA SUR
- 10-SINALOA

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL RENTE BOLIVARTE

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
SUBSECRETARIA DE PLANEACION  
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS  
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA  
REPUBLICA MEXICANA PLANO INDICE

FALLA DE ORIGEN



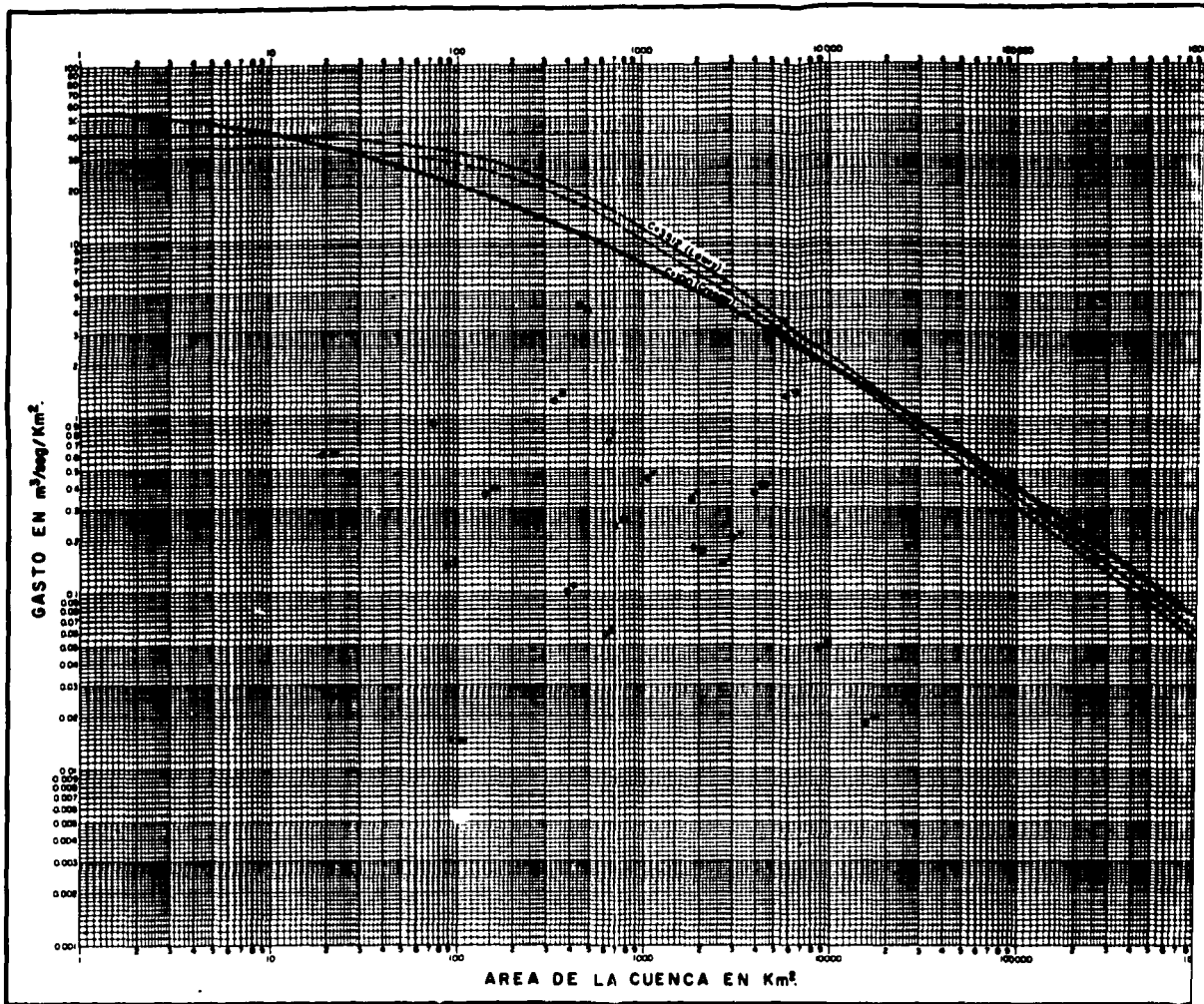


# REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA Y ENTIDADES FEDERATIVAS

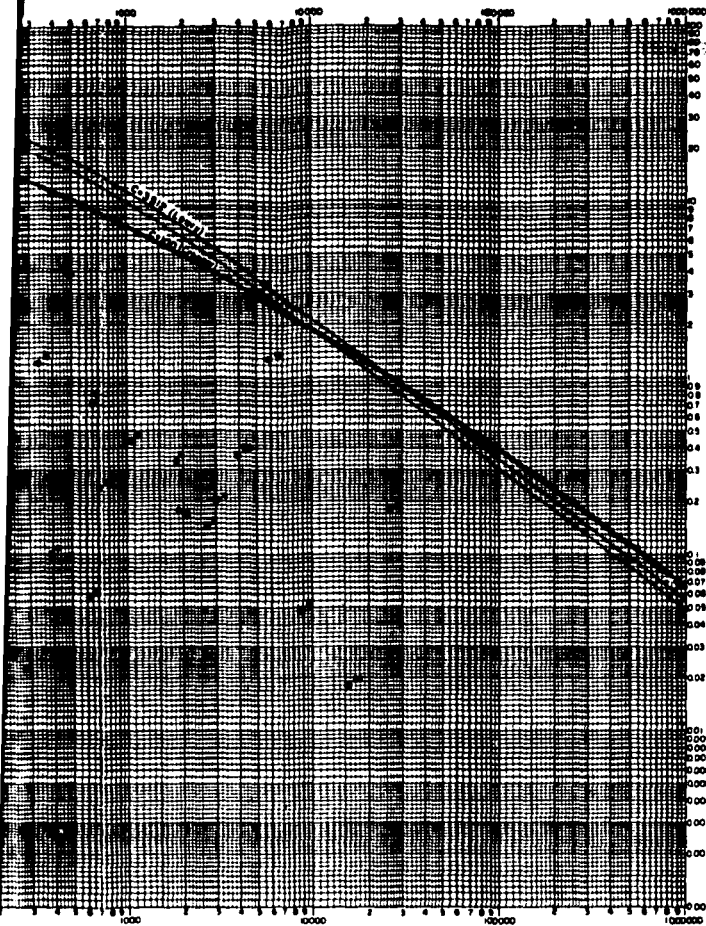


## NOMBRE DE REGIONES

- |  |   |
|--|---|
| 1-BAJA CALIFORNIA NOROESTE (ENSENADA)        | 11-PRESIDIO - SAN PEDRO                       |
| 2-BAJA CALIFORNIA CENTRO OESTE (ELVICIANO)   | 12-LERMA-SANTIAGO                             |
| 3-BAJA CALIFORNIA SUROESTE (MAGDALENA)       | 13-MUICICILA                                  |
| 4-BAJA CALIFORNIA NORESTE (LAGUNA SALADA)    | 14-AMECA                                      |
| 5-BAJA CALIFORNIA CENTRO ESTE (STA. ROSALIA) | 15-COSTA DE JALISCO                           |
| 6-BAJA CALIFORNIA SURESTE (LA PAZ)           | 16-ARMERIA - COAHUILYANA                      |
| 7-RIO COLORADO                               | 17-COSTA DE MICHOACAN                         |
| 8-SONORA NORTE                               | 18-BALSAS                                     |
| 9-SONORA SUR                                 | 19-COSTA GRANDE                               |
| 10-SINALOA                                   | 20-COSTA CHICA - RIO VERDE                    |
|  | 21-COSTA DE OAXACA (PUERTO ANGEL)             |
|  | 22-TEMUANTEPEC                                |
|  | 23-COSTA DE CHIAPAS                           |
|  | 24 A-ALTO BRAVO                               |
|  | 24 B-RIO CONCHOS                              |
|  | 24 C-AMISTAD                                  |
|  | 24 D-FALCON                                   |
|  | 24 E-BAJO BRAVO                               |
|  | 25-SAN FERNANDO-SOTO LA MARINA                |
|  | 26-PANUJO                                     |
|  | 27-TUXPAN - NAUTLA                            |
|  | 28-PAPALAPAN                                  |
|  | 29-COATZACOALCOS                              |
|  | 30-ORIZABA USUMACINTA                         |
|  | 31-YUCATAN OESTE (CAMPECHE)                   |
|  | 32-YUCATAN NORTE (YUCATAN)                    |
|  | 33-YUCATAN ESTE (QUINTANA ROO)                |
|  | 34-CUICLAS CERRADAS DEL NORTE (CASAS GRANDES) |
|  | 35-MAPIMI                                     |
|  | 36-NAZAS - AGUANAVAL                          |
|  | 37-EL SALADO                                  |



FALLA DE ORIGEN.



**VALORES DEL COEFICIENTE "C"**

ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Mundial (Creager)	100		
Terres. E.U.A. (Lowry)	3812	$C = \frac{0.0036 A^{0.36}}{0.000011}$	$C = 0.25W^{0.65}$

REGION HIDROLOGICA No. 11.			
CORRIENTE	ESTACION	CREAGER	LOWRY
Rio Beberle	Beberle	99.000	
Rio Acapulco	Acapulco	107	3985

CORRIENTES PRINCIPALES	ESTADOS COMPRENDIDOS
<p>Rio Priego Río Beberle Río Acapulco Río Colón Río San Pedro</p>	<p>Chiapas Oaxaca Veracruz</p>

- Datos de estaciones operados por la S.R.H.
- Datos de estaciones operados por la C.F.E.

**SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS**  
 HIDRACION Y CONTROL DE BARRIOS  
 DIRECCION DE HIDROLOGIA

**ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS EN LA REGION HIDROLOGICA No. 11**

Fecha: \_\_\_\_\_  
 Elaborado por: \_\_\_\_\_  
 Revisado por: \_\_\_\_\_

No. 1 (1) LAMINA V-2

TESIS PROFESIONAL

VII.D. METODO RACIONAL

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 C I A \dots\dots\dots VII.D.1.$$

donde

- Qp = gasto de pico en m<sup>3</sup>/s
- C = coeficiente de escurrimiento, adimensional
- I = intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.
- A = área drenada en Km<sup>2</sup>
- 0.278 = factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca. En la tabla F se muestran los valores de este coeficiente comúnmente empleados.

En caso de que la cuenca por drenar este compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento global C se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \dots\dots\dots VII.D.2.$$

donde

- C = coeficiente de escurrimiento global
- C<sub>i</sub> = coeficiente de cada área parcial
- A<sub>i</sub> = área parcial
- n = número de áreas parciales
- A = área total de la cuenca

TESIS PROFESIONAL

Tabla F.- Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional

Tipo del área por drenar	Pendiente, en porcentaje	Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

## TESIS PROFESIONAL

### Zonas industriales

Claros	0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas	0.80 - 0.90
Parques y cementerios	0.10 - 0.25
Areas de recreo	0.20 - 0.35
Patios de FF CC	0.20 - 0.40
Areas provisionales	0.10 - 0.30
Calles	
Asfaltadas	0.70 - 0.95
De concreto	0.80 - 0.95
Enladrillado	0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas	0.75 - 0.85
Azoteas y techados	0.75 - 0.95
Zonas rurales	
Campos cultivados	0.20 - 0.40
Zonas forestadas	0.10 - 0.30

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

1980 ON 2000 2100  
AGUILLERA 21 00 2000

## TESIS PROFESIONAL

Por consiguiente, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación:

$$T_c = 0.0662 \frac{0.77 L}{S^{0.385}} \dots\dots\dots \text{VII.D.3.}$$

donde

- Tc = tiempo de concentración, en horas
- L = longitud del cauce principal, más la distancia entre el inicio de éste y el parteaguas medida perpendicularmente a las curvas de nivel, en Km
- S = pendiente del cauce, adimensional, en decimales

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las Isoyetas de Intensidad de Lluvia - Duración - Periodo de Retorno para la República Mexicana, elaboradas y publicadas por la SCT para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

- a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.
- b) Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.
- c) La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo.
- d) La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca.
- e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

## TESIS PROFESIONAL

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método y son, por consiguiente, el punto crítico hacia el que se enfocan los ataques de que éste es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene los siguientes inconvenientes:

- a) Proporciona solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma.
- b) El cálculo del tiempo de concentración se efectúa mediante fórmulas aproximadas, ensayadas en regiones que en general no son semejantes a las cuencas en estudio.

### Ejemplo:

Obtener el gasto de proyecto por el método racional del Cruce: Arroyo "Ponce Auxiliar", Autopista: Tepic - Mazatlán, Tramo: Ent. San Blas - Villa Unión - Ent. Aeropuerto Mazatlán, Km: 213 + 170, Origen: Tepic, Nayarit que se encuentra a 6 km 240 m del Cruce: Río Baluarte.

a) Cálculo del tiempo de concentración (fórmula VII.D.3.)

Para aplicar la fórmula necesitamos conocer los valores de L y S, los cuales obtenemos de la figura de la página 52:

$$L = 1 \text{ km} \qquad S = \frac{70 - 20}{1000} = 0.05$$

sustituyendo estos valores en la ecuación VII.D.3. se tiene:

$$T_c = 0.0662 \frac{(1)^{0.77}}{(0.05)^{0.385}} = 0.2098 \text{ hr.} = 12 \text{ min. } 35 \text{ seg.}$$



## TESIS PROFESIONAL

### b) Determinación del periodo de retorno.

En términos generales se puede decir que el periodo de retorno de proyecto depende principalmente de las dimensiones y del tipo de la obra de drenaje así como de la importancia de la vía terrestre. En el caso de las alcantarillas, un valor comunmente empleado del periodo de retorno es el de 25 años, y en el caso de puentes de 50 o 100 años. Por la magnitud del gasto obtenido con los otros métodos aplicados y por la topografía del cauce en la sección del cruce es de esperar que dicho gasto se pueda drenar con una estructura del orden de 6 m de claro, por lo que se considerará el periodo de retorno de proyecto de 25 años.

### c) Obtención de la Intensidad de Lluvia.

Entrando a las Isoyetas de Intensidad de Precipitación del Estado de Sinaloa con el Periodo de Retorno  $T_r = 50$  años y diferentes duraciones se calcula interpolando para una duración igual al tiempo de concentración de 12 min. 35 seg. la intensidad de Lluvia o Precipitación igual a 180 mm/hr.

### d) Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

Por tratarse de una zona rural el valor aplicable es el correspondiente a campos cultivados igual a 0.2 que se encuentra en la Tabla F.

Substituyendo los valores de los parámetros ya determinados en la expresión VII.D.1. se obtiene:

$$Q_p = 0.278 \times 0.20 \times 180 \times 1 = 10 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Todo lo anterior se puede resumir en un formato llamado BB, que a continuación se muestra.

CRUCE : ARROYO "PONCE AUXILIAR"  
 CAMINO : TEPIC - MAZATLAN (AUTOPISTA)  
 TRAMO : ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROPUERTO MAZATLAN  
 Km. : 213+170 ORIGEN : TEPIC, NAYARIT  
 ESTACION PLUVIOGRAFICA \_\_\_\_\_

M E T O D O R A C I O N A L

CONSTANTES DE CALCULO	NOMENCLATURA	DATOS
AREA DE LA CUENCA (Km <sup>2</sup> )	A	1
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (Km)	L	1
PENDIENTE DEL CAUCE (decimales)	S	0.05
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (adimensional)	C	0.20
TIEMPO DE CONCENTRACION (hrs)	tc	0.2098

$$t_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} = 0.2098 \text{ hr} = 12 \text{ min } 38 \text{ seg}$$

Para Tr = 50 años  
 I = 180 mm/hr

$$Q = 0.278 \text{ CIA} = 0.278 (0.20) (180) (1.0) = \underline{10} \text{ m}^3/\text{s}$$

ISOYETAS

	10 min	187 mm/hr	
Para Tr = _____ años	30 min	129 mm/hr	
I = _____ mm/hr	60 min	89 mm/hr	
	120 min	56 mm/hr	
	240 min	31 mm/hr	
Q = 0.278 CIA =			= _____ m <sup>3</sup> /s

## TESIS PROFESIONAL

### VII.E. METODO ESTADISTICO. (Correlación Lineal Simple y Correlación Lineal Múltiple)

VII.E.1. CORRELACION LINEAL SIMPLE. El análisis de correlación se utiliza para conocer cómo una variable independiente (x) afecta a una variable dependiente (y). Si existe solo una variable independiente involucrada, al proceso de análisis se le conoce como de correlación lineal simple; si hay más de una variable independiente, se denomina correlación múltiple.

Es conveniente antes de proceder a un análisis de correlación simple de una serie de parejas de datos, graficar estos, con el fin de conocer la tendencia de la naturaleza en la relación de datos. Si su forma tiende a una línea recta, la relación se dice lineal, si es curva, la relación se denomina curvilínea. Esta última es factible cambiarla a lineal realizando transformaciones de los ejes coordenados.

Una vez graficadas las parejas de valores de datos y conocida su tendencia, se correlacionan para conocer cuál es la relación que mejor se ajusta a dicha tendencia. Por tanto, si la tendencia es una línea recta, a la cual se denomina recta de regresión, para calcular su ecuación, se puede utilizar el método de mínimos cuadrados.

En la figura 1 se muestra una serie de parejas de datos (xi, yi) en cuya correlación simple, la ecuación de la recta de regresión se puede escribir como

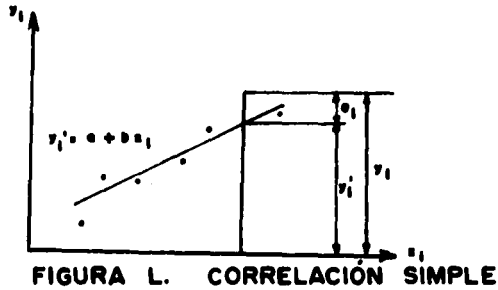
$$y_i' = a + b x_i \dots\dots\dots VII.E.1.1.$$

la cual plantea el problema de calcular los valores de los parámetros a y b, tales que proporcionen el mejor ajuste de los datos. Para esto, como ya se indicó se puede utilizar el método de mínimos cuadrados, el cual se basa en que la suma de los errores al cuadrado sea mínimo.

El error (e) para cada punto muestreado se obtiene como

$$e_i = y_i - (a + b x_i) \dots\dots\dots VII.E.1.2.$$

donde  $y_i$  es el valor dato, y  $(a + b x_i)$  es el valor inferido u obtenido de la ecuación de la recta de regresión.



Haciendo que la suma de los errores ( $e_i$ ) al cuadrado de cada punto dato es (VII.E.1.2.) sea mínimo, se obtienen las ecuaciones simultáneas

$$\sum_{i=1}^n y_i = an + b \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i = a \sum_{i=1}^n x_i + b \sum_{i=1}^n x_i^2$$

donde

$n$  = número de parejas de datos.

Se tienen entonces dos ecuaciones con dos incógnitas  $a$  y  $b$  que son los parámetros buscados. De otra forma, demuestra que pueden calcularse según se relacionen.

TESIS PROFESIONAL

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} \dots\dots\dots \text{VII.E.1.3.}$$

y

$$a = \bar{y} - b \cdot \bar{x} \dots\dots\dots \text{VII.E.1.4.}$$

donde

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \dots\dots\dots \text{VII.E.1.5.}$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right) \left( \sum_{i=1}^n y_i \right) \dots\dots \text{VII.E.1.6.}$$

$\bar{x}$  y  $\bar{y}$  son la media de los valores  $x_i$  y  $y_i$  respectivamente

La media aritmética en hidrología o media de una muestra de un conjunto de valores se define como:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \dots\dots\dots \text{VII.E.1.7.}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \dots\dots\dots \text{VII.E.1.8.}$$

TESIS PROFESIONAL

La ecuación de la recta de regresión (ecuación VII.E.1.1.) así obtenida es para cada  $x_i$ , la media de la variación de la variable dependiente  $y_i$ . Conforme la pareja de los valores  $x_i, y_i$  tiendan a agruparse sobre una línea recta la variancia del error se tenderá a cero. La variancia del error se puede escribir como

$$Se^2 = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} \left[ 1 - \frac{(S_{xy})^2}{S_{xx} S_{yy}} \right] = Sy^2 \left[ 1 - r_{xy}^2 \right] \dots VII.E.1.9.$$

siendo

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{\sqrt{(S_{xx} S_{yy})}} \dots VII.E.1.10.$$

donde  $S_{yy}$  es una expresión similar a la ecuación (VII.E.1.5.) sustituyendo a las  $x_i$  por  $y_i$ ,  $Sy^2$  la variancia de las  $y_i$ , y  $r_{xy}$  se le denomina coeficiente de correlación lineal. Este coeficiente es un índice que proporciona una idea de que tan agrupadas están las parejas de valores  $x_i, y_i$  a la curva de ajuste, es este caso a una línea recta. Obsérvese que si  $r_{xy}$  vale 1 ó -1, de la ecuación VII.E.1.9. se obtiene que la variancia del error es cero, y por tanto, todos los puntos  $(x_i, y_i)$  están sobre la curva o una recta.

Conforme el valor de  $r_{xy}$  tienden a cero, la correlación de los puntos en estudio se aleja de una línea recta. Si  $r_{xy}$  vale cero implica que la variancia del error es igual a la variancia de la variable dependiente  $y$ , y en este caso, la ecuación de regresión no es mejor que la media para estimar la variable dependiente y por lo tanto, no hay correlación entre las dos variables.

Si se analiza las ecuaciones VII.E.1.1. y VII.E.1.2., se ve que para cada valor inferido de la variable dependiente se tendrá un cierto error, en función de que tan correlacionadas estén las variables. Una medida de la variación de los puntos con respecto a la recta de regresión se puede deducir del error estándar de la estimación, que es análogo a la desviación estándar de una variable cuando se trata de conocer la dispersión respecto de su media. Para cada valor de la variable independiente  $x = x_0$ , se puede conocer cual es el error estándar para un cierto nivel de significancia  $\alpha$  de la variable dependiente  $y$ , al utilizar la ecuación VII.E.1.1., aplicando la ecuación:

TESIS PROFESIONAL

$$E = \pm t_{\alpha/2} Se \sqrt{1 + 1/n + \frac{n(x_0 - \bar{x})^2}{S_{xx}}} \dots\dots\dots \text{VII.E.1.1.11.}$$

donde  $t_{\alpha/2}$  se obtiene para la distribución "t" con  $n-2$  grados de libertad.  
De esta manera, de las ecuaciones VII.E.1.1. Y VII.E.1.11. se obtiene que

$$y = a + bx \pm E \dots\dots\dots \text{VII.E.1.12.}$$

que permite calcular el valor de la variable dependiente y con un cierto intervalo de confianza, para cualquier valor de la variable independiente  $x$ .

VII.E.1.A. LISTADO DEL PROGRAMA

```

10 PRINT "CORRELACION LINEAL"
20 PRINT
30 PRINT "NUMERO DE PUNTOS CONOCIDOS";
40 INPUT N
50 J=0
60 K=0
70 L=0
80 M=0
90 R2=0
99 REM - INGRESO DE LOS PUNTOS COORDENADOS ENTRELAZADOS
100 FOR I=1 TO N
110 PRINT "X,Y DEL PUNTO";I;
120 INPUT X,Y
129 REM - SUMA INTERMEDIA ACUMULADA
130 J=J+X
140 K=K+Y
150 L=L+X^2
160 M=M+Y^2
170 R2=R2+X*Y
    
```

TESIS PROFESIONAL

```

180 NEXT I
189 REM - CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE LA CURVA
190 B=(N*R2-K*J)/(N*L-J^2)
200 A=(K-B*J)/N
210 PRINT
220 PRINT "F(X) =";A;" + (";B;"* X )"
229 REM - CALCULO DEL ANALISIS DE REGRESION
230 J=B*(R2-J*K/N)
240 M=M-K^2/N
250 K=M-J
260 PRINT
270 R2=J/M
280 PRINT "COEFICIENTE DE DETERMINACION (R^2) =" ;R2
290 PRINT "COEFICIENTE DE CORRELACION =" ;SQR(R2)
300 PRINT "ERROR ESTANDAR ESTIMADO =" ;SQR(K/(N-2))
310 PRINT
319 REM - ESTIMACION DE Y, COORDENADAS DE PUNTOS QUE INGRESARON X
320 PRINT "INTERPOLACION: (INGRESO X=0 PARA FINALIZAR EL PROGRAMA)"
330 PRINT "X =" ;
340 INPUT X
349 REM - ¿REINICIAR O FINALIZAR EL PROGRAMA?
350 IF X=0 THEN 390
360 PRINT "Y =" ;A+B*X
370 PRINT
380 GOTO 330
390 END

```

VII.E.2. CORRELACION LINEAL MULTIPLE. Esta técnica de análisis se utiliza cuando la variable dependiente "y" es función de dos o más variables independientes  $x_1, x_2, \dots, x_n$ . Es usada en hidrología para obtener relaciones. El valor por estimar  $y'$  se puede conocer a partir de una ecuación lineal del tipo

$$y' = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n \quad \dots \text{VII.E.2.1.}$$

donde las  $a_i$  se determinan a partir de los datos disponibles y de tal manera que la suma de los errores al cuadrado sea mínima. A partir de esto, los parámetros  $a_i$  se obtienen al resolver el siguiente sistema:



TESIS PROFESIONAL

$$\begin{bmatrix} N & X_{1i} & X_{2i} & X_{ni} \\ X_{1i} & X^2_{1i} & X_{1i}X_{2i} & X_{1i}X_{ni} \\ & & & \\ X_{ni} & X_{ni}X_{1i} & X_{ni}X_{2i} & X^2_{ni} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ \\ a_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_i \\ X_{1i}y_i \\ \\ X_{ni}y_i \end{bmatrix} \quad \text{VII.E.2.2.}$$

donde N es el número de grupos de valores (x<sub>1i</sub>, x<sub>2i</sub>, ..., x<sub>ni</sub>, y<sub>i</sub>) y las sumas son desde i hasta N.

A partir de una ecuación similar a la VII.E.1.2. y de acuerdo con la ecuación

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k (x_i - \bar{x})^2 f_i \Delta x_i}{n - 1}} \quad \dots\dots\dots \text{VII.E.2.3.}$$

se puede obtener la variancia del error como

$$S_e^2 = \sum y_i^2 - S_n^2 \quad \dots\dots\dots \text{VII.E.2.4.}$$

donde

$$S_n^2 = a_0 \sum y_i + a_1 \sum x_{1i} y_i + \dots + a_n \sum x_{ni} y_i \quad \dots\dots\dots \text{VII.E.2.5.}$$

Las ecuaciones VII.E.2.4. y VII.E.2.5. permiten conocer que tanto influyen cada una de las variables independientes (x<sub>1</sub>, x<sub>2</sub>, ..., x<sub>n</sub>) en el valor de y. Suponiendo que se desea saber que tanto influye la variable x<sub>n</sub> en el cálculo de y, se procede de la siguiente manera; se calcula utilizando la ecuación VII.E.2.5. la variancia S<sup>2</sup><sub>n-1</sub> de las restantes variables, pero sin tener en cuenta el último término función de x<sub>n</sub>. Conocidas las variancias, se aplica la prueba F que consiste en determinar si dos grupos de datos n<sub>1</sub> y n<sub>2</sub>, son de una misma población o de diferentes poblaciones con distribución normal, se utiliza la relación de sus variancias S<sub>1</sub><sup>2</sup> y S<sub>2</sub><sup>2</sup>

TESIS PROFESIONAL

$$F = \frac{S1^2}{S2^2} \dots\dots\dots VII.E.2.6.$$

considerando que

$$F = \frac{N - n - 1}{Se^2} \frac{(Sn^2 - Sn^2 - 1)}{n - (n - 1)} \dots\dots VII.E.2.7.$$

Comparando el valor calculado de F según la ecuación VII.E.2.7. y el valor tabular de F con grados de libertad  $\sqrt{1} = N - n - 1$  y  $\sqrt{2} = N - (n - 1)$ , si el primero es mayor que el segundo, el ajuste de "y" mejora si se utiliza  $X_n$ .

Obsérvese que el criterio anterior se puede efectuar suponiendo simultáneamente varias variables  $x_i$ , pero siempre comparando con respecto a la ecuación VII.E.2.1. Por el proceso iterativo de este análisis, conviene siempre empezar comparando el valor observado de "y" con el obtenido mediante el ajuste de "y", este último función de dos y tres variables dependientes, y así sucesivamente.

Otra manera de ver como influye cada variable de  $x_i$ . Para cada ecuación VII.E.2.1. se valúan los parámetros  $a_i$  y se calculan con los valores datos los valores de  $y'$ , obteniéndose finalmente el coeficiente de correlación entre estos valores y los valores datos de  $y$ . De esta manera se encuentra cual es la mejor ecuación VII.E.2.1.

VII.E.2.A. LISTADO DEL PROGRAMA

```

10 PRINT "CORRELACION LINEAL MULTIPLE"
20 PRINT
28 REM - LIMITES DE ORDENES REGLAMENTARIOS PARA X(N+1),S(N+1),
29 REM - T(N+1),A(N+1,N+2)
30 DIM X(9),S(9),T(9),A(9,10)
40 PRINT "NUMERO DE PUNTOS CONOCIDOS";
50 INPUT N
60 PRINT "NUMERO DE VARIABLES INDEPENDIENTES";
70 INPUT V
80 X(1)=1
    
```

TESIS PROFESIONAL

```
90 FOR I=1 TO N
100 PRINT "PUNTO";I
110 FOR J=1 TO V
119 REM - INGRESO DE LAS VARIABLES INDEPENDIENTES PARA CADA PUNTO
120 PRINT " VARIABLE";J;
130 INPUT X(J+1)
140 NEXT J
149 REM - INGRESO DE LA VARIABLE DEPENDIENTE PARA CADA PUNTO
150 PRINT " VARIABLE DEPENDIENTE";
160 INPUT X(V+2)
169 REM - POBLAR UNA MATRIZ PARA SER USADA EN EL AJUSTE DE LA CURVA
170 FOR K=1 TO V+1
180 FOR L=1 TO V+2
190 A(K,L)=A(K,L)+X(K)*X(L)
200 S(K)=A(K,V+2)
210 NEXT L
220 NEXT K
230 S(V+2)=S(V+2)+X(V+2)^2
240 NEXT I
247 REM - LAS DECLARACIONES 250 A 500 AJUSTA LA CURVA PARA LA
248 REM - RESOLUCION DEL SISTEMA DE ECUACIONES LINEALES DE LA
249 REM - MATRIZ A()
250 FOR I=2 TO V+1
260 T(I)=A(1,I)
270 NEXT I
280 FOR I=1 TO V+1
290 J=I
300 IF A(J,I)<>0 THEN 340
305 J=J+1
310 IF J<=V+1 THEN 300
320 PRINT "SOLUCION NO UNICA"
330 GOTO 810
340 FOR K=1 TO V+2
350 B=A(I,K)
360 A(I,K)=A(J,K)
370 A(J,K)=B
380 NEXT K
390 Z=1/A(I,I)
400 FOR K=1 TO V+2
```

TESIS PROFESIONAL

```

410 A(I,K)=Z*A(I,K)
420 NEXT K
430 FOR J=1 TO V+1
440 IF J=1 THEN 490
450 Z=-A(J,1)
460 FOR K=1 TO V+2
470 A(J,K)=A(J,K)+Z*A(I,K)
480 NEXT K
490 NEXT J
500 NEXT I
510 PRINT
520 PRINT "COEFICIENTES DE LA ECUACION:"
525 PRINT "    CONSTANTE:";A(1,V+2)
530 FOR I=2 TO V+1
540 PRINT "VARIABLE(";I-1;"):";A(1,V+2)
550 NEXT I
560 P=0
570 FOR I=2 TO V+1
580 P=P+A(1,V+2)*(S(I)-T(I)*S(1)/N)
590 NEXT I
600 R=S(V+2)-S(1)^2/N
610 Z=R-P
620 L=N-V-1
640 PRINT
650 I=P/R
660 PRINT "COEFICIENTE DE DETERMINACION (R^2) =";I
670 PRINT "COEFICIENTE DE CORRELACION MULTIPLE =";SQR(I)
680 PRINT "ERROR ESTANDAR ESTIMADO ="; SQR(ABS(Z/L))
690 PRINT
699 REM - ESTIMACION DE LA VARIABLE DEPENDIENTE APARTIR DEL INGRESO
    DE LAS VARIABLES INDEPENDIENTES
700 PRINT "INTERPOLACION: (INGRESO DE CERO, O PARA FIN DE PROGRAMA)"
710 P=A(1,V+2)
720 FOR J=1 TO V
730 PRINT "VARIABLE";J;
740 INPUT X
749 REM - EXAMEN PARA FINALIZACION DEL PROGRAMA
750 IF X=0 THEN 810
760 P=P+A(J+1,V+2)*X

```

TESIS PROFESIONAL

770 NEXT J  
 780 PRINT "VARIABLE DEPENDIENTE =" ; P  
 790 PRINT  
 800 GOTO 710  
 810 END

VII.E.3. APLICACION DEL METODO ESTADISTICO

VII.E.3.A. ESTACIONES HIDROMETRICAS CERCANAS Y SOBRE EL RIO  
 "BALUARTE" CON AFOROS ANUALES

AÑO	RIO "ACAPONETA"		RIO "BALUARTE"		RIO "PRESIDIO"		RIO "SIQUEROS"	
	"ACAPONETA"	"ACAPONETA"	"BALUARTE"	"BALUARTE II"	"PRESIDIO"	"TAPICAHUA"	"PRESIDIO"	"SIQUEROS"
1945	1185.0							
46	834.00							
47	1126.00							
48	1949.00		9000.00					
49	434.00		953.00					
1950	1220.00		750.00					
51	1334.00		1771.00					
52	1390.00		2292.00					
53	1561.00		4155.00					
54	1041.00		1879.00					
1955	2052.00		1290.00		3.65			
56	1442.00		1638.00		142.060			595.50
57	4500.00		2915.00		157.37			132.70
58	2080.00		4070.00		841.88			2375.0
59	871.00		1089.00		3.14			391.0
1960	692.00		869.00		0.650			508.00
61	875.00		1055.00		683			841
62	597.00		2146.00		895			1073
63	2706.00		1973.00		1240			
64	1691.00	4521.80	3850.00		648			
1965	6150.00	9025.99	7094.40		1481			
66	1066.73	928.61	1858.30		637			
67	2099.23	1039.99	1160.00		639			656.1
68	1600.00	13250.00	14140.00					7200.00
69	4230.00	7464.00	2875.00					2585.00

TESIS PROFESIONAL

1970	1582.00	2418.60	2939.00	1320.00
71	1211.00	1040.00	1620.00	671.00
72	7050.00	2934.40	10300.00	2040.00
73	2610.12	1724.00	2134.55	832.00
74	653.00			
1975	1699.0			
76	1649.0			
77	786.0			
78	901.0			
79	364.0			
1980	506.0			
81	603.0			
82	811.0			
83	1062.0			
84	1274.0			
1985	2266.0			

REGRESION LINEAL SIMPLE

La tabla que se da a continuación muestra los gastos máximos anuales de la estación Baluarte II de la Corriente del Río Baluarte y de la estación Las Habitas. Llamando "y", como variable dependiente a los gastos aforados de la Estación Las Habitas y "x" como variable independiente a la estación Baluarte II y aplicando la Regresión o Correlación lineal simple que consiste en ajustar una línea recta a un conjunto dado de coordenadas (x,y), utilizando el Método de Mínimos Cuadrados. Como resultado se imprime la ecuación de la recta, se puede predecir valores de "y" para valores dados de "x".

AÑO	"X"	"Y"
	BALUARTE II Gasto Máximo Aforado m <sup>3</sup> /seg	LAS HABITAS Gasto Máximo Aforado m <sup>3</sup> /seg
1964	3850.00	4521.80
1965	7094.40	9025.99
1966	1858.30	928.61

TESIS PROFESIONAL

1967	1160.00	1039.99
1968	14140.00	13250.00
1969	2875.00	7464.00
1970	2939.00	2418.60
1971	1620.00	1040.00
1972	10300.00	2934.40
1973	2134.55	1724.00

¿Cuál será el gasto máximo aforado en la estación LAS HABITAS en los años 1948 a 1963?

$$F(X) = 968.5519 + 0.7246397 \cdot X$$

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.5684668$   
 Coeficiente de Correlación  $r = 0.7539674$   
 Error Estándar Estimado = 2909.922 m<sup>3</sup>/seg

Respuesta:

AÑO	BALUARTE	LAS HABITAS
	posteriormente BALUARTE II	Resultados de la Regresión Lineal o Correlación Lineal Simple
	Q <sub>máx</sub> m <sup>3</sup> /seg	Q <sub>máx</sub> m <sup>3</sup> /seg
1948	9000.00	<u>7480.31</u>
49	953.00	<u>1649.13</u>
1950	750.00	<u>1502.03</u>
51	1771.00	<u>2241.89</u>
52	2292.00	<u>2619.43</u>
53	4155.00	<u>3969.43</u>
54	1879.00	<u>2320.15</u>
1955	1290.00	<u>1893.34</u>
56	1638.00	<u>2145.51</u>
57	2915.00	<u>3070.88</u>
58	4070.00	<u>3907.84</u>
59	1089.00	<u>1747.69</u>
1960	869.00	<u>1588.26</u>
61	1055.00	<u>1723.05</u>
62	2146.00	<u>2513.63</u>
63	1973.00	<u>2388.27</u>

## TESIS PROFESIONAL

### Correlacion Lineal Simple

La tabla que se da a continuación muestra los gastos máximos anuales de la estación "Siqueros" y de la estación "Tapichahua" sobre el Río "Presidio" llamando como "x" a la variable independiente a los gastos aforados en la estación "Siqueros" y "y" a la variable dependiente de los gastos aforados en la estación "Tapichahua" y aplicando la regresión lineal que ajusta el conjunto de datos aforados en las estaciones antes mencionadas relacionadas en un plano cartesiano a una línea recta utilizando el método de mínimos cuadrados. Como resultado se imprime la recta, pudiéndose de esta manera predecir valores de gastos máximos anuales de la Estación Tapichahua para valores dados de gastos conocidos aforados por la Estación Siqueros.

AÑO	X Qmax (ANUAL) SIQUEROS	Y Qmax (ANUAL) TAPICAHUA
1956	595.50	142.060
57	132.70	157.37
58	2375.00	841.88
59	391.00	3.14
1960	506.00	0.650
61	841.00	683
62	1073.00	895
1967	656.10	639

¿Cuál será el gasto máximo aforado en la estación TAPICAHUA en los años 1968 a 1973?

$$F(X) = 98.35321 + 0.3919569 \cdot X$$

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.5009347$   
Coefficiente de Correlación  $r = 0.7077675$   
Error Estándar Estimado = 290.7875



TESIS PROFESIONAL

Respuesta:

ANO	Q <sub>máx</sub> (ANUAL) SIQUEROS	RESULTADOS Q <sub>máx</sub> (ANUAL) TAPICHAHUA
1968	7200.00	<u>2920.44</u>
1969	2585.00	<u>1111.56</u>
1970	1320.00	<u>615.74</u>
1971	671.00	<u>361.36</u>
1972	2040.00	<u>897.95</u>
1973	832.00	<u>424.46</u>

REGRESION O CORRELACION LINEAL MULTIPLE

La tabla que se da a continuacion indica los gastos máximos aforados y calculados por regresion lineal simple de la Estación Las Habitas, sobre el Rio Baluarte; de la Estación Tapichahua sobre el Rio Presidio; los gastos máximos anuales aforados de la Estación Acaponeta sobre el Rio del mismo nombre "Acaponeta" y los gastos de la Estación "Baluarte II" aforados de 1948 a 1973.

Utilizando como variable dependiente a la Estación Tapichahua ajustar una curva a los gastos. Estimar el gasto en los años 1948 a 1954 de la Estación Tapichahua con los gastos aforados y estimados por regresion lineal simple de las tres estaciones hidrométricas restantes mencionadas anteriormente; por medio de la correlación lineal múltiple, que determina los coeficientes de una ecuación lineal de varias variables utilizando el método de los mínimos cuadrados. La ecuación es de la forma siguiente:

$$Y = C + A_1 X_1 + A_2 X_2 + \dots + A_n X_n$$

donde:

Y = variable dependiente

C = constante

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, ..., A<sub>n</sub> = coeficientes de las variables independientes

X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>, X<sub>3</sub>, ..., X<sub>n</sub>

TESIS PROFESIONAL

Como resultado se imprimen la constante y los coeficientes. Los datos de entrada son las coordenadas X e Y de gastos aforados y deducidos por regresión lineal. Una vez que se ha determinado la ecuación, utilizando los gastos máximos anuales de entrada, se pueden predecir valores de la variable dependiente Y = Estación Tapichahua para valores dados de las variables independientes X1 = Estación Acaponeta, X2 = Estación Las Habitas, X3 = Estación Baluarte II.

ESTACIONES HIDROMETRICAS CERCANAS Y SOBRE EL RIO "BALUARTE" CON AFOROS ANUALES Y CALCULADOS POR REGRESION LINEAL SIMPLE

ANO	RIO "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "BALUARTE" "BALUARTE II"	
1948	1949.00	<u>7480.31</u>	9000.00	
49	434.00	<u>1649.13</u>	953.00	
1950	1220.00	<u>1502.03</u>	750.00	
51	1334.00	<u>2241.89</u>	1771.00	
52	1390.00	<u>2619.43</u>	2292.00	RIO
53	1561.00	<u>3969.43</u>	4155.00	"PRESIDIO"
54	1041.00	<u>2320.15</u>	1879.00	"TAPICAHUA"
1955	2052.00	<u>1893.34</u>	1290.00	3.65
56	1442.00	<u>2145.51</u>	1638.00	142.060
57	4500.00	<u>3070.88</u>	2915.00	157.37
58	2080.00	<u>3907.84</u>	4070.00	841.88
59	871.00	<u>1747.69</u>	1089.00	3.14
1960	692.00	<u>1588.26</u>	869.00	0.650
61	875.00	<u>1723.05</u>	1055.00	683
62	597.00	<u>2513.63</u>	2146.00	895
63	2706.00	<u>2388.27</u>	1973.00	1240
64	1691.00	4521.80	3850.00	648
1965	6150.00	9025.99	7094.40	1481
66	1066.73	928.61	1858.30	637
67	2099.23	1039.99	1160.00	639
68	1600.00	13250.00	14140.00	<u>2920.44</u>
69	4230.00	7464.00	2875.00	<u>1111.56</u>

TESIS PROFESIONAL

1970	1582.00	2418.60	2939.00	<u>615.74</u>
71	1211.00	1040.00	1620.00	<u>361.36</u>
72	7050.00	2934.40	10300.00	<u>897.95</u>
73	2610.12	1724.00	2134.55	<u>424.46</u>

Coefficientes de la Ecuación:

Constante = 170.0599

Variable (1) = -0.06548845

Variable (2) = 0.1177188

Variable (3) = 0.08822266

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.7883936$

Coefficiente de Correlación Múltiple  $r = 0.8879153$

Error Estándar Estimado = 343.4954 m<sup>3</sup>/seg

$$Y = 170.0599 - 0.06548845 \cdot X_1 + 0.1177188 \cdot X_2 + 0.08822266 \cdot X_3$$

¿Cuáles serían los gastos de los años 1948 a 1954 de la Estación "Tapichahua" sobre el Río Presidio?

Respuesta:

ANO	"TAPICHAHUA" GASTO ANUAL m <sup>3</sup> /seg
1948	1717
49	419.85
1950	333.15
51	502.85
52	589.59
53	901.67
1954	540.78

TESIS PROFESIONAL

REGRESION O CORRELACION LINEAL SIMPLE

La tabla que se da a continuación muestra los gastos máximos anuales de la estación "Tapichahua" sobre el Río "Presidio" y de la estación "Siqueros" sobre el mismo río, llamando como "x" a la variable independiente de los gastos aforados de la estación "Tapichahua" y "y" a la variable dependiente de los gastos anuales aforados de la estación "Siqueros" y aplicando la regresión lineal que ajusta al conjunto de datos aforados en las estaciones hidrométricas anteriores relacionadas en un plano cartesiano a una línea recta utilizando el método de mínimos cuadrados. Como resultado se imprime la recta, lográndose llevar a cabo predecir valores de gastos máximos anuales de la Estación Siqueros para valores de gastos conocidos por la Estación Hidrométrica Tapichahua.

ANO	"X" Q <sub>máx</sub> (ANUAL) TAPICHAHUA	"Y" Q <sub>máx</sub> (ANUAL) SIQUEROS
1956	142.060	595.50
57	157.37	132.70
58	841.88	2375.00
59	3.14	391.0
1960	0.65	508.00
61	683	841
62	895	1073
1967	639	656.10

¿Cuál será el gasto máximo aforado en la estación SIQUEROS en el año de 1955 y en los años 1963 a 1966?

Respuesta:

ANO	RESULTADOS CORRELACION LINEAL SIMPLE	
	"X" Q <sub>máx</sub> (ANUAL) TAPICHAHUA	"Y" Q <sub>máx</sub> (ANUAL) SIQUEROS
1955	3.65	288.84
1963	1240	1868.94

## TESIS PROFESIONAL

1964	648	1112.34
1965	1481	2176.95
1966	637	1098.29

$$F(X) = 284.1773 + 1.278035 \cdot X$$

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.5009347$

Coefficiente de Correlación  $r = 0.7077675$

Error Estándar Estimado = 525.0831 m<sup>3</sup>/seg

### REGRESION O CORRELACION LINEAL MULTIPLE

La tabla de aforos y predicción de aforos anuales que se indica enseguida muestra los gastos medidos en campo y calculados por regresión lineal simple de la Estación "Las Habitas", sobre el Río "Baluarte"; los gastos anuales aforados y obtenidos por correlación lineal simple de la Estación "Siqueros" sobre el Río "Presidio"; los gastos máximos anuales aforados de la Estación "Acaponeta" sobre el Río "Acaponeta" y los gastos de la Estación "Baluarte" aforados o medidos sobre el Río del mismo nombre (Río "Baluarte") de 1948 a 1973.

Utilizando como variable dependiente a la Estación "Siqueros" ajustar una curva a los gastos. Estimar el gasto en los años 1948 a 1954 de la Estación "Siqueros" con los gastos aforados y aproximados por correlación lineal simple de las tres estaciones hidrométricas restantes mencionadas anteriormente; por medio del análisis estadístico de la correlación lineal múltiple; que es usada en hidrología para obtener relaciones por ejemplo entre los gastos máximos y las características fisiográficas de la cuenca en estudio, para determinar fórmulas de tiempos de pico, para generación de escurrimientos, etc.

TESIS PROFESIONAL

AÑO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "BALUARTE" "BALUARTE II"	RIO "PRESIDIO" "SIQUEROS"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>	9000.00	
49	434.00	<u>1649.13</u>	953.00	
1950	1220.00	<u>1502.03</u>	750.00	
51	1334.00	<u>2241.89</u>	1771.00	
52	1390.00	<u>2619.43</u>	2292.00	
53	1561.00	<u>3969.43</u>	4155.00	
54	1041.00	<u>2320.15</u>	1879.00	
1955	2052.00	<u>1893.34</u>	1290.00	<u>288.84</u>
56	1442.00	<u>2145.51</u>	1638.00	595.50
57	4500.00	<u>3070.80</u>	2915.00	132.70
58	2080.00	<u>3907.84</u>	4070.00	2375.0
59	871.00	<u>1747.69</u>	1089.00	391.0
1960	692.00	<u>1588.26</u>	869.00	506.00
61	875.00	<u>1723.05</u>	1055.00	841
62	597.00	<u>2513.63</u>	2146.00	1073
63	2706.00	<u>2388.27</u>	1973.00	<u>1868.94</u>
64	1691.00	4521.80	3850.00	<u>1112.34</u>
1965	6150.00	9025.99	7094.40	<u>2176.95</u>
66	1066.73	928.61	1858.30	<u>1098.29</u>
67	2099.23	1039.99	1160.00	656.1
68	1600.00	13250.00	14140.00	7200.00
69	4230.00	7464.00	2875.00	2585.00
1970	1582.00	2418.60	2939.00	1320.00
71	1211.00	1040.00	1620.00	671.00
72	7050.00	2934.40	10300.00	2040.00
73	2610.12	1724.00	2134.55	832.00

Coefficientes de la Ecuación:

Constante: 307.2921

Variable (1): -0.260079

Variable (2): 0.2456775

Variable (3): 0.2708078

## TESIS PROFESIONAL

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.8970097$

Coefficiente de Correlación Lineal Múltiple  $r = 0.9471059$

Error Estándar Estimado = 552.5625

Para valores faltantes de la Estación Siqueros

¿Cuáles serían los gastos de los años 1948 a 1954 de la Estación "Siqueros" sobre el Río Presidio?

ANO	"SIQUEROS" GASTO ANUAL m <sup>3</sup> /seg
1948	4075.41
49	857.65
1950	562.12
51	990.73
52	1210.01
53	2001.72
1954	1115.41

### REGRESION LINEAL SIMPLE

En Tabla anterior se muestran los gastos máximos anuales aforados de la Estación Acaponeta sobre el Río "Acaponeta" y los gastos aforados de 1964 a 1973, además de los gastos supuestos por el análisis estadístico de regresión lineal simple (relacionando Estación Baluarte II - Estación Las Habitas) de la Estación Las Habitas. Llamando "x" a la variable independiente igual a los datos de la Estación Hidrométrica Acaponeta y "y" a la variable dependiente igual a los datos de la Estación Hidrométrica Las Habitas y aplicando el método estadístico de regresión lineal se obtiene los siguientes resultados:

TESIS PROFESIONAL

$$F(X) = 2077.176 + 0.612607 \cdot X$$

Coeficiente de Determinación =  $r^2 = 0.1221967$   
 Coeficiente de Correlación =  $r = 0.3495664$   
 Error Estándar Estimado = 2766.284

¿Cuáles serían los caudales de 1945 a 1947 y 1974 a 1985 de la estación hidrométrica "Las Habitas" conocidos los gastos de esos años en la estación hidrométrica "Acaponeta"?

ANO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>
49	434.00	<u>1649.13</u>
1950	1220.00	<u>1502.03</u>
51	1334.00	<u>2241.89</u>
52	1390.00	<u>2619.43</u>
53	1561.00	<u>3969.43</u>
54	1041.00	<u>2320.15</u>
1955	2052.00	<u>1893.34</u>
56	1442.00	<u>2145.51</u>
57	4500.00	<u>3070.80</u>
58	2080.00	<u>3907.84</u>
59	871.00	<u>1747.69</u>
1960	692.00	<u>1588.26</u>
61	875.00	<u>1723.05</u>
62	597.00	<u>2513.63</u>
63	2706.00	<u>2388.27</u>
64	1891.00	4521.80
1965	6150.00	9025.99
66	1066.73	928.61
67	2099.23	1039.99
68	1600.00	13250.00
69	4230.00	7464.00
1970	1582.00	2418.60
71	1211.00	1040.00
72	7050.00	2934.40
73	2610.12	1724.00



TESIS PROFESIONAL

$F(X) = 2077.176 + 0.612607 \cdot X$   
 Coeficiente de Determinación =  $r^2 = 0.1221967$   
 Coeficiente de Correlación =  $r = 0.3495864$   
 Error Estándar Estimado = 2766.284

¿Cuáles serían los caudales de 1945 a 1947 y 1974 a 1985 de la estación hidrométrica "Las Habitas" conocidos los gastos de esos años en la estación hidrométrica "Acaponeta"?

ANO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>
49	434.00	<u>1649.13</u>
1950	1220.00	<u>1502.03</u>
51	1334.00	<u>2241.89</u>
52	1390.00	<u>2619.43</u>
53	1561.00	<u>3969.43</u>
54	1041.00	<u>2320.15</u>
1955	2052.00	<u>1893.34</u>
56	1442.00	<u>2145.51</u>
57	4500.00	<u>3070.80</u>
58	2080.00	<u>3907.84</u>
59	871.00	<u>1747.89</u>
1960	692.00	<u>1588.26</u>
61	875.00	<u>1723.05</u>
62	597.00	<u>2513.63</u>
63	2706.00	<u>2388.27</u>
64	1691.00	4521.80
1965	6150.00	9025.99
66	1066.73	928.61
67	2099.23	1039.99
68	1600.00	13250.00
69	4230.00	7464.00
1970	1582.00	2418.60
71	1211.00	1040.00
72	7050.00	2934.40
73	2610.12	1724.00

TESIS PROFESIONAL

Respuesta:

AÑO	RIO	RIO
	"ACAPONETA" "ACAPONETA"	"BALUARTE" "LAS HABITAS"
1945	1185.0	<u>2803.12</u>
46	834.00	<u>2588.09</u>
47	1126.00	<u>2766.97</u>
1974	653.00	<u>2477.21</u>
75	1699.0	<u>3117.995</u>
76	1649.0	<u>3087.37</u>
77	786.0	<u>2558.69</u>
78	901.0	<u>2629.14</u>
79	364.0	<u>2300.17</u>
1980	506.0	<u>2367.16</u>
81	603.0	<u>2446.58</u>
82	811.0	<u>2574</u>
83	1062.0	<u>2727.77</u>
84	1274.0	<u>2857.64</u>
1985	2266.0	<u>3465.34</u>

REGRESION LINEAL MULTIPLE

En la Tabla siguiente se muestran los gastos anuales aforados de la Estación Hidrométrica Acaponeta, los Caudales Aforados y Calculados por Regresión Lineal Simple y el Método de Mínimos Cuadrados relacionando (Baluarte II - Las Habitas y Acaponeta - Las Habitas) en la Estación Hidrométrica Las Habitas, los gastos aforados y analizados por Regresión Lineal Simple y Correlación Lineal Múltiple (Siqueros - Tapichahua), (Acaponeta, Las Habitas, Baluarte II, Tapichahua), de la Estación Hidrométrica Tapichahua, aplicando la Multiplicidad de la Regresión llamando Y = Tapichahua X1 = Acaponeta y X2 = Las Habitas se obtienen los siguientes resultados:

Coefficiente de la Ecuación:  
 Constante = 132.5992  
 Variable (1) = - 0.02802277  
 Variable (2) = 0.1925737  
 Coeficiente de Determinación  $r^2 = 0.7568714$   
 Coeficiente de Correlación Múltiple  $r = 0.8699836$   
 Error Estándar Estimado = 320.6569 m<sup>3</sup>/seg

TESIS PROFESIONAL

ANO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "PRESIDIO" "TAPICAHUA"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>	1717
49	434.00	<u>1649.13</u>	419.85
1950	1220.00	<u>1502.03</u>	333.15
51	1334.00	<u>2241.89</u>	502.85
52	1390.00	<u>2619.43</u>	589.59
53	1561.00	<u>3969.43</u>	901.67
54	1041.00	<u>2320.15</u>	540.78
1955	2052.00	<u>1893.34</u>	3.65
56	1442.00	<u>2145.51</u>	142.060
57	4500.00	<u>3070.88</u>	157.37
58	2080.00	<u>3907.84</u>	841.88
59	871.00	<u>1747.69</u>	3.14
1960	692.00	<u>1588.28</u>	0.650
61	875.00	<u>1723.05</u>	683
62	597.00	<u>2513.63</u>	895
63	2706.00	<u>2388.27</u>	1240
64	1691.00	4521.80	648
1965	6150.00	9025.99	1481
66	1066.73	928.61	637
67	2099.23	1039.99	639
68	1600.00	13250.00	<u>2920.44</u>
69	4230.00	7464.00	<u>1111.56</u>
1970	1582.00	2418.60	<u>615.74</u>
71	1211.00	1040.00	<u>361.36</u>
72	7050.00	2934.40	<u>897.95</u>
73	2610.12	1724.00	<u>424.46</u>

TESIS PROFESIONAL

Respuesta:

AÑO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "PRESIDIO" "TAPICAHUA"
1945	1185.0	2803.12	639.20
46	834.00	2588.09	607.63
47	1126.00	2766.97	633.89
74	653.00	2477.21	591.35
1975	1699.0	3117.995	685.43
76	1649.0	3087.37	680.94
77	786.0	2558.69	603.31
78	901.0	2629.14	613.65
79	364.0	2300.17	565.35
1980	506.0	2387.16	578.12
81	603.0	2446.58	586.65
82	811.0	2574.00	605.56
83	1062.0	2727.77	628.14
84	1274.0	2857.64	647.20
1985	2266.0	3465.34	736.43

REGRESION LINEAL MULTIPLE

En la Tabla que continua se muestran los gastos anuales aforados de la Estación Hidrométrica Acaponeta, los Caudales Aforados y Calculados por Regresion Lineal Simple y el Método de Minimos Cuadrados y relacionando (Baluarte II - Las Habitas y Acaponeta - Las Habitas) en la Estación Hidrométrica Las Habitas, los gastos aforados y analizados por Regresion Lineal Simple y Correlación Lineal Multiple (Tapichahua - Siqueros), (Acaponeta, Las Habitas, Baluarte II, Siqueros) de la Estación Hidrométrica Siqueros, aplicando la Multiplicidad de la Regresion llamando  $Y =$  Siqueros  $X_1 =$  Acaponeta  $X_2 =$  Las Habitas se obtienen los siguientes resultados:

TESIS PROFESIONAL

Coefficientes de la Ecuacion:

Constante: 192.3062

Variable (1): -0.1450751

Variable (2): 0.4754516

Coefficiente de Determinación:  $r^2 = 0.8083731$

Coefficiente de Correlación Múltiple:  $r = 0.8990957$

Error Estándar Estimado = 665.5055

ANO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "PRESIDIO" "SIQUEROS"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>	4075.41
49	434.00	<u>1649.13</u>	857.65
1950	1220.00	<u>1502.03</u>	562.12
51	1334.00	<u>2241.89</u>	990.73
52	1390.00	<u>2619.43</u>	1210.01
53	1561.00	<u>3969.43</u>	2001.72
54	1041.00	<u>2320.15</u>	1115.41
1955	2052.00	<u>1893.34</u>	288.84
56	1442.00	<u>2145.51</u>	595.50
57	4500.00	<u>3070.80</u>	132.70
58	2080.00	<u>3907.84</u>	2375.0
59	871.00	<u>1747.69</u>	391.0
1960	692.00	<u>1588.26</u>	506.00
61	875.00	<u>1723.05</u>	841
62	597.00	<u>2513.63</u>	1073
63	2706.00	<u>2388.27</u>	1868.94
64	1691.00	4521.80	<u>1112.34</u>
1965	6150.00	9025.99	<u>2176.95</u>
66	1066.73	928.61	<u>1098.29</u>
67	2099.23	1039.99	656.1
68	1600.00	13250.00	7200.00
69	4230.00	7464.00	2585.00
1970	1582.00	2418.60	1320.00
71	1211.00	1040.00	671.00
72	7050.00	2934.40	2040.00
73	2610.12	1724.00	832.00

TESIS PROFESIONAL

¿Cuáles serian los gastos de la Estación Siqueros de 1945 a 1947 y de 1974 a 1985 relacionando los datos de la Estación Acaponeta y de la Estación Las Habitas?

ANO	RIO "ACAPONETA" "ACAPONETA"	RIO "BALUARTE" "LAS HABITAS"	RIO "PRESIDIO" "SIQUEROS"
1945	1185.0	<u>2803.12</u>	1353.14
46	834.00	<u>2588.09</u>	1301.83
47	1126.00	<u>2766.97</u>	1344.51
74	653.00	<u>2477.21</u>	1275.37
1975	1699.0	<u>3117.995</u>	1428.28
76	1649.0	<u>3087.37</u>	1420.97
77	786.0	<u>2558.69</u>	1294.81
78	901.0	<u>2629.14</u>	1311.62
79	364.0	<u>2300.17</u>	1233.12
1980	506.0	<u>2387.16</u>	1253.88
81	603.0	<u>2446.58</u>	1268.06
82	811.0	<u>2574</u>	1298.46
83	1062.0	<u>2727.77</u>	1335.16
84	1274.0	<u>2857.64</u>	1366.15
1985	2266.0	<u>3465.34</u>	1511.17

REGRESION O CORRELACION LINEAL MULTIPLE

Finalmente inter-relacionando los datos de los gastos o caudales ( $m^3/seg$ ) de los Rios Acaponeta, Baluarte y Presidio; por medio de las Estaciones Hidrométricas siguientes:

-- Acaponeta gastos aforados (RIO ACAPONETA)

-- Las Habitas gastos aforados y gastos obtenidos por Regresión Lineal Simple (Baluarte II - Las Habitas) (Acaponeta - Las Habitas). (RIO BALUARTE)

-- Tapichahua gastos aforados, gastos obtenidos por Regresión Lineal Simple (1968-1973) (Siqueros - Tapichahua), gastos calculados por Correlacion o Regresion Lineal Multiple (1948-1954). (Acaponeta - Las Habitas - Baluarte II - Tapichahua), gastos calculados por Correlacion o Regresion Lineal Multiple (1945-1947 y 1974-1985) (Acaponeta - Las Habitas - Tapichahua).

TESIS PROFESIONAL

-- Siqueros gastos aforados, gastos obtenidos por Regresión Lineal Simple (1955 y 1963-1966) (Tapichahua-Siqueros), gastos calculados por Correlación o Regresión Lineal Múltiple (1948-1954). (Acaponeta-Las Habitas-Baluartes II-Siqueros), gastos calculados por Correlación o Regresión Lineal Múltiple (1945-1947 y 1974-1985) (Acaponeta-Las Habitas-Siqueros).

-- Baluarte II gastos aforados.

Calcular los gastos por medio del Método Estadístico de Correlación Lineal Múltiple de la Estación Hidrométrica Baluarte II en los años 1945 a 1947 y 1974 a 1985.

Los resultados son los siguientes:

Coefficientes de la Ecuación:

Constante: -742.627

Variable (1): 0.7523868

Variable (2): -0.1027109

Variable (3): -1.21933

Variable (4): 2.494469

Coefficiente de Determinación  $r^2 = 0.8774059$

Coefficiente de Correlación Múltiple  $r = 0.9366994$

Error Estándar Estimado = 1254.157 m<sup>3</sup>/seg

ANO	X1 RIO "ACAPONETA"	Y RIO "BALUARTE"	X2 RIO "BALUARTE II"	X3 RIO "PRESIDIO"	X4 RIO "PRESIDIO"
	"ACAPONETA"	"LAS HABITAS"	"BALUARTE II"	"TAPICAHUA"	"SIQUEROS"
1948	1949.00	<u>7480.31</u>	9000.00	1717	4075.41
49	434.00	<u>1649.13</u>	953.00	419.85	857.65
1950	1220.00	<u>1502.03</u>	750.00	333.15	562.12
51	1334.00	<u>2241.89</u>	1771.00	502.85	990.73
52	1390.00	<u>2619.43</u>	2292.00	589.59	1210.01
53	1561.00	<u>3969.43</u>	4155.00	901.67	2001.72
54	1041.00	<u>2320.15</u>	1879.00	540.78	1115.41
1955	2052.00	<u>1893.34</u>	1290.00	3.65	288.84
56	1442.00	<u>2145.51</u>	1638.00	142.060	595.50

TESIS PROFESIONAL

57	4500.00	<u>3070.88</u>	2915.00	157.37	132.70
58	2080.00	<u>3907.84</u>	4070.00	841.88	2375.0
59	871.00	<u>1747.69</u>	1089.00	3.14	391.0
1960	692.00	<u>1588.26</u>	869.00	0.650	506.00
61	875.00	<u>1723.05</u>	1055.00	683	841
62	597.00	<u>2513.63</u>	2146.00	895	1073
63	2706.00	<u>2388.27</u>	1973.00	1240	1868.94
64	1691.00	4521.80	3850.00	648	1112.34
1965	6150.00	9025.99	7094.40	1481	2176.95
66	1066.73	928.61	1858.30	637	1098.29
67	2099.23	1039.99	1160.00	639	658.10
68	1600.00	13250.00	14140.00	<u>2920.44</u>	7200.00
69	4230.00	7464.00	2875.00	<u>1111.56</u>	2585.00
1970	1582.00	2418.60	2939.00	<u>615.74</u>	1320.00
71	1211.00	1040.00	1620.00	<u>361.36</u>	671.00
72	7050.00	2934.40	10300.00	<u>897.95</u>	2040.00
73	2610.12	1724.00	2134.55	<u>424.46</u>	832.00

	X1	Y	X2	X3	X4
	RIO	RIO	RIO	RIO	RIO
AÑO	"ACAPONETA"	"BALUARTE"	"BALUARTE"	"PRESIDIO"	"PRESIDIO"
	"ACAPONETA"	"LAS HABITAS"	"BALUARTE II"	"TAPICAHUA"	"SIQUEROS"
1945	1185.0	<u>2803.12</u>	2457.01	639.20	1353.14
46	834.00	<u>2588.09</u>	2125.51	607.63	1301.83
47	1126.00	<u>2766.97</u>	2401.28	633.89	1344.51
74	653.00	<u>2477.21</u>	1954.57	591.35	1275.37
1975	1699.0	<u>3117.995</u>	2942.46	685.43	1428.28
76	1649.0	<u>3087.37</u>	2895.23	680.94	1420.97
77	786.0	<u>2558.69</u>	2080.17	603.31	1294.81
78	901.0	<u>2629.14</u>	2188.79	613.65	1311.62
79	364.0	<u>2300.17</u>	1681.62	565.35	1233.12
1980	506.0	<u>2387.16</u>	1815.74	578.12	1253.88
81	603.0	<u>2446.58</u>	1907.34	586.85	1268.06
82	811.0	<u>2574</u>	2103.77	605.56	1298.46
83	1062.0	<u>2727.77</u>	2340.84	628.14	1335.16
84	1274.0	<u>2857.64</u>	2541.07	647.20	1366.15
1985	2266.0	<u>3465.34</u>	3477.97	736.43	1511.17

$$Y = -742.627 + 0.7523868X1 - 0.1027109X2 - 1.21933X3 + 2.494469X4$$



DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES

DIRECCION DE ESTUDIOS

SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

VII. F.

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO E HIDROLOGICO

CRUCE : RIO "BALUARTE"  
AUTOPISTA : TEPIC - MAZATLAN  
TRAMO : ENT. SAN BLAS - VILLA UNION-ENT. AEROP. MAZATLAN.  
KM : 218 + 900  
ORIGEN : TEPIC, NAY.

I N F O R M E G E N E R A L

I.- GENERALIDADES

La corriente nace a 80 km del sitio de cruce y desemboca a 25 km, en el Océano Pacífico. Si     No X provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 4660 km<sup>2</sup> y pertenece a la Región Hidrológica No. 11, según clasificación de la SARH. En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como bosque semitropical de mediana densidad y la topografía es lomerío suave en la margen izquierda y sensiblemente plana en la margen derecha.

B.N. 219-2 s/grapas, en tronco de "Guamúchil" a 38 m izquierda de estación km - 218+591.6, elevación promedio = 17.788 m.

El cauce en la zona de cruce es:

Sinuoso     X Estable     Encajonado      
Sensiblemente recto     Divagante X Con llanuras de inundación X

COMENTARIOS (ver nota No. 1 en hoja No. 4).

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

El escurrimiento es de carácter torrencial     perenne X intermitente    .

Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes troncos de hasta 25 m.

El período de lluvias en la región comprende los meses de junio a octubre. La precipitación media anual es de 1250 mm.  
Información adicional (erosión marginal, caídas, ubicación del cruce en una curva del cauce, curvas cercanas, etc.) \_\_\_\_\_

Geología superficial en el fondo arena, grava y boleos chicos.  
en la margen izquierda arena poco limosa  
en la margen derecha arena poco limosa  
El eje del trazo cruza en dirección normal X esviada     a la corriente.  
Angulo de esviajamiento \_\_\_\_\_  
El paso actual de vehículos en la zona de cruce no existe.

Si existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

- a) Ubicación a 3 km aguas arriba del cruce, (ver características principales
- b) Número y longitud de los claros en nota No. 2, en pág. 4 y fig. 2).
- c) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura \_\_\_\_\_
- d) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad? \_\_\_\_\_
- e) Área hidráulica del puente hasta el NAME \_\_\_\_\_
- f) Área total bajo el puente \_\_\_\_\_
- g) Antigüedad de la obra \_\_\_\_\_
- h) Otros datos útiles a juicio del observador \_\_\_\_\_

## II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

Método aplicado Gumbel

Información utilizada Ver nota No. 3, en pág. 4.

Se obtuvo un caudal máximo de 14700 m<sup>3</sup>/s asociado a un período de retorno de 50 años.

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.) El gasto obtenido se considera muy confiable ya que la estación hidrométrica utilizada cuenta con un período de registro amplio.

**III.- ESTUDIO HIDRAULICO**

Nivel de aguas mínimas 12.82 m . Nivel de aguas máximas ordinarias 17.21 m  
21.59 m (campo)  
Nivel de aguas máximas extraordinarias 23.19 m (diseño)

Método aplicado Sección y Pendiente

Secciones levantadas una, en el sitio de cruce

Fecha de la creciente máxima que se consideró: 1986

Gasto obtenido 9300 m<sup>3</sup>/s; velocidad media máxima en el cruce 2.3 m/s;  
frecuencia del evento 15 años; duración de la creciente 48 hrs.

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.) La información de niveles de agua utilizada en los cálculos fue proporcionada por vecinos del lugar con más de 40 años de habitar en las cercanías del cruce.

**IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se recomienda adoptar como gasto de diseño 14700 m<sup>3</sup>/s. \*

La longitud de la estructura podrá ser de 900 m, con claros horizontales no menores de 30 m. Se propone ubicarla del km 218+120 al km 219+020. Nota

Se recomienda un espacio libre vertical entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura, de 2 m mínimo. La velocidad máxima bajo la obra se estima será de 2.7 m/s y la sobreelevación de la superficie del agua será despreciable.

Obras auxiliares, de protección, de encauzamiento, etc. (ver nota No. 4 en hoja No. 5).

Los materiales necesarios para la construcción del puente pueden ser adquiridos en Rosario, Sin., que se ubica a 3 km del sitio del cruce.

OBSERVACIONES \*La velocidad correspondiente al gasto de diseño en el cruce resultó de 2.5 m/s. Ver plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas.

Nota No. 1

El río "Baluarte" en la zona de cruce tiene un cauce de 900 m de ancho en el cual su cajón principal ha cambiado de posición; entre las estaciones 218+140 a 218+340 existe una depresión que corresponde a un cauce principal ya abandonado del propio río (ver perfiles de construcción y detallado). Conviene mencionar que entre el cruce en estudio y el puente actual, que se localiza a 3 km aguas arriba sobre la carretera México-Nogales, existe extracción de material del fondo del cauce, lo que ocasiona que se tengan cambios topográficos locales en dicha zona.

Nota No. 2

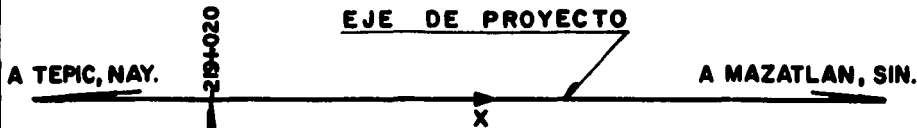
En la carretera actual México-Nogales localizada a 3 km aguas arriba del eje de proyecto, a la altura del poblado de Rosario, Sin., existe el puente "Baluarte" que drena los escurrimientos de este río; su longitud es de 722 m en 25 claros, fue construido en 1951 y ha trabajado con un espacio libre vertical mínimo de 3 m. En este puente está ubicada la estación hidrométrica "Baluarte II" que se menciona adelante.

Nota No. 3

Se utilizaron los gastos máximos anuales aforados en la estación hidrométrica "Baluarte II", ubicada en el puente actual a 3 km aguas arriba del cruce, sobre la misma corriente, la cual drena un área de 4652 km<sup>2</sup> y cuenta con 39 años de registro (1948-1986). En 1968 se aforó en la estación un gasto de 14,140 m<sup>3</sup>/s, asociado a una velocidad de 2.7 m/s. Dicho gasto es el mayor de los registrados.

## Nota No. 4

En la estación km 218+087 existe un canal de riego que se encuentra fuera de servicio. El camino que se ubica en el km 218+103 y que comunica a los terrenos de cultivo podrá ser desviado desde cierta distancia y pasar por debajo del puente recomendado, para ser reincorporado nuevamente al camino original. Se recomienda construir en la margen derecha el bordo de encauzamiento que se muestra en la planta general y en el croquis No. 1 a fin de encauzar el flujo hacia el puente y cegar el escurrimiento que se forma en esta margen. Convendrá rellenar la zona comprendida entre el bordo y el terraplén del camino a fin de acelerar el proceso de sedimentación que propiciará dicho bordo en la margen derecha; el material de relleno podrá ser obtenido del fondo del cauce, extraído del lado de aguas abajo del cruce, por lo menos a 1,000 m.

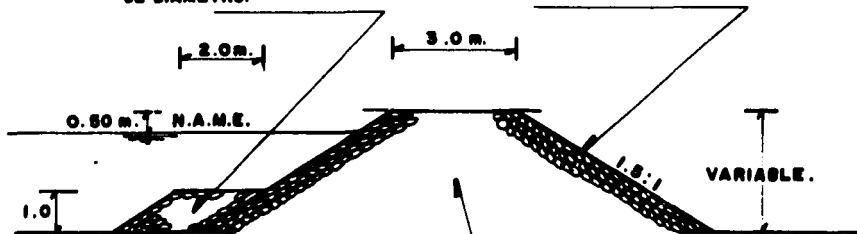


COORDENADAS		
PUNTO	X	Y
A	20	146
B	40	210
C	60	240
D	80	270
E	100	293
F	120	312
G	140	326
H	160	337
I	180	344
J	200	349
K	220	350

**BORDO DE ENCAUZAMIENTO  
MARGEN DERECHA L = 450 m.**

**DELANTAL FORMADO A BASE DE  
FRAGMENTOS DE ROCA DE 0.4 m.  
DE DIAMETRO.\***

**BORDO DE ENCAUZAMIENTO  
FORMADO CON TRES CAPAS DE  
ROCA DE 0.4 m. DE DIAMETRO.\***



**CORTE A - A'**

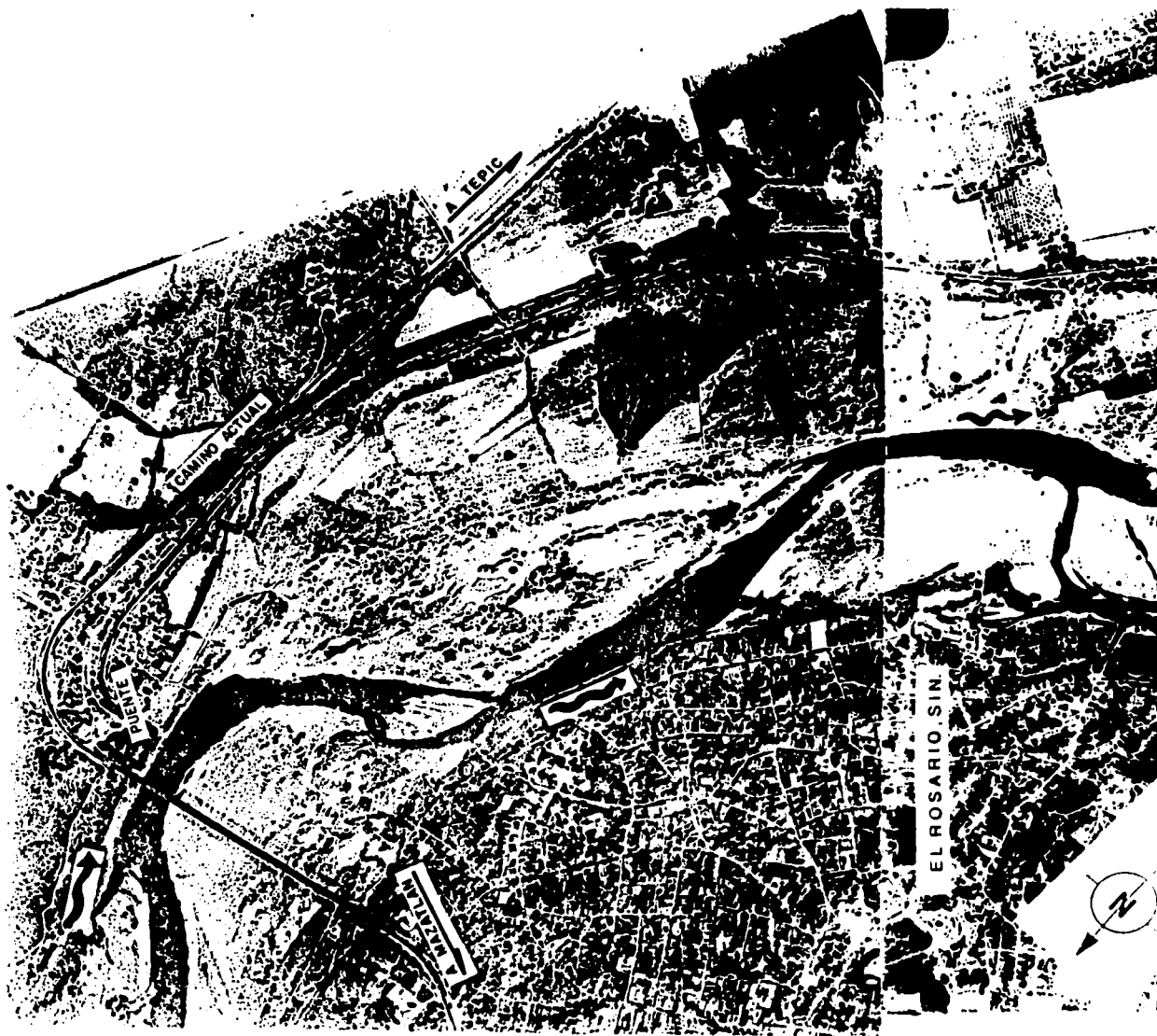
\* COLOCADOS A VOLTEO

**MATERIAL COMPACTADO AL 95 %  
DE SU P.V.S.M. SEGUN PRUEBA.  
PROCTOR ESTANDAR. QUE PODRA  
SER EXTRAIDO DEL PROPIO CAUCE**

**CRUCE: RIO "BALUARTE"  
AUTOPISTA: TEPIC-MAZATLAN.  
TRAMO: ENT. SAN BLAS-VILLA UNION-  
ENT. AEROPUERTO  
KM : 218+900  
ORIGEN: TEPIC, NAY.**

119

**CROQUIS |**



FALLA DE ORIGEN



LONGITUD DE  
PUENTE L: 900m.

KM: 218 + 000

EJE DE PROYECTO

A TEPIIC

KM - 219 + 000

A MAZATLAN

CRUCE EN ESTUDIO

RIO BALUARTE

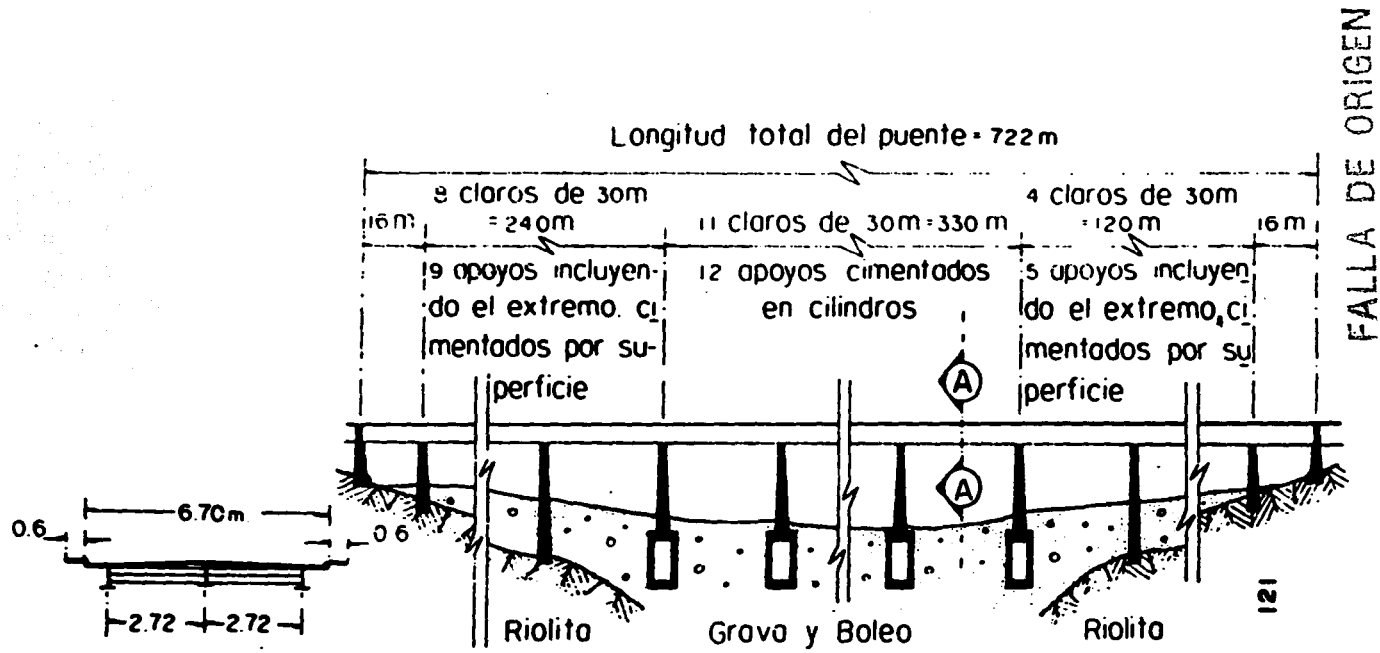
120

CRUCE: RIO BALUARTE  
AUTOPISTA:TEPIC-MAZATLAN

ESC=1:12,000

Fig. 1

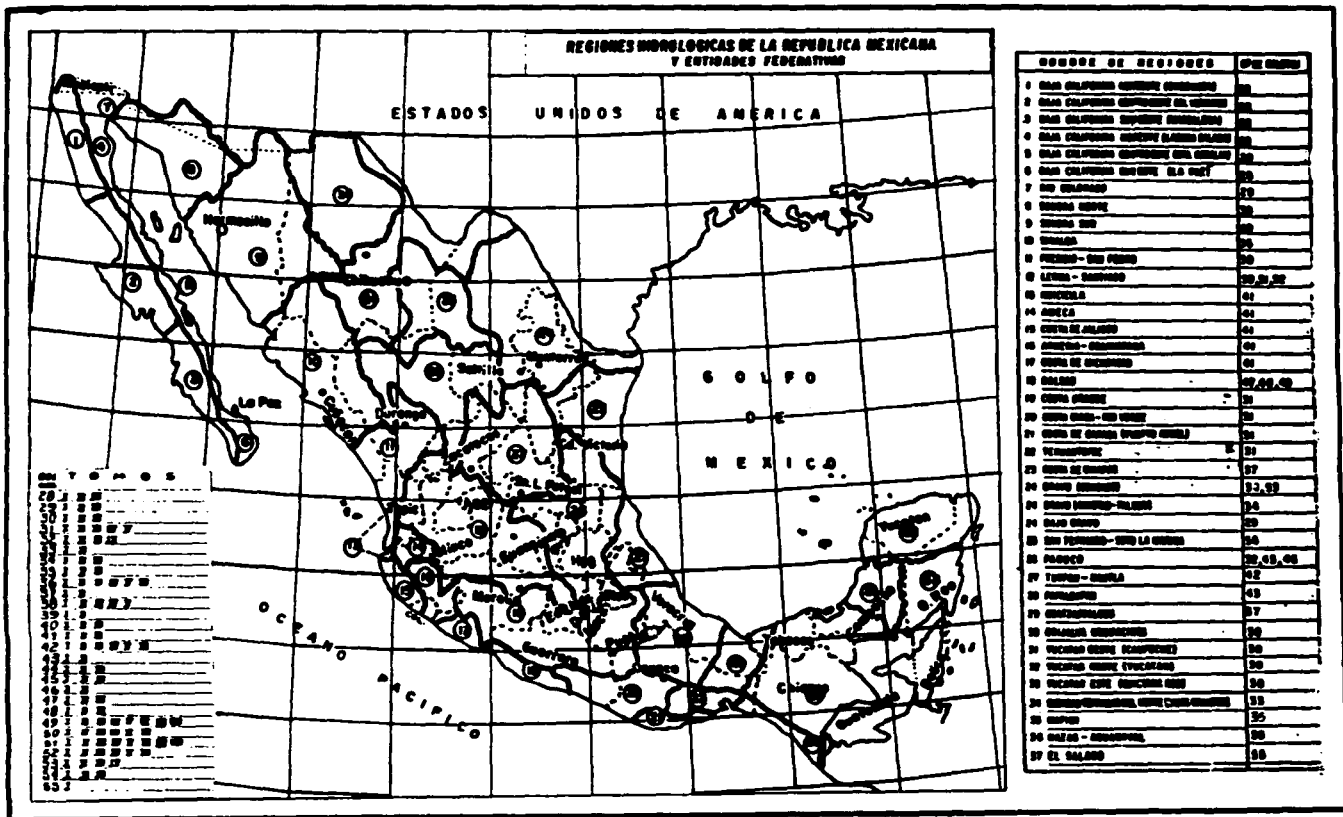


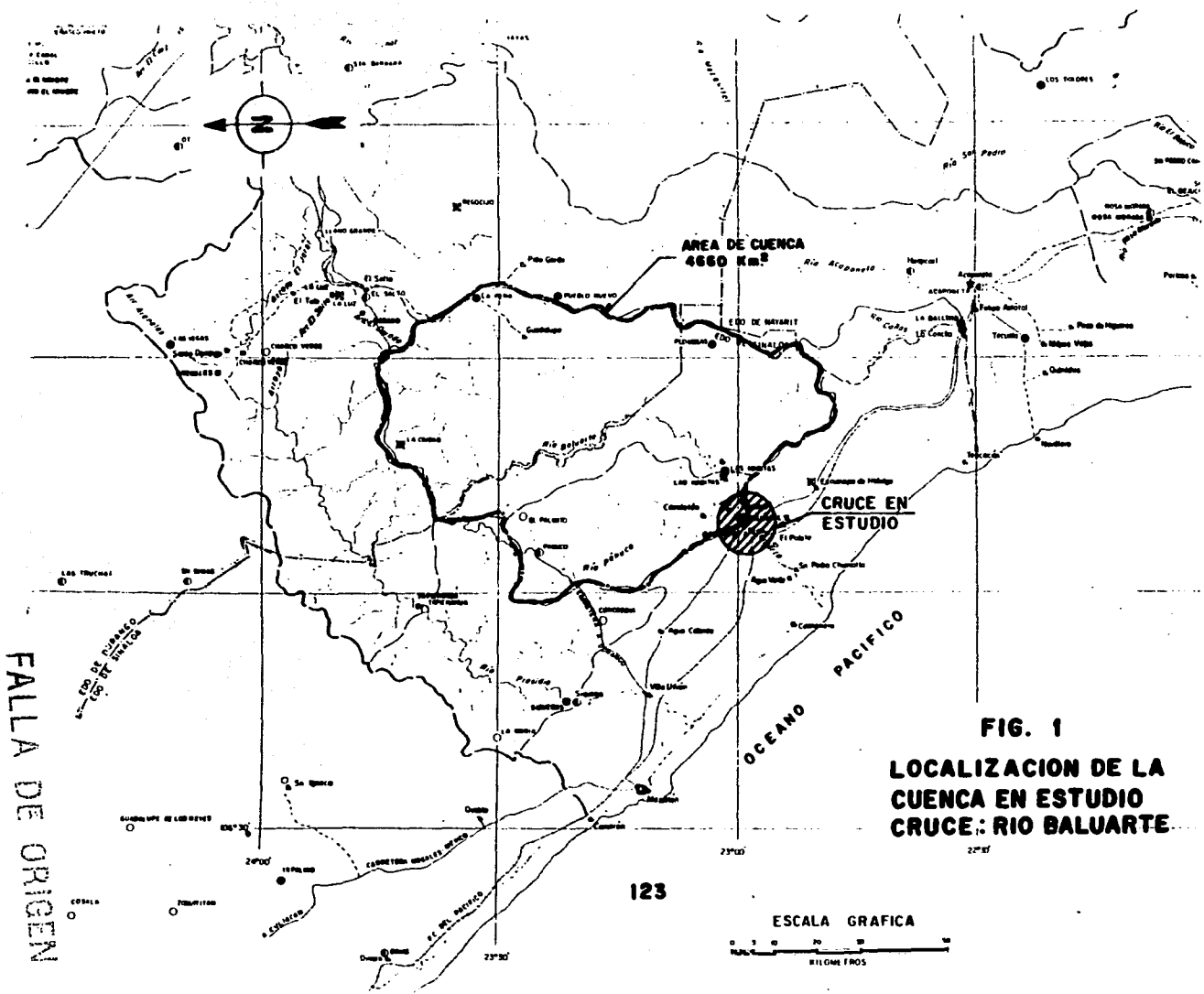


# PUENTE BALUARTE

## CARRETERA COSTERA DEL PACIFICO

Fig. 2  
CRUCE : RIO BALUARTE







**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS**  
**Y CONCESIONES**

Hoja No. 1 de 5

**CALCULOS HIDRAULICOS**  
**(AREAS Y PERIMETROS MOJADOS)**

**OBRA VIAL AUTOPISTA TEPIC - MAZATLAN**

**CRUCE RIO BALUARTE**

**ESTACION**

**TRAMO ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT.**

**DE Km 218+100 A Km 219+540**

**SUBTRAMO AEROP. MAZATLAN**

**ORIGEN TEPIC, NAYARIT**

**SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE**

**N.A.M.E. 21.59 m**

TRAMO	CADENA - MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	AREAS		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
1	218+100	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	
	218+104	4.50	1.57	3.02	1.51	6.79	6.79	4.50
	218+111	6.00	1.79	3.36	1.68	10.08	16.87	6.00
	218+120	9.50	3.54	5.33	2.66	25.32	42.19	9.66
	218+140	20.00	6.20	9.74	4.87	97.40	139.59	20.18
	218+148	8.00	6.47	12.67	6.34	50.68	190.27	8.00
	218+160	12.00	6.68	13.15	6.58	78.90	269.17	12.00
	218+171	11.00	6.03	12.71	6.35	69.91	339.08	11.02
	218+180	9.00	6.87	12.90	6.45	58.05	397.13	9.04
	218+197	16.60	7.14	14.01	7.01	116.28	513.41	16.60
	218+200	3.40	6.67	13.81	6.91	23.48	536.89	3.43
	218+220	20.00	6.72	13.39	6.70	133.90	670.79	20.00
	218+240	20.00	6.77	13.49	6.75	134.90	805.69	20.00
	218+260	20.00	6.69	13.46	6.73	134.60	940.29	20.00
	218+280	20.00	6.33	13.02	6.51	130.20	1070.49	20.00
	218+289	9.00	6.14	12.47	6.24	56.12	1126.60	9.00
	218+292	2.60	6.76	12.90	6.45	16.77	1143.37	2.67
	218+295	2.90	6.72	13.48	6.74	19.55	1162.92	2.90
	218+299	4.50	6.23	12.95	6.48	29.14	1192.06	4.53
	218+300	1.00	6.23	12.46	6.23	6.23	1198.29	1.00
	218+320	20.00	5.87	12.10	6.05	121.00	1319.29	20.00
	218+335	15.20	5.65	11.52	5.76	87.55	1406.84	15.20
	218+340	4.80	5.70	11.35	5.68	27.24	1434.08	4.80
	218+342	2.00	5.10	10.80	5.40	10.80	1444.88	2.09
	218+349	6.81	5.23	10.33	5.17	35.17	1480.05	6.81
	218+360	11.19	5.67	10.90	5.45	60.99	1541.04	11.20
	218+380	20.00	5.68	11.35	5.68	13.50	1654.54	20.00
	218+400	20.00	5.72	11.40	5.70	114.00	1768.54	20.00
	218+420	20.00	5.65	11.37	5.69	113.70	1882.24	20.00
	218+440	20.00	5.43	11.08	5.54	110.80	1993.04	20.00
	218+460	20.00	5.12	10.55	5.28	105.50	2098.54	20.00
	218+480	20.00	5.05	10.17	5.09	101.70	2200.24	20.00
	218+500	20.00	4.73	9.78	4.89	97.80	2298.04	20.00

**CALCULO** \_\_\_\_\_ **REVISO** \_\_\_\_\_ **APROBO** \_\_\_\_\_  
**FECHA** \_\_\_\_\_ **FECHA** \_\_\_\_\_ **FECHA** \_\_\_\_\_



**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS**  
**Y CONCESIONES**

Hoja No. 2 de 5

**CALCULOS HIDRAULICOS**  
**(AREAS Y PERIMETROS MOJADOS)**

OBRA VIAL AUTOPISTA TEPIC - MAZATLAN

CRUCE RIO BALUARTE ESTACION \_\_\_\_\_

TRAMO ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - DE Km 218+100 A Km 219+540

SUBTRAMO AEROP. MAZATLAN ORIGEN TEPIC, NAYARIT

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE N.A.M.E. 21.59 m

TRAMO	CADENA - MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	AREAS		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
	218+520	20.00	4.38	9.11	4.56	91.10	2389.14	20.00
	218+529	9.30	4.44	8.82	4.41	41.01	2430.15	9.30
<b>SUMAS</b>						<b>2430.15</b>		<b>429.96</b>
<b>2</b>	218+529	0.00	4.44	0.00	0.00	0.00	0.00	
	218+531	1.70	5.32	9.76	4.88	8.30	8.30	1.91
	218+533	2.30	5.45	10.77	5.39	12.39	20.68	2.30
	218+540	6.70	4.63	10.08	5.04	33.77	54.45	6.75
	218+560	20.00	4.13	8.76	4.38	87.60	142.05	20.01
	218+580	20.00	4.08	8.21	4.10	82.10	224.15	20.00
	218+600	20.00	4.31	8.39	4.19	83.90	308.05	20.00
	218+620	20.00	3.91	8.22	4.11	82.20	390.25	20.00
	218+640	20.00	4.46	8.37	4.19	83.70	473.95	20.01
	218+660	20.00	4.02	8.48	4.24	84.80	558.75	20.00
	218+680	20.00	3.94	7.96	3.98	79.60	638.35	20.00
	218+700	20.00	3.70	7.64	3.82	76.40	714.75	20.00
	218+720	20.00	3.67	7.37	3.68	73.70	788.45	20.00
	218+740	20.00	3.75	7.42	3.71	74.20	862.65	20.00
	218+745	4.80	3.62	7.37	3.69	17.69	880.34	4.80
	218+749	4.20	3.10	6.72	3.36	14.11	894.45	4.23
	218+753	4.00	4.45	7.55	3.78	15.10	909.55	4.22
	218+754	1.00	4.49	8.94	4.47	4.47	914.02	1.00
	218+756	2.50	3.14	7.63	3.81	9.54	923.56	2.84
	218+760	3.50	3.26	6.40	3.20	11.20	934.76	3.50
	218+765	5.50	3.67	6.93	3.47	18.71	953.47	5.42
	218+770	4.30	3.05	6.72	3.36	14.45	967.92	4.34
	218+774	4.00	3.93	6.98	3.49	13.96	981.88	4.10
	218+780	6.30	4.26	8.19	4.10	25.80	1007.67	6.31
	218+783	3.40	4.28	8.54	4.27	14.52	1022.19	3.40
	218+785	1.90	4.67	8.95	4.48	8.50	1030.70	1.94
	218+790	4.50	3.46	8.13	4.06	18.29	1048.99	4.66

CALCULO \_\_\_\_\_ REVISO \_\_\_\_\_ APROBO \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_



**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS**  
**Y CONCESIONES**

Hoja No. 3 de 5

**CALCULOS HIDRAULICOS**  
**(AREAS Y PERIMETROS MOJADOS)**

OBRA VIAL AUTOPISTA TEPIC - MAZATLAN

CRUCE RIO BALUARTE ESTACION \_\_\_\_\_

TRAMO ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. DE Km 218+100 A Km 219+540

SUBTRAMO AEROP. MAZATLAN ORIGEN TEPIC, NAYARIT

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE N.A.M.E. 21.59 m

TRAMO	CADENA - MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	AREAS		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
	218+793	3.50	3.44	6.90	3.45	12.08	1061.06	3.50
	218+800	6.70	4.38	7.82	3.91	26.20	1087.26	6.77
<b>SUMAS</b>						1087.26		272.02
<b>3</b>	218+800	0.00	4.38	0.00	0.00	0.00	0.00	
	218+806	6.50	4.67	9.05	4.52	29.41	29.41	6.51
	218+814	7.90	8.04	12.71	6.35	50.20	79.62	8.59
	218+817	2.60	8.68	16.72	8.36	21.74	101.35	2.68
	218+819	1.50	8.68	17.36	8.68	13.02	114.37	1.50
	218+820	1.50	9.32	18.00	9.00	13.50	127.87	1.63
	218+830	10.00	9.82	19.14	9.57	95.70	223.57	10.01
	218+840	10.00	9.77	19.59	9.80	97.95	321.52	10.00
	218+860	20.00	9.57	19.34	9.67	193.40	514.92	20.00
	218+880	20.00	9.23	18.80	9.40	188.00	702.92	20.00
	218+900	20.00	9.09	18.32	9.16	183.20	886.12	20.00
	218+907	6.62	9.10	18.19	9.10	60.21	946.33	6.62
	218+920	13.38	8.86	17.96	8.98	120.19	1066.48	13.38
	218+927	6.70	8.76	17.62	8.81	59.03	1125.51	6.70
	218+940	13.30	8.56	17.32	8.66	115.18	1240.69	13.30
	218+960	20.00	8.45	17.01	8.51	170.10	1410.79	20.00
	218+975	15.20	8.03	16.48	8.24	125.25	1536.04	15.21
	218+980	4.80	6.66	14.69	7.35	35.26	1571.29	4.99
	218+987	6.60	4.84	11.50	5.75	37.95	1609.24	6.85
	218+991	4.40	1.48	6.32	3.16	13.90	1623.15	5.54
	218+994	2.55	0.53	2.01	1.01	2.56	1625.71	2.72
	218+995	1.45	0.61	1.14	0.57	0.83	1626.54	1.45
	219+000	5.00	0.64	1.25	0.63	3.13	1629.66	5.00
<b>SUMAS</b>						1629.66		202.68

CALCULO \_\_\_\_\_ REVISO \_\_\_\_\_ APROBO \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_



**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**  
**DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS**  
**Y CONCESIONES**

Hoja No. 4 de 5

**CALCULOS HIDRAULICOS**  
**(AREAS Y PERIMETROS MOJADOS)**

**OBRA VIAL AUTOPISTA TEPIC - MAZATLAN**

**CRUCE RIO BALUARTE**

TRAMO ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. DE Km 218+100 A Km 219+540

SUBTRAMO AEROP. MAZATLAN ORIGEN TEPIC, NAYARIT

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE N.A.M.E. 21.59 m

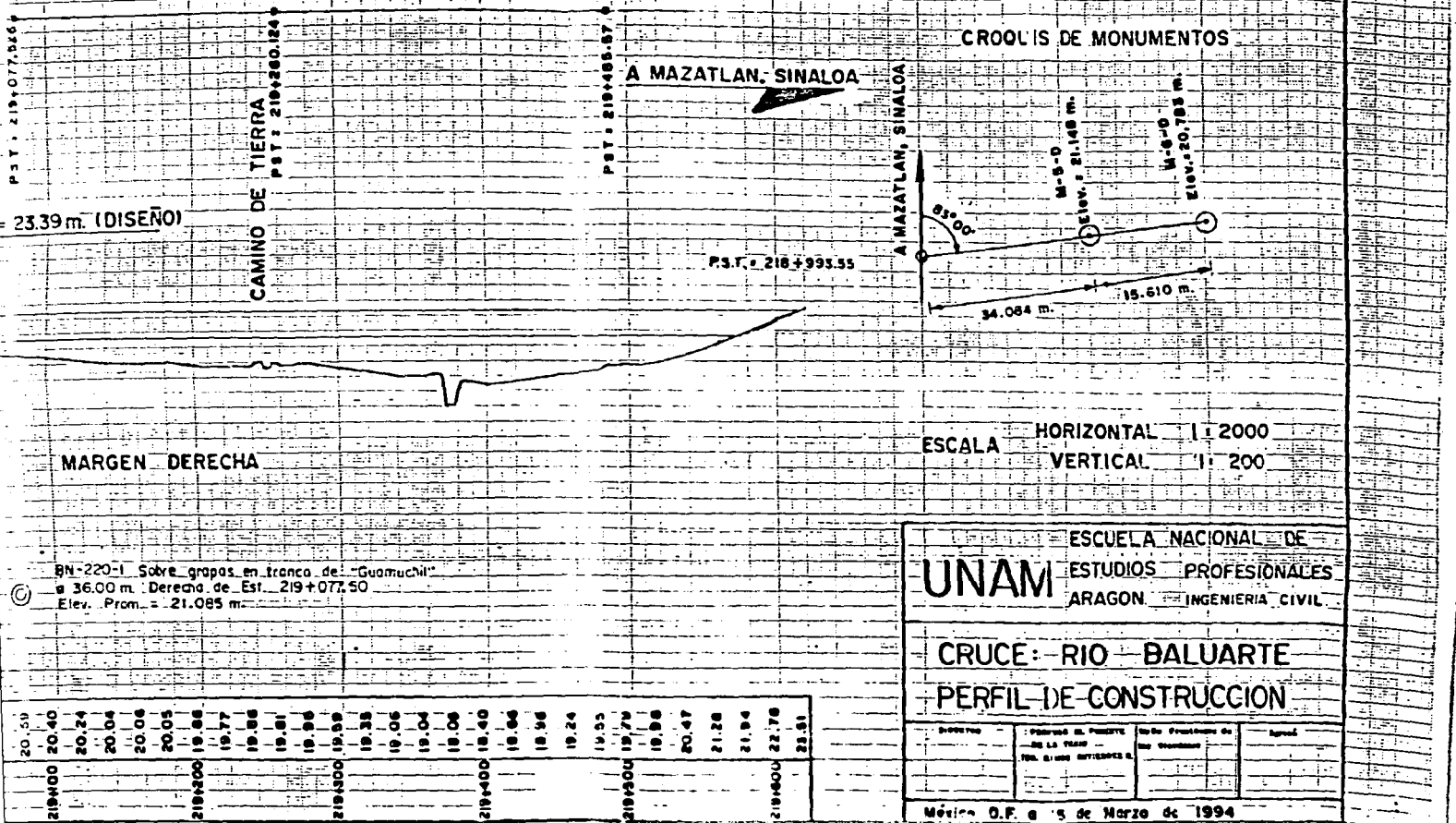
TRAMO	CADENA - MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	AREAS		PERIMETRO MOJADO (m)
						PARCIAL (m <sup>2</sup> )	TOTAL (m <sup>2</sup> )	
4	219+000	0.00	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	
	219+020	20.00	0.71	1.35	0.68	13.50	13.50	20.00
	219+040	20.00	0.87	1.58	0.79	15.80	29.30	20.00
	219+060	20.00	0.98	1.85	0.93	18.50	47.80	20.00
	219+077	17.53	1.01	1.99	1.00	17.44	65.24	17.53
	219+080	2.47	1.00	2.01	1.01	2.48	67.72	2.47
	219+100	20.00	1.19	2.19	1.10	21.90	89.62	20.00
	219+120	20.00	1.35	2.54	1.27	25.40	115.02	20.00
	219+140	20.00	1.55	2.90	1.45	29.00	144.02	20.00
	219+160	20.00	1.53	3.08	1.54	30.80	174.82	20.00
	219+180	20.00	1.54	3.07	1.54	30.70	205.52	20.00
	219+200	20.00	1.73	3.27	1.63	32.70	238.22	20.00
	219+220	20.00	1.82	3.55	1.78	35.50	273.72	20.00
	219+240	20.00	1.73	3.55	1.78	35.50	309.22	20.00
	219+247	6.80	1.50	3.23	1.62	10.98	320.21	6.80
	219+249	2.00	2.06	3.56	1.78	3.56	323.77	2.08
	219+253	4.00	1.82	3.88	1.94	7.76	331.53	4.01
	219+255	2.20	1.55	3.37	1.69	3.71	335.23	2.22
	219+260	5.00	1.78	3.33	1.67	8.33	343.56	5.01
	219+280	20.00	1.63	3.41	1.71	34.10	377.66	20.00
	219+300	20.00	2.00	3.63	1.81	36.30	413.96	20.00
	219+320	20.00	2.24	4.24	2.12	42.40	456.36	20.00
	219+340	20.00	2.53	4.77	2.39	47.70	504.06	20.00
	219+360	20.00	2.55	5.08	2.54	50.80	554.86	20.00
	219+369	8.50	2.36	4.91	2.46	20.87	575.73	8.50
	219+370	1.50	2.64	5.00	2.50	3.75	579.48	1.53
	219+372	2.40	4.55	7.19	3.60	8.63	588.10	3.07
	219+378	6.30	4.53	9.08	4.54	28.60	616.71	6.30
	219+380	1.30	3.53	8.06	4.03	5.24	621.95	1.64
	219+382	1.50	2.84	6.37	3.19	4.78	626.72	1.65
	219+400	18.50	3.19	6.03	3.02	55.78	682.50	18.50
	219+420	20.00	2.93	6.12	3.06	61.20	743.70	20.00
	219+440	20.00	2.63	5.56	2.78	55.60	799.30	20.00

CALCULO \_\_\_\_\_ REVISO \_\_\_\_\_ APROBO \_\_\_\_\_

FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_ FECHA \_\_\_\_\_







= 23.39 m. (DISEÑO)

CAMINO DE TIERRA  
PST. 219+260.124

A MAZATLAN, SINALOA

PST. 219+485.876

CROQUIS DE MONUMENTOS

A MAZATLAN, SINALOA

PST. 218+993.55

M-5-0  
Elev. 21.148 m.

M-6-0  
Elev. 20.788 m.

ESCALA HORIZONTAL 1:2000  
VERTICAL 1:200

MARGEN DERECHA

BN-220-1 Sobre grapas en tranco de "Guamuchi"  
a 36.00 m. Derecha de Est. 219+077.50  
Elev. Prom. = 21.085 m.

UNAM ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON INGENIERIA CIVIL

CRUCE: RIO BALUARTE  
PERFIL DE CONSTRUCCION

20.59	20.40	20.24	20.04	20.04	20.05	19.66	19.77	19.86	19.81	19.96	19.99	19.35	19.06	19.04	19.06	19.40	19.06	19.96	19.24	19.55	19.79	19.96	20.47	21.26	21.94	22.76	23.51
219+00	219+05	219+10	219+15	219+20	219+25	219+30	219+35	219+40	219+45	219+50	219+55	219+60	219+65	219+70	219+75	219+80	219+85	219+90	219+95	220+00	220+05	220+10	220+15	220+20	220+25	220+30	220+35

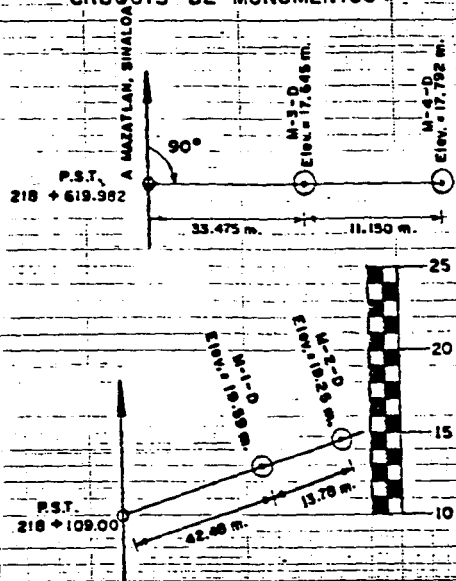
Revisado	Elaborado en el Proyecto de la Tesis	Por el Profesor de las Escuelas	Aprobado
	Por el Sr. Arquitecto		

México D.F. a 5 de Marzo de 1994

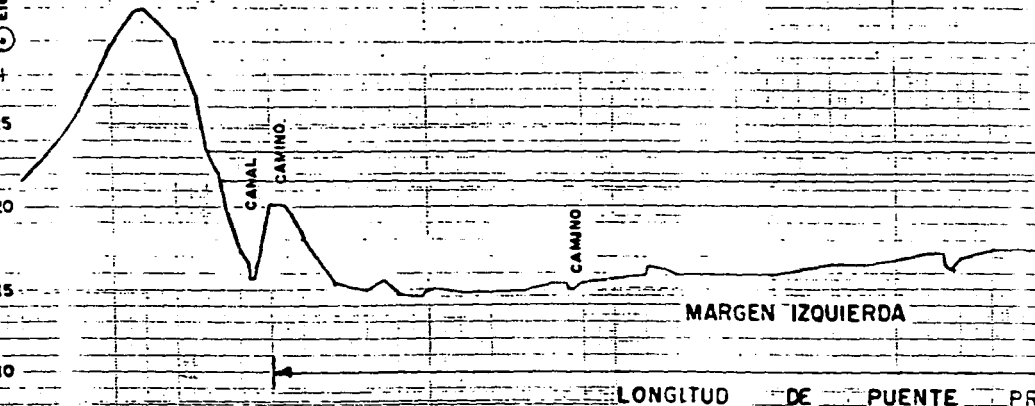
DE ORIGEN



CROQUIS DE MONUMENTOS



A TEPEC. NAYARIT



LONGITUD DE PUENTE PR

BN-219-1. Sobre grapas en trazo de "Guamuchil"  
a 45.20 m. Derecha de Est. 218 + 112.00  
Elev. Prom. = 19 569 m.

ESTACION	ELEVACION
218+000	29.91
	37.94
	30.10
	23.92
	17.35
218+000	20.14
	18.08
	15.39
	14.91
	14.72
218+200	14.92
	16.87
	14.82
	14.90
	15.36
218+300	15.36
	15.72
	15.88
	15.92
	15.91
218+400	15.87
	16.94
	16.16
	16.47
	16.34
218+500	16.88
	17.21
	16.96
	17.46
	17.91

A MAZATLAN, SIN. →

00                      218+700                      219+300                      219+900                      219+000                      219+040

300m

▲ NAME ELEV 23.13m (206501)  
 ▲ NAME ELEV 23.13m (206501)  
 ▲ NAME ELEV 23.13m (206501)

MARGEN DERECHA

ESCALA

HORIZONTAL  
VERTICAL

<b>UNAM</b>		ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES	
		ARAGON INGENIERIA CIVIL	
<b>CRUCE: RIO BALUARTE</b>			
<b>PERFIL DETALLADO</b>			
DIRECCION	PROYECTO DE LA TESIS	Yo Soy. Presidente de los Excoordinadores	ASOCIACION
	ING. GABRIEL GUTIERREZ		
México, D.F. a 6 de Mayo de 1994			

C. MAY.

218+200

218+300

218+400

218+500

218+600

LONGITUD DEL PUENTE PROPUESTA : 300m

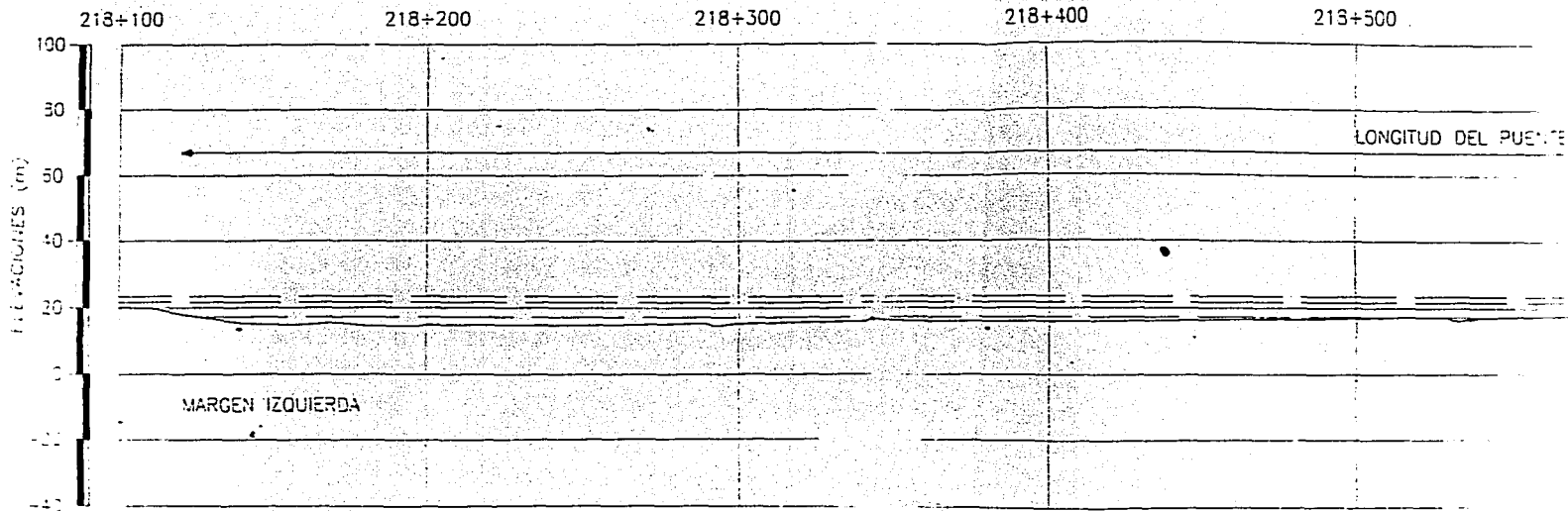
PUENTE IZQUIERDA

DATOS HIDRAULICOS

Q = 14,700 m<sup>3</sup>/s

V = 2.7 m/s

A TEPIC, NAY.



DATOS HIDRAULICOS

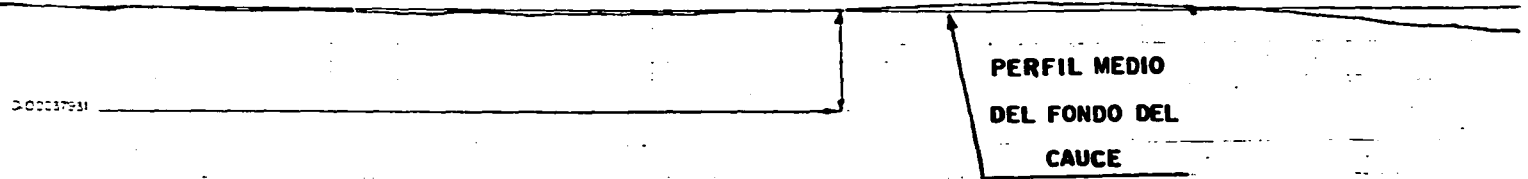
$Q = 14,700 \text{ m}^3/\text{s}$

$v = 2.7 \text{ m/s}$

+100    -200    +300    -400    +500    -600    +700    +800    +900    +1000

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

N.A.M.E. Elev. = 21.59 m.



PERFIL MEDIO  
DEL FONDO DEL  
CAUCE

218+500    218+529

N.A.M.E. DE DISEÑO ELEV. = 23.19 m.

N.A.M.E. DE CAMPO ELEV. = 21.59 m.

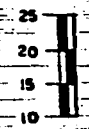
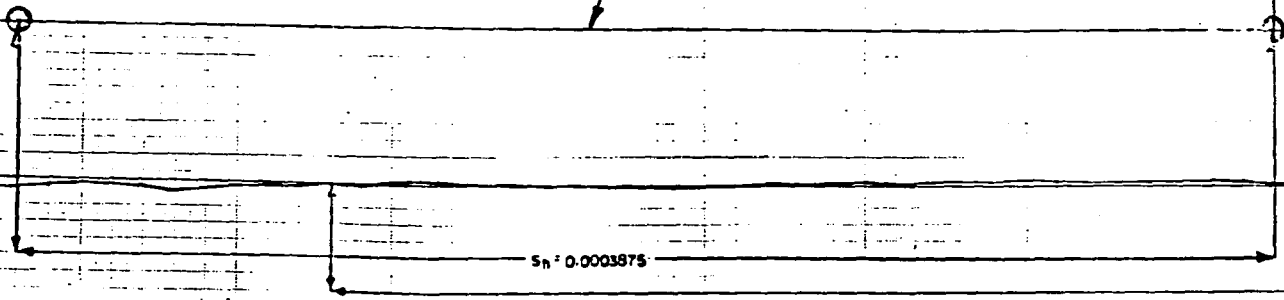


TABLA DE CALCULO PARA EL GASTO DE DISEÑO

+900 +800 +700 +600 +500 +400 +300 +200 +100 +000 +100

PERFIL MEDIO DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN  
CRECIENTES MAXIMAS EXTRAORDINARIAS  $S_h = 0.003675$

SECCION HIDR.  
NAME. Elev. = 2



$S_h = 0.003675$

$S_h = 0.0037931$

N EL CRUCE

218+300

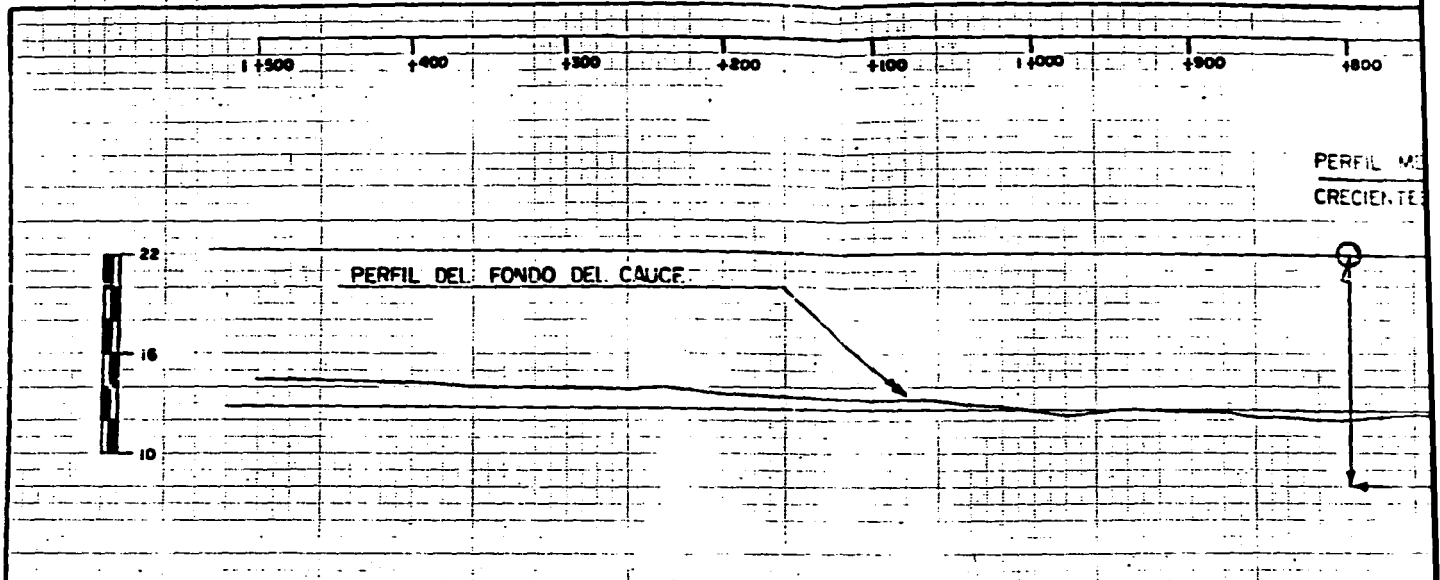
218+400

218+500

TRAMO No. 1

TABLA D





SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

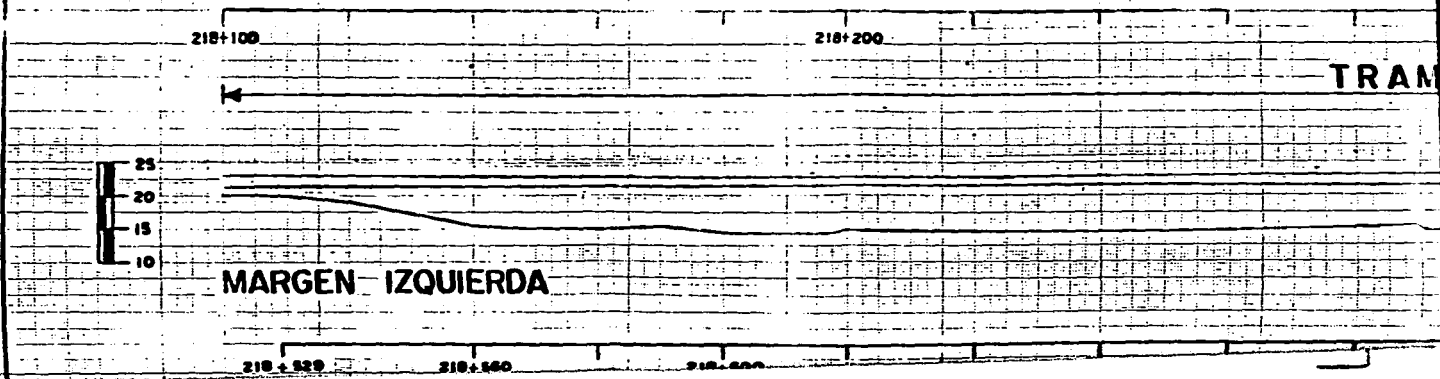


TABLA DE CALCULO PARA EL GASTO DE DISEÑO (EN EL CRUCE)

TRAMO	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	r (m)	r <sup>2/3</sup>	n	V (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	3116.55	429.96	7.25	3.74	0.040	1.84	5744
2	1520.06	272.02	5.59	3.15	0.045	1.38	2096
3	1949.66	202.68	9.62	4.52	0.035	2.54	4960
4	1854.47	541.34	3.42	2.27	0.045	0.99	1843
							14643

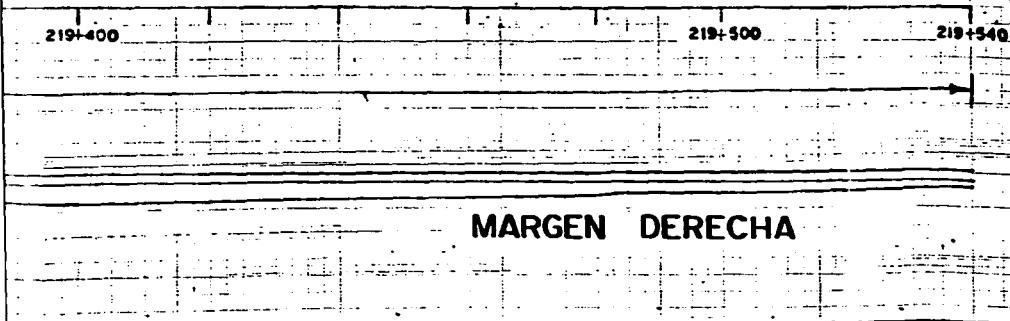


PENDIENTE HIDRAULICA HORIZONTAL 1:2000  
 VERTICAL 1:200

$S_h = 0.0003875$        $S_h^{1/2} = 0.019685$

TRAMO	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	r (m)	r <sup>2/3</sup>	n	V (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
<b>SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE.</b>							
1	2430.15	429.96	5.652	3.173	0.040	1.56	3795
2	1087.26	272.02	3.997	2.519	0.045	1.10	1198
3	1629.66	202.68	8.041	4.014	0.035	2.26	3679
4	990.47	541.34	1.830	1.496	0.045	0.65	568
SUMA	6137.54	1446.00					SUMA 9319

SECCION HIDRAULICA 1:500



ESCUELA NACIONAL DE  
**UNAM** ESTUDIOS PROFESIONALES  
 ARAGON INGENIERIA CIVIL

**CRUCE RIO BALUARTE**  
 PENDIENTE Y SECCION HIDRAULICA

PROYECTO	PROFESOR DEL PROYECTO DE LA TERCERA	FECHA PROYECTO DE LOS DISEÑOS	ESCALA
----------	--	----------------------------------	--------

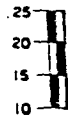
México D.F. a 15 de Marzo de 1934

218+700

218+800

N.A.M.E. DE DISEÑO ELEV. = 23.19 m

N.A.M.E. DE CAMPO ELEV. = 21.59 m

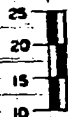


219+000

N.A.M.E. DE DISEÑO ELEV. = 23.19 m

N.A.M.E. DE CAMPO ELEV. = 21.59 m

SE



219+200

219+300

219+400

TRAMO No. 4

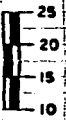
CAMPO = 21.59 m.

N.A.M.E. DE DISEÑO ELEV. = 23.19 m.

218+500

218+700

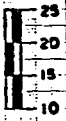
# TRAMO No. 2



## MARGEN IZQUIERDA

218+800

# TRAMO No. 3



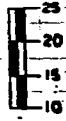
## MARGEN IZQUIERDA

219+000

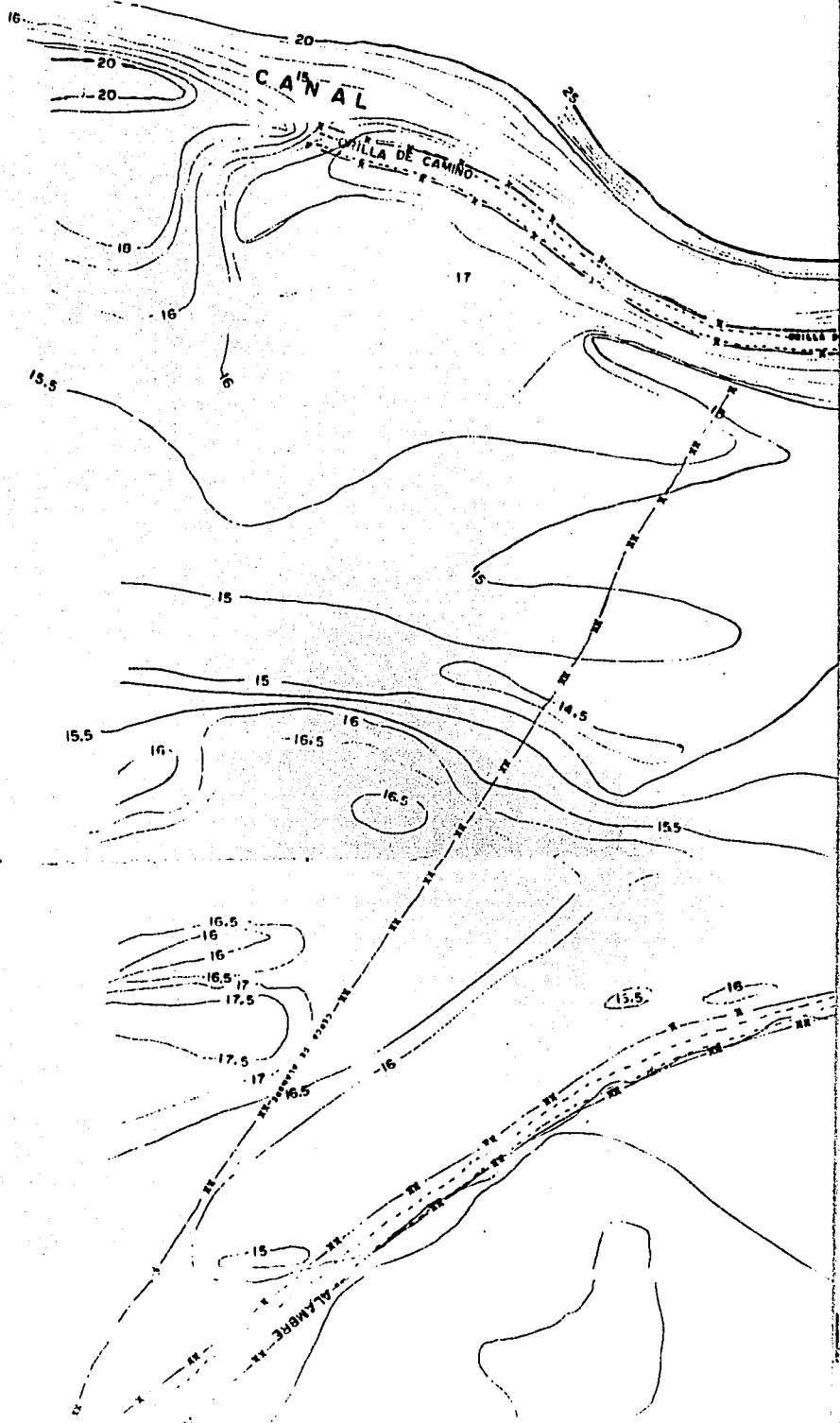
219+100

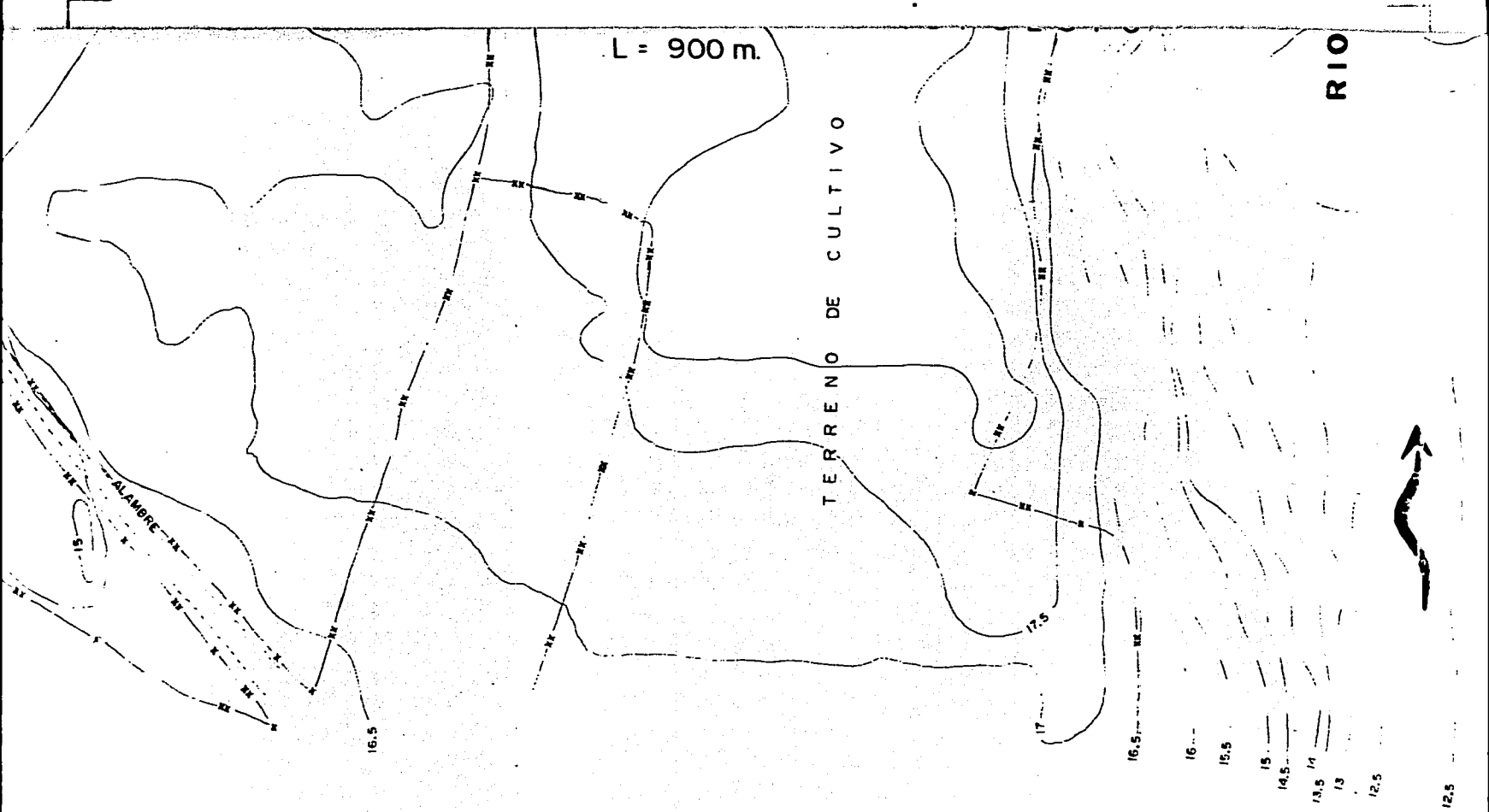
219

N.A.M.E. DE CAMPO = 21.59 m.



## MARGEN DERECHA



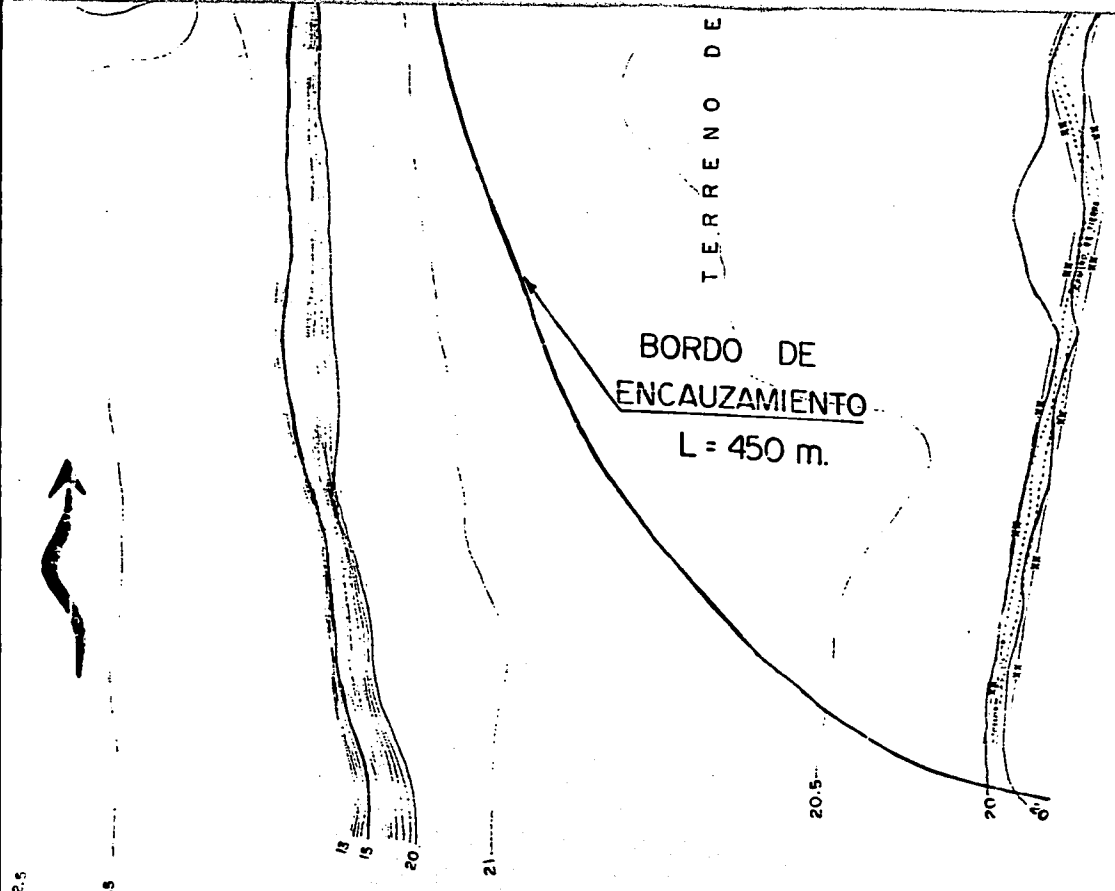


L = 900 m.

TERRENO DE CULTIVO

RIO

NOTA: Los monumentos de conc localizcn en el campo tal c indica en este plano.



ESCALA 1:1000

mentos de concreto se  
a campo tal como se  
e plano.

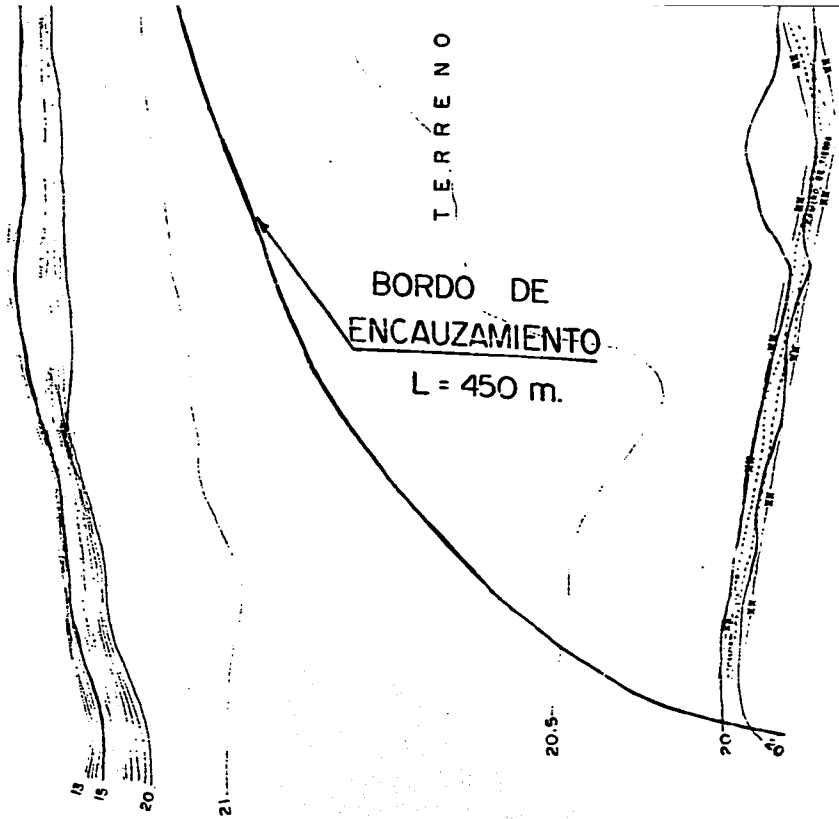
UNAM ESCUELA NACIONAL DE  
ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON INGENIERIA CIVIL

CRUCE: RIO BALUARTE  
PLANTA GENERAL

DIRECTOR	PROFESOR EN POSGRADO DE LA TECN	VALORACION DE CONSTRUCCIONES
	NO. CREDITOS OBTENIDOS	

México D.F., a 6 de Mayo de 1994

CALLE DE ADICEN



ESCALA 1:1000

eto se  
mo se

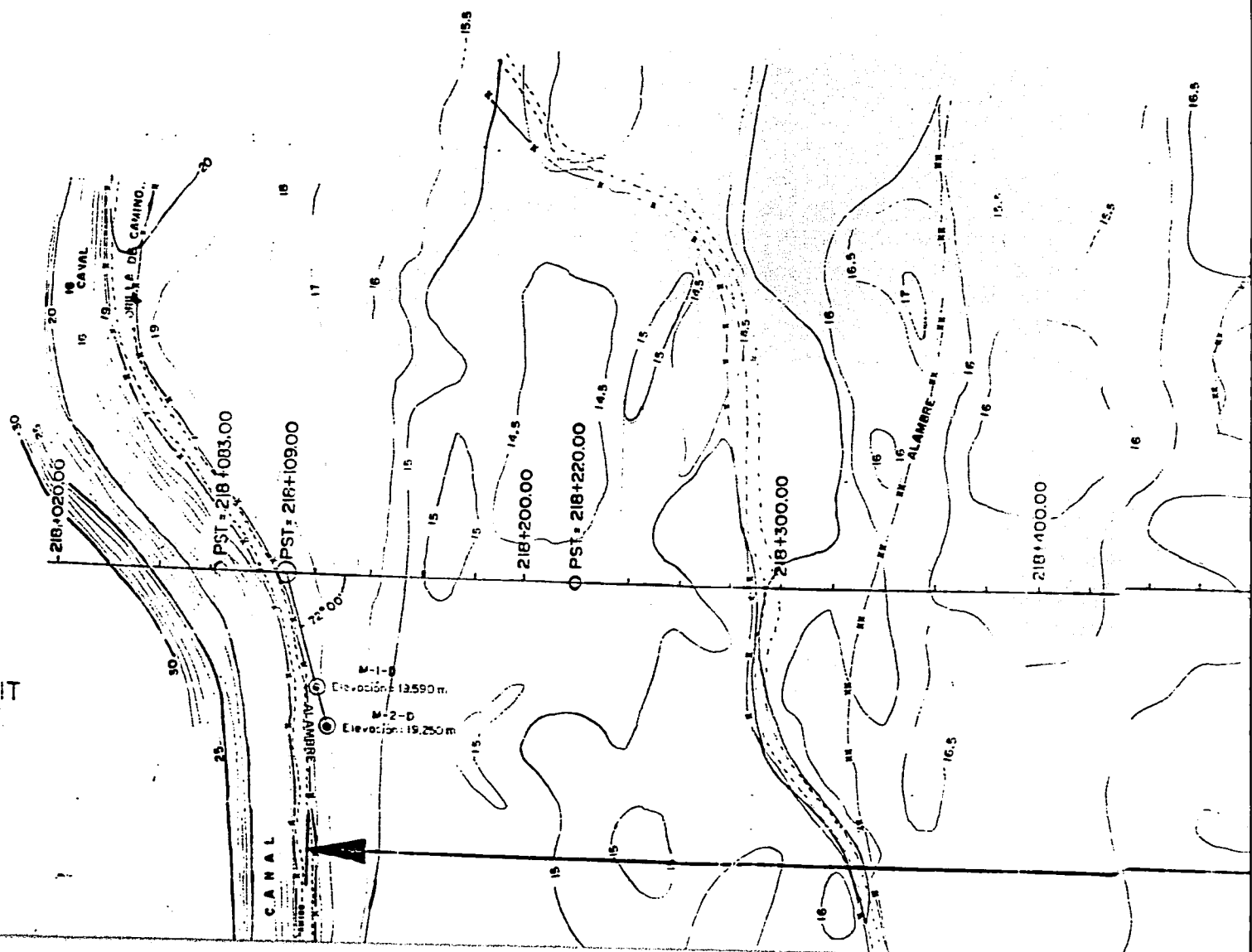
<b>UNAM</b> ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON INGENIERIA CIVIL			
CRUCE: RIO BALUARTE PLANTA GENERAL			
DIRECTOR	PROPUSO EL PROFESOR DE LA TESIS	VALORADO POR EL PROBLEMA DE CONSTRUCCION	APROBADO
	ING. RAMON GUTIERREZ		

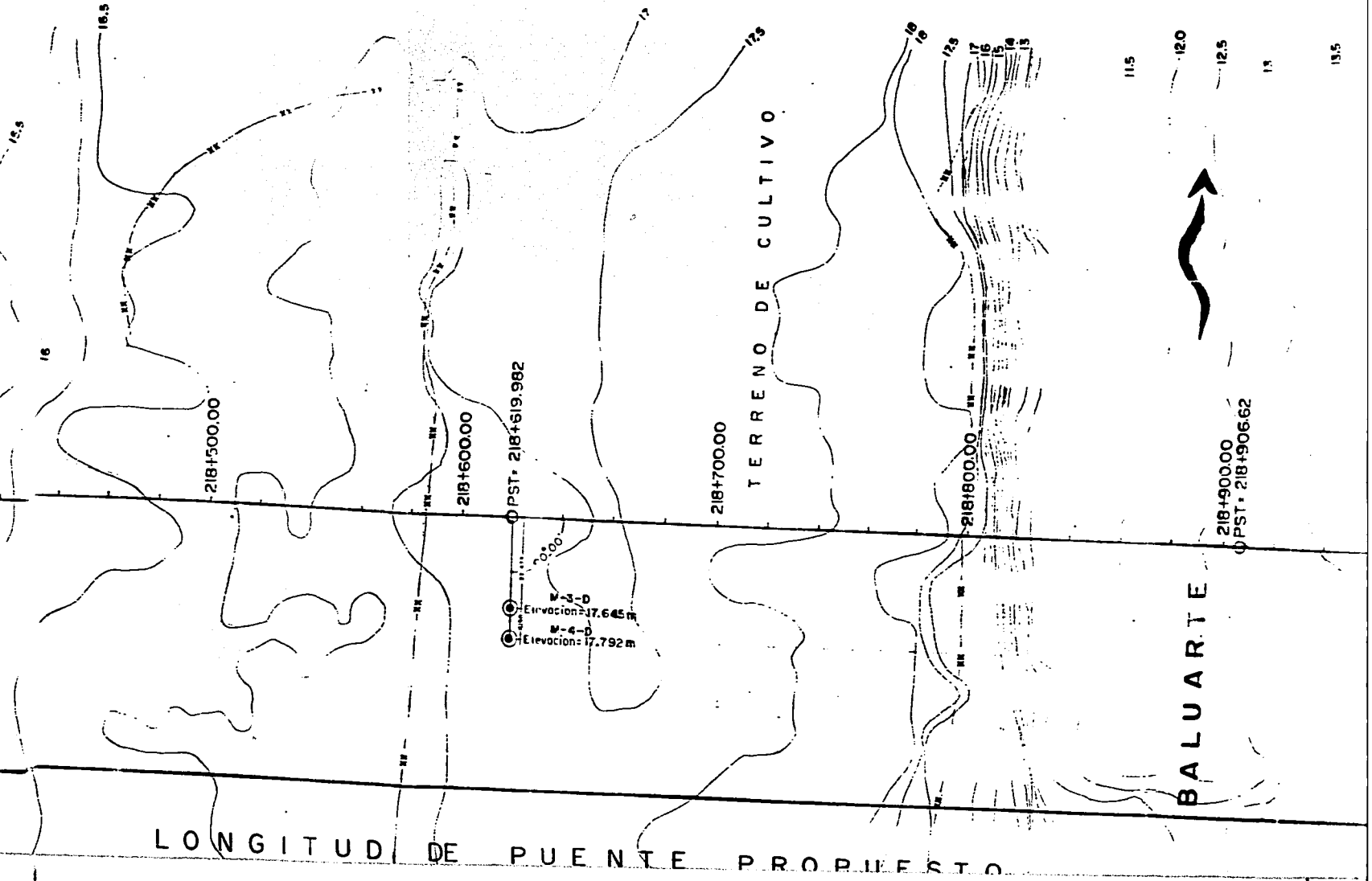
México D.F., a 6 de Mayo de 1994

**FALLA DE ORIGEN**



C. NAYARIT





LONGITUD DE PUENTE PROPIUESTO

TERRENO DE CULTIVO

BALUARTE

11.5  
12.0  
12.5  
13  
13.5

PST+218+619.982

218+600.00

218+500.00

218+700.00

218+800.00

218+900.00  
PST+218+906.62

M-3-D  
Elevación=17.645 m  
M-4-D  
Elevación=17.792 m

14  
14.5  
15  
20  
21

OPST-219+993.55  
219+000

OPST-219+077.524

219+100.00

TERRENO DE CULTIVO

20

219+200

OPST-219+260.124

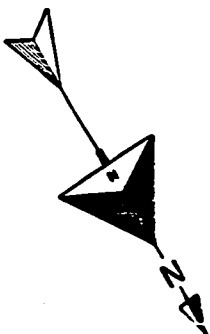
219+300.00

R.M.O. N56°30'W

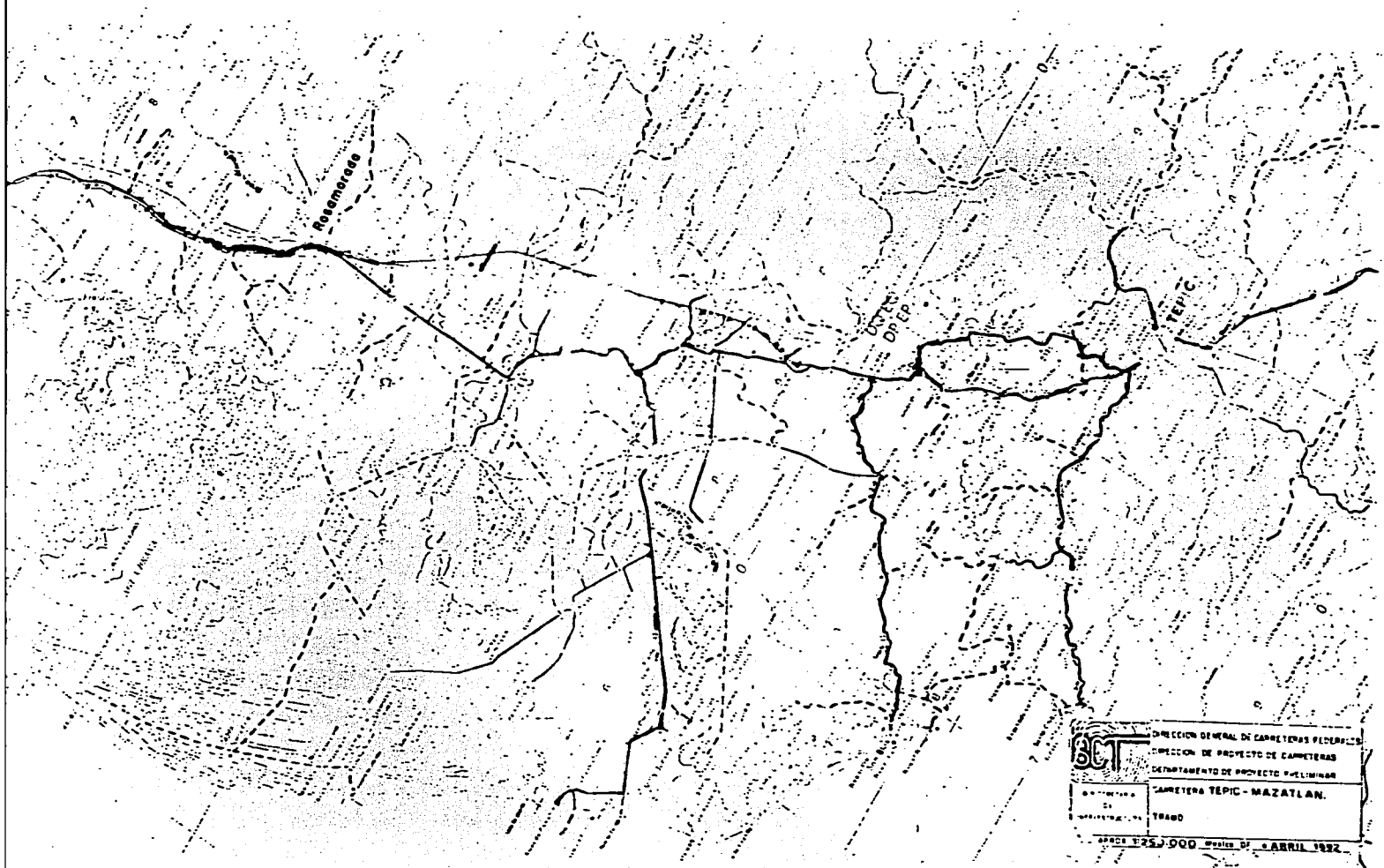
M-5-D  
Elevacion = 21.148 m  
M-6-D  
Elevacion = 20.783 m

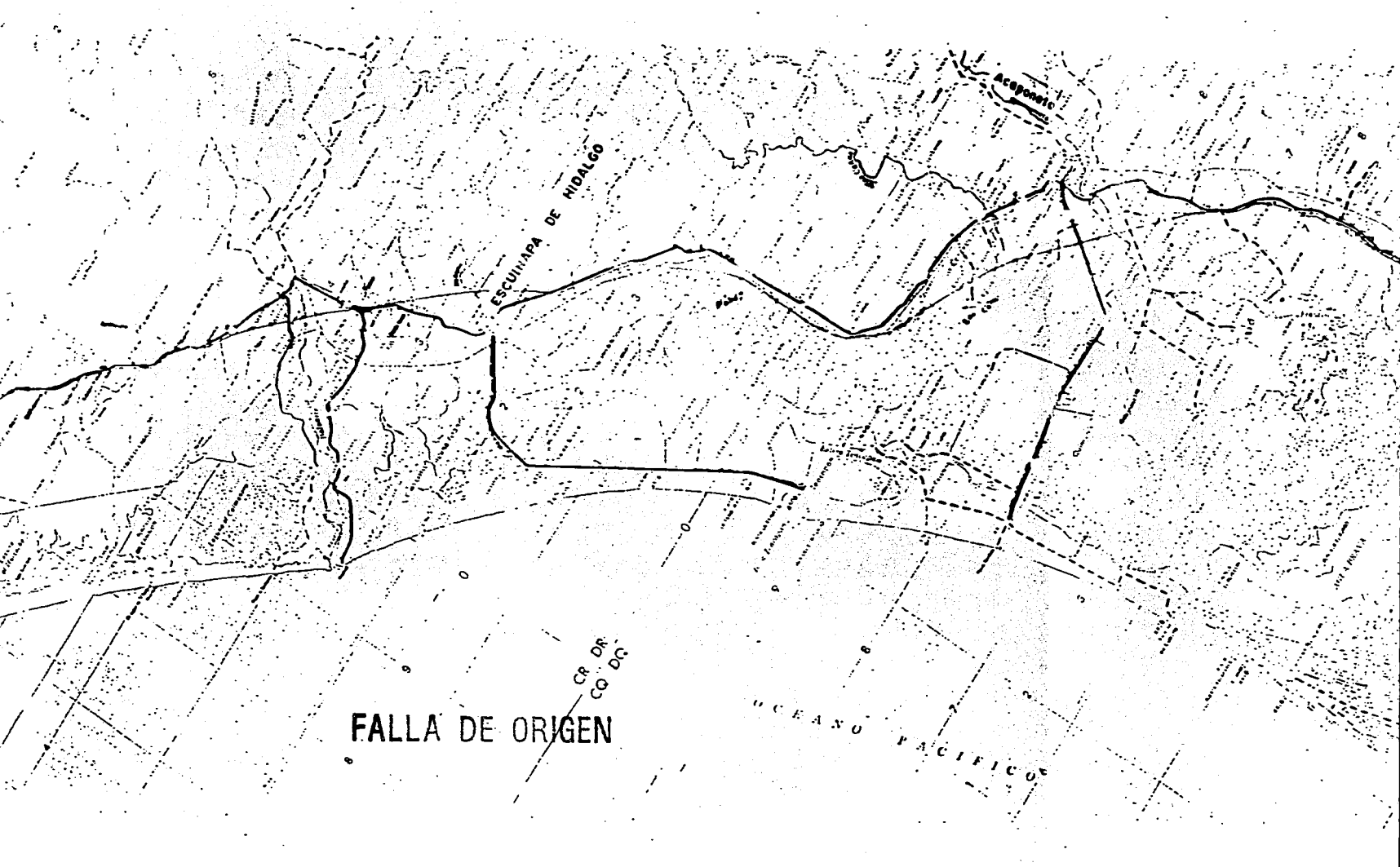
CERCA DE ALAMBRE

CULTIVO



A MAZATLAN, SINALOA





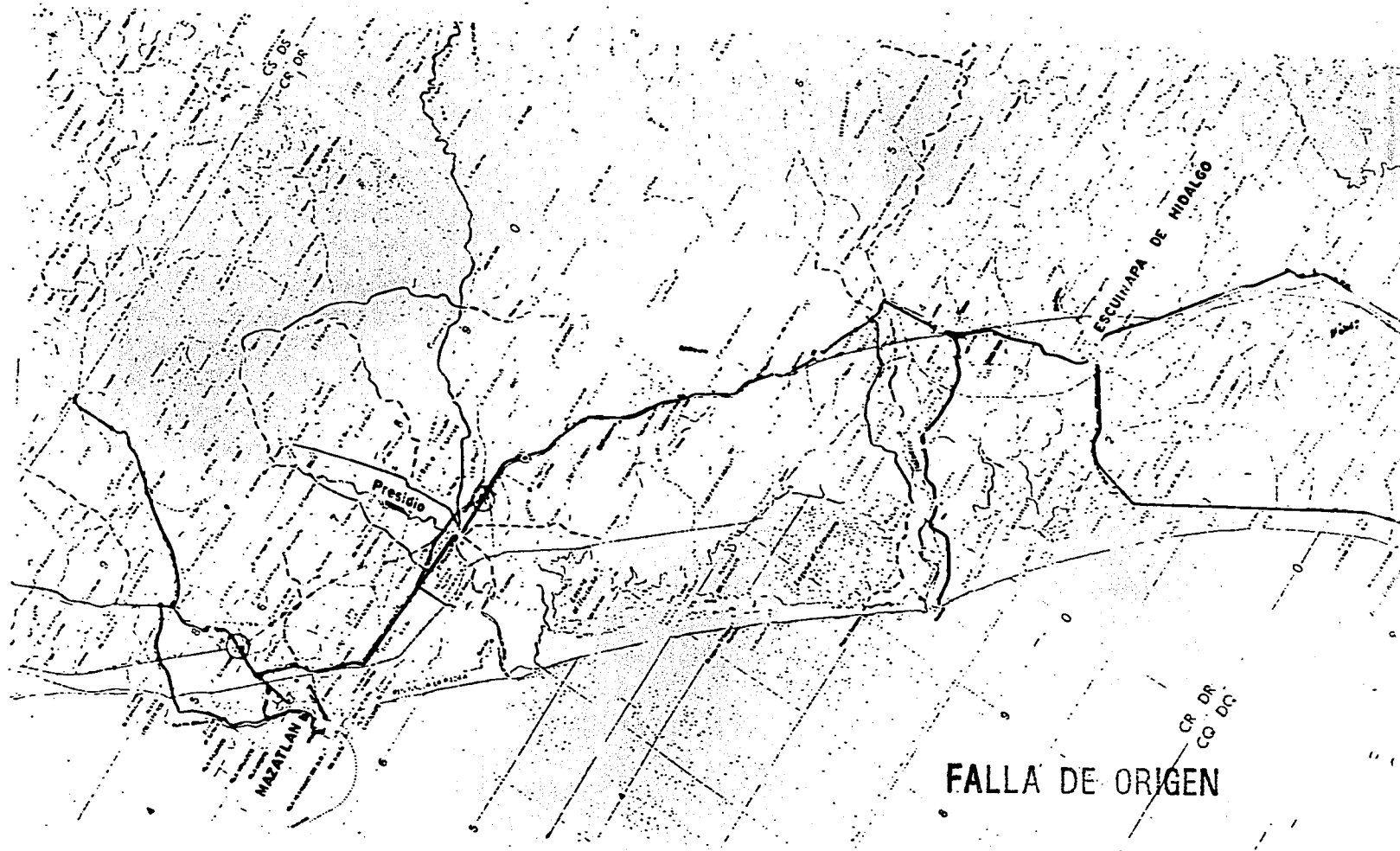
ESCUINTLA DE HIDALGO

Escuintla

FALLA DE ORIGEN

OCEANO PACIFICO

CR  
DR  
CO  
DC



CR DR  
CO DC

ESCUINAPA DE NIVALGO

Presidio

MAZATLAN

CR DR  
CO DC

FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL

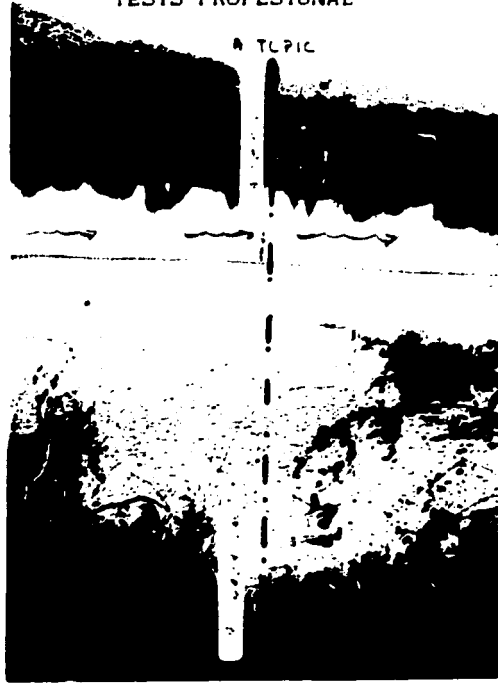


FOTO 1 VISTA DEL EJE DEL PROYECTO. FOTOGRAFIA TOMADA DESDE LA MARGEN DERECHA. SE OBSERVA EL PLAYON QUE SE FORMA PRODUCTO DE LOS DEPOSITOS DE MATERIAL QUE ORIGINA LA CORRIENTE.

VII.F.2.

134



FOTO 2 VISTA DEL EJE DE PROYECTO. FOTOGRAFIA TOMADA DESDE LA MARGEN IZQUIERDA

VII.F.2.

135

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II



TESIS PROFESIONAL



FOTO 3 . STA DE LA MARGEN DERECHA SE OBSERVA PERSONAL DE LA BRIGADA DE TOPOGRAFIA REALIZANDO LOS TRABAJOS DEL ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

VII.F.2.

136

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

TESIS PROFESIONAL



FOTO 4.

PANORAMICA DE AGUAS ABAJO DEL CAUCE, VISTA DESDE EL EJE DE PROYECTO.

VII.F.2.

137

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II



FOTO 5.

PANORAMICA DE AGUAS ARRIBA DEL CAUCE, VISTA DESDE EL CRUCE.

VII.F.2.

TESIS PROFESIONAL



FOTO 6 VISTA DE LA MARGEN DERECHA EN LA LLANURA DE INUNDACION. SE INDICA EL EJE DE PROYECTO Y SU DIRECCION

TESIS PROFESIONAL



FOTO 7 VISTA DE LA MARGEN IZQUIERDA, EN LA ZONA DE LA LLANURA DE INUNDACION SE OBSERVA EL MATERIAL ARENOSO PRODUCTO DEL DEPOSITO EN ESE SITIO.

VII.F.2.

140

TESIS PROFESIONAL



FOTO 8 VISTA DE LA MARGEN IZQUIERDA SE OBSERVA EL TIPO DE VEGETACION DEL TIPO SEMITROPICAL CARACTERISTICO DE ESA ZONA

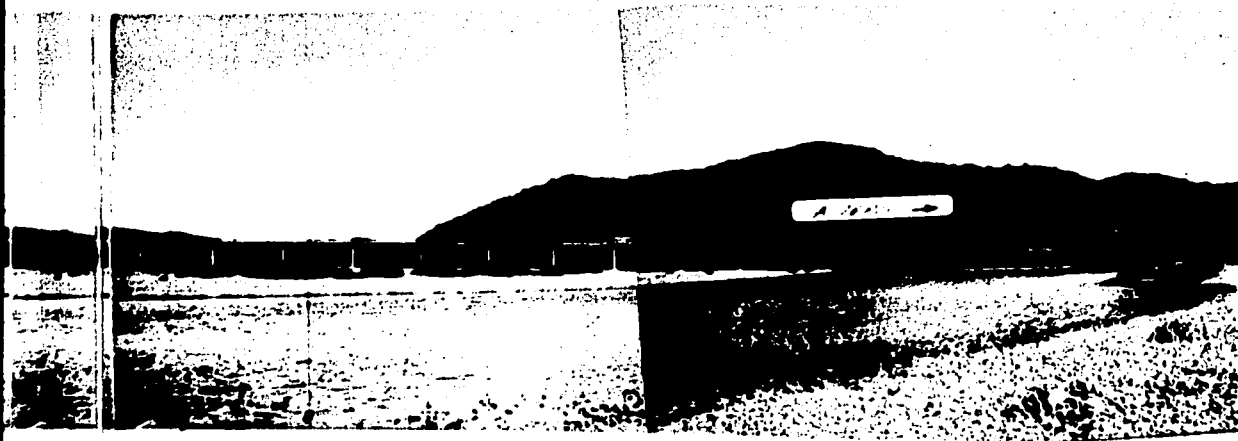
VII.F.2.

141



FOTO 9

VISTA PANORAMICA DEL PUENTE ACTUAL DEL CAÑON DE LAS AGUAS ARRIBA DEL SITIO DE CRUCE EN LA CARRETERA MEXICANA NOVALES A LA ALTURA DEL POBLADO DE ROSARIO, SON.



VII.F.2.

142

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II



TESIS PROFESIONAL

Dado que la descarga  $Q = V \cdot A$  la ecuación VIII.A.4 puede escribirse

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots \text{VIII.A.5}$$

donde

- A = área de circulación, o área de la sección hidráulica en m<sup>2</sup>
- Q = cantidad de flujo o gasto hidráulico en m<sup>3</sup>/s

**MÉTODOS DE SECCION Y VELOCIDAD.** Se determinan separadamente la sección transversal de la corriente y la velocidad del agua; la sección por medio de sondeos o algún otro procedimiento topográfico y la velocidad por cualquiera de los métodos que se citan a continuación:

a) *Flotadores.* Son cuerpos más ligeros que el agua y que conducidos en suspensión por la corriente adquieren una velocidad que resulta, según la clase de flotadores empleados (superficiales o sumergidos), más o menos igual a la de dicha corriente. La velocidad se mide tomando el tiempo que emplean en recorrer un tramo de longitud conocida, siendo dicha velocidad el cociente de dividir la longitud del tramo entre el tiempo empleado en recorrerla.

Los flotadores superficiales son los que se desalojan flotando en la superficie del agua, y por lo mismo, con ellos se obtiene la velocidad superficial. Pueden emplearse recortes de madera, algunos frutos, serrín, etc. procurando que la parte no sumergida presente la menor superficie a la acción del viento.

Los flotadores sumergidos o bastones tiene forma de barra y al ser puestos en la corriente, toman una posición vertical, extendiéndose desde la superficie hasta cerca del fondo, proporcionando, por lo tanto, un promedio de las velocidades de la corriente en el tramo que recorren; pero sólo pueden usarse en cauces de sección muy uniforme.

b) *Molinetes.* Es un aparato provisto de una hélice o una rueda de copas, que accionada por la corriente, gira alrededor de un eje montado en un dispositivo de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice en un tiempo determinado.

TESIS PROFESIONAL

Dado que la descarga  $Q = V \cdot A$  la ecuación VIII.A.4 puede escribirse

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots \text{VIII.A.5}$$

donde

- A = área de circulación, o área de la sección hidráulica en m<sup>2</sup>
- Q = cantidad de flujo o gasto hidráulico en m<sup>3</sup>/s

**MÉTODOS DE SECCION Y VELOCIDAD.** Se determinan separadamente la sección transversal de la corriente y la velocidad del agua; la sección por medio de sondeos o algún otro procedimiento topográfico y la velocidad por cualquiera de los métodos que se citan a continuación:

a) *Flotadores.* Son cuerpos más ligeros que el agua y que conducidos en suspensión por la corriente adquieren una velocidad que resulta, según la clase de flotadores empleados (superficiales o sumergidos), más o menos igual a la de dicha corriente. La velocidad se mide tomando el tiempo que emplean en recorrer un trazo de longitud conocida, siendo dicha velocidad el cociente de dividir la longitud del trazo entre el tiempo empleado en recorrerla.

Los flotadores superficiales son los que se desalojan flotando en la superficie del agua, y por lo mismo, con ellos se obtiene la velocidad superficial. Pueden emplearse recortes de madera, algunos frutos, serrín, etc. procurándose que la parte no sumergida presente la menor superficie a la acción del viento.

Los flotadores sumergidos o bastones tiene forma de barra y al ser puestos en la corriente, toman una posición vertical, extendiéndose desde la superficie hasta cerca del fondo, proporcionando, por lo tanto, un promedio de las velocidades de la corriente en el trazo que recorren; pero solo pueden usarse en cauces de sección muy uniforme.

b) *Molinete.* Es un aparato provisto de una hélice o una rueda de copas, que accionada por la corriente, gira alrededor de un eje montado en un dispositivo de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice en un tiempo determinado.

TESIS PROFESIONAL

VIII. METODOS HIDRAULICOS

VIII.A. ECUACION DE MANNING PARA RIOS, ARROYOS O CANALES A CIELO ABIERTO. Una de las más conocidas entre las muchas ecuaciones desarrolladas para determinar la descarga en un canal abierto es la variación ideada por Manning para la fórmula de Chezy.

$$V = C R S \dots\dots\dots\text{VIII.A.1}$$

donde

- R = radio hidráulico, en metros
- V = velocidad media de circulación, en m/seg
- S = pendiente de la rasante de energía o pérdida de carga debidas a la fricción por metro lineal de canal.
- C = coeficiente de rugosidad o fricción de Chezy que depende del número de Reynolds y la rugosidad del canal.

Manning propuso

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots\text{VIII.A.2}$$

en donde n es el coeficiente de rugosidad en la antigua fórmula de Ganguillet - Kutter (Ingenieros Suizos)

$$C = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{S} + \frac{1.811}{n}}{1 + \frac{n}{R} \left( 41.65 + \frac{0.00281}{S} \right)} \dots\dots\dots\text{VIII.A.3}$$

Cuando se utiliza la C de Manning en la fórmula de Chezy, se tiene como resultado la conocida Ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots\text{VIII.A.4}$$

## TESIS PROFESIONAL

En cada aparato, la relación entre el número de revoluciones en determinado tiempo y la velocidad de la corriente, se conoce por observaciones de laboratorio hechas con anterioridad.

c) *Pendiente hidráulica.* Con la pendiente superficial (s) que tiene la corriente en un momento dado; el radio hidráulico (r), o relación que hay entre el área (A) de la sección transversal media y el perímetro mojado (p) de la misma sección y un coeficiente experimental (C), que depende de la naturaleza del cauce y de los factores antes mencionados (s) y (r), se obtiene la velocidad media de la corriente, de acuerdo con la expresión:

$$v = C \sqrt{rs}$$

d) *Otros métodos.* La velocidad de una corriente puede medirse, además, por otros procedimientos, como son: los tubos de Venturi, de Pitot, la balanza hidrométrica, etc., los cuales son poco empleados para el aforo de corrientes con superficies libres.

VIII.A.1. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD PARA RIOS, ARROYOS O CANALES A CIELO ABIERTO. Los valores del coeficiente n de rugosidad se han determinado para una amplia variedad de materiales de construcción naturales y artificiales para canales. En la tabla G se presentan extractos de una tabla de estos coeficientes tomadas de la obra de Ven Te Chow, *Open - Channel Hydraulics*, Mc.Graw-Hill Book Company, Nueva York. El Dr. Chow compiló los datos para esta tabla con el trabajo de R.E. Horton y con los boletines técnicos publicados por el U.S. Department of Agriculture.

El flujo poco profundo en un canal sin revestir dará por resultado un aumento en el valor de n efectivo, si el fondo del canal tiene rocas grandes o surcos y aristas de liso, porque estos salientes tendrán una influencia mayor en el flujo poco profundo que en el flujo profundo. Un flujo de mayor profundidad que el normal también dará por resultado un aumento en el valor efectivo de n, si hay vegetación densa a lo largo de los bordes del canal dentro de la trayectoria de flujo.

## TESIS PROFESIONAL

Quando hay desbordamientos del canal por una creciente el valor efectivo de  $n$  aumenta cuando la creciente se derrama hacia la vegetación densa en los bordes del canal ya que ahí los tirantes son pequeños. La rugosidad de un canal revestido experimenta cambios con el tiempo, por el deterioro de la superficie y la acumulación de cuerpos extraños; por tanto, los valores promedio de  $n$  dados en la tabla G sólo se recomiendan para canales bien conservados.

Tabla G. Valores del coeficiente  $n$  de rugosidad para uso en la ecuación de Manning

	Min	Prom	Máx
<b>A. Flujo en canal abierto en conductos cerrados</b>			
1. Atarjea de tormenta de metal corrugado	0.021	0.024	0.030
2. Superficie de mortero de cemento	0.011	0.013	0.015
3. Concreto (sin pulir)			
a. Formas de acero	0.012	0.013	0.014
b. Formas de madera lisas	0.012	0.014	0.016
c. Formas de madera rugosas	0.015	0.017	0.020
<b>B. Canales revestidos</b>			
1. Metal			
a. Acero liso (sin pintar)	0.011	0.012	0.014
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
2. Madera			
a. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
3. Concreto			
a. Acabado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
b. "Gunita", sección buena	0.016	0.019	0.023
c. "Gunita", sección ondulada	0.016	0.022	0.025
4. Mampostería			
a. Piedra cementada	0.017	0.025	0.030
b. Piedra en seco	0.023	0.032	0.035
5. Asfalto			
a. Liso	0.013	0.013	
b. Rugoso	0.016	0.016	

## TESIS PROFESIONAL

(Continuación Tabla G)

<b>C. Canales sin revestir</b>			
<b>1. Excavados en tierra, rectos y uniformes</b>			
a. Limpios, después de intemperizar	0.018	0.022	0.025
b. Con pasto corto, pocas yerbas	0.022	0.027	0.033
c. Yerbas densas hasta la superficie	0.050	0.080	0.120
d. Maleza densa, alta	0.080	0.100	0.140
<b>2. Dragados en tierra</b>			
a. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
b. Maleza ligera en los bordos	0.035	0.050	0.060
<b>3. Cortados en roca</b>			
a. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
b. Desgarrados e irregulares	0.035	0.040	0.050

En la Tabla H se muestra el cálculo hidráulico del Río Baluarte tomando como base la sección hidráulica del cruce.



# SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS  
Y CONCESIONES

## CALCULOS HIDRAULICOS (VELOCIDADES Y GASTOS)

Hoja N°. \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_

OBRA VIAL <b>AUTOPISTA TEPIC - MAZATLAN</b>					CRUCE <b>RIO BALUARTE</b>		ESTACION <b>218 + 900</b>	
TRAMO <b>ENT. SAN BLAS - VILLA UNION - ENT. AEROP.</b>					DE Km. <b>218 + 100</b>		AKM. <b>219 + 540</b>	
SUB-TRAMO <b>MAZATLAN</b>					ORIGEN <b>TEPIC, NAY.</b>			

TRAMO	AREA HIDRAULICA (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO MOJADO P(m)	RADIO HIDRAULICO (m)	$\frac{2}{3}$	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q(m <sup>3</sup> /s)	FORMULA EMPLEADA $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
1	2430.15	429.96	5.652	3.173	0.040	1.562	3795	SECCION HIDRAULICA <b>EN EL CRUCE</b> NAME <b>21.59 m</b> PENDIENTE S : <b>0.0003875</b> S <sup>1/2</sup> <b>0.019685</b> VELOCIDAD MEDIA : Q/A = <b>1.52 m/s</b>
2	1087.26	272.02	3.997	2.519	0.045	1.102	1198	
3	1629.66	202.68	8.041	4.014	0.035	2.257	3879	
4	990.47	541.34	1.830	1.496	0.045	0.654	648	
<b>SUMA</b>	<b>6137.54</b>	<b>1446.00</b>	---	---	---	---	<b>9319</b>	
1	3116.55	429.96	7.25	3.74	0.040	1.84	5744	SECCION HIDRAULICA <b>TABLA DE Qdiseño (EN EL CRUCE)</b> NAME <b>21.19 m</b> PENDIENTE S : _____ S <sup>1/2</sup> : _____ VELOCIDAD MEDIA : Q/A = _____ m/s
2	1520.86	272.02	5.59	3.15	0.045	1.38	2096	
3	1949.66	202.68	9.62	4.52	0.035	2.54	4960	
4	1854.47	541.34	3.42	2.27	0.045	0.99	1843	
<b>SUMA</b>							<b>14643</b>	
				<b>148</b>				
				<b>TABLA H</b>				
<b>SUMA</b>								

CALCULO _____	REVISO _____	APROBO _____
FECHA _____	FECHA _____	FECHA _____

TESIS PROFESIONAL

VIII.B. ECUACION DEL PRINCIPIO DE CONTINUIDAD

Elementos básicos de los canales. El flujo libre de superficie o flujo en canal abierto incluye todos los casos de flujo en los cuales la superficie del líquido está abierta a la atmósfera. Por tanto, el flujo en un tubo o bóveda de circulación en canal abierto si el tubo sólo está parcialmente lleno.

Un canal uniforme es el de sección transversal constante. Tiene flujo uniforme si la pendiente de la superficie del agua es la misma que la del canal. Por tanto, el tirante del flujo es constante en su totalidad. El flujo estable en un canal ocurre si el tirante en cualquier lugar permanece constante con el tiempo.

La descarga  $Q$  en cualquier sección se define como el volumen de agua que pasa por esa sección por unidad de tiempo. Se expresa en metros cúbicos por segundo y se expresa con

$$Q = V A \dots\dots\dots VII.B.1.$$

donde

- $V$  = velocidad promedio, en metros/segundo
- $A$  = área en una sección transversal a lo largo del arroyo, río o escurrimiento local, en metros cuadrados.

Cuando la descarga es constante, se dice que el flujo es continuo y, por tanto,

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots = V_i A_i \dots\dots\dots VII.B.2.$$

en donde los subíndices indican diferentes secciones de canal. La fórmula se conoce como la igualdad de continuidad para flujo continuo infinito.



## TESIS PROFESIONAL

### IX. METODOS PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION

Socavación local en las pilas de los puentes. Cuando un puente cruza un río en una zona donde no es factible alcanzar un manto rocoso en el que apoyar las pilas y estribos, el principal problema que se presenta tanto en proyecto como en mantenimiento, es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce, que pueden ser de tal magnitud que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

Los parámetros que intervienen en general en el valor de la profundidad de la socavación al pie de la pila de un puente se han mencionado ya en párrafos posteriores de esta tesis.

A continuación se presentarán los diferentes criterios que existen para determinar la profundidad de la socavación al pie de pilas de puente, así como un análisis relativo a su validez y campo de aplicabilidad realizado por la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

El primero de esos criterios es el propuesto por Laurson y Toch de acuerdo a los estudios que realizaron en la Universidad de Iowa y que después ha sido ampliado por Maggiolo Romita y Souza Pinto entre otros. El segundo criterio que se debe a Yaroslavtziev es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética y ha sido corroborado por las investigaciones de Bata, Andreiev y otros investigadores. Para Laurson, Toch y su escuela, la socavación depende fundamentalmente del tirante y ancho de la pila y en segundo término de la forma de ésta, si bien este parámetro no es significativo cuando la corriente ataca la pila en forma oblicua; en cambio la velocidad media de la corriente y el tamaño de los granos del fondo no son factores que sean tomados en cuenta para determinar la profundidad de la socavación con este criterio. Por el contrario, para Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto el tamaño de los granos del fondo, como la geometría de la pila, aun en el caso de ataque oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de la socavación.

Ahora bien, según los resultados experimentales, ha podido observarse que para un tirante y pila dados, la profundidad de la socavación concuerda bastante bien con la variación que indica Yaroslavtziev, al variar la velocidad, con tal que la relación  $h/b$

## TESIS PROFESIONAL

(h, tirante aguas arriba de la pila y b, ancho de la pila) sea mayor de 1.5 y en tanto no se haya pasado la curva de Laursen-Toch; esto es, existe un valor límite para la velocidad, mas allá del cual la socavación no progresa mientras no varíe el tirante. Todo hace suponer entonces que con el criterio de Laursen-Toch se determina el intervalo de aplicabilidad del criterio de Yaroslavtziev, de suerte que los criterios antagonicos en apariencia, resultan ser complementarios. Las afirmaciones anteriores se explicarán en detalle posteriormente.

El desconocimiento de este hecho puede conducir, sin embargo, a resultados absurdos; en efecto, en un río de montaña con velocidad muy grande, el criterio de Yaroslavtziev puede conducir a la predicción de socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, en tanto que en un río de planicie, el criterio de Laursen-Toch, que es útil solo en condiciones extremas, conducirá también a socavaciones muy grandes que nunca llegarán a presentarse.

Hasta este momento se han mencionado únicamente los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev, ya que los estudios efectuados en la Facultad de Ingeniería de la UNAM se realizaron para comparar un método con otro y ver sus diferencias fundamentales. Sin embargo no son los únicos que han llegado a alguna solución. Tanto Murosov como Boldakov proponen cada uno una forma para determinar la socavación. Asimismo, una serie de investigadores del laboratorio de Poona, en la India, encontraron una expresión para un caso particular que estudiaron en un modelo. A continuación se presentan en forma sucinta algunos de los criterios de que se ha hablado, incluyendo el que se desprende de las experiencias realizadas en la Facultad de Ingeniería (México).

### IX.A. SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE

Para la determinación de la socavación general se presenta el criterio propuesto por L. L. Lishtvan-Lebediev. Para aplicar este método, es preciso hacer una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos, según se indica en la Tabla I

TESIS PROFESIONAL

TABLA I

Cauce	Material del fondo	Distribución de materiales en el fondo	
Socavación General	Definido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No cohesivo	Homogénea Heterogénea
	Indefinido	Cohesivo	Homogénea Heterogénea
		No cohesivo	Homogénea Heterogénea

Se describirán a continuación los criterios de cálculo para cada condición.

IX.A.1. SOCAVACION GENERAL EN CAUCES DEFINIDOS

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. La determinación de la erosión se hace con el criterio que se expone en lo que sigue. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce; el aumento de velocidad trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

## TESIS PROFESIONAL

La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media de la corriente sobre ese punto, denominada velocidad real,  $v_r$ , sea más que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado, denominada velocidad erosiva  $v_e$ . Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. De tratarse de un suelo cohesivo, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. Según lo explicado la erosión cesa cuando  $v_e = v_r$ .

La velocidad real está dada principalmente en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La erosiva, en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

En la determinación de la profundidad de la erosión, tanto en cauces definidos como indefinidos, se distinguirán dos casos diferentes además de los ya enunciados, según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce. La presentación de las fórmulas se hará suponiendo al cruce con la rugosidad uniforme y solo al final se presentarán las modificaciones que hay que hacer para el caso en que la rugosidad varíe entre una zona de la sección transversal y otra; o bien, si la sección analizada cae bajo un puente, al variar la rugosidad de un claro del puente a otro.

### IX.A.1.1. Análisis de la socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto de diseño  $Q_d$ , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los cálculos subsiguientes se requiere conocer el gasto  $Q_d$  y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en el sección en estudio.

En esta teoría, la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dado por la expresión:

TESIS PROFESIONAL

$$v_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta^x \cdot H_s \quad ; \quad m/seg \dots IX.A.1.1.1.$$

en donde

- $\gamma_d$  = peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad  $H_s$ , en ton/m<sup>3</sup>.
- $\beta$  = un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor está consignado en la Tabla J
- $H_s$  = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de  $v_e$  se requiere para arrastrar y levantar al material, en m.
- $x$  = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico  $\gamma_d$  del material seco en ton/m<sup>3</sup>, el cual se encuentra consignado en la Tabla K. En ese mismo cuadro se indica el valor de la expresión  $1/(1 + x)$  que será necesaria más adelante, así como el valor del exponente  $x$  cuando el material del fondo no es cohesivo. En este último caso  $x$  es función del diámetro medio de los granos.

TABLA J

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.88
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TESIS PROFESIONAL

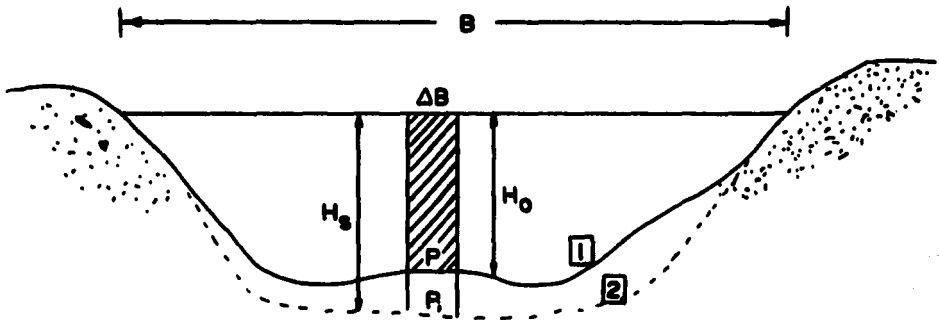
TABLA K

VALORES DE  $x$  Y  $1/(1+x)$  PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\gamma_d$	$x$	$\frac{1}{1+x}$	$\gamma_d$	$x$	$\frac{1}{1+x}$	$d$	$x$	$\frac{1}{1+x}$	$d$	$x$	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.68	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.88	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.78	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.78	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.78	1000.00	0.19	0.84
1.18	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.78			

La variación de la velocidad media real de la corriente  $v_r$ , en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la figura M. La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto en cada franja permanece constante mientras dura el proceso erosivo.

Tomese la franja de espesor  $\Delta B$ , y en forma hipotética considérese que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes de que se produzca la erosión. El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según Manning por:



- (1).- Perfil antes de la erosión  
 (2).- Perfil de equilibrio tras la erosión

FIGURA M. Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad

$$Q = V \Delta A = \frac{1}{n} s^{1/2} H_o^{5/3} \Delta B$$

Pues en este caso, por ser  $\Delta B$  pequeño, el radio hidráulico es igual al tirante.

En la expresión anterior:

$s$  = pendiente hidráulica

$H_o$  = profundidad antes de la erosión

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección el valor de  $1/n(s^{1/2})$  es constante para cualquier punto de la sección y se denominará  $\alpha$ . Entonces:

TESIS PROFESIONAL

$$Q = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \dots\dots\dots IX.A.1.1.2.$$

El valor de  $\alpha$  puede también ser expresado en forma general como una función del tirante medio  $H_m$  de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño  $Q_d$ , ya que:

$$Q_d = \frac{1}{n} s^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

donde

$B_e$  = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal; es decir, del ancho total se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es  $0^\circ$ . Más adelante se indicará como encontrar el valor de  $B_e$  que debe ser tomado en cuenta, cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas. Las demás letras tienen los sentidos ya indicados.

En las expresiones anteriores  $H_m$  es tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho  $B_e$ .

Quando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente la corriente del agua forma vórtices (torbellinos, remolinos) cerca de las pilas y estribos del mismo, por lo que se hace necesario afectar el valor de  $Q_d$  de un coeficiente  $\mu$  llamado de contracción, el cual se encuentra tabulado en la Tabla L.

$$Q_d = \frac{\mu}{n} s^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

$$\therefore Q_d = \alpha \mu H_m^{5/3} B_e \dots\dots\dots IX.A.1.1.3.$$

De la ecuación IX.A.1.1.3. puede despejarse:



TESIS PROFESIONAL

TABLA L

Velocidad media en la sección, en m/seg	COEFICIENTE DE CONTRACCION, $\mu$												
	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TESIS PROFESIONAL

$$\alpha = \frac{Qd}{H_a B_e \mu^{5/3}} \dots\dots\dots IX.A.1.1.4.$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse  $H_o$  y alcanzar un valor cualquiera  $H_s$ , la velocidad disminuye a un valor  $v_r$ . En función de la velocidad y el tirante.  $\Delta Q$  en la franja  $\Delta B$  está expresado por:

$$\Delta Q = v_r H_s \Delta B$$

Igualando esta última expresión con la IX.A.1.1.2. se tiene:

$$v_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$v_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \dots\dots\dots IX.A.1.1.5.$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de  $v_r$  velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y  $v_e$  velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, lleguen a ser iguales.

$v_e = v_r$  es la condición de equilibrio

**IX.A.1.2. Análisis de la socavación general para suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme**

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos forrados por granos gruesos (arenas, gravas finas, etc.).  $v_r$  tiene el mismo valor que en el caso anterior:

TESIS PROFESIONAL

$$v_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

En cambio  $v_e$  está expresada en la teoría que se analiza por:

$$v_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \text{ , (m/seg) ..... IX.A.1.2.1.}$$

en donde

- $H_s$  = tirante para el que se desea conocer  $v_e$  en metros
- $x$  = exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la Tabla K
- $d_m$  = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i \text{ ..... IX.A.1.2.2.}$$

en la cual

- $d_i$  = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza
- $p_i$  = peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

La condición de equilibrio para la socavación será también:

$$v_r = v_e$$

IX.A.1.3. Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada de socavación dentro de la Teoría de Lischtvan-Lebediev a partir del análisis hecho en los dos párrafos anteriores.

TESIS PROFESIONAL

Al final del párrafo IX.A.1.1. se anotó que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente  $v_r$  es igual a la velocidad que se necesita tener para arrastrar al material,  $v_e$ .

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

a) *Suelos cohesivos*. La condición de equilibrio es  $v_e = v_r$ , en que  $v_e$  está dada por la fórmula IX.A.1.1.1. y  $v_r$  por la IX.A.1.1.5.

$$0.60 \gamma_d^{1.18} \beta^x H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

de donde

$$H_s^{(1+x)} = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta}$$

y, por lo tanto

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots IX.A.1.3.1.$$

que es el tirante total que se produce; al restarle el tirante inicial,  $H_o$ , proporciona la socavación esperada.

b) *Suelos formados con material no cohesivos*. En este caso  $v_e$  está dada por la fórmula IX.A.1.2.1.

Aplicando la condición de equilibrio:

$$v_r = v_e$$

TESIS PROFESIONAL

se tiene

$$0.68 d_m^{0.28} \beta \cdot H_s^x = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

de donde

$$H_s = \left( \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta \gamma_d^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots IX.A.1.3.2.$$

de donde puede deducirse la profundidad de socavación.

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en él algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuanto alcanza la profundidad erosionada. Uniendo éstos se tiene el perfil de socavación.

Se ha dicho que la hipótesis principal de esta teoría es que el gasto en cada franja permanece constante durante todo el proceso. Como el gasto en la orilla es cero, este método no permite estudiar ninguna erosión lateral en las márgenes.

IX.A.1.4. Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos

Por suelos no homogéneos se designan aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes.

En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente a base de tanteos.

## TESIS PROFESIONAL

Escogido un punto Pi para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas IX.A.1.3.1. o IX.A.1.3.2. según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad  $H_s$  calculada cae dentro de él, esa " $H_s$ " es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección, que al unirlos darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

### IX.A.2. SOCAVACION GENERAL EN CAUCES INDEFINIDOS

En el caso de un río carente de un cauce bien formado, por ejemplo aquellos en que se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y en donde esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una cavidad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen por definición las siguientes condiciones:

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \dots\dots\dots IX.A.2.1.$$

en que

- $Q_p$  = gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje que se denomina cauce principal
- $Q_a$  = gasto suma de los que pasan por los otros cauces.

Otra condición es que

$$\frac{B_o}{B_r} \leq 0.80 \dots\dots\dots IX.A.2.2.$$

donde

- $B_o$  = anchura del cauce para un nivel normal del agua
- $B_r$  = ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordos del cauce de avenidas.

En los cauces indefinidos la socavación se puede calcular dentro de la teoría de L. L. Lischtvan-Lebediev con una secuela igual a la que se usó en los definidos; sin embargo, la velocidad real,  $v_r$ , se compara ahora no con  $v_e$ , sino con una velocidad que los autores llaman no erosionante,  $v_c$ . La velocidad  $v_c$  depende de la naturaleza del material del fondo y del tirante de la corriente.

TESIS PROFESIONAL

Hs Profundidad

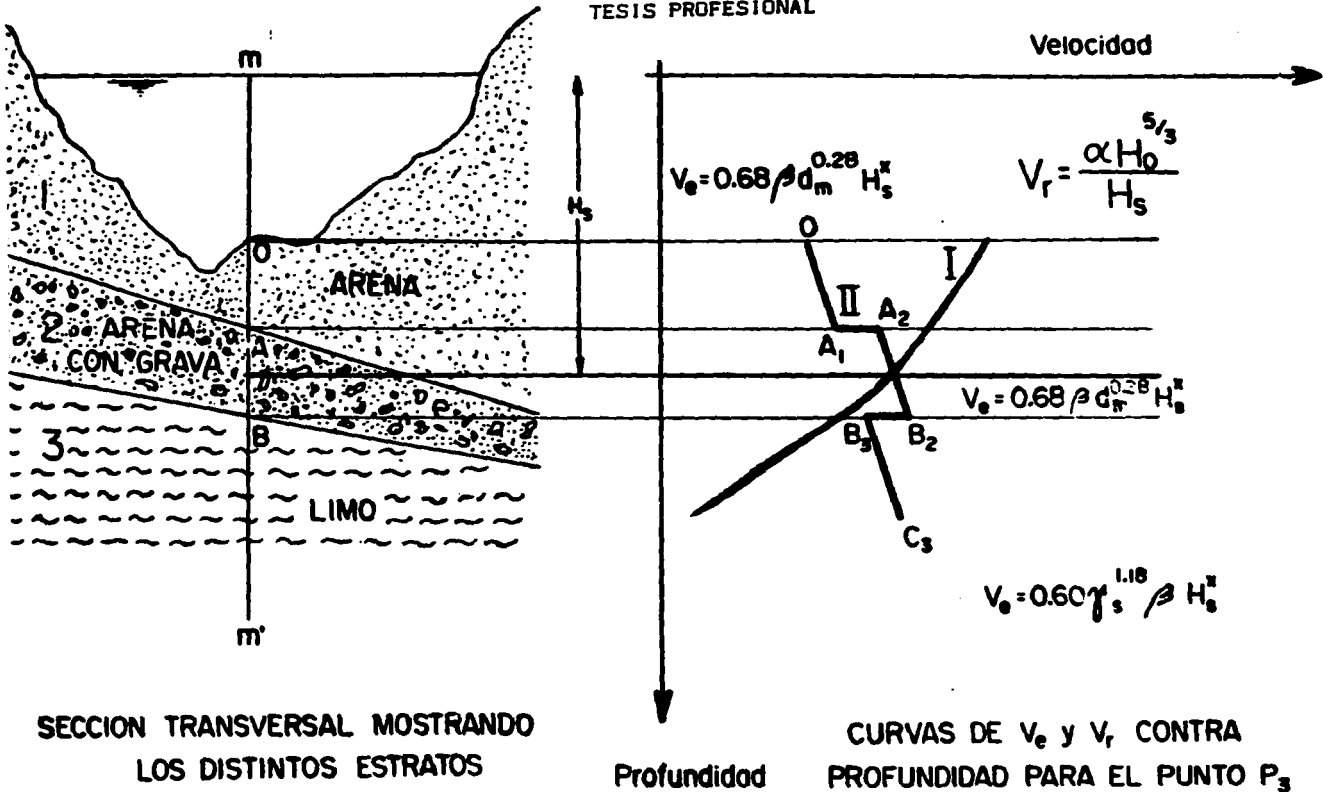
Vertical para el punto P3

(I) Curva que indica la variación de  $V_r$  con respecto a la profundidad.

(II) Curva que indica la variación de  $V_c$  con respecto a la profundidad tomando en cuenta al material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular  $V_e$  en O, A, B y C para ambos materiales de la frontera. Así para el punto "A", por ejemplo, se obtuvo una  $V_e$  para el material 1 (arena) indicado en la figura N por el punto A, y una  $V_e$  para el material 2 (arena y grava) indicado por el punto A2, etc.

FIGURA N

TESIS PROFESIONAL





TESIS PROFESIONAL

En general

$$v_c = v_{c1} H_s^{0.2} \dots\dots\dots IX.A.2.3.$$

donde

- $v_c$  = velocidad no erosionante para el tirante  $H_s$
- $H_s$  = tirante, en m, existente en el punto de estudio en el momento para el que se calcula la socavación
- $v_c$  = velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro.

Con estas ideas, la profundidad de la socavación puede calcularse para suelos cohesivos y no cohesivos, con tal de conocer  $v_{c1}$ ; el valor de ésta puede obtenerse de las Tablas M y N para suelos cohesivos y no cohesivos, respectivamente.

TABLA M  
VALORES DE  $v_{c1}$  PARA SUELOS COHESIVOS, EN M/SEG  
 $H = 1 \text{ m}$

Tipo de suelo	$1.20 \leq \gamma_d \leq 1.66$	$1.66 \leq \gamma_d \leq 2.04$	$2.04 \leq \gamma_d \leq 2.14$
	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>
Arcillas francas	0.85	1.20	1.70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.80	1.20	1.70
Arcillas margosas	0.70	1.00	1.30

TABLA N  
VALORES DE  $v_{c1}$  PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/SEG  
 $H = 1 \text{ m}$

Tipo de suelo	$D_m$ ( mm )		Valores de $v_{c1}$ (m/seg)
Limos no plásticos	0.005	0.05	0.20 - 0.30
Arena fina	0.05	0.25	0.30 - 0.45
Arena media	0.25	1.0	0.45 - 0.80
Arena gruesa	1.0	5.0	0.80 - 0.85
Grava fina y media	5.0	25.0	0.85 - 1.45
Grava gruesa	25.0	75.0	1.45 - 2.40
Fragmentos chicos	75.0	200.0	2.40 - 3.80
Fragmentos medianos	200.0	400.0	3.80 - 4.75

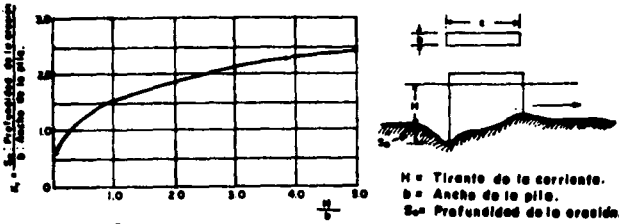
TESIS PROFESIONAL

IX.B. SOCAVACION LOCAL EN LAS PILAS DE LOS PUENTES

IX.B.1. METODO DE LAURSEN Y TOCH

Basado principalmente en las experiencias realizadas por esos investigadores en el Instituto de Investigación Hidraulica de Iowa, fue confirmado con mediciones realizadas en un puente sobre el rio Skunk por P. G. Hubbard del mismo laboratorio.

Los autores de estos trabajos distinguen dos casos generales; uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo.



Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación puede expresarse por (ver figura 0).

$$S_o = K_1 K_2 b \dots\dots\dots IX.B.1.1.$$



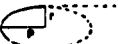
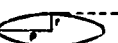
en donde

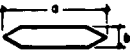

- So = profundidad de la socavación, a partir del fondo
- K1 = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica de la figura 0
- K2 = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y que se encuentra en la Tabla 0
- b = ancho de la pila.

TESIS PROFESIONAL

TABLA 0

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA.  
ES SÓLO APLICABLE A LAS PILAS ORIENTADAS SEGÚN LA CORRIENTE

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_2$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.75
LENTICULAR	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 	0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$	0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$		0.75

TESIS PROFESIONAL

Como puede observarse, para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo. Este se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existen boleos en el cauce.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo  $\phi$  con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con la expresión:

$$S_o = K_1 K_3 b \dots\dots\dots IX.B.1.2.$$

en donde

$K_3$  = coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación  $a/b$ , el cual se determina con ayuda de la figura P.

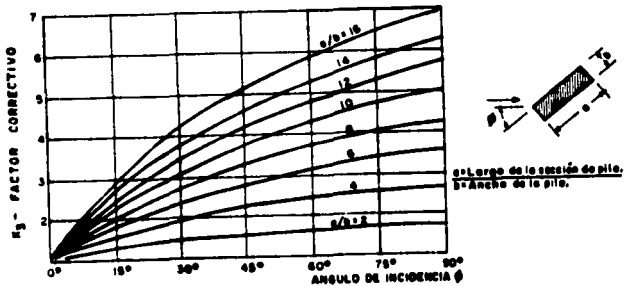


FIG. P Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o en que el arrastre sea menor con un fondo con rizados o dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida no se ve afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trate de arenas. Para gravas no aclaran si su gráfica puede usarse o no, pero en boleos definitivamente no es válida.

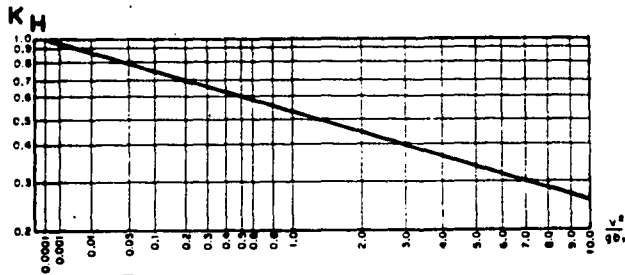
TESIS PROFESIONAL

IX.B.2. METODO DE YAROSLAVTZIEV

Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

IX.B.2.1. METODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESION

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida al parecer de la observación directa en varios puentes de la Unión Soviética y es



$$v = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

FIG. R Gráfica para el cálculo de  $K_H$  (método de Yaroslavtziev)

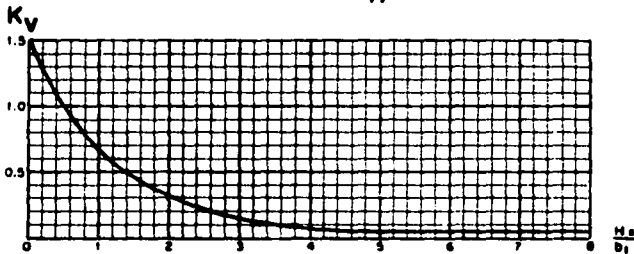
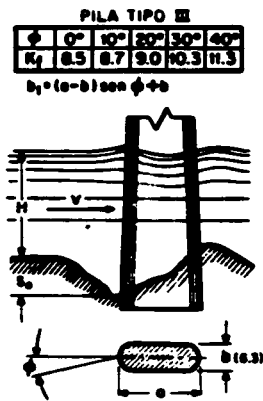
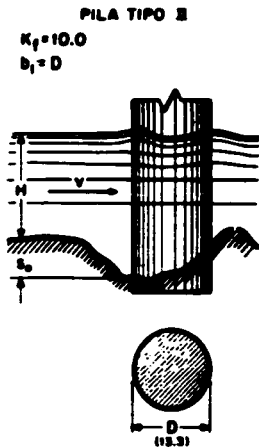
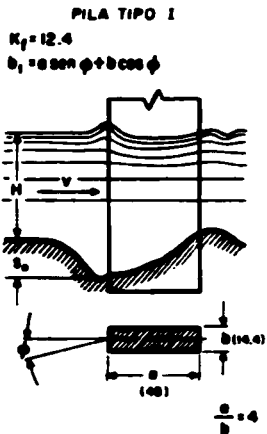


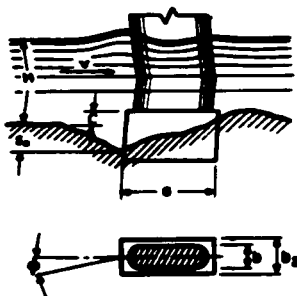
FIG. S Gráfica para el cálculo de  $K_V$  (método de Yaroslavtziev)



**PILA TIPO IV**

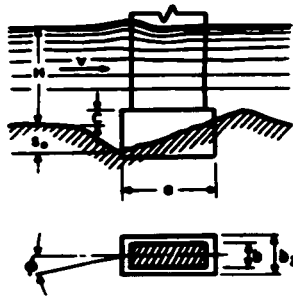
$\phi$	COEFICIENTE $K_f$					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.3	9.9	11.3	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.5	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a-b_2) \sin \phi + b_2$  para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \sin \phi + b_2 \cos \phi$  para  $C/H > 0.3$   
 on donde  $b_2 = b + (b_1 - b) C/H$



**PILA TIPO V**  
 Coeficiente  $K_f = 12.4$

$b_1 = a \sin \phi + b_2 \cos \phi$   
 on donde  $b_2 = b + (b_1 - b) C/H$

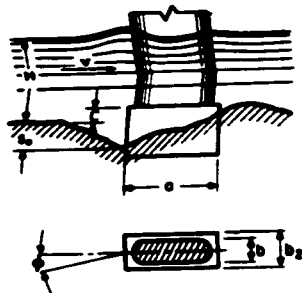


**PILA TIPO VI**  
 COEFICIENTE  $K_f$

$\phi$	1/b
--------	-----

φ	COEFICIENTE K <sub>1</sub>					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.3	9.9	11.3	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.0	12.0	12.4	12.4

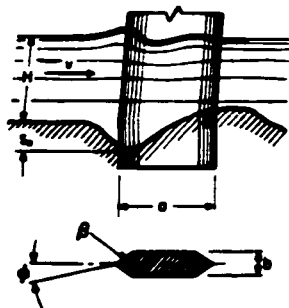
$b_1 = (a - b_2) \operatorname{sen} \phi + b_2$ , para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \operatorname{sen} \phi + b_2 \operatorname{cos} \phi$  para  $C/H > 0.3$   
 en donde  $b_2 = b + (b_1 - b) C/H$



PILA TIPO VI

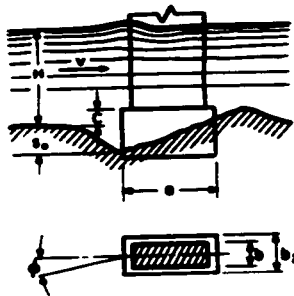
β°	120	90	60
K <sub>1</sub>	12.2	10.0	7.3

$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$



PILA TIPO V  
Coeficiente K<sub>1</sub> = 12.4

$b_1 = a \operatorname{sen} \phi + b_2 \operatorname{cos} \phi$   
 en donde  $b_2 = b + (b_1 - b) C/H$



PILA TIPO VII

φ	COEFICIENTE K <sub>1</sub>				
	l/b				
	0	2	4	8	12
0	8.3	7.3	6.74	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.16	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.3	9.7	7.80	6.70	5.9

$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$

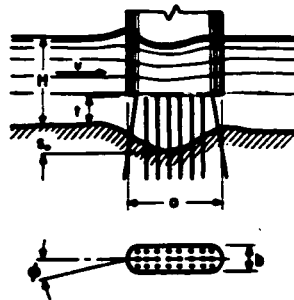


Fig. Q Valores de K<sub>1</sub> y b<sub>1</sub>

TESIS PROFESIONAL

$$S_o = K_f K_v (e + KH) \frac{v^3}{g} - 30 d \dots\dots\dots IX.B.2.1.1.$$

en que

- S<sub>o</sub>** = profundidad de socavación, en m
- K<sub>f</sub>** = coeficiente que depende, en general, de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Se encuentra en la fig. Q
- KH** = coeficiente definido por la expresión:  
 $\log KH = - 0.28 \sqrt{v^3/gb}$  el cual puede encontrarse también en la grafica de la fig. R
- v** = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s
- g** = 9.81 m/s<sup>2</sup>
- b<sub>l</sub>** = proyección de un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila cuando el ángulo de incidencia vale 0°, b<sub>l</sub> es igual al ancho b de la pila
- e** = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas
- KV** = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:  
 $\log KV = 0.17 - 0.35H/b_l$  y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la fig. S
- H** = tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es obtenido al presentarse una avenida después de aplicar lo expuesto en los párrafos alusivos a la estimación de la socavación general.
- d** = diámetro en m de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d<sub>85</sub> de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al d<sub>85</sub> mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con boleos sobreyace a uno



## TESIS PROFESIONAL

de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular el  $d_{85}$  de ella deberá tomarse en cuenta que el boteo no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

El valor del ángulo de incidencia  $\theta$  entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta en el valor de  $b_1$ , tal y como puede observarse en la fig. Q, el cual, a su vez, interviene en la valuación de KV y KH. Además  $\theta$  afecta directamente al valor del coeficiente  $K_1$ , como se observa en esas mismas figuras, excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo  $\theta$  máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo  $\theta$  menor.

Yaroslavtziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación  $H/b_1$  sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

### IX.B.2.2. METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA SUELOS COHESIVOS

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término (30 d) de la expresión IX.B.2.1.1. en donde se considera un diámetro "d", equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la Tabla P.

TESIS PROFESIONAL

.....  
**TABLA P**  
**DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS**  
 .....

.....			
. Dimensiones del diámetro equivalente en suelos			
. granulares cm			
.....			
Peso volumétrico del material seco, en ton/m <sup>3</sup>	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos mediana- mente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margasas
.....			
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6
.....			

Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo arenoso. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la avenida no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño el que se presenta durante una avenida con un periodo de retorno más corto.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media del tirante, de las características de la pila y del material de que está formado el fondo, pero para él no existe un límite en la socavación.

Los estudios realizados por Yaroslavtziev presentan dos ventajas notables que son que permiten valuar aproximadamente la profundidad de la socavación cuando el material del fondo es cohesivo y que incluyen el estudio de pilas no tratadas por otros investigadores como los tipos IV, V y VII de la fig. Q. Las geometrías estudiadas por él se ven complementadas con las pilas de forma lenticular e hidrodinámica estudiadas por Schneible y Tison. Su método permite también considerar estratos con boleos en el cauce.

**IX.B.3. METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM**

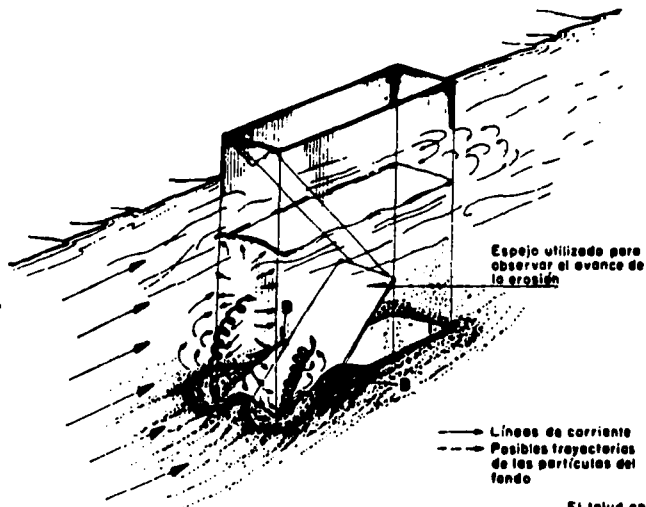
Los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos. En el primer canal se estudió la forma como se inicia y prosigue la socavación, líneas de corriente, etc., y principalmente se realizó la comparación entre los métodos de Yaroslavtziev y Laursen-Toch. En el segundo canal se trató de verificar para otras condiciones, las modificaciones propuestas para la determinación de la socavación obtenida del primer modelo. En el tercero se estudió someramente la socavación en gravas y protecciones formadas con pedraplenes y por último, en las instalaciones para estudios aerodinámicos, se probaron distintos tipos de protección.

En las figuras T, U y V se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de las partículas tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

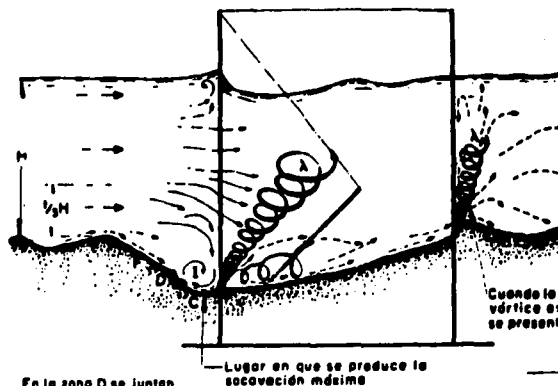
Es importante aclarar que todos los valores de la socavación registrados con lo que se trabajó, corresponden a los máximos observados, los cuales no siempre se presentan en el mismo sitio de la pila. Esa ubicación depende de la velocidad de la corriente y de si la pila está o no esviada. Así la magnitud de la socavación cuando la velocidad es pequeña y apenas se inicia la erosión, es medida en la esquina de las pilas rectangulares y en las zonas laterales a los 65° respecto al eje en las circulares. Para velocidades mayores y siempre que el ángulo de incidencia sea de cero grados, la magnitud máxima de la erosión es medida en el frente de la pila cualquiera que sea su forma.

Si la pila está esviada, el valor de la socavación (ver fig. V) podrá ser medido en alguna parte del frente cuando la velocidad es menor que la crítica de arrastre. Si la velocidad es tal que ya se tiene un arrastre continuo de partículas, la máxima erosión se mide en el frente de la pila y si la velocidad es mucho mayor, en la esquina no protegida de aguas abajo (esquina c).

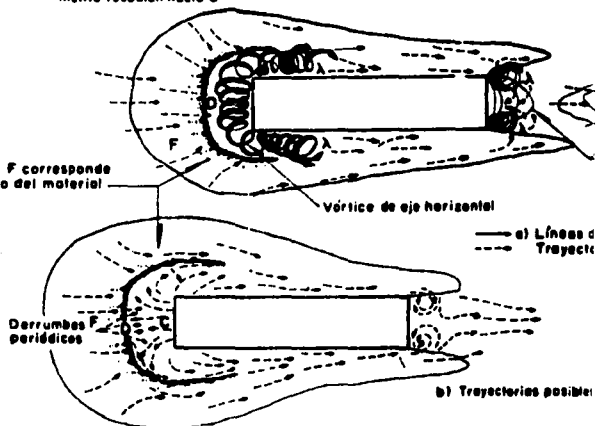
En un principio todos los datos obtenidos de cada ensayo para la condición de máxima socavación fueron resumidos en tablas. Con ellos y por medio del análisis dimensional se obtuvieron varios parámetros dimensionales que revelaban al graficarlos alguna dependencia con la socavación. De entre ellos se obtuvo al final una gráfica para las pilas rectangulares, redondeadas y circulares que concordaba con la mayoría de los valores observados (figs. W, X, Y).

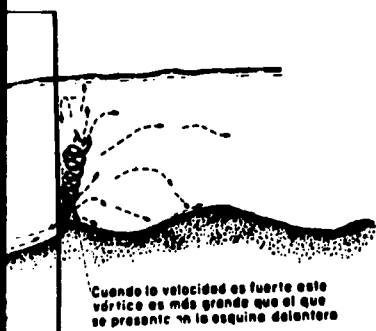


**Estado inicial de socavación.** En una pila rectangular se inicia en los esquinas debido a dos vórtices de eje vertical que ahí se presentan



En la zona D se juntan las partículas que vienen de direcciones opuestas. Los granos ahí depositados periódicamente resbalan hasta C

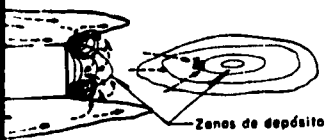




Cuando la velocidad es fuerte este vórtice es más grande que el que se presenta en la esquina delantera

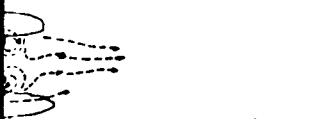
vertical

— Líneas de corriente  
- - - Posibles trayectorias de las partículas del fondo

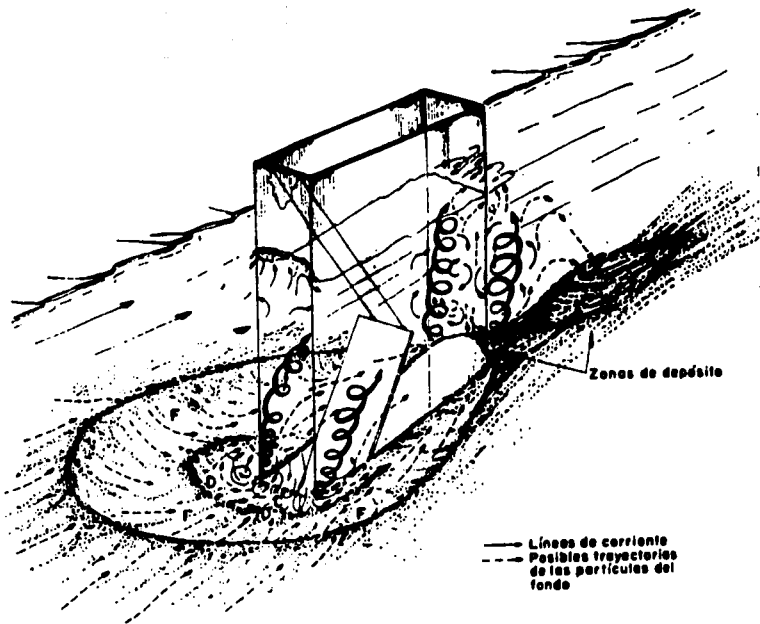


horizontal

a) Líneas de corriente  
Trayectorias de las partículas



b) Trayectorias posibles de las partículas



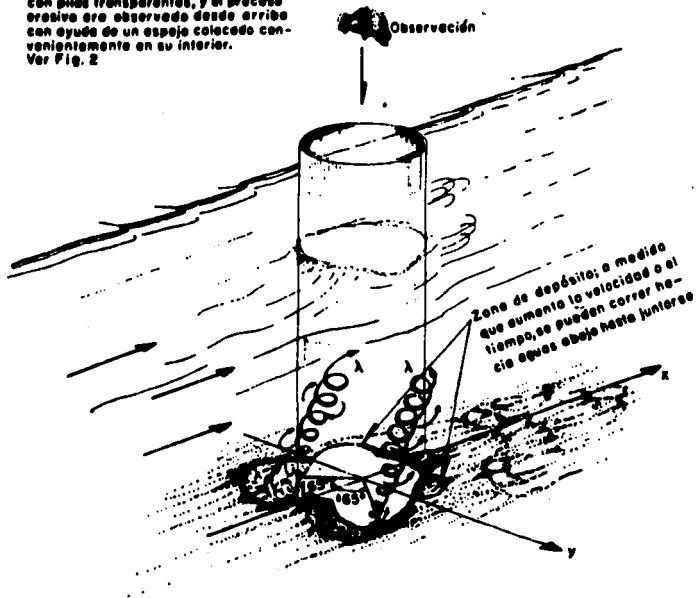
Cuando el fondo es plano y todavía no hay arastro se forman aguas abajo de la pile dos brazos simétricos de ondulaciones, los cuales se han esquematizado en la Figura 3, de la pile circular.

Estado avanzado de socavación

Fig. T Socavación en pilas rectangulares

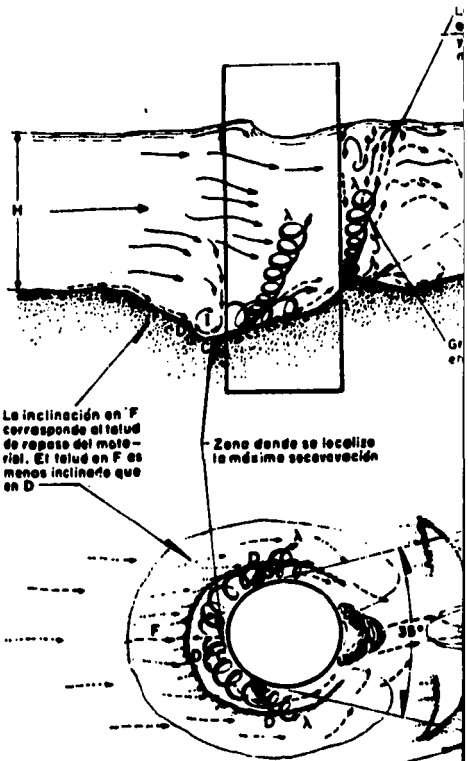
FALLA DE ORIGEN

Todos los ensayos se realizaron con pilas transparentes, y el proceso erosivo era observado desde arriba con ayuda de un espejo colocado convenientemente en su interior. Ver Fig. 2



Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (eje x). Los vértices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.



Cuando todavía no hay arrastre, aguas abajo de la pila se forman dos brazos de rizo, los cuales forman entre ellos un ángulo de 30° a 40°. Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.

La cantidad de material sólido que es levantado es mucho mayor que para pilas de otro tamaño.

Zonas de depósito

Esta zona se puede extender hacia aguas abajo

Gran cantidad de material en suspensión

Las partículas que resbalan y caen de F y las que son levantadas de C, se juntan en la zona D, de donde periódicamente se precipitan sobre C. Así, su movimiento es en zig-zag hacia los lados, hasta que son arretradas y sacadas del hoyo que aquí aparece.

Orbitaciones simétricas que aparecen aguas abajo de la pile

Zona de depósito que puede extenderse hacia aguas abajo

Estado avanzado de sacavación

Zonas de depósito

Zona en que se tiene un cierto grado de sacavación

—→ Líneas de corriente  
 - - - - - Posibles trayectorias de las partículas  
 A Vértices de eje vertical

Fig. U Sacavación en pilas circulares

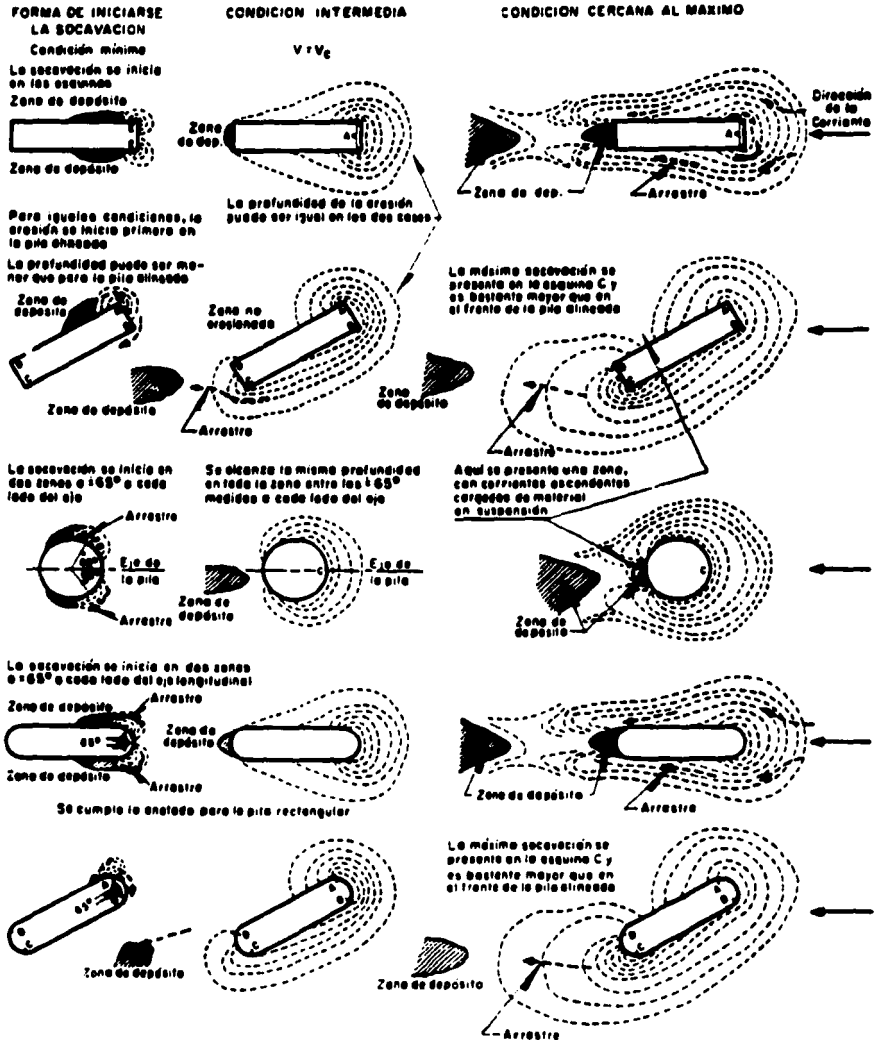
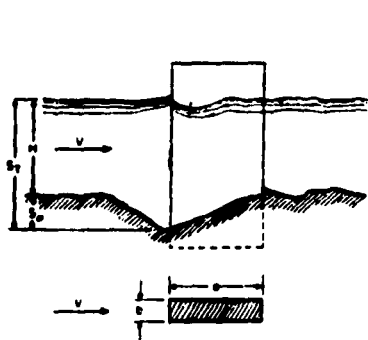


FIG. V Etapas del proceso erosivo



# TESIS PROFESIONAL



a) Si la pila está alineada con el flujo.

$$b, 1b$$

$$f_c = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{M}{b_1} = f_c^2 f_c \frac{v^2}{gW}$$

$$S = \frac{v}{b_1}$$



en que  $S_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia

$\phi$	$f_c$
0°	1
15°	1.25
30°	1.4
45°	1.65

### SÍMBOLOS

- Área negra, diám. = 0.17mm
- Área gris, diám. = 0.36mm
- Área rosa, diám. = 1.30mm
- Ángulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$
- Ángulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$

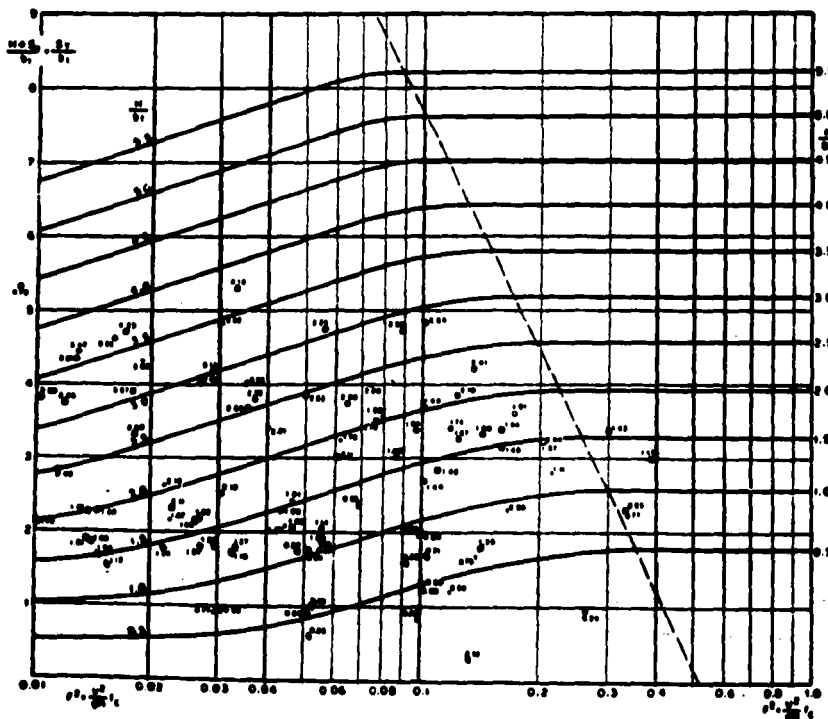
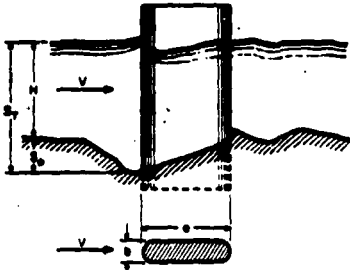


FIG. W Pila rectangular

FALLA DE ORIGEN

# FALLA DE ORIGEN

## TESIS PROFESIONAL



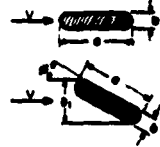
a) Si la pila está alineada con el flujo:

$$h_1 = h$$

$$f_2 = 1$$

b) Si la pila forma un ángulo  $\alpha$  cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{h_1}{h} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

$$f_2 = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$$


en que:

$h_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente  $f_2$  es variable y depende del ángulo de inclinación

$\alpha$	$f_2$
0°	1
15°	1.29
30°	1.4
45°	1.65

### SÍMBOLOS

- Arroyo negro, diám. = 0.17 mm
- Arroyo verde, diám. = 0.30 mm
- Arroyo rojo, diám. = 1.20 mm
- Ángulo de inclinación  $\alpha = 15^\circ$
- Ángulo de inclinación  $\alpha = 30^\circ$

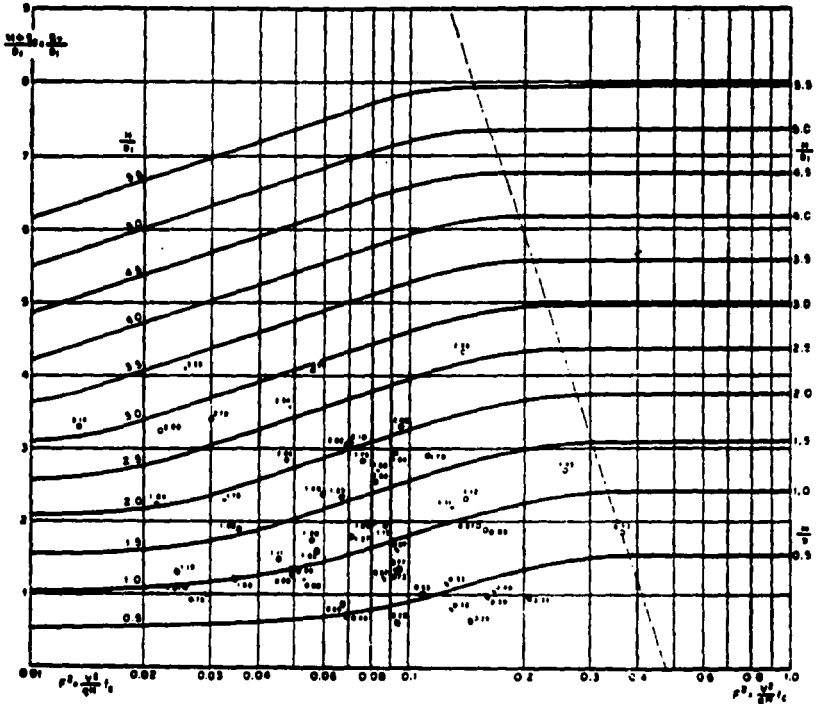
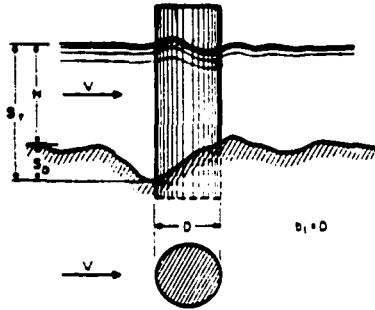


FIG. X Pila redondeada

FALLA DE ORIGEN



SÍMBOLOS

- Arene negra, diám = 0.17mm
- Arene gris, diám = 0.86mm
- Arene roja, diám = 1.50mm

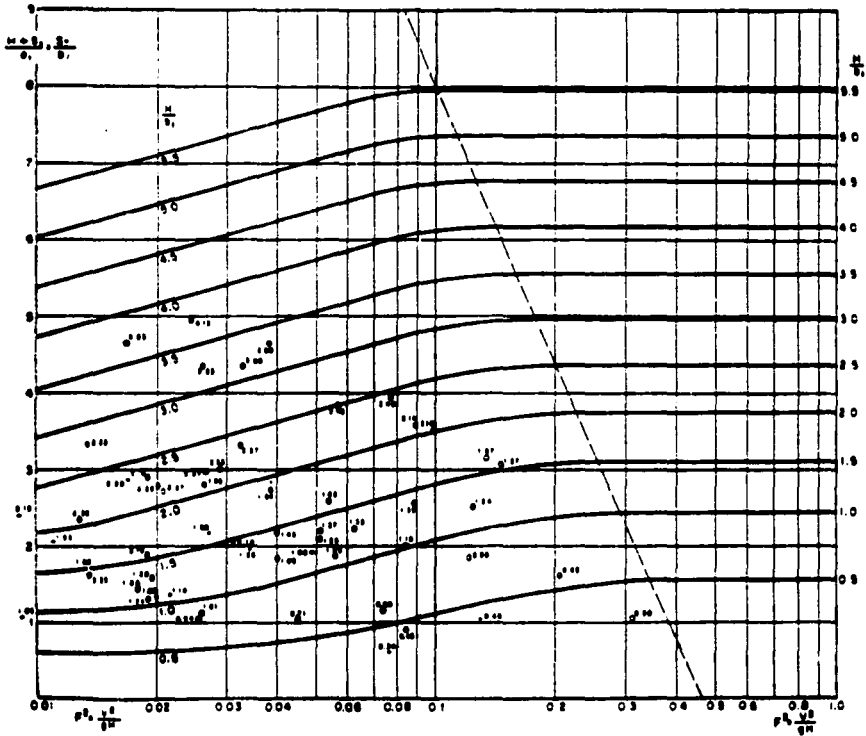


FIG. Y Pila circular

TESIS PROFESIONAL

Los parámetros dimensionales que en ellas intervienen son  $H + S_0/b_1$  y  $F^2 = v^2/gH$  en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente y con  $H/b_1$  como parámetro interior, con lo que se tiene una curva para cada valor fijo de  $H/b_1$  que se haya seleccionado.

Las variables anteriores significan:

- H = tirante medio aguas arriba de la pila, antes de la erosión
- $S_0$  = socavación medida desde el nivel del fondo
- $b_1$  = proyección de la sección de la pila en dirección normal a la corriente
- v = velocidad media de la corriente frente a la pila

En general para pilas esviajadas, el parámetro  $F^2$  se debe corregir y se puede expresar como:

$$F^2 = f_c \frac{v^2}{gH} \dots\dots\dots IX.B.3.1.$$

en que  $f_c$  es un coeficiente de corrección que depende del ángulo de esviajamiento, según se indica en las figs. W y X.

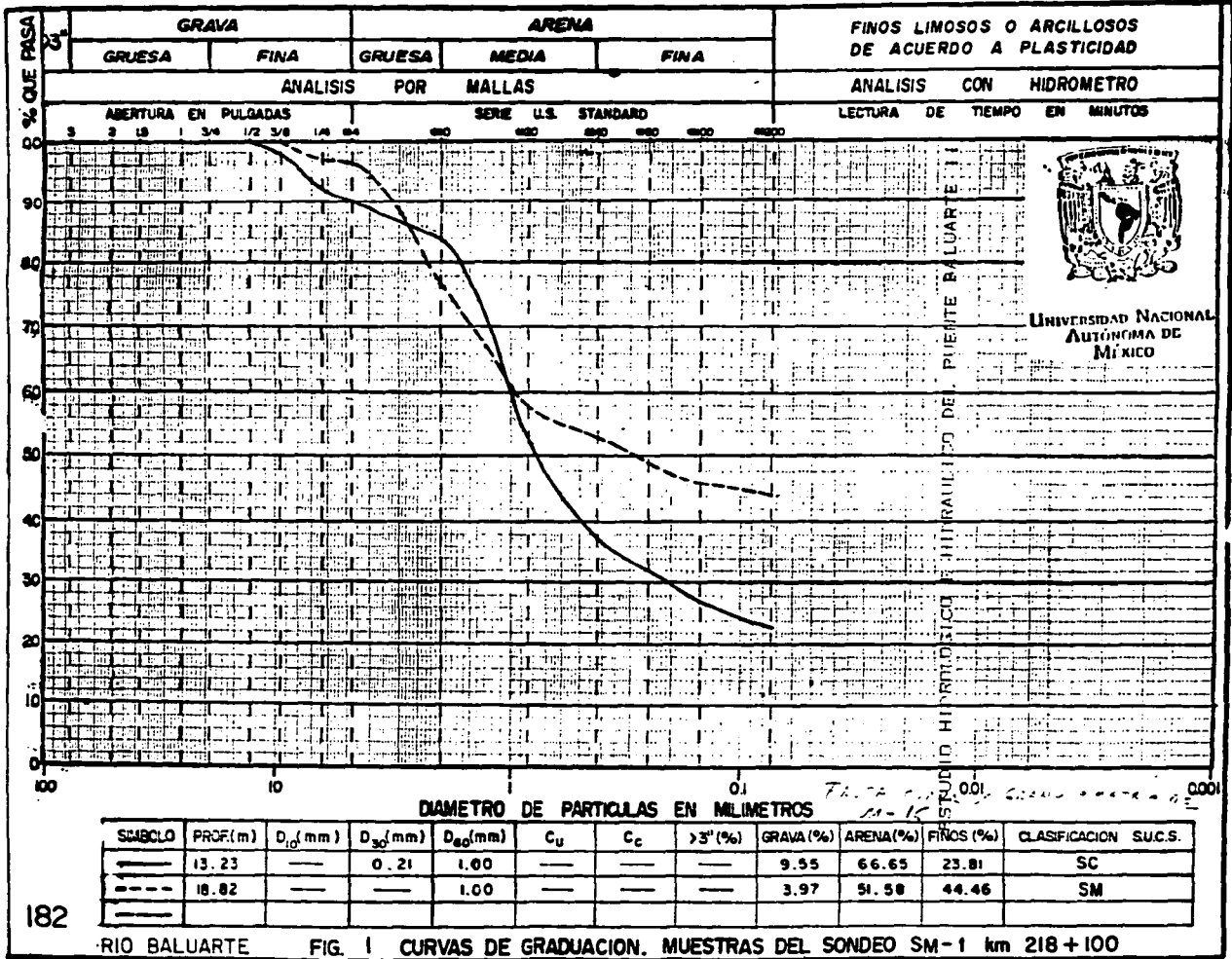
Un hecho importante que se destaca de las curvas presentadas, las cuales fueron trazadas para materiales cuyos diámetros medios eran 0.17 y 0.56 mm, es que cuando se desea obtener la socavación en un fondo cuyo diámetro medio es 1.30 mm, por ejemplo, la gráfica siempre da valores mayores que los obtenidos; esa diferencia es tanto mayor cuanto menor es el parámetro  $F^2$ . Cuando este parámetro es mayor de 0.1 ya no se nota la influencia del diámetro. En otras palabras, el diámetro del material claramente influye en el valor de la socavación y su influencia es menor a medida que aumenta el valor de  $F^2$ .

Dos son las limitaciones principales con que puede tropezar quien desee utilizar las gráficas propuestas. La primera es que han sido construidas únicamente para tres diferentes formas de pila, una de las cuales solo tiene interés teórico; esta es la rectangular. Esta forma de pila fue escogida porque es mencionada por la mayoría de los investigadores que han estudiado este problema y los resultados por ellos obtenidos eran muy fáciles de relacionar con los experimentos.

FALLA DE ORIGEN

**FIGURAS 2**

FALLA DE ORIGEN

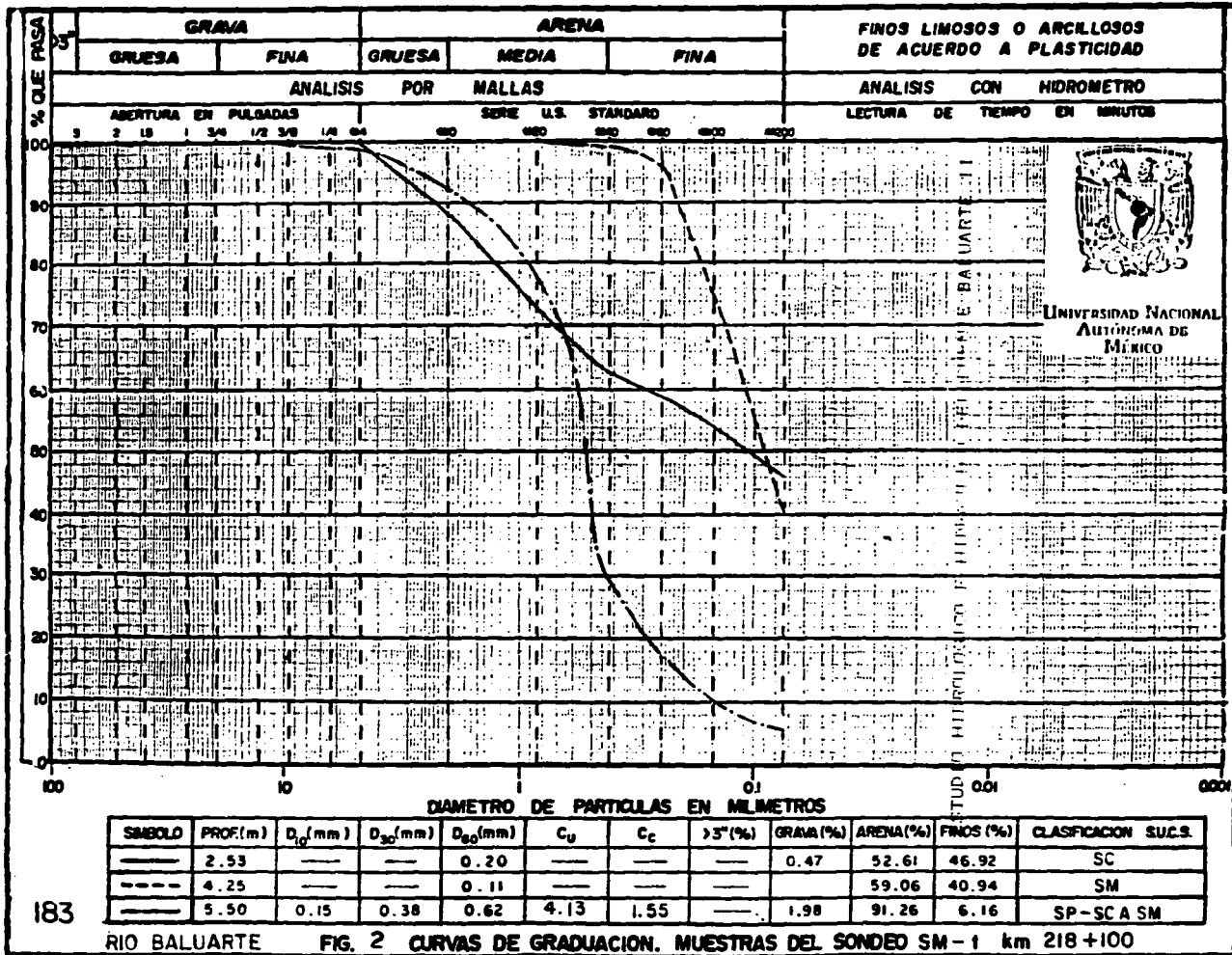


MOEDLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3' (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION S.U.C.S.
—	13.23	—	0.21	1.00	—	—	—	9.55	66.65	23.81	SC
- - -	18.82	—	—	1.00	—	—	—	3.97	51.58	44.46	SM

182

RIO BALUARTE FIG. 1 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-1 km 218+100

FALLA DE OCHOEN



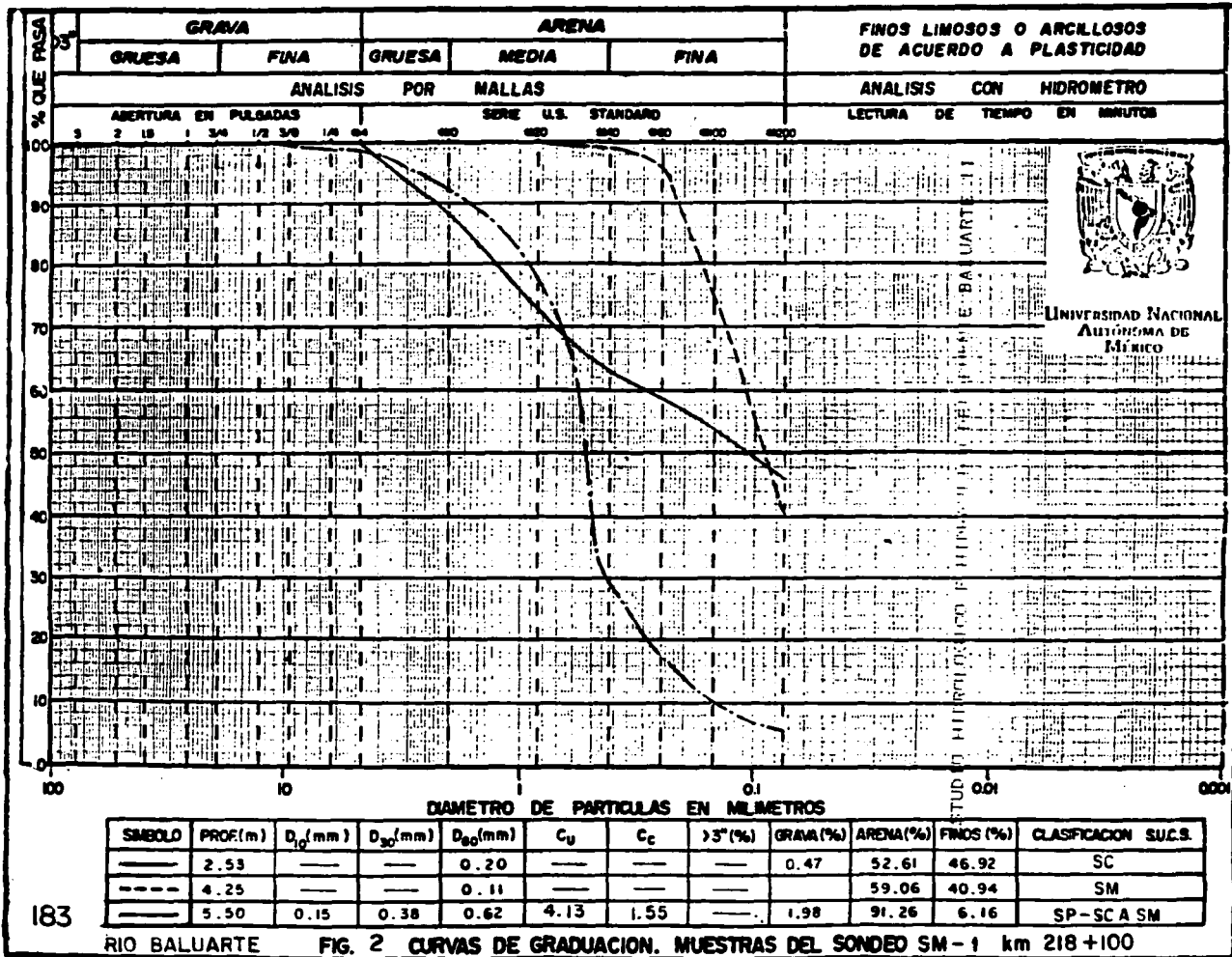
183 RIO BALUARTE

FIG. 2 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-1 km 218+100



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

CALLE DE CIENEN



RIO BALUARTE

FIG. 2 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-1 km 218+100

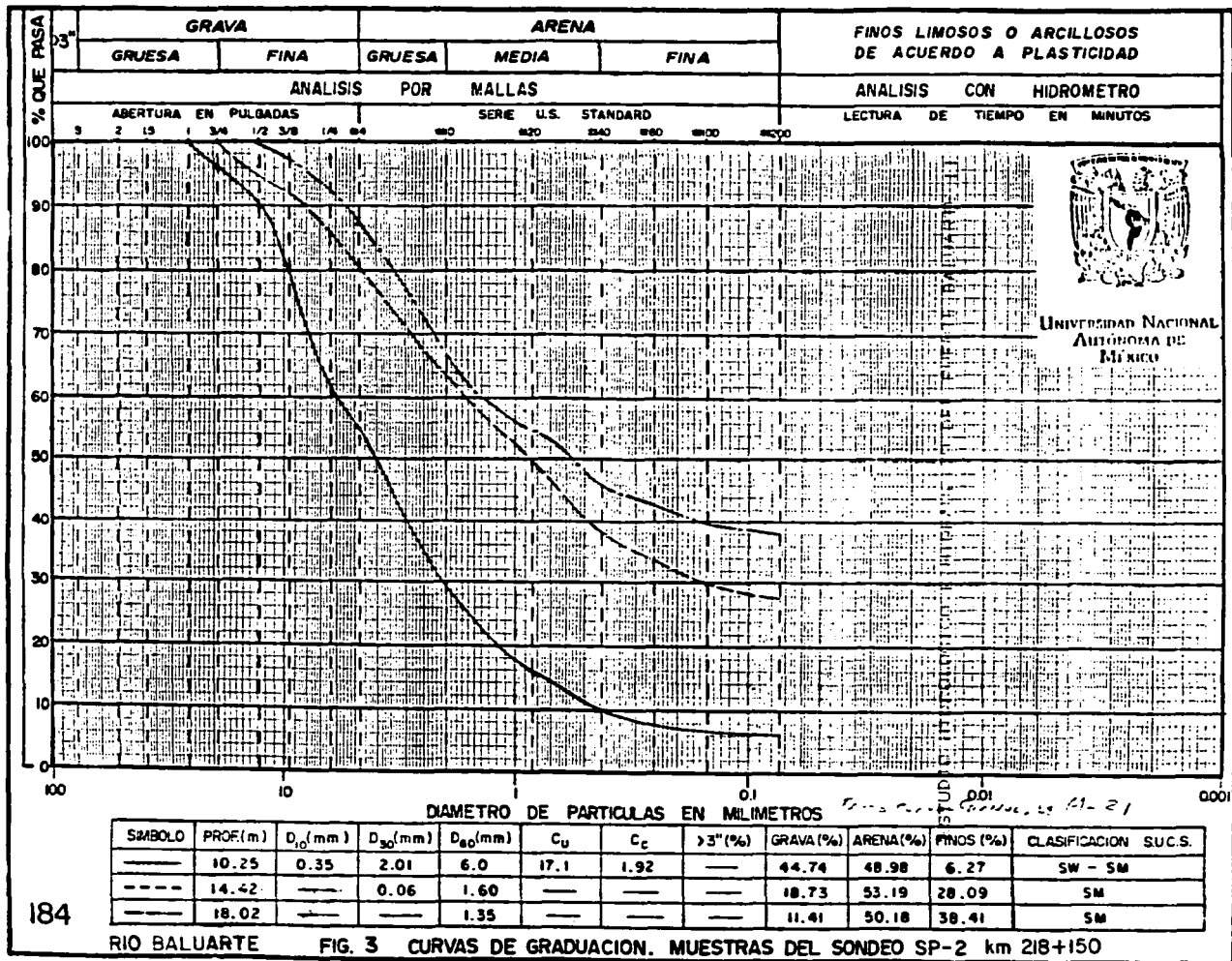


UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉJICO

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y TIPOLOGÍA DE SEDIMENTOS EN EL RÍO BALUARTE

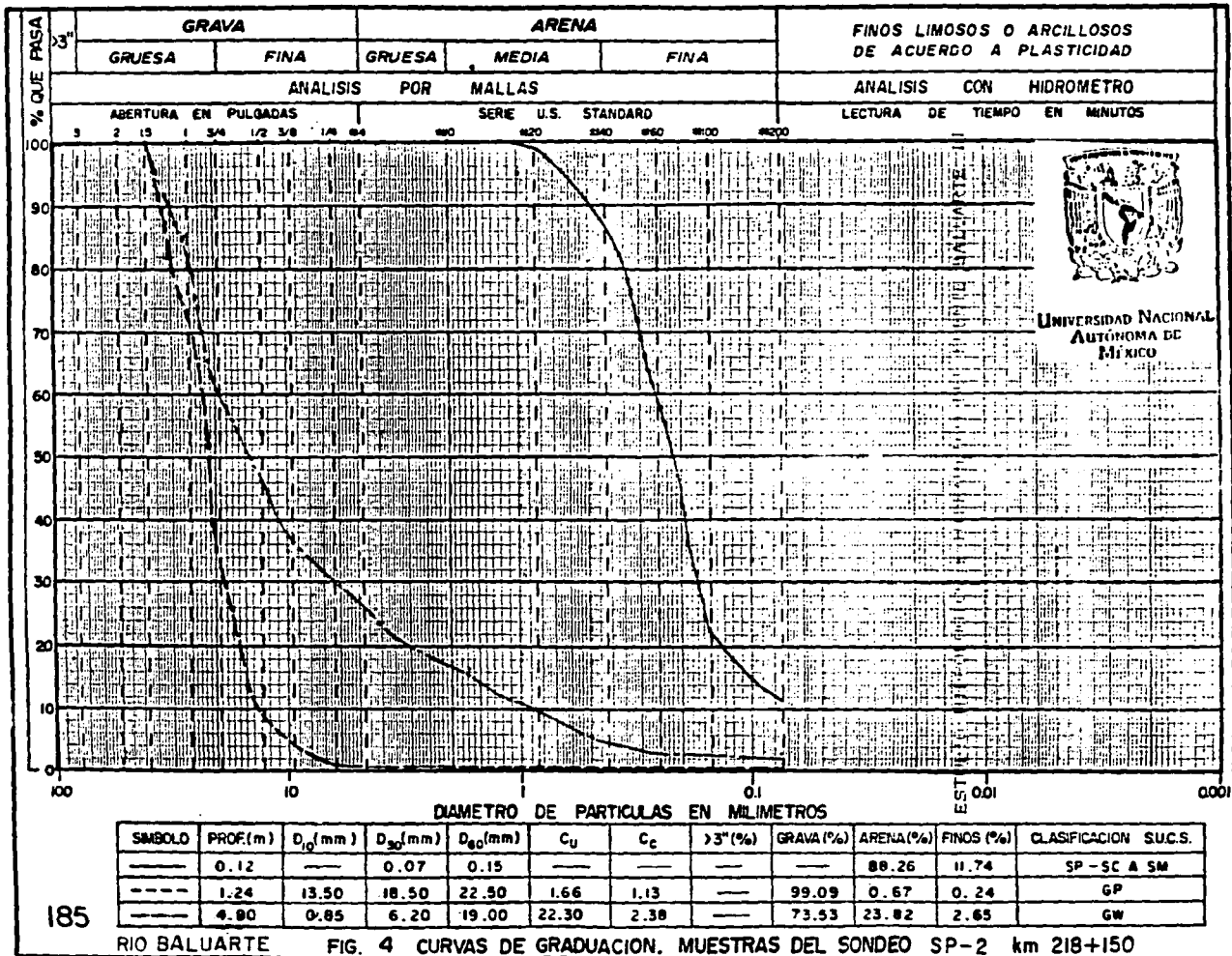


FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FALLA DE ORIGEN

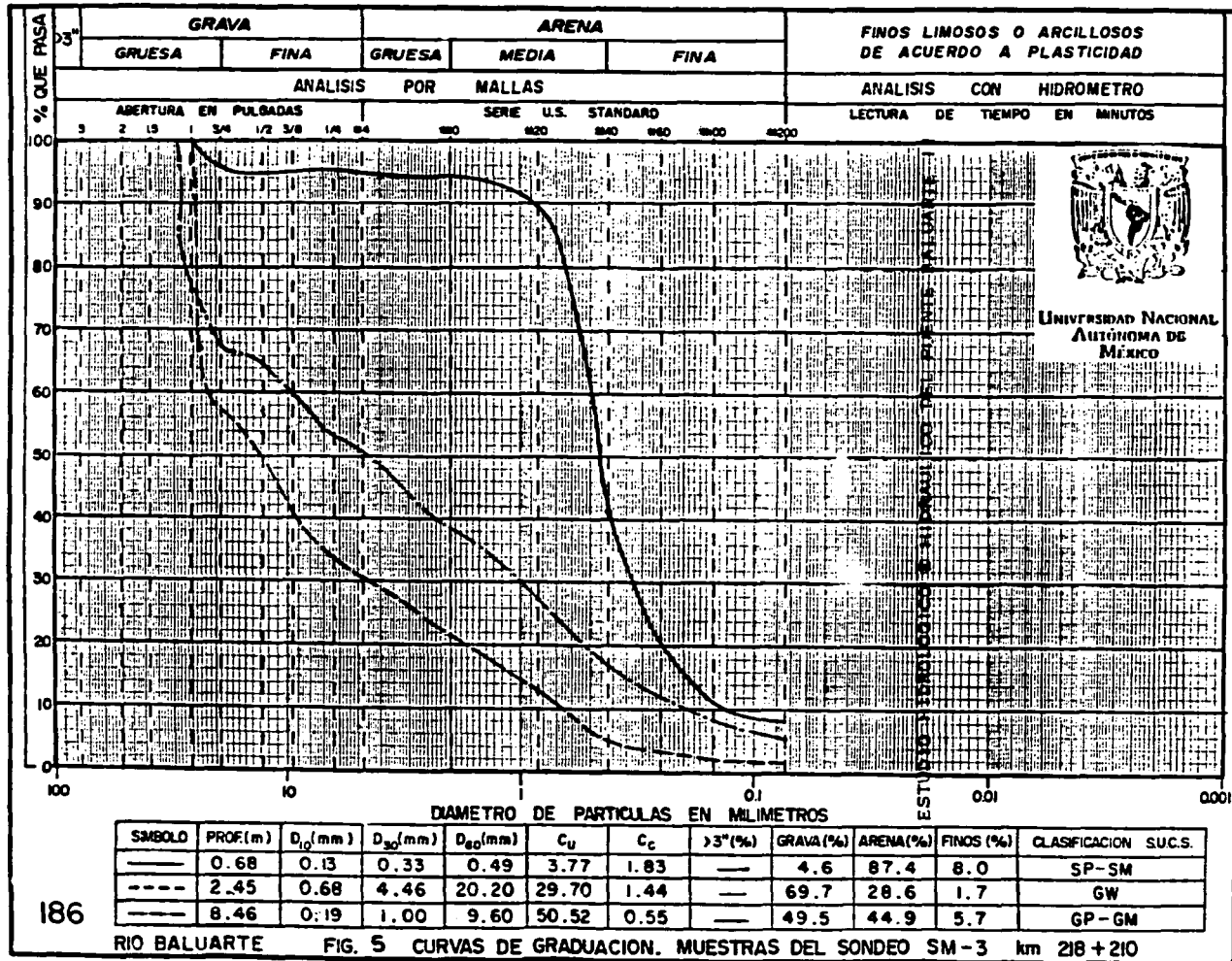


UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

185

RIO BALUARTE FIG. 4 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SP-2 km 218+150

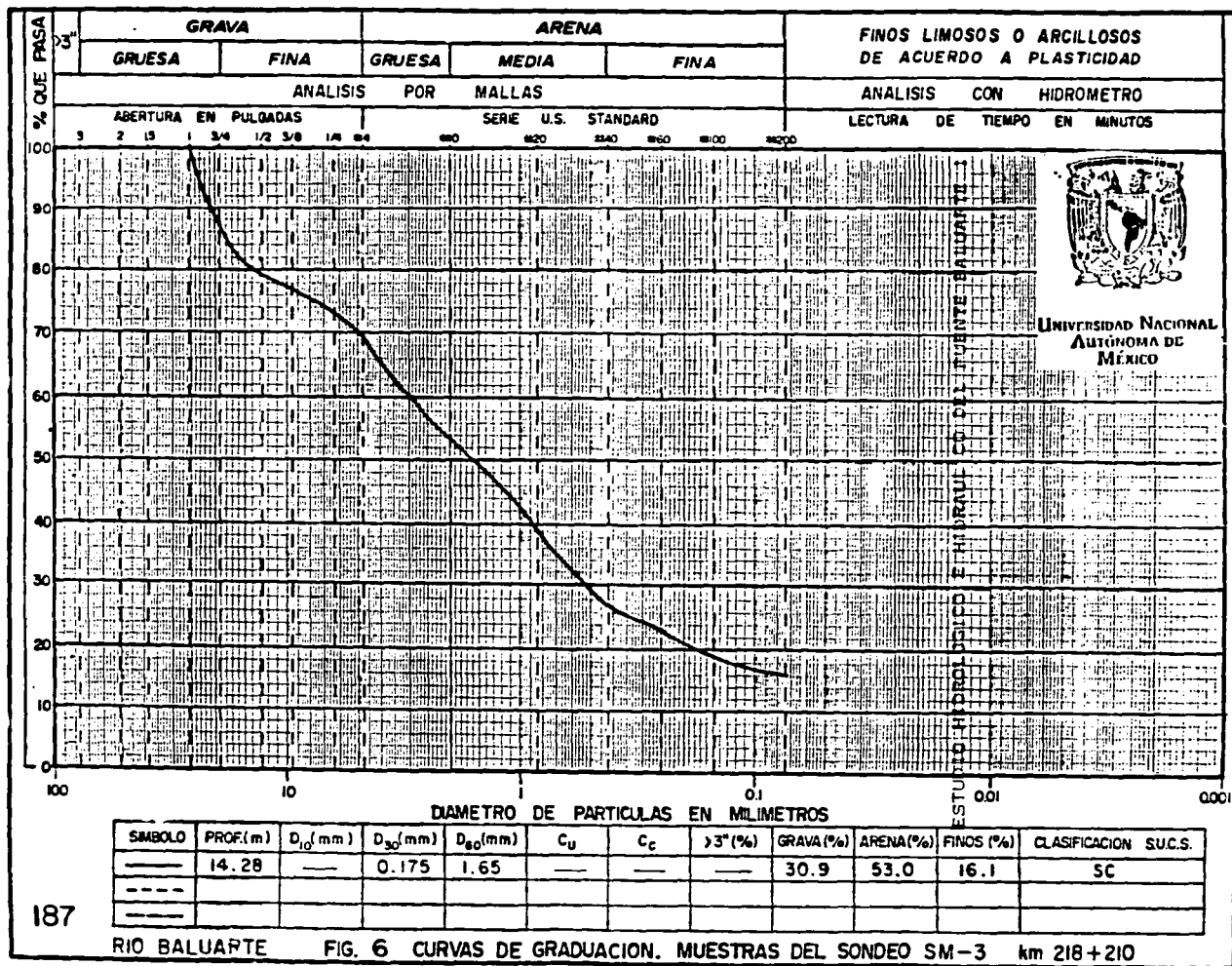
FALLA DE ORIGEN



186

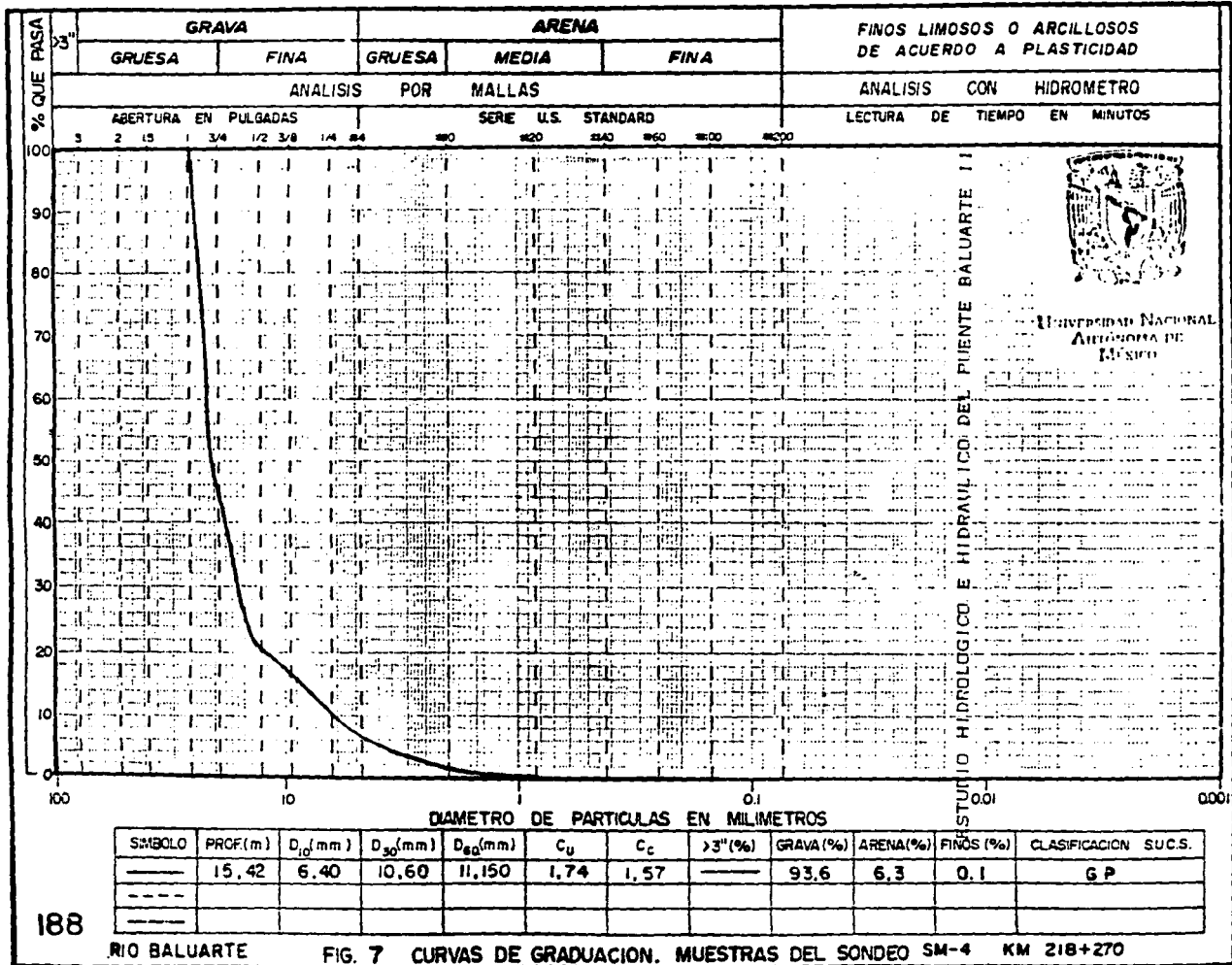
RIO BALUARTE FIG. 5 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-3 km 218 + 210

FALLA DE OPIDENI



RIO BALUARTE FIG. 6 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-3 km 218+210

FALLA DE GRADUACION

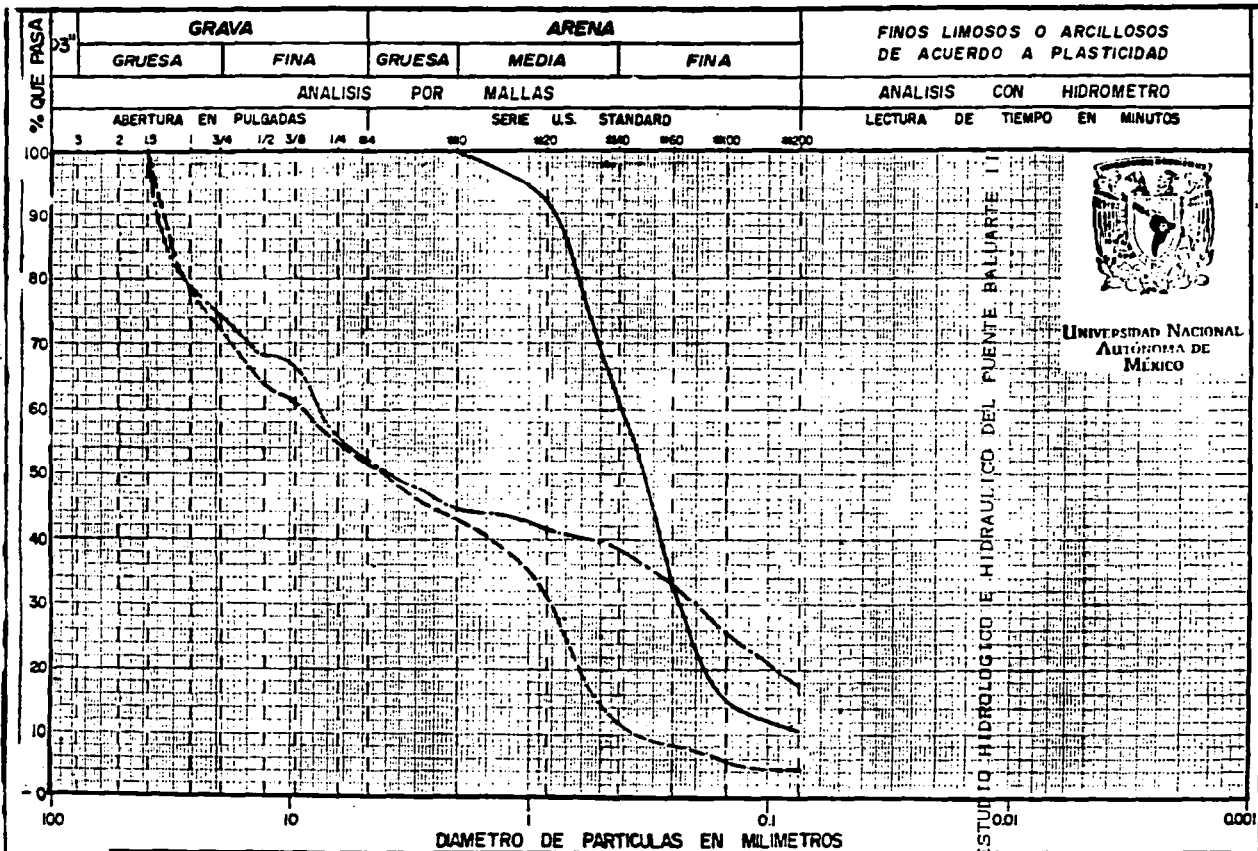


188

RIO BALUARTE

FIG. 7 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-4 KM 218+270

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL FUENTE BALUARTE I

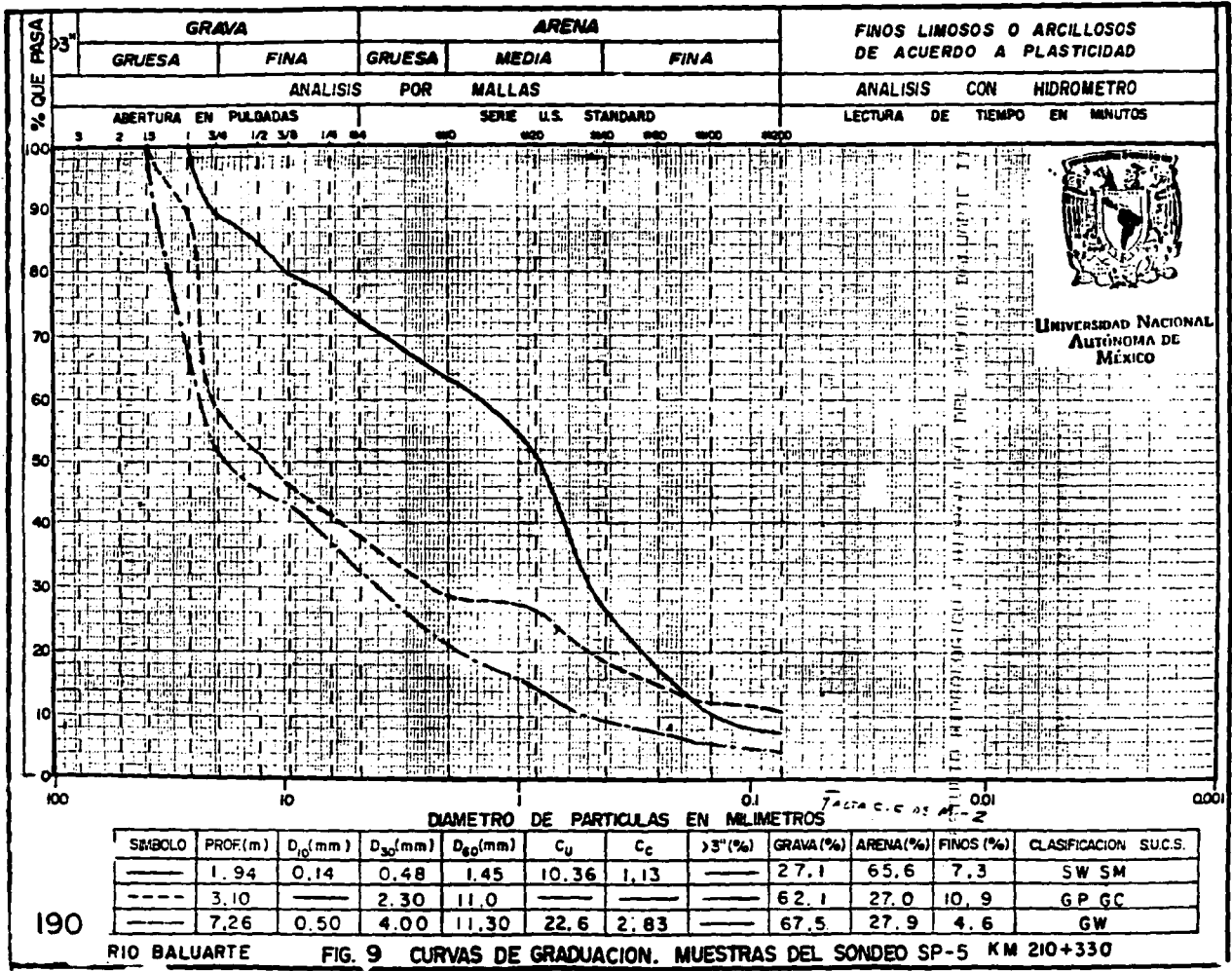
SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION SUC.S.
—	0.16	—	0.24	0.42	—	—	—	—	89.4	10.6	SP-SM
---	1.87	0.35	0.80	7.80	21.7	0.24	—	47.9	47.4	4.7	GP
—	11.62	—	0.20	9.0	—	—	—	48.5	33.6	17.9	GM

189

RIO BALUARTE

FIG. 8 CURVAS DE GRADUACION, MUESTRAS DEL SONDEO SM-4 KM 218+270

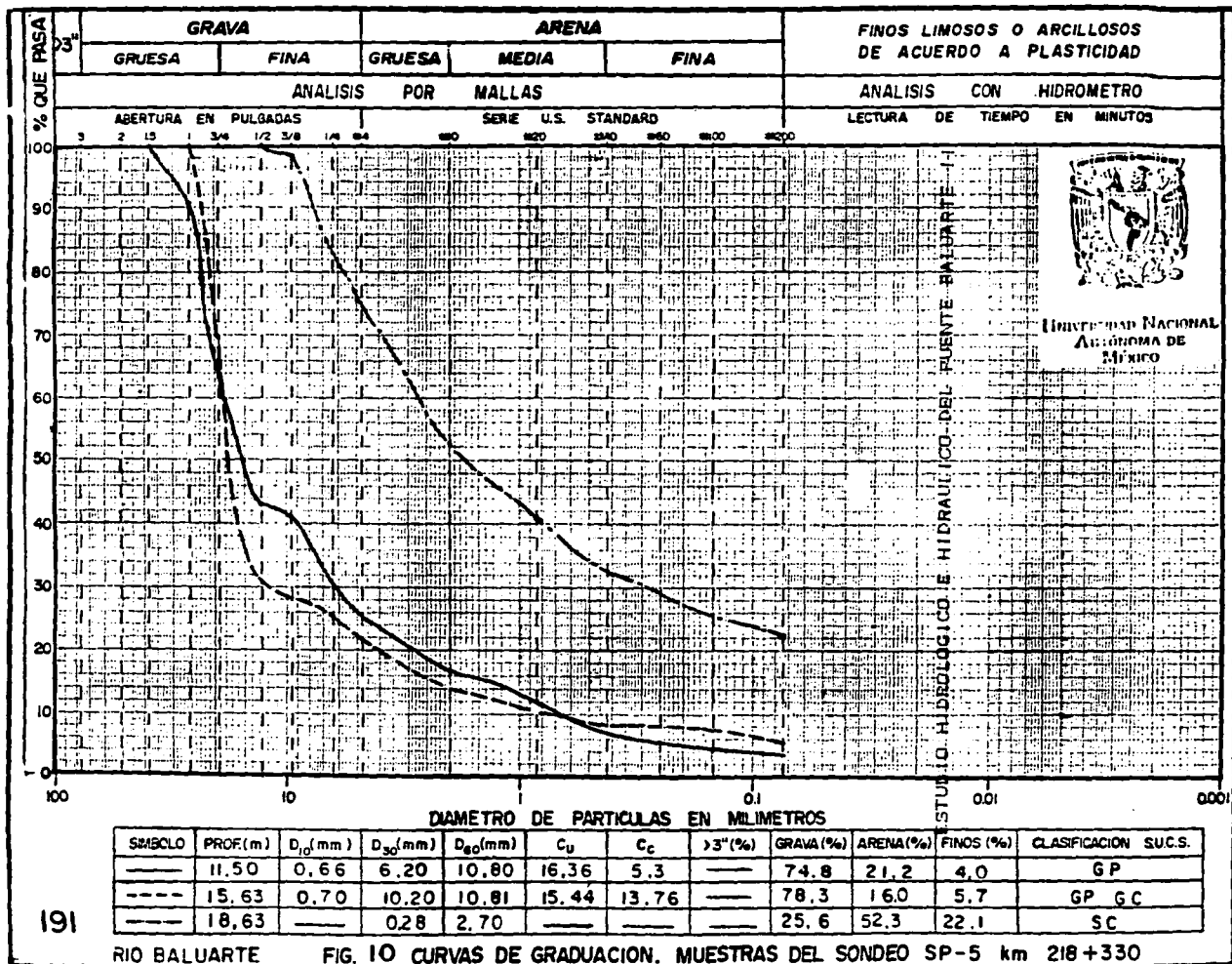
FALLA DE ORIGEN



RIO BALUARTE

FIG. 9 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SP-5 KM 210+330

190

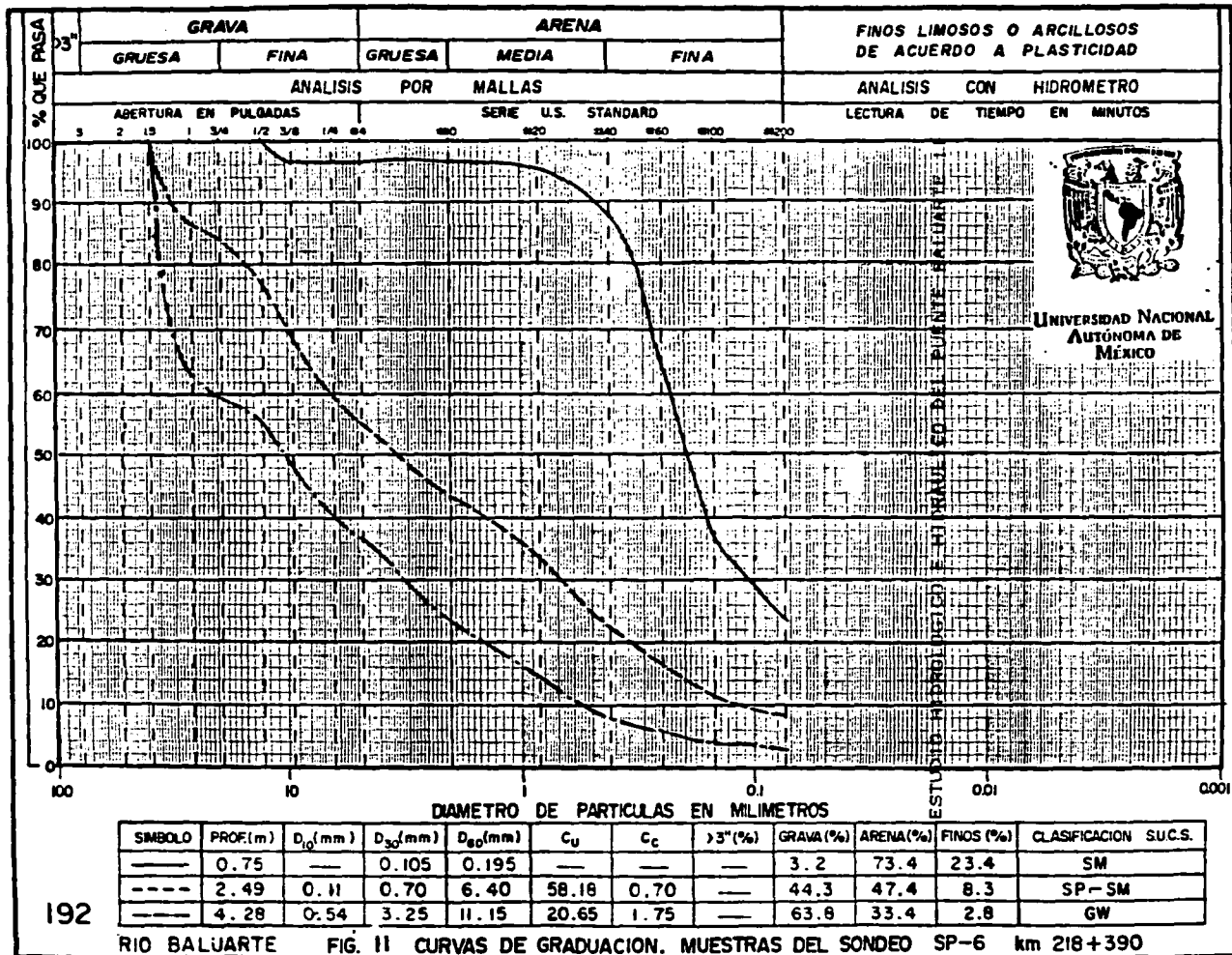


191

RIO BALUARTE FIG. 10 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SP-5 km 218+330

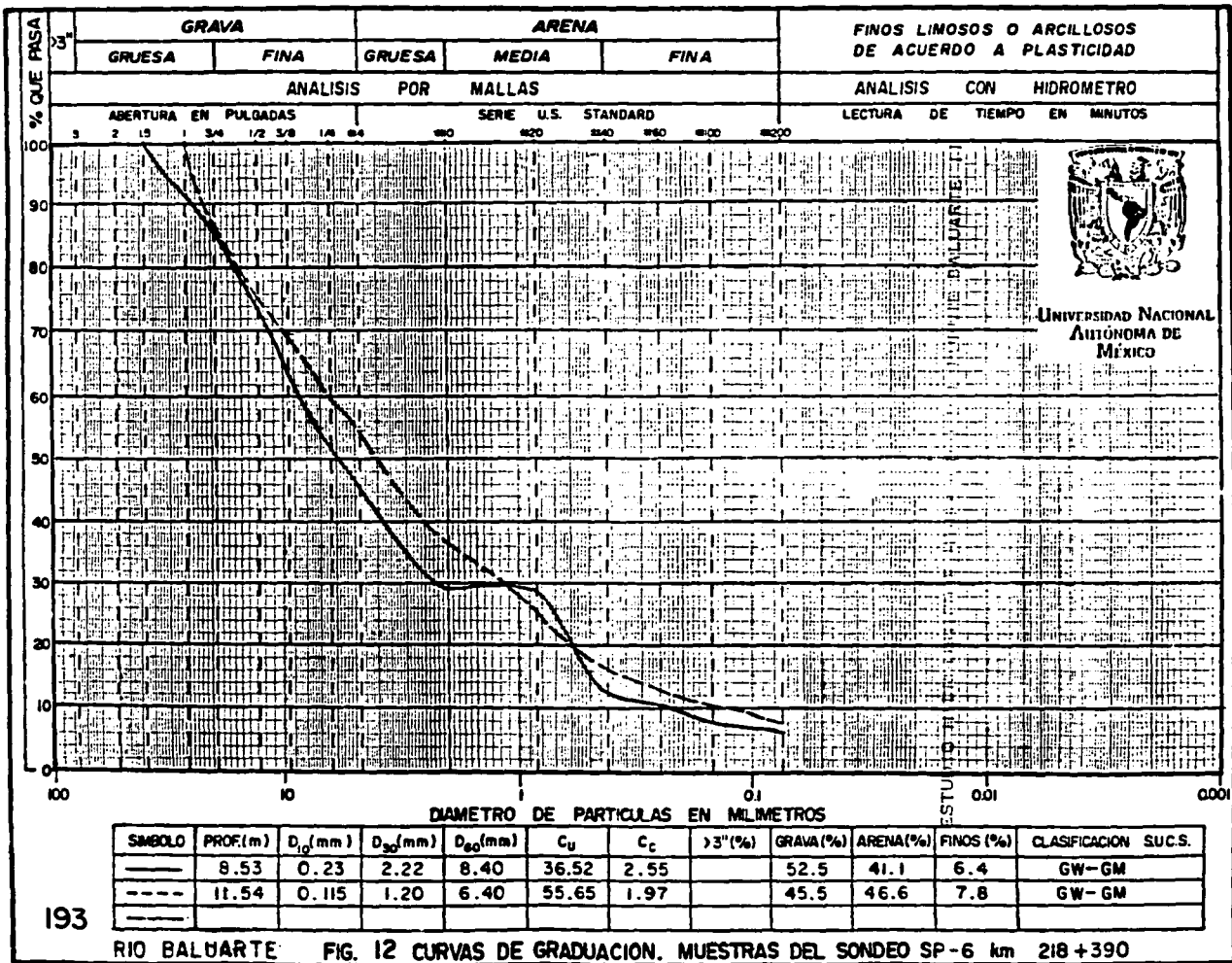


FALLA DE ORIGEN



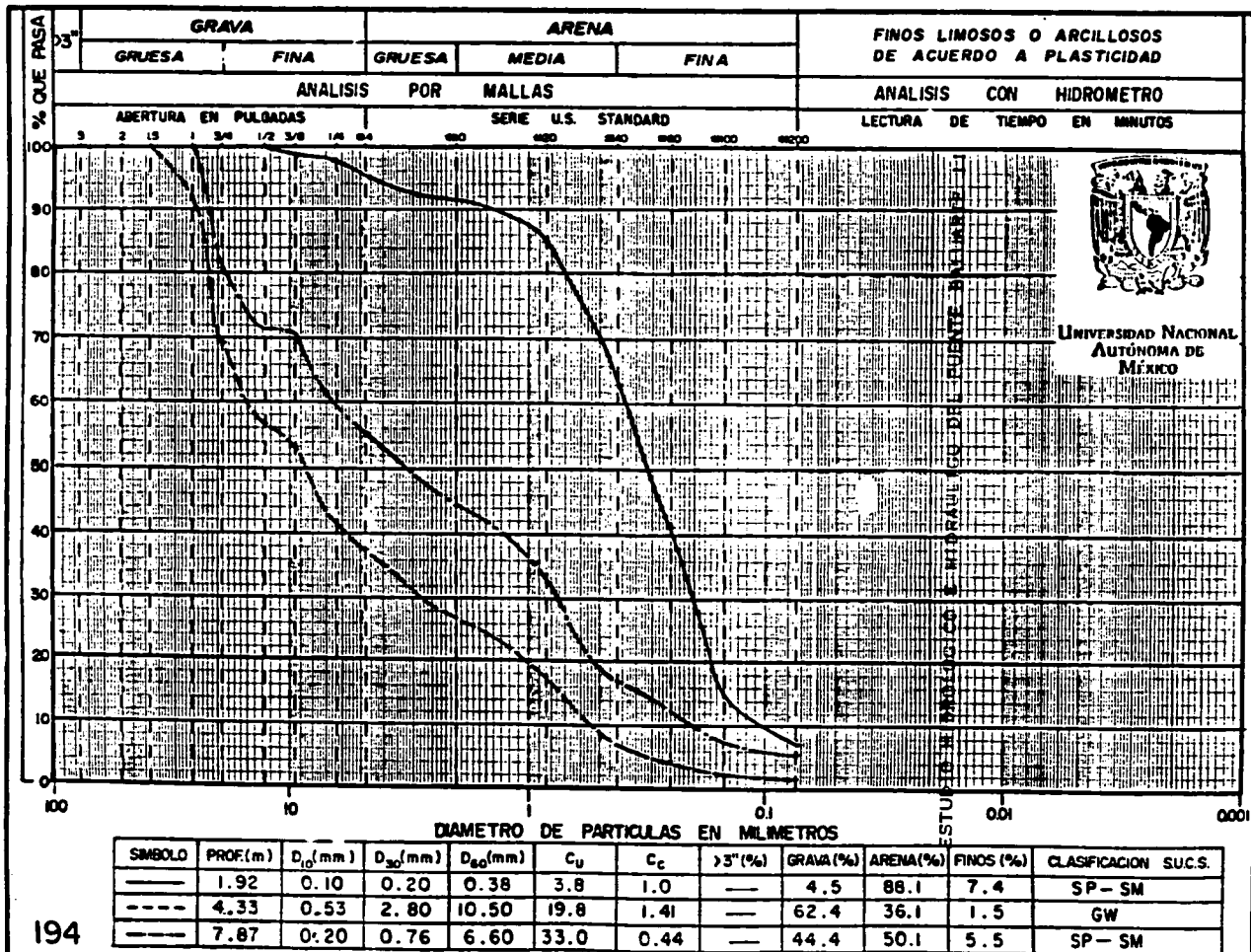
192

FALLA DE ORIGEN



RIO BALUARTE. FIG. 12 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SP-6 km 218+390

FALLA DE ORIGEN

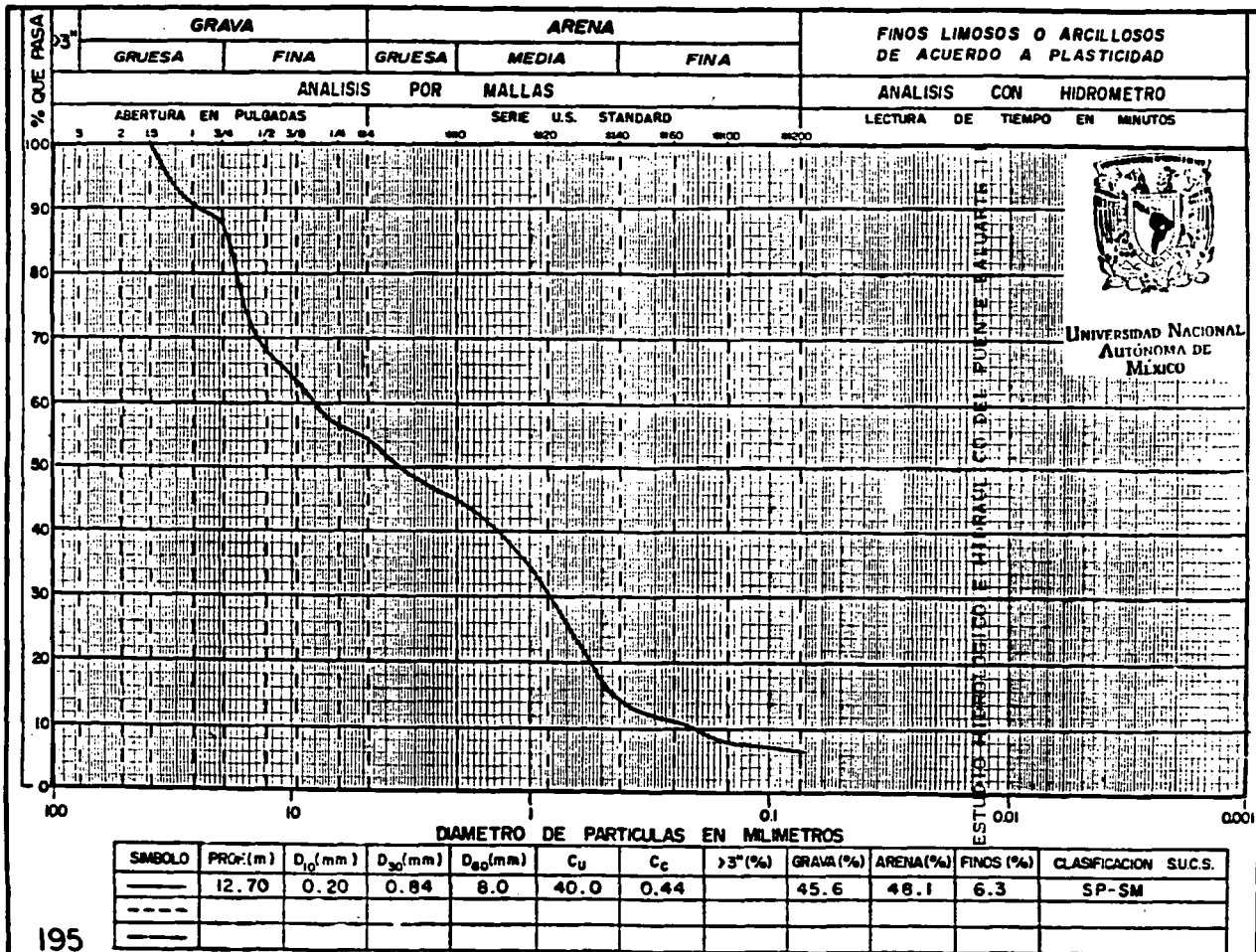


UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

194

RIO BALUARTE FIG. 13 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-7 km 218+450

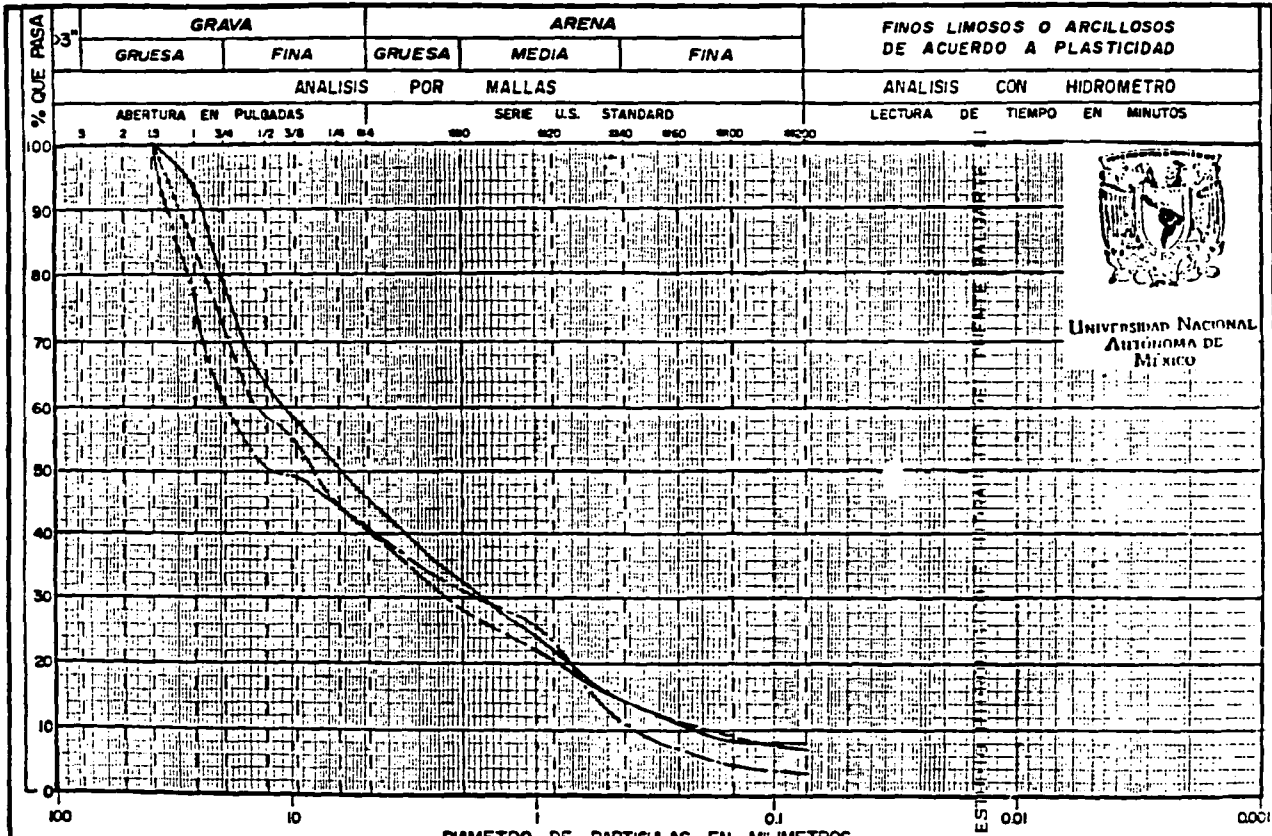
FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

RIO BALUARTE FIG. 14 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-7 km 218 +450

FALLA DE ORIGEN



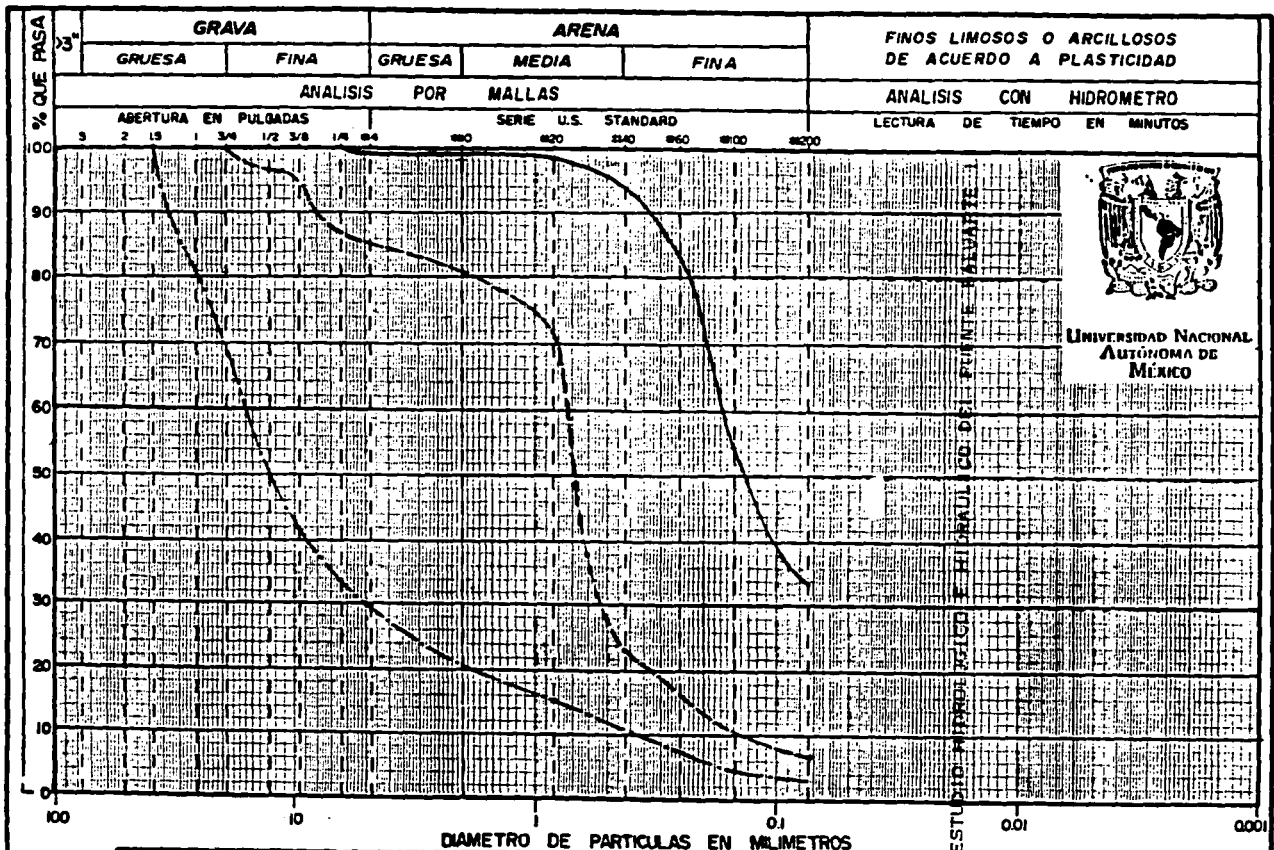
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3"(%)	GRAVA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	CLASIFICACION SUCS.
—	11.51	0.20	1.65	10.10	50.5	1.3	—	54.4	87.5	8.1	GW-GC
----	14.50	0.19	2.30	10.40	54.7	2.7	—	59.0	33.7	7.3	GW-GC
---	16.92	0.38	1.80	10.90	28.7	0.8	—	59.0	37.3	3.7	GP

196

RIO BALUARTE FIG. 15 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-8 km 218+500

FALLA DE ORIGEN



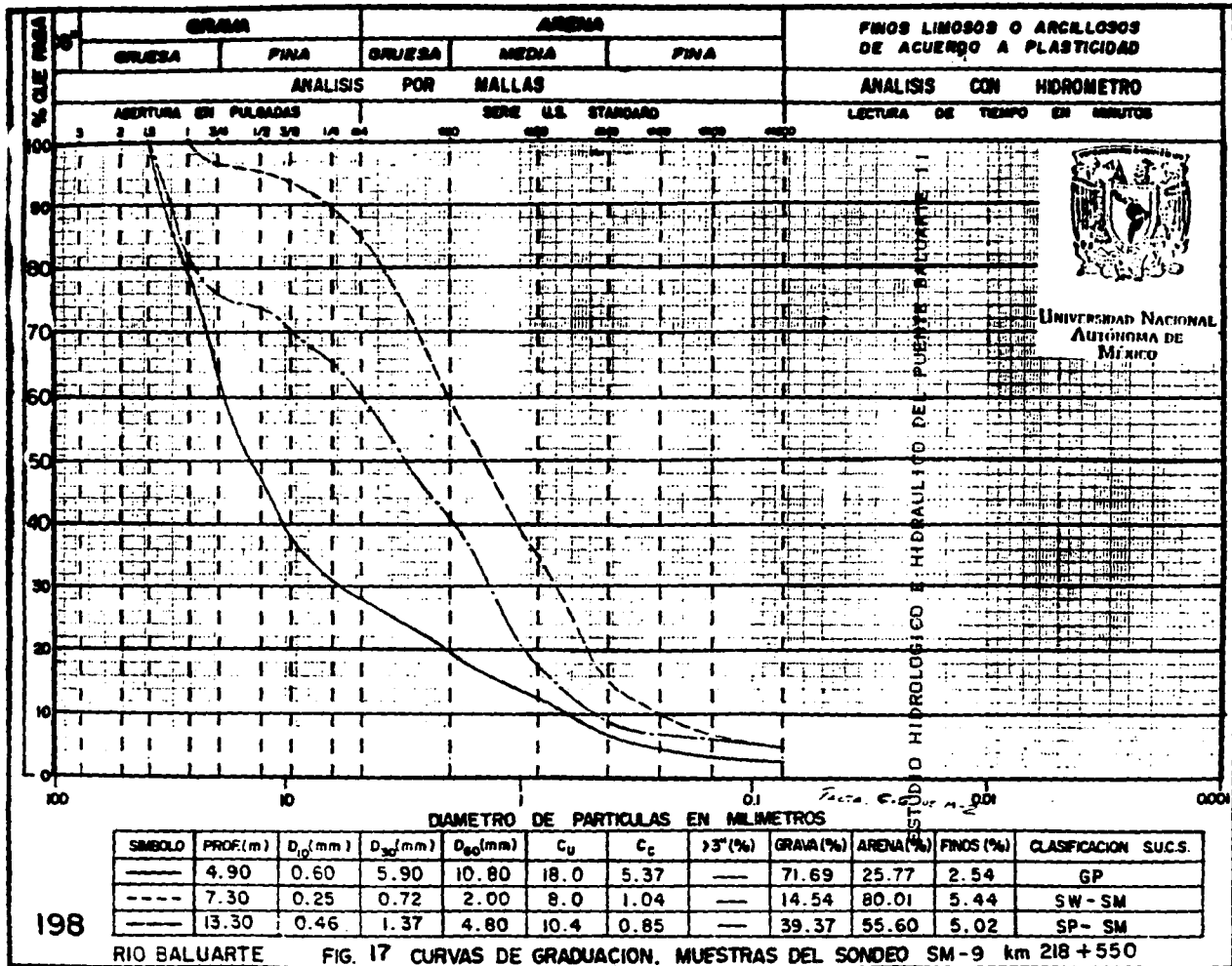
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION SUCS.
—	0.77	—	—	0.165	—	—	—	0.2	65.8	34.0	SC
- - -	2.52	0.13	0.52	0.72	5.54	3.0	—	14.5	78.6	6.8	SP-SC A SM
- · - ·	4.93	0.38	5.00	10.60	27.90	6.2	—	70.5	26.5	3.0	GP

197

RIO BALUARTE FIG. 16 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-8 km 218 +500

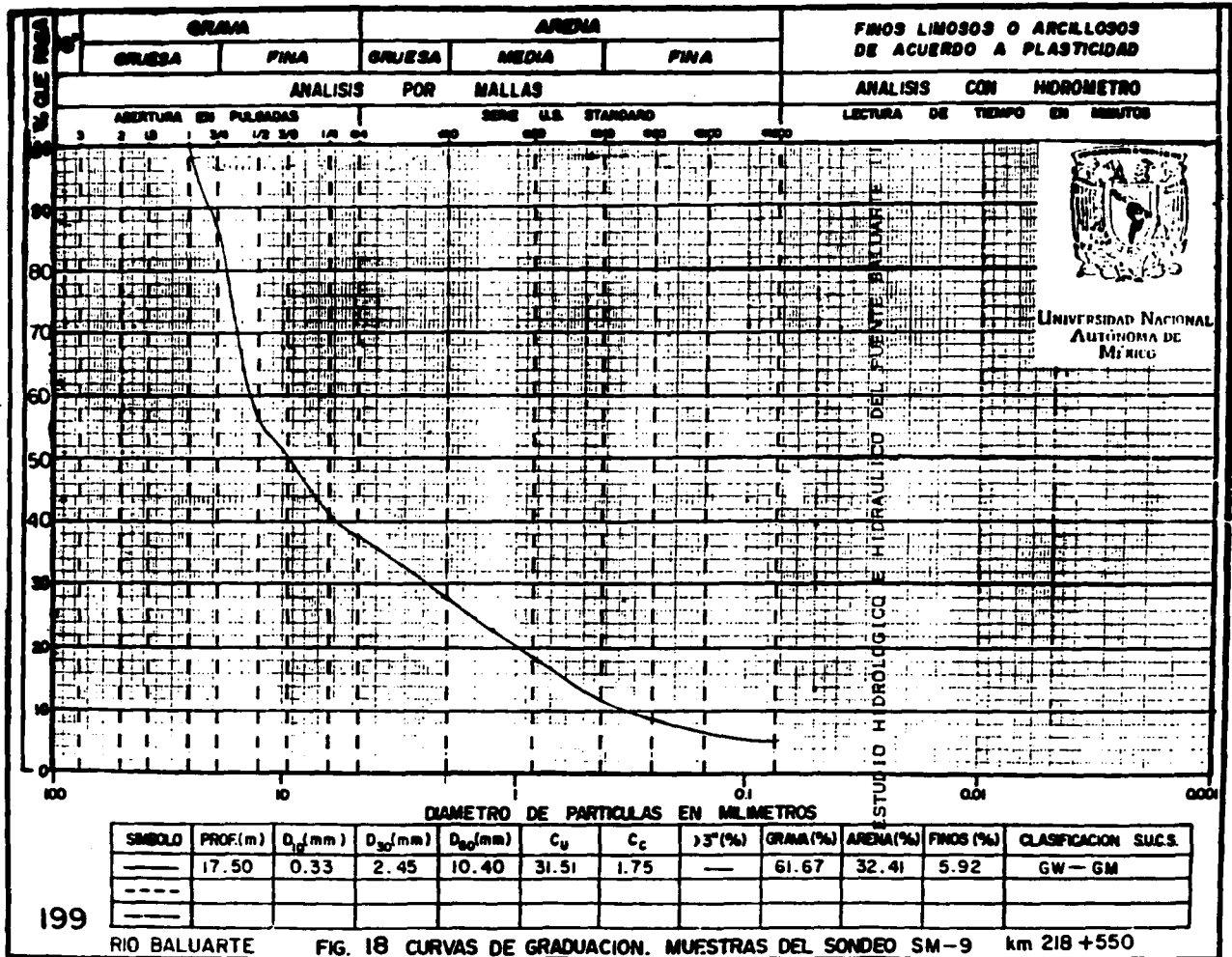
FALLA DE ORIGEN



198

RIO BALUARTE      FIG. 17 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-9 km 218 +550

CALLE DE AVILA



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

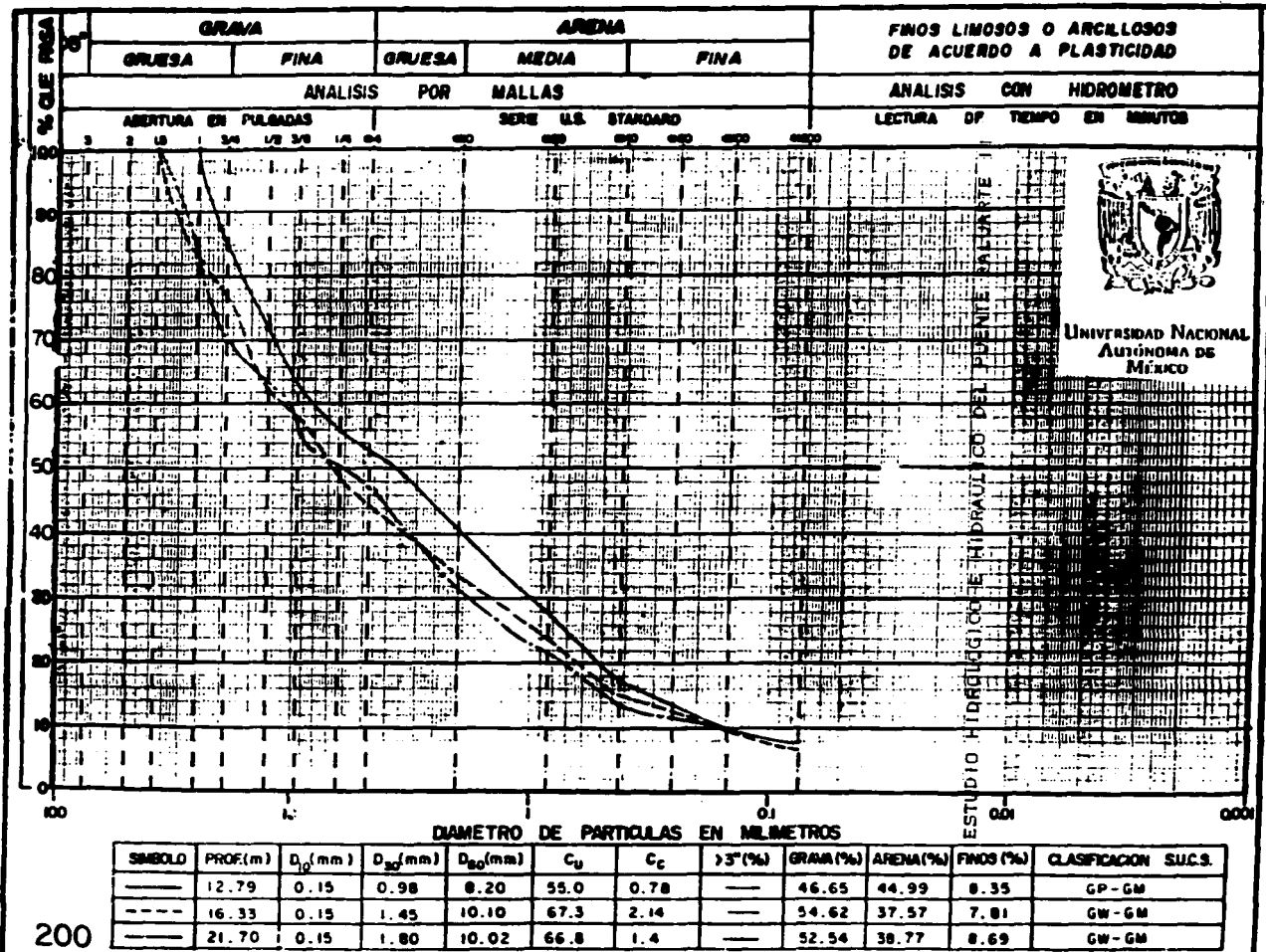
SÍMBOLO	PROF.(m)	$D_{10}$ (mm)	$D_{30}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u$	$C_c$	$\beta^3$ (%)	GRAMA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	CLASIFICACION SUCS.
—	17.50	0.33	2.45	10.40	31.51	1.75	—	61.67	32.41	5.92	GW - GM
- - -											
—											

199

RIO BALUARTE FIG. 18 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-9 km 218 +550



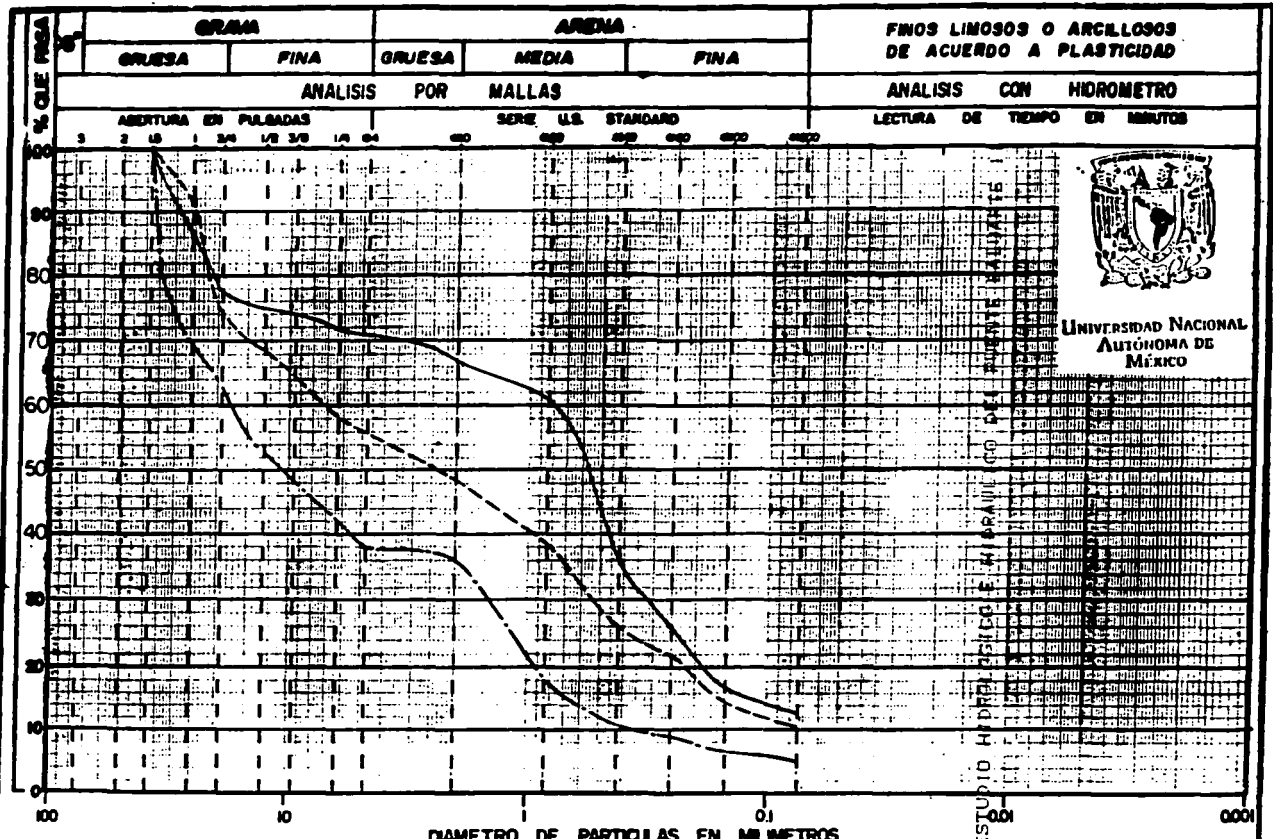
FALLA DE ORIGEN



200

RIO BALUARTE FIG. 19 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-10 km 218 + 600

FALLA DE ORIGEN



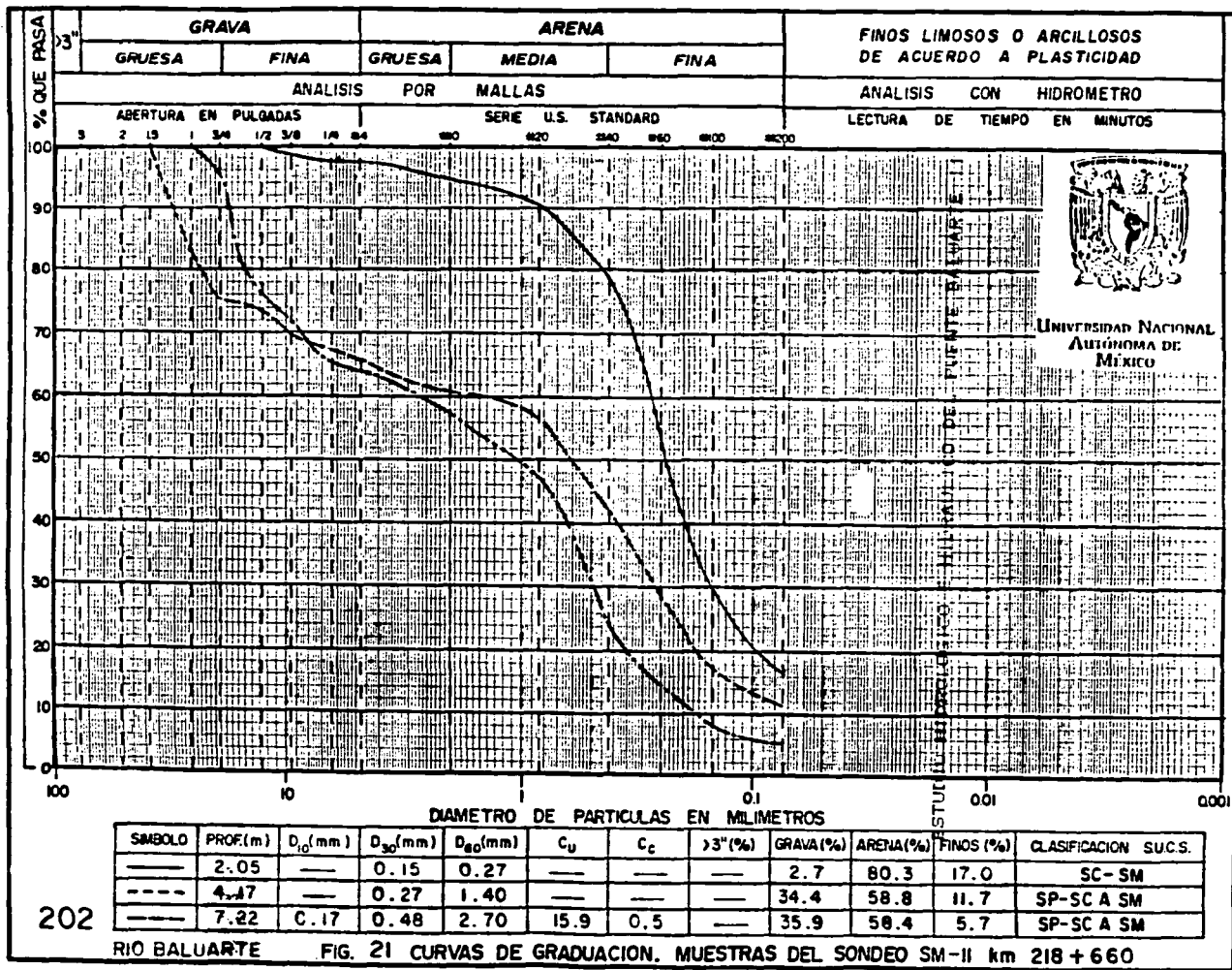
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3"(%)	GRAMA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	CLASIFICACION SUCS.
—	1.95	—	0.32	0.80	—	—	—	28.04	58.77	13.19	SC - SM
---	4.34	0.07	0.54	7.20	102.86	0.58	—	43.12	46.07	10.80	SP - SC & SM
—	9.71	0.38	1.45	10.75	28.30	0.51	—	61.75	32.32	5.92	SP - GM

201

RIO BALUARTE FIG. 20 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-10 km 218 + 600

FALLA DE ORIGEN



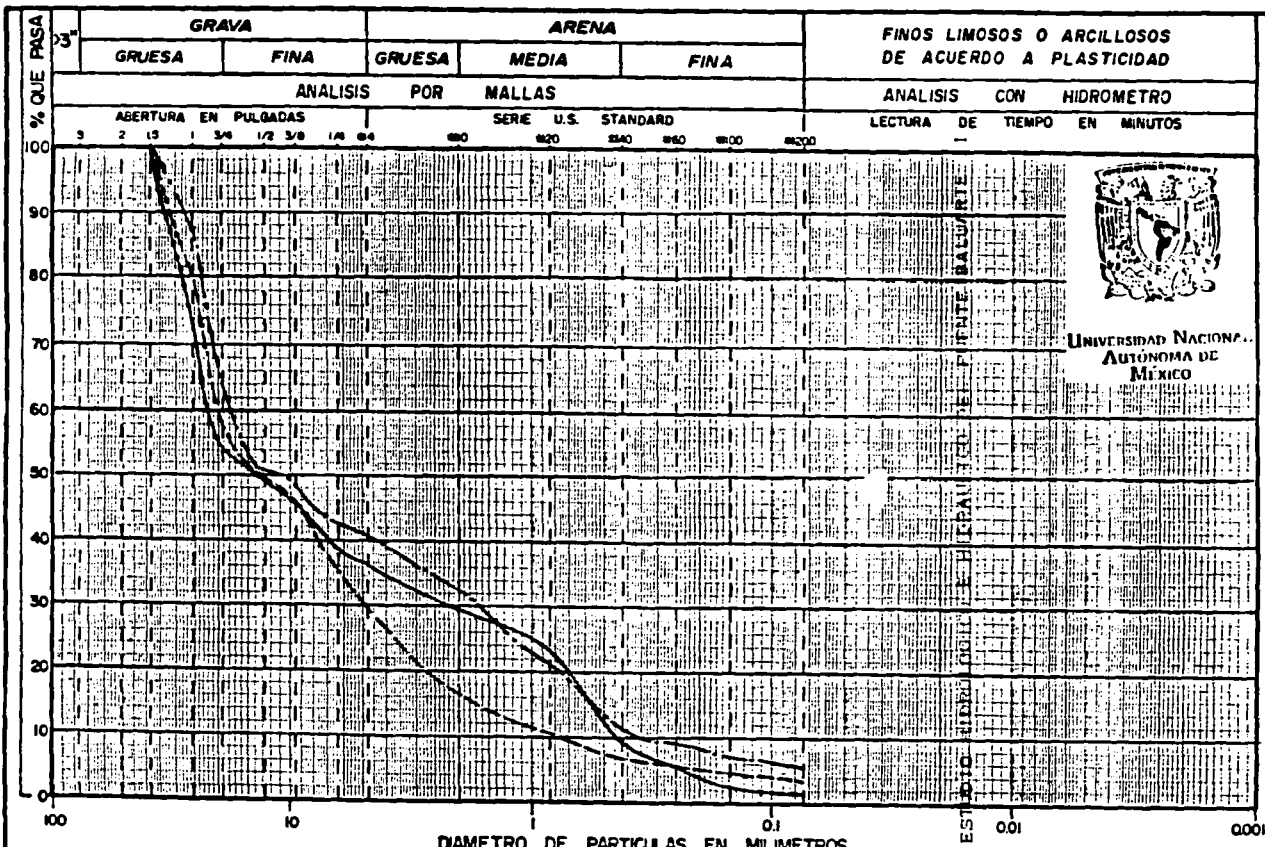
202

RÍO BALUARTE

FIG. 21 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-II km 218 + 660



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO



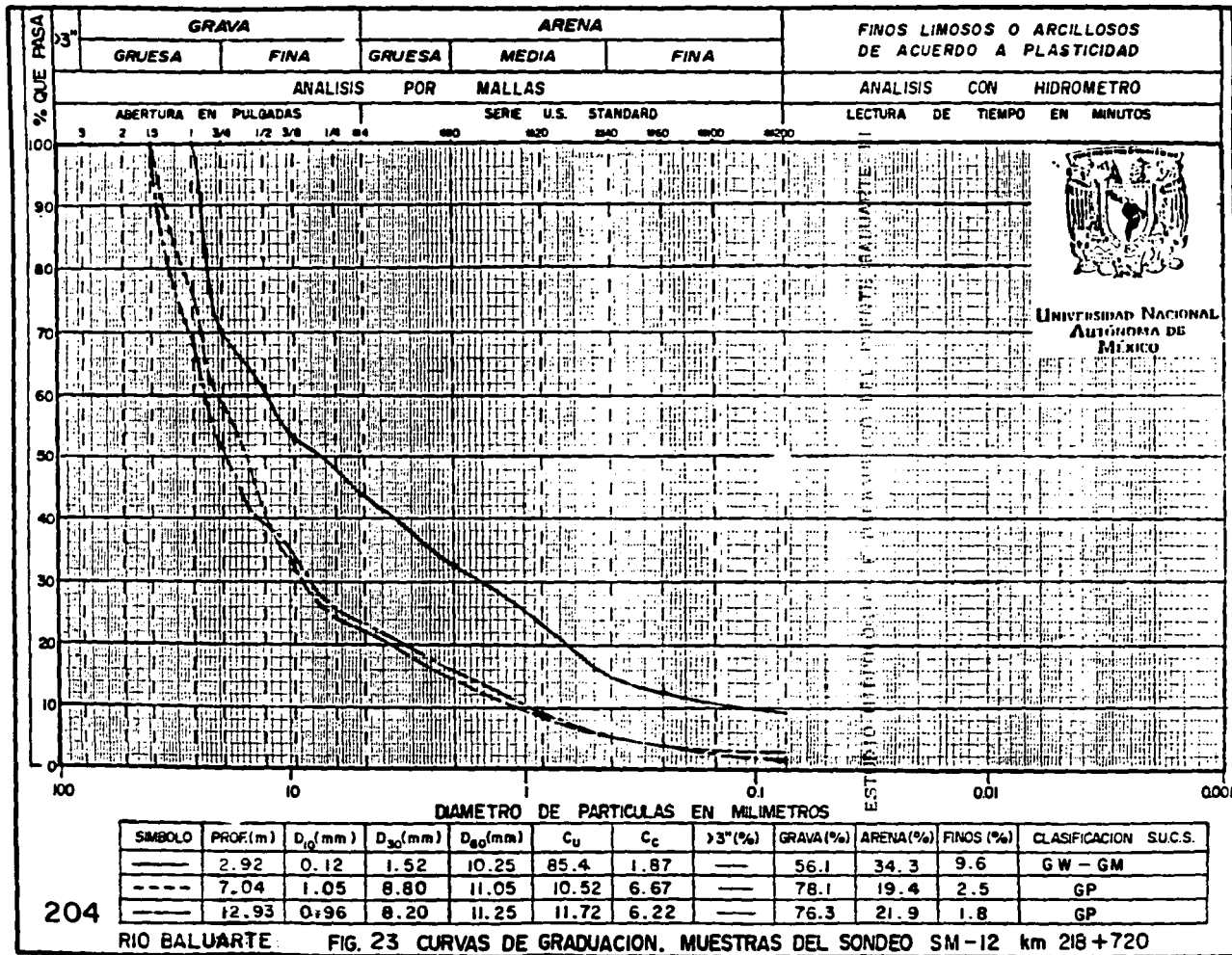
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION S.U.C.S.
—	9.92	0.44	2.2	11.2	25.4	0.98	—	63.6	35.1	1.3	GP
- - - -	13.82	0.76	4.48	11.0	14.5	2.40	—	70.2	26.3	3.44	GW
- · - · -	19.70	0.37	1.60	10.8	29.2	0.64	—	59.5	34.6	5.8	GP-GM

203

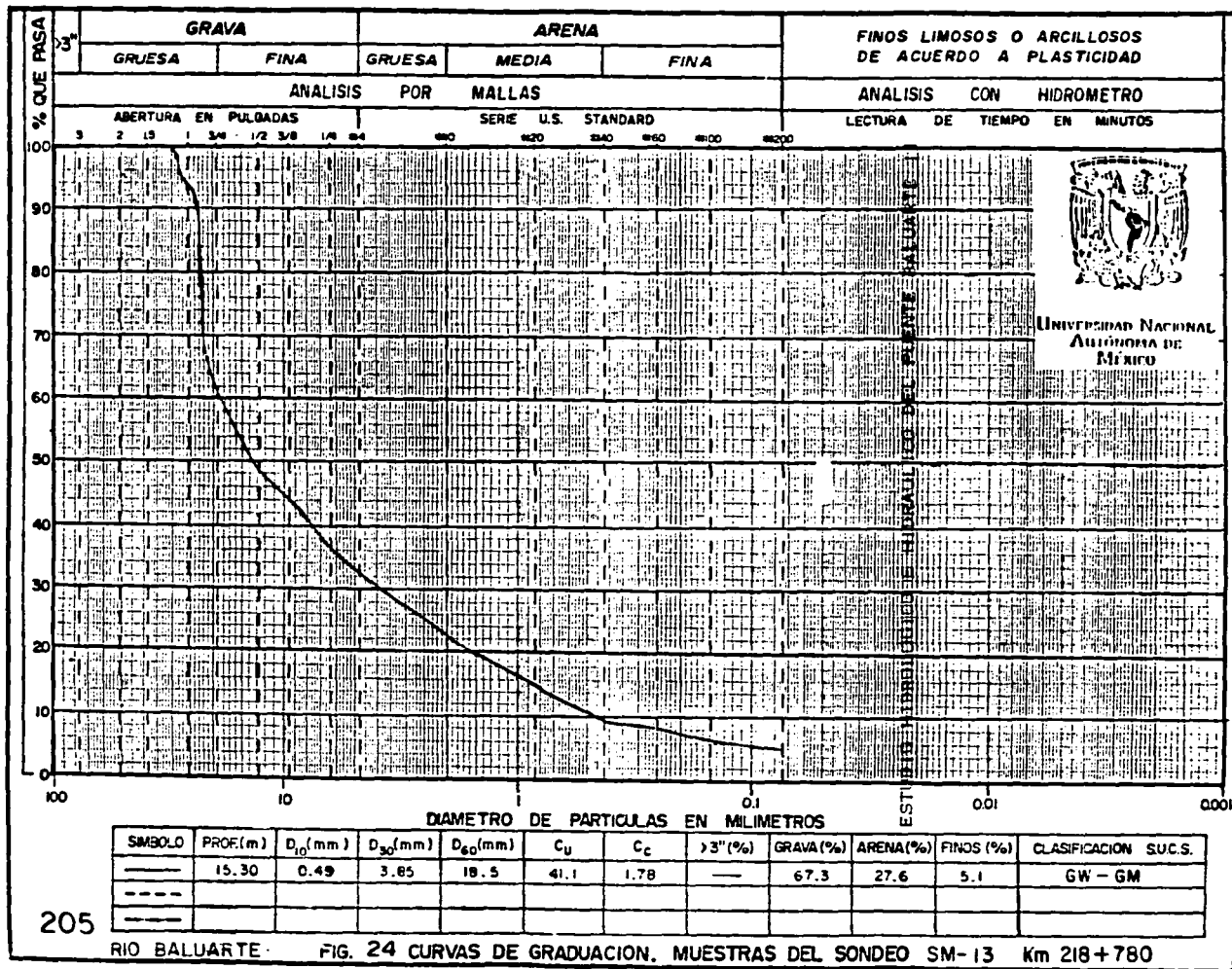
RIO BALUARTE. FIG. 22 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-II km 218+660

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

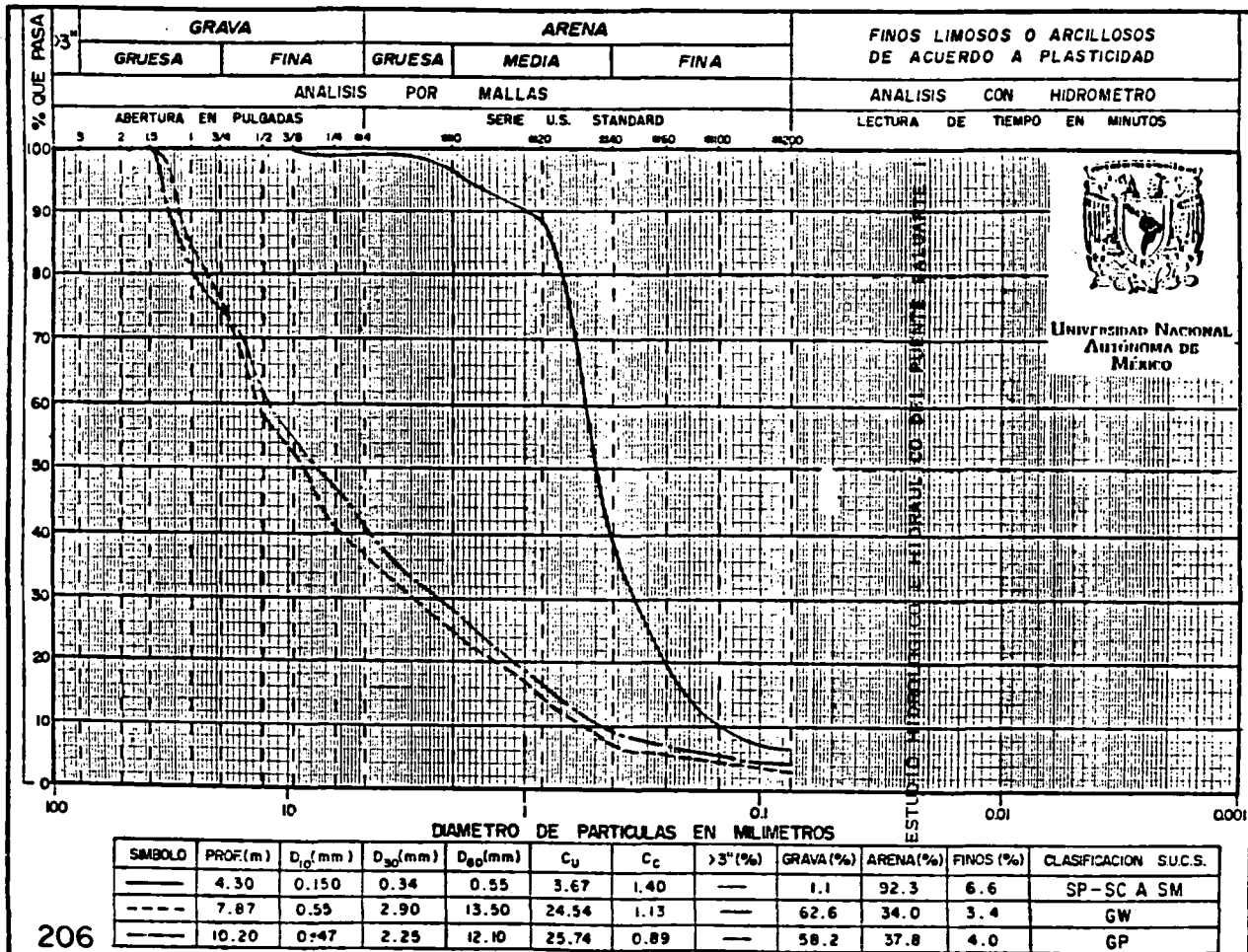
FALLA DE ORIGEN



205

RIO BALUARTE. FIG. 24 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-13 Km 218+780

FALLA DE ORDEN



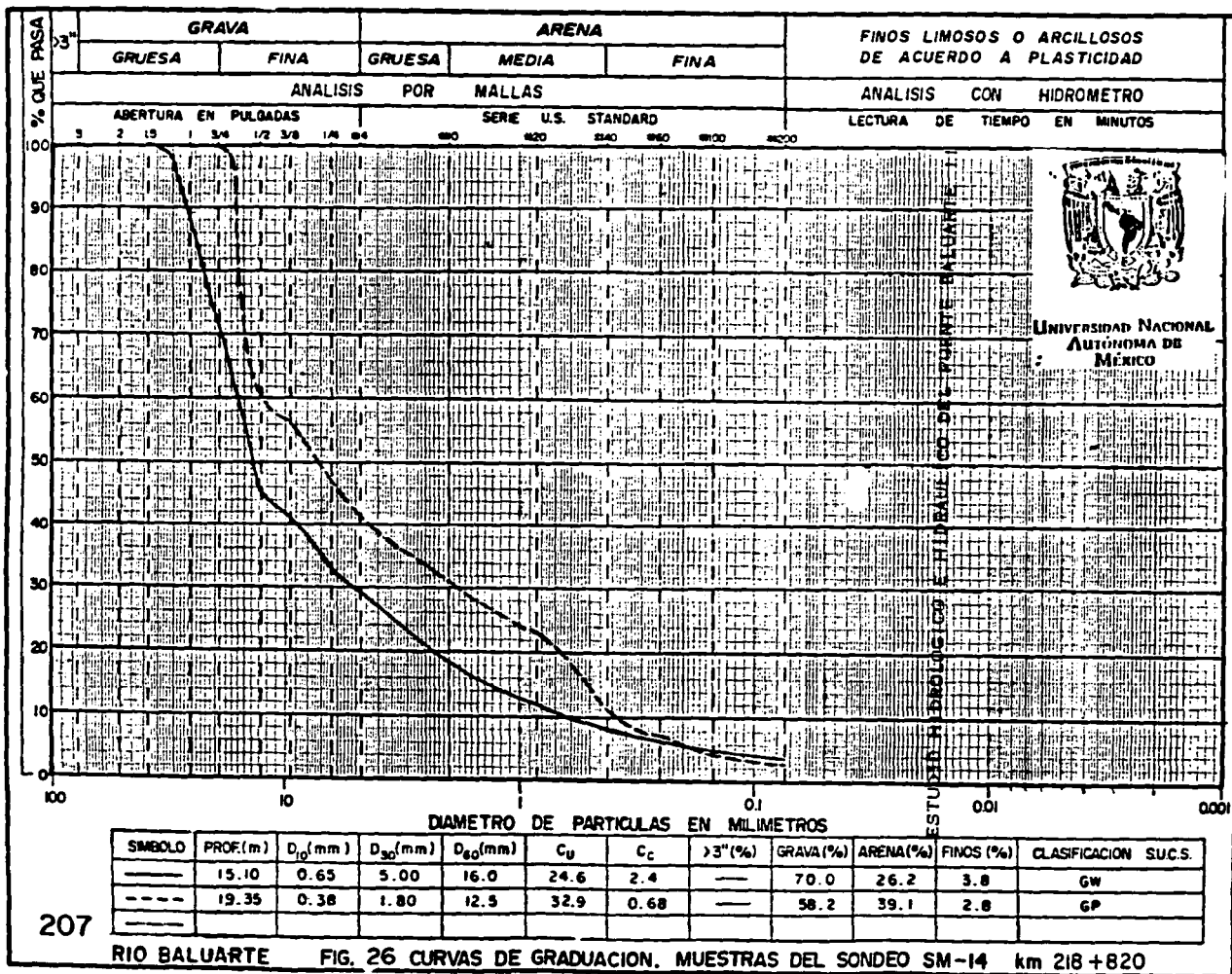
RIO BALUARTE

FIG. 25 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-13 km 218+780



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FALLA DE ORIGEN

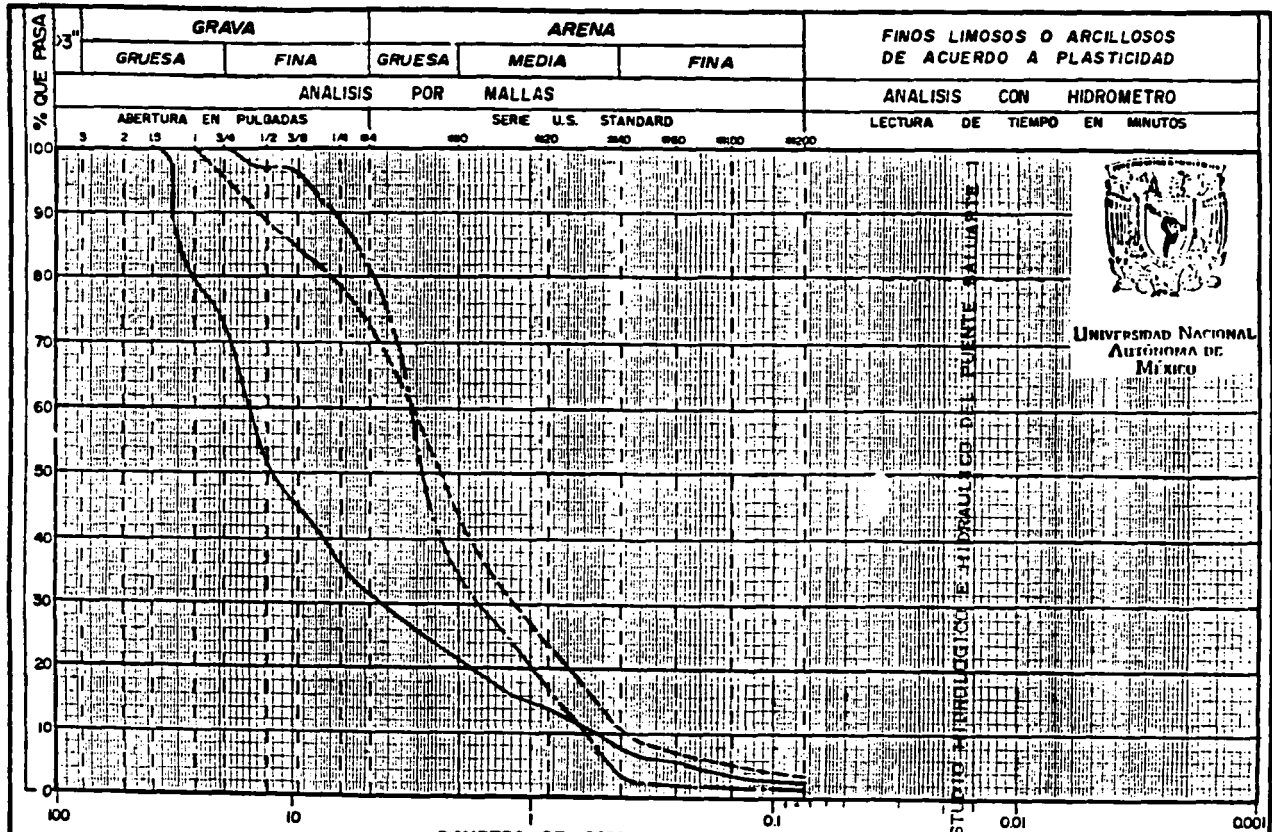


207

RIO BALUARTE FIG. 26 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-14 km 218+820



FALLA DE ORIGEN



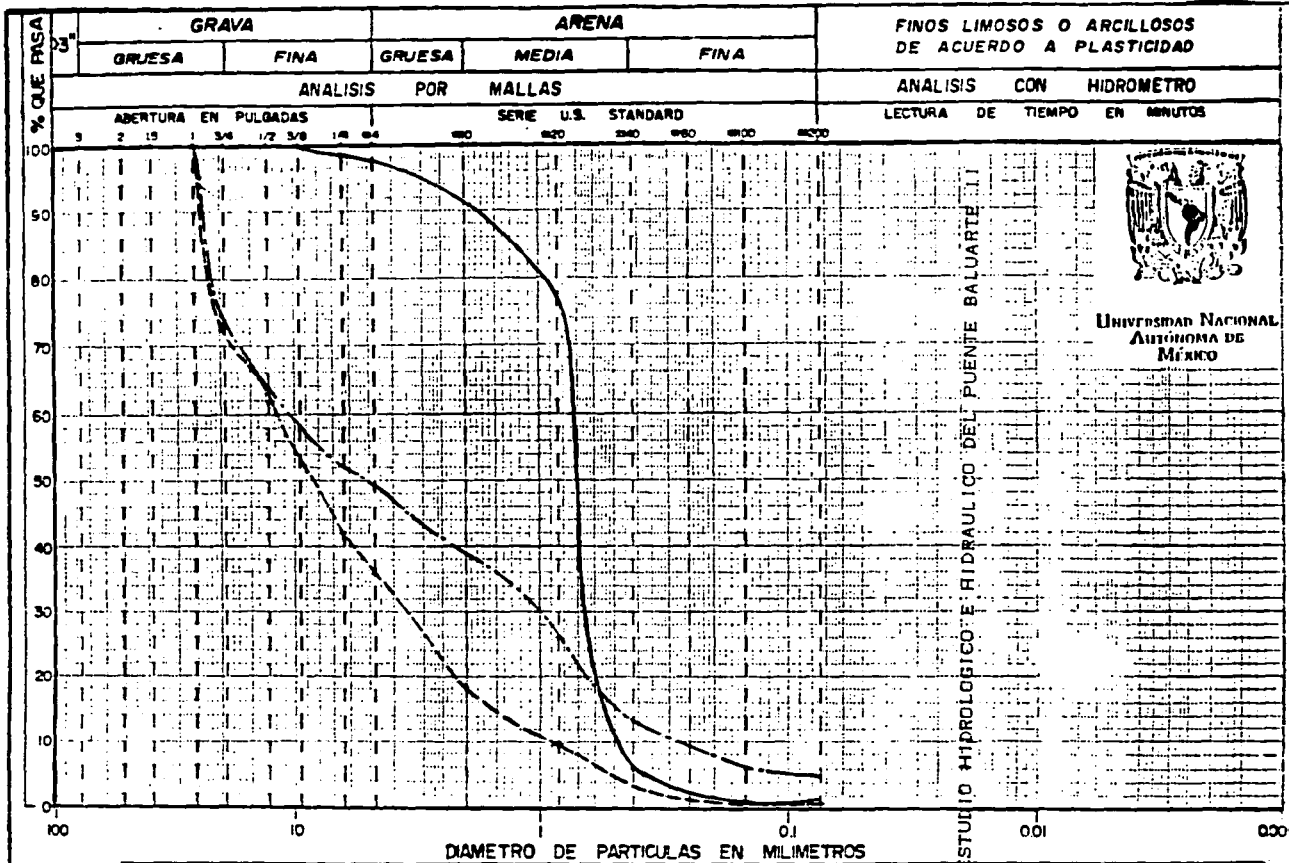
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

SIMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION S.U.C.S.
—	2.85	0.52	4.30	15.00	28.8	2.37	—	68.1	29.2	2.7	GW
----	6.10	0.40	1.20	3.05	7.6	1.18	—	27.6	68.7	3.7	SW
—	9.75	0.58	1.60	3.20	5.5	1.38	—	19.5	79.1	1.4	SP

208

RIO BALUARTE FIG. 27 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-14 km 218+820

FALLA DE ORIGEN



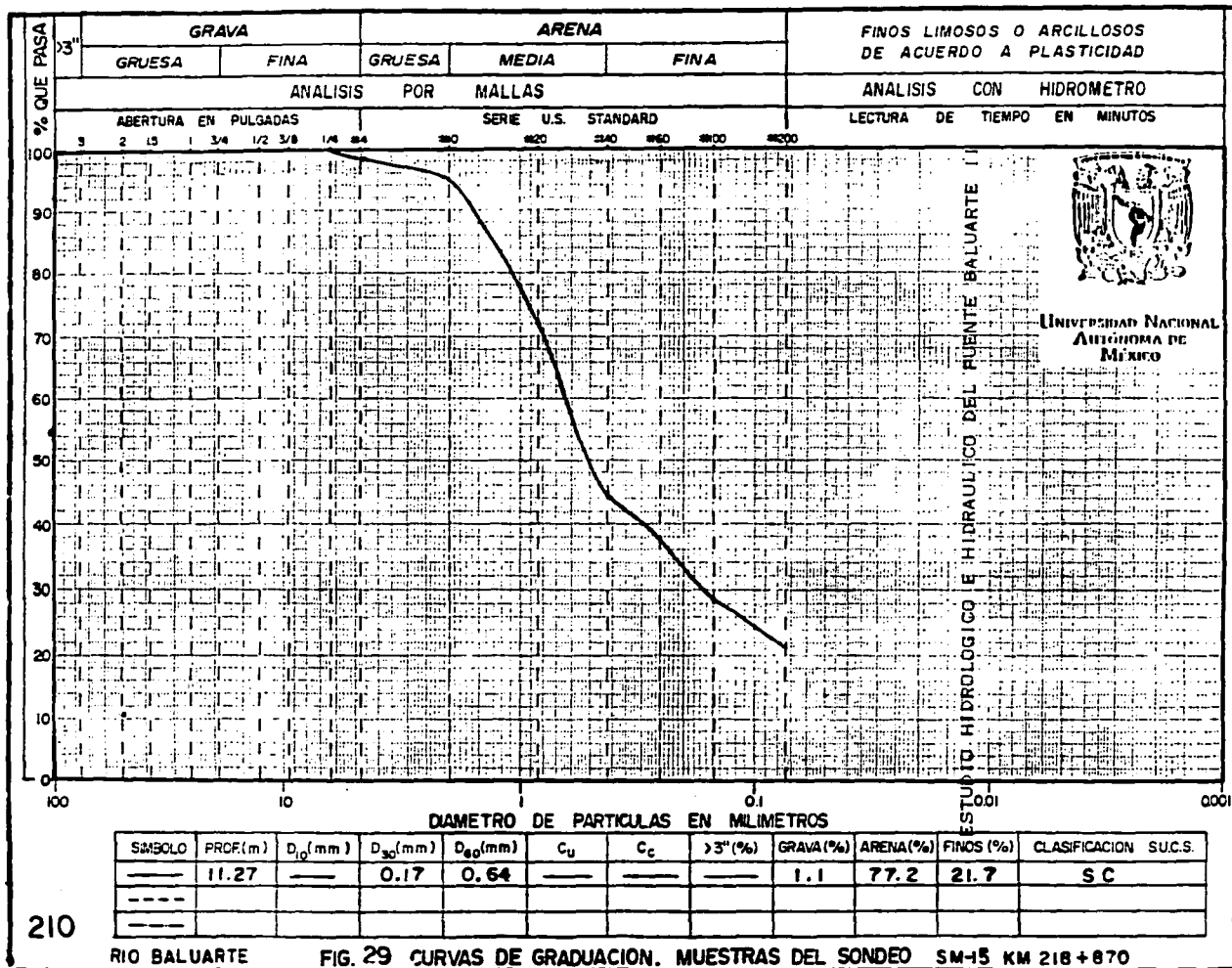
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	> 3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION SU.C.S.
—	1.44	0.48	0.66	0.72	1.5	1.26	—	2.4	96.0	1.6	SP
- - -	2.53	0.90	3.50	10.01	11.12	1.37	—	64.0	35.1	0.9	GW
- · - ·	8.88	0.27	1.00	10.20	37.7	0.49	—	50.2	44.6	5.1	GP

209

RIO BALUARTE FIG. 28 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-15 km 218+870

FALLA DE ORIGEN

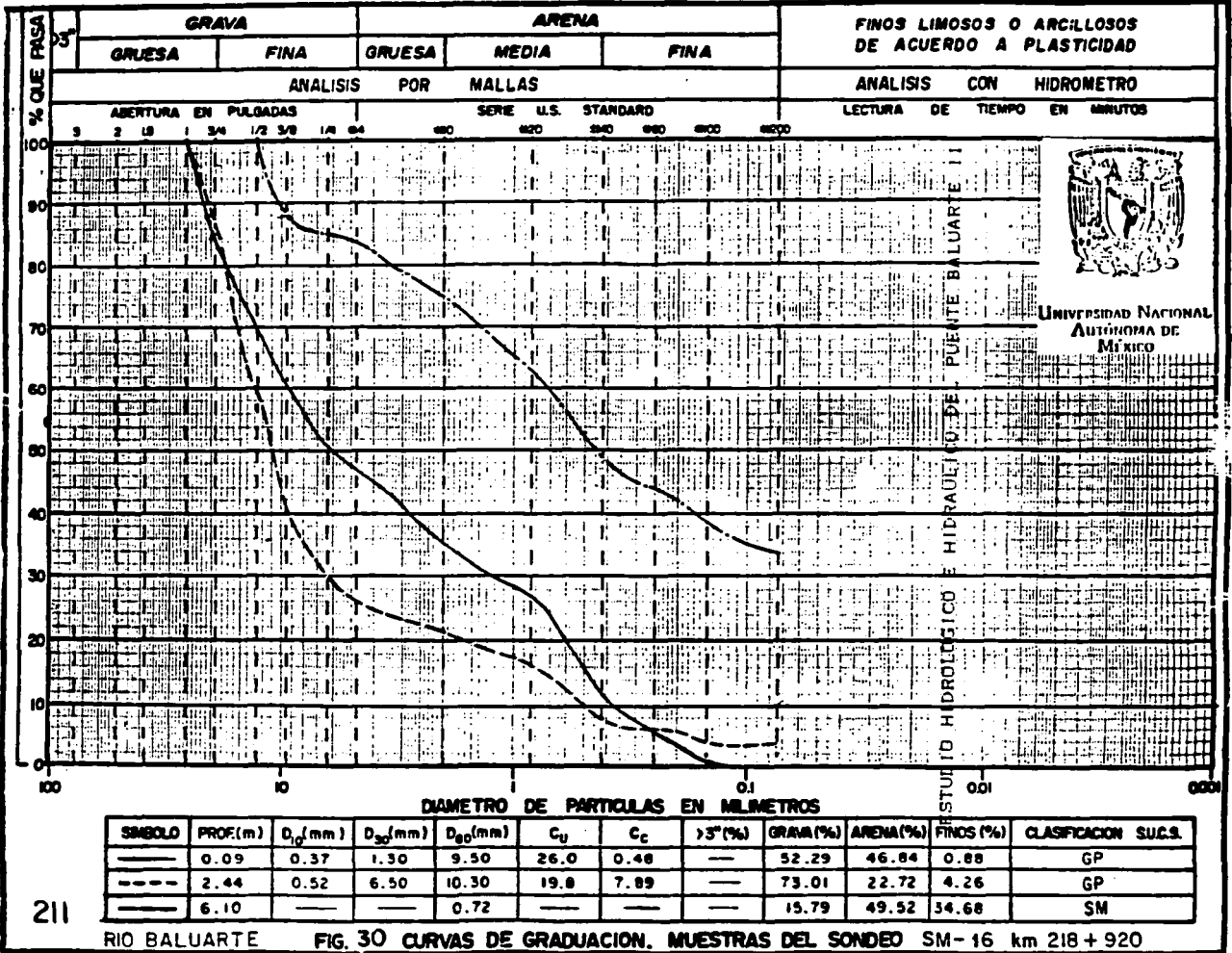


210

RIO BALUARTE

FIG. 29 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-15 KM 218+870

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

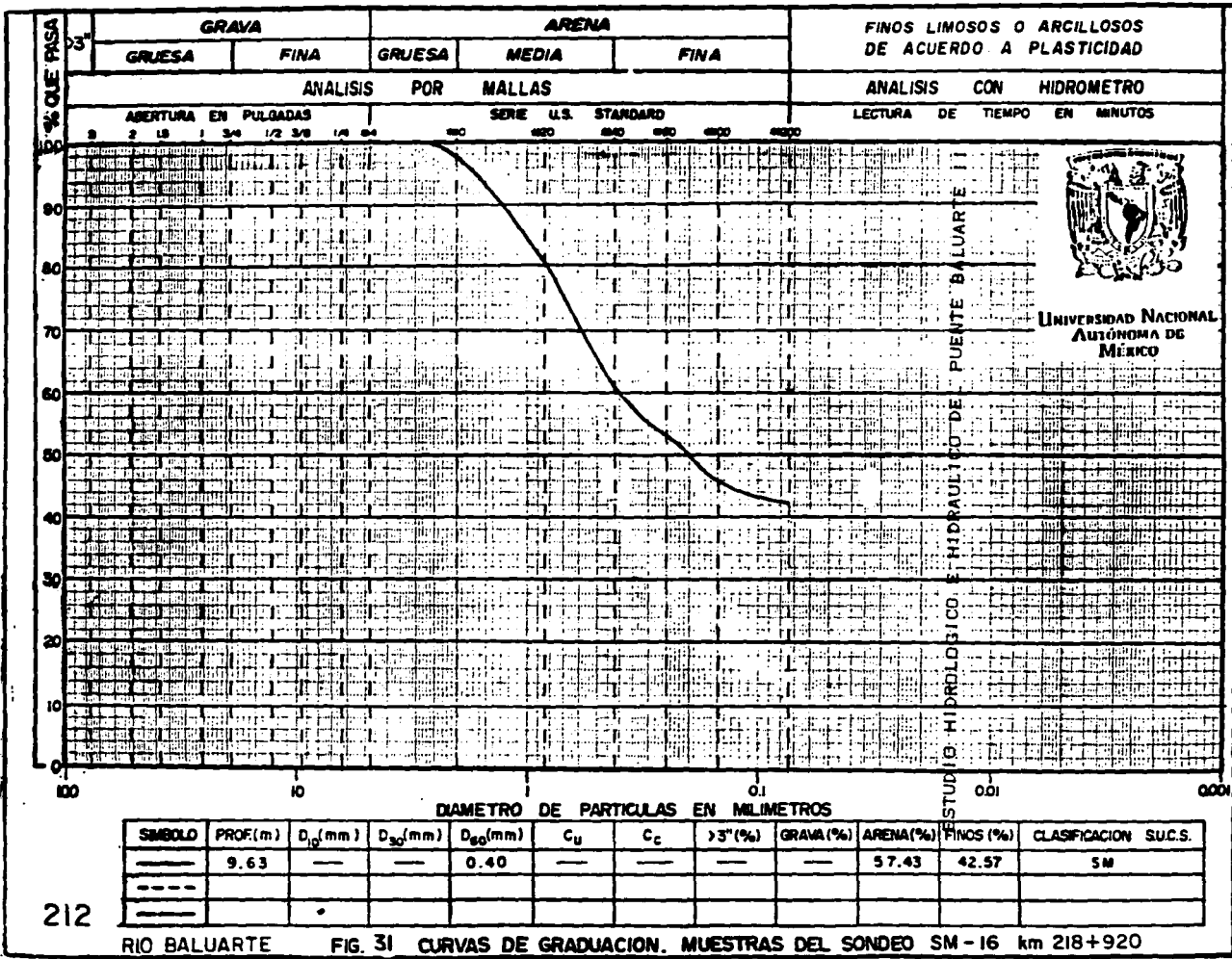
SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	γ <sub>s</sub> (%)	GRAMA(%)	ARENA(%)	FINOS(%)	CLASIFICACION SUC.S.
---	0.09	0.37	1.30	9.50	26.0	0.48	---	52.29	46.84	0.88	GP
---	2.44	0.52	6.50	10.30	19.8	7.89	---	73.01	22.72	4.26	GP
---	6.10	---	---	0.72	---	---	---	15.79	49.52	34.68	SM

211

RIO BALUARTE

FIG. 30 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-16 km 218+920

FALLA DE ORIGEN



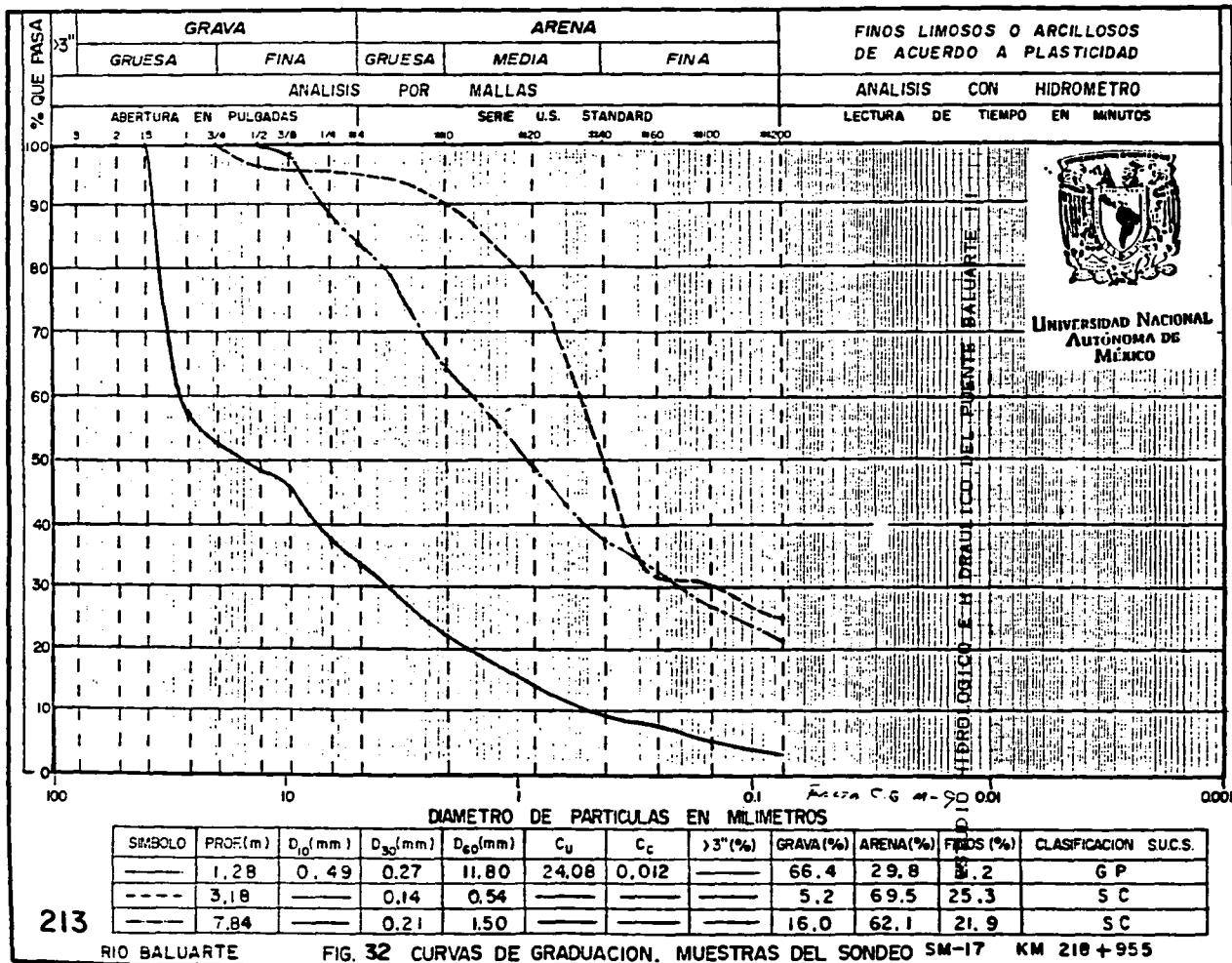
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

SÍMBOLO	PROF.(m)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	>3" (%)	GRAVA (%)	ARENA (%)	FINOS (%)	CLASIFICACION SUCCS.
—	9.63	—	—	0.40	—	—	—	—	57.43	42.57	SM
- - -											
—											

212

RIO BALUARTE FIG. 31 CURVAS DE GRADUACION. MUESTRAS DEL SONDEO SM-16 km 218+920

FALLA DE ORIGEN





**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

**ANEXO - MEMORIA DE CALCULO**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO Autopista Tepic - Mazatlán Cane Elo Baluarte		CALCULO:	CLASIFICACION <b>215</b>
DESCRIPCION Cálculo de Sección Local		REVISO:	
REFERENCIA	HOJA _____ DE _____	APROBO:	AREA:
		FECHA:	

a) Cálculo de Sección Local en el fondo  $SP=0$ , ubicado en el  $km$  218+550, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Loursen - Toeh.

Formula Aplicada

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

De la tabla 0 para un  $e$  para  
sección circular se obtuvo un  
 $K_2 = 0.50$

Datos

$$b = 1.50$$

$$H_0 = 6.13$$

$$H_2 = 4.53$$

$$\frac{H_2}{b} = 5.72$$

De la Fig 0 se obtuvo un

$$K_1 = 2.123$$

$$S_0 = 2.423 (0.50) (1.5) = \underline{\underline{3.011m}}$$

$$V_r = \frac{e H_2^{5/4}}{H_0} = \frac{1.005 (6.13)^{5/4}}{8.50} = 2.438 \%$$

b) Aplicando el método de Hunsler - Ziv.

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{V_r^2}{P} = 0.30 d$$

Datos

$$d = 2.70m$$

$$e = 1.005$$

$$P = 0.60$$

$$V_r = 2.438 \%$$

$$K_H = 1.21 m/s^2$$

$$\frac{V_r^2}{2b_1} = 0.404$$

$$K_v = 0.616$$

De la Fig 2

$$K_f = 3.5$$

De la Fig 5 se obtiene un  
parámetro de relación  $\frac{H_2}{b} = 5.72$

$$K_H = 0.05$$

$$S_0 = 3.5 (0.616) (0.6 + 0.05) \frac{2.438^2}{7.31} = 0.30 d$$

$$S_0 = \underline{\underline{1.226m}}$$

c) Aplicando el Criterio del Instituto de Ingeniería.

$$F^2 = \frac{V_r^2}{2H} = \frac{2.438^2}{2.01(8.50)} = 0.071 \quad \frac{H+e}{b_1} = 7.617$$

**FALLA DE ORIGEN:**  $S_0 = 7.617(1.5) - 8.50 = \underline{\underline{2.815m}}$





## HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Cálculo de Tercera Clase Cálculo de Estructuras		CALCULO: REVISO: APROBO:	CLASIFICACION: <div style="text-align: center; font-size: 1.2em; font-weight: bold;">216</div>
DESCRIPCION: Cálculo de Inyección Local		APROBO:	AREA:
REFERENCIA: HOJA _____ DE _____	FECHA:		

a) Cálculo de carga por unidad en el fondo SM-10, ubicada en el tanque, considerando material próximo al fondo en relación al método de Lichtenberg-Lebedev

Método Clpliano

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

De la tabla 0 para una pila semi-circular se obtiene un

Datos

$$K_1 = 0.30$$

$$H_0 = 8.11$$

$$H_1 = 6.11$$

$$b = 1.5$$

De la Fig. 0 se obtuvo

$$K_2 = 2.423$$

$$H_2 = 5.63$$

L

$$S_0 = 2.423 (0.30) (1.5) = 3.271$$

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_1} = \frac{1.005 (6.11)^{5/3}}{5.11} = 2.43$$

b) Aplicando el método de Yaroslavtsev.

$$S_0 = K_1 K_v \left( 2 + K_{II} \frac{\sqrt{L}}{3} \right) - 0.30 d$$

De la Fig. 1

Datos

$$\frac{\sqrt{L}}{3b_1} = \frac{2.43}{3 \cdot 1.5} = 0.401$$

$$K_1 = 3.5$$

$$d = 2.4 \text{ cm}$$

$$K_v = 0.626$$

De la Fig. 2 se obtuvo para la relación  $H_2/b = 3.63$

$$K_{II} = 0.05$$

$\alpha = 0.6$

$$S_0 = 3.5 (0.6) (0.6 + 0.05) \frac{2.43^2}{3 \cdot 1.5} - 0.30 (2.4) = 1.362 \text{ m}$$

c) Aplicando el criterio del Instituto de Ingeniería

$$F^2 = \frac{V^2}{gH} = \frac{2.43^2}{9.81 (8.11)} = 0.071 \quad \frac{H + S_0}{b_1} = 7.617$$

$$\therefore S_0 = 7.617 (1.5) - 8.11 = 3.18 \text{ m}$$

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

## HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Culebrista Tepic - Mazatlán Cruce Río Guadalupe.		CALCULO: REVISO:	CLASIFICACION <b>217</b>
DESCRIPCION: cálculo de Saneación local		APROBO:	
REFERENCIA	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

- Cálculo de Saneación local en el sonda s-11, ubicado en el Km 219+500, considerando material predominantemente no cohesivo aplicando el método Laursen - Toch

Fórmula Aplicada

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

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

$$H_2 = 5.82 \text{ m}$$

$$H_1 = 5.82 \text{ m}$$

$$\frac{H_2 - H_1}{b} = 0.35$$

De la Fig. 1 para una relación  $H/b$  se obtuvo un  $K_1 = 2.423$

De la tabla D se obtuvo un  $K_2 = 0.80$

$$S_0 = 2.423 (0.80) (1.5) = 3.271 \text{ m}$$

- Cálculo de Saneación local aplicando el Método de Paroslavtziev datos.

$$S_0 = K_f K_v (e + K_m) \frac{V^2}{g} - 0.30d$$

Cálculo de  $V_r$

$$V_r = \frac{K_b H^{5/3}}{H_2} = \frac{1.005 (5.82)^{5/3}}{5.82} = 1.988 \text{ m/s}$$

$$\alpha = 1.005$$

$$e = 0.6$$

$$q = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$d = 2.70 \text{ m}$$

De la Fig 2,  $K_f = 8.5$

se obtuvo un

$$\frac{V^2}{g b_1} = \frac{1.988^2}{9.81 (1.5)} = 0.265$$

$$K_v = 0.663$$

De la Fig 3, se obtuvo

$$K_f = 0.63$$

$$S_0 = 8.5 (0.663) (0.6 + 0.05) \frac{1.988^2}{9.81} - 0.30 (2.70) = 0.62$$

c) Aplicando el criterio del Instituto de Ingeniería.

$$f_2 = \frac{V^2}{g H} = \frac{1.988^2}{9.81 (5.82)} = 0.042$$

$$H_2 - S_0 = 3.287 \quad \therefore S_0 = 5.287 (1.5) - 5.82 = 2.91 \text{ m}$$

b)

**FALLA DE ORIGEN**



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Cálculo de Socavación Local		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>218</b>
DESCRIPCION: Cálculo de Socavación Local		REVISO:	
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	APROBO:	AREA:
		FECHA:	

- Cálculo de Socavación local en el sado SP-12, ubicada en el km 218+730, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Laursen-Tsch

Datos:

$$H_0 = 5.17$$

$$H_1 = 7.047m$$

$$h = 1.50m$$

Formula aplicada  
 $S_0 = k_1 k_2 b$

De la tabla se obtuvo  
un  $k_2 = 0.90$

De la Fig 10 para  
una relación  $H_0/b$   
se obtuvo un  $k_1 = 2.385$

$$\frac{H_0}{b} = 4.70$$

$$S_0 = 2.385 (0.9) (1.5) = 3.215$$

b) Aplicando el criterio de Yaroslavtzev

$$S_0 = k_1 k_2 (e + k_3) \frac{V^2}{g} - 0.30d \quad V_r = \frac{2.146^{3/2}}{H_0} = \frac{1.025 (5.17)^{3/2}}{7.047}$$

Datos:

$$a = 1.025$$

$$e = 0.2$$

$$g = 9.81 m/s^2$$

$$d = 2.2m$$

$$\frac{V^2}{g b_1} = \frac{0.42^2}{7.81 (1.5)} = 0.40$$

$$V_r = 2.422 m/s$$

De la Fig 9 se  
obtuvo un  $k_3 = 0.25$

De la Fig 9 se  
obtuvo un  $k_2 = 0.95$

De la Fig 12

se obtuvo  $k_1 = 8.5$

$$S_0 = 8.5 (0.25) (0.9 + 0.95) \frac{2.422^2}{7.81} - 0.30 (2.2)$$

$$S_0 = 1.405m$$

c) Aplicando el Método del Instituto de Ingeniería

$$r_2 = \frac{V^2}{g h} = \frac{2.422^2}{9.81 (7.047)} = 0.085$$

$$\frac{11.50}{b_1} = 6.733 \quad \therefore S_0 = 6.733 (1.5) - 7.047 = 3.053$$

## FALLA DE ORIGEN



## HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Autopista Tepic - Magatlan Cruce Pta. Culiacán	CALCULO:  REVISO:  APROBO:  FECHA:	CLASIFICACION: <b>219</b>  AREA:
DESCRIPCION: Cálculo de Sacavación Local	REFERENCIA: HOJA _____ DE _____	

a) Cálculo de sacavación local en el sondeo SP-14, ubicado en el km 37.820, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Loursen - Tuch.

Fórmula Aplicada

$$S_0 = k_1, k_2 b$$

De la tabla (D) para una pila semi-circular se obtuvo un  $k_2 = 0.90$

Datos:

De la Fig. (C) se obtuvo un  $k_1 = 0.123$

$$H_s = 16.105m$$

$$H_b = 11.12m$$

$$S_0 = 2.423 (0.90) (1.5) = 3.271m$$

$$\frac{H_s}{b} = 10.737$$

Cálculo de Velocidad real

$$V_r = \frac{H_s}{H_b} = \frac{1.005 (11.12)}{16.105} = 3.157 m/s$$

b) Aplicando el método de Yaroslavtsev.

$$L = 1.005$$

$$d = 3.0$$

$$\frac{V_r^2}{gh} = \frac{3.157^2}{9.81(1.4)} = 0.812$$

De la Fig. (E) se obtuvo  $k_1 = 8.5$

$$C = 0.6$$

De la Fig. (F)  $k_2 = 0.564$

De la Fig. (G) se obtuvo para la relación  $\frac{H_s}{b} = 10.74$

$$k_3 = 0.05$$

$$S_0 = 8.5 (0.564) (0.601006) \frac{3.157^2}{9.81} = 0.177$$

$$S_0 = 2.896m$$

c) No se aplico el criterio del Instituto de Ingenieria por exceder la relación  $H_s/b$ , en las graficas del Método.

**FALLA DE ORIGEN**



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Autopista Tepic-Natalán Cvora E10 Antuarte		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>220</b>
		REVISO:	
DESCRIPCION: Calculo de Soravarian local		APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

1) Calcule de Soravarian local en el sondeo SP-19, ubicada en el km 219+666 considerando material predominante mente no cohesivo,  $C_u = 2.20$ , aplicando sistema de Yaroslavtziev.

Fórmula Aplicada

$$S_0 = K_c K_v (e + K_u) \sqrt[3]{\frac{v}{g}} - 0.30 d.$$

Datos

$$H_0 = 2.78m$$

$$H_1 = 3.425m$$

$$b = 1.5$$

$$a = 1.029$$

$$e = 0.6$$

$$V_1 = \frac{a H_0^{5/2}}{H_1} = \frac{1.025 (2.78)^{5/2}}{3.425} = 1.609 m/s$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1.609^2}{2 \cdot 9.81(0.5)} = 0.176$$

De la Fig. 4 se obtiene.

$$K_v = 0.719$$

De la Fig. (2) se obtiene un  $K_c = 2.5$

De la Fig. (3) para una relación  $\frac{H_0}{H_1} = 2.29$  un  $K_u = 0.25$

con un diámetro equivalente de  $d_{eq} = 2cm$

$$S_0 = 2.5 (0.719) (0.6 + 0.25) \frac{1.609^2}{7.91} - 0.30(2)$$

$$S_0 = 0.767m$$

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO Autopista Tepic - Mazatlan Cruce Rio Baluarte		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>221</b>
		REVISO:	
DESCRIPCION: Calculo de Soc General		APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

Calculo de Sonovación General en el Sando SP-16, ubicado en el Km 218+020, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el sistema de Lishtvan-Lebediev.

Datos:

$\alpha = 1.025$   
 $d_0 = 10.66m$   
 $D_0 = 8.13$   
 $\beta = 0.97$   
 $k = 0.741$

$$ds = \left( \frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_0^{0.29} \beta} \right)^k = \left( \frac{1.025 (10.66)^{5/3}}{0.68 (8.13)^{0.29} 0.97} \right)^{0.741}$$

$ds = 16.422 \quad \therefore h = 16.422 - 10.66 = 5.76m$

Se tiene 6.00m de Grava y bloques empacados en arena

$6.00 > h \quad \therefore$  La sonovación se detiene en este estremo.

FALLA DE ORIGEN

b) Calculo de sonovación local aplicando Paroslanstiev

Formula Aplicada

$$S_0 = k_f k_v (c + k_1 h) \frac{V^2}{g} - 0.30d$$

Datos:

$H_0 = 10.66m$   
 $H_1 = 16.42m$   
 $d = 2.0$   
 $c = 0.5$

$$V = \frac{1.025 (10.66)^{5/3}}{16.42} = 3.16 \text{ m/s}$$

De la fig (2) se obtiene  $k_f = 0.5$

$$\frac{V^2}{g b^3} = \frac{(3.16)^2}{9.81 (1.5)^3} = 0.63$$

De la fig (2) se obtiene  $k_v = 0.573$

$\frac{H_1}{b} = 10.95 \quad \therefore kh = 0.05$

$$S_0 = 0.5 (0.573) (0.6 + 0.05) \frac{3.16^2}{9.81} - 0.30(2)$$

$S_0 = 2.62m$

FALLA DE ORIGEN



### HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Cristopista Tapic - Marzanlan Cruce Dto. Baluarte		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>222</b>
DESCRIPCION: Resumen de Socavacion		REVISO:	
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	APROBO:	AREA:
		FECHA:	

Estación	Kilometraje	Socavacion General (m)	Socavacion Local		Socavacion Total			
			Yardas - Esc	IN INGS				
SP-2	218+150	2.11	3.271	2.504	4.043	5.531	4.614	6.153
SP-9	218+550	2.10	3.271	1.226	2.815	5.671	3.626	5.245
SP-10	218+650	2.34	3.271	1.362	2.99	5.011	3.702	5.320
S-11	218+650	3.20	3.271	0.67	2.91	6.971	4.370	6.610
SP-12	218+250	1.522	3.219	1.465	3.053	4.746	2.982	4.630
SP-12	218+830	1.99	3.271	2.996	—	6.261	7.856	—
SP-16	218+920	576	—	2.620	—	8.38	—	—
S-18	219+060	0.66	—	0.769	—	—	1.429	—

FALLA DE ORIGEN







# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Autopista Tepic - Mazatlán Cruce Rio Bahámula	CALCULO:	CLASIFICACION: 224
DESCRIPCION: Cálculo de Sacavación general	REVISO:	AREA:
REFERENCIA: HOJA _____ DE _____	APROBO:	FECHA:

Cálculo del Área real

$$A = 5118.30 \text{ m}^2$$

$$A_p = [20(7.40) + 5(10.00)] 1.5 = 300 \text{ m}^2$$

$$A_r = 5118.30 \text{ m}^2 - 300 = 4818.30 \text{ m}^2$$

Cálculo de ancho efectivo

$$B = 30 \text{ m}$$

$$B_e = 30 \text{ m} - (2)(1.50) = 27 \text{ m}$$

- Cálculo de Sacavación general en el fondo SP-2, ubicado en el Km 714+150, considerando el material predominantemente no cohesivo. Aplicando el método de Lichtyau - Lebediev.

Datos

$$\alpha = 1.005 = \frac{1}{1.005} \approx 0.995$$

$$d_0 = 8.31 \text{ m} = \text{tirante en el punto donde se da la recuperación}$$

$$\beta = 0.93 = \text{ángulo de fricción en el fondo}$$

$$D_m = 0.12 = \text{diámetro de la piedra}$$

$$k = 0.10$$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (8.31)^{5/3}}{0.69 (0.12)^{0.78} 0.93} \right)^{0.76} = 24.06$$

$$S_w = 24.06 - 8.31 = 15.75 \text{ m}$$

Considerando el siguiente estrato de grava subredondeada.

$$d_0 = 8.31 \text{ m} = \text{tirante en el punto donde se da la recuperación}$$

$$D_m = 0.22 \text{ m}$$

$$k = 0.76$$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (8.31)^{5/3}}{0.69 (0.22)^{0.78} 0.93} \right)^{0.76} = 10.42$$

$$h = 10.42 - 8.31 = 2.11 \text{ m}$$

Se tiene 3.00 de Grava subredondeada

3.00 > h ∴ La sacavación se detiene en este estrato.

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Chetumal, Tepic - Mazatlan Cruce Rio Baharle		CALCULO: .	CLASIFICACION: <b>225</b>
		REVISO:	
DESCRIPCION Calculo de Sacavacion general		APROBO:	AREA
REFERENCIA	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

- Calculo de sacavacion general en el sondeo SP-9, ubicado en el Km 218+500, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el metodo de Lischman-Lebedev.

Datos:

$\alpha = 1.005$   
 $d_0 = 6.18m$   
 $\beta = 0.93$   
 $D_m = 0.11$   
 $k = 0.70$

Formula Aplicada:

$$d_s = \left( \frac{\alpha \cdot d_0^{5/3}}{0.63 D_m^{0.29} \beta} \right)^k$$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (6.18)^{5/3}}{0.63 (0.11)^{0.29} 0.93} \right)^{0.70} = 17.327m$$

$$h = 17.327 - 6.18 = 11.147m$$

Se tiene 2.40m de arena mal graduada.

$$= 40 \angle h \therefore \text{Este material se sacava}$$

Considerando el siguiente estrato de grava arenosa.

$D_m = 11.70$   
 $k = 0.75$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (11.7)^{5/3}}{0.63 (11.7)^{0.29} 0.93} \right)^{0.75} = 7.548m$$

$$h = 7.548 - 6.18 = 1.368m$$

La sacavacion no llega a este estrato por lo tanto se considera que la sacavacion general maxima es el horizonte superior de este mismo  $h = 3.40m \therefore d_s = 8.59m$

- Calculo de sacavacion general en el sondeo S11-10, ubicado en el Km 218+600, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el metodo de Lischman-Lebedev.

Datos:

$\alpha = 1.005$   
 $d_0 = 6.11$   
 $\beta = 0.74$   
 $D_m = 7.24$   
 $k = 0.74$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (6.11)^{5/3}}{0.63 (7.24)^{0.29} 0.93} \right)^{0.74} = 8.446m$$

$$h = 8.446 - 6.11 = 2.336m$$

**FALLA DE ORIGEN**

Es de 3.00 de arena fina a media  
 $3.00 \angle h \therefore$  Los sacos se debieron  
 en este estrato.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Atlixpilas Tepic - Mezquitlan Cauce Rio Jalisco.		CALCULO:	CLASIFICACION <b>226</b>
		REVISO:	
DESCRIPCION: Calculo de sacavación general		APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

- Calculo de sacavación general en el sondreo SP-11, ubicado en el km 218.160, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Lischivan-Lebediev.

Datos:

$\alpha = 1.005$   
 $d_0 = 5.82m$   
 $\beta = 0.07$   
 $D_m = 0.00$   
 $k = 0.71$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (5.82)^{5/3}}{0.68 (0.00)^{0.71} 0.71} \right)^{0.71} = 11.998$$

$$h = 11.998 - 5.82 = 6.178m$$

Se tiene 2.70 de arena mal graduada  
 $2.70 < h$   $\therefore$  Est material se sacava

Considerando el siguiente estrato de arena mal graduada en gravas.

$D_m = 9.39$   
 $k = 0.72$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (5.82)^{5/3}}{0.68 (9.39)^{0.72} 0.72} \right)^{0.72} = 7.753$$

$$h = 7.753 - 5.82 = 1.938m$$

La sacavación no llega a este estrato por lo tanto se considera que la sacavación general máxima, es el horizonte superior de este mismo,  $h = 3.70m$  y  $d_0 = 5.82$

- Calculo de sacavación general en el sondreo SP-12, ubicado en el km 218.170, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Lischivan-Lebediev.

Datos:

$\alpha = 1.005$   
 $d_0 = 5.47$   
 $\beta = 0.07$   
 $D_m = 0.00$   
 $k = 0.71$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (5.47)^{5/3}}{0.68 (0.00)^{0.71} 0.71} \right)^{0.71} = 11.143m$$

$$h = 11.143 - 5.47 = 5.673m$$

Se tiene 1.50 de arena fina a mediana de sacava.  
Considerando el siguiente estrato:

$D_m = 10.18$   
 $k = 0.75$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (5.47)^{5/3}}{0.68 (10.18)^{0.75} 0.75} \right)^{0.75} = 7.017m$$

$$h = 7.017 - 5.47 = 1.547m$$

Se tiene 4.50 de gravas con arena mal graduada  
 $4.50 > h$   $\therefore$  La sac se detiene en este estrato.

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Culquiista Tepic-Huiztlan Circulo 17a. Etiqueta.	CALCULO: REVISO:	CLASIFICACION: 227
DESCRIPCION: Calculo de Sarcavación General	APROBO:	AREA:
REFERENCIA: HOJA _____ DE _____	FECHA:	

- Calculo de sarcavación general en el sondeo SP-14, ubicada en el km 218+020, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el método de Lischkyan-Lobediev

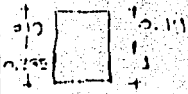
Datos  
 $d_s = 1.005$   
 $d_m = 11.12$   
 $\beta = 0.31$   
 $d_m = 13.57$   
 $k = 0.79$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (11.12)^{5/3}}{0.31 (13.57)^{0.79} 0.97} \right)^{0.79} = 16.105$$

$$h = 16.105 - 11.12 = 4.985$$

Se tiene Grava de Gravas y gravillas.  
 $\therefore$  la sarcavación se detiene en este estrato.

- Calculo de sarcavación general en el sondeo SP-18, ubicada en el km 217+050, considerando material predominantemente no cohesivo.  $d_s = 2.60$



$$V_m = \frac{1.19}{0.575} = 2.07$$

$$V_d = \frac{2.071}{1.19} = 1.74 \text{ l/m}^3$$

$k = 0.773$

$k = 1.005$   
 $d_s = 2.78$   
 $\beta = 0.37$   
 $k = 0.773$

$$d_s = \left( \frac{1.005 (2.78)^{5/3}}{0.37 (1.74)^{0.773} 0.97} \right)^{0.773} = 3.430$$

$$h = 3.430 - 2.78 = 0.650$$

Se tiene 3.00 de arena arenosa (ca).

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Distapista Topo. Mazatlan Cruce Río Palmaric		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>228</b>
		REVISO:	
DESCRIPCION: Calculo de Sotavento local		APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA _____ DE _____	FECHA:	

Para el calculo de sotavento local se considerara un ancho de pila de 1.50m.  $\phi$ . Semicircular.

a) Calculo de Sotavento local en el sonda SP-2, ubicado en el km 218+150, considerando material predominantemente no cohesivo, aplicando el metodo de Laursen - Tsch

Fórmula aplicada

$$S_0 = K_1 K_2 b$$

De la Tabla O para una pila Semicircular se obtuvo un  $K_2 = 0.90$

Datos:

$$H_3 = 10.42$$

$$H_0 = 8.31$$

$$b = 1.5$$

$$\frac{H_3}{b} = 6.95$$

De la Fig O se obtuvo

$$K_1 = 2.423$$

$$S_0 = 423 (0.90) 1.5 = 3.291$$

$$V_r = \frac{(2 H_0^{5/3})}{H_3} = \frac{1.005 (8.31)^{5/3}}{10.42}$$

$$V_r = 3.288 \text{ m/s}$$

b) Aplicando el metodo de Yanslavtzev.

$$S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{V_r^2}{g} = 0.30 d$$

Datos:

$$d = 3.1m$$

$$e = 1.005$$

$$y = 0.31 \text{ m/s}$$

$$e = 0.60$$

$$\frac{V_r^2}{9b_1} = 0.735 \quad \therefore K_v = 0.564$$

$$K_H = 0.05$$

De la Fig (a)

$$K_f = 8.5$$

$$S_0 = 8.5 (0.564) (0.6 + 1.005) \frac{3.288^2}{9.81} = 0.30 (3.1)$$

$$S_0 = 2.501m$$

c) Aplicando el Criterio del Instituto de Ingenieros

$$F^2 = \frac{V_r^2}{g H_3} = \frac{3.288^2}{9.81 (10.42)} = 0.114 \quad \frac{H + S_0}{b_1} = 9.642$$

$$\therefore S_0 = 9.642 (1.5) - 10.42 = 4.043m$$

FALLA DE ORIGEN





UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Rio "EVALUATE"		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>230</b>
AUTOR: STA. TER. C. - MARATCAN.		HEVISO:	
DESCRIPCION: Sección 6 del C.		APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA 2 DE	FECHA:	

Cálculo del  $A_H$

$Q \text{ diseño} = 14700 \text{ m}^3/\text{s}$   
 $A_H = 5118.38 \text{ m}^2 = \text{Área de pilas}$   
 $A_H = 5118.38 \text{ m}^2 - 193(1.20) = 4987 \text{ m}^2$

$Q = AV \therefore V = \frac{Q}{A} = \frac{14700}{4987} = 2.94 \text{ m/s}$

$B = 900 \text{ m}$   
 $L_c = 900 - (25)(1.20) = 870 \text{ m}$

Consistencia de SM-14 y SM-16 en el canal principal

$D_m = 13.57 \text{ m}, 2.10 \text{ m}, 11.07 \text{ m}; \text{ el promedio } \{D_d = 11 \text{ m}\}$

$\alpha = \frac{Q}{(d_m)^{4/3} \rho_c A_H} = \frac{14700}{(5.6)^{4/3} (970) (0.905)} = 1.00$

$d_s = \left[ \frac{\alpha (d_o)^{1/3}}{0.68 (D_m)^{0.28} \rho} \right]^k = \left[ \frac{1.00 (11)^{1.66}}{0.68 (11)^{0.28} (0.97)} \right]^{0.75} = [0.774 (d_o)^{1.66}]^{0.75}$

$d_o$ (m)	$d_s$ (m)	$h$ (m)
11.50	17.76	5.76 ✓
11.00	16.33	5.33 ✓
10.50	15.41	4.91 ✓

En la Zona de SM-14 el  $D_m = 13.57 \text{ m}$

$d_s = \left[ \frac{1.00 (11.50)^{1.66}}{0.68 (13.57)^{0.28} (0.97)} \right]^{0.75} = 16.55$

$h = 16.55 - 11.50 = 5.05 \text{ m}$

Se puede observar que en los cálculos anteriores se usó un  $D_m = 11 \text{ m}$  obteniendo una incineración total en la zona del SM-14 de 5.76 m y con un  $D_m = 13.57 \text{ m}$  la solución, el resultado no de 5.09 m se deja 5.76 m. aunque se nota un poco en la cuenta.

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Rio "BALUARTE"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>231</b>
NUMERISTA: TELIC - MAPALLAN	REVISO:	
DESCRIPCION: <u>Servicio Local</u>	APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	FECHA:	
	HOJA <u>3</u> DE <u>      </u>	

Calculando servicion total en el curso principal.

De los datos obtenidos de servicion general en hoja anterior, se observa que el primer abate de grava empacado en arena se somete por lo que el calculo para servicion total se hace en arena con grava en  $d_{85} = d_{50} = 4mm$  (para arena + calado).

Método empacado (Yaroslavitz, etc.)

$$S_0 = k_f k_v (e + k_H) \frac{V_r^2}{g} = 0.30 \text{ seg}^2$$

Con pilas circulares  $b = 1.20m$  de diametro  $k_f = 10$

$$V_r = \frac{2 H_s^{1.66}}{H_s} = \frac{11(11.50)^{1.66}}{17.26} = 3.34$$

$$\frac{V_r^2}{g b} = \frac{(3.34)^2}{9.81(1.20)} = 0.95 \Rightarrow k_v = 0.54$$

$$\frac{H_s}{b} = \frac{17.26}{1.20} = 14.38 \Rightarrow k_H = 0.05$$

$e = 0.6$  por estar en curso principal.

$$S_0 = (10)(0.54)(0.6 + 0.05) \frac{(3.34)^2}{9.81} = (0.3)(0.4)$$

$$S_0 = 3.99 - 0.12 \therefore S_0 = 3.87 = \underline{3.90m}$$

Considerando la servicion más desfavorable  $S_{total} = 5.76m$  + total =  $3.90$  de tierra:

Servicion total en el fondo del curso principal.

$$H = 9.66 = \underline{\underline{9.50m}}$$

FALLA DE ORIGEN





# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Cio "CALVARTE"		CALCULO:	CLASIFICACION: <b>232</b>
ASIGNATURA: TERCERA MARATLON.		REVISO:	
DESCRIPCION: Socavación Garganta		APROBO:	AREA:
REFERENCIA: Hojas Perforada.	HOJA 4 DE	FECHA:	

Hojas Perforada.

$\alpha = 1.0$

Suelo cohesionado

$$d_s = \frac{H_m}{1 + \alpha} = \frac{1.54}{1 + 0.148} = 1.34 \text{ m} \Rightarrow k = 0.74$$

$$d_s = \left[ \frac{\alpha (d_s)^{1.66}}{(0.60) (1.34)^{1.66} (0.74)} \right] k$$

con tirante de 2.41 m.

$$d_s = \left[ \frac{(1.00) (2.41)^{1.66}}{(0.60) (1.34)^{1.66} (0.74)} \right]^{0.74} = 3.40$$

$$\text{Socavación final} = 3.40 - 2.41 = 0.99 \text{ m} \approx \underline{1.0 \text{ m}}$$

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Rio "SALVANTE"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>233</b>
AUTOR: JEPIC - HAZARAN	REVISO:	
DESCRIPCION: Sección Local	APROBO:	AREA:
REFERENCIA: Hoja Derecha	HOJA 5 DE	FECHA:

Hoja Derecha

P.L. de 1.20 m. b

$$S_o = k_f k_v (e + k_H) \frac{v_i^2}{g}$$

$$k_f = 10 \text{ y}$$

$$v_i = \frac{2.110^{1.66}}{H_s} = \frac{(2.01)(2.91)^{1.66}}{3.40} = 1.27$$

$$\frac{v_i^2}{36} = \frac{(1.27)^2}{(9.81)(1.20)} = 0.137 \Rightarrow k_f = 0.72 \text{ /}$$

$$\frac{H_s}{b_s} = \frac{3.40}{1.20} = 2.83 \Rightarrow k_H = 0.17 \text{ /}$$

e = 1 por estar en canal de arroyos.

$$S_o = (10)(0.72)(1 + 0.17) \frac{(1.27)^2}{(9.81)} = 1.38$$

$$\text{Sección Local} = \underline{\underline{1.38 \text{ m}}}$$

Sección total en la margen derecha = Sección local + local

$$S_o = 1.0 + 1.38 = \underline{\underline{2.50 \text{ m}}}$$

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Río Bravante	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>234</b>
ANTOJALD DESCRIPCION: Secciónes General	REVISO:	
REFERENCIA:	APROBO:	AREA:
HOJA <u>6</u> DE <u>      </u>	FECHA:	

## Sección SM-1

Canal con un diámetro equivalente (suelo no cohesivo)

$$\left. \begin{array}{l} H_m = 1.8 \\ w = 20\% \end{array} \right\} \begin{array}{l} d_s = \frac{H_m}{1+w} = \frac{1.8}{1.20} = 1.50 \quad \therefore D_m = 200 = 200 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.76 \end{array}$$

$$\alpha = 1.0$$

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_s^{1.66}}{0.68 (D_m)^{0.76} \beta} \right]^k = \left[ \frac{(1.0)(1.50)^{1.66}}{0.68 (200)^{0.76} (0.91)} \right]^{0.76} = 3.14 \text{ m}$$

Sedimentación =  $3.14 - 3.20 = -0.06$  No hay sedimentación.

Algunas se consideran un diámetro medio calculado  $D_m = 0.71 \text{ m}$ .

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(3.20)^{1.66}}{0.68 (0.71)^{0.76} (0.97)} \right]^{0.76} = 5.66$$

$$\text{Sedimentación general} = 5.66 - 3.20 = \underline{2.46 \text{ m}}$$

## Sección SP-2

$$\left. \begin{array}{l} D_m = 0.27 \text{ mm} \\ \alpha = 1.0 \end{array} \right\} d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.30)^{1.66}}{0.68 (0.27)^{0.76} (0.97)} \right]^{0.765} = 20.66$$

Sedimentación genl =  $20.66 - 8.30 = 12.36 \text{ m}$   $\therefore$  el primer estado se usa.

2º estado (grava) con  $D_m = 27.02 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.76$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(9.30)^{1.66}}{0.68 (27.02)^{0.76} (0.97)} \right]^{0.76} = 11.76 \text{ m}$$

Sedimentación =  $11.76 - 9.30 \text{ m} = 1.96 \text{ m}$   $\therefore$  la sedimentación involucra el primer estado de 60 cm de arena + 1.36 m en la grava que da un total de 1.96 m

$$\text{Sedimentación general} = \underline{1.96 \text{ m}}$$

FALLA DE ORIGEN



## HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Rio "Bajante"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>235</b>
AUTORIZA TERCERA - HAPATLAN	REVISO:	
DESCRIPCION Socavación	APROBO:	AREA:
REFERENCIA	FECHA:	
HOJA 3 DE		

Ahora calculando socavación local en el mismo SP-2  
Método simplificado (Yates-Loutchou).

$$S_0 = k_f k_v (e + k_{11}) \frac{V_v^2}{g} - 0.30 d_{85cm}$$

$$k_f = 10$$

$$V_v = \frac{11.5 \cdot 1.65}{11.5} = \frac{(11.0)(8.20)^{1.66}}{10.20} = 3.27$$

$$\frac{V_v^2}{g_b} = \frac{(3.27)^2}{(9.81)(1.20)} = 0.91 \Rightarrow k_v = 0.55$$

$$\frac{H_s}{h} = \frac{10.20}{1.20} = 8.55 \Rightarrow k_{11} = 0.05$$

$$S_0 = 10(0.55)(1.6 + 0.05) \frac{(3.27)^2}{9.81} - 0.30(3.1 \text{ cm})$$

$$S_0 = 3.89 - 0.93 = 2.96 \text{ m}$$

$$\text{Socavación total} = \text{gen} + \text{local} = 1.96 + 2.96 = 4.92 = \underline{\underline{5.0 \text{ m}}}$$

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Río "BALANQUE"	CALCULO:	CLASIFICACION <b>236</b>
AUTORIZA DESCRIPCIÓN: Soluciones	REVISÓ:	
REFERENCIA:	APROBO:	AREA:
HOJA 8 DE	FECHA:	

Soluto SH-3

Solución general

$$D_0 = 1.44 \text{ mm} ; \alpha = 1.0 ; k = 0.72$$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.49)^{1.66}}{(0.68)(1.44)^{2.8}(0.93)} \right]^{0.72} = 16.15 \text{ m} \quad \therefore \text{Solución genl} = 16.15 - 8.49 = \underline{7.7 \text{ m}}$$

$\therefore$  al primer estado se soluce

2<sup>do</sup> estado gran gruesa con  $D_0 = 12.93 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.75$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.49)^{1.66}}{(0.68)(12.93)^{2.8}(0.93)} \right]^{0.75} = 11.44 \text{ m} \quad \therefore \text{Solución genl} = 11.44 - 8.49 \text{ m} = \underline{2.95 \text{ m}}$$

La solución total general = 2.95 m

Solución total. s. el SH-3

$$d_{85} = 24 - u = 2.4 \text{ cm}$$

$$S_0 = k_f k_v (e + k_H) \frac{V_f^2}{g} = 0.30 \text{ dgs}$$

$$k_f = 10$$

$$V_f = \frac{11.44}{H_s} = \frac{(11)(8.49)^{1.66}}{11.44} = 3.04 \quad \therefore \frac{V_f^2}{g} = \frac{3.04^2}{9.81(1.0)} = 0.94 \Rightarrow k_v = 0.56$$

$$\frac{H_s}{b} = \frac{11.44}{1.20} = 9.53 \Rightarrow k_H = 0.05$$

$$S_0 = (10)(0.56)(0.6 + 0.05) \frac{(3.04)^2}{9.81} + (0.30)(2.4) = 5.43 - 0.72 = \underline{2.71}$$

$$\text{Solución total} = 2.95 + 2.71 = \underline{5.66}$$

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Río "BALUARTE"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>237</b>
AUTORIZADO: TEPIC - MARATIAN	REVISO:	
DESCRIPCION: SOLUCION	APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA <u>8</u> DE <u>      </u>	FECHA:

Suelo S11-3

Solucion general.

$$D_u = 144 \text{ mm} ; \alpha = 1.0 ; k = 0.72 ; d_s = 8.99$$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.99)^{1.66}}{(0.68)(144)^{0.28}(0.72)} \right]^{0.72} = 16.15 \text{ mm} \quad \therefore \text{Solucion genal} = 16.15 - 8.99 = \underline{7.2 \text{ m}}$$

\(\therefore\) al primer estado de solcum.

2do estado gran gruesa mm.  $D_u = 12.91 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.75$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.99)^{1.66}}{(0.68)(12.91)^{0.28}(0.75)} \right]^{0.72} = 11.44 \text{ mm} \quad \therefore \text{Solucion genal} = 11.44 - 8.99 = \underline{2.95 \text{ m}}$$

La solucion total general = 2.95 m

Solucion total en el S11-3

$$D_{85} = 24 \text{ mm} = 2.4 \text{ cm}$$

$$S_o = k_s k_v (0.1 k_H) \frac{V_L^2}{g} = 0.30 \text{ cgs}$$

$$k_f = 10$$

$$V_L = \frac{110^{1.66}}{H_s} = \frac{(11)(8.99)^{1.66}}{11.44} = 3.04 \quad \therefore \frac{V_L^2}{36} = \frac{3.04^2}{(1.81)(1.20)} = 0.77 \Rightarrow k_v = 0.56$$

$$\frac{H_s}{h} = \frac{11.44}{1.70} = 7.53 \Rightarrow k_H = 0.05$$

$$S_o = (10)(0.56)(0.61)(0.05) \frac{(3.04)^2}{9.81} - (0.30)(2.4) = 3.43 - 0.72 = \underline{2.71}$$

Solucion total =  $2.95 + 4.15 = \underline{7.1}$

+ 2.71

5.66 m

FALLA DE ORIGEN



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Piso "BALCONTE"	CALCULO:	CLASIFICACION <b>238</b>
AUTORIZA: TEPIC - MATEO CASAS	REVISO:	
DESCRIPCION: Socavación	APROBO:	AREA:
REFERENCIA:	HOJA 8 DE	FECHA:

Socabo SM-3

Socavación general.

$$D_u = 1.44 \text{ m} ; \alpha = 1.0 ; k = 0.72$$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.29)^{1.66}}{(0.68)(1.44)^{2.8}(0.72)} \right]^{0.72} = 16.15 \text{ m} \quad \therefore \text{Socavación gen} = 16.15 - 8.49 = \underline{7.74}$$

\(\therefore\) al primer estado de socav.

2º estado gran gruesa en  $D_u = 12.91 \text{ m} \Rightarrow k = 0.75$

$$d_s = \left[ \frac{(1.0)(8.29)^{1.66}}{(0.68)(12.91)^{2.8}(0.75)} \right]^{0.75} = 11.44 \text{ m} \quad \therefore \text{Socavación gen} = 11.44 - 8.49 = \underline{2.95}$$

La socavación total general = 2.95 m

Socavación total en el SM-3

$$D_{85} = 24 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$S_o = k_f k_v (e + k_H) \frac{V_c^2}{g} = 0.30 \text{ ckg}$$

$$k_f = 10$$

$$V_c = \frac{\alpha H_o^{1.66}}{H_s} = \frac{(1)(8.29)^{1.66}}{11.44} = 3.04 \quad \therefore \frac{V_c^2}{g} = \frac{3.04^2}{9.81(1.2)} = 0.77 \Rightarrow k_v = 0.56$$

$$\frac{H_s}{b} = \frac{11.44}{1.20} = 9.53 \Rightarrow k_H = 0.05$$

$$S_o = (10)(0.56)(0.6 + 0.05) \frac{(3.04)^2}{9.81} = (6.30)(2.4) = 3.43 - 0.72 = \underline{2.71}$$

$$\text{Socavación total} = 2.95 + 2.71 = \underline{5.66}$$

FALLA DE ORIGEN



## HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: "ENLACE" MATERIA: FÍSICA - MATEMÁTICAS DESCRIPCIÓN: SOLO CALIFICACIÓN REFERENCIA: HOJA 9 DE _____	CALCULO: REVISO: APROBO: FECHA:	CLASIFICACION: <h3 style="text-align: center;">239</h3> AREA:
--	--	--

Estado SP-6 (Solución General)

$$D_{II} = 0.57 \Rightarrow k = 0.71$$

$$d_s = \left[ \frac{1.66}{(0.68) D_{II}^{0.78} \beta} \right]^k = \left[ \frac{(1)(7.79)^{1.66}}{(0.68)(0.57)^{0.78} (0.97)} \right]^{0.71} = 16.12$$

Solución general =  $16.12 \cdot 7.79 = h = 8.63 \text{ m}$  ∴ El primer estado de alarma con altura de  $1.80 \text{ m}$  y socava  $1.80 < h$

Analizando el segundo estado con altura real de  $1.70 \text{ m}$ ; altura para cálculo =  $3.00 \text{ m}$ .

$$D_{III} = 1.30 \Rightarrow k = 0.71$$

$$d_s = \left[ \frac{(1)(7.79)^{1.66}}{(0.68)(1.30)^{0.78} (0.97)} \right]^{0.71} = 10.41 \text{ m}$$

Solución general =  $10.41 \text{ m} \cdot 7.79 \text{ m} = h = 2.72 \text{ m}$  ∴ El 2º estado también se socava hasta  $2.72 \text{ m}$  ya que  $3.00 \text{ m} > h$

Se considera que la solución general llega a 2.72 m de prof.

Cálculo de socavación local.

$$D_{SS} = 3.50 \text{ m} \Rightarrow 1.15 \text{ m}$$

$$\therefore \frac{V_r}{b} = k_v k_H (e + k_H) \frac{V_r^2}{g} = 0.30 \text{ m/s}^2$$

$$k_H = 10$$

$$V_r = \frac{H_0^{1.66}}{H_s} = \frac{(1)(7.79)^{1.66}}{10.41} = 2.72 \Rightarrow \frac{V_r^2}{9.8} = \frac{(2.72)^2}{9.8(7.79)(1.20)} = 0.63 \therefore k_v = 0.30$$

$$\frac{H_0}{b} = \frac{0.91}{1.20} = 0.68 \therefore k_H = 0.05$$

$$S_0 = (0.1)(0.30)(0.68 + 0.05) \frac{(2.72)^2}{9.8} - (0.30)(0.05) = 2.24 - 1.05 = \frac{1.19}{0.345} = 2.115$$

⇒ Socavación total =  $2.72 + 1.79 = \boxed{4.71 \text{ m}}$

1.1.10 5.17 .. ..





## HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: p. "BALUNES" AUTORIZA: TERCERA MARATON DESCRIPCIÓN: Soportación REFERENCIA:	CALCULO: REVISO: APROBO: FECHA:	CLASIFICACION: <div style="text-align: center; font-size: 1.2em; font-weight: bold;">240</div> AREA:
HOJA 10 DE		

Soportación general S11-7

$$D_{11} = 0.874 \text{ m} \Rightarrow k = 0.11$$

$$d_s = \sqrt{\frac{2 \cdot d_{11}^{1.66} \cdot k}{(0.68) \cdot (0.11)^{0.18} \cdot (0.97)}} = \left[ \frac{(11)(7.07)^{1.66}}{(0.68)(0.84)^{0.18}(0.97)} \right]^{0.71} = 13.99 \text{ m}$$

$$\text{Soportación gen. } h = 13.99 - 7.07 = 6.90 \text{ m}$$

El primer estado de 2.10 m < soportación 6.90 m < h

Segundo estado

$$D_{11} = 11.72 \text{ m} \Rightarrow k = 0.75$$

$$d_s = \sqrt{\frac{(11)(7.07)^{1.66}}{(0.68)(11.72)^{0.18}(0.97)}} = 9.33$$

$$\text{Soportación } h = 9.33 - 7.07 = 2.24 \text{ m}$$

Se recomienda que la soportación se le tiene en el contacto del 2º estado ya que  $h > 2.24 \text{ m}$

$$\therefore \text{Soportación general} = \underline{2.10 \text{ m}}$$

Soportación local S11-7

$$D_{11} = 22 \text{ mm}$$

$$S_0 = k_s k_v (c + k_H) \frac{V_c^2}{g} = 0.30 \text{ dBs}$$

$$\frac{k_s = 10}{V_c = \frac{2 \cdot H_0^{1.66}}{H_s} = \frac{(11)(2.07)^{1.66}}{9.49} = 2.72 ; \quad \frac{V_c^2 = (2.72)^2}{36 (9.81)(1.75)} = 0.63 \Rightarrow k_v = 0.58 /$$

$$\frac{H_s}{b} = \frac{9.49}{1.20} = 7.90 \Rightarrow k_H = 0.05 /$$

$$S_0 = (10)(0.58)(0.61)(0.05) \frac{(2.72)^2}{9.81} = (0.30)(2.7) = 2.94 - 0.66 = \underline{2.18 \text{ m}}$$

$$\text{Soportación total} = \underline{2.10 + 2.18 = 4.58 \text{ m}}$$

11/1

## FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO: Río "BALANQUE"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>241</b>
AUTORIZA: T. P. C. - MEXALTOC	REVISO:	
DESCRIPCION: Adecuación	APROBO:	AREA:
REFERENCIA: HOJA 11 DE	FECHA:	

Formación general S11-11

$$D_{50} = 0.60 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.71$$

$$d_s = \left[ \frac{w}{(0.60)(0.001)^{0.71}} \right]^k \left[ \frac{(1.0)(5.82)^{1.66}}{(0.60)(0.60)^{0.58}(0.71)} \right]^{0.71} = 11.85$$

Solución genl  $h = 11.85 - 5.8 = 6.05 \text{ m}$ ; como el espesor del 14 es de  $3.70 < h$  el primer estubo se socava.

Análisis del 20. Estubo

$$D_{50} = 0.39 \text{ mm} \Rightarrow k = 0.74$$

$$d_s = \left[ \frac{w}{(0.60)(0.39)^{0.74}} \right]^k \left[ \frac{(1)(5.82)^{1.66}}{(0.60)(0.39)^{0.58}(0.74)} \right]^{0.74} = 7.62$$

Solución  $h = 7.62 - 5.8 = 1.82 \text{ m}$ ; como  $3.70 > h$  se considera que la solución genl llega a  $3.70 \text{ m}$ .

Solución general = 3.70 m

Solución local

$$D_{85} = 2.5 \text{ mm}$$

$$S_o = k_1 k_2 (e k_3) \frac{V_1^2}{g}$$

$$k_1 = 10$$

$$V_1 = \frac{w}{H_s} = \frac{(1)(5.82)^{1.66}}{9.52} = 1.75 \quad ; \quad \frac{V_1^2}{36} = \frac{(1.75)^2}{(9.81)(1.70)} = 0.32 \Rightarrow k_2 = 0.65$$

$$\frac{H_s}{h} = \frac{7.32}{1.70} = 7.9 \Rightarrow k_3 = 0.05$$

$$S_o = (10)(0.65)(1.04)(0.05) \frac{(1.75)^2}{9.81} - (0.10)(7.5) = 2.69 - 0.75 = \frac{1.89}{3.70}$$

$$\text{Solución total} = 3.70 + 1.89 = \frac{5.59 \text{ m}}{1.01}$$

**FALLA DE ORIGEN**



# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO: Lic "VALUATE"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>242</b>
DESCRIPCION: NORMAS TERICAS - MAPAS	REVISO:	
REFERENCIA: SOLIMEX	APROBO:	AREA:
HOJA <u>12</u> DE <u>      </u>	FECHA:	

Socavación local SM-13

$$D_{s1} = 0.67 \text{ m} \Rightarrow k = 0.71$$

$$d_s \left[ \frac{0.67^{1.66}}{1.1(0.11)^{0.66}(0)} \right]^k = \left[ \frac{11(0.06)^{1.66}}{(0.68)(0.67)^{0.66}(0.71)} \right]^{0.71} = 12.16$$

$\approx 11.16$

$$\text{Socavación total} = 12.16 - 6.06 = 6.1 \text{ m}$$

∴ se considera por la socavación de forma al primer strato de arena de 5.90 m.

$$\text{Socavación total} = \underline{5.90 \text{ m}}$$

Socavación local

$$D_{s2} = 26 \text{ cm} \Rightarrow \text{Socavación a } 2.91 \text{ m}$$

$$S_0 = k_s k_v (c + k_H) \frac{V_1^2}{g} = 0.30 d_s$$

$k_s = 10$

$$V_1 = \frac{11.96}{11.96} = \frac{11(0.06)^{1.66}}{11.96} = 1.66 \quad ; \quad \frac{V_1^2}{g} = \frac{(1.66)^2}{9.81(1.10)} = 0.24 \Rightarrow k_v = 0.67$$

$$\frac{H_1}{b} = \frac{11.96}{1.70} = 7.04 \Rightarrow k_H = 0.05$$

$$S_0 = 10(0.67)(1+0.05) \frac{(1.66)^2}{9.81} = 0.30(2.6) = 2.04 - 0.78 = \underline{1.26 \text{ m}}$$

$$\text{Socavación total} = 5.70 + 1.26 = \boxed{7.16 \text{ m}}$$

FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### HOJA DE CALCULOS

PROYECTO	RIO "VELICARIA"	CALCULO:	CLASIFICACION: <b>243</b>
ANÁLISIS TÉCNICO	INSTRUMENTAL	REVISO:	
DESCRIPCION	Sonación total	APROBO:	AREA:
REFERENCIA	REFUGIO	FECHA	
	HOJA 13 DE		

Sondeo	Km	Sonación Gravel (-)	Sonación local (-)	Sonación total (-)
SH-1	218+100	2.96	—	2.96
SH-2	218+150	1.96	2.96	4.92
SH-3	218+210	2.95	2.71	5.66
SH-6	218+390	2.92	1.79	4.71
SH-7	218+450	2.90	2.10	4.58
SH-11	218+660	3.70	1.89	5.59
SH-13	218+780	5.90	1.26	7.16
SH-14, 16	1000 m	5.76	3.90	7.50
Maya Derrida	11.0	1.0	1.30	2.50

FALLA DE ORIGEN



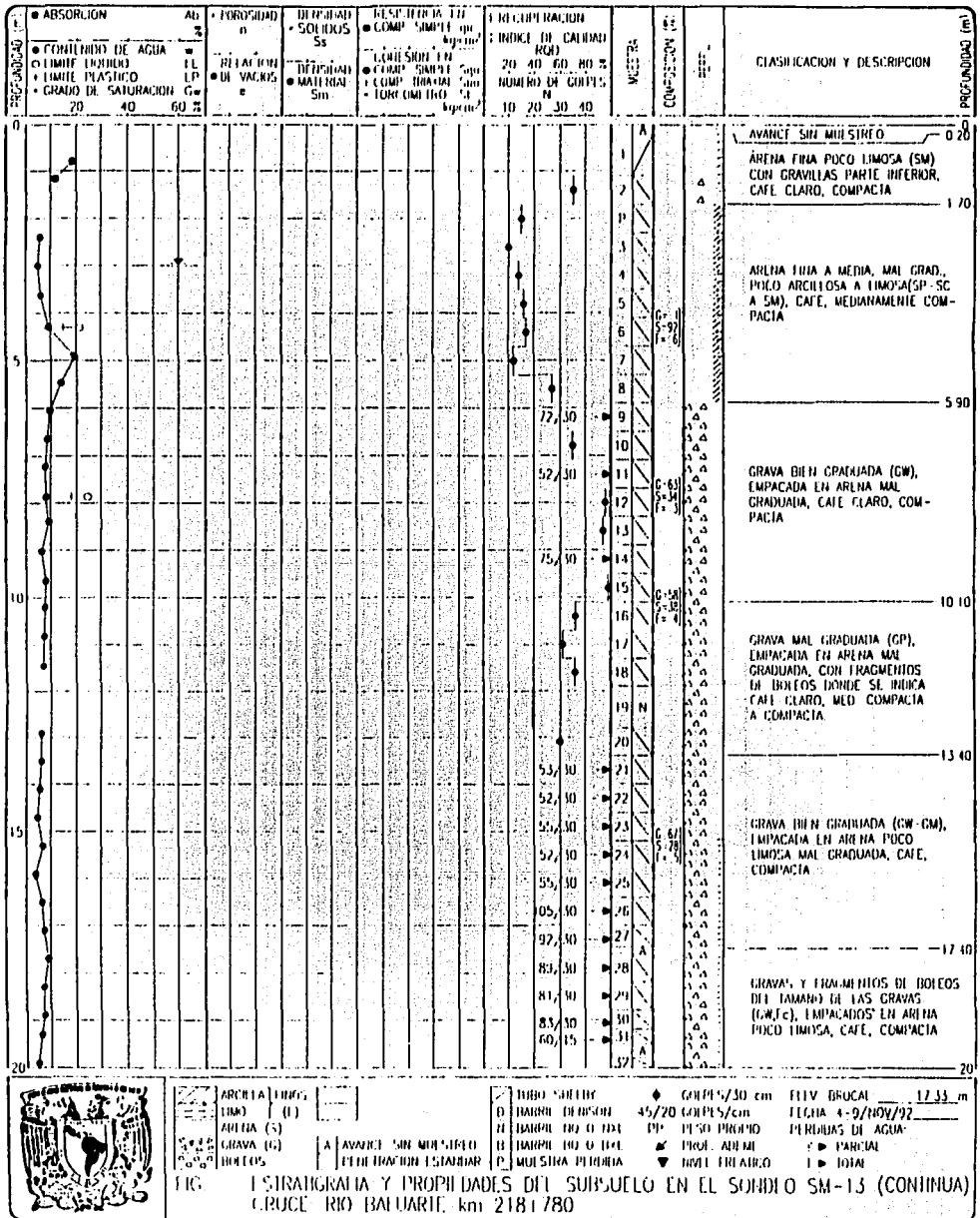
# HOJA DE CALCULOS

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

PROYECTO RIO "VALCALLE"		CALCULO	CLASIFICACION <b>244</b>
DESCRIPCION Sección: total		REVISO	AREA
REFERENCIA REUNION	HOJA 13 DE	APROBO	FECHA

Sección	Km	Sección Global (m)	Sección Local (m)	Sección total (m)
SM-1	2184100	2.46	—	2.46
SP-2	2184150	1.96	2.96	4.92
SM-3	2184210	2.95	4.15	7.10
SP-6	2184390	2.92	1.99	4.91
SM-7	2184430	2.40	2.16	4.56
SM-11	2184660	3.70	1.89	5.59
SM-15	2184780	2.90	1.26	4.16
SM-14, 16	total	5.26	3.90	9.50
Maya Grande	H. D.	1.0	1.39	2.50

FALLA DE ORIGEN



FALLA DE ORIGEN

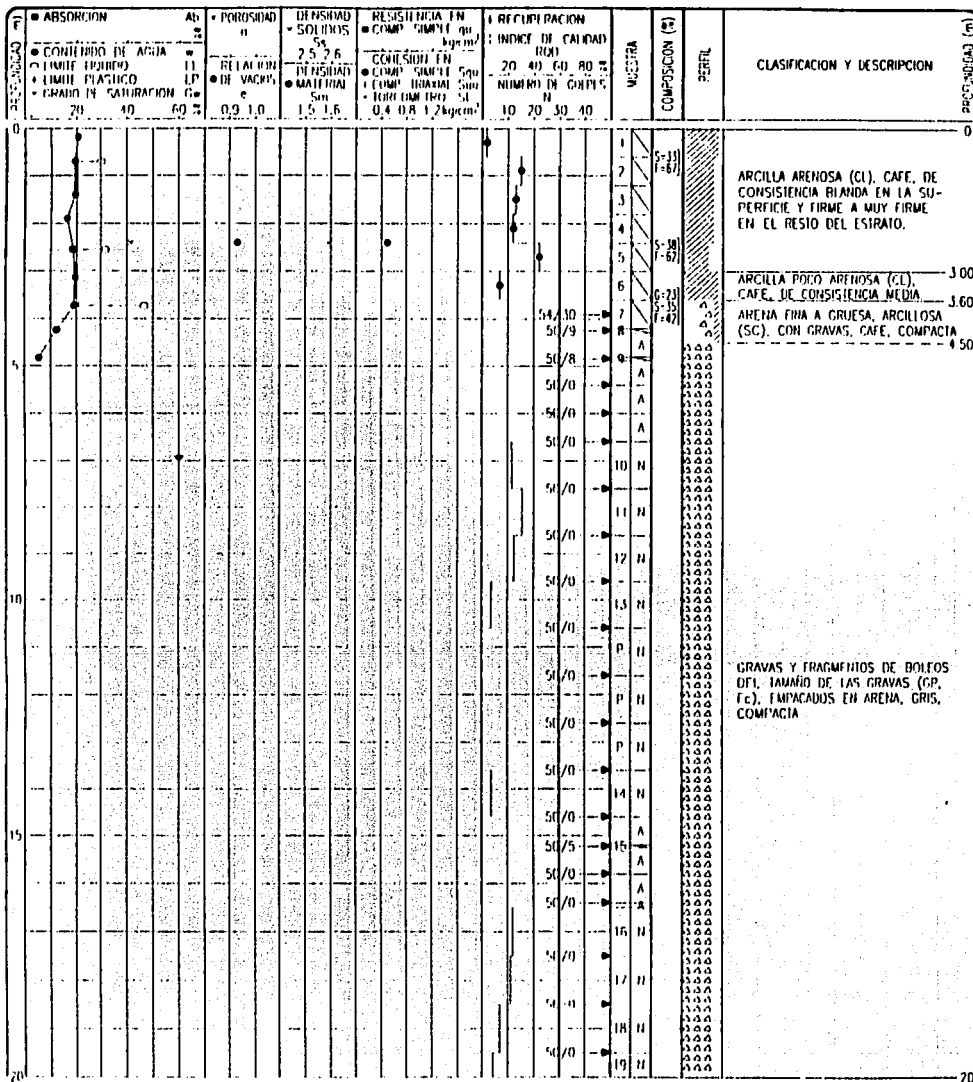
PROFUNDIDAD (m)	ABSORCION		POROSIDAD n	DENSIDAD Ss	RESISTENCIA EN COMP. SIMPLE			RECUPERACION		MUESTRA	COMPOSICION (%)	PERFIL	CLASIFICACION Y DESCRIPCION
	CONTENIDO DE AGUA w	LIMITE LIQUIDO Ll			LIMITE PLASTICO Lp	GRAN. DE SATURACION G	COHESION EN COMP. SIMPLE Su	COHESION EN COMP. TRIAXIAL Su3	COHESION EN TORCION TRIAXIAL Su3t				
20	20	40	60										
20													GRAVAS Y FRAGMENTOS DE BOLEOS DFL TAMAÑO DE LAS GRAVAS (GW.Fc) EMPACADOS EN ARENA POCO LIMOSA, CAFE, COMPACTA
22													FIN DEL SONDEO
22.70													
25													
30													
35													
40													



ARECHA (F)  TIPO (F)  AVANTI "DE MUESTRO"  PENETRACION ESTANDAR  
 ARECHA (S)  GRAVA (G)  BOLEOS  
 TIPO SHIBBY  GOLPES/30 cm  ELEV. BROCAL: 17.33 m  
 BARRIL DENSON 45/20 GOLPES/cm  FECHA: 4-9/NOV/92  
 BARRIL NO O NIXI  PISO PROPIO  PERDIDAS DE AGUA  
 BARRIL RU O NIXI  PROF. ADENHE NW  PARCIAL  
 MUESTRA PERDIDA  NIVEL TREATICO  TOTAL

FIG. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO SM-13 (CONTINUACION)  
 CRUCE: RIO BAIHARRI Km 218.1/80

FALLA DE ORIGEN



ARILLA FINA (H)  
 DURA (H)  
 MEDIA (C)  
 GRUESA (G)

A: AGENTE SOLUCIONADO  
 P: PARA DIFUSION

TUBO SUTLEY 45/20 GOLPES/cm  
 D: BARRA DE 20 MM PP PISO PROPIO  
 E: BARRA DE 10 MM PP PISO ANTE  
 P: MUESTRA PERDIDA

ELEV. BROCAL: 20.61 m  
 FECHA: 31/OCT-10/NOV/32  
 PERMANECIA DE AGUA:  
 • PARCIAL  
 • TOTAL

FIG. EMPACADO Y PROPIEDAD DEL SUBSTRATO EN EL SONDEO SM-19 (CONTINUA)  
 CURTO - BO BATHMET 1m 210160

FAUNA DE ORIZABA





TESIS PROFESIONAL

IX

METODO GEOLOGICO DE INSPECCION DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA  
(CALCULO DE SOBRE-ELEVACION)

Las expresiones para este método se obtuvieron aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre las secciones 1 y 3 de la figura upsilon con lo cual se obtuvo la diferencia  $y_1 - y_3$  que constituye el abatimiento de la superficie del agua entre las secciones 1 y 3,  $\Delta h$ . Este último parámetro es la medida más confiable que se puede obtener en el campo.

Este método se desarrolló con el propósito de utilizar estrechamientos por puentes como dispositivos de medida del flujo. Conociendo la geometría del cauce, las secciones transversales del puente y midiendo  $\Delta h$ , es posible calcular directamente el gasto. También, y es la finalidad de este trabajo, se puede calcular el remanso  $h_1^*$  conociendo el caudal y las características mencionadas del cauce y del puente, ya que el remanso  $h_1^*$  y  $\Delta h$  guardan una relación definida para cualquier estructura en particular. Entonces, si uno de los parámetros se conoce el otro se puede determinar. La expresión para obtener  $\Delta h$  es:

$$\Delta h = \frac{V_3^2}{2gC^2} + hf - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \dots\dots\dots IX.1.$$

donde:

- $\Delta h$  - abatimiento de la superficie libre del agua entre las secciones 1 y 3.
- $V_3$  - velocidad media en la sección 3 ó  $\frac{Q}{A_3}$ , donde Q es el gasto y  $A_3$  es el área hidráulica en la sección 3.
- g - aceleración de la gravedad.
- C - coeficiente de gasto que considera el efecto de la contracción, turbulencias, distribución de velocidades no uniforme en el estrechamiento y distribución de presiones diferente de la hidrostática.

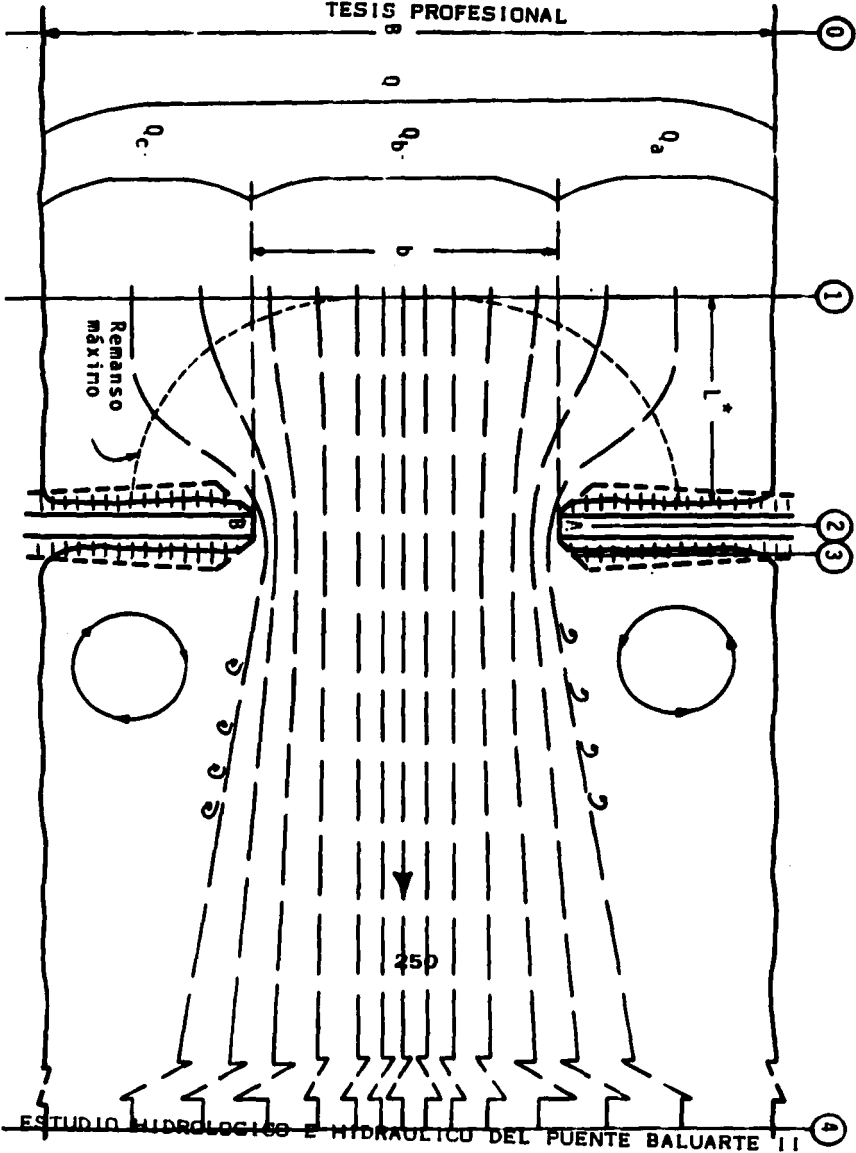


Figura 7 - Estrechamiento de un cauce (upsilon)

TESIS PROFESIONAL

- hf - pérdida de carga debida a la fricción entre las secciones 1- y 3 de la figura upsilon.
- $\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$  - carga de velocidad media pesada en la sección 1, donde:
- V1 - velocidad media en la sección 1 definida como  $\frac{q}{A_1}$ , siendo -
- $\alpha_1$  - Al el área hidráulica de la sección 1.
- $\alpha_1$  - coeficiente de energía cinética en la sección 1.

Valuación del coeficiente C

Por medio de un análisis dimensional considerando la geometría y los factores hidráulicos que gobiernan al flujo, se puede demostrar que C es función de:

$$C = f \left( m, F_3, w/b, \theta, \beta, \frac{y_a + y_b}{2b}, x/b, E, e, \frac{t}{y_3 + \Delta h}, J, L/b, L_d \right)$$

donde:

- m - relación de contracción definida por la ecuación de los formatos de cálculo.
- F3 - número de Froude en la sección 3 definido como:

$$F_3 = \frac{q}{A_3 \sqrt{g y_3}} < 0.8 \dots\dots\dots IX.2.$$

Si F3 > 0.8 se pueden presentar velocidades mayores o iguales que la crítica y este método ya no sería aplicable.

- w - longitud de un alero (figuras omicrón y sigma)
- $\theta$  - ángulo agudo entre un alero y un plano normal a la dirección del flujo (figuras omicron y sigma)
- $\beta$  - ángulo de esviajamiento del puente (ver figura fi)
- $y_a, y_b$  - tirantes en los estribos del lado a y b para la sección 3 -- (figura pi).

TESIS PROFESIONAL

- x - distancia medida como se indica en la figura ro.
- E - talud de los terraplenes de acceso. Relación de la distancia horizontal a la vertical (E:1).
- e - relación de excentricidad. El valor de e puede calcularse como:

$$e = 1 - e' \dots\dots\dots IX.3.$$

o bien

$$e = \frac{ka}{kc} < 1 \dots\dots\dots IX.4.$$

ver figuras omicrón, pi, ro y sigma.

- t - distancia vertical entre el nivel del agua en la sección 1 y el lecho inferior de la superestructura de un puente parcialmente sumergido (figura ji).

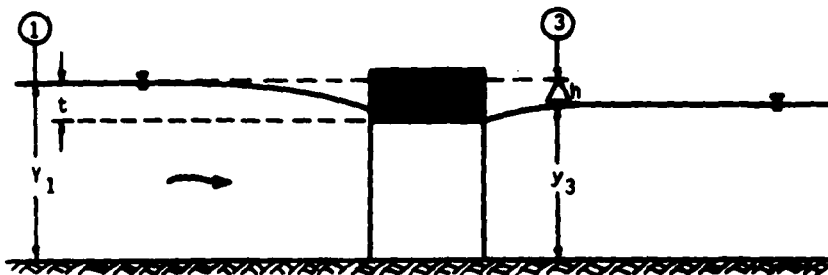


Figura  $\lambda$  (ji)

Para la consideración de este efecto la sección 3 se localizará en una zona aguas abajo del estrechamiento.

$y_3$  - tirante medio en la sección 3 ó  $\frac{A_3}{b}$ .

J - relación del área expuesta de pilas sumergidas al área del estrechamiento, que puede obtenerse a partir de la ecuación:

$$J = \frac{A_p}{A_n^2}$$

## TESIS PROFESIONAL

- L - longitud de estribos, definida en forma diferente según el tipo de estrechamiento (figuras omicrón, pi, ro y sigma).  
Ld - longitud de diques de encauzamiento (ver figura tau).

Para propósitos de aplicación práctica el valor de C se puede expresar como:

$$C = C' K_F K_w K_B K_D K_y K_x K_e K_t K_J K_d \ll 1 \dots\dots\dots IX.5.$$

donde C' es el valor del coeficiente de gasto correspondiente a la condición estándar para todos los efectos mencionados (figuras alfa-I-A, beta-II-A, gamma-III-A, delta-III-A, épsilon-III-A, zeta-IV-A, y heta-IV-A). Los valores de K son coeficientes que se usan para ajustar el valor de C' para condiciones no estándar de dichos efectos. Algunos de los coeficientes pueden valer 1 con lo cual la expresión se simplifica. Todos estos parámetros se obtienen de gráficas dependiendo de las características del estrechamiento. Podría darse el caso de que para ciertas combinaciones de los coeficientes empíricos que corrigen a C', se tuvieran valores de C mayor que 1; sin embargo en tal caso debe utilizarse un valor de C = 1. El método considera 4 tipos de estrechamiento como se muestra en las figuras omicrón, pi, ro y sigma.

**Estrechamiento Tipo 1** - En este caso los terraplenes de acceso tienen un talud vertical así como los estribos, pudiendo éstos tener o no aleros (figura omicrón).

**Estrechamiento Tipo 2** - Para este tipo de estrechamiento los taludes de los accesos tienen una cierta inclinación mas no así los estribos que tienen talud vertical (figura pi).

**Estrechamiento Tipo 3** - Para este caso los taludes, tanto de los accesos como de los estribos son inclinados. Además en los estribos se tienen aleros curvos (figura ro).

**Estrechamiento Tipo 4** - En este tipo de estrechamiento los taludes de los accesos son inclinados, los de los estribos son verticales y con aleros rectos (figura sigma).

## TESIS PROFESIONAL

El estrechamiento tipo 1 no tiene una utilidad práctica, salvo en situaciones muy especiales que no tiene caso analizar aquí; por esta razón no se estudiará con detalle. Sin embargo sirve como base para el cálculo del remanso para los demás tipos de estrechamiento, como se verá posteriormente. En las figuras correspondientes a cada tipo de estrechamiento se anotan todos los datos que deben considerarse para aplicar el método.

Las gráficas para obtener los coeficientes K para cada tipo de estrechamiento se presentan de la figura alfa a la teta.

La relación  $\frac{h_1^*}{\Delta h}$ , se denomina relación de remanso y es función de la rugosidad, contracción del cauce y de la geometría del estrechamiento; se puede obtener a partir de la figura nu, estudiada por el USGS a partir de modelos en laboratorio para estrechamientos tipo 1. La relación de remanso para los otros tipos de estrechamiento se obtiene multiplicando la del tipo 1 por un coeficiente

$$KA = f(C/C_{\text{básica}})$$

Obtenido de la figura xi, donde:

- C<sub>básica</sub> - coeficiente de gasto para un estrechamiento tipo 1, corrigiendo solo por el número de Froude, esto es, puede obtenerse de la figura alfa-1-A y alfa-1-B
- C - coeficiente de gasto para estrechamientos tipo 2, 3 ó 4.

El procedimiento para aplicar este método es el siguiente:

En la aplicación del Método Geológico de Inspección de los Estados Unidos de Norteamérica (Cálculo de Sobre-Elevación), será necesario seguir los siguientes pasos:

1. Determinar la magnitud del gasto Q para el cual se diseñará el puente
2. Determinar la elevación del N.A.M.E. (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) para el gasto de diseño en el sitio del puente, antes de su construcción.

TESIS PROFESIONAL

3. Dibujar una sección transversal representativa para el gasto de -- diseño en la sección 1. Si el cauce es recto y la sección trans-- versal es uniforme en las cercanías del puente, puede usarse la -- sección transversal en el cruce.
4. Subdividir la sección transversal dibujada en el paso 3 de acuerdo con cambios marcados en tirantes y rugosidad. Asignar valores del coeficiente de rugosidad de Manning a cada subsección.
5. Calcular la conducción k y el gasto q en cada subsección (el méto-- do se mostrará con el Río Baluarte II).
6. Calcular el número de Froude en la sección 1 para conocer el régi-- men del flujo fuera del estrechamiento. Puede calcularse como si -- se tratara de una sección rectangular:

$$Fn1 = \frac{Vn1}{\sqrt{g \bar{y}1}}$$

donde:

Vn1 - velocidad media en la sección 1 ó  $\frac{Q}{An1}$ .

g - aceleración de la gravedad.

$\bar{y}1$  - tirante medio en la sección 1 ó  $\frac{An1}{B}$ , donde B es el ancho aproximado del espejo de agua en la sección 1.

7. Determinar el valor del coeficiente de energía cinética en la sección 1,  $\alpha 1$ .
8. Dibujar la sección transversal en el cruce en base al nivel de la superficie del agua en flujo normal para el gasto de diseño y calcular su área hidráulica An2, incluyendo el área ocupada por pilas
9. Obtener el número de Froude en el estrechamiento para definir el -- tipo de régimen en la sección 2. También puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular:

$$Fn2 = \frac{Vn2}{\sqrt{g \bar{y}2}}$$



TESIS PROFESIONAL

donde:

$Vn2$  - velocidad media en la sección 2 ó  $\frac{Q}{An2}$

$\bar{y}2$  - tirante medio en el estrechamiento ó  $\frac{An2}{b}$

Si el número de Froude es menor que 1 el flujo será tipo I, en caso contrario se tratará de flujo tipo II y deberán aplicarse los métodos correspondientes. Lo anterior vale para flujo subcrítico aguas arriba del estrechamiento ( $Fn1 < 1$ ). Si el flujo es supercrítico en el lado de aguas arriba de la contracción ( $Fn1 > 1$ ), se tratará de un flujo tipo III.

10. Definir el tipo de estrechamiento según las figuras omicrón, pi, ro o sigma. Determinar todos los parámetros que aparecen en la figura correspondiente.
11. Calcular el valor de  $C'$  y de las  $K$  con las gráficas correspondientes al tipo de estrechamiento (figuras alfa a heta), y,  $K_e$ ,  $K_t$ , -  $K_j$  válidas para cualquier tipo de estrechamiento (figura teta).
12. Calcular  $C$  multiplicando  $C'$  por las  $K_e$ .
13. Obtener  $C_b$  básica a partir de la figura alfa-1-A y alfa-1-B.
14. Obtener la relación  $\frac{h1*}{\Delta h}$ , a partir de la figura nu, para un estrechamiento tipo 1.
15. Calcular la relación  $C/C_b$  básica. Obtener  $K_A$  de la figura xi. Calcular la relación de remanso:

$$\frac{h1*}{\Delta h} = KA \left[ \frac{h1*}{\Delta h} \right]_1$$

16. Calcular las pérdidas por fricción entre las secciones 1 y 3 con la ecuación de Manning:

TESIS PROFESIONAL

$$hf = Sf L^* = \left[ \frac{Q_n}{A_{n1} R_{n1}^{2/3}} \right]^2 \quad L^* \dots\dots\dots IX.6.$$

donde:

$$R_{n1} = \frac{A_{n1}}{P_{n1}}$$

17. Suponer una  $h1^*$ . Sustituir en la relación de remanso obtenida en el paso 15. Despejar  $\Delta h$ .

18. Calcular:

$$y1 = \bar{y}1 + h1^*$$

$$y3 = y1 + \Delta h$$

$$A3 = b y3$$

$$V3 = \frac{q}{A3}$$

$$A1 = A_{n1} + h1^* \cdot B$$

$$V1 = \frac{q}{A1}, \quad \alpha_1 \frac{V1^2}{2g}$$

19. Calcular el número de Froude en la sección 3:

$$F3 = \frac{q}{A3 \sqrt{g y3^3}}$$

## TESIS PROFESIONAL

Este valor debera estar comprendido entre 0.2 y 0.7 para estrechamientos tipo 2 y 3, y para el tipo 4 si los taludes son 1:1. Para el estrechamiento tipo 4 con taludes 2:1, F3 debe estar comprendido en el rango 0.2 a 0.8. Si esto no se cumpliera no se puede aplicar este método ya que en su desarrollo sólo se consideraron las condiciones anteriores.

20. Calcular KF si se trata de un estrechamiento tipo 4 con taludes 2:1 y un nuevo valor de C multiplicando el anterior por KF; si el talud es 1:1 será suficiente con verificar que F3 esté comprendido entre 0.2 y 0.7.

21. Calcular: 
$$\frac{V3^2}{2g C^2}$$

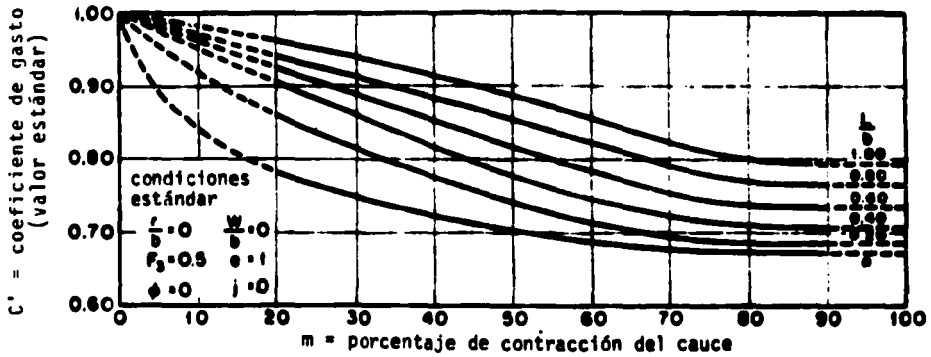
22. Calcular  $\Delta h$  con la ecuación IX.1. Comparar este valor con el  $\Delta h$  obtenido en el paso 17. Si son iguales, el remanso  $h_1$  supuesto es la respuesta final. Si son diferentes volver al paso 17.

EN LAS SIGUIENTES PAGINAS SE  
MOSTRAN LAS FIGURAS

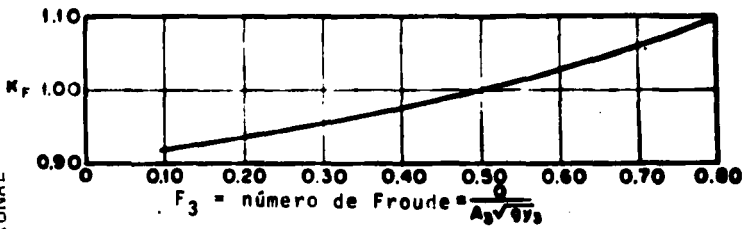
LLAMADAS "ALFABETO GRIEGO"



Figura  $\alpha$  (alfa) TIPO 1

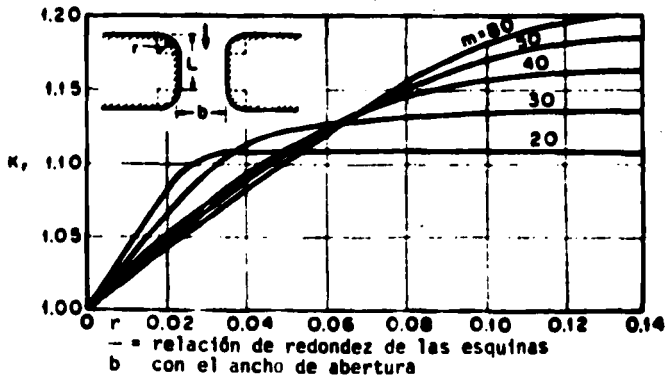


I-A

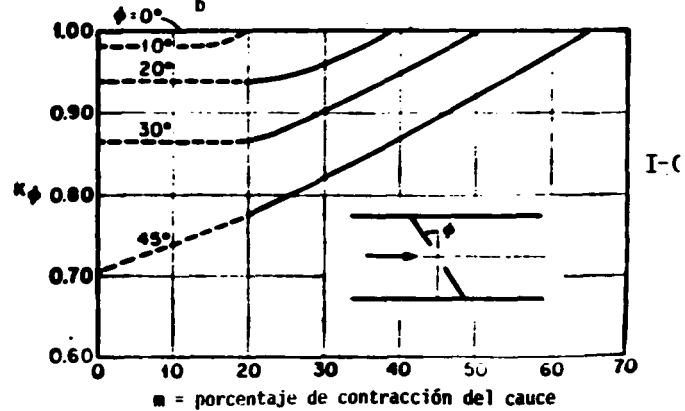
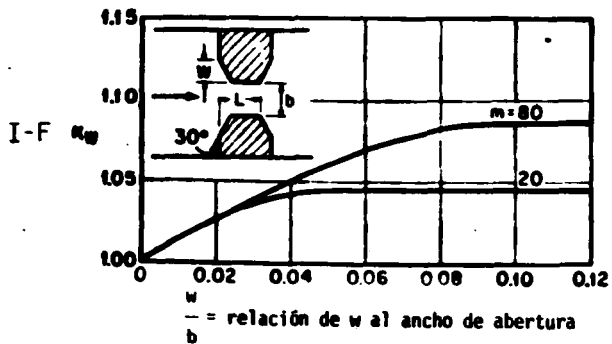
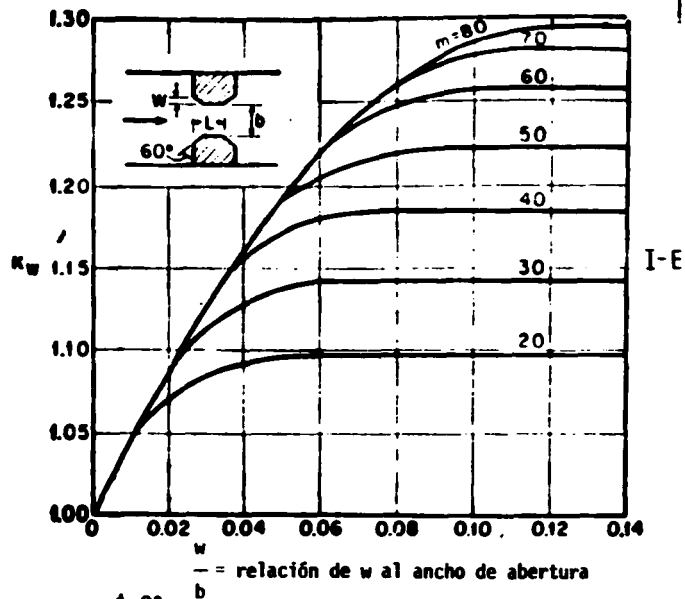
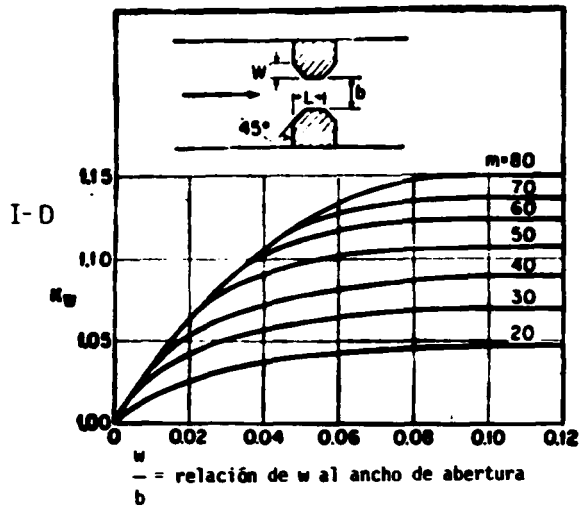


I-B

TESIS PROFESIONAL



I-C



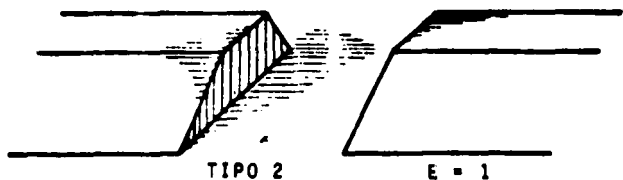
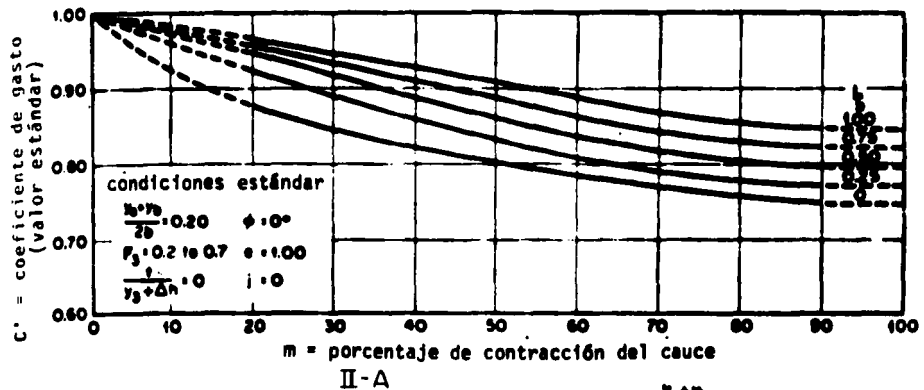
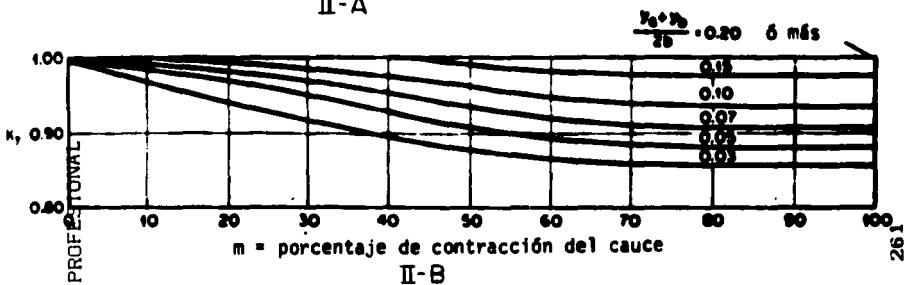


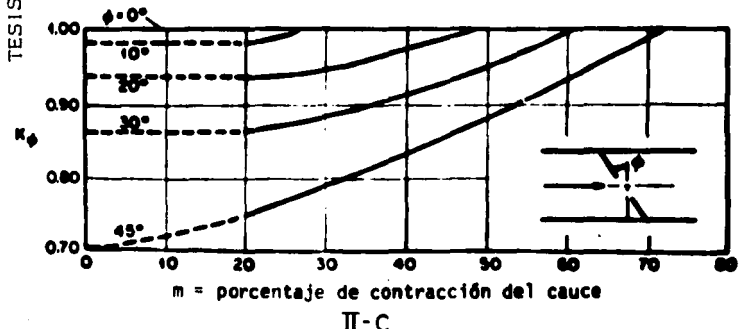
Figura  $\beta$  (beto)



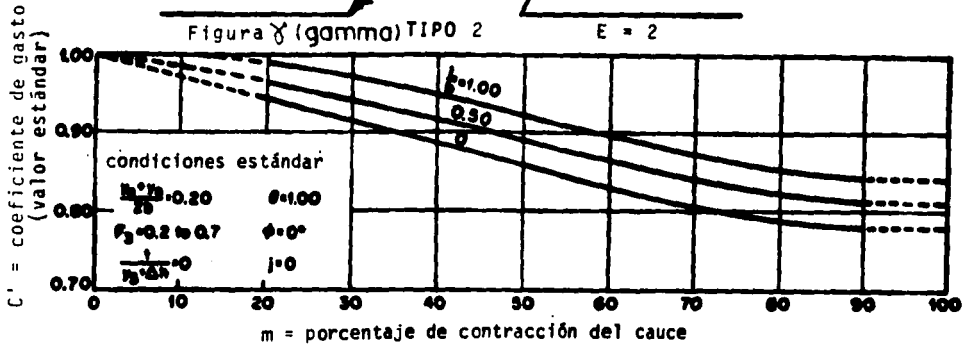
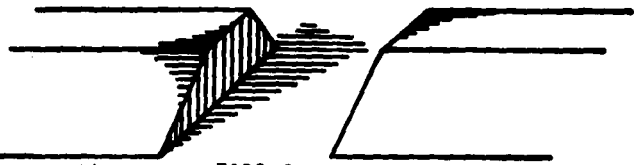
II-A



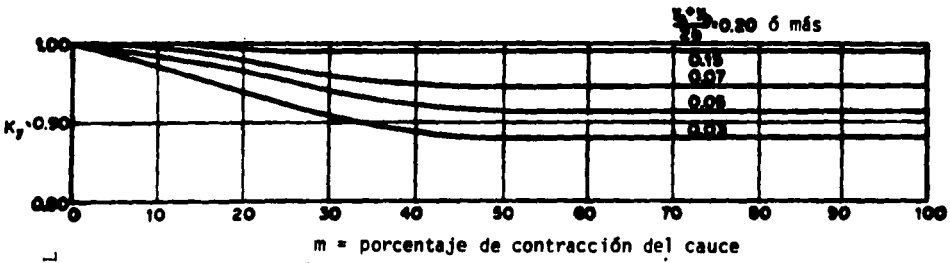
II-B



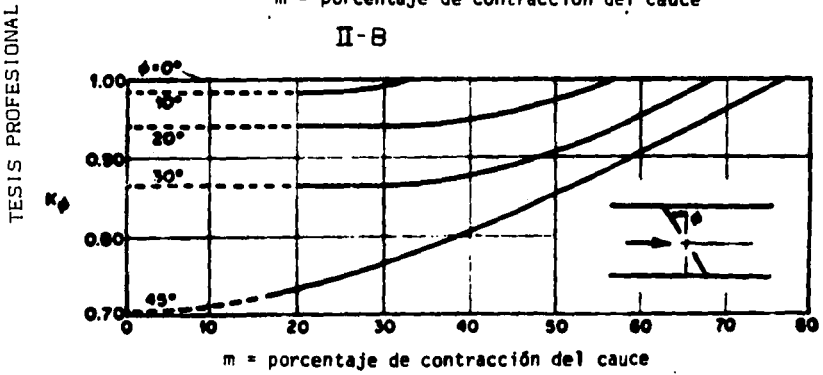
II-C



II-A



II-B



II-C

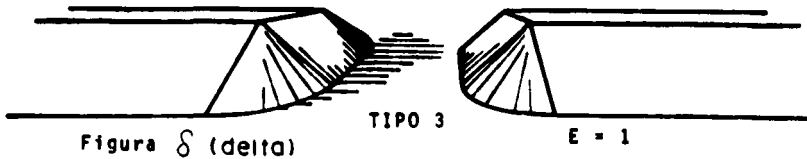
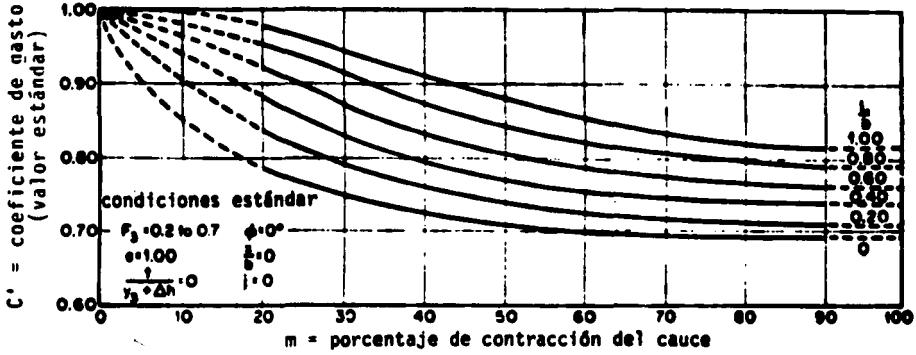


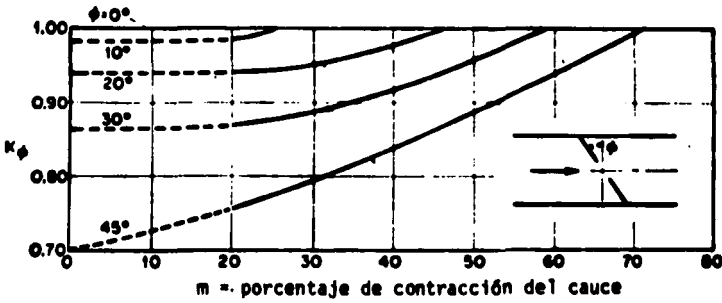
Figura  $\delta$  (delta)

TIPO 3

E = 1

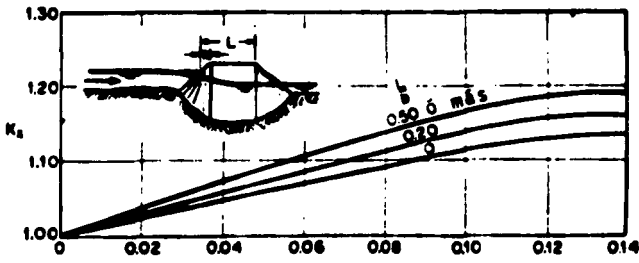


III - A



III - B

TESIS PROFESIONAL

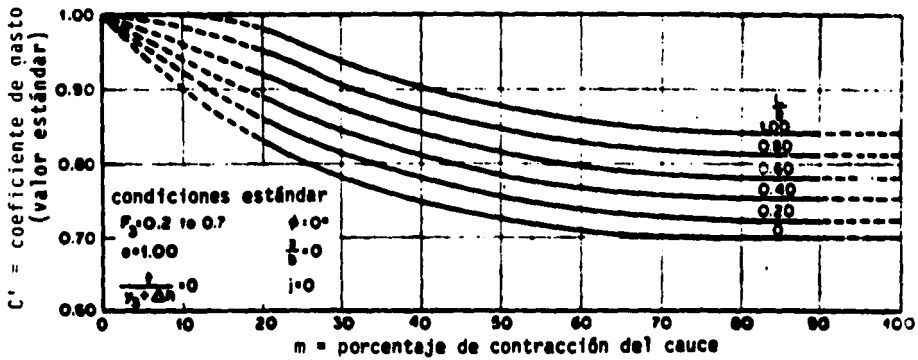


III - C

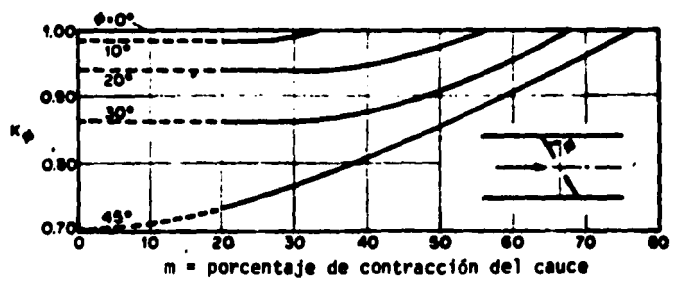




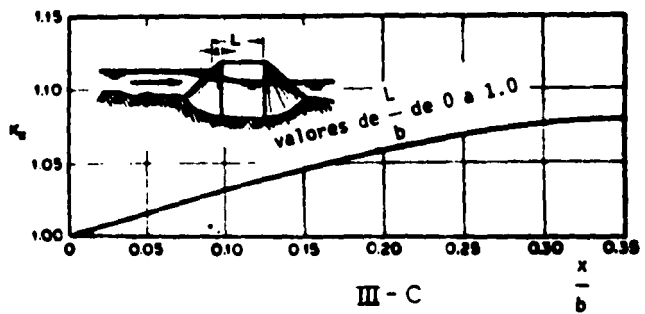
Figura  $\epsilon$  (épsilon) TIPO 3 E = 2



III - A

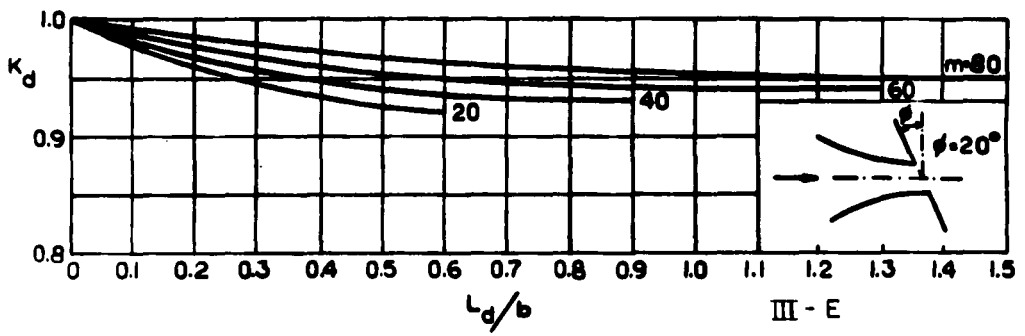
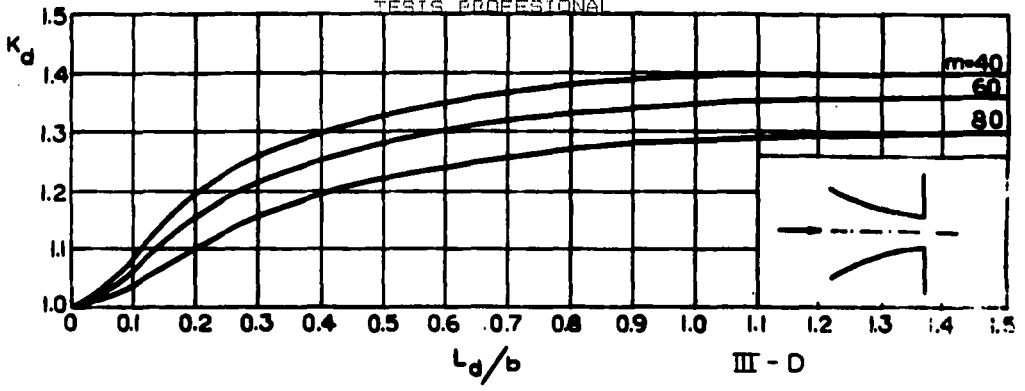


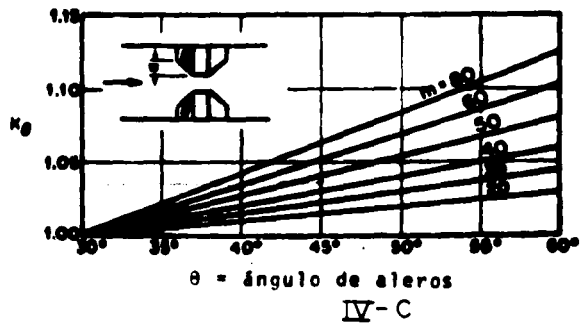
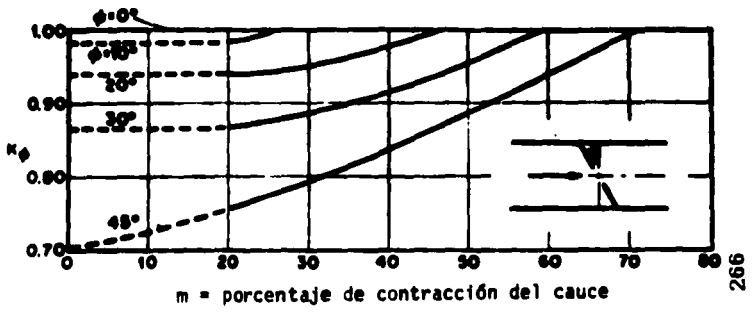
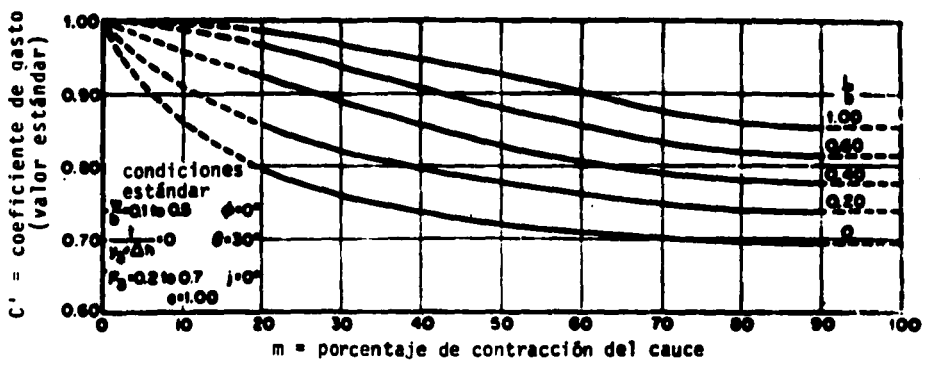
III - B



III - C

TESIS PROFESIONAL

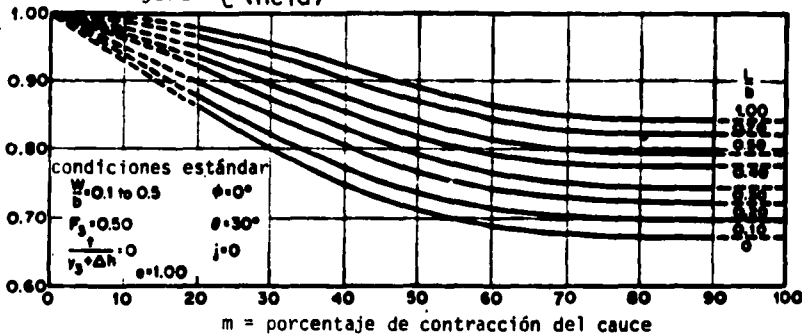




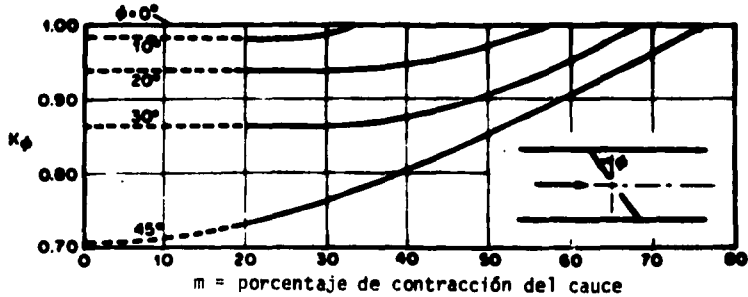
TESIS PROFESIONAL



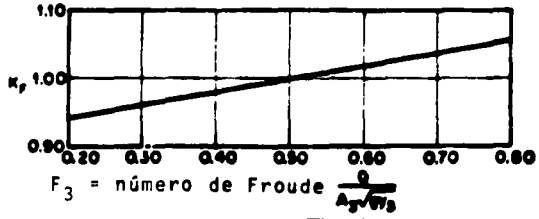
C' = coeficiente de gasto  
(valor estándar)



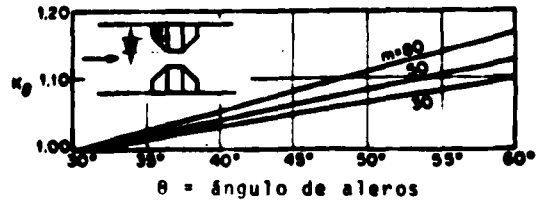
IV - A



IV - B



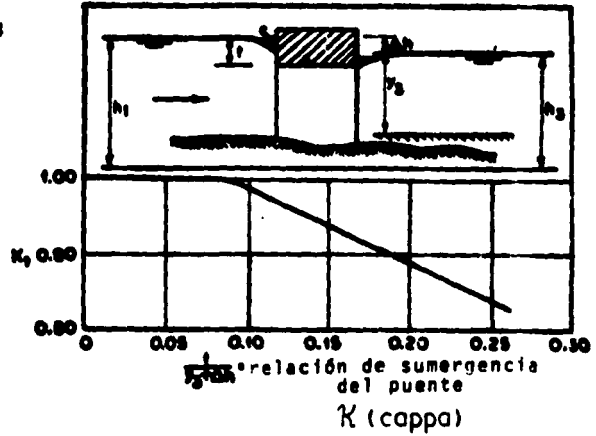
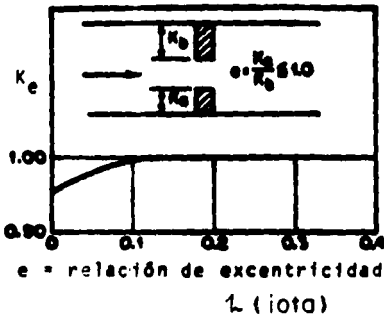
IV - C



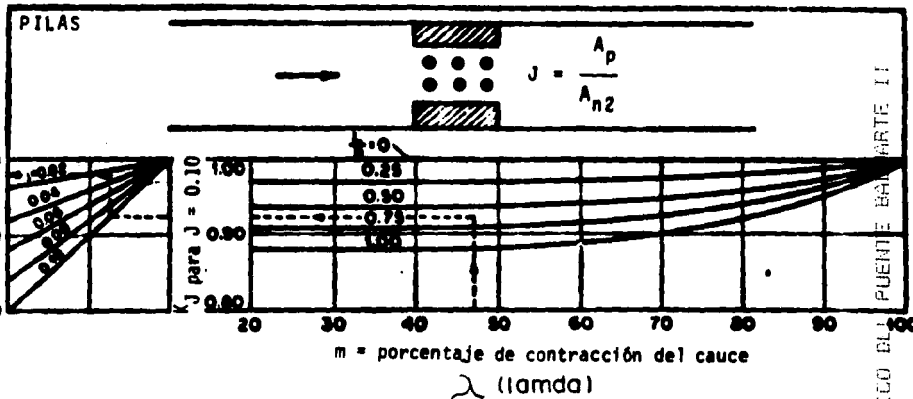
IV - D

TESIS PROFESIONAL

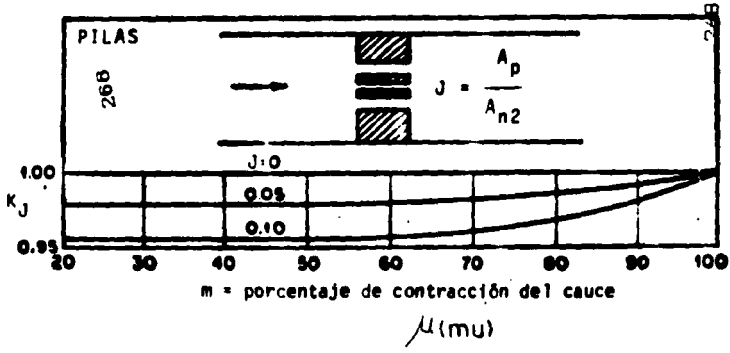
Figura  $\Theta$  (teta)  
Curvas para  
estrechamientos tipos 2, 3 y 4



Kc para J = 0 a 0.10



TESIS PROFESIONAL



ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO DEL PUENTE BALUARTE II

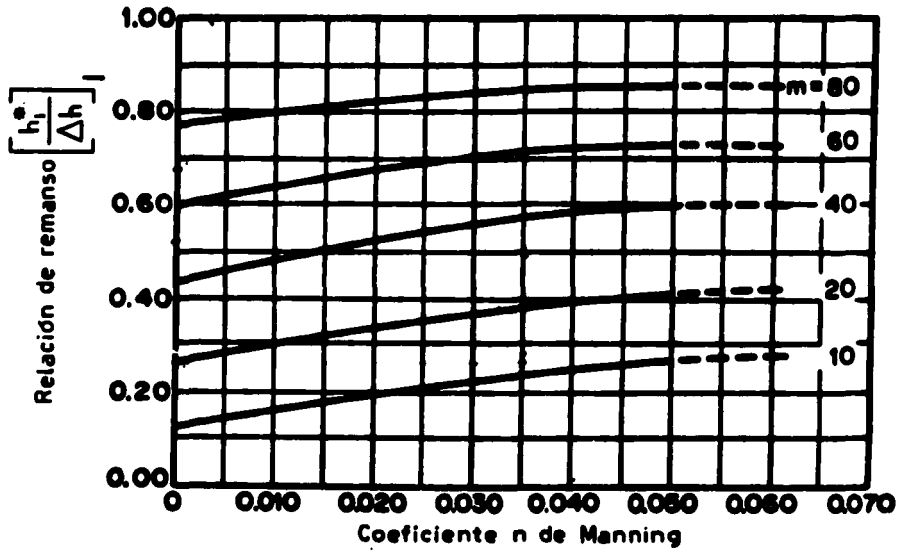
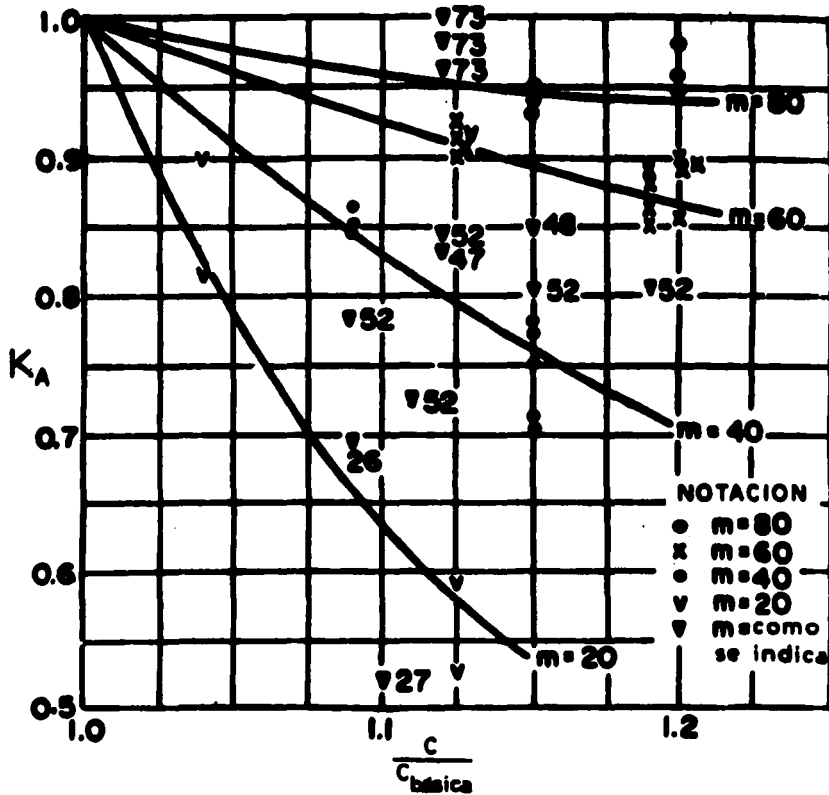


Figura 7 (nu)

Gráfica para obtener el coeficiente de remanso para estrechamientos tipo 1.



Coefficiente de ajuste para obtener la relación de remanso de estrechamientos tipo 2, 3 ó 4.

Figura 5 (xi)

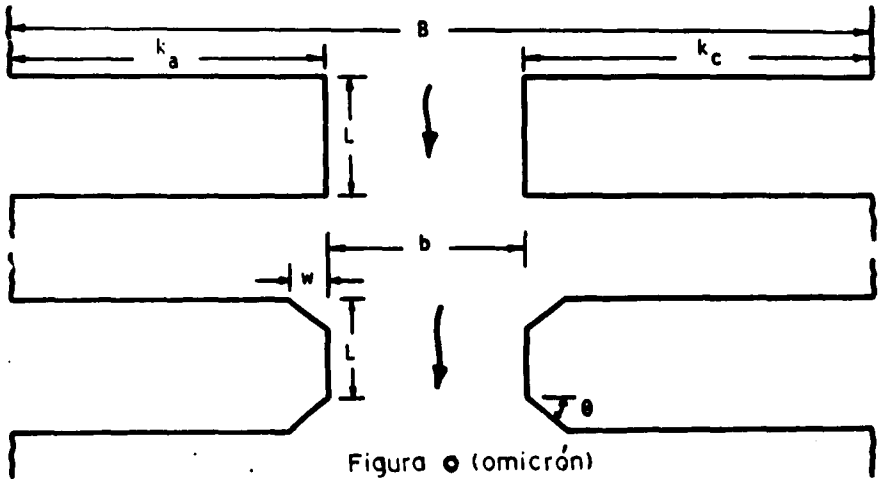
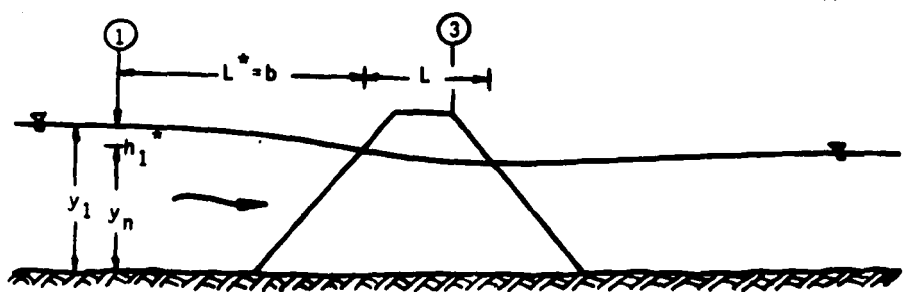
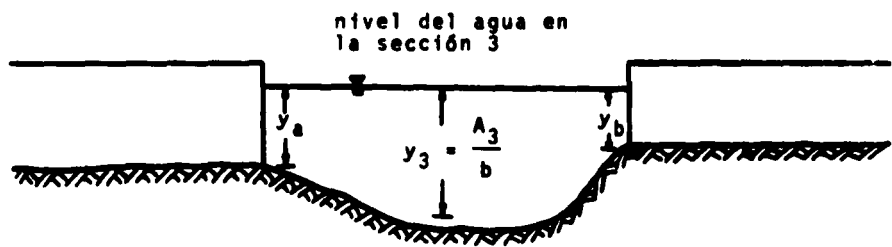
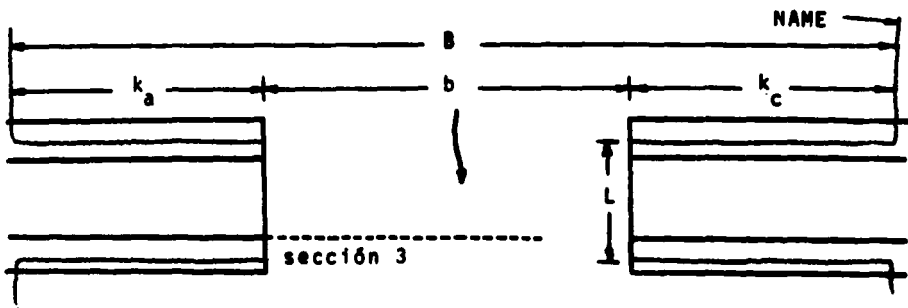


Figura o (omicrón)  
- Estrechamiento tipo 1 visto en planta

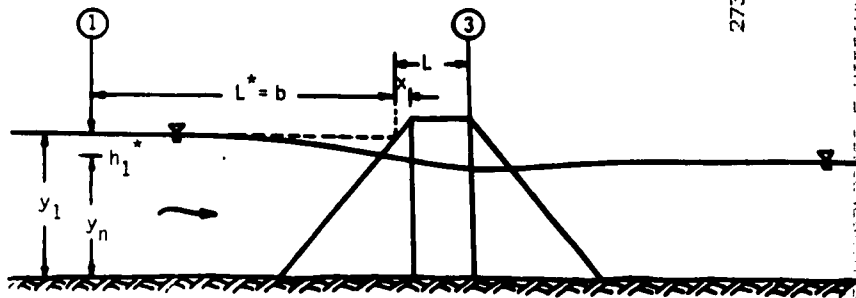
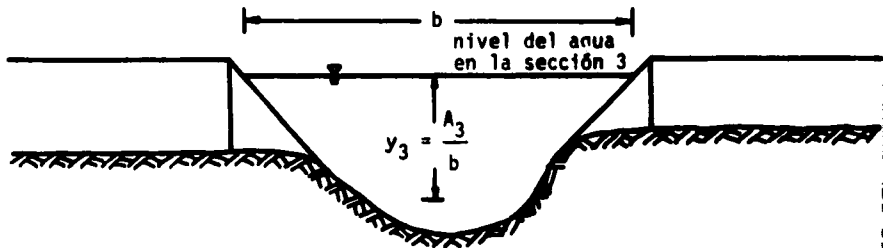
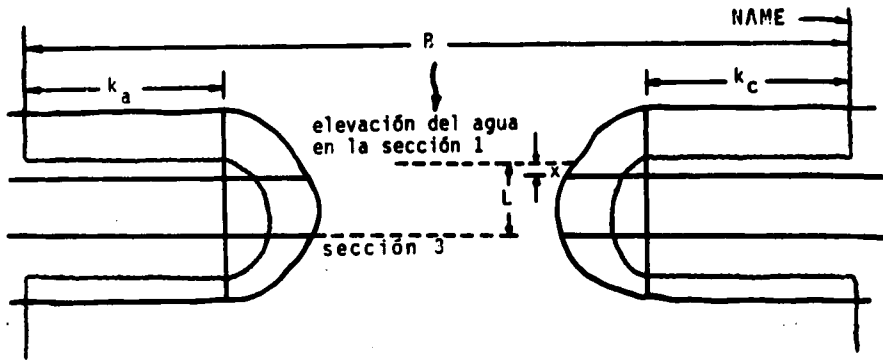




Deberán estimarse además:  $t$ ,  $J$ ,  $\beta$ ,  $e$ ,  $E$

Figura 7r (pi)  
- Características del estrechamiento tipo 2.

TESIS PROFESIONAL



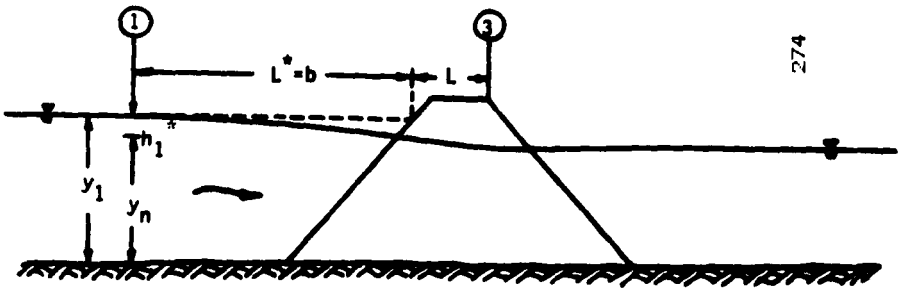
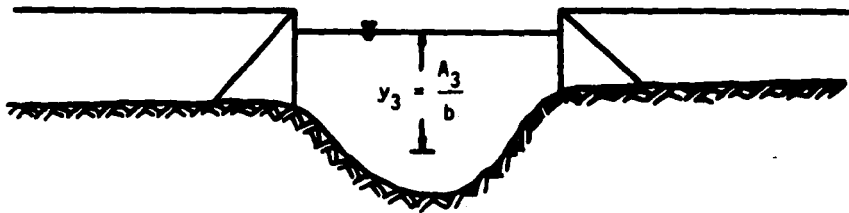
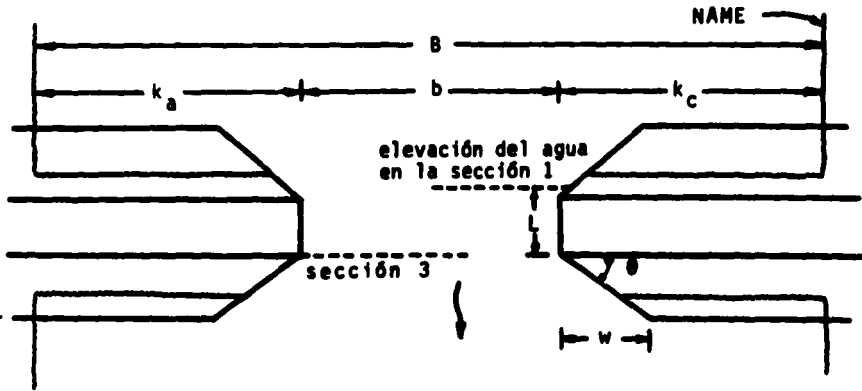
273

Deberán estimarse además:  $t$ ,  $J$ ,  $\theta$ ,  $e$ ,  $E$ .

En caso de tenerse diques de encauzamiento el valor de  $x$  se deberá medir como si éstos no existieran. Además deberá medirse  $L_d$  como se muestra en la figura  $\tau$  (tau)

Figura  $\rho$  (rho)

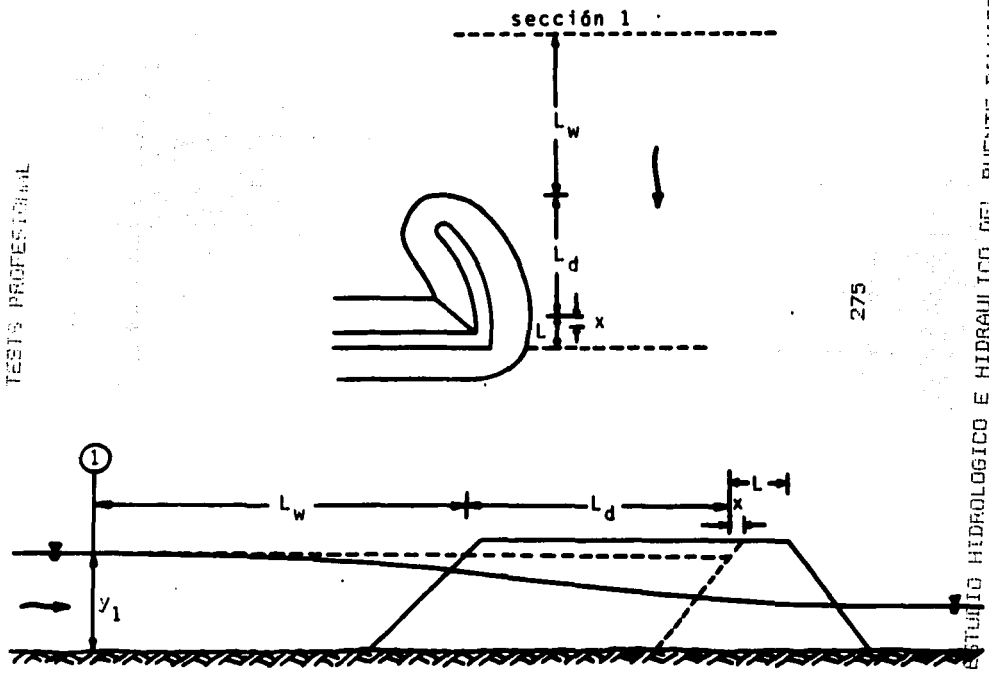
- Características del estrechamiento tipo 3.



Deberán estimarse además:  $t$ ,  $J$ ,  $\beta$ ,  $e$ ,  $E$ .

- Características del estrechamiento tipo 4.

Figura  $\sigma$  (sigma)



- Los diques de encauzamiento se utilizan para confinar el flujo a un solo canal; para mejorar la distribución del gasto en la sección del cruce; para controlar el ángulo de ataque a pilas; para dispersar flujos en meandros y para prevenir la erosión en los terraplenes de acceso. Los más usados en México son los de forma elíptica, como el que se ilustra en esta figura. La presencia de diques de encauzamiento parece ser que generalmente reduce los efectos de remanso mejorando la eficiencia hidráulica de la sección, pero queda la duda de si esto es necesariamente cierto en ríos de montaña.

Figura 7 (tau)

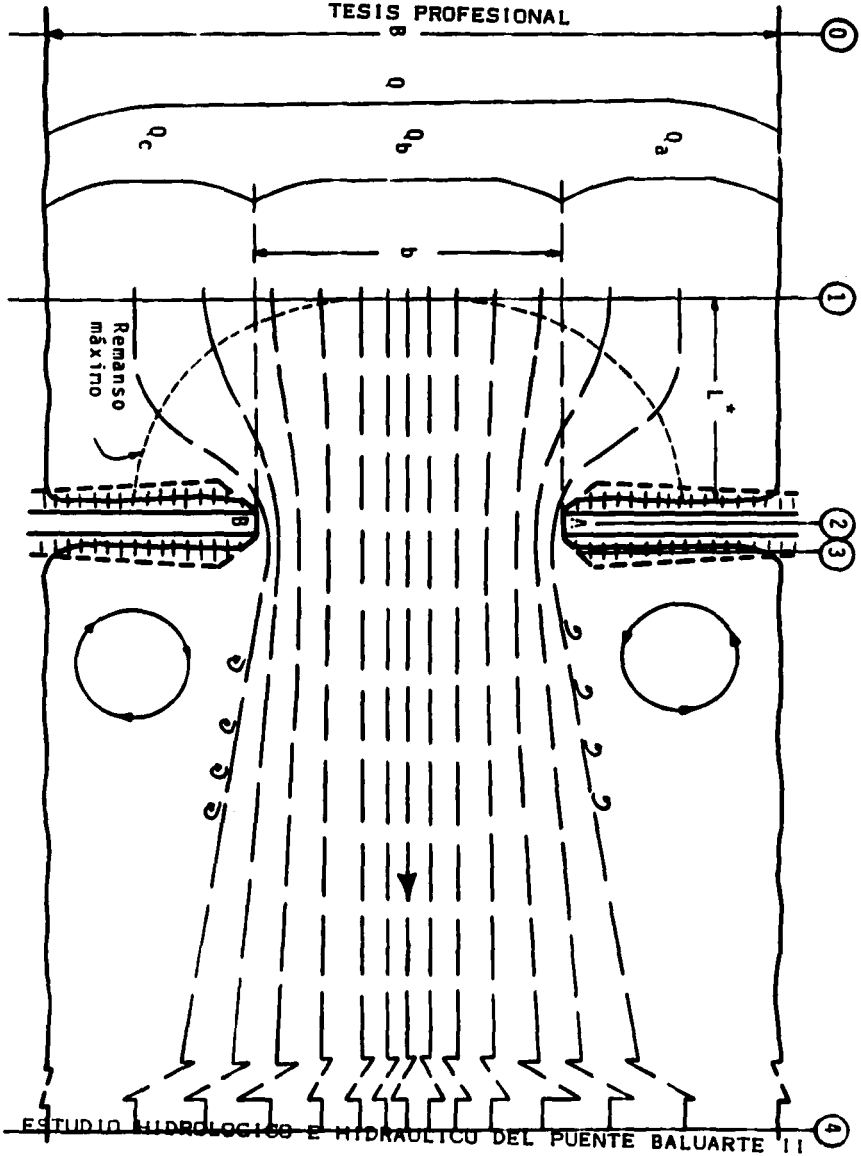


Figura V - Estrechamiento de un cauce  
(upsión)

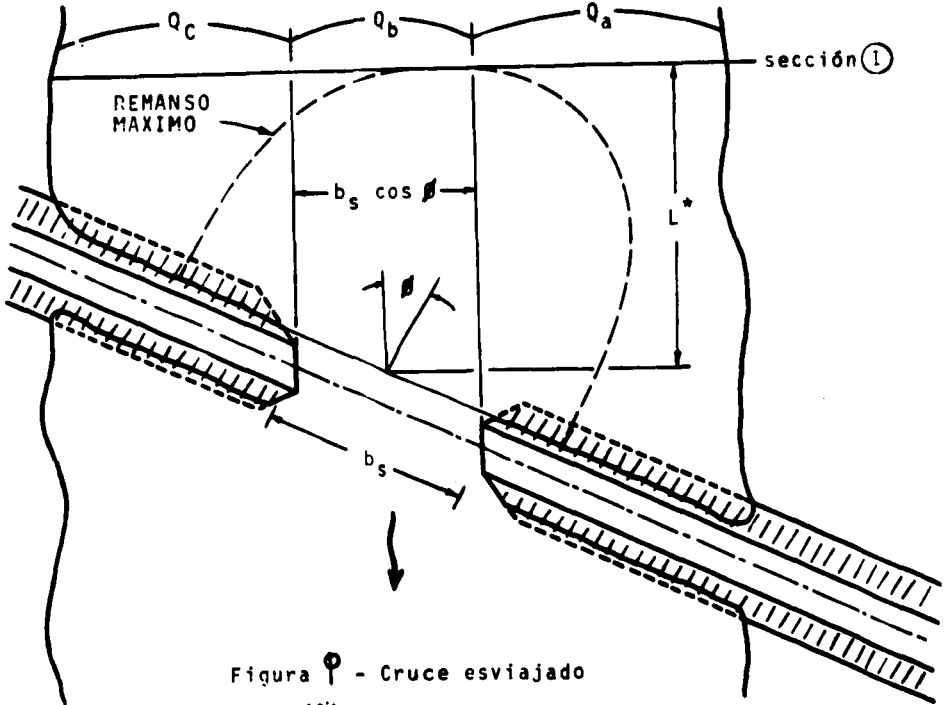
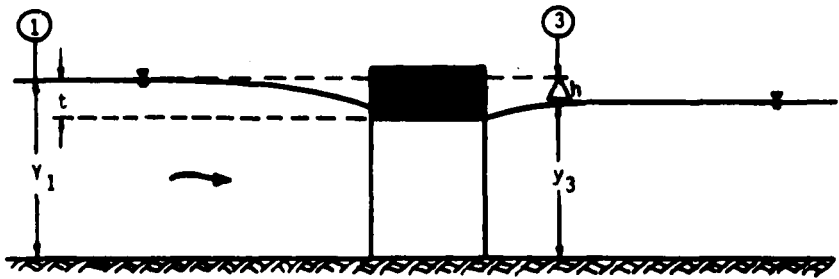
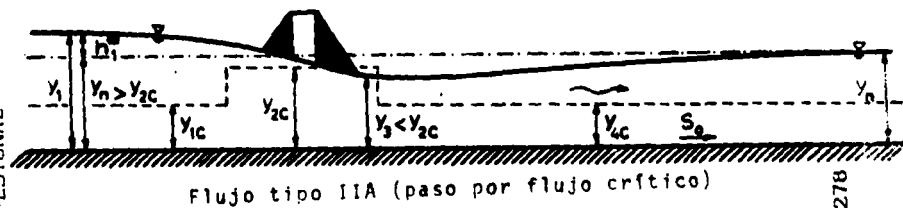
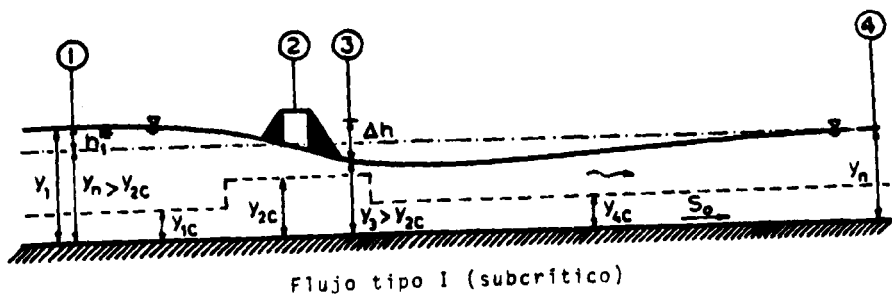


Figura  $\phi$  - Cruce esviado  
(fi)



277  
Figura  $\chi$  (ji)



278

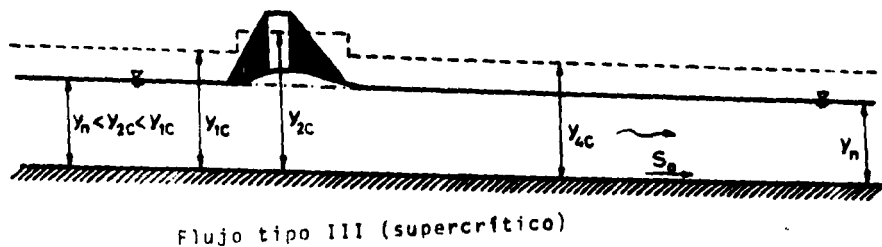
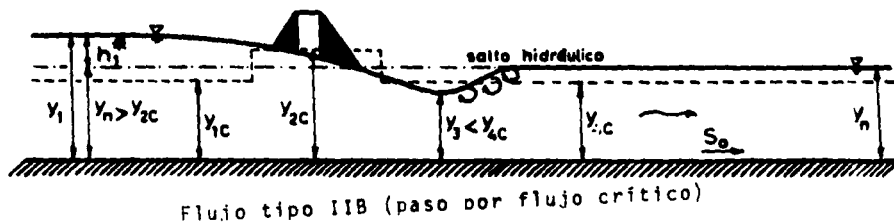


Figura  $\psi$  - Tipos de flujo que pueden presentarse en un estrechamiento (psi)

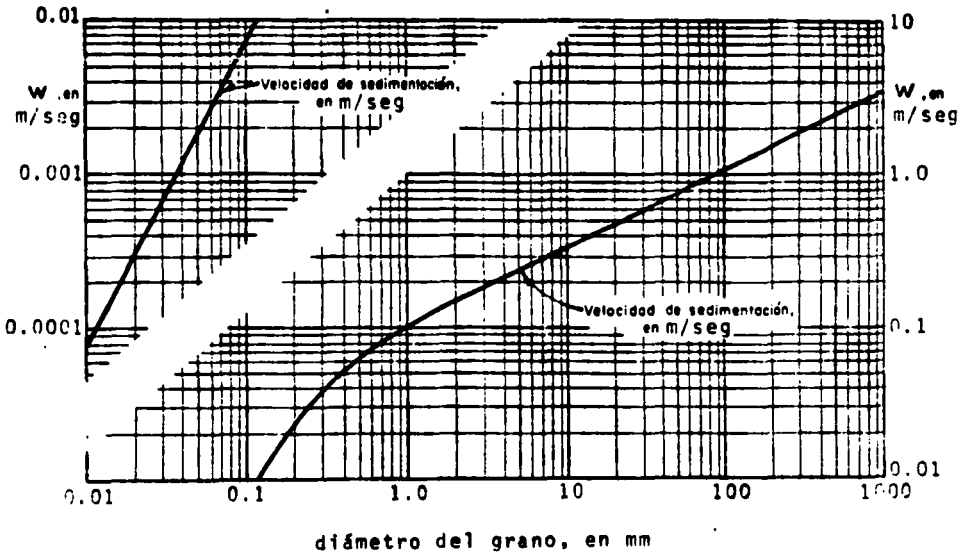


Figura  $\omega$  - Velocidad de caída o sedimentación,  $W$ , para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey (omega)



TESIS PROFESIONAL

Para el flujo tipo I se aplica el Método Geológico de Inspección de los Estados Unidos de América (USGS).

Para la aplicación razonable de este método deberá cumplirse que:

- el flujo sea subcrítico tanto en el estrechamiento como aguas arriba del mismo.
- el cauce en las cercanías del puente sea aproximadamente recto.
- el área de la sección transversal del cauce sea mas o menos uniforme.
- el fondo del cauce tenga una pendiente aproximadamente constante.
- el flujo esté libre de contracciones y expansiones fuera del puente

En la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas se ha venido utilizando desde hace muchos años una expresión para calcular el remanso, la cual consiste simplemente en una diferencia de cargas de velocidades entre la sección estrechada y la correspondiente al cauce natural, es decir:

$$h1* = \frac{Vn2^2 - Vn1^2}{2g} \dots\dots\dots IX.7.$$

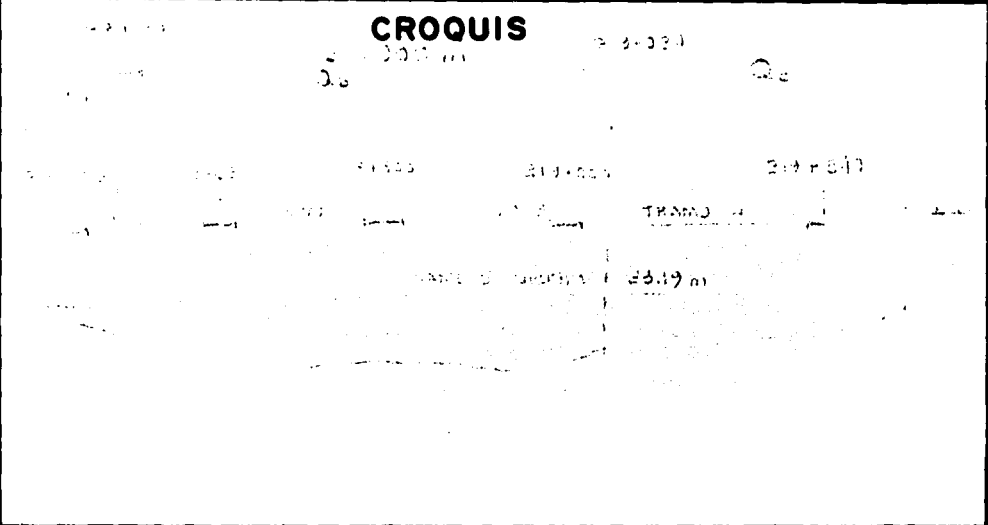
Esta expresión no corresponde a la altura de remanso ya que se dedujo al aplicar la ecuación de conservación de energía entre las secciones 1 y 2, con lo cual se obtuvo la diferencia  $y1 - y2$  que puede ser muy diferente al remanso  $h1* = y1 - y4$  (ver figura psi); además no toma en cuenta el tipo de régimen que pueda existir en el cauce y en el estrechamiento y, como ya se ha visto, para cada tipo de flujo el análisis es distinto; no considera coeficientes que tomen en cuenta la distribución de velocidades en el cauce, las pérdidas por la presencia de pilas y estribos, esviamiento del puente, excentricidad del estrechamiento, etc. En algunos casos los resultados que arroja la ecuación IX.7. son escasos y en otros son sobrados.

VER FORMATOS DE CALCULO (MEMORIA DE CALCULO) PROXIMOS  
 SOBRE-ELEVACION DEL RIO "BALUARTE II" EN EL CRUCE CARRETERO

		METODO.....	
Estrechamiento Tipo. Tipo de Flujo . U.S.G.S. .		ECUACION IX.7	
1	.	1	. 28 cm. . 5 cm. (despreciable).
2	.	1	. 25 cm. . 5 cm. (despreciable).
3	.	1	. 29 cm. . 5 cm. (despreciable).
4	.	1	. 47 cm. . 5 cm. (despreciable).

**METODO GEOLOGICO DE INSPECCION DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA**  
**(CALCULO DE SOBRE-ELEVACION)**  
**METODO U.S.G.S.** VER  
**ESTRECHAMIENTO TIPO I** Figura  $\alpha$ (alfa)

<b>CRUCE:</b> R-10 CALVA-173"	<b>GASTO</b> $Q = \sum Kq^{1/2} = 14700$
<b>TRAMO:</b> ESTACION 2525+00 A UNION -	<b>PENDIENTE</b> $s_0 = 0.0103835$
<b>SUBTRAMO:</b> ESTACION 2525+00 A 2525+00	<b>ESVIAJE NORMAL</b> $\phi = \dots$
<b>KM:</b> 2525+00	<b>LONGITUD DE PUENTE</b> $b = 300$ m



Q	TRAMO	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R= P(m)	k <sub>1</sub> AR <sup>1/3</sup>	q=k <sub>1</sub> Q <sub>1</sub> (m <sup>3</sup> /s)	v= Q/A(m/s)	n	qv <sup>2</sup>
1	1	7.40	35.2	3.03	1101	30	1.08	0.147	1
36	2	109.18	409.18	7.45	321078	312	1.87	2.14	1008
	3	172.02	5.50	108401	3031	1.27	0.147	1028	
	4	151.65	151.65	1.00	15165	4340	1.04	0.147	11280
	5	14.11	2	1411	14	1.1	0.04	14	
	6	121.84	121.84	1.00	12184	1707	1.0	0.04	1707
	<b>Σ</b>	372.4	761	<b>Σ</b>	147402	14700			<b>Σqv<sup>2</sup> = 5774</b>

FALLA DE ORIGEN

$$Q = \sum K S_o^{1/2}$$

$$Q = ( 748 442 ) ( 0.0003875 )^{1/2}$$

$$Q = 14 733 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$A_{n1}$	Area Normal ó Transversal Uno = 8 470.04 $\text{m}^2$
B	Ancho del Cauce = 1440 m
$\bar{y}_1$	Tirante Medio en la Sección Uno = $\frac{A_{n1}}{B} = \frac{8470.04}{1440} \frac{\text{m}^2}{\text{m}} = 5.90 \text{ m}$

**Análisis de Distribución Granulométrica de Diversas Muestras del**

EST. N.º	215 + 213	<b>CAUCE PRINCIPAL</b>	PROF. 0.39 m
$D_{16}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 23.6	mm 16 %	
$D_{50}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 3	mm 50 %	
$D_{84}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 0.4	mm 84 %	

Entrando a la Fig.  $\omega$  Velocidad de caída o sedimentación, w, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey se obtiene **W**

$W_{50}$	Velocidad de Sedimentación o Velocidad de Caída = 0.3	m/seg
----------	---	-------

**¿El Régimen del Flujo es INFERIOR o SUPERIOR?**

$$D_{84} = 0.0004 \text{ m}$$

$\frac{1}{s_o} \leq 55 \left[ \frac{y_1}{D_{84}} \right]^{0.362}$	$\frac{1}{(0.0002575)} \leq 55 \left[ \frac{(5.90)}{(0.0004)} \right]^{0.362}$	$2581 \leq 2162$
---	--	------------------

SI! ( ) NO! ( / ) **SI! EL FLUJO ES SUPERIOR ( NO! )**

$\frac{1}{s_o} \geq 70 \left[ \frac{y_1}{D_{84}} \right]^{0.35}$	$\frac{1}{(0.0002575)} \geq 70 \left[ \frac{(5.90)}{(0.0004)} \right]^{0.35}$	$2581 \geq 2015$
--	---	------------------

SI! ( / ) NO! ( ) **SI! EL FLUJO ES INFERIOR ( / )**

REGIMEN: FLUJO SUPERIOR ( NO! )					
$\frac{v}{w_{50}} = 5.45 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.644} S_o^{0.352}$			$\frac{v}{( )} = 5.45 \left[ \frac{( )}{( )} \right]^{0.644} ( )^{0.352}$		
V = ( ) ( )			V = m/seg		
REGIMEN: FLUJO INFERIOR ( SI! )					
$\frac{v}{w_{50}} = 6.03 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.634} S_o^{0.488}$			$\frac{v}{(0.3)} = 6.03 \left[ \frac{(5.9)}{(0.0004)} \right]^{0.634} (0.000375)^{0.488}$		
V = ( 0.3 ) ( 73.72 )			V = VELOCIDAD DE VORTICES 22.12 m/seg		
$V_{n1}$	Velocidad en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n1}} = \frac{0}{A_{n1}} = \frac{(14700)}{(8479)} = 1.73$	m/seg		
$F_{n1}$	Número de Froude en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{V_{n1}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} = \frac{(1.73)}{\sqrt{(9.82)(5.9)}}$	= 0.23 FLUJO TIPO I		
$\alpha_1$	Coefficiente de Energía Cinética	$= \frac{\sum (qv^2)}{Q V_{n1}^2} = \frac{(57775)}{(14700)(1.73)^2} = 1.31$			
$A_{n2}$	Area Efectiva Bajo la Obra	= 6562	m <sup>2</sup>		
$V_{n2}$	Velocidad Bajo la Obra	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n2}} = \frac{0}{A_{n2}} = \frac{(14700)}{(6562)} = 2.24$	m/seg		
$\bar{y}_{n2}$	Tirante Medio Bajo la Obra	$= \frac{A_{n2}}{b} = \frac{6562 \text{ m}^2}{300 \text{ m}} = 7.20$	m		
$F_{n2}$	Número de Froude Bajo la Obra	$= \frac{V_{n2}}{\sqrt{g \bar{y}_2}} = \frac{(2.24)}{\sqrt{(9.82)(7.20)}}$	= 0.23 FLUJO TIPO I		
<b>Estrechamiento TIPO I</b>					
L	b	$K_a$	$K_c$	B	TIPO I
W	$\theta$	r	$L^* = b$		

L	longitud de estribos, definida en forma diferente según el tipo de estrechamiento	=	20	m
b	longitud de Puente	=	900	m
r	redondez de los aleros de los estribos	=	20	m
K <sub>a</sub>		=	4101	
K <sub>c</sub>		=	93511	
B	ancho del cauce	=	1440	m
W	longitud de un alero	=	15	m
θ	ángulo agudo entre un alero y un plano normal a la dirección del flujo	=	50°	
e	Relación de Excentricidad	=	$\frac{K_a}{K_c} = \frac{(4101)}{(93511)} = 0.044$	
e'		=	$1 - \frac{K_a}{K_c} = 1 - e = 1 - 0.044 = 0.956$	
Q <sub>2</sub>	Gasto en la Subsección 2	=	12783	m <sup>3</sup> /seg
Q	Gasto Total	=	14700	m <sup>3</sup> /seg
M		=	$\frac{Q_2}{Q} = \frac{12783}{14700} \frac{m^3/seg}{m^3/seg} = 0.87$	
m		=	$1 - M = 1 - 0.87 = 0.13 = 13 \%$	
$\frac{L}{b}$		=	$\frac{20}{900} \frac{m}{m} = 0.022$	
m	porcentaje de contracción del cauce	=	13%	

ESTRECHAMIENTO TIPO I

4/8

FALLA DE ORIGEN

Entrando a la figura I-A con el valor $\frac{1}{m}$ y el porcentaje de contracción del cauce $m$ para el tipo de estrechamiento I se obtiene:	
$C'$	coeficiente del gasto (valor estándar) = 0.82
Entrando a la figura I-C con la $\frac{r}{b}$ y el porcentaje de contracción del cauce $m$ para el tipo de estrechamiento I se obtiene: $K_r$	
$\frac{r}{b}$	relación de redondez de las esquinas = $\frac{20}{300} \frac{m}{m} = 0.022$
Entrando a la figura I-D, I-E ó I-F dependiendo del ángulo agudo entre un alero y un plano normal a la dirección del flujo $\Theta$ y la relación $W$ al ancho de abertura $\frac{W}{b}$ se obtiene $K_w$	
$\frac{W}{b}$	relación $W$ al ancho de abertura = $\frac{15}{300} = 0.0167$
$K_r$	= 1.08
$K_w$	= 1.01
$C$	$C' K_r K_w = (0.82)(1.08)(1.01) = 0.89$
De la figura I-A con el valor del porcentaje de contracción del cauce $m$ y $\frac{1}{b}$ que es la figura del tipo de estrechamiento I básico se obtiene:	
$C_{\text{básico}}$	= 0.82
Considerando $n$ = coeficiente de rugosidad = 0.040 y el porcentaje de contracción $m$ se obtiene: Ver Figura 2 (nu)	
$\left[ \frac{n_1^*}{\Delta h} \right]_1$	= 0.30
$h_f = \left[ \frac{Qn}{A_{n_1} R_{n_1}^{2/3}} \right]^2 L^*$	PERDIDAS POR FRICCIÓN Ver Figura 3 (upsilón)
$h_f = \left[ \frac{(14700)(0.040)}{(3479)(5.30)^{2/3}} \right]^2 (300)$	= 0.42 m

ESTRECHAMIENTO TIPO I

5/8

FALLA DE ORIGEN

$R_{n1}$	Radio Hidráulica = $\frac{A_{n1}}{P_{n1}} = \frac{8479.04 \text{ m}^2}{1461 \text{ m}} = 5.80 \text{ m}$
$h_1^*$	Remanso = 0.27 m (Supuesto o Propuesto)
$\Delta h$	$\frac{h_1^*}{(0.27)} = 0.90 \text{ m}$
$y_1$	$\bar{y}_1 + h_1^* = 5.90 + 0.27 = 6.17 \text{ m}$
$y_3$	$y_1 - \Delta h = 6.17 - 0.90 = 5.27 \text{ m}$
<b>SECCION TRANSVERSAL 3</b>	
$A_3$	$L^* y_3 = (300)(5.27) = 4743 \text{ m}^2$
$V_3$	$\frac{Q}{A_3} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(4743) \text{ m}^2} = 3.1 \text{ m/seg}$
<b>SECCION TRANSVERSAL 1</b>	
$A_1$	$A_{n1} + h_1^* B = 8479.04 + (0.27)(1440) = 8667.84 \text{ m}^2$
$V_1$	$\frac{Q}{A_1} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{8667.84 \text{ m}^2} = 1.66 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.81)(1.66)^2}{2(9.82)} = 0.13 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_3 \sqrt{g y_3}} = \frac{(14700)}{(4743) \sqrt{(9.82)(5.27)}} = 0.43 \leq 0.8$
$F_3 \leq 0.8$	SI! (✓) NO! ( )
NO!	se presentan velocidades mayores o iguales que la crítica y este método no se aplica
SI!	CONTINUAR CON EL METODO

Entrando al Tipo de Estrechamiento I y el número de Froude en la figura I-B obtenemos:

$F_s = 0.43$

$K_F = 0.98$

$C = K_F C = (0.98)(0.89) = 0.87$

$\frac{V_3^2}{2g C^2} = \frac{(3.1)^2}{2(9.82)(0.87)^2} = 0.65 \text{ m}$

Aplicando la ecuación

$\Delta h = \frac{V_3^2}{2g C^2} + h_f - \alpha \frac{V_1^2}{2g} = 0.65 + 0.42 - 0.19 = 0.89 \text{ m}$

Corrigiendo  $C_{\text{básico}}$  por el número de Froude de la figura I-B Estrechamiento Tipo I o Básico se obtiene:

$K_F = 0.98$

$C_{\text{básico}} = K_F C_{\text{básico}} = (0.98)(0.82) = 0.80$

$\frac{C}{C_{\text{básico}}} = 1.09 < 1$  (ver figura  $\xi$  (xi))  $K_A = 1.0$  NO!

$\frac{h_1^*}{\Delta h} = ( )$  conserva el valor de la figura  $\nu$  (nu)

$\frac{C}{C_{\text{básico}}} = 1.09 > 1$  (ver figura  $\xi$  (xi))  $K_A = 0.63$

$K_A \frac{h_1^*}{\Delta h} = (0.189)$

$h_1^* = \frac{(0.189)\Delta h}{K_A} = \frac{(0.189)(0.89)}{(0.63)} = 0.267 \text{ m}$

$h_1^* = h_1^* (\text{SUPUESTO O PROPUESTO})$

SI! ( )  
NO! (✓)

NO! (✓)  
SEGUIR

$0.267 \text{ m} \approx 0.27 \text{ m}$

ESTRECHAMIENTO TIPO I 307 7/8

FALLA DE ORIGEN



Suponiendo $h_1^* = 0.28 \text{ m}$	
$\Delta h$	$= \frac{h_1^*}{(0.30)} = \frac{(0.28)}{(0.30)} = 0.93 \text{ m}$
$y_1$	$= \bar{y}_1 + h_1^* = 5.90 + 0.28 = 6.18 \text{ m}$
$y_3$	$= y_1 - \Delta h = 6.18 - 0.93 = 5.25 \text{ m}$
$A_3$	$= L^* y_3 = (900 \text{ m})(5.25 \text{ m}) = 4725 \text{ m}^2$
$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(4725) \text{ m}^2} = 3.11 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_{n1} + h_1^* B = (3479.04) + (0.28)(1440) = 8082.24 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{14700}{8082.24} = 1.65 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.31)(1.65)^2}{2(9.82)} = 0.13 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{0}{A_3 \sqrt{g y_3}} = \frac{(14700)}{(4725) \sqrt{(9.82)(5.25)}} = 0.43 \leq 0.80$
Entrando con el número de Froude en la figura I-B obtenemos:	
$K_F$	$= 0.98$
$C$	$= K_F C = (0.98)(0.87) = 0.85$
$\frac{V_3^2}{2g C^2}$	$= \frac{(3.11)^2}{2(9.82)(0.85)^2} = 0.65 \text{ m}$
$\Delta h = \frac{V_3^2}{2g C^2} + h_1 - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$	$= 0.65 + 0.12 - 0.13 = 0.64 \text{ m}$
$h_1^*$	$= \frac{(0.19) \Delta h}{K_A} = \frac{(0.19)(0.64)}{(0.63)} = 0.19 \text{ m}$
$h_1^* = h_1^* (\text{SUPUESTO O PROPUESTO})$	

$$0.28 = 0.28$$

ESTRECHAMIENTO TIPO I

8/8

FALLA DE ORIGEN



$$Q = \sum K S_o^{1/2}$$

$$Q = (748.443)(0.0003875)^{1/2}$$

$$Q = 14.733 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$A_{n1}$	Area Normal ó Transversal Uno	=	3479.04	$\text{m}^2$
B	Ancho del Cauce	=	1440	m
$\bar{y}_1$	Tirante Medio en la Sección Uno	=	$\frac{A_{n1}}{B} = \frac{3479.04}{1440} \frac{\text{m}^2}{\text{m}} = 2.42 \text{ m}$	

**Análisis de Distribución Granométrica de Diversas Muestras del**

EST. ARA 2184920 CAUCE PRINCIPAL PROF. 0.09 m

$D_{16}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	23.6 mm	16%
$D_{50}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	3 mm	50%
$D_{84}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	0.4 mm	84%

Entrando a la Fig.  $\omega$  velocidad de caída o sedimentación,  $W_s$  para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey se obtiene:  $W$

$W_{50}$	Velocidad de Sedimentación o Velocidad de Caída	=	0.3 m/seg
----------	---	---	-----------

¿El Régimen del Flujo es INFERIOR O SUPERIOR ?

$$D_{84} = 0.0004 \text{ m}$$

$$\frac{1}{S_o} \leq 55 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.88} \quad \frac{1}{(0.0003875)} \leq 55 \left[ \frac{(2.42)}{(0.0004)} \right]^{0.88} \quad 0.561 \leq 11.07$$

SI! ( / ) SI! EL FLUJO ES SUPERIOR ( / )

$$\frac{1}{S_o} \geq 70 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.38} \quad \frac{1}{(0.0003875)} \geq 70 \left[ \frac{(2.42)}{(0.0004)} \right]^{0.38} \quad 0.561 \geq 30.18$$

SI! ( / ) SI! EL FLUJO ES INFERIOR ( / )

VER FIGURA 8(Itera) - 1(coppa) ESTRECHAMIENTO TIPO 2 2/10

FALLA DE ORIGEN

REGIMEN DE FLUJO SUPERIOR ( NO! )					
$\frac{V}{W_{50}} = 5.45 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.44} S_o^{0.332}$		$\frac{V}{( )} = 5.45 \left( \frac{( )}{( )} \right)^{0.44} ( )^{0.332}$			
V = ( ) ( )		V = m/seg			
REGIMEN DE FLUJO INFERIOR ( SI! )					
$\frac{V}{W_{50}} = 6.03 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.314} S_o^{0.433}$		$\frac{V}{( 0.3 )} = 6.03 \left( \frac{( 5.90 )}{( 0.0104 )} \right)^{0.314} ( 0.002873 )^{0.433}$			
V = ( 0.3 ) ( 73.72 )		V = 22.12 m/seg			
$V_{n1}$	Velocidad en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n1}} = \frac{0}{A_{n1}} = \frac{(14700)}{(8479)} = 1.73 \text{ m/seg}$			
$F_{n1}$	Número de Froude en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{V_{n1}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} = \frac{(1.73)}{\sqrt{(9.82)(5.9)}} = 0.23$ FLUJO TIPO I			
$\alpha_1$	Coefficiente de Energía Cinética	$= \frac{\sum (qv^2)}{Q V_{n1}^2} = \frac{(57775)}{(14700)(1.73)^2} = 1.31$			
$A_{n2}$	Area Efectiva Bajo la Obra	$= 6562 \text{ m}^2$			
$V_{n2}$	Velocidad Bajo la Obra	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n2}} = \frac{0}{A_{n2}} = \frac{14700}{6562} = 2.24 \text{ m/seg}$			
$\bar{y}_{n2}$	Tirante Medio Bajo la Obra	$= \frac{A_{n2}}{b} = \frac{6562 \text{ m}^2}{900 \text{ m}} = 7.29 \text{ m}$			
$F_{n2}$	Número de Froude Bajo la Obra	$= \frac{V_{n2}}{\sqrt{g \bar{y}_{n2}}} = \frac{(2.24)}{\sqrt{(9.82)(7.29)}} = 0.26$ FLUJO TIPO I			
Estrechamiento TIPO II					
B	$K_a$	$K_c$	b	L	$L^* = b$
$y_a$	$y_b$	$\phi$	e	J	TIPO II

VER FIGURA  $\theta$ (theta) -  $\lambda$ (lamda) ESTRECHAMIENTO TIPO 2 3/10

FALLA DE ORIGEN

$K_a$		= 4 101 $m^{5/3}$
$K_c$		= 95 511 $m^{5/3}$
$b$	longitud de Puente	= 300 m
$B$	ancho del cauce	= 1440 m
$L$	longitud de estribos, definida en forma diferente según el tipo de estrechamiento	= 30 m
$L^*$	distancia del estrechamiento a la sección 1 (Ver Figura U upsitón)	= 900 m
$y_a$	tirante en el estribo lado a	= 3.6 m
$y_b$	tirante en el estribo lado b	= 2 m
$e$	Relación de Excentricidad	= $\frac{K_a}{K_c} = \frac{(4101)}{(95511)} = 0.044$
$e'$		= $1 - \frac{K_a}{K_c} = 1 - e = 1 - 0.044 = 0.956$
$Q_2$	Gasto en la Subsección 2	= 12 783 $m^3/seg$
$Q$	Gasto Total	= 14 700 $m^3/seg$
$M$		= $\frac{Q_2}{Q} = \frac{12\,783}{14\,700} \frac{m^3/seg}{m^3/seg} = 0.87$
$m$		= $1 - M = 1 - 0.87 = 0.13 = 13 \%$
$\frac{L}{b}$		= $\frac{30}{300} \frac{m}{m} = 0.0333$
$m$	porcentaje de contracción del cauce	= 13%

VER FIGURA  $\theta$ (teta)- $\mu$ (mu) ESTRECHAMIENTO TIPO 2 4/10

FALLA DE ORIGEN

# AREA DE PILAS



PILA	$h_p$ (m)	$w_p$ (m)	$A_p \cdot h_p \cdot w_p$	PILA	$h_p$ (m)	$w_p$ (m)	$A_p \cdot h_p \cdot w_p$
1	7.4	1.5	24 x 7.4 x 1.5 = 262.2 m <sup>2</sup>	21	10.4	1.5	
2	7.4	1.5					
3	7.4	1.5					
4	7.4	1.5					
5	7.4	1.5					
6	7.4	1.5					
7	7.4	1.5					
8	7.4	1.5					
9	7.4	1.5					
10	7.4	1.5					
11	7.4	1.5	24 x 7.4 x 1.5 = 262.2 m <sup>2</sup>	22	10.4	1.5	
12	7.4	1.5					
13	7.4	1.5					
14	7.4	1.5					
15	7.4	1.5					
16	7.4	1.5					
17	7.4	1.5					
18	7.4	1.5					
19	7.4	1.5					
20	7.4	1.5					
$\Sigma A_p = 300 \text{ m}^2$							

$A_p$	Area de Pila	= 300 m <sup>2</sup>
$A_{n_2}$	Area Efectiva Bajo la Obra	= 6562 m <sup>2</sup>
$V_{n_2}$	Velocidad Bajo el Puesto	$\frac{Q}{A_{n_2}} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{6562 \text{ m}^2} = 2.24 \text{ m/seg}$
$J$	Coefficiente de Remanso por Pila	$\frac{A_p}{A_{n_2}} = \frac{300 \text{ m}^2}{6562 \text{ m}^2} = 0.04572$
$\frac{y_a + y_b}{2b}$		$\frac{(3.6) + (2)}{2(900)} = 0.003111$
Entrando a la figura II-A con el valor de $\frac{1}{b}$ y el porcentaje de contracción para el tipo de estrechamiento 2 se obtiene:		
$C'$	coeficiente de gasto (valor estándar)	= 0.96
Entrando a la figura II-B con el valor del porcentaje de contracción del cauce y $\frac{y_a + y_b}{2b}$ obtenemos:		
$K_y$		= 0.95
$\Phi$	Angulo de Esviajamiento	= NORMAL "

ESTRECHAMIENTO TIPO 2

5/10

RALLA DE ORIGEN

Entrando a la figura II-C con el valor del porcentaje de contracción del cauce  $m$  y el ángulo de esviajamiento  $\phi$  se obtiene:

$$K_{\phi} = 1.00$$

De la figura  $\Theta$  (teta) -  $\epsilon$  (e) con relación de excentricidad  $e$  se obtiene:

$$e' = 1 - e = 1 - 0.044 = 0.956$$

$$K_e = 0.97$$

$$K_e = 1.0 \quad \text{si } e > 0.1$$

De la figura  $\Theta$  (teta) -  $\mu$  (mu) entrando con el porcentaje de contracción del cauce  $m$  y el coeficiente de remanso  $J$  se obtiene:

$$K_J = 0.98$$

$$C = C' K_y K_{\phi} K_e K_J = (0.96)(0.95)(1.00)(0.97)(0.98)$$

$$C = 0.87$$

De la figura I-A con el valor del porcentaje de contracción del cauce  $m$  y  $\frac{1}{b}$  que es la figura del tipo de estrechamiento I básico se obtiene:

$$C_{\text{básica}} = 0.82$$

$$n \quad \text{coeficiente de rugosidad} = 0.040 \quad \text{CONSIDERADO}$$

Entrando a la figura  $\nu$  (nu) con  $n$  y  $m$  se obtiene la Relación de remanso

$$\left( \frac{h_1^3}{\Delta h} \right)_1 \quad \text{coeficiente de remanso} = 0.29$$

$$\frac{C}{C_{\text{básica}}} = \frac{(0.87)}{(0.82)} = 1.06 < 1.0 \text{ No! } \therefore K_A = 1.0$$

ESTRECHAMIENTO TIPO 2 6/10

FALLA DE ORIGEN

$\frac{C}{C_{\text{básico}}}$	$= \frac{(1.47)}{(1.5)} = 0.98 < 1$
Entrando a la figura 5 (xi) con el valor de $\frac{C}{C_{\text{básico}}}$ se obtiene la relación de remanso	
$K_A$	Relación de Remanso = 1.05
$K_A \left[ \frac{h_1^*}{\Delta h} \right]$	$= (1.05) \Delta h = \frac{h_1^*}{(1.05)} K_A$
$h_f$	$\left[ \frac{(1.47)(1.47)}{A_{n1} R_{n1}^{2/3}} \right]^2 L^* = \left[ \frac{(1.47)(1.47)}{(1.47)(1.5)^{2/3}} \right]^2 (100)$
$h_f$	= 0.362 m
$h_1^*$	= 0.364 m (Supuesto o Propuesto)
$\Delta h$	$\frac{(0.364)}{(1.05)} (1.05) = 0.362$ m
$y_1$	$= \bar{y}_1 + h_1^* = 0.20 + 0.364 = 0.564$ m
$y_3$	$= y_1 - \Delta h = 0.564 - 0.362 = 0.202$ m
$A_3$	$= L^* y_3 = (100)(0.202) = 20.2$ m <sup>2</sup>
$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(4.000) \text{ m}^3/\text{seg}}{(20.2) \text{ m}^2} = 0.198$ m/seg
$A_1$	$= A_{n1} + h_1^* B = 10.0 + (0.364)(100) = 36.4$ m <sup>2</sup>
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{4.000 \text{ m}^3/\text{seg}}{36.4 \text{ m}^2} = 0.109$ m/seg
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.05)(0.109)^2}{2(9.82)} = 0.0006$ m
$F_3$	$= \frac{Q}{A_3 \sqrt{gy_3}} = \frac{(4.000)}{(20.2) \sqrt{9.82(0.202)}} = 0.82 \leq 0.8$

ESTRECHAMIENTO TIPO 2

7/10

FALLA DE ORIGEN



$F_3 \leq 0.8$	SI! ( / )	NO! ( )
SI!	Es POSIBLE APLICAR EL METODO <span style="float: right;">CONTINUAR</span>	
NO!	No Es POSIBLE APLICAR EL METODO <span style="float: right;">FIN</span> Se presentan velocidades mayores o iguales que la crítica	
C	= 0.37	
$\frac{V_3^2}{2g C^2}$	$\frac{(2.29)^2}{2(9.82)(0.37)^2} = 0.37$	m
Aplicando la <b>ECUACION</b>		
$\Delta h = \frac{V^2}{2g C^2} + h_f - \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$	= 0.37 m	
$\Delta h = (0.37) + (0.43) - (0.12)$	= 0.68 m	
$h_i^*$	= $\frac{(0.68)\Delta h}{K_A} = \frac{(0.68)(0.68)}{(0.43)} = 1.05$ m	
$h_i^* = h_i^* \text{ SUPUESTA}$	SI! ( )	NO! ( / ) <span style="float: right;">CONTINUAR</span>
$h_i^*$	= 1.05 m (SUPUESTO O PROPUESTO)	
$\frac{h_i^*}{\Delta h}$	= $\frac{\text{VARIABLE FIG. 27 (a)}}{K_A} = \frac{(1.05)}{(0.43)} = (2.44)$	
$\Delta h$	= $\frac{h_i^*}{(2.44)} = \frac{1.05}{2.44} = 0.43$ m	
$y_1$	= $\bar{y}_1 + h_i^* = 0.25 + 1.05 = 1.30$ m	
$y_3$	= $y_1 - \Delta h = 1.30 - 0.43 = 0.87$ m	
$A_3$	= $L^* y_3 = (100)(0.87) = 87$ m <sup>2</sup>	

ESTRECHAMIENTO TIPO 2

8/10

FALLA DE ORIGEN

$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(5083) \text{ m}^2} = 2.91 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_n + h_1^* B = 3416.04 + (0.10)(1440) = 3560.04 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(3560.04) \text{ m}^2} = 4.13 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.21)(4.13)^2}{2(9.82)} = 0.13 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_1 \sqrt{g y_1}} = \frac{(14700)}{(5083) \sqrt{9.82(1.21)}} = 0.23 \leq 0.80$
$F_3 \leq 0.80$ SI! ( / ) NO! ( )	
SI!	NO SE PRESENTAN VELOCIDADES MAYORES O IGUALES QUE LA CRITICA CONTINUAR!
NO!	SI SE PRESENTAN FIN!
C	= 0.23
$\frac{v_1^2}{2g C^2}$	$= \frac{(4.13)^2}{2(9.82)(0.23)^2} = 0.87 \text{ m}$
APLICANDO LA ECUACIÓN	
$\Delta h$	$= \frac{v_1^2}{2g C^2} + h_1 - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$
$\Delta h$	$= 0.87 + 0.10 - 1.21 \frac{4.13^2}{2(9.82)} = 0.31 \text{ m}$
Corrigiendo $C_{\text{básico}}$ por el número de Froude de la figura I-B Estrechamiento Tipo I o básico se obtiene:	
$K_F$	= 0.23
$C_{\text{básico}}$	$= K_F C_{\text{básico}} = (0.23)(0.23) = 0.05$

ESTRECHAMIENTO TIPO 2

9/10

FALLA DE ORIGEN

$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(5083) \text{ m}^2} = 2.91 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_{n1} + h_1^* B = 3476.01 + (0.32)(1440) = 8086.04 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(8086.04) \text{ m}^2} = 1.82 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.82)^2}{2(9.82)} = 0.13 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_3 \sqrt{g y_3}} = \frac{(14700)}{(5083) \sqrt{9.82(2.91)}} = 0.82 \leq 0.80$
$F_3 \leq 0.80$ SI! ( / ) NO! ( )	
SI!	NO SE PRESENTAN VELOCIDADES MAYORES O IGUALES QUE LA CRITICA CONTINUAR!
NO!	SI SE PRESENTAN FIN!
C	= 0.80
$\frac{V_3^2}{2g C^2}$	$= \frac{(2.91)^2}{2(9.82)(0.80)^2} = 0.57 \text{ m}$
APLICANDO LA ECUACIÓN	
$\Delta h$	$= \frac{V_3^2}{2g C^2} + h_3 - \alpha_3 \frac{V_3^2}{2g}$
$\Delta h$	$= 0.57 + 2.91 - 0.13 = 3.35 \text{ m}$
Corrigiendo $C_{\text{básico}}$ por el número de Froude de la figura I-8 Estrechamiento Tipo I o básico se obtiene:	
$K_F$	= 0.23
$C_{\text{básico}}$	$= K_F C_{\text{básico}} = (0.23)(0.80) = 0.18$

\*\*\* ESTRECHAMIENTO TIPO 2

9/10

FALLA DE ORIGEN

$\frac{C}{C_{\text{básico}}}$	$= \frac{(0.87)}{(0.79)} = 1.1 < 1$	NO! VER FIG $\xi(x)$	$K_A = 1.0$
$\frac{h_i^*}{\Delta h}$	Relación de remanso conserva el valor de la fig. $\xi(x)$	$\frac{(h_i^*)}{(\quad)} = (\quad)$	
$\frac{C}{C_{\text{básico}}}$	$= \frac{(0.3)}{(0.2)} = 1.5 > 1$	VER FIG $\xi(x)$	$K_A = 0.55$
$K_A \left[ \frac{h_i^*}{\Delta h} \right]$	$= (0.16)$		
El remanso producido según el USGS y con el Tipo de Estrechamiento 2 será			
$h_i^*$	$= \frac{(0.16)\Delta h}{K_A} = \frac{(0.16)(0.31)}{(0.55)} = 0.24 \text{ m}$		
$h_i^*$	$= h_i^* \text{ SUPUESTO NO! ( ) CONTINUAR SI! ( ) FIN}$		
NO! ( )	Realizar más Iteraciones		

...

ESTRECHAMIENTO TIPO 2

10/10

FALLA DE ORIGEN



$$Q = \sum K S_i^{1/2}$$

$$Q = ( 743.443 ) ( 0.0003333 )^{1/2}$$

$$Q = 4733 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$A_n$	Area Normal ó Transversal Uno = 3479 $\text{m}^2$
B	ANCHO DEL CAUCE = 1440 m
$\bar{y}_1$	Tirante Medio en la Sección Uno = $\frac{A_n}{B} = \frac{3479}{1440} \frac{\text{m}^2}{\text{m}} = 2.4 \text{ m}$

**Análisis de Distribución Granulométrica de Diversas Muestras del**

<b>CAUCE PRINCIPAL</b>	
$D_{16}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 23.6 mm <b>16%</b>
$D_{50}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 6 mm <b>50%</b>
$D_{84}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 0.4 mm <b>84%</b>

Entrando a la Fig. ω Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo según Rubey se obtiene W

$W_{50}$	Velocidad de Sedimentación o Velocidad de Caída = 0.3 m/seg
----------	---

¿El Régimen del Flujo es INFERIOR ó SUPERIOR?  
 $D_{84} = 0.0004 \text{ m}$

$\frac{1}{s_o} \leq 55 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.582}$	$\frac{1}{(0.0002-16)} \leq 55 \left( \frac{(2.4)}{(0.0004)} \right)^{0.582}$	$21.30 \leq 410.1$
---	---	--------------------

SI! ( ) SI! EL FLUJO ES SUPERIOR ( )  
 NO! ( )

$\frac{1}{s_o} \geq 70 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.58}$	$\frac{1}{(0.0002-16)} \geq 70 \left( \frac{(2.4)}{(0.0004)} \right)^{0.58}$	$23.90 \geq 204$
--	--	------------------

SI! ( ) SI! EL FLUJO ES INFERIOR ( / )  
 NO! ( )

VER FIGURA θ (teta) - K(cappa) ESTRECHAMIENTO TIPO 3 2/9

FALLA DE ORIGEN

REGIMEN DE FLUJO SUPERIOR ( )					
$\frac{V}{W_{50}} = 5.45 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{50}} \right)^{0.644} S_o^{0.332}$		$\frac{V}{( )} = 5.45 \left( \frac{( )}{( )} \right)^{0.644} ( )^{0.332}$			
$V = ( ) ( )$		$V = \quad \quad \quad \text{m/seg}$			
REGIMEN DE FLUJO INFERIOR ( / )					
$\frac{V}{W_{50}} = 6.03 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{50}} \right)^{0.630} S_o^{0.433}$		$\frac{V}{( 0.30 )} = 6.03 \left[ \frac{( 5.9 )}{( 0.0004 )} \right]^{0.630} ( 0.000275 )^{0.433}$			
$V = ( 0.30 ) ( 73.72 )$		$V = 22.12 \quad \text{m/seg}$			
$V_{n1}$	Velocidad en la Sección Normal al Flujo Uno = $\frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n1}} = \frac{0}{A_{n1}} = \frac{(14700)}{(8479)} = 1.73 \text{ m/seg}$				
$F_{n1}$	Número de Froude en la Sección Normal al Flujo Uno = $\frac{V_{n1}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} = \frac{(1.73)}{\sqrt{(9.82)(5.9)}} = 0.23$ FLUJO TIPO I				
$\alpha_1$	Coeficiente de Energía Cinética = $\frac{\sum (q v^3)_1}{0 V_{n1}^3} = \frac{(57775)}{(14700)(1.73)^3} = 1.31$				
$A_{n2}$	Area Efectiva Bajo la Obra = 6562 m <sup>2</sup>				
$V_{n2}$	Velocidad Bajo la Obra = $\frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n2}} = \frac{0}{A_{n2}} = \frac{14700}{6562} = 2.24 \text{ m/seg}$				
$\bar{y}_{n2}$	Tirante Medio Bajo la Obra = $\frac{A_{n2}}{b} = \frac{6562 \text{ m}^2}{300 \text{ m}} = 7.29 \text{ m}$				
$F_{n2}$	Número de Froude Bajo la Obra = $\frac{V_{n2}}{\sqrt{g \bar{y}_2}} = \frac{(2.24)}{\sqrt{(9.82)(7.29)}} = 0.26$ FLUJO TIPO I				
Estrechamiento TIPO III					
$\phi$	L	X	B	b	$L^* = b$
$K_o$	$K_c$	e	J		TIPO III

VER FIGURA  $\theta$ (teta)- $\lambda$ (lamda)

ESTRECHAMIENTO TIPO III 3/9

FALLA DE ORIGEN

$\phi$	= NORMAL	
L	longitud de estribos definida en forma diferente según el tipo de estrechamiento	= 30 m
X	distancia horizontal medida de la proyección del espejo de agua a la orilla del camino del puente	= 10 m
B	Ancho del Cauce	= 1440 m
b	longitud del Puente	= 900 m
L*	distancia del estrechamiento a la sección 1 (Ver Figura V upsilon)	= 900 m
K <sub>a</sub>		= 4101 m <sup>6/3</sup>
K <sub>c</sub>		= 93811 m <sup>6/3</sup>
e	Relación de Excentricidad	= $\frac{K_a}{K_c} = \frac{(4101)}{(93811)} = 0.044$
e'		= $1 - \frac{K_a}{K_c} = 1 - e = 1 - 0.044 = 0.956$
Q <sub>2</sub>	Gasto en la Subsección 2	= 12783 m <sup>3</sup> /seg
Q	Gasto Total	= 14700 m <sup>3</sup> /seg
M		= $\frac{Q_2}{Q} = \frac{12783 \text{ m}^3/\text{seg}}{14700 \text{ m}^3/\text{seg}} = 0.87$
m		= $1 - M = 1 - 0.87 = 0.13 = 13 \%$
$\frac{L}{b}$		= $\frac{30}{900} \frac{m}{m} = 0.033$
m	porcentaje de contracción del cauce	= 13%

VER FIGURA  $\Theta(\text{reta}) - \mu(\text{mul})$

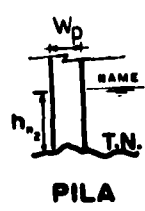
ESTRECHAMIENTO TIPO 3

4/9

FALLA DE ORIGEN



## AREA DE PILAS



PILA	$n_2$ (m)	$W_p$ (m)	$A_p \cdot n_2 \cdot W_p$ (m <sup>3</sup> )	PILA	$n_2$ (m)	$W_p$ (m)	$A_p \cdot n_2 \cdot W_p$ (m <sup>3</sup> )
1	7.4	1.5		21	10.4	1.5	
2	7.4	1.5		22	10.4	1.5	
3	7.4	1.5		23	11.4	1.5	
4	7.4	1.5		24	10.4	1.5	
5	7.4	1.5		25	10.4	1.5	
6	7.4	1.5					
7	7.4	1.5					
8	7.4	1.5					
9	7.4	1.5					
10	7.4	1.5					
11	7.4	1.5					
12	7.4	1.5					
13	7.4	1.5					
14	7.4	1.5					
15	7.4	1.5					
16	7.4	1.5					
17	7.4	1.5					
18	7.4	1.5					
19	7.4	1.5					
20	7.4	1.5					
							300 m <sup>2</sup>

$A_p$	Area de Pila =	300 m <sup>2</sup>
$A_{n_2}$	Area Efectiva Bajo la Obra =	6562 m <sup>2</sup>
$V_{n_2}$	Velocidad Bajo el Puente $\frac{Q}{A_{n_2}} =$	$\frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{6562 \text{ m}^2} = 2.24 \text{ m/seg}$
$J$	Coefficiente de Remanso por Pila $\frac{A_p}{A_{n_2}} =$	$\frac{300 \text{ m}^2}{6562 \text{ m}^2} = 0.0457$
$\frac{x}{b}$	$= \frac{10 \text{ m}}{300 \text{ m}} =$	0.011
Entrando a la figura III-A con el valor de $\frac{x}{b}$ y el porcentaje de contracción $m$ para el tipo de estrechamiento 3 se obtiene:		
$C'$	coeficiente de gasto (valor estándar) =	0.67
Entrando a la figura III-B con el valor de $\phi$ ángulo de esviaje y $m$ porcentaje de contracción se obtiene:		
$K_\phi$	=	NORMAL
$K_\phi$	=	1.0 Angulo de Esviaje Normal

FALLA DE ORIGEN

Entrando a la figura III-C con el valor de $\frac{x}{D}$ y $\frac{L}{D}$ se obtiene:	
$K_x$	= 1.003
Entrando a la figura $\Theta$ (teta)-L (lota) con el valor e se obtiene:	
$K_e$	= 0.98
$K_e$	= 1.0 si $e \geq 0.1$
Entrando a la figura $\Theta$ (teta)- $\lambda$ (ligma) y/o $\Theta$ (teta)- $\mu$ (mu) con el valor de M porcentaje de contracción y J coeficiente de remanso se tiene:	
$K_J$	= 0.98
Entrando a la figura I-A con el valor del porcentaje de contracción del cauce m y $\frac{L}{D}$ que es la figura tipo de estrechamiento I básico se tiene	
$C_{básica}$	= 0.82
$C$	= $C' K_e K_x K_e K_J = (0.87)(1.0)(0.98)(0.98)(0.98) = 0.84$
Entrando con n=coeficiente de rugosidad (considerado) en la figura (nu) Gráfica para obtener el coeficiente de remanso para estrechamiento tipo I y el porcentaje de contracción m se obtiene:	
$\left(\frac{h_f}{\Delta h}\right)_i$	Relación de Remanso = ( 0.80 )
$\frac{C}{C_{básica}}$	= $\left(\frac{0.84}{0.82}\right) = 1.024$
De la figura $\xi$ (xi) con el valor de $\frac{C}{C_{básica}}$ y m porcentaje de contracción se obtiene:	
$K_A$	Coeficiente de remanso = ( 0.72 )
$K_A \left(\frac{h_f}{\Delta h}\right)_i$	= VARIABLE FIG (nu) ( 0.72 ) $\left(\frac{h_f}{\Delta h}\right)_i = ( 0.576 )$
$h_f$	pérdidas por fricción = $\left(\frac{Qn}{A_n R_n^{2/3}}\right)^2 L^* = \left(\frac{(11700)(0.040)}{(3470)(6.5)^{2/3}}\right)^2 (200)$
$h_f$	= 0.42 m PERDIDAS POR FRICCIÓN

ESTRECHAMIENTO TIPO 3 6/9

FALLA DE ORDEN

$h_i^*$	= 0.30 m (SUPONIENDO)	
$\Delta h$	= $\frac{K_A h_i^*}{\text{VARIABLE FIG. 2 (nu)}} = \frac{(0.72)(0.30)}{(0.216)} = 1 \text{ m}$	
$y_1$	= $\bar{y}_1 + h_i^* = (5.90) + (0.3) = 6.2 \text{ m}$	
$y_3$	= $y_1 - \Delta h = (6.2) - (1) = 5.2 \text{ m}$	
$A_3$	= $L^* y_3 = (900)(5.2) = 4680 \text{ m}^2$	
$V_3$	= $\frac{Q}{A_3} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{4680 \text{ m}^2} = 3.14 \text{ m/seg}$	
$A_1$	= $A_{n1} + h_i^* B = (3479) + (0.30)(1440) = 3911 \text{ m}^2$	
$V_1$	= $\frac{Q}{A_1} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{3911 \text{ m}^2} = 1.65 \text{ m/seg}$	
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	= $\frac{(1.21)(1.65)^2}{2(9.82)} = 0.18 \text{ m}$	
$F_3$	= $\frac{Q}{A_3 \sqrt{g y_3}} \leq 0.8$	$F_3 \leq 0.8$ SI! CONTINUAR $F_3 > 0.8$ SI! FIN
$F_3$	> 0.8 SE PRESENTAN VELOCIDADES MAYORES O IGUALES QUE LA CRITICA Y EL METODO NO SE APLICA FIN!	
C	= 0.84	$F_3 = \frac{(14700)}{(4680) \sqrt{9.82(5.2)}} = 0.44 < 0.8$
$\frac{v_1^2}{2g C^2}$	= $\frac{(3.14)^2}{2(9.82)(0.84)^2} = 0.71 \text{ m}$	
Aplicando la ECUACION		
$\Delta h$	= $\frac{v_1^2}{2g C^2} + h_1 - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = 0.95 \text{ m}$	
$\Delta h$	= $(0.71) + (0.42) - (0.18) = 0.95 \text{ m}$	

ESTRECHAMIENTO TIPO 3 7/9

FALLA DE ORIGEN

$h_1^*$	$= \frac{(0.216) \Delta h}{K_A} = \frac{(0.216)(0.95)}{(0.72)} = 0.29 \text{ m}$
$0.29 h_1^* = h_1^* \text{ supuesto}$	SI! ( ) FIN NO! ( / ) CONTINUAR
$h_1^*$	$= 0.29 \text{ m}$ (SUPUESTO O PROPUESTO)
$\frac{h_1^*}{\Delta h}$	$= \frac{\text{VARIABLE FIG. } \gamma(\text{nu})}{K_A} = \frac{(0.216)}{(0.72)} = (0.30)$
$\Delta h$	$= \frac{h_1^*}{(0.30)} = 0.97 \text{ m}$
$y_1$	$= \bar{y}_1 + h_1^* = 5.9 + 0.29 = 6.19 \text{ m}$
$y_3$	$= y_1 - \Delta h = 6.19 - 0.97 = 5.22 \text{ m}$
$A_3$	$= L^* y_3 = (900)(5.22) = 4698 \text{ m}^2$
$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(4698) \text{ m}^2} = 3.13 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_n + h_1^* B = 8479 + (0.29)(1440) = 8896.6 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{(14700) \text{ m}^3/\text{seg}}{(8896.6) \text{ m}^2} = 1.65 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1.31)(1.65)^2}{2(9.82)} = 0.18 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_1 \sqrt{g y_1}} = \frac{(14700)}{(4698) \sqrt{9.82(5.22)}} = 0.44 \leq 0.80$
$F_3 \leq 0.80$	SI! ( / ) NO! ( )
SI!	NO SE PRESENTAN VELOCIDADES MAYORES O IGUALES QUE LA CRITICA CONTINUAR!
NO!	SI SE PRESENTAN NO SE APLICA EL METODO FIN!

\*\*\* ESTRECHAMIENTO TIPO 3 8/9

FALLA DE ORIGEN

$C$	= 0.84	
$\frac{v_1^2}{2gc^2}$	= $\frac{(3.15)^2}{2(9.82)(0.84)^2} = 0.71$ m	
Aplicando la Ecuación		
$\Delta h$	= $\frac{v_1^2}{2gc^2} + h_f - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$	
$\Delta h$	= 0.71 + 0.42 - 0.18 = 0.95 m	
Corrigiendo $C_{\text{básico}}$ por el número de Froude de la figura I-8 Estrechamiento Tipo I o Básico se obtiene:		
$K_F$	= 0.93	
$C_{\text{básico}}$	= $K_F C_{\text{básico}} = (0.93)(0.82) = 0.80$	
$\frac{C}{C_{\text{básico}}}$	= $\frac{(0.84)}{(0.80)} = 1.05 < 1$ NO! VER FIG 5 (xi) $K_A = 1.0$	
$\frac{h_1^*}{\Delta h}$	Relación de remanso conserva el valor fig. 2/(nu)	$\frac{h_1^*}{(0.94)} = (0.30)$
$\frac{C}{C_{\text{básico}}}$	= $\frac{(0.84)}{(0.80)} = 1.05 > 1$ SI! VER FIG 5 (xi) $K_A = 0.65$	
$K_A \left( \frac{h_1^*}{\Delta h} \right)$	= (0.20)	
El remanso producido según el U.S.G.S. y con el Tipo de Estrechamiento 3 será:		
$h_1^*$	= $\frac{(0.20)\Delta h}{K_A} = \frac{(0.20)(0.95)}{(0.65)} = 0.29$ m	
$h_1^*$	= $h_1^* \supseteq 0.29$ SUPUESTO NO! ( / ) CONTINUAR SI! ( ) FIN	
NO! ( / )	Realizar más iteraciones	

ESTRECHAMIENTO TIPO 3 <sup>907</sup> 9/9

FALLA DE ORIGEN



$$Q = \sum K S_o^{1/2}$$

$$Q = (748\,442)(0.0003375)^{1/2}$$

$$Q = 14\,733 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$A_{n1}$	Area Normal ó Transversal Uno = 3479 $\text{m}^2$
B	Ancho del Cauce = 1440 m
$\bar{y}_1$	Tirante Medio en la Sección Uno = $\frac{A_{n1}}{B} = \frac{3479 \text{ m}^2}{1440 \text{ m}} = 2.42 \text{ m}$

**Análisis de Distribución Granulométrica de Diversas Muestras del**

EST. VITA 15 + 220 CAUCE PRINCIPAL PROF. 0.09 m

$D_{16}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 28.6 mm 16 %
$D_{50}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 3 mm 50 %
$D_{84}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido = 0.4 mm 84 %

Entrando a la fig.  $\omega$  Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey se obtiene W

$W_{50}$	Velocidad de Sedimentación o Velocidad de Caída = 0.6 m/seg
----------	---

El Régimen del Flujo es **INFERIOR** ó **SUPERIOR**  
 $D_{84} = 0.0004 \text{ m}$

$\frac{1}{S_o} \leq 55 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.592}$	$\frac{1}{(0.000251)} \leq 55 \left[ \frac{(2.42)}{(0.0004)} \right]^{0.592}$	$20.90 \leq 100.0$
---	---	--------------------

SI! ( )	NO! ( )	SI! EL FLUJO ES SUPERIOR ( )
---------	---------	------------------------------

$\frac{1}{S_o} \geq 70 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.55}$	$\frac{1}{(0.000251)} \geq 70 \left[ \frac{(2.42)}{(0.0004)} \right]^{0.55}$	$8.70 \geq 20.14$
--	--	-------------------

SI! ( / )	NO! ( )	SI! EL FLUJO ES INFERIOR ( / )
-----------	---------	--------------------------------

VER FIGURA G(teta)-K(cappa) ESTRECHAMIENTO TIPO 4 2/9

FALLA DE ORIGEN

<b>REGIMEN DE FLUJO SUPERIOR ( )</b>					
$\frac{V}{W_{50}} = 5.45 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{50}} \right)^{0.644} S_o^{0.352}$		$\frac{V}{( )} = 5.45 \left( \frac{( )}{( )} \right)^{0.644} ( )^{0.352}$			
$V = ( ) ( )$		$V = \text{m/seg}$			
<b>REGIMEN DE FLUJO INFERIOR ( ✓ )</b>					
$\frac{V}{W_{50}} = 6.03 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{50}} \right)^{0.634} S_o^{0.458}$		$\frac{V}{( )} = 6.03 \left( \frac{( )}{( )} \right)^{0.634} ( )^{0.458}$			
$V = ( 0.30 ) ( 73.92 )$		$V = 22.12 \text{ m/seg}$			
$V_{n1}$	Velocidad en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n1}} = \frac{Q}{A_{n1}} = \frac{(14700)}{(6562)} = 2.24 \text{ m/seg}$			
$F_{n1}$	Número de Froude en la Sección Normal al Flujo Uno	$= \frac{V_{n1}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} = \frac{(2.24)}{\sqrt{(9.821)(6.9)}} = 0.28$			
$\alpha_1$	Coefficiente de Energía Cinética	$= \frac{\sum (qv^3)_i}{Q V_{n1}^3} = \frac{(67785)}{(14700)(2.24)^3} = 1.31$			
$A_{n2}$	Area Efectiva Bajo la Obra	$= 6562 \text{ m}^2$			
$V_{n2}$	Velocidad Bajo la Obra	$= \frac{\sum K S_o^{1/2}}{A_{n2}} = \frac{Q}{A_{n2}} = \frac{14700}{6562} = 2.24 \text{ m/seg}$			
$\bar{y}_{n2}$	Tirante Medio Bajo la Obra	$= \frac{A_{n2}}{b} = \frac{6562 \text{ m}^2}{210 \text{ m}} = 31.25 \text{ m}$			
$F_{n2}$	Número de Froude Bajo la Obra	$= \frac{V_{n2}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} = \frac{(2.24)}{\sqrt{(9.821)(31.25)}} = 0.50$			
<b>ESTRECHAMIENTO TIPO IV</b>					
B	$K_o$	$K_c$	b	L	<b>TIPO IV</b>
$\theta$	W	J	$L^* = b$		

VER FIGURA  $\theta$ (teta) -  $\lambda$ (lamda) ESTRECHAMIENTO TIPO 4 3/9

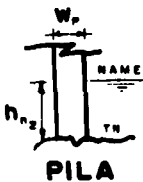
FALLA DE ORIGEN



B	ancho del cauce = 1440 m
$K_a$	= 4101
$K_c$	= 93511
b	Longitud de Puente = 900 m
L	longitud de estribos, definida en forma diferente según el tipo de estrechamiento = 25 m
$\theta$	ángulo agudo entre un alero y un plano normal a la dirección del flujo = $50^\circ$
W	Longitud de un Alero = 20 m
e	Relacion de Excentricidad = $\frac{K_a}{K_c} = \frac{(4101)}{(93511)} = 0.044$
e'	$1 - \frac{K_a}{K_c} = 1 - e = 1 - 0.044 = 0.956$
$Q_2$	Gasto en la Subseccion 2 = 12783 m <sup>3</sup> /seg
Q	Gasto Total = 14700 m <sup>3</sup> /seg
M	$\frac{Q_2}{Q} = \frac{12783 \frac{m^3}{seg}}{14700 \frac{m^3}{seg}} = 0.87$
m	$1 - M = 1 - 0.87 = 0.13 = 13\%$
m	PORCENTAJE de contracción del cauce = 13%
$\frac{L}{b}$	$\frac{25}{900} \frac{m}{m} = 0.028$
$\phi$	Angulo de Esviaje = NORMAL " "

ESTRECHAMIENTO TIPO 4 4/9  
 VER FIGURA  $\theta$  (teta) -  $\mu$  (mu)

FALLA DE ORIGEN



PILA	h <sub>n2</sub> (m)	w <sub>p</sub> (m)	A <sub>p2</sub> h <sub>n2</sub> w <sub>p</sub>	PILA	h <sub>n2</sub> (m)	w <sub>p</sub> (m)	A <sub>p2</sub> h <sub>n2</sub> w <sub>p</sub>
1	7.4	1.5		21	10.4	1.5	
2	7.4	1.5		22	10.4	1.5	
3	7.4	1.5		23	10.4	1.5	
4	7.4	1.5		24	10.4	1.5	
5	7.4	1.5		25	10.4	1.5	
6	7.4	1.5					
7	7.4	1.5					
8	7.4	1.5					
9	7.4	1.5					
10	7.4	1.5					
11	7.4	1.5					
12	7.4	1.5					
13	7.4	1.5					
14	7.4	1.5					
15	7.4	1.5					
16	7.4	1.5					
17	7.4	1.5					
18	7.4	1.5					
19	7.4	1.5					
20	7.4	1.5					
			300 m <sup>2</sup>				

J	Coefficiente de Remanso por Pila $\frac{A_p}{A_{n2}} = \frac{300 \text{ m}^2}{6562 \text{ m}^2} = 0.04572$
A <sub>n2</sub>	Area Efectiva Bajo la Obra = 6562 m <sup>2</sup>
Entrando a la figura IV-A con el valor de $\frac{1}{b}$ y el porcentaje de contracción para el tipo de estrechamiento 4 se obtiene:	
C'	coeficiente de gasto (valor estandar) = 0.90
Entrando a la figura IV-B con el valor del ángulo de esviajamiento $\phi$ y el porcentaje de contracción del cauce M se obtiene:	
K <sub><math>\phi</math></sub>	= 1.00
Entrando a la figura IV-D con el valor del porcentaje de contracción M y el ángulo de aleros $\theta$ se obtiene:	
K <sub><math>\theta</math></sub>	= 1.24
De la figura $\Theta$ (teta)-1(tota) con la relación de excentricidad e se obtiene:	
K <sub>e</sub>	= 0.97

ESTRECHAMIENTO TIPO 4 5/9

FALLA DE ORIGEN

De la figura 6(teta)-lambda o 6(teta)-A(mu) entrando con el porcentaje de contracción del cauce (m) y el coeficiente de remanso por pilas J se obtiene:

$$K_J = 0.99$$

$$C = C' K_\phi K_\theta K_e K_J = (0.90)(1.00)(1.04)(0.97)(0.99) = 0.90$$

Entrando a la figura I-A con el valor del porcentaje de contracción del cauce m y que es la figura del tipo de estrechamiento I básico se obtiene:

$$C_{\text{básico}} = 0.82$$

Considerando n=coeficiente de rugosidad, y el porcentaje de contracción m se obtiene:  $n = 0.040$

$$\left(\frac{h_i^*}{\Delta h}\right)_1 \text{ Relación de Remanso} = 0.30$$

$$\frac{C}{C_{\text{básico}}} = \frac{(0.90)}{(0.82)} = 1.1$$

De la figura 5 (xi) con el valor de  $\frac{C}{C_{\text{básico}}}$  y m porcentaje de contracción se obtiene:

$$K_A = 0.85$$

$$K_A \left(\frac{h_i^*}{\Delta h}\right)_1 = \text{VARIABLE FIG. 2}(nu)$$

$$h_f = \left(\frac{0n}{A_n R_n^{2/3}}\right)^2 L^* = \left(\frac{(0.040)(0.040)}{(34.9)(6.20)}\right)^2 (100) = 0.42 \text{ m}$$

$$h_f = \text{Pérdidas por Fricción} = 0.42 \text{ m}$$

$$h_i^* = 0.50 \text{ m (SUPONIENDO)}$$

$$\Delta h = \frac{K_A h_i^*}{\text{VARIABLE FIG. 2}(nu)} = \frac{(0.85)(0.50)}{(0.82)} = 0.52 \text{ m}$$

$$y_1 = \bar{y}_1 + h_i^* = 5.90 + 0.50 = 6.40 \text{ m}$$

$$y_3 = y_1 - \Delta h = 6.40 - 0.52 = 5.88 \text{ m}$$

ESTRECHAMIENTO TIPO 4 6/9

FALLA DE ORIGEN

$A_3$	$= L^* y_3 = (900)(5.46) = 4932 \text{ m}^2$
$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{(12000)}{(4932)} = 2.43 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_{n1} + h_1^* B = (2000) + (1.5)(1000) = 3500 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{12000 \text{ m}^3/\text{seg}}{3500 \text{ m}^2} = 3.43 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(1)(3.43)^2}{2(9.82)} = 0.59 \text{ m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_3 \sqrt{gy_3}} = \frac{(12000)}{(4932)\sqrt{9.82(5.46)}} = 0.71 \leq 0.8$
$F_3$	$> 0.8$ NO SE APLICA EL METODO Velocidades mayores o iguales que la crítica
Entrando al Tipo de Estrechamiento 4 y el número de Froude en la figura IV-C se obtiene:	
$K_F$	$= 0.5$
$C$	$= K_F C = (0.5)(1000) = 500$
$\frac{V_1^2}{2g C^2}$	$= \frac{(3.43)^2}{2(9.82)(500)^2} = 2.3 \times 10^{-6} \text{ m}$
$\Delta h$	$= \frac{V_1^2}{2g C^2} + h_1 - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = 2.3 \times 10^{-6} + 1.5 - 0.59 = 0.91 \text{ m}$
$h_1^*$	$= \frac{\text{VARIABLE FIG } \sqrt{(nu)} \Delta h}{K_A} = \frac{(1.49)(0.91)}{(1.49)} = 0.91 \text{ m}$
$h_1^* = h_1^*$ (PROPUESTO)	SI! ( ) TERMINA NO! ( ) PROSIGUE
$h_1^*$	$= 0.91 \text{ m}$ (PROPUESTO)
$\frac{h_1^*}{\Delta h}$	$= \frac{\text{VARIABLE FIG } \sqrt{(nu)}}{K_A} = \frac{(1.49)}{(1.49)} = (1.00)$

ESTRECHAMIENTO TIPO 4 7/9

FALLA DE ORIGEN

$\Delta h$	$= \frac{K_A h_i^*}{\text{VARIABLE FIG. 2}(\text{nu})} = \frac{(0.85)(0.47)}{(\quad)} = 0.86 \text{ m}$
$y_1$	$= \bar{y}_1 + h_i^* = 5.3 + 0.47 = 6.37 \text{ m}$
$y_3$	$= y_1 - \Delta h = 6.37 - 0.86 = 5.51 \text{ m}$
$A_3$	$= L^* y_3 = (300)(5.51) = 4259 \text{ m}^2$
$V_3$	$= \frac{Q}{A_3} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{4259 \text{ m}^2} = 3.45 \text{ m/seg}$
$A_1$	$= A_n + h_i^* B = (3000) + (0.47)(440) = 2055.3 \text{ m}^2$
$V_1$	$= \frac{Q}{A_1} = \frac{14700 \text{ m}^3/\text{seg}}{2055.3 \text{ m}^2} = 7.15 \text{ m/seg}$
$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$	$= \frac{(\quad)(7.15)^2}{2(9.82)} = \quad \text{m}$
$F_3$	$= \frac{Q}{A_3 \sqrt{g y_3}} = \frac{(14700)}{(4259) \sqrt{9.82(5.51)}} = 0.42 \leq 0.8$
Entrando al Tipo de Estrechamiento 4 y el número de Froude en la figura IV-C obtenemos:	
$K_F$	$= \quad$
$C$	$= K_F C = (\quad)(\quad) = \quad$

ESTRECHAMIENTO TIPO 4 8/9

FALLA DE ORIGEN

$\frac{v_3^2}{2gc^2}$	$= \frac{(2.36)^2}{2(9.82)(0.38)^2} = 0.62 \quad \text{m}$
$\Delta h =$	Aplicando la Ecuación $\frac{v_1^2}{2gc^2} + h_1 - \alpha_1 \frac{v_2^2}{2g} = 0.36 \quad \text{m}$
$\Delta h$	$= \quad + 0.42 - \quad = 0.36 \quad \text{m}$
Corrigiendo $C_{\text{básica}}$ por el número de Froude de la figura I-B Estrechamiento Tipo Uno ó Básico se obtiene:	
$K_F$	$= 0.97$
$C_{\text{básica}}$	$= K_F C_{\text{básica}} = (0.97)(0.38) = 0.40$
$\frac{C}{C_{\text{básica}}}$	$= 0.9 < 1$ NO! VER FIGURA 5 (xi) $\therefore K_A = 1.0$
$\frac{C}{C_{\text{básica}}}$	$= 1.0 > 1$ SI! VER FIGURA 5 (xi) $\therefore K_A = 0.6$
$K_A \frac{h_1^*}{\Delta h}$	$= (0.38)$
El remanso producido segun el USGS y con el Tipo de Estrechamiento 4 sera:	
$h_1^*$	$= \frac{(0.38) \Delta h}{K_A} = \frac{(0.38)(0.36)}{(0.6)} = 0.23 \quad \text{m}$

ESTRECHAMIENTO " TIPO 4 9/9



$$Q = \sum K S_o^{1/2}$$

$$Q = ( \quad ) ( \quad )^{1/2}$$

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

$A_{n_1}$	Area Normal ó Transversal Uno	=	$\text{m}^2$
B	Ancho del Cauce	=	m
$\bar{y}_1$	Tirante Medio en la Sección Uno	= $\frac{A_{n_1}}{B} = \frac{\text{m}^2}{\text{m}} =$	m

Análisis de Distribución Granulométrica de Diversas Muestras del

**CAUCE PRINCIPAL**

$D_{16}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	mm 16%
$D_{50}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	mm 50%
$D_{84}$	Porcentaje del Diámetro del Material que fué Retenido	=	mm 84%

Entrando a la Fig. ω Velocidad de caída o sedimentación, W, para diferentes tamaños de granos de cuarzo, según Rubey se obtiene **W**

$W_{50}$	Velocidad de Sedimentación o Velocidad de Caída	=	m/seg
----------	---	---	-------

¿El Régimen del Flujo es INFERIOR o SUPERIOR ?

$$D_{84} = \text{m}$$

$\frac{1}{s_o} \leq 55 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.302}$	$\frac{1}{s_o} \leq 55 \left[ \frac{(\quad)}{(\quad)} \right]^{0.302}$	$\leq$
---	--	--------

SI! ( ) NO! ( )	SI! EL FLUJO ES SUPERIOR ( )
--------------------	------------------------------

$\frac{1}{s_o} \geq 70 \left[ \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right]^{0.33}$	$\frac{1}{s_o} \geq 70 \left[ \frac{(\quad)}{(\quad)} \right]^{0.33}$	$\geq$
--	---	--------

SI! ( ) NO! ( )	SI! EL FLUJO ES INFERIOR ( )
--------------------	------------------------------



## REGIMEN DE FLUJO SUPERIOR ( )

$$\frac{V}{W_{50}} = 5.45 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.044} S_o^{0.332}$$

$$\left( \frac{V}{W_{50}} \right) = 5.45 \left( \frac{(\quad)}{(\quad)} \right)^{0.044} (\quad)^{0.332}$$

$$V = (\quad) (\quad)$$

$$V = \quad \text{m/seg}$$

## REGIMEN DE FLUJO INFERIOR ( )

$$\frac{V}{W_{50}} = 6.03 \left( \frac{\bar{y}_1}{D_{84}} \right)^{0.034} S_o^{0.488}$$

$$\left( \frac{V}{W_{50}} \right) = 6.03 \left( \frac{(\quad)}{(\quad)} \right)^{0.034} (\quad)^{0.488}$$

$$V = (\quad) (\quad)$$

$$V = \quad \text{m/seg}$$

 $V_{n_1}$ 

Velocidad en la Sección Normal al Flujo Uno  $= \frac{\sum KS_o^{1/2}}{A_{n_1}} = \frac{Q}{A_{n_1}} = \frac{(\quad)}{(\quad)} = \quad \text{m/seg}$

 $F_{n_1}$ 

Número de Froude en la Sección Normal al Flujo Uno  $= \frac{V_{n_1}}{\sqrt{gy_1}} = \frac{(\quad)}{\sqrt{(9.82)(\quad)}} =$

 $F_{n_1}$ 

$$= > 1.0$$

LOS METODOS NO SON APLICABLES

FLUJO TIPO III

XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

PUENTE "BALUARTE II"

Se recomienda adoptar como gasto de diseño 14700 m<sup>3</sup>/s, la velocidad correspondiente al gasto de diseño en el cruce resultó de 2.5 m/s (ver plano de Pendiente y Sección Hidráulica).

La longitud de la estructura podrá ser de 900 m, con claros horizontales no menores de 30 m. Se propone ubicarla del km 218 + 120 al km 219 + 020.

Se recomienda un espacio libre vertical entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura, de 2 m mínimo. La velocidad máxima bajo la obra se estima será de 2.7 m/s y la sobreelevación de la superficie del agua será despreciable considerando el Método Geológico de Inspección de los Estados Unidos de Norteamérica.

Obras auxiliares, de protección, de encauzamiento, etc. En la estación km 218 + 087 existe un canal de riego que se encuentra fuera de servicio. El camino que se ubica en el km 218 + 103 y que comunica a los terrenos de cultivo podrá ser desviado desde cierta distancia y pasar por debajo del puente recomendado, para ser reincorporado nuevamente al camino original. Se recomienda construir en la margen derecha el bordo de encauzamiento que se muestra en la planta general y en el croquis No. 1 a fin de encauzar el flujo hacia el puente y cegar el escurrimiento que se forma en esta margen. Convendrá rellenar la zona comprendida entre el bordo y el terraplén del camino a fin de acelerar el proceso de sedimentación que propiciará dicho bordo en la margen derecha; el material de relleno podrá ser obtenido del fondo del cauce, extraído del lado de aguas abajo del cruce, por lo menos a 1,000 m.

## BIBLIOGRAFIA

- INSTRUCTIVO PARA AFORO DE CORRIENTES  
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS Edición 1963
- MANUAL DEL INGENIERO CIVIL TOMO III  
FREDERICK S. MERRIT Editorial Mc. Graw Hill
- EFECTO DE REMANSO PRODUCIDO POR EL ESTRECHAMIENTO DE UN CAUCE  
TESIS ELABORADA POR: C. Gabriel Atala Barrero para obtener el  
titulo de: Ingeniero Civil UNAM Facultad de Ingenieria
- APUNTES DE ANALISIS ESTADISTICO Y PROBABILISTICO DE DATOS  
HIDROLOGICOS HIDROLOGIA SUPERFICIAL UNAM FACULTAD DE INGENIERIA  
Rolando Springall Galindo División de Ingenieria Civil,  
Topográfica y Geodesica Departamento de Hidraulica
- METODOS HIDROLOGICOS PARA PREVISION DE ESCURRIMIENTOS  
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA SCT  
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES  
MEXICO, 1992