



Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán

INGENIERIA

**PRESA PEQUEÑA DERIVADORA DEL CIMACIO Y LINEA
DE CONDUCCION: APULCO ESTADO DE PUEBLA**

T E S I S

Que para obtener el titulo de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

FRANCISCO MANUEL CERRO DIAZ

Acatlán

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.

P R E S A

P E Q U E Ñ A

D E R I V A D O R A

D E

C I M A C I O

Y

L I N E A

D E

C O N D U C C I O N

A P U L C O

E S T A D O

D E

P U E B L A

INDICE

INDICE GENERAL

INTRODUCCION

ANTECEDENTES

I HIDROLOGIA.-

REGION HIDROLOGICA No. 27, OROGRAFIA, GEOLOGIA GENERAL, HIDROGRAFIA, CLIMATOLOGIA, TEMPERATURA, TOPOGRAFIA, RECONOCIMIENTO, CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO.

II GEOLOGIA.-

GENERALIDADES, GEOGRAFIA, LOCALIZACION Y VIAS-DE ACCESO, CLIMA FLORA Y FAUNA, POBLACION Y DESARROLLO, GEOMORFOLOGIA, ESTRATIGRAFIA, GEOLOGIA ESTRUCTURAL, GEOLOGIA HISTORICA, MECANICA DE SUELOS, SONDEOS, TRABAJOS DE LABORATORIO, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

III PROYECTO DE LA PRESA.-

CONSIDERACIONES, VOLUMENES, CAPACIDADES, CALCULO DE LA PRESA DE CIMACIO, DETERMINACION DEL CENTROIDE, EMPUJE HIDROSTATICO, ESTABILIDAD, VOLTEO, ESFUERZOS EN LOS APOYOS, DESLIZAMIENTO, HUNDIMIENTO, PRESA VACIA, FUNCIONAMIENTO Y GEOMETRIA DEL CIMACIO.

IV CONDUCCION Y ALMACENAMIENTO.-

LINEA DE CONDUCCION, DESNIVEL TOPOGRAFICO,
VELOCIDADES, PERDIDAS, DIAMETRO, COTA DE
LLEGADA, CRUZAMIENTO CARRETERO, ESFUERZOS
EN LA TUBERIA, ESPESOR, ALMACENAMIENTO,
DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE, DETERMINACION
DE LA BASE, TANQUE VACIO, HUNDIMIENTO,
TANQUE LLENO, EMPUJE HIDROSTATICO, ESFUER
ZOS EN LOS APOYOS, DESLIZAMIENTO.

CONCLUSIONES.-

PLANOS.-

BIBLIOGRAFIA.-

INTRODUCCION

En muchas partes del orbe, el actual crecimiento demográfico, el desarrollo económico y el progreso tecnológico han provocado un incremento considerable en la demanda de agua. En efecto, la extracción mundial de agua se ha septuplicado en lo que va del siglo, y se calcula que hacia el año 2,000 será dos veces mayor que la actual.

Se prevee una posible crisis del agua de alcance mundial, debido a que cada día son más frecuentes los conflictos por el uso de este recurso, y los problemas de su contaminación han crecido rápidamente. El agua es un elemento indispensable para la vida, e interviene prácticamente en todas las actividades humanas. Por ello, frente a los crecientes problemas para su aprovechamiento y preservación, e independientemente del régimen político de que se trate, los responsables de administrar éste recurso tienden a considerarlo como un bien común cuya regulación y control corresponde al Estado, para asegurar de ésta manera - que su empleo genera los mayores beneficios sociales y económicos.

El papel vital del agua ha evolucionado desde las primeras comunidades agrícolas hasta las sociedades contemporáneas. En el pasado, los requerimientos de agua eran modestos, por lo que el desarrollo de los recursos hidráulicos se hacían en escalas pequeñas y en forma aislada. Cuando las demandas excedían la disponibilidad, las decisiones sobre nuevas fuentes de abastecimiento se tomaban a nivel local, tanto por los organismos públicos como por los privados, y en forma independiente unos de otros. En la mayoría de los casos, los aprovechamientos del agua tenían un efecto reducido sobre el medio ambiente. Sin embargo, ésta situación ha cambiado.

Con el actual crecimiento de demanda, los consiguientes

problemas de contaminación y de impacto sobre el medio ambiente, hace más necesaria una planeación a nivel nacional de los recursos hidráulicos. Un plan hidráulico congruente con las políticas sociales, económicas y ambientales de nuestro país, constituye un elemento importante para asegurar que el agua contribuya al logro de los objetivos nacionales.

Existe la necesidad de contar con elementos de planeación y con lineamientos de política formulados a nivel nacional, para asegurar que la planeación de los recursos hidráulicos sea congruente con el marco de desarrollo global y sectorial. Sin embargo, también deben tomarse en cuenta diversos aspectos regionales, tales como las necesidades, los deseos, los objetivos y las limitaciones identificadas a nivel local y por cuencas hidrológicas. Esto implica la necesidad de contar con un proceso de planeación que combine y armonice los enfoques nacional y regional en forma dinámica y flexible, para enfrentar con éxito las condiciones cambiantes de las sociedades modernas.

La precipitación media anual equivale a una lámina de 780 mm, y dá origen a un escurrimiento superficial de 410,000 millones de metros cúbicos por año. Este volumen constituye la disponibilidad media anual del agua renovable en el país.

Siendo la distribución geográfica de precipitación poco uniforme: más de la mitad del territorio nacional tiene un promedio anual inferior a los 500 mm, mientras que en la costa del Golfo y en el sur existen zonas con valores superiores a los 2000 mm. Si además se toma en cuenta la temperatura, se puede decir que el 67% del territorio nacional es desértico, árido o semiárido, y sólo el 33% restante es húmedo y subhúmedo. Asimismo, la mayor parte de las lluvias se concentra en unos cuantos meses del año, alrededor de septiembre. Por consiguiente vemos que

esta situación propicia la existencia de periodos alternativos de sequías e inundaciones adicionales al aprovechamiento del agua.

A nivel nacional, la extracción de agua en 1979 fué de 158,000 millones de m^3 ., volumen que equivale al 39% de la disponibilidad media anual de agua renovable. Se estima que en el año 2,000 se demandarán alrededor de 550,000 millones de m^3 ., que equivalen al 134% de la disponibilidad media anual; de este volumen, el 79% se destinará a la generación de energía eléctrica. Se calcula que en el periodo 1980-2000 la extracción de agua se incrementará a un ritmo del 6.1% anual, hasta llegar a ser 3.5 veces mayor que la actual.

El consumo de agua en 1979 fué de 37,000 millones de m^3 , que equivalen al 9% de la disponibilidad, de los cuales el 94% correspondió a la agricultura. Se estima que para el año 2,000 el consumo se incrementará a 76,000 millones de m^3 , los cuales representan el 18% de la disponibilidad. Aunque la agricultura absorberá el 92% del total, la industria, la población y la generación de energía eléctrica en plantas térmicas registrarán incrementos importantes. De 1980 al año 2,000, se prevee que el consumo de agua se duplicará.

Por el fenómeno de la contaminación del agua que se ha acentuado durante los últimos años, debido principalmente al crecimiento de la población, al aumento de la actividad económica y a los costos asociados al establecimiento de mecanismos para controlar la contaminación. Se calcula que en el año 2,000 el volumen de contaminación en México podría ser equivalente al producido por una población de mil millones de habitantes, lo que señala la gravedad del problema que se tendría que enfrentar, si no se intensifican las acciones tendientes a su control.

Otro problema que ha adquirido mayores proporciones, es el causado por la sobre explotación del agua subterránea, fenómeno que aparece cuando la extracción de agua de los mantos subterráneos, es mayor que el volumen que se renueva anualmente en ellos. Aunque todavía existen acuíferos subaprovechados, la sobreexplotación del agua subterránea se está generalizando especialmente en las zonas áridas y semiáridas, donde ha ocasionado perjuicios prácticamente irreversibles, tales como intrusión salina, hundimiento del terreno y bombeo a profundidades económicamente incosteables.

ANTECEDENTES

El diseño de pequeñas presas o bordos para derivar, abreviar o controlar crecientes, presenta características especiales por las limitaciones de tiempo y dinero para estudiar la cimentación y los materiales disponibles, -- así como por la ausencia de datos confiables sobre precipitación y escurrimiento en la cuenca respectiva. Por otra parte la construcción de dichas estructuras se ve afectada por el empleo de equipos inadecuados y un defectuoso control de obra, ya que las inversiones son relativamente pequeñas en la mayoría de los casos.

Desafortunadamente la tendencia a lo espectacular de las obras de ingeniería, ha hecho que se desatienda la labor más frecuente y voluminosa que el ingeniero debe realizar, como son las PRESAS PEQUEÑAS en comparación con las grandes que construye la Comisión Federal de Electricidad conjuntamente con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Consecuentemente, la literatura relativa a estructuras modestas es casi inexistente en México a pesar de ser estas las obras hidráulicas más comunes en el medio rural.

Desde la época precolombina hasta nuestros días se han construido en México gran número de presas pequeñas o bordos con el fin de almacenar agua o prevenir inundaciones. Los Aztecas, por ejemplo, usaban bordos de tierra; los hispanos, preferían los diques de mampostería y posteriormente, el mayor del número de estas estructuras se ha construido con suelo compactado, por razones económicas. En general, tenían por objeto regar pequeñas -

extensiones o alimentar el ganado en zonas semiáridas -- del país.

En el pasado la falla de un bordo no ocasionaba daños cuantiosos, pues estaba localizado en zonas rurales poco pobladas y el drenaje natural de la región tales como arroyos y ríos que se mantenían expeditos.

Actualmente, con el crecimiento demográfico y el desarrollo industrial de las últimas décadas, no solo ha aumentado el número de obras de éste tipo en la proximidad de los centros urbanos, sino que la ocupación de los terrenos que periódicamente inundaban esas corrientes y las vías de comunicación: carreteras y ferrocarriles, han transformado la topografía regional, de modo que en el presente los perjuicios asociados con la destrucción de una presa pequeña pueden ser mayores que los producidos por la tormenta más intensa registrada en la misma cuenca. Por esta razón, si antes era indeseable que un bordo fallara, en la actualidad no es aceptable correr un riesgo de esta naturaleza, haciendo imperativa la aplicación de técnicas idóneas tanto en la fase de estudio y de diseño como en la construcción y conservación de la estructura.

El progreso en las últimas décadas de la ingeniería aplicada al proyecto de obras, y la experiencia acumulada en el país después de más de 40 años de construir este tipo de estructuras, permiten afirmar que pueden realizarse bordos con el mismo grado de seguridad que las grandes presas, siempre que se use un mínimo de la tecnología desarrollada.

Se ha propuesto la Secretaría de Pesca desarrollar especies de agua fría en determinados lugares de la República Mexicana, para lo cual tiene en mente elaborar proyectos y construir "centros acuícolas" para elevar - en algunos centros regionales el nivel de alimentación de dichos lugares, en los cuales se asienten estos centros y que a la vez garanticen las condiciones de subsistencia en un plazo largo de vida para poder justificar las inversiones requeridas y poder emprender estos programas a gran escala en beneficio de la comunidad mexicana como elemento activo e importante en la campaña nacional del Sistema Alimentario Mexicano. Por lo cual la Secretaría de Pesca emprendió la tarea de buscar lugares adecuados para la construcción de estos centros - acuícolas y después de algunos estudios de factibilidad, centró su interés en 3 lugares del Estado de Puebla los cuales fueron los siguientes:

- Metepac: al Sur cerca de la capital del Estado.
- Necaxa: en la parte Norte del Estado, por último
- Apulco: en la parte Noreste del Estado, siendo - ésta la alternativa favorecida.

Dicha Secretaría por medio de la Dirección General de Infraestructura Pesquera, elaboró el estudio y proyecto del Centro Acuícola para el desarrollo de especies de agua fría en Apulco, Puebla.

El proyecto definitivo no contempló la retención y conducción del abastecimiento de agua desde el arroyo -- Las Glorias al Centro, por lo que fué necesario un estudio adicional que contemplara el abastecimiento de agua.

Factor vital para el correcto funcionamiento del Centro.

La óptima función del Centro depende del gasto requerido, y, por motivos desconocidos, en este proyecto - se manejaron primeramente las variables del Centro tales como: dimensionamiento de piletas, salas de incubación y otras, sin considerar el elemento básico que es el agua-mínima requerida.

HIDROLOGIA I

REGION HIDROLOGICA No. 27.

Se encuentra localizada en la parte central del Golfo de México y limitada en el resto por la Región Hidrológica No. 26 al norte y al oeste, y al sur por las Regiones Hidrológicas No. 18 y 28, entre las siguientes coordenadas:

19° 30' y 22° 00' de latitud norte.
96° 25' y 98° 30' de longitud oeste.

Todas las corrientes que pertenecen a esta Región desembocan en la vertiente del Golfo de México y se desarrollan principalmente en el Estado de Veracruz, cubren una parte importante de la zona del Estado de Puebla y áreas menores de los estados de Hidalgo y Tlaxcala.

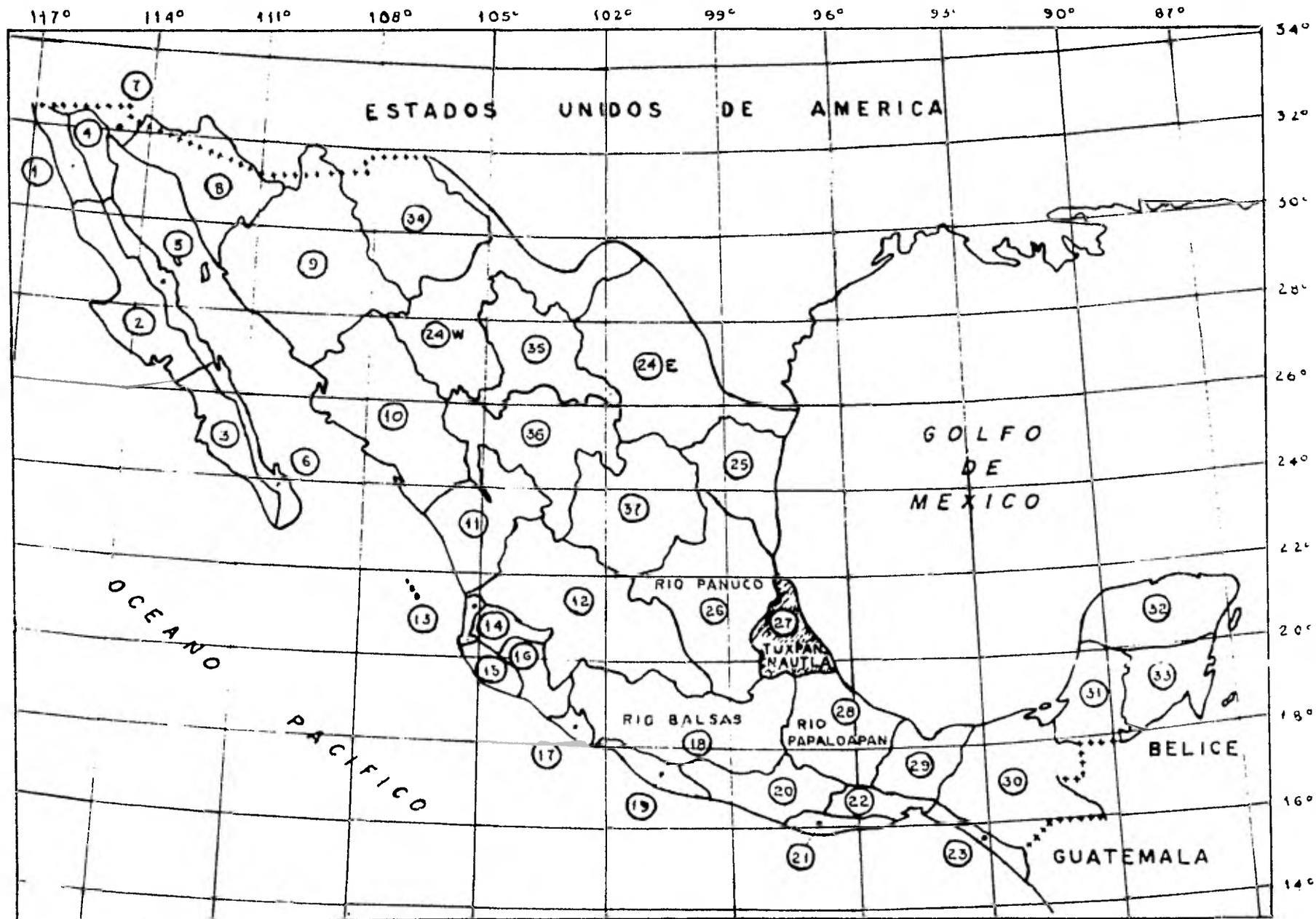
Su Hidrografía está integrada por ríos, lagunas y corrientes menores.

Entre los ríos se encuentran: el río Tuxpan, el Cazonnes, el Tecolutla, el Misantla, el Colipa y otros.

Entre las lagunas más importantes tenemos: la de Tamiahua, laguna Chica, laguna Grande y San Agustín.

OROGRAFIA:

Orográficamente la región esta formada por la Sierra Madre Oriental que se extiende desde el sur de Texas hasta el Cofre de Perote y que recibe algunas denominaciones locales como, Sierra de Puebla, Sierra de Hidalgo, etc., estos-



REGIONES HIDROLOGICAS

accidentes se unen con la Sierra Neovolcánica que llega --- hasta la costa y divide las zonas hidrológicas No. 27 y 28.

La cordillera Neovolcánica está formada por montañas - de elevada consideración y se trata de formaciones menos -- erosionadas que las que caracterizan a la zona Norte de esta región, también recibe varios nombres como: Sierra de -- Tlalhitoltepec en el Estado de Veracruz, Sierra de Tlaxco - en Tlaxcala, Sierra Nevada entre los Estados de Puebla y -- México.

En estas sierras se originan las mayores precipitaciones, por lo tanto se generan escurrimientos que fluyen hacia la planicie dando lugar a corrientes de régimen torrencial, algunas de las cuales llevan gastos de consideración en la época de estiaje, además existen grandes avenidas de origen ciclónico.

El litoral del Golfo de México está formado por costas que en el tramo de esta región no son diferentes a las del resto del Golfo y en general son playas bajas, arenosas que sólo excepcionalmente presenta afloramientos rocosos en algunas eminencias que están próximas a las costas. Es tendencia que la costa siga una línea continua con numerosos - esteros, barras y cordones litorales.

Esta Región Hidrológica No. 27 se inicia por el norte en la Barra de Tampico, continuándose en una larga península de 25 kms. de longitud para luego tomar dirección al sur y unirse a tierra firme. Esta superficie se conoce con el nombre de Laguna de Tamiahua y 10 kms. al sur de la Bahía - de Tanhuijo desemboca el río Tuxpan formando una barra, ---

luego la costa sigue en dirección sureste con muchos médanos, lagunetas y pantanos pequeños, más adelante no existen accidentes de importancia hacia el sur salvo las desembocaduras de los ríos que forman barras y pequeñas bahías.

Al oeste de la costa y contigua al litoral se extiende una zona topográfica cubierta de vegetación exuberante que contrasta con el litoral formado de dunas y áreas planas, arenosas, donde el desarrollo de cubierta vegetal es muy escaso.

GEOLOGIA GENERAL.

Superficialmente la Región Hidrológica No. 27 esta ubicada en la parte sur oriental de la Sierra Madre Oriental, y en la parte frontal de las provincias fisiográficas denominadas Mesa Central y Faja Costera del Golfo de México.

Considerando el occidente de esta región que afloran en esa zona rocas volcánicas del Cenozóico Medio y Superior, las que se encuentran en discordancia petrográfica con areniscas, lutitas y calizas del Jurasico y Crestásico Superior, rocas que generalmente afloran a lo largo de la Sierra Madre Oriental.

Sobreyacen a los sedimentos antes mencionados y sobre el flanco oriental de la Sierra, calizas, lutitas, areniscas y margas, así como conglomerados del Crestásico Superior, Paleoceno, Eoceno y Oligoceno. Estos sedimentos conservan un rumbo noroeste - sureste.

Las arenas del Mioceno y los sedimentos recientes del Plioceno y Pleistoceno se sitúan de una manera burda y general en la planicie costera del Golfo.

Estructuralmente la región estudiada forma parte de los plegamientos de la Sierra Madre Oriental, los que manifiestan estructuras geológicas que constituyen una serie de anticlinales, sinclinales, fallas y fracturas menores y que presentan rumbos oeste-este y noroeste-sureste. A lo largo de esta zona y en diversos tipos de sedimentos de edades geológicas distintas, existen los principales yacimientos petroleros del País, como son: Poza Rica, Cerro Azul, Alamo, etc.

situados al oriente de esta región, los recursos naturales como bosques, minería y agua adquieren también gran importancia, ya que se localizan exploraciones mineras de oro, plata, plomo, etc., así como zonas madereras explotadas y en explotación.

HIDROGRAFIA:

Como ya se dijo anteriormente la Hidrografía está constituida en esta zona Hidrológica por lagunas, ríos, esteros y corrientes menores.

Entre las lagunas más importantes tenemos la Laguna de Tamiahua, Laguna de Pueblo Viejo, Laguna La Puerca, Lagunas de San Andrés y Palacho, así como los esteros de Guasima, La Llave, etc.

Por lo que respecta a los ríos, la hidrografía está integrada por 3 corrientes principales que son:

RIO TUXPAN, RIO TECOLUTLA, RIO NAUTLA

y corrientes menores como:

Río Cazonas, Xiucayucan, Tecuantepec, Laxaxalpan, Nexaca, Misantla, Colipa, Juchique, Santa Ana, Platanar, Barranca de Hernández y multitud de arroyos afluentes de estos ríos que forman las cuencas y subcuencas de esta zona hidrológica.

CLIMATOLOGIA.

Según THORNTHWHAITE el clima de la región se clasifica de muy húmedo a húmedo sin estación seca bien definida, cálido en partes y en otras semiseco o templado, la estación invernal no está bien definida.

La vegetación es de bosque tropical y subtropical, presentando sitios con coníferas.

LLUVIA.- Las precipitaciones más elevadas ocurren en la cuenca del río Tecolutla, la estación de Cuetzalan registró valores de lluvia anual de 6017.5mm. con un promedio de 4412.5mm.

Tiene un período de ocurrencia, el regimen pluvial del mes de Junio al mes de Octubre que es cuando se presentan los valores más altos y entre los meses de Diciembre y Febrero - en que los nortes provocan precipitaciones de menor cuantía.- En la zona montañosa el régimen fluvial presenta concentraciones en los meses de Junio a Septiembre, las precipitaciones máximas en 24 horas son del orden de 324.3mm. con un máximo de 630.4mm. registradas en las estaciones de Tuxpan y -

y Cuetzalan.

TEMPERATURA.- La diferencia topográfica que existe entre la zona montañosa y la planicie costera de la región, provoca una diferencia en la temperatura media anual de 8.4 grados centígrados. En la zona montañosa la estación Ixtacamaxtitlán registró valores de 16.2°C mientras en la estación ---TUXPAN, en la costa, se obtuvieron valores de 24.6°C , teniendo registros de 20.4°C en la zona intermedia.

Se registran las temperaturas máximas, en la zona alta entre los meses de Abril y Septiembre con valores de 33°C a --- 40°C en la estación TUXPAN y las máximas observadas se han registrado en la porción norte extrema de la región en Ozuluma con 45°C .

Por lo que respecta a las temperaturas mínimas en la zona alta se presentan de Octubre a Marzo con valores que fluctúan de -4°C a 5°C en Ixtacamaxtitlán, en la porción de la --planicie costera se han registrado los mínimos de Noviembre a Marzo con valores de 6.5°C .

En la porción intermedia las temperaturas mínimas ocurren de Diciembre a Febrero con valor hasta de 0.5°C en Poza Rica, en Tuxpan y Tecolutla la mínima registrada ha sido de -1°C a 2°C .

TOPOGRAFIA.

La Topografía es de por sí, una profesión y los contratistas y sus empleados rara vez tienen la oportunidad de aprenderla, sin embargo, es posible que el lego aprenda a nivelar, retrazar líneas y localizaciones destruidas por la construcción o sus máquinas y trazar obras con bastante aproximación.

Si en una obra es necesario hacer algún trabajo topográfico en el que tenga que emplearse un día completo de una brigada topográfica, resulta más económico utilizar profesionales. Trabajan con mayor rapidez y eficiencia que los aficionados y es menos probable que cometan errores costosos.

Lamentablemente, con frecuencia, no es posible obtener los servicios de Ingenieros Topógrafos cuando se necesitan, y muchas obras son demasiado pequeñas, o, tan sencillas que no justifican su empleo.

Pero, generalmente, el que nivela, por sí mismo, obtiene una idea más clara de los problemas que haya que resolver que leyendo los datos obtenidos por otra persona. A esto se debe la importancia de conocer las técnicas topográficas más usuales con la necesaria práctica de campo.

RECONOCIMIENTO.

Con la finalidad de conocer el terreno y planear en forma adecuada las secciones y la localización del eje definitivo, para la realización del trazo y perfil a lo largo del arroyo, se realizó un pequeño reconocimiento a lo largo de la zona por levantar, con el siguiente:

PROGRAMA DE TRABAJO.

- 1.- Localización preliminar.
- 2.- Indicación y cuantificación de brecheo.
- 3.- Fijación de puntos sobre eje, (vértices).
- 4.- Nivelación diferencial.
- 5.- Determinación de ejes auxiliares para el seccionamiento.
- 6.- Levantamiento y trazo de la línea de conducción.
- 7.- Colado de Mojoneras.
- 8.- Colocación en Mojoneras de placas de bronce para identificación.
- 9.- Calculos en gabinete.
- 10.- Dibujo de planos.
- 11.- Memoria descriptiva.

TRABAJOS DE CAMPO Y GABINETE.

Para el levantamiento del trazo de la línea se determinaron los siguientes pasos:

Primeramente la utilización de un Tránsito Rossbach

con aproximación de 20", su realización se efectuó con el método de lectura de Angulos Interiores (Poligonales cerradas). Las mediciones angulares se efectuaron con doble observación, es decir, lectura de doble ángulo y el promedio se toma como lectura definitiva del ángulo. Este método -- elimina los errores por medición de imperfecciones de la -- graduación y de paralaje.

La medición lineal, se realizó con cinta metálica de 30 metros, tensada a pulso y alineada con tránsito, colocando plomada en cada medida, función que es realizada en doble sentido, es decir de ida y vuelta por cada línea entre los vértices.

Se realizó una poligonal abierta auxiliar de liga con los trabajos topográficos del Centro Acuícola.

De tipo diferencial la nivelación se efectuó entre todos los vértices de la poligonal abierta como de la auxiliar, a partir de la nivelación definitiva se continuó con los seccionamientos de acuerdo a los ordenamientos indicados de realizar secciones transversales, cada 20 metros -- con nivel fijo, utilizando un Nivel Rossbach. En cada sección fue llevada una doble nivelación para su comprobación.

A continuación se procedió a colar las mojoneras de identificación con su placa correspondiente, donde fueron marcadas con una herramienta especial de golpe, concluyendo así los trabajos de campo.

En el gabinete se efectuaron los cálculos respectivos y los planos definitivos.

CALCULO DE LA AVENIDA DE DISEÑO:

Debido a que la zona de estudio no ha sido levantada por el Departamento de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL), no contamos con el área de la cuenca, ésta junto con los datos de precipitaciones obtendríamos por varios métodos, el volúmen de la avenida de diseño.

Por otra parte tampoco existen estaciones hidrométricas sobre el arroyo, debido a lo anterior se procedió a la obtención de un corte del arroyo para conocer su area hidráulica.

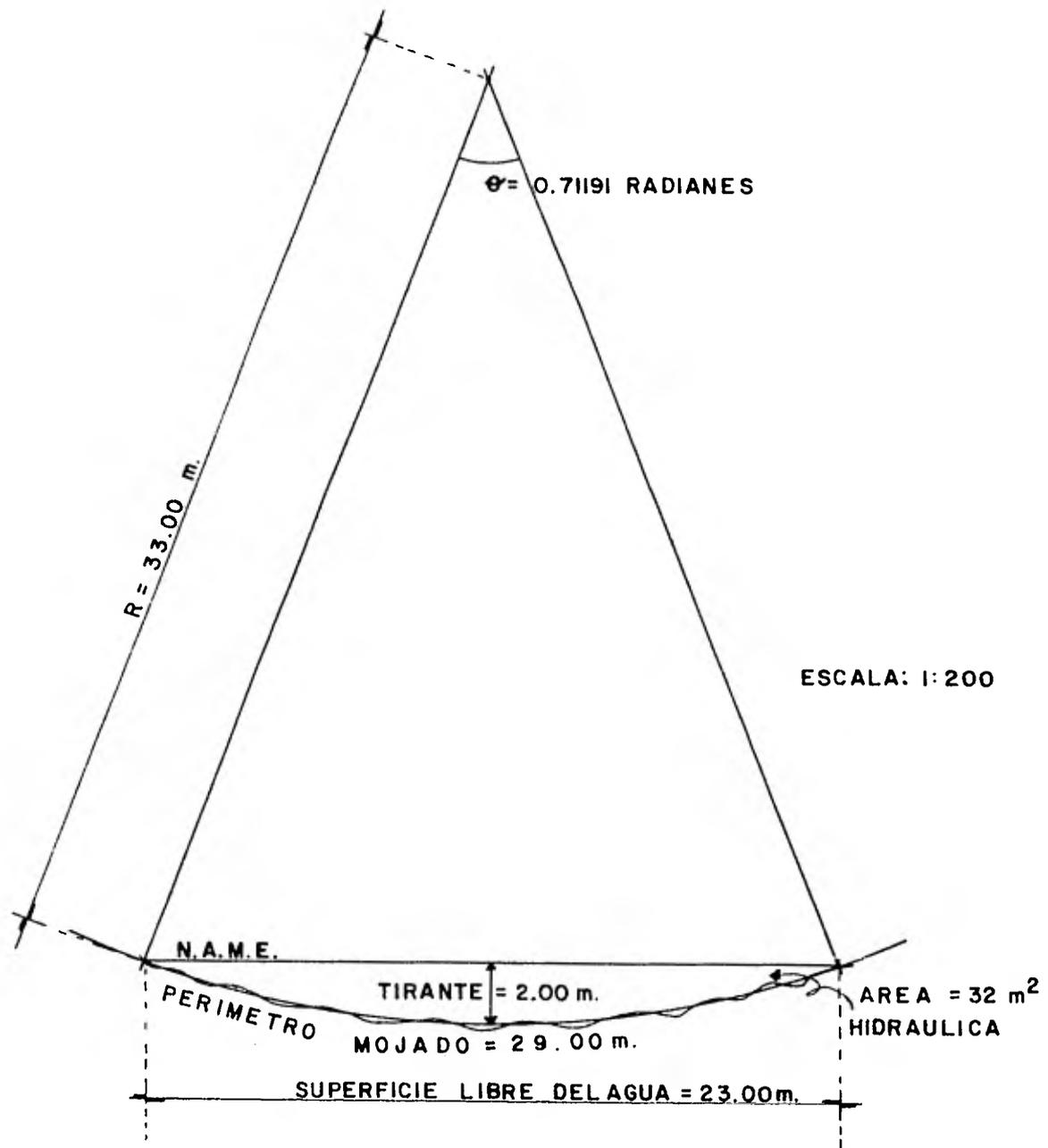
No se obtuvo al azar el corte, sino que se buscó un lugar adecuado, donde estuviera bien definido el nivel de aguas máximo extraordinario del arroyo, la pendiente del mismo fuera aproximadamente uniforme en un buen tramo, no estuviera muy próximo a -- curvas fuertes y su rugosidad lo mas uniforme posible en dicho tramo.

Rugosidad media	0.04
Superficie libre del agua	23.00 Mts.
Tirante	2.00 Mts.
Area hidráulica.	32.00 M2.
Perímetro mojado.	29.00 Mts.
Radio hidráulico.	1.10
Pendiente	0.018

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

Sustituyendo valores tenemos:

$$Q = \frac{32}{0.04} (1.10)^{2/3} (0.018)^{1/2} = 114.6 \text{ M}^3/\text{SEG.}$$



PENDIENTE MEDIA $S = 0.018$
 RUGOSIDAD MEDIA $n = 0.040$

$$Q = \frac{A_H}{n} (R_H)^{2/3} S^{1/2} = 114.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Q x (factor de ampliacion = 1.5) CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO

sustituyendo valores :

$$114.6 \text{ M}^3/\text{seg.} \times 1.5 = 172.0 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$\underline{\underline{\text{CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO} = 172.0 \text{ M}^3/\text{seg.}}}$$

GEOLOGIA

II

GENERALIDADES.-

El Ingeniero Civil con sus estudios profesionales, que si bien son elementales en este campo, deben permitirle reconocer condiciones de la corteza terrestre que puedan tener serias implicaciones con los objetivos de la obra y por consecuencia es positivo solicitar el asesoramiento de un Geólogo para confirmar o rectificar los aspectos inciertos del caso.

Es oportuno señalar que la exploración del sitio no debe confinarse al eje de la cortina, sino abarcar una superficie mayor que la cimentación, la cual deberá estar dirigida a la permeabilidad del vaso, así como a la estabilidad de los taludes naturales.

II GEOLOGIA.

OBJETIVO.-

Realizado el trabajo geológico en el arroyo "Las Glorias", fue con el propósito de hacer una exploración, examinando si se encuentran las condiciones geológicas propicias para la elaboración de una presa derivadora con el fin de entubarla y conducirla a un Centro Acuícola para el desarrollo de especies de agua fría que la Secretaría de Pesca esta --- construyendo en Apulco, Puebla.

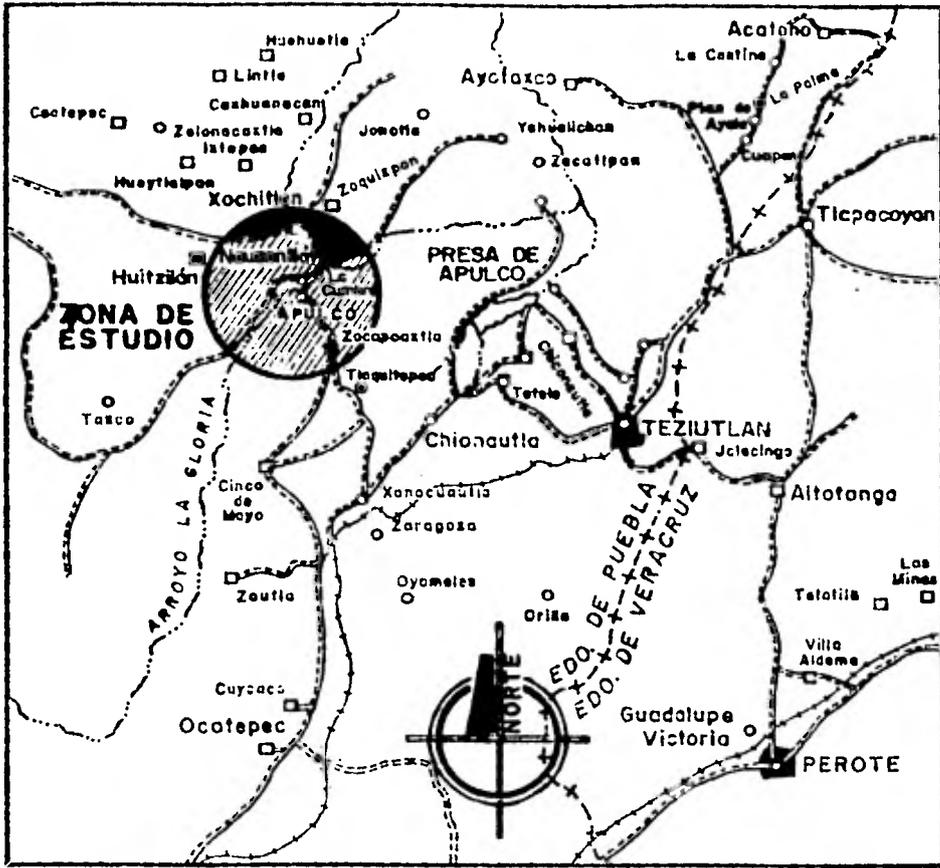
METODO DE TRABAJO.-

Efectuado el método de trabajo en el estudio geológico del Arroyo "Las Glorias", consistió en un recorrido preliminar aguas abajo de donde se programa la cortina de la presa, en el vaso y aguas arriba de donde se proyecta el límite del vaso de dicha presa. A continuación apoyados en el plano topográfico elaborado anteriormente y basados en sus puntos de **inflexión** se hicieron radiaciones a diferentes puntos a base de brújula y cinta para delimitar contactos entre diferentes unidades de rocas. Por último para mostrar el comportamiento de las capas adyacentes del área.

GEOGRAFIA:

Localización y Vías de Acceso.

A dos kms. del área se localizan los poblados de Apulco y



SIMBOLOGIA

- CARRETERA PAVIMENTADA
- CARRETERA DE TERRACERIA
- ARROYO O RIO
- LIMITE DE ESTADO
- FERROCARRIL



ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN UNAM
INGENIERIA CIVIL

CROQUIS DE
LOCALIZACION

Finca de Sta. Ma. Tres Arroyos, Municipio de Zacapoaxtla, Edo. de Puebla, geográficamente se encuentra situada a los $19^{\circ} 54' 34''$ de latitud norte y a los $97^{\circ} 34' 34''$ de longitud oeste, con una altitud media de 1500 m.S.N.M.

Partiendo de la ciudad de México D.F., el acceso al área es por la carretera (150) a la Ciudad de Puebla, de ahí por la carretera (150) que va para la Ciudad de Acatzingo, Pue. - Continúa al poblado de Zacatepec, Pue. Por la Carretera No. 140 y de ahí rumbo a el Rancho de Apulco, pasando la Ciudad - Zacapoaxtla, Pue. de la carretera Nacional No. 129, sumando - un total de 337 Kms. aproximadamente de la Ciudad de México a Apulco, Puebla.

Aproximadamente la superficie estudiada es de 1800 mts. de longitud por un ancho promedio de 60 mts.

CLIMA, FLORA Y FAUNA.

Del área de estudio el clima es templado predominando el frío, lluvias abundantes durante los meses de Julio, Agosto, - Septiembre, conservándose húmedo durante gran parte del año. - La flora está constituida por árboles del tipo de las coníferas y abetos que llegan a medir hasta 30 mts. de altura con - tallos de 2 mts. de diámetro, existen también pastos y algunas plantas menores como musgos y helechos .

Principalmente la fauna está constituida por animales domésticos, ganado caprino, ovino y vacuno, además pocas especies de reptiles, insectos y algunas garzas blancas.

POBLACION Y DESARROLLO.

Esta es un área en la cual existe poca densidad de población, pues el Rancho de Apulco se encuentra deshabitado y en -

el Rancho Finca de Santa Ma. Tres Arroyos la densidad de Población apenas llega a unas 50 personas, las cuales viven de la ganadería en pequeña escala; una industria licorera que - trabaja eventualmente con permisos temporales, la agricultura muy escasa y pocas personas al comercio. El Rancho se encuentra bien comunicado por carretera pavimentada, tiene luz eléctrica, agua potable en las casas, pero no cuentan con -- servicios de escuela, correos, telégrafos, etc.

Su abasto de víveres normalmente es de la Ciudad de Zacapoaxtla, Puebla.

GEOMORFOLOGIA.-

Es clásica de una región joven la geomorfología del área pues su topografía es completamente abrupta presentando altos picos semiarredondados en la cima de los cerros y cortes casi verticales debido posiblemente a la acción de las corrientes- y a la poca resistencia que presentan las rocas a la erosión, pues en los costados del lecho del arroyo se observan grandes bloques constituyendo el pie de monte o deposito de Talud. - Las rocas de la cima presentan mayor resistencia a la erosión que las de la base, considerando que en algunas partes el arroyo presenta grandes saltos hasta de 35 mts. formando bonitas cascadas de agua.

ESTRATIGRAFIA.

Sumamente local es la estratigrafía del área, pero para los fines que se persiguen cumple satisfactoriamente con la siguiente descripción, constituida por cuatro miembros a saber:

La sección de rocas observadas en un corte del arroyo de Las Glorias, en base se encuentra el 1er. miembro formado de una arenisca de grano grueso color amarillo, intemperiza a un café amarillento, su espesor es del orden 1.5 mts.

Esta roca es sumamente deleznable, puede ser un aglomerado ígneo tomando en cuenta que se le encuentran fragmentos hasta de 0.5 cms. en tamaño de piedra pomez poco consolidadas. Este estrato puede ser que únicamente se encuentre en el vaso de la caída del agua, dado que el estudio es muy local y no se puede correlacionar con otras localidades de la Región y tampoco se han hecho perforaciones como para comprobar su extensión en el área, tiene un rumbo de N 70° E y un buzamiento de 2° al NW.

Muy permeable es esta unidad de rocas, pues en la base han formado cavernas con el simple golpe del oleaje y en algunos lugares se le observan aflorando manantiales de ladera.

Al estrato de arenisca deleznable le sigue una probable arenisca sedimentovolcánica compacta, tiene un color crema grisáceo, intemperiza a gris claro, en la base está muy brechoide con aristas bien definidas, en la parte superior se muestra menos brechada y más compacta. Esta arenisca está constituida por vidrios y cenizas volcánicas finas considerando que los dos estratos o miembros que la encierran estratigráficamente se encuentran con gran cantidad de material piroclástico volcánico. Este segundo miembro tiene un espesor aproximadamente de 25 mts., esta semihorizontal, con un lige-

ro basculamiento hacia al Noroeste con un rumbo aproximado de Noreste Suroeste y un buzamiento de bajo grado al Noroeste.

El tercer miembro de la base a la cima de la sección observada, corresponde a tobas líticas conteniendo grandes clásticos (12 cms.), de material volcánico de piedra pómez que en la actualidad se está descomponiendo lo cual hace que este miembro presente un gran número de oquedades - producto de la descomposición del vidrio volcánico. Este miembro, puede ser clasificado como tobas híbridas o sea cenizas volcánicas depositadas en un medio acuático. Las rocas se presentan de color café claro, intemperizan a un color gris claro, es sumamente permeable, poco compacta y fácilmente erosionable, su espesor es de 12 mts. aproximadamente, se presenta semihorizonta y concordante al estrato de areniscatobasea que la subyace. El material de este miembro pudo ser retrabajado por vientos considerando que sus granos están semirredondeados y no presentan un acomodo organizado, además es muy ligero.

Por último el cuarto miembro de la sección que se encuentra en la cima tiene color café verdoso e intemperiza a un color café claro grisáceo. Esta constituido de escasos clásticos que presentan una cierta orientación y alineación entre ellos, los que estuvieron sometidos a un flujo posiblemente de aire por la forma en que presentan sus caras con superficies de choque. Los clásticos tienen un tamaño aproximado de 6 x 4 x 2 cms., algunos están constituidos de aparente obsidiana o vidrio volcánico, otros de aparente piedra pómez y también se encuentran algunos fragmentos de posible limo compacto que presentan una ligera estratificación. La matriz está constituida de polvo fino volcánico lo que hace pensar que todos ellos son en conjunto todos los materiales de el cuarto

miembro, un depósito de loes o sea de material que fué transportado y depositado por el viento. En las márgenes del lecho del arroyo se encuentran gran cantidad de depósitos de Talud constituidos principalmente de suelo vegetal y grandes peñascos hasta de 5 x 4 x 5 mts. Este material como su nombre lo indica es material que se fractura a los lados de el arroyo y cae depositándose y formando laderas irregulares.

Principalmente el aluvión está constituido por lodos, arenas y gravas, productos del material que se está erosionando y lo está acarreando o retrabajando a medida que avanza en el arroyo. Este material está constituido principalmente por fragmentos de las formaciones ahí presentes, aunque es necesario hacer notar que tambien se localizan algunos fragmentos de basaltos ya muy retrabajados que indican que posiblemente aguas arriba se encuentre la fuente generadora de estos rodados.

GEOLOGIA ESTRUCTURAL.-

Aparentemente la geología estructural del lugar es sencilla y no ha sufrido grandes consecuencias pues los miembros antes citados se comportan aparentemente semihorizontales y el falleamiento es muy leve, pues, solo se detectaron dos fallas paralelas entre sí y un espaciamiento de 50-mts. con un rumbo N 72° W ECHADO 65° NE. Estas fallas se encuentran fuera del área que se pretende utilizar para la presa.

GEOLOGIA HISTORICA.-

Aunque el estudio fué muy somero y no se pueden correlacionar los 4 miembros con algunas formaciones adyacentes--por falta de estudios, se considera que la edad de las ro--cas ahí presentes deben ser del terciario, no más antiguas--pues el vidrio volcánico se descompone muy facilmente y no--se encuentran vidrios más antiguos.

MECANICA DE LOS SUELOS

Consistieron los trabajos de campo en la ejecución de 3 sondeos de exploración, ubicados como se indica en la fig II-2

Sus características se consignan en la Tabla II:

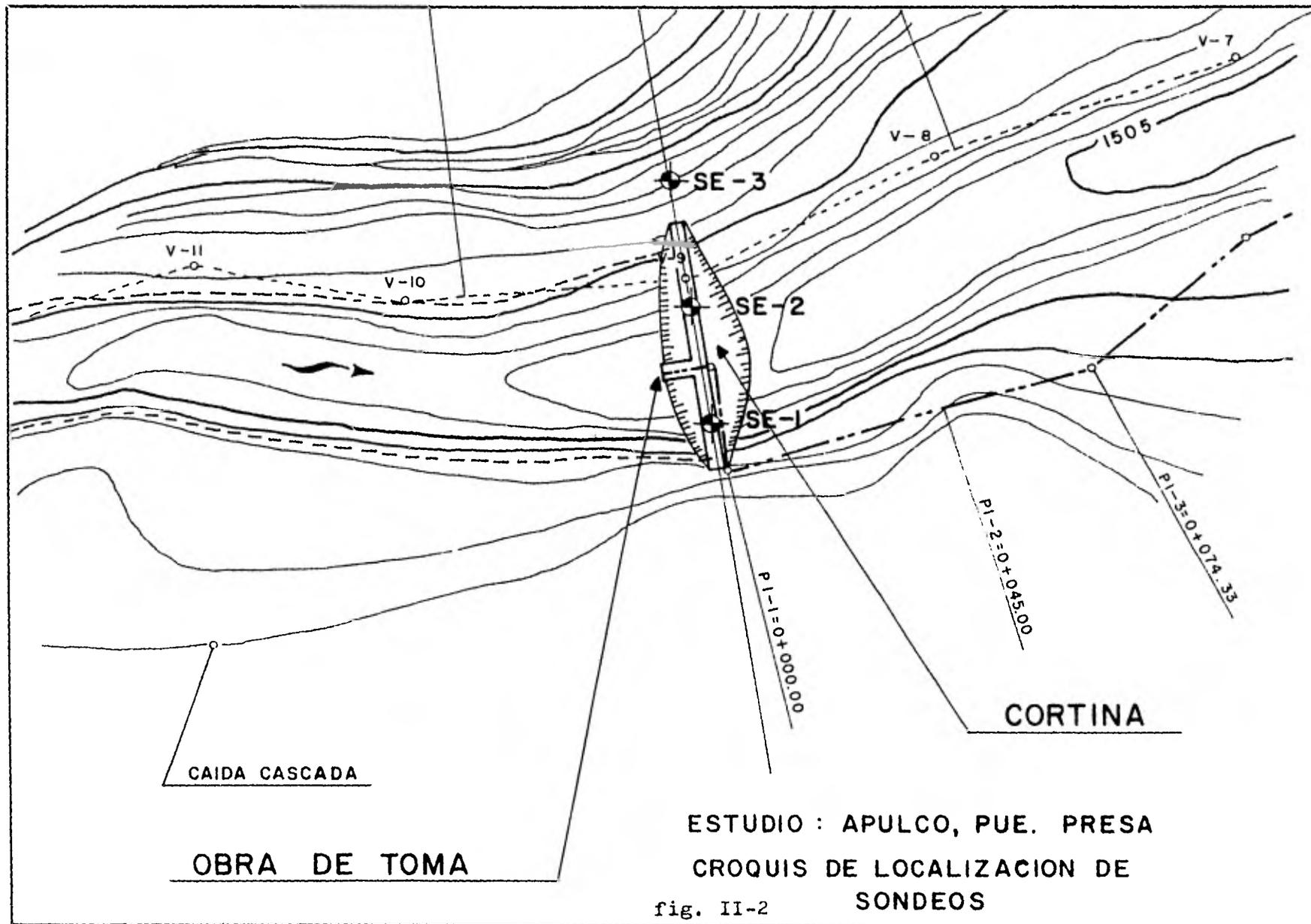
TABLA II.

S E No.	PROF. M.	ELEV BROCAL M.	ELEV FINAL M.
1	12.00	1,507.70	1,495.70
2	12.00	1,507.80	1,495.80
3	13.40	1,513.20	1,499.80

Efectuando principalmente los sondeos mediante avance por rotación, debido a la existencia de boleos y gravas y en los materiales arenosos o limosos que sirven de empaque a los boleos, se avanzó con el procedimiento de penetración standard.

Los resultados de las pruebas de campo y procedimientos de exploración se presentan en forma gráfica en los resultados de laboratorio, figs. II-3, II-4 y II-5.

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma preliminar en el campo, debidamente identificadas y empacadas se enviaron al laboratorio para su clasificación definitiva y ---



SONDEO: SE-1

Prof. (m)	Est.	Descripción.	W, LL, LP. (%)				γ_m (Ton/m ³) _{S_a}		C _r			e		c (Ton/m ²)			N			Po (Ton/m ²)	
			10	20	30	40	1.0	2.0	-1	0	+1	0	1	2	10	30	50	10	30	50	
1		ARENA MAL GRADUADA, GRIS, CON BOLEOS AISLADOS					+	2.50	GSF (%)												Avance auxiliar
2									1 98 1												
3		BOLEOS EMPACADOS EN GRAVAS Y ARENAS																			Rotación
4									7 22 4												
5									6 8 3 2												
6																					
7		ARENAS BIEN GRADUADAS CON GRAVAS Y BOLEOS AISLADOS					+		7 92 1												Rotación alternada con avance auxiliar
8																					
9																					
10		ARENA MAL GRADUADA, CAFE, COMPACTA.					+	2.60	0 97 3												Rotación
11																					
12		FIN DEL SONDEO					+														

fig. II-3

APULCO, PUE.- PRESA

RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO: SE-2

Prof. (m)	Est.	Descripción.	W, LL, LP. (%)				γ_m (Ton/m ³) _{S_e}		Cr			e	c (Ton/m ²)	N			P _o (Ton/m ²)
			10	20	30	40	1.0	2.0	-1	0	+1			10	30	50	
1		ARENA POCO LIMOSA, GRIS, MUY COMPACTA CON GRAVA Y BOLEDS AISLADOS							G S F (%)								50/50
									405010								Avance auxiliar
2		BOLEDS EMPACADOS EN GRAVAS CON ARENA															50/20
																	Avance auxiliar
3																	50/15
																	Avance auxiliar
4									7522 3								Rotación
5																	
																	Avance auxiliar
6		ARENA MAL GRADUADA GRIS, CON GRAVAS Y BOLEDS AISLADOS															
									2079 1								Rotación
7																	
																	Avance auxiliar
8																	
									7129 1								Rotación
9		BOLEOS EMPACADOS EN GRAVAS CON ARENA															
																	Avance auxiliar
10																	
																	Rotación
11																	
																	Avance auxiliar
12		FIN DEL SONDEO															

fig. II-4

APULCO, PUE. - PRESA
SONDEO: SE-3

RESULTADOS DE LABORATORIO

Prof (m)	Est.	Descripción.	W, LL, LP. (%)				γ_m (Ton/m ³) / S_s		Cr			e	c (Ton/m ²)	N			Po (Ton/m ²)
			10	20	30	40	1.0	2.0	-1	0	+1			10	30	50	
1		ARENA POCO ARCILLOSA, CA- FE, COMPACTA, CON GRAVAS							GSF (%) 15789								
2		BOLEOS EMPACADOS EN GRAVAS CON ARENA							54360								
3		ARENAS MAL GRADUADAS, GRIS, MUY COMPACTA, CON BOLEOS AISLADOS							0973								
4																	
5																	
6		LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD, GRIS, MUY DURO CON ARENAS Y BOLEOS AISLADOS HASTA 7.00 m.															
7									2.65 08268								
8																	
9																	
10									03664								
11																	
12		ARENA LIMOSA, GRIS, MUY COMPACTA CON POCA MATERIA ORGANICA							07921								
13																	
14		FIN DEL SONDEO															

fig. II-5

ensayos.

TRABAJOS DE LABORATORIO.

Obtenidos los fragmentos de boleó en el avance por rotación se clasificaron geológicamente, mientras que en los suelos de empaque de los boleos, además de la clasificación manual y visual de laboratorio, en húmedo y en seco, se hizo con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), además de realizar las siguientes determinaciones:

- a) Contenido natural de agua (W).
- B) Límites de plasticidad (Líquido y Plástico)
(Ll, LP).
- c) Densidad de sólidos (Ss).

En base a los resultados de las pruebas anteriores se calculó la relación de vacíos y el peso volumétrico sumergido.

Adicionalmente se determinó la curva de distribución granulométrica de los materiales arenosos, tanto para conocer su contenido de material fino (limo o arcillas) como para clasificarlos correctamente.

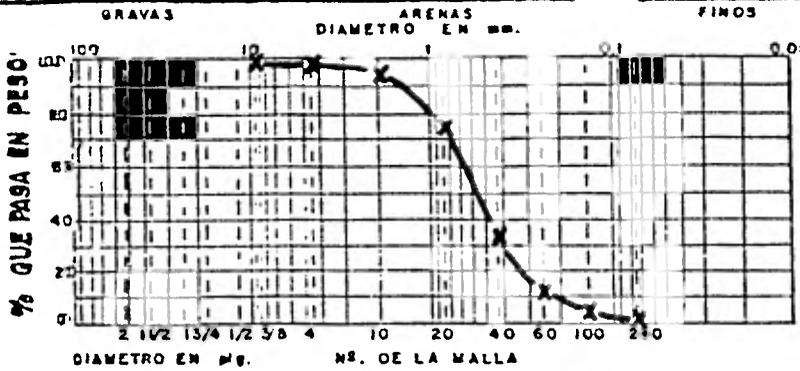
Calculadas y obtenidas las propiedades índice se presentan en forma gráfica en los resultados de laboratorio (figs. - II-3, II-4 y II-5, y las curvas de distribución granulométricas de los materiales que sirven de empaque a los boleos se presentan en las gráficas II-6, II-7, II-8 y II-9.

GRANULOMETRIA
POR MALLAS

APULCO, PUE.-PRESA



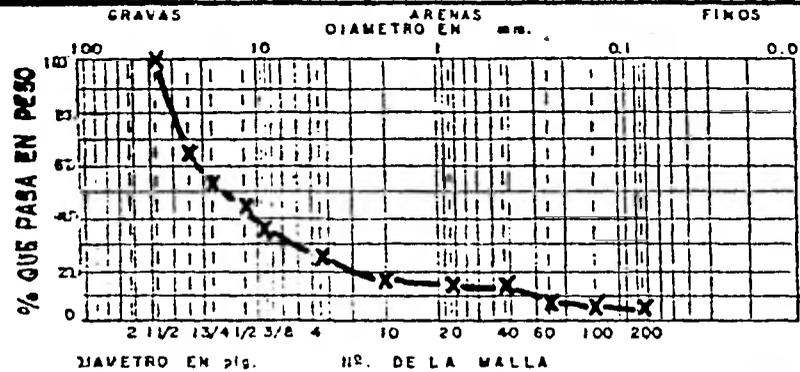
ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN UNAM
INGENIERIA CIVIL



SONDEO SE-1
MUESTRA No. 2
PROF. de 0.80 a 2.00 m.

$D_{10} = 0.20$ $G = 1$
 $C_u = 3.10$ $s = 98$
 $C_c = 1.29$ $F = 1$

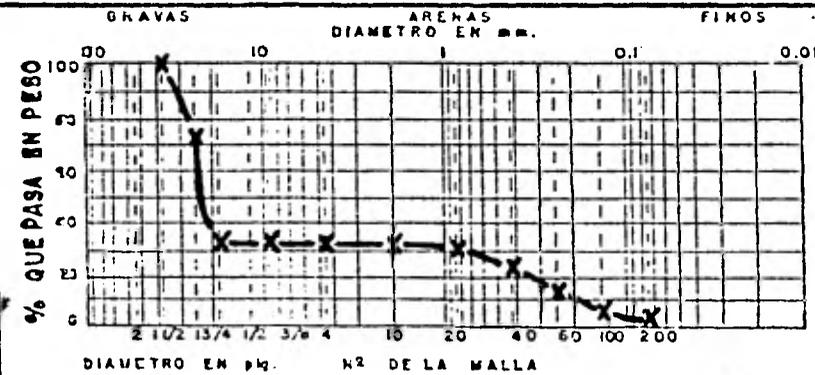
Clasificación S.U.C.S. SP-SW



SONDEO SE-1
MUESTRA No. 4
PROF. de 3.40 a 4.40 m.

$D_{10} = 0.34$ $G = 72$
 $C_u = 64.71$ $s = 24$
 $C_c = 4.81$ $F = 4$

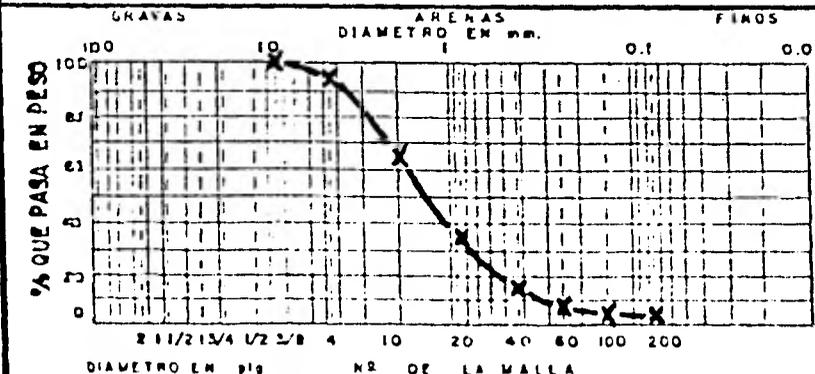
Clasificación S.U.C.S. GP-GW



SONDEO SE-1
MUESTRA No. 5
PROF. de 5.00 a 6.00 m.

$D_{10} = 0.20$ $G = 68$
 $C_u = 120$ $s = 30$
 $C_c = 0.23$ $F = 2$

Clasificación S.U.C.S. GP



SONDEO SE-1
MUESTRA No. 6
PROF. de 6.20 a 7.40 m.

$D_{10} = 0.30$ $G = 7$
 $C_u = 6.00$ $s = 92$
 $C_c = 1.19$ $F = 1$

Clasificación S.U.C.S. SW

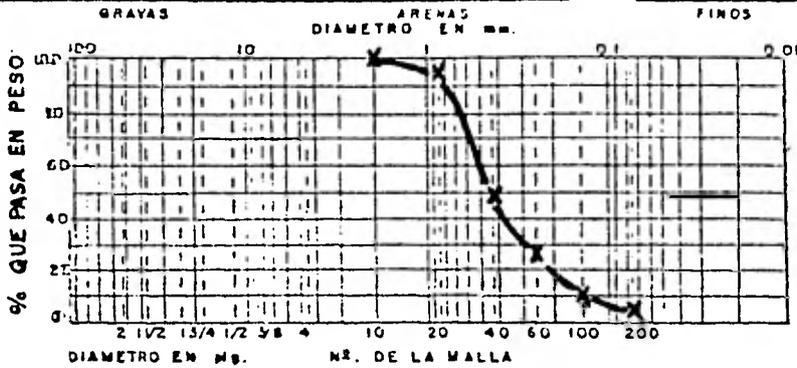
fig. 11-6

GRANULOMETRIA
POR MALLAS

APULCO, PUE. - PRESA



ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
A. G. A. T. E. A. N. UNAM
INGENIERIA CIVIL



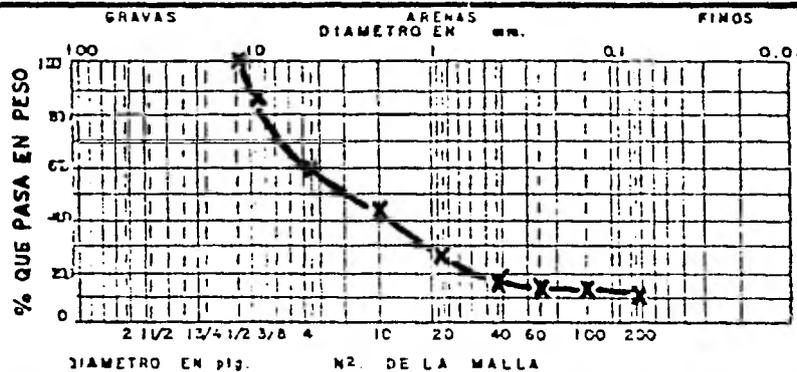
SONDEO SE-1
MUESTRA No. 8
PROF. de 9.00 a 10.00 m.

$D_{10} = 0.15$ $G = 0$

$C_u = 3.33$ $S = 97$

$C_c = 1.20$ $F = 3$

Clasificación S.U.C.S. SP-SW



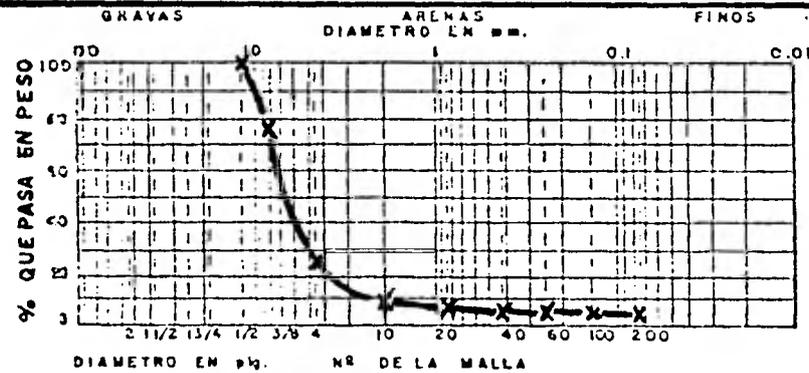
SONDEO SE-2
MUESTRA No. 2
PROF. de 1.30 a 1.80 m.

$D_{10} = 0.60$ $G = 40$

$C_u = 7.50$ $S = 50$

$C_c = 0.37$ $F = 10$

Clasificación S.U.C.S. SP



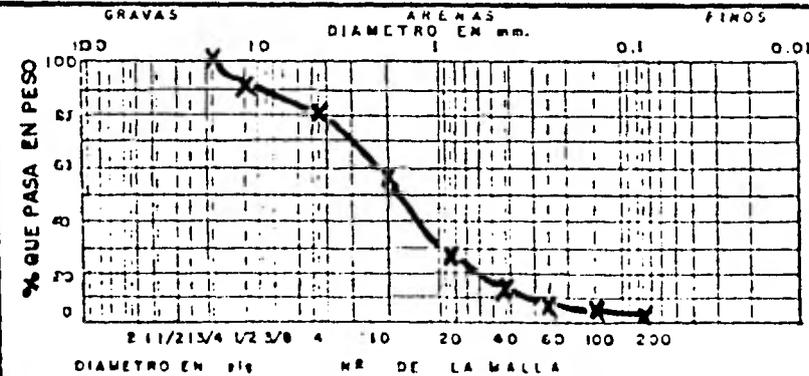
SONDEO SE-2
MUESTRA No. 4
PROF. de 3.40 a 5.00 m.

$D_{10} = 2.40$ $G = 75$

$C_u = 2.92$ $S = 22$

$C_c = 0.95$ $F = 3$

Clasificación S.U.C.S. GP-GW



SONDEO SE-2
MUESTRA No. 6
PROF. de 6.20 a 7.80 m.

$D_{10} = 0.32$ $G = 20$

$C_u = 6.87$ $S = 79$

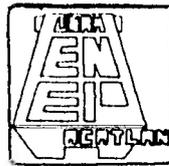
$C_c = 1.43$ $F = 1$

Clasificación S.U.C.S. SW

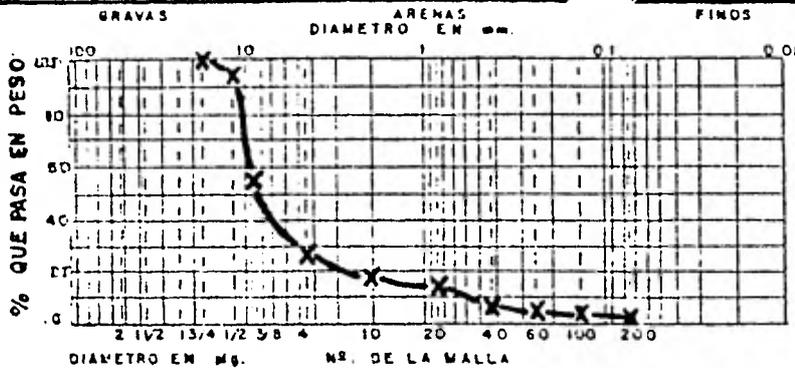
fig. II-7

GRANULOMETRIA POR MALLAS

APULCO, PUE.-PRESA



ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN UNAM
INGENIERIA CIVIL



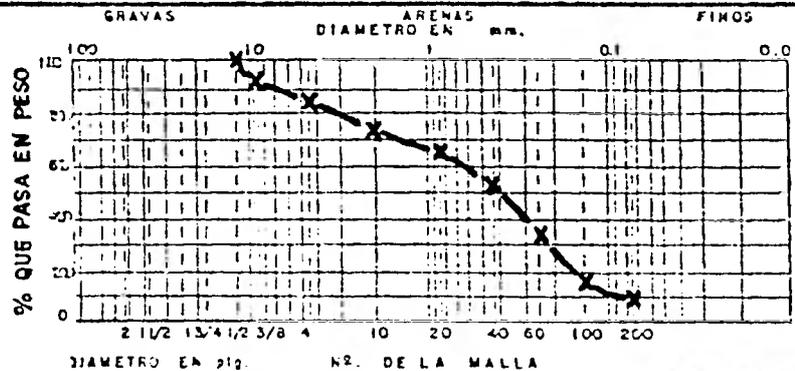
SONDEO SE-2
MUESTRA No. 7
PROF. de 8.20 a 10.00 m.

$D_{10} = \underline{0.60}$ $G = \underline{71}$

$C_u = \underline{16.66}$ $S = \underline{29}$

$C_c = \underline{4.16}$ $F = \underline{0}$

Clasificación S.U.C.S. GP-GW



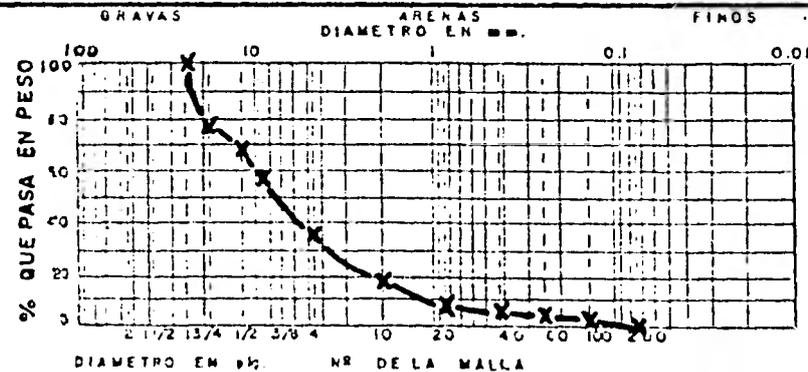
SONDEO SE-3
MUESTRA No. 1
PROF. de 0.00 a 0.60 m.

$D_{10} = \underline{0.90}$ $G = \underline{15}$

$C_u = \underline{6.66}$ $S = \underline{76}$

$C_c = \underline{0.82}$ $F = \underline{9}$

Clasificación S.U.C.S. SP-SW



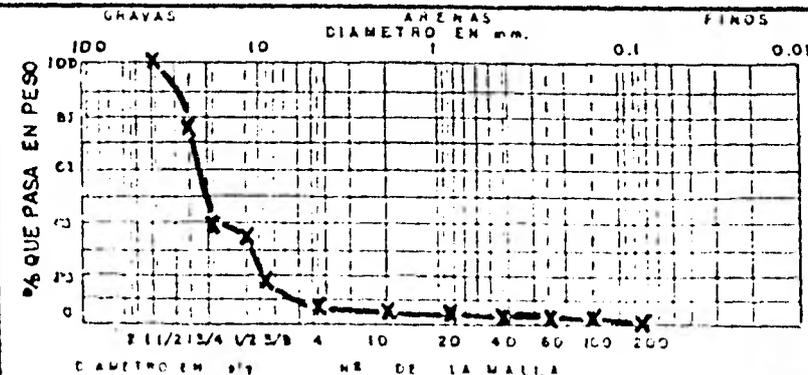
SONDEO SE-3
MUESTRA No. 2
PROF. de 0.80 a 1.40 m.

$D_{10} = \underline{1.10}$ $G = \underline{64}$

$C_u = \underline{9.10}$ $S = \underline{36}$

$C_c = \underline{1.31}$ $F = \underline{0}$

Clasificación S.U.C.S. GW



SONDEO SE-3
MUESTRA No. 4
PROF. de 1.6 a 2.40 m.

$D_{10} = \underline{7.00}$ $G = \underline{93}$

$C_u = \underline{3.14}$ $S = \underline{7}$

$C_c = \underline{0.79}$ $F = \underline{0}$

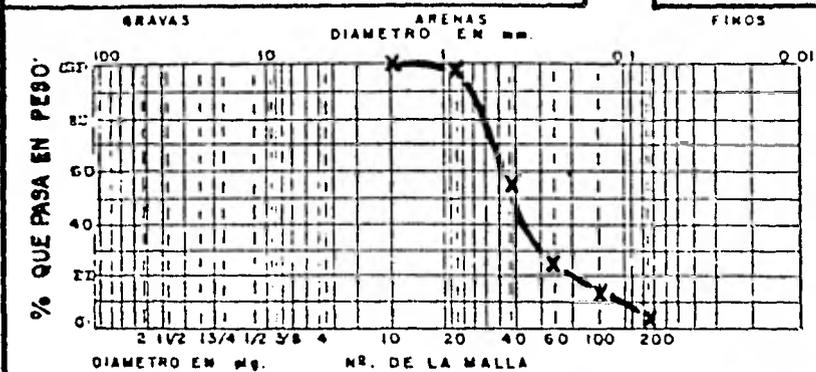
Clasificación S.U.C.S. GP-GW

GRANULOMETRIA POR MALLAS

APULCO, PUE. - PRESA



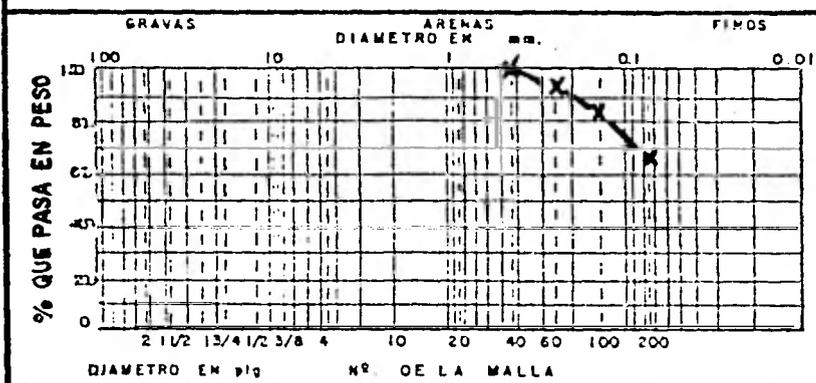
INSTITUTO DE INGENIEROS CIVILES DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA
INGENIERIA CIVIL



SONDEO SE-3
MUESTRA No. 6
PROF. de 3.40 a 4.70 m.

$D_{10} = 0.12$ $G_s = 0$
 $C_u = 4.00$ $S = 97$
 $C_c = 1.56$ $F = 3$

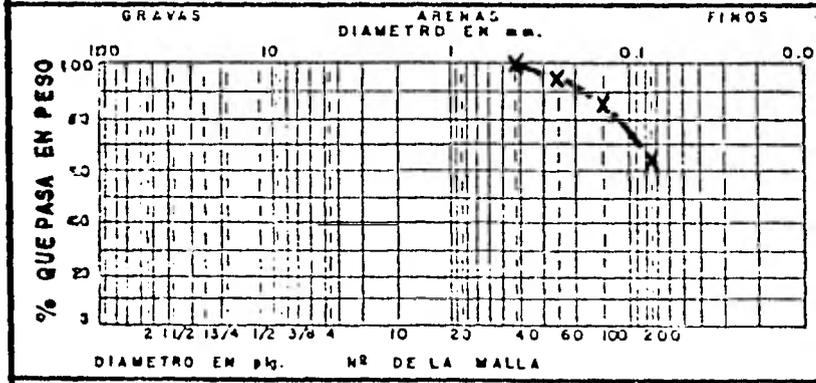
Clasificación S.U.C.S. SP-SW



SONDEO SE-3
MUESTRA No. 8
PROF. de 6.60 a 7.00 m.

$D_{10} = \text{---}$ $G_s = 0$
 $C_u = \text{---}$ $S = 32$
 $C_c = \text{---}$ $F = 68$

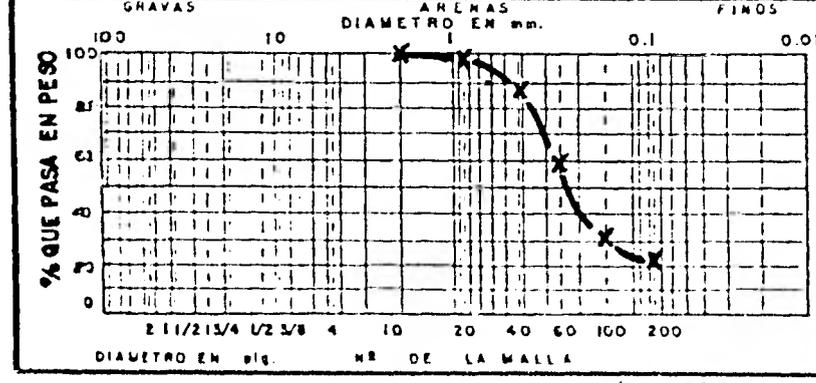
Clasificación S.U.C.S. ML



SONDEO SE-3
MUESTRA No. 10
PROF. de 9.80 a 10.40 m.

$D_{10} = \text{---}$ $G_s = 0$
 $C_u = \text{---}$ $S = 36$
 $C_c = \text{---}$ $F = 64$

Clasificación S.U.C.S. ML



SONDEO SE-3
MUESTRA No. 12
PROF. de 12.80 a 13.40 m.

$D_{10} = \text{---}$ $G_s = 0$
 $C_u = \text{---}$ $S = 79$
 $C_c = \text{---}$ $F = 21$

Clasificación S.U.C.S. SM

fig. 11-6

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

Con base en los resultados de laboratorio figs. II-3, II-4 :II-5, se hizo el corte estratigráfico que se presenta en la fi gura II-10 y con base en él se hará descripción estratigráfica- que a continuación se describe:

Constituida la zona del cauce por un manto potente de boleos empacados en gravas con arena, las que en algunas zo nas se presentan como arenas y gravas limosas.

Hacia la márgen izquierda (zona presentada por el sondeo- SE 3), abajo del manto de boleos empacados en arenas, se detec tó un estrato potente de limo, muy duro, con arena y boleos -- aislados.

Los contenidos de agua del material de empaque a los bo-- leos varía entre 5 y 15% y en los materiales limo arenosos o - arenas limosas entre 30 y 40%.

Debido a que fué prácticamente imposible la obtención de- muestras inalteradas del material de empaque de los boleos, pa ra poder determinar por medio de pruebas de laboratorio su per meabilidad horizontal y vertical, el único camino aceptable pa ra tener una idea de esta propiedad es recurrir a:

$$K = C D_{10}^2 \text{ (cm/seg.)}.$$

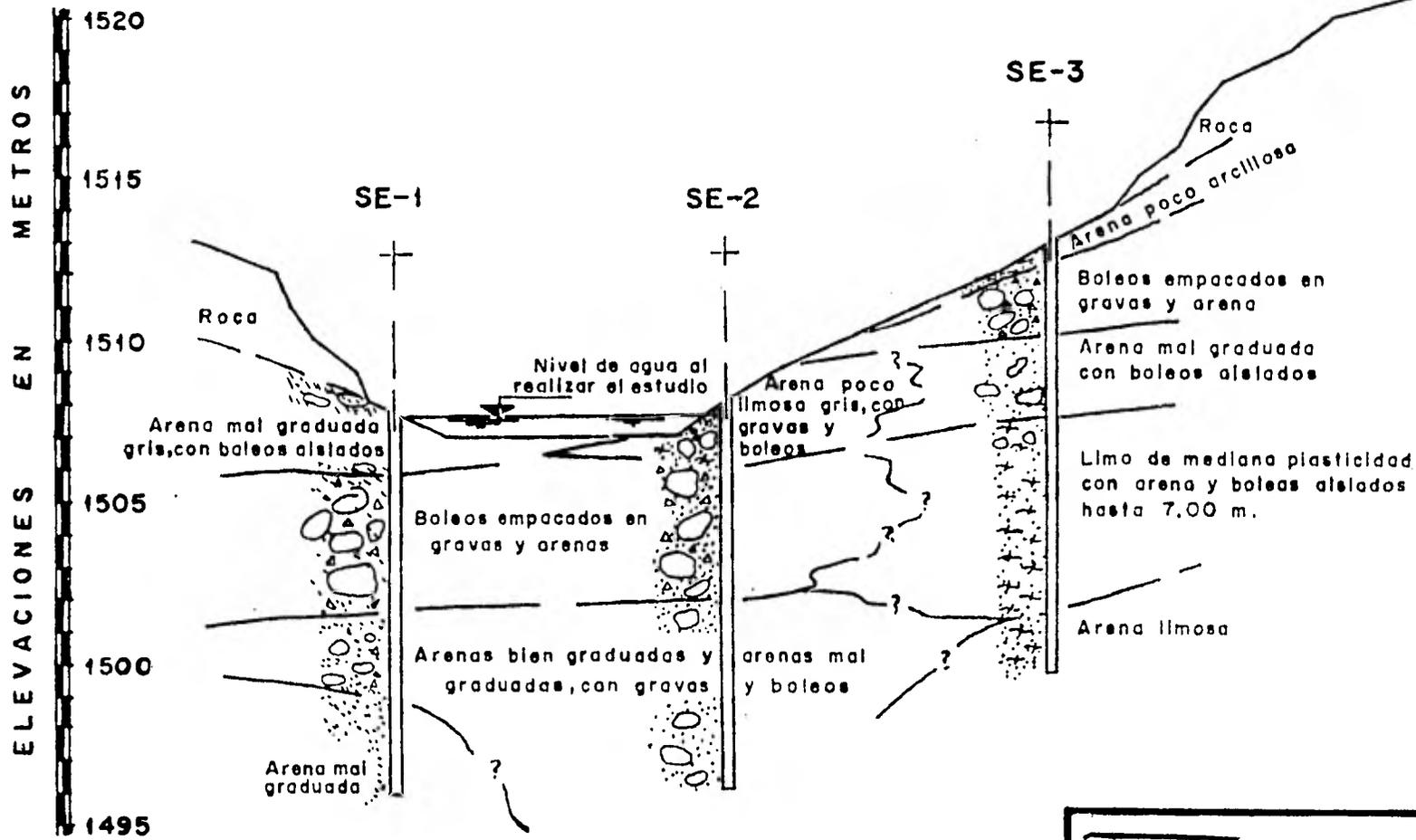
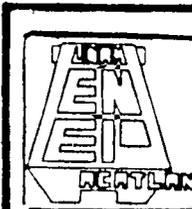


fig. II-10



ESCUELA NACIONAL DE
ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN UNAM
INGENIERIA CIVIL

PROYECTO

DE LA

PRESA III

CONSIDERACIONES

Se han hecho reconocimientos tanto topograficos, como geológicos y se han elaborado los mapas respectivos.

En la oficina se han elaborado diferentes anteproyectos de la obra y calculado costos aproximados de varias alternativas, entre las que se encuentran, un muro de mampostería de 6 mts. de altura y una presa de tipo indio.

Como en otros trabajos de ingeniería, la selección del tipo de cortina y sus obras auxiliares debe hacerse con base en un criterio predominantemente económico y seguro; en cuanto a lo económico me refiero a su pequeña altura de 2 mts. y por seguridad a la mampostería y concreto reforzado.

Debido principalmente a la topografía fue que se optó por una presa vertedora o de escurrimiento libre en la cual se configuran la obra de toma y la obra de limpia.

Por medio de un pequeño razonamiento en el plano de levantamiento topográfico se obtuvo la cota del terreno en la intersección del eje del río con el eje de la boquilla de la manera siguiente:

Esta cota se encuentra entre las curvas de nivel 1506 y-

1507 mts. entre ellas hay una longitud medida de 52mm. y 30mm. del punto de intersección a la curva de los 1506 mts. por lo que:

52 mm es a 100 cm.
 como
 30 mm es a X cm.

Resultado: X = 58 cm. aprox.

Debido a esto la elevación del terreno en ese lugar es de 1506.58 mts.

Ya con este dato se procede a calcular las áreas de las curvas de nivel, con las cuales posteriormente se obtienen los volúmenes.

ELEVACION (M.)	A_n	AREA (M^2)	V_n
1506.58	A_1	0	V_1
1507.00	A_2	190	V_2
1508.00	A_3	1289	V_3
1508.58	A_4	1701	

La elevación correspondiente al area se obtuvo de la elevación del terreno en el cruce de los ejes más la altura de el cimacio.

$$1506.58 + 2.00 = 1508.58$$

EJE DEL ARROYO "LAS GLORIAS"



ESCALA : 1:1000

1508.58 m.
cota de embalse

$A_4 = 1701 \text{ m}^2$

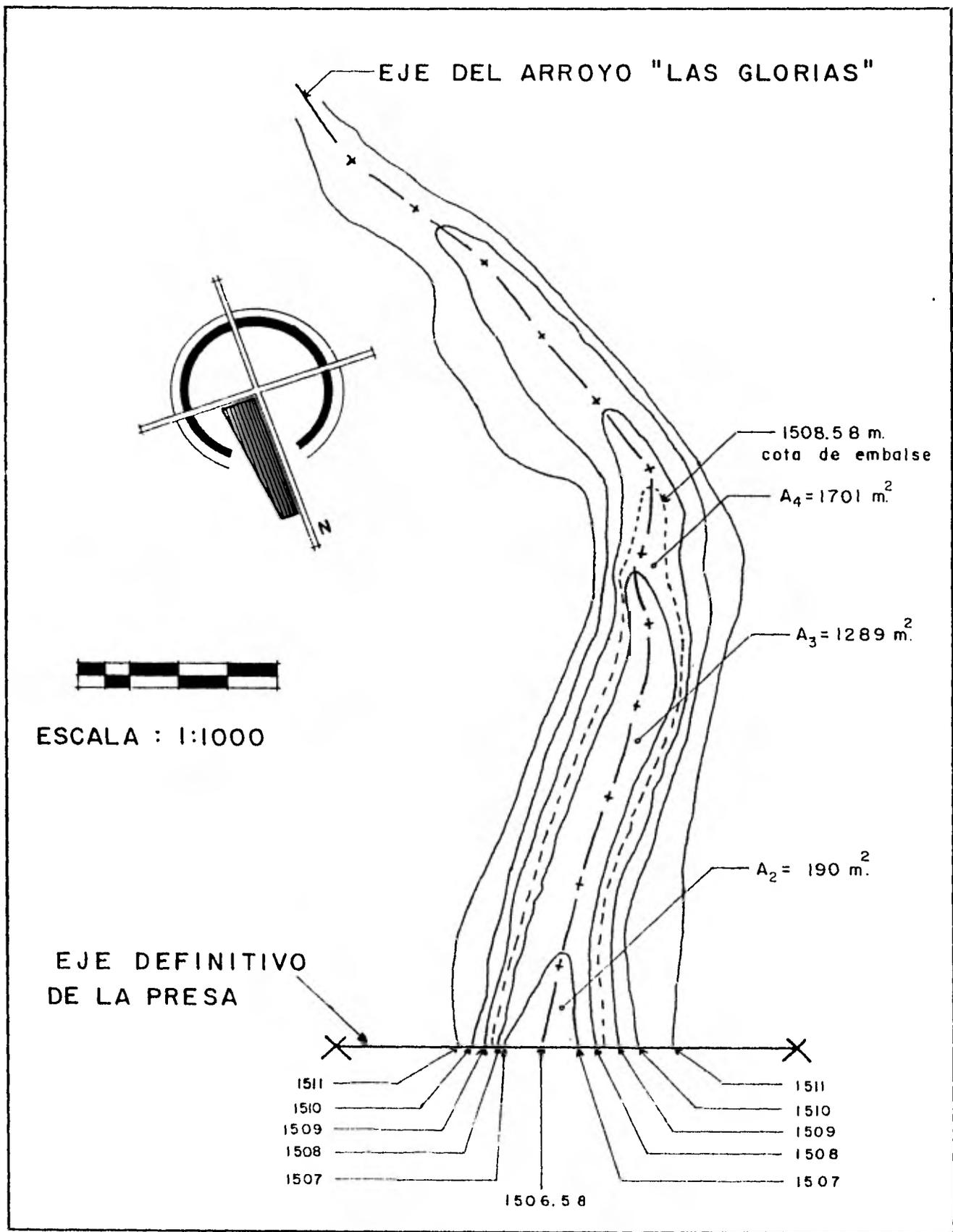
$A_3 = 1289 \text{ m}^2$

$A_2 = 190 \text{ m}^2$

EJE DEFINITIVO
DE LA PRESA

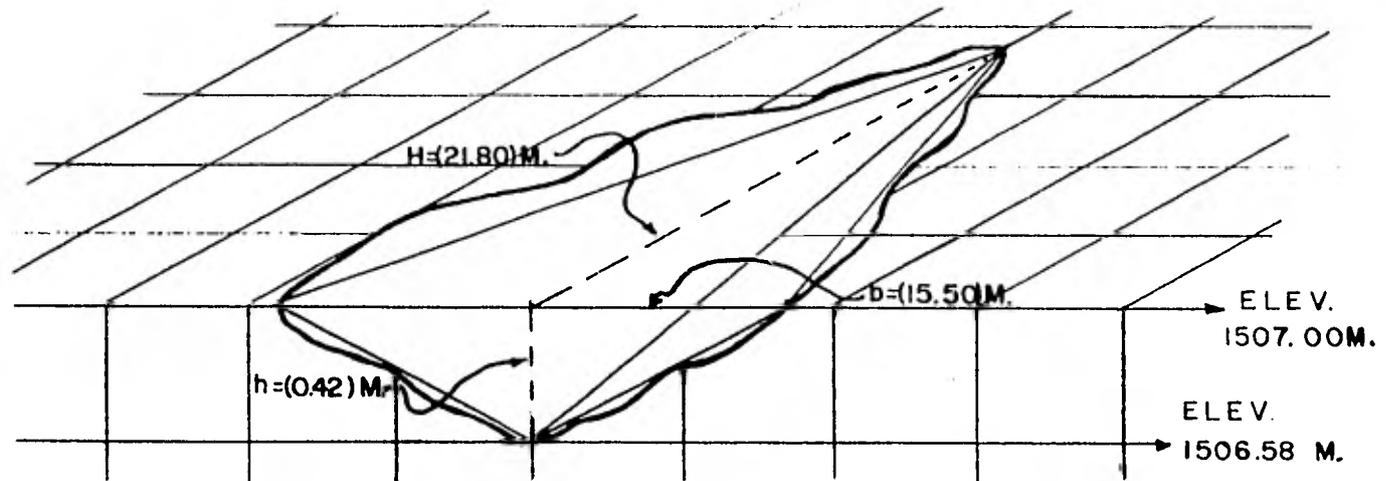
1511	1511
1510	1510
1509	1509
1508	1508
1507	1507

1506.58



Calculando el volúmen a base de figuras geométricas conocidas con los elementos que se obtuvieron (bases y alturas), -- como se ve a continuación:

Volúmen V_1 : comprendido entre las cotas siguientes: -----
1506.58 y 1507.00m.



$$V = \frac{B \times H}{3}$$

Que es el volúmen de una pirámide recta.

En donde:

$B =$ Area de la base.

$b =$ base de el área del triángulo.

$H =$ altura de el poliedro irregular o pirámide.

$h =$ altura de el triángulo.

Estos datos así como la forma de la figura se obtuvieron de el plano topográfico, por lo tanto substituyendo valores -- tenemos:

$$B = \frac{b \times h}{2}$$

Por lo tanto;

$$B = \frac{15.50 \times 0.42}{2} = 3.255 \text{ M}^2$$

Sustituyendo este valor en la ecuación (1) tenemos:

$$V_1 = \frac{3.255 \times 21.80}{3} = 23.65 \text{ M}^3$$

Para obtener los siguientes volúmenes se usa la fórmula:

$$V = \frac{b + B + \sqrt{bB}}{3} h \quad (2)$$

Fórmula de la pirámide truncada de bases paralelas.

b = área de la base menor.

B = área de la base mayor.

h = altura.

Por lo tanto para calcular el volúmen (2), tenemos los datos---siguientes:

$$b = 190 \text{ m}^2.$$

$$B = 1,289 \text{ m}^2.$$

$$h = 1.00 \text{ m}.$$

Así mismo, para calcular

$$V_2 = \left(\frac{190 + 1289 + \sqrt{190 \times 1289}}{3} \right) 1.00 = 658.00 \text{ M}^3$$

Para el volúmen tres tenemos:

$$b = 1289 \text{ m}^2.$$

$$B = 1701 \text{ m}^2.$$

$$h = 0.58 \text{ m}.$$

Sustituyendo:

$$V_3 = \frac{1289 + 1701 + \sqrt{1289 \times 1701}}{3} (0.58) = 864.20 \text{ M}^3$$

Finalmente la capacidad total de la presa se obtiene mediante la suma de los volúmenes obtenidos.

$$V_t = V_1 + V_2 + V_3$$

De donde:

$$V_1 = 23.65 \text{ m}^3.$$

$$(+)\quad V_2 = 658.00 \text{ m}^3.$$

$$V_3 = 864.20 \text{ m}^3.$$

$$\hline V_t = 1,545.85 \text{ m}^3.$$

C A P A C I D A D E S

Capacidad de Azolve de la Presa.

Se calcula esta capacidad de azolve multiplicando la capacidad total de el vaso de la presa por un porcentaje, este es por regla general y por recomendación el 5%, este porcentaje es variable pues los ríos en su recorrido arrastran sedimentos en solución y suspensión los cuales son muy variables, consecuencia de la erosión de los suelos que es un fenómeno geológico natural y en donde intervienen varios factores que no fueron tomados en cuenta.

De tal manera lo podemos considerar el mínimo, debido a que el agua es potable, por lo tanto tenemos:

$$\begin{aligned} V_a &= 1545.85 \times 0.05 \\ V_a &= 77.29 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

En donde:

V_a = volúmen de azolve.

Capacidad Util de la Presa

Esta capacidad se obtiene de restar al volúmen total (V_t), el volúmen de azolve (V_a) de la siguiente manera:

$$Vu = Vt - Va$$

En donde:

Vu = Volúmen útil.

Sustituyendo valores tenemos:

$$Vt = 1545.85 \text{ M}^3$$

$$Va = \underline{77.29 \text{ M}^3}$$

$$Vu = 1468.56 \text{ M}^3$$

Por lo tanto el tirante de la capacidad de azolve para poder determinar la altura de la Obra de Toma, se calcula de la siguiente manera:

Sabemos que el $V_1 = 23.65 \text{ M}^3$ por lo tanto tenemos:

$$Va = 77.29 \text{ M}^3$$

$$V_1 = \underline{23.65 \text{ M}^3}$$

$$53.64 \text{ M}^3$$

Luego por medio de una simple regla de tres:

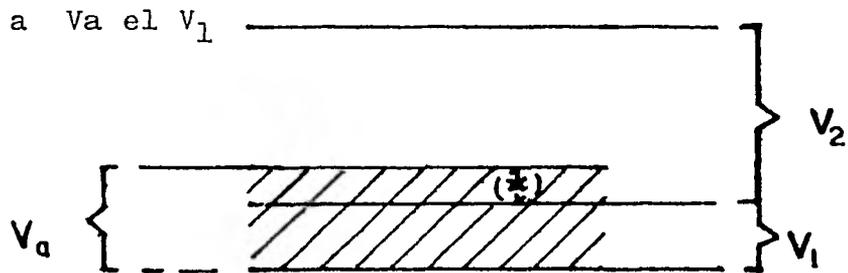
$$\frac{658.00}{100.00} = \frac{53.64}{X}$$

De donde:

$$658.00 = V_2$$

100.00 = Diferencia entre cotas cerradas en cms.

53.64 = diferencia de volúmenes obtenida de restar



y efectuando la operación se tiene:

$$x = \frac{53.64 \times 100}{658.00} = 8.15 \text{ cms.}$$

Por lo tanto sumando este resultado con la altura de el -- volúmen uno se obtiene el tirante de la capacidad de azolve.

$$0.42 + 0.08 = 0.50 \text{ m.}$$

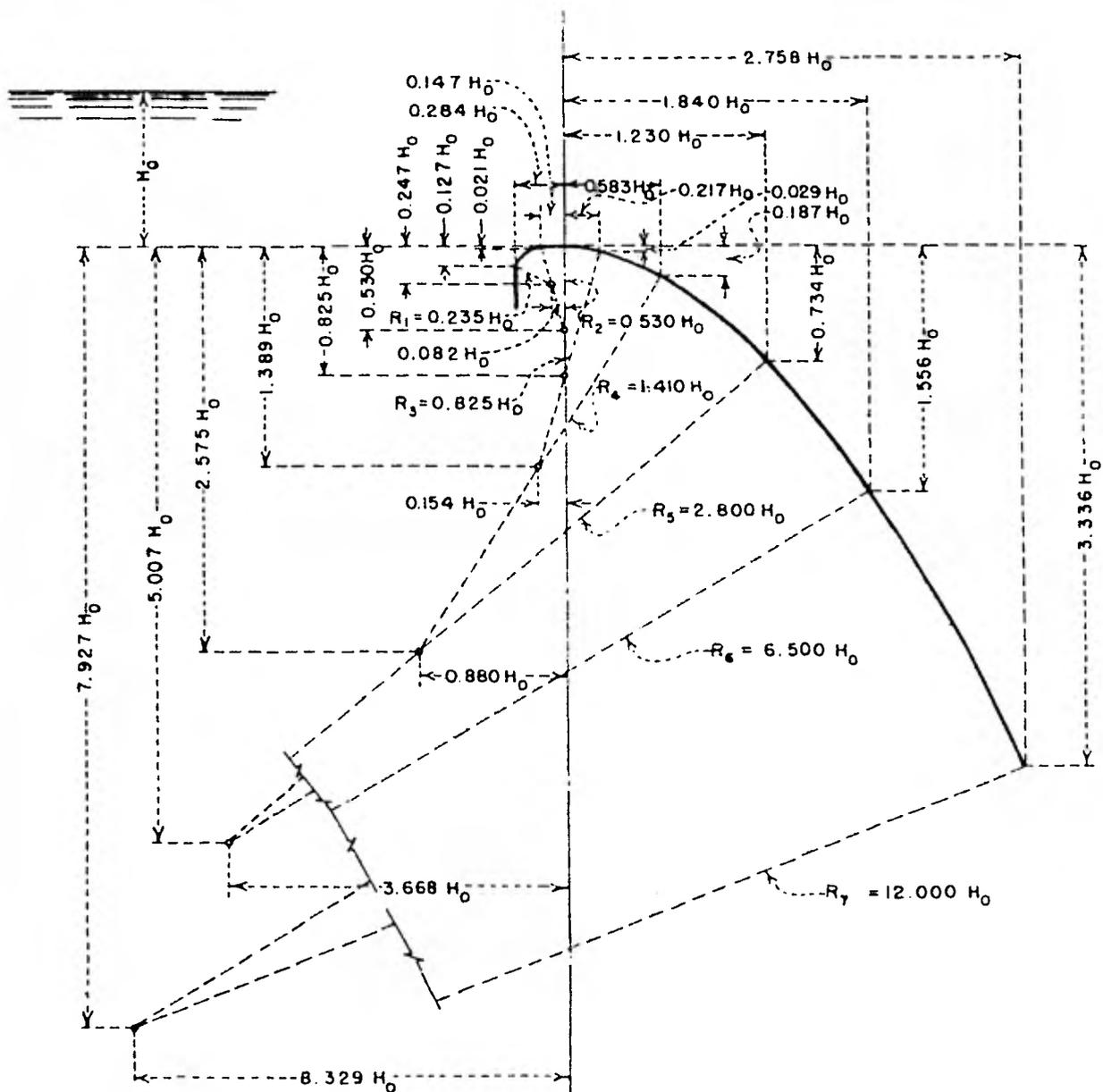
El resultado anterior sumado a la cota de terreno nos dá la cota más alta perteneciente a la capacidad de azolve por lo tanto tenemos.

$$\begin{array}{r} \text{Elevación} \\ + \quad 1506.58 \\ \quad \quad \quad + \quad \underline{0.50} \\ \hline 1507.08 \end{array}$$

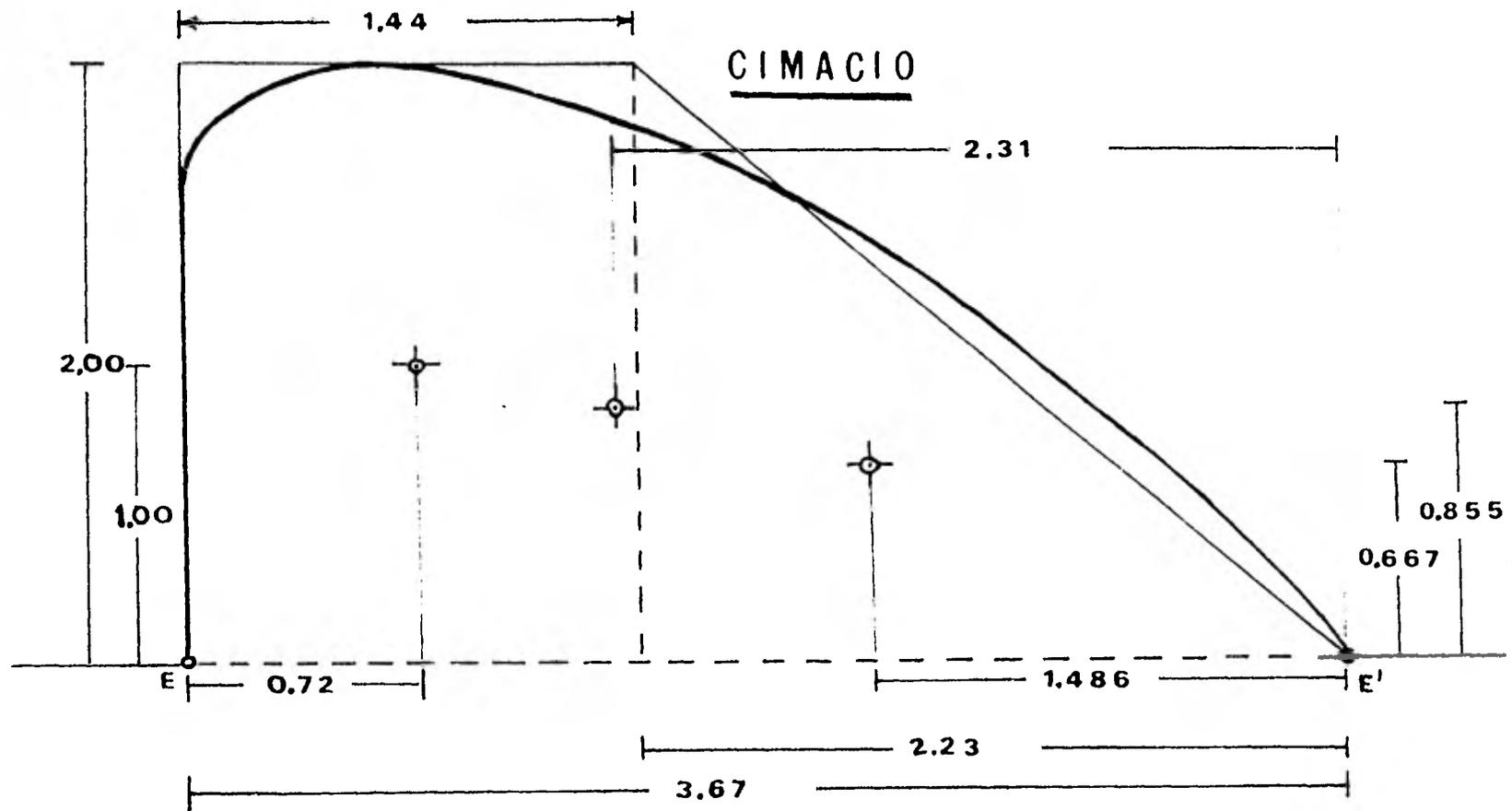
Sin embargo daremos 50 cm. adicionales a la altura de la obra de toma, quedando esta situada a los 1507.58 mts.

Cálculo de la Presa de Cimacio.

Para el cálculo de la Presa Vertedora de Cimacio conocida también con el nombre de Presa Vertedora de Cresta Libre o Escurrimiento Libre que por tratarse de una figura compuesta por arcos de círculo cada uno con un radio particular, es difícil o por lo menos un poco complicado determinar su centro de gravedad, por lo que se procede a envolver la cortina en cuerpos de figuras conocidas como se muestran en las gráficas siguientes:



PRESA VERTEDORA DE CRESTA LIBRE



Para conocer su peso consideramos un metro de ancho, - que multiplicado por el área transversal del cimacio nos dá el volúmen, el cuál al multiplicarlo por su peso volumétrico obtenemos el peso por unidad de ancho (Kg/Ml).

Considerando lo anterior, se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} B &= 3.67 \text{ m.} \\ g &= 1.44 \text{ m.} \\ H &= 2.00 \text{ m.} \\ d &= 2.00 \text{ m.} \\ W_a &= 1000 \text{ Kg/m}^3 \\ W_m &= 1800 \text{ Kg/m}^3 \quad (\text{mampostería}) \end{aligned}$$

Cálculo del Volúmen y Peso

El volúmen por metro de la sección transversal se calcula con la fórmula:

$$V = \frac{B \times g}{2} H.$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$V = \frac{3.67 \times 1.44}{2} 2.00 = 5.11 \text{ m}^3$$

y el peso correspondiente a éste volúmen es:

$$W = 5.11 \times 1800 = 9198 \text{ Kg.}$$

Ahora determinaremos la posición de la línea de -----

acción del peso del muro el cual se divide en dos figuras conocidas como son un rectángulo y un triángulo, y determinando su centro de gravedad de cada uno, tal como se ve en la gráfica, se procede luego a tomar momentos estáticos con respecto al punto E' por lo tanto tenemos:

r = Area del rectángulo.

t = Area del triángulo.

T = Area del trapecio.

Se emplea la fórmula: $\sum M_{E'} = 0$;

$$MT_{E'} + Mr_{E'} + Mt_{E'} = 0 \quad (A)$$

De donde resolviendo cada miembro tenemos:

$$MT_{E'} = 5.11 (X)$$

$$Mr_{E'} = (1.44 \times 2.00) \times 2.95 = 8.496$$

$$Mt_{E'} = \frac{2.23 \times 2.00}{2} \times 1.486 = 3.314$$

Substituyendo estos tres valores en la ecuación (A) se --
obtiene:

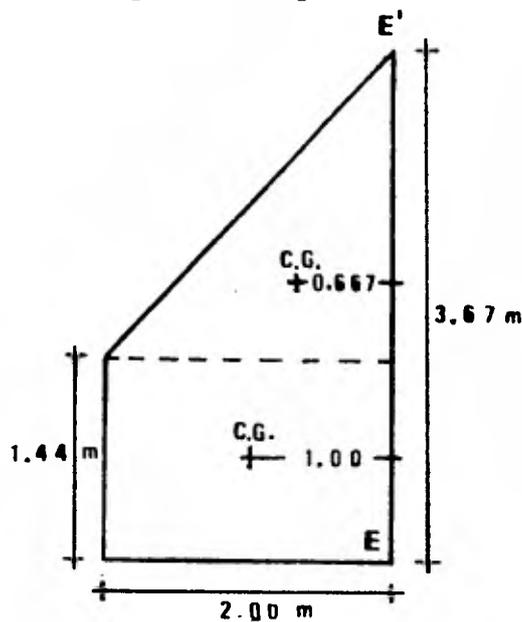
$$5.11 (X) + 8.496 + 3.314 = 0$$

Despejando X :

$$X = \frac{11.81}{5.11} = 2.31 \text{ METROS.}$$

Determinación del Centroide.

Anteriormente se obtuvo la posición de la línea de acción con respecto al Eje de X desde el punto E', ahora vamos a tomar como base el paramento mojado y con respecto al punto E sobre el eje de las Y.



$r =$ Area del rectángulo.

$t =$ Area del triángulo.

$T =$ Area del trapecio.

$Met = Mer + Met$

$Met = 5.11 Y$

$$Mer = 1.44 \times 2.00 \times 1.00 = 2.88$$

$$Met = \frac{2.00 \times 2.23}{2} \times 0.667 = 1.49$$

sustituyendo estos valores en la ecuación B se tiene:

$$5.11 Y = 2.88 + 1.49$$

De donde:

$$Y = \frac{4.37}{5.11}$$

$$Y = 0.855 \text{ m.}$$

las coordenadas del centroide vienen siendo:

$X = 2.31 \text{ m.}$ distancia al punto E'

$Y = 0.855 \text{ m.}$ distancia con respecto a la base

EMPUJE HIDROSTATICO.

Su paramento de aguas arriba se conoce con el -- nombre de superficie mojada y la altura de su centro- de gravedad geométrico es:

$$\bar{h} = 1.00 \text{ m.} \quad \text{columna de agua} = 1000 \text{ kg/m}^2.$$

El área de la superficie mojada es:

$$S = 2.00 \times 1.00 = 2.00 \text{ m}^2.$$

El empuje hidrostático que actúa en la superfi- cie mojada se calcula de la siguiente manera:

$$F = \bar{h} \times S = 2,000$$

ESTABILIDAD DE LA PRESA.

Para la estabilidad de la presa es necesario que se cumpla la siguiente igualdad:

$$WL = F \frac{d}{3}$$

Despejando L tenemos:

$$L = \frac{Fd}{3W}$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$L = \frac{2000 \times 2.00}{3 \times 9198} = \frac{4000}{27594}$$

de donde:

$$L = 0.15 \text{ m.}$$

Esta cantidad representa el desplazamiento de la línea de acción donde está aplicado el peso del muro por efecto del empuje hidrostático y que representa la excentricidad la cual se calcula de la siguiente forma:

$$e = X - L - \frac{B}{2} = 2.11 - 0.15 - 1.835 ;$$

De donde:

$$e = 0.325$$

Como esta cantidad tiene signo positivo nos indica que la línea de acción se desplazó hacia la derecha pero sin pasar al otro lado del centro de la base con lo cual se puede ver que la línea de acción cae en el tercio medio de la base

Volteo.

Con lo anterior se demuestra que la resultante - al estar en esa posición garantiza que el muro NO sufrirá tensiones excesivas ni problemas de volteo como se ve a continuación:

Un tercio 1.223

X = 1.985 \longrightarrow tercio medio

Dos tercios 2.447

Tercer tercio 3.67

ANALISIS DE ESFUERZOS EN LOS APOYOS:

Principalmente el análisis de los esfuerzos es en busca de esfuerzos excesivos, o de tensiones, tracciones, en los apoyos, ya que un muro de mampostería no admite tensiones.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} (y)$$

En donde:

N = Fuerzas verticales

A = Area de la base

M = W x e

I = $\frac{bh^3}{12}$

y = $\frac{h}{2}$

e = excentricidad al núcleo central.

De la siguiente tabla tenemos:

	Fuerza	d	M
Wr	5184	0.72	3732.48
Wt	4014	2.183	8762.56
W Total	9198		12495.04
E	2000	0.66	1320.00
			<u>13,815.04</u>

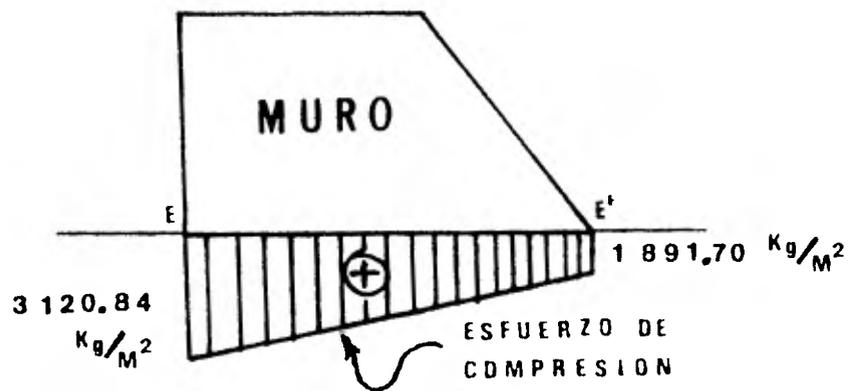
$$\sigma = \frac{\sum FZAS. VERT.}{B \times b} \pm \frac{6 e \sum FZAS. VERT.}{b \times B^2}$$

$$\sigma = \frac{9198}{3.67} \pm \frac{6 \times 0.15 \times 9198}{13.47}$$

$$\sigma = 2506.27 \pm 614.57$$

$$\sigma = 3120.84$$

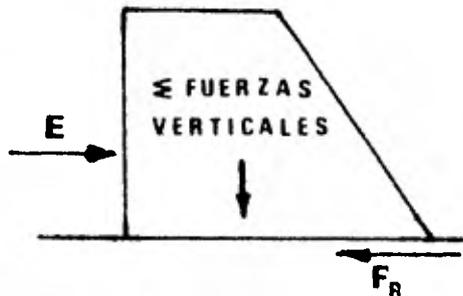
$$\sigma = 1891.70$$



Como estos dos esfuerzos son positivos, debido a que no hay esfuerzos de tension en la base, esta es aceptable.

Deslizamiento.

Análizando el deslizamiento, este se efectúa de la siguiente forma:



$F_S = \text{FACTOR DE SEGURIDAD} \geq 1.5$

$$F_S = \frac{W \mu}{E} = \frac{\text{Fuerza resist.}}{\text{Fuerza actuante}}$$

El coeficiente de rugosidad fluctúa en los valores.

SUELO	μ
Arcilla húmeda	0.3
Arcilla seca	0.5
Arena	0.4
Grava	0.6

(0.4 arena) que para nuestro caso es el más desfavorable.

$$F_S = \frac{9198 \times 0.4}{2000} = 1.84 > 1.5$$

ANÁLISIS POR HUNDIMIENTO:

Se emplea la fórmula $f = \frac{2 \sum F_{zas. Vert.}}{b B}$

Resistencia del terreno = 1 Kg/ cm².

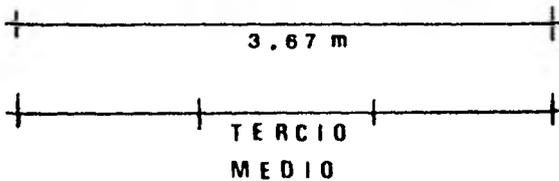
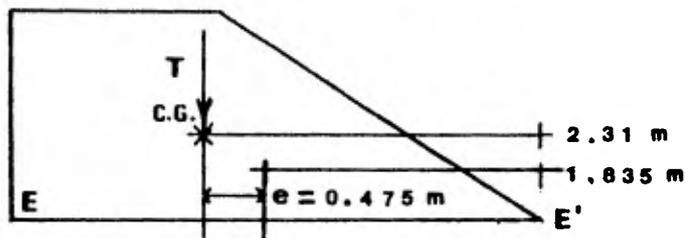
$$\text{Sustituyendo valores } f = \frac{2 \times 9198}{1 \times 367} = 5013 \text{ Kg/m}^2.$$

$$5013 \text{ Kg/m}^2 < 10,000 \text{ Kg/m}^2$$

o sea que es menor que la resistencia del terreno por lo tanto no hay hundimiento.

PRESA VACIA:

Cuando la presa se encuentra vacía entonces deja de actuar el empuje del agua por lo tanto no existe desplazamiento de la línea de acción de el peso del MURO o sea que la excentricidad existe con respecto al punto O que es el centro de la base del muro (sección transversal), esta excentricidad se calcula de la siguiente manera:



$X =$ C.G. del Trapecio.

$\frac{B}{2} =$ C.G. del rectángulo de la base.

$$e = X - \frac{B}{2}$$

Sustituyendo valores.

$$e = 2.31 - 1.835,$$

$$e = 0.475 \text{ M.}$$

Y como se ve la resultante cae en el tercio medio de la base por lo tanto está asegurada la estabilidad y por no existir la fuerza lateral o sea el empuje hidrostático no hay deslizamiento, ni tampoco volteo.

Por lo que respecta al Hundimiento se cumple el análisis anterior de presa llena pues solamente intervienen las Fuerzas Verticales.

CIMACIO.

Tienen los vertedores de cimacio una sección en forma de -- "S" la curva superior del cimacio ordinariamente se hace que se ajuste rigurosamente al perfil de la superficie inferior de una lámina de agua con ventilación cayendo de un vertedor de cresta-delgada, la lámina de agua se adhiere al paramento del perfil, - evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina.

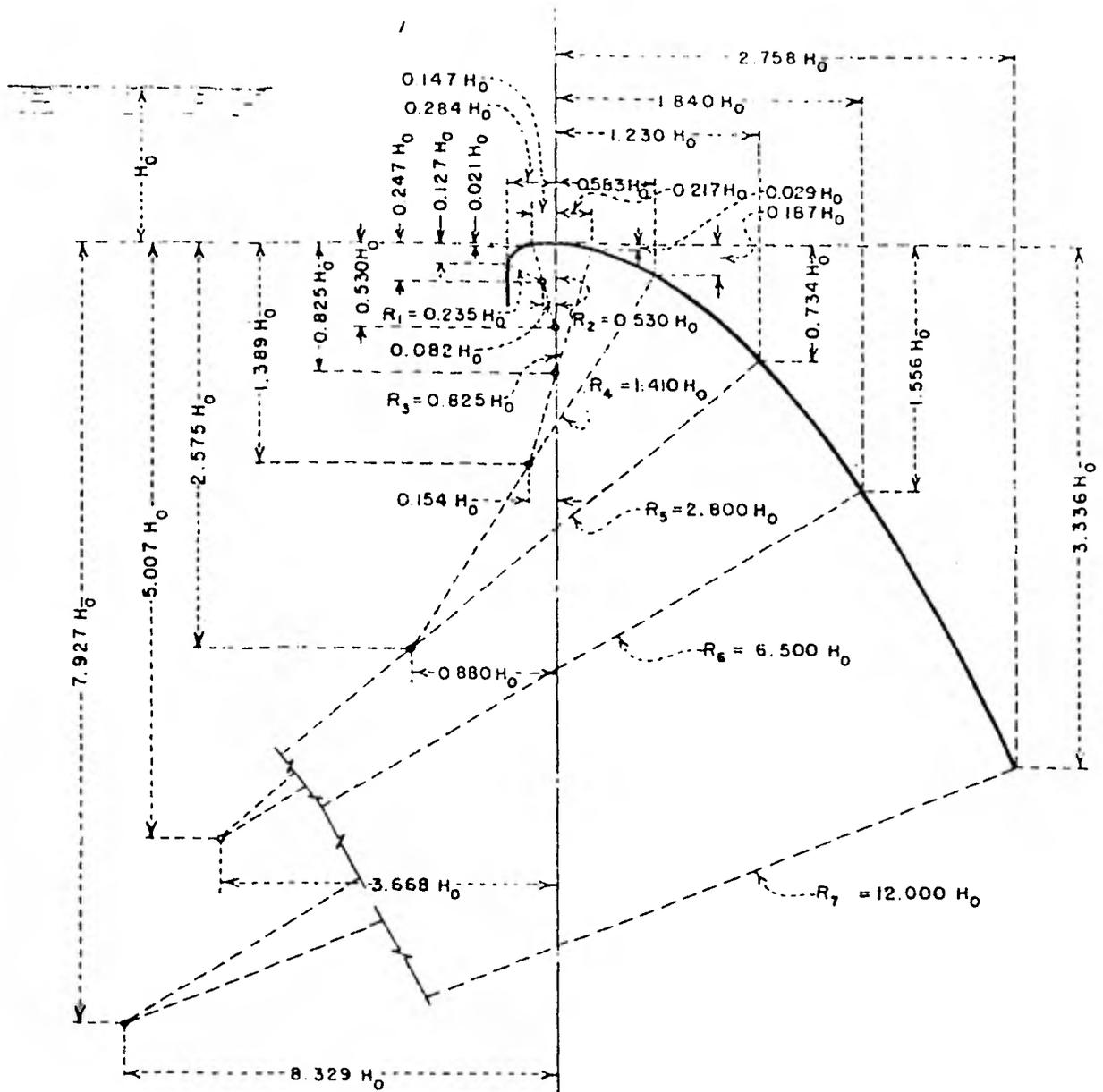
Para las descargas efectuadas con la carga del proyecto, el agua se desliza sobre la cresta sin interferencia de la superficie que la limita y alcanza así su eficiencia máxima de descarga, sin producir erosión en el vertedor.

Cuando las cargas hidráulicas actuantes son menores que la carga del diseño, hacen que la lámina de agua se apoye produciéndose una presión hidrostática positiva a lo largo de la superficie de contacto. En esta forma, la lámina crea una fricción lateral que reduce la eficiencia de la descarga, además de crear erosión en dicha superficie, cuando las cargas hidráulicas actuantes son mayores que la carga de diseño, la lámina de agua tiende a separarse del perfil y a producir una presión inferior a la atmosférica a lo largo de la superficie de contacto.

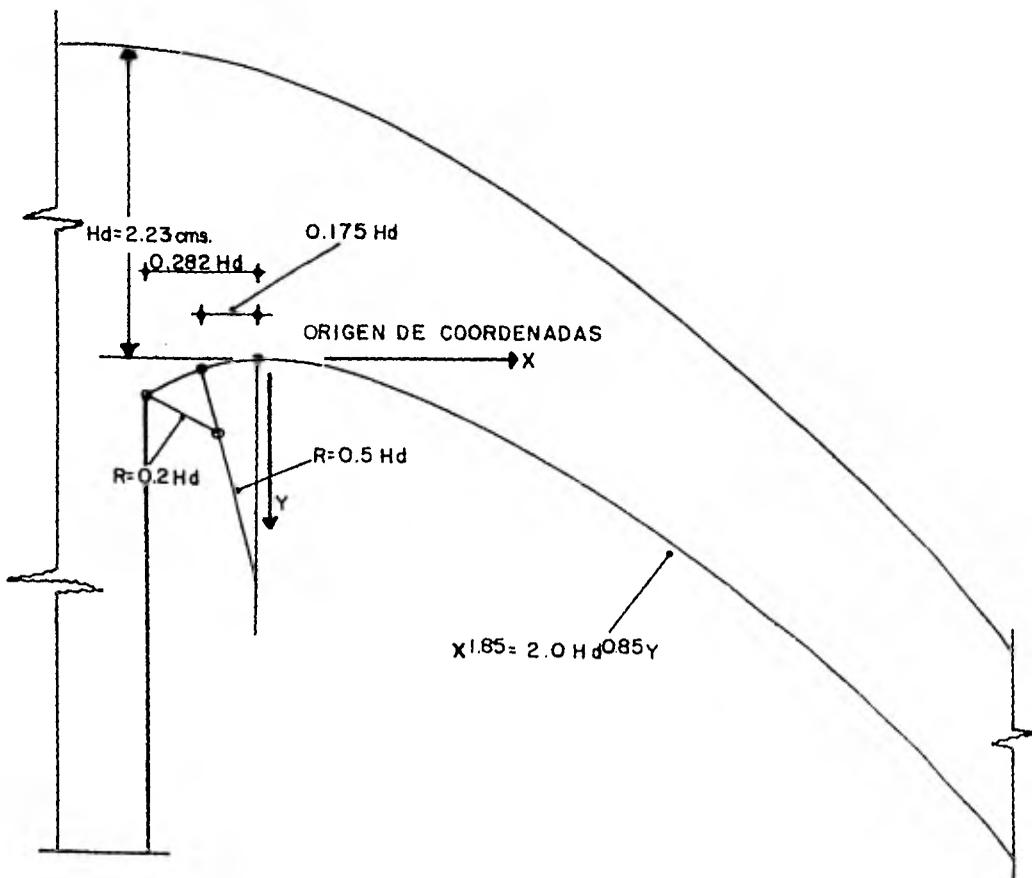
Esta presión negativa tiene por efecto aumentar la carga -- hidráulica efectiva, aumentando, por lo tanto, la descarga pero, produciendo a su vez erosión debida a la cavitación.

La forma de esta sección depende de la carga, de la inclinación del paramento de aguas arriba de la sección vertedora sobre el piso de llegada (que influye en la velocidad de llegada a la cresta). Existen 2 formas para determinar el perfil de cimacio: la forma geométrica como se ilustra en la figura siguiente,

que es a base de diferentes segmentos de círculos tangentes entre sí, cuyos radios van en aumento y en función de la carga hidráulica de diseño.

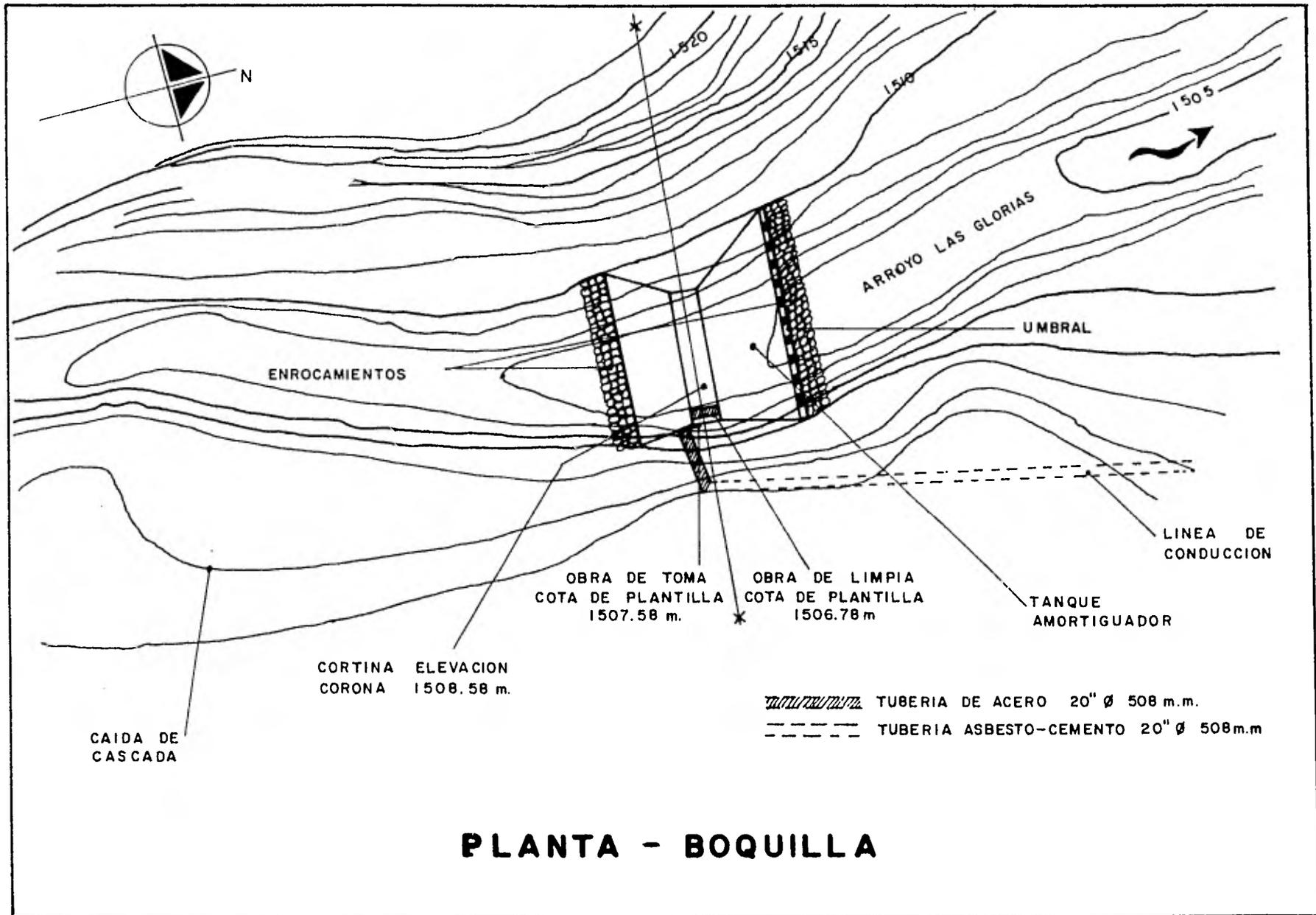


Se considera más teórica la segunda forma que consti--
 tuída por una curva exponencial que va desde el origen o cresta,
 hasta casi el fondo del paramento de aguas abajo y por dos peque--
 ños arcos de círculos tangentes que van del origen hacia el para--
 mento de aguas arriba.



ESC. : 1:500

COT. : cms.

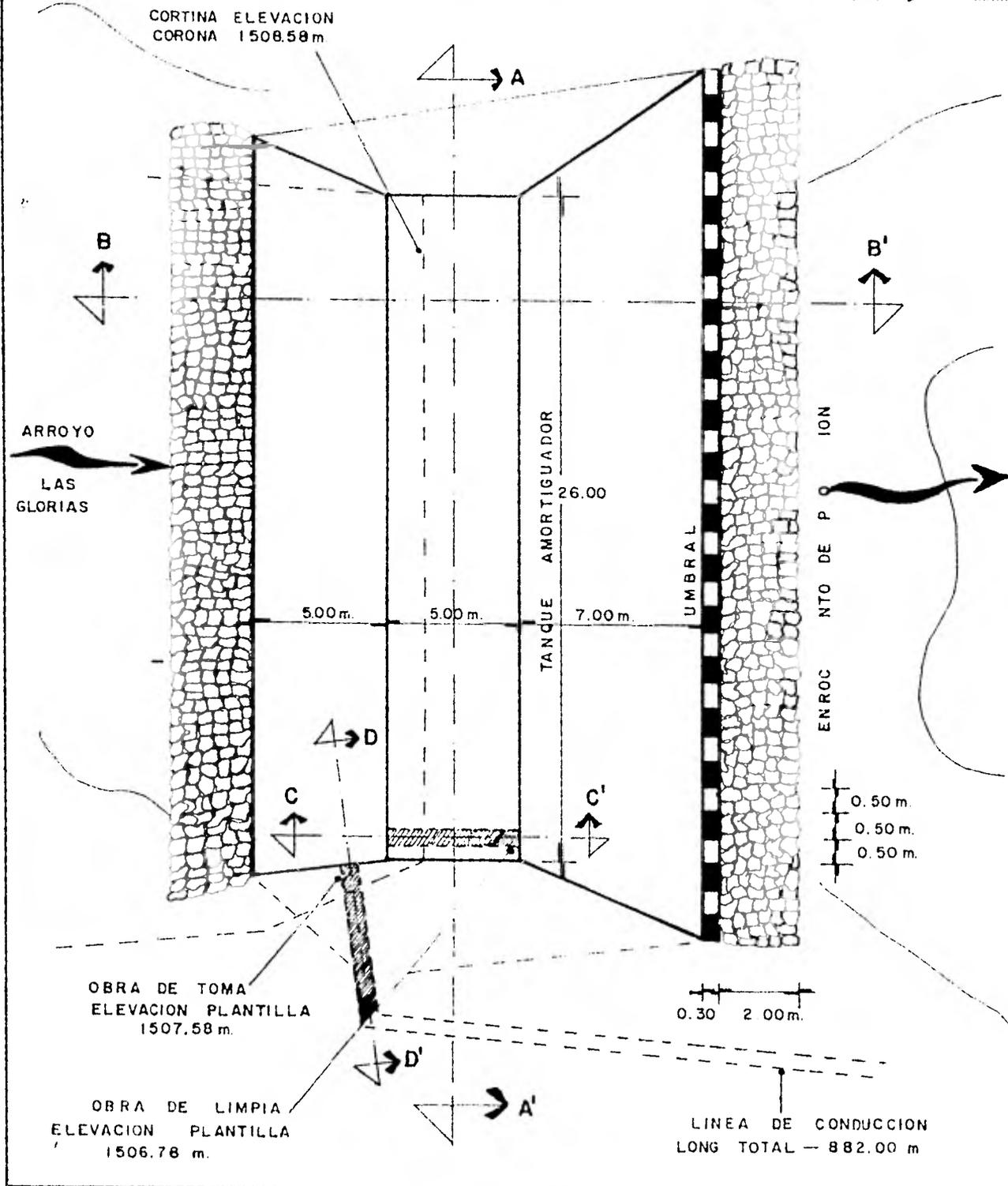


PLANTA - BOQUILLA

DETALLE

▨ TUBERIA DE ACERO 20" ϕ 508 m.m.

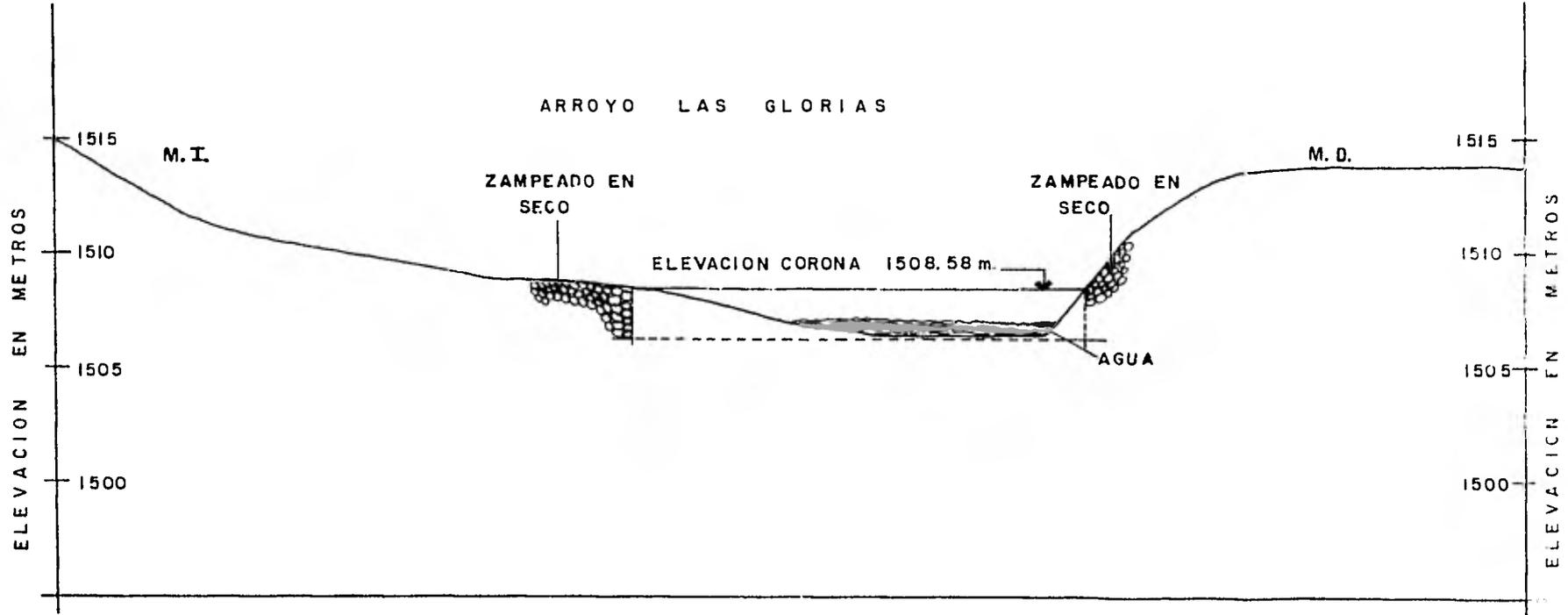
▤ TUBERIA ASBESTO-CEMENTO 20" ϕ 508 m.m.



SECCION TRANSVERSAL

SOBRE EL EJE DEL ARROYO

CORTE A-A'

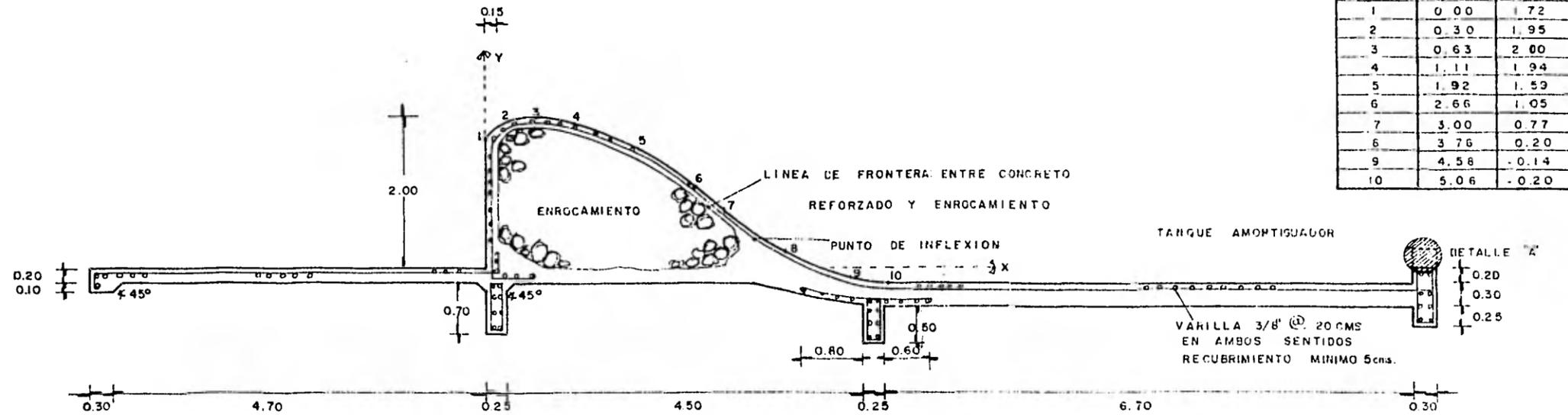


ES C. 1: 250

CADENA - MIENTO.	COTA DEL TERRENO
0+020.00	1514.90
0+014.70	1511.79
0+010.00	1510.17
0+000.00	1508.67
0+010.00	1507.07
0+015.00	1506.27
0+021.00	1506.27
0+024.90	1510.55
0+029.50	1513.55
0+041.70	1513.62

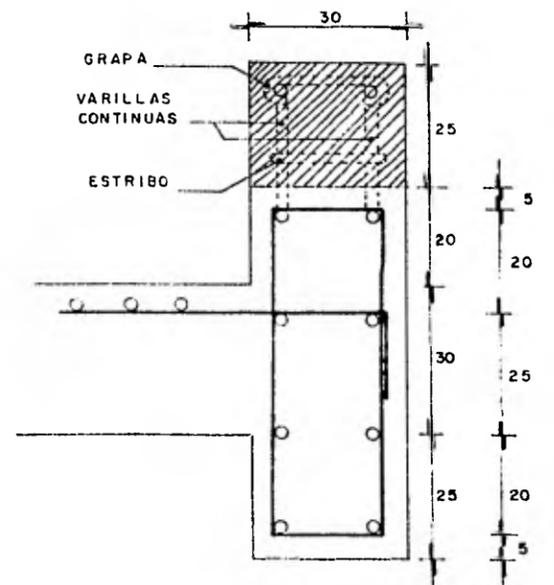
SECCION MAXIMA DE LA CORTINA

CORTE B-B' ESC: 1:50 COTAS: MTS.



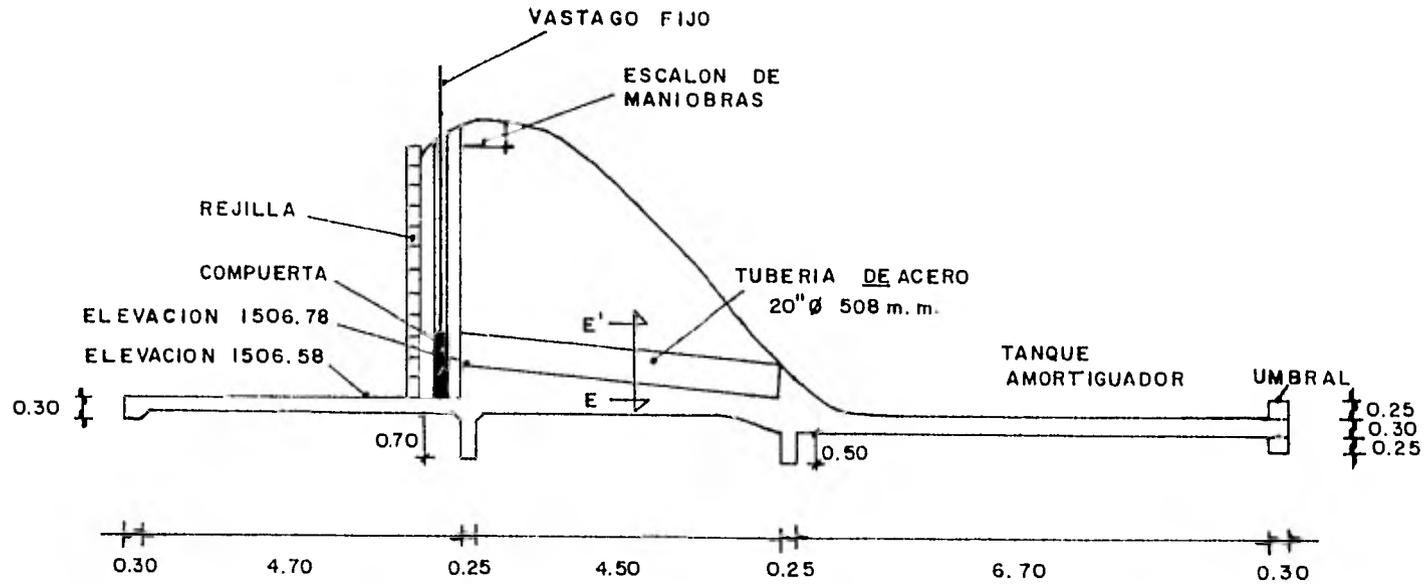
DETALLE "A"

ESC: 1:10 COT: cms.



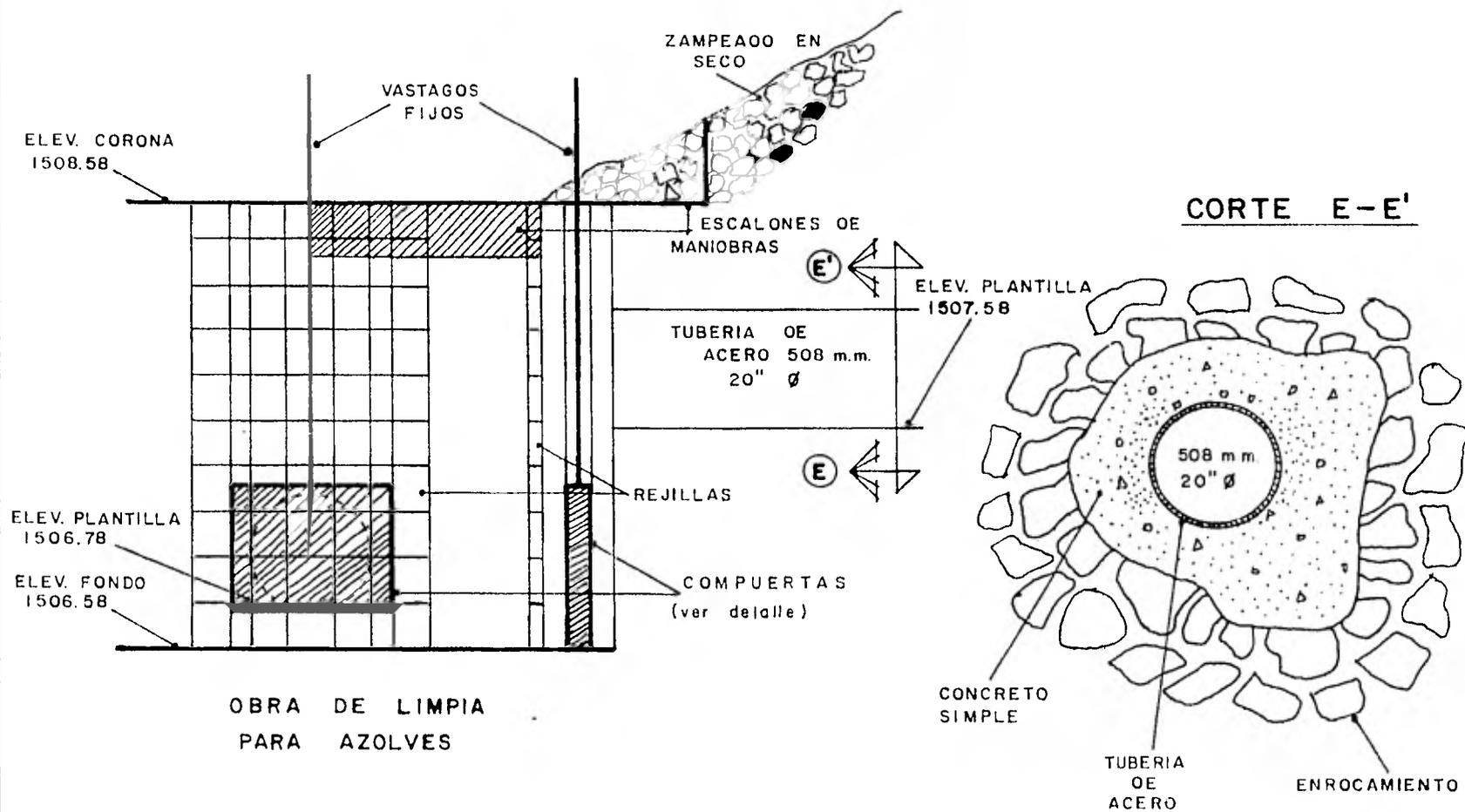
OBRA DE LIMPIA PARA AZOLVES

CORTE C-C'



OBRA DE TOMA

CORTE D-D' ESC: 1:250

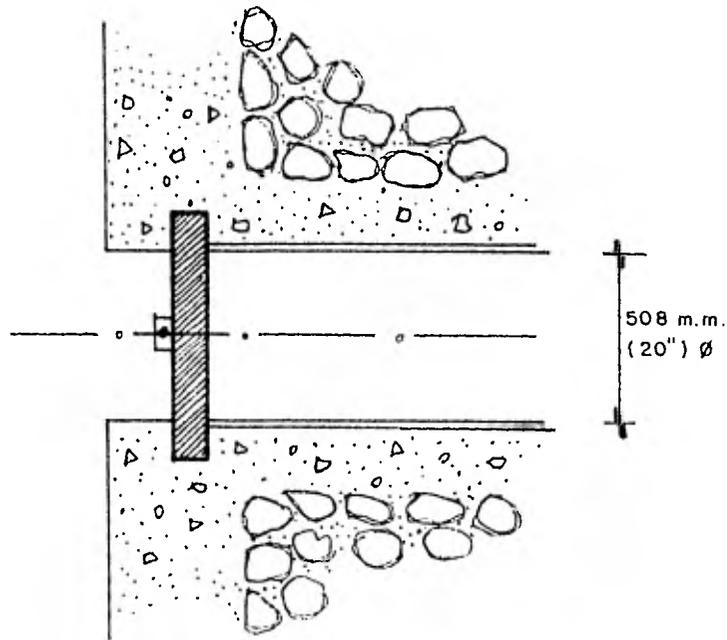


OBRA DE LIMPIA PARA AZOLVES

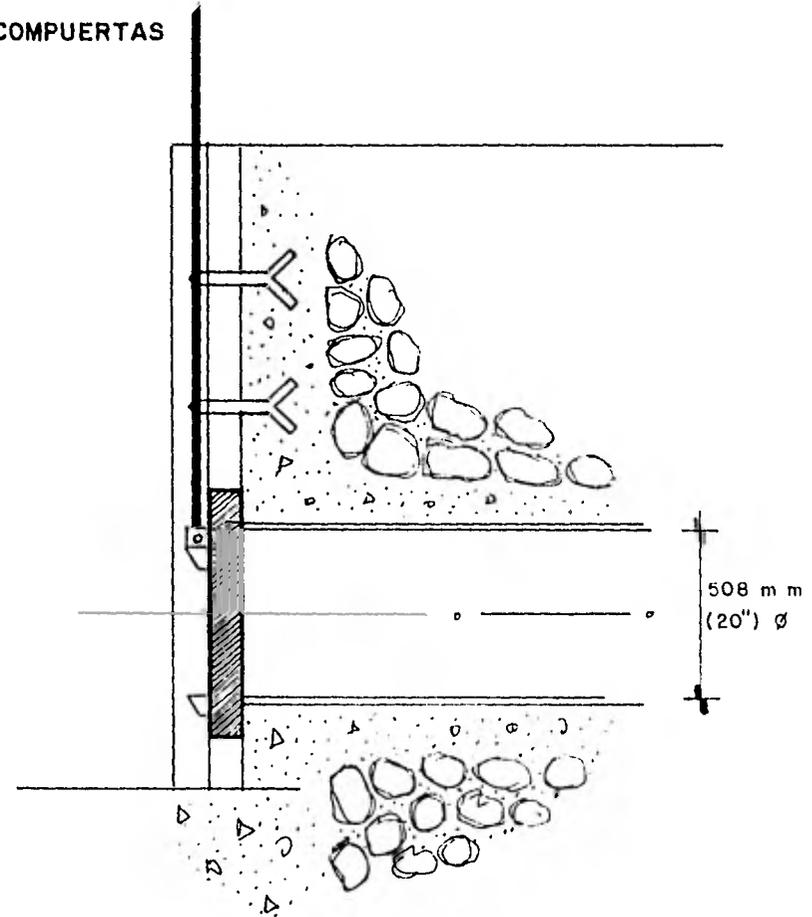
CORTE

ESC: 1:200

DETALLE DE LAS COMPUERTAS



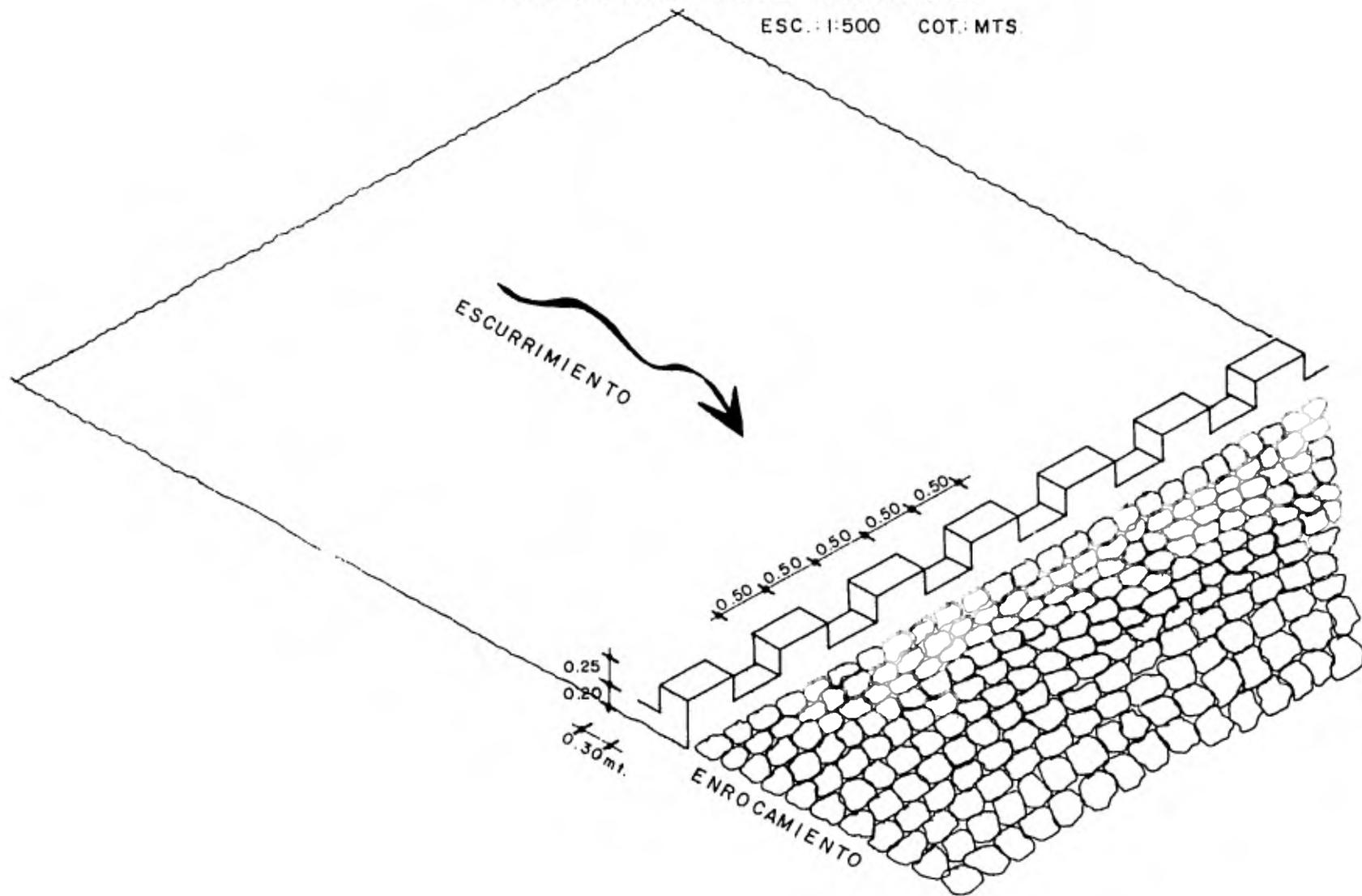
PLANTA



ELEVACION

CROQUIS DEL UMBRAL

ESC.: 1:500 COT.: MTS.



**CONDUCCION
Y
ALMACENAMIENTO IV**

LINEA DE CONDUCCION.

Va esta tubería desde la obra de toma en la cortina con una elevación de 1507.58 hasta el tanque de regulación y almacenamiento en el centro acuícola, -- para conocer la cota de llegada contamos con los siguientes datos:

Longitud de la línea de conducción 882.00 M.

Repartidos de la siguiente manera:

32 metros de tubería de acero.

850 metros de tubería de asbesto cemento.

La tubería de acero se reparte de la siguiente forma:

10.00 mts. ahogada en la cortina.

22.00 mts. en el cruce del camino a Atzala.

Q = 237 L.P.S. el gasto a conducir.

DESNIVEL TOPOGRAFICO.

Obligado esta a llegar al punto de mayor altura dentro de el centro, debido a la construcción adelantada de las peceras dentro de dicho centro.

El calculo del diámetro de la línea de conducción fue con la fórmula.

$$\phi = 1.404 \sqrt{Q}$$

En Donde:

ϕ = diámetro de la tubería (Plg.)

Q = gasto por conducir (L.P.S.)

1.404 es una constante adoptada por SAHOP en su dirección-- general de agua potable para líneas de conducción, - así que, aplicando nuestros datos obtendremos:

$$\phi = 1.404 \sqrt{237}$$

$$\phi = (21.61)''$$

$$\phi = 21.61 \text{ PULGADAS.}$$

Como este diametro exacto no existe comercialmente, es necesario escoger entre los diámetros comerciales siguientes el más conveniente:

$$\begin{aligned} \phi &= 400 \text{ mm} && (16)'' \\ \phi &= 450 \text{ mm} && (18)'' \\ \phi &= 500 \text{ mm} && (20)'' \\ \phi &= 610 \text{ mm} && (24)'' \end{aligned}$$

Para una mejor elección del diámetro, debemos -- revisarlos por su velocidad, que por especificaciones-- nos da la SAHOP en su manual de "Normas de Proyecto - para Obras de Aprovevisionamiento de Agua Potable en Lo calidades Urbanas de la República Mexicana " y son -- las siguientes:

0.5M/SEG Velocidad mínima para evitar sedimentaciones en las tuberías.

5.0M/SEG Velocidad máxima permisible
para evitar la erosión de -
la tubería.

Este es el rango entre las velocidades mínima y -
máxima pero la más recomendable en casos de conductos-
cerrados es la de 1M/SEG.

Anteriormente de los diámetros propuestos se ob-
tuvieron las siguientes áreas y velocidades.

DIAMETRO		AREA	VELOCIDAD
Pulg.	mm.	TRANSVERSAL	M/SEG
16	400	0.1297 M2	1.83
18	450	0.1641 M2	1.45
20	500	0.2026 M2	1.17
24	610	0.2917 M2	0.81

La opción esta entre los diámetros de 20" y 24"-
debido a que sus velocidades son las más cercanas a -
la de 1M/SEG., aunque también podríamos escoger los -
otros diámetros pues su velocidad aunque es un poco -
más elevada, los podríamos usar; pero, al aumentar la
velocidad aumentaríamos las perdidas ocasionadas por-
fricción entre el agua y el tubo, las cuales son cono-
cidas con el nombre de perdidas mayores.

De las tablas de las constantes proporcionadas -
por la S.A.R.H. para el calculo de dichas pérdidas te-
nemos que para la tubería de acero galvanizado nuevo-

con una rugosidad $n = 0.014$ una longitud $L = 32.00\text{mts.}$
y un gasto $Q = 237$ L.P.S.

Para ϕ 610 mm (24")	$K = 0.02989$
500 mm (20")	$K = 0.07992$
450 mm (18")	$K = 0.14124$
400 mm (16")	$K = 0.26721$

Empleando la fórmula: $hf = LK Q^2$ Donde:

hf = Pérdidas por fricción en metros.
 L = Longitud de la tubería en metros.
 K = Constante adimensional.
 Q = Gasto en M³/SEG

Sustituyendo los datos anteriores tenemos:

Para 24"	$hf = 0.05$
20"	$hf = 0.14$
18"	$hf = 0.25$
16"	$hf = 0.48$

En la tubería de asbesto cemento se empleo
 $n = 0.01$ obteniéndose los siguientes valores de K :

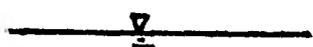
Para ϕ 610 mm (24")	$K = 0.01442$
500 mm (20")	$K = 0.03813$
450 mm (18")	$K = 0.06688$
400 mm (16")	$K = 0.12535$

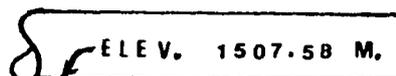
Aplicando la fórmula $hf = LKQ^2$ en donde $L = 850$ -
mts. $Q = 237$ M³/SEG.

Para 24"	hf = 0.69	M
20"	hf = 1.82	M
18"	hf = 3.19	M
16"	hf = 5.98	M

Eligiendo el diámetro para ser utilizado en esta línea de conducción por su velocidad, pérdidas y costo, que son las más adecuadas para el proyecto, -- tanto la tubería de asbesto cemento como la de acero, $\phi = 500$ mm (20").

La cota de arranque de la tubería en la obra de toma, plantilla 1507.58, pero la superficie libre del agua se encuentra en los 1508.58 mts.

 + ELEV. 1508.58 M.

 ELEV. 1507.58 M.

1508.58	
- 0.14	hf en el acero.
- <u>1.82</u>	hf en el asbesto cemento.
1506.62	

Que es la elevación de la clave de la tubería, ésta me--
nos el diametro nos da: $1506.62 - 0.50 = 1506.12$ mts.; y la--
elevación de la plantilla de llegada al tanque, podemos darle
una variación hasta de menos 0.50 mts., dicho de otra manera--
la elevación de la plantilla de llegada estará entre los si--
guientes valores, inclusive. 1506.12 mts — 1505.62 mts.

CRUZAMIENTO CARRETERO:

Datos:

Diámetro de la tubería de acero...	0.50 M
Altura del terraplen sobre el lomo del tubo.....	2.00 M
Carga viva 50 % por impacto.....	2344 Kg/M2
Carga muerta, peso volumétrico del material del terraplen 1,600Kg/M3.	<u>3200 Kg/M2</u>
	5544 Kg/M2

Carga vertical por metro de tubería de 0.508 M

$$W_v = 5544 \times 0.508 = 2817 \text{ Kg/Ml.}$$

Presión activa.

$$P_a = (\gamma h + P_s) \times \left(\frac{1 - \text{SEN } \phi}{1 + \text{SEN } \phi} \right)$$

ϕ = Angulo fricción interna del material = 30°

γ = Peso volumétrico del material = 1600 Kg/M3

P_s = Presión de sobre carga = 2344 Kg/M2

P_a = Presión activa.

$$P_a \text{ MAX} = (1,600 \times 2.50 + 2344) \frac{1 - 0.5}{1 - 0.5} = (6344) \frac{1}{3} = ;$$

$$= 2,115 \text{ Kg/M}^2.$$

$$P_a \text{ MIN} = (1,600 \times 2.00 + 2344) \frac{1 - 0.5}{1 - 0.5} = (5544) \frac{1}{3} = ;$$

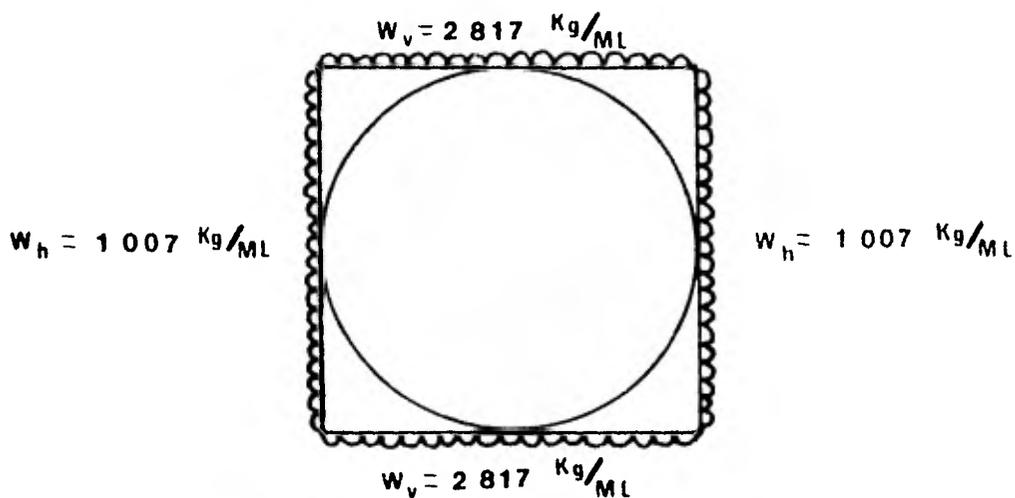
$$= 1,848 \text{ Kg/M}^2.$$

$$P_a \text{ Media} = (1,600 \times 2.25 + 2344) \frac{1 - 0.5}{1 - 0.5} = (5944) \frac{1}{3} = ;$$

$$= 1,982 \text{ Kg/M}^2.$$

W_h = Carga horizontal por metro lineal de tubería de
0.508 M.

$$W_h = 0.508 \times 1982 = 1,007 \text{ Kg/ML}.$$



Sustituyendo:

$$M_{\max} = 0.0625 (1-0.36) 2817 \times 0.508 = 57\text{Kg-M}$$
$$M \text{ max} = 5700 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Espesor de la tubería.

$$F_s = \frac{M}{I} (y) \quad \text{en donde}$$

$$F_s = 0.5 (f_y = 2530) = 1265 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 5700 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$y = \frac{t}{2}$$

$$I = \frac{bt^3}{12}$$

t = Espesor de la tubería.

$$b = 100 \text{ cm.}$$

Sustituyendo:

$$1265 = \frac{5700}{\frac{100t^3}{12}} \left(\frac{t}{2} \right) ; \quad 1265 = \frac{6 \times 5700}{100 t^2}$$

Despejando (t) :

$$t^2 = \frac{6 \times 5700}{1265 \times 100} = \frac{34200}{126500} = 0.270$$

$$t = 0.51996 \text{ cm.}$$

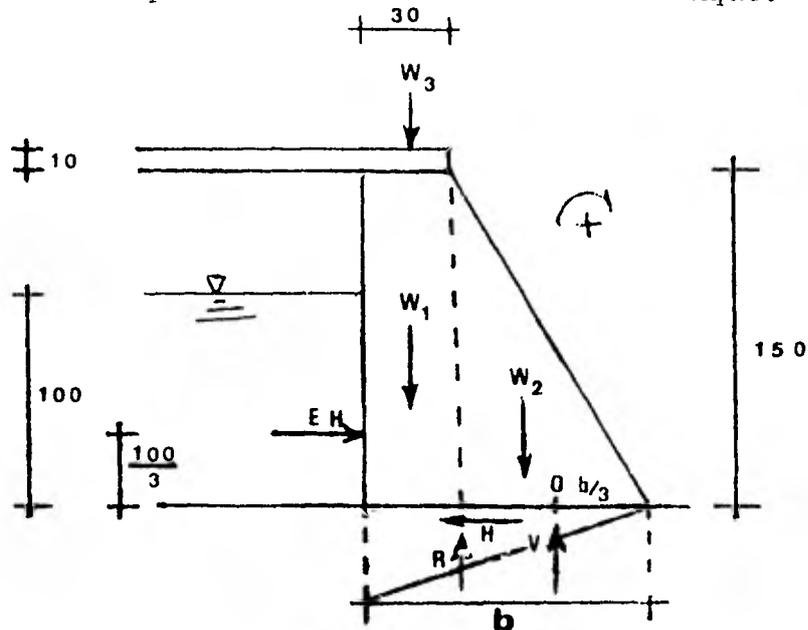
Como este espesor exacto no existe escogeremos -
el inmediato superior ($1/4''$)

$$t(1/4'') = 0.635 \text{ cm} > 0.51996 \text{ cm}$$

$$\underline{t = 1/4 \text{ pulgada de espesor.}}$$

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE.

Fuerzas que actúan en el muro de el tanque.



CALCULO DE LAS CARGAS.

Losa de cubierta (W_3)
carga muerta.

Volúmen = espesor X largo X ancho.

$$\text{Volúmen} = 0.10 \text{ M} \times 2.35 \text{ M} \times 1.00 \text{ M} = 0.235 \text{ M}^3$$

Peso (Losa) = Vol (losa) X W_c

$$\text{Peso} = 0.235 \text{ M}^3 \times 2400 \text{ Kg/M}^3 = 564 \text{ Kg.}$$

Carga Viva: (según el reglamento del D.D.F. Y --
S.A.H. O.P.)

$$\text{Area tributaria} = 2.35 \times 1.00 = 2.35 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga viva } 150 \text{ Kg/m}^2; \text{ Peso } 2.35 \text{ m}^2 \times 150 \text{ Kg/M}^2 = \underline{\underline{353 \text{ Kg}}}$$

Peso total:

$$W_3 = 564 \text{ Kg} + 353 \text{ Kg} = 917 \text{ Kg}$$

Cálculo de las demás componentes.

(H) y (V) componentes Horizontal y Vertical respectivamente de la reacción de la cimentación del muro.

Datos:

Tirante 1.00 M.

altura del tanque 1.50 M

ancho de corona 0.30 M

(h) ancho, losa de cubierta 0.10 M

W_a (peso específico del agua) = 1000 Kg/M³

W_m (peso específico de la mampostería) = 1800 Kg/M³

W_c (peso específico del concreto ref.) = 2400 Kg/M³

R_t (resistencia del terreno) = 1Kg/cm².

$$Ph = W_a \times 1.00M \times 0.50 \text{ M} = 500 \text{ Kg}$$

$$Pv = (\text{area del diagrama de carga}) \frac{1}{2} (1.00) (W) (bx1.00) =$$

$$P_v = \frac{1000b}{2} = 500b \text{ Kg}$$

$$W_1 = 1800 \times (0.30 \times 1.5 \times 1.00) = 810 \text{ Kg}$$

$$W_2 = 1800 \times \frac{1}{2} \times 1.5 (b - 0.30) \times 1.00 = 1350 (b - 0.30)$$

$$W_2 = (1350b - 405) \text{ Kg}$$

DETERMINACION DE LA BASE b

Sumamos las fuerzas $W_1 + W_3 = W_1'$; $810 + 917 = 1727$ kg, tomando la suma de momentos con respecto al punto 0.

$$500 (0.33) + 500 b \left(\frac{b}{3}\right) - 1727 \left(\frac{2b}{3} - 0.15\right) - (1350b - 405)$$

$$\times \left(\frac{2}{3} (b - 0.30) - \frac{b}{3}\right) = 0 \quad ;$$

Resolviendo y Ordenando:

$$283 b^2 + 746 b - 343 = 0$$

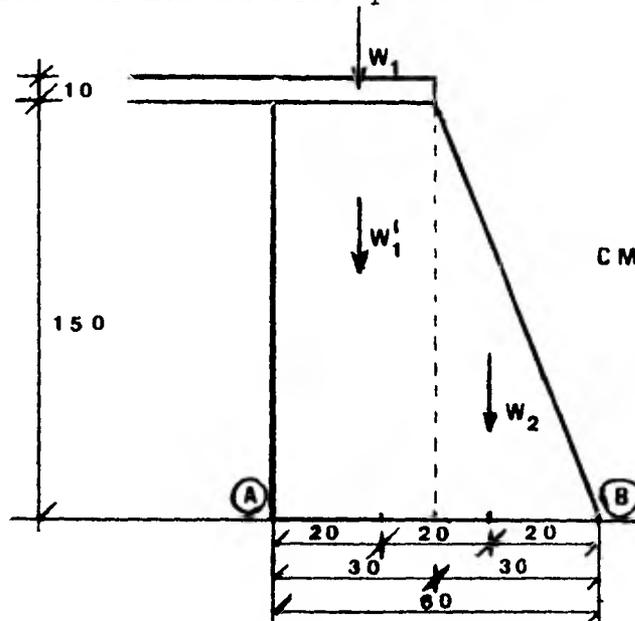
Resolviendo la ecuación de 2do. grado tenemos:

$$b = 0.406 \text{ mts.}$$

Esta medida debe ser la mínima y por recomendación de las experiencias de tanques de S.A.H.O.P. para muros de mampostería con tirante de 0.90 mts. su base (b) es de 50 cm. para este tanque con tirante de 1.00 mts. adoptaremos una base (b) = 60 cm ó 0.60 mts.

CALCULO DEL TANQUE VACIO:

Diagrama de las fuerzas que actúan:



Para la condición de tanque vacío el W_3 solo tomará en cuenta la carga muerta, dicho de otro modo, se desecha la carga viva de la losa de cubierta.

Cálculo de los pesos por metro lineal.

$$W_1 = (0.30) \times (1.50) \times (1.00) \times (1,800) = 810 \text{ Kg}$$

$$W_3 = (2.35) \times (1.00) \times (0.10) \times (2,400) = 564 \text{ Kg}$$

$$W_1 = (810 + 564) = 1374 \text{ Kg}$$

$$W_2 = (1.50) \times (0.30) \times (1.00) \times (1/2) \times (1800) = 405 \text{ Kg}$$

Localización de la línea de acción.

Hay que revisar por donde pasa la línea de acción de la resultante, para esto tomamos la suma de momentos con respecto al punto B:

$$- W_1 \times (0.45) - W_2(0.20) + R (x) = 0$$

$$- (1374) \times (0.45) - (405) \times (0.20) + R (x) = 0 ;$$

$$R = 1374 + 405 = 1779$$

$$1779 (x) = 618.3 + 81 ; \quad 1779 (x) = 699.3$$

$$x = \frac{699.3}{1779} = 0.393 \text{ M.}$$

Cae la línea de acción en el tercio medio de la base,
por lo que la estabilidad del muro está garantizada cuando
el tanque se encuentra vacío.

ANALISIS POR HUNDIMIENTO.

Se toma la resistencia del terreno como 10,000 Kg/M² ,
(1 Kg/ cm²) que es una resistencia baja

$$f_1 = \frac{F_s}{b} \left(\frac{F_v}{B} \right)$$

$$f_1 = \frac{2}{(0.60)} \left(\frac{1779}{1.00} \right) = 5930$$

$$f_1 = 5930 < 10,000 \text{ Kg/M}^2$$

f_1 = esfuerzo en el terreno.

f_s = factor de seguridad en este caso=2

b = 0.60 M.

B = 1.00 M (unidad de ancho).

∴ No hay hundimiento

CALCULO A TANQUE LLENO.

Con la siguiente secuela de calculo en 6 pasos:

PRIMER PASO: Obtener el peso del muro y la posición de la línea de acción, esto se obtuvo con anterioridad con los siguientes resultados, $W = 1,779$ Kg peso del muro y la línea de acción pasa a 0.393 M de el punto B o sea que se encuentra en el tercio medio para tanque vacio, a continuación lo haremos para tanque lleno.

SEGUNDO PASO: calculo del empuje hidraulico.

$$E = \frac{w}{2} h^2 \quad ; \quad \text{en donde: } \begin{aligned} W &= 1,000 \text{ Kg/M}^3 \\ h &= \text{Tirante en M.} \end{aligned}$$

$$\text{Sustituyendo} \quad E = \frac{1,000}{2} (1.00)^2 = 500 \text{ Kg.}$$

Cuya línea de acción se localiza a un tercio de la altura.

	FZA. (Kg)	d(M)	Ma(Kg - M)
W_1	1,374	0.15	206.10
W_2	405	0.40	162.00
W total	1,779		368.10
E	500	0.33	165.00

$$\underline{\underline{MR = 533.10 \text{ Kg} - \text{M.}}}$$

TERCER PASO: Magnitud de la resultante.

$$R = \sqrt{E^2 + W_{\text{total}}^2} = \sqrt{(500)^2 + (1779)^2} = 1848 \text{ Kg.}$$

CUARTO PASO: Posición de la resultante.

$$M_R = \sum M \text{ componentes.}$$

$$R_d = W_1 d_1 + W_2 d_2 + E d_4 ; \text{ DE DONDE}$$

$$d = \frac{533.10}{1,848} = 0.288 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{De } 0 \quad \text{M} \\ \text{A } 0.20 \quad \text{M} \end{array} \right\} \text{ Primer tercio.}$$

$$\begin{array}{l} \text{De} \quad 0.20 \text{ M} \\ \left. \begin{array}{l} + \text{ d} = 0.288 \text{ M} \\ \text{A} \quad 0.40 \text{ M} \end{array} \right\} \text{Segundo Tercio o Tercio medio.} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{De} \quad 0.40 \text{ M} \\ \left. \begin{array}{l} \text{A} \quad 0.60 \text{ M} \end{array} \right\} \text{Tercer Tercio.} \end{array}$$

En vista de que la resultante cae dentro del tercio medio, - el muro del tanque no tiene problemas de volteo, ni de esfuerzos de tensión, lo cual revisaremos a continuación.

QUINTO PASO: Análisis de los esfuerzos en los apoyos del muro, - ya que por ser de mampostería no resiste esfuerzos de tensión.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} (y)$$

$$\begin{array}{l} \text{Donde: } N = 1,779 \text{ Kg.} \\ A = 0.60 \text{ M}^2. \\ I = 0.36 \text{ M}^4. \\ y = 0.30 \text{ M.} \end{array}$$

e = excentricidad entre el centro de gravedad del rectángulo de - la base y la posición de la resultante

$$M = N_e = 1,779 \times 0.012 = 21.35 \text{ Kg-M.}$$

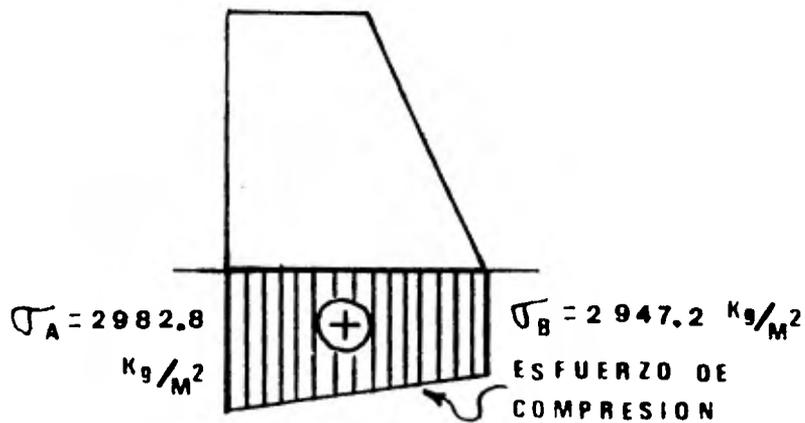
$$e = 0.300 - 0.288 = 0.12$$

$$\sigma = \frac{1,779}{0.60} \pm \frac{21.35}{0.36} (0.30)$$

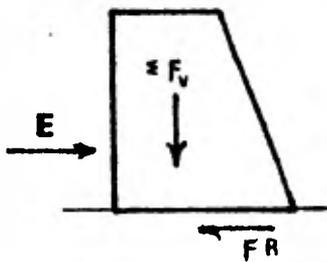
$$\sigma = 2,965 \pm 17.8$$

$$\sigma_A = 2,965 + 17.8 = 2982.8 \text{ Kg/M}^2$$

$$\sigma_B = 2,965 - 17.8 = 2947.2 \text{ Kg/M}^2$$



SEXTO PASO: Análisis por deslizamiento del muro.



$$F_s = \frac{\text{Fuerza Resistente}}{\text{Fuerza Actuante}} = 1.5$$

Fuerza Actuante 500 Kg.

Fuerza Resistente $(\sum F_v) \times \mu$

SUELO	μ
Arcilla húmeda	0.3
Arcilla seca	0.5
Arena	0.4
Grava	0.6

$$F_s = \frac{1,779 \times 0.6}{500} = 2.1348 > 1.5$$

Por consiguiente el muro del tanque no se desliza cuando este se encuentra lleno.

CONCLUSIONES

Una visión superficial del presente estudio podría pecar de insignificante, debido tal vez a que sus cálculos fueron deliberadamente llevados por el camino de la sencillez y, así lo más práctico posible; cumpliendo en su totalidad y con amplitud de rango, las necesidades que motivaron dicho proyecto, además, con un amplio factor de seguridad con respecto a su estabilidad estructural y de taludes, comportamiento hidráulico y relativa estanqueidad ya que muchos factores fueron tomados conservadoramente.

A pesar de que la investigación hidrológica fué exhaustiva en todos los niveles. El caudal del arroyo Las Glorias deberá revisarse, con estudios directos y a largo plazo, ya que el volumen esperado es la variable prioritaria de ésta estructura hidráulica. Dicho estudio podría partir de la misma presa, que funcionaría como una sección de control, la cual, trabajaría - además, como estación hidrométrica, añadiéndole una escala o un limnógrafo. Punto esencial y de partida para dicha investigación de mayor certidumbre.

Respecto a la permeabilidad de los suelos, en la cimentación, existen dos métodos para evaluarla, directos e indirectos:

Directos

- 1.- Permeámetro de carga constanté.
- 2.- Permeámetro de carga variable.
- 3.- Prueba directa de los suelos en el lugar.

Indirectos

- 1.- Cálculo a partir de la curva granulométrica.
- 2.- Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
- 3.- Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Debido a que nuestro tipo de suelo es de Boléos con gravas, - empacados en arenas. La mayoría de las pruebas antes mencionadas, se aplicarían solo a una parte del total de nuestro suelo, (gravas y arenas) y con su estructura remodelada, quedando fuera de las pruebas los boléos.

El cálculo a partir de la curva granulométrica:

De las experiencias efectuadas por Allen Hazen (1892); -

$$k = C D_{10}^2 \text{ (cm/seg)}$$

tenemos que la formula es inaplicable para la mayoría de los suelos, y que aún para el tipo de suelos experimentado por su autor, la variación de la constante "C" resulta excesiva para que la formula sea muy confiable, además de no haber tomado en cuenta otras variables de importancia tales como: temperatura del agua, permea-

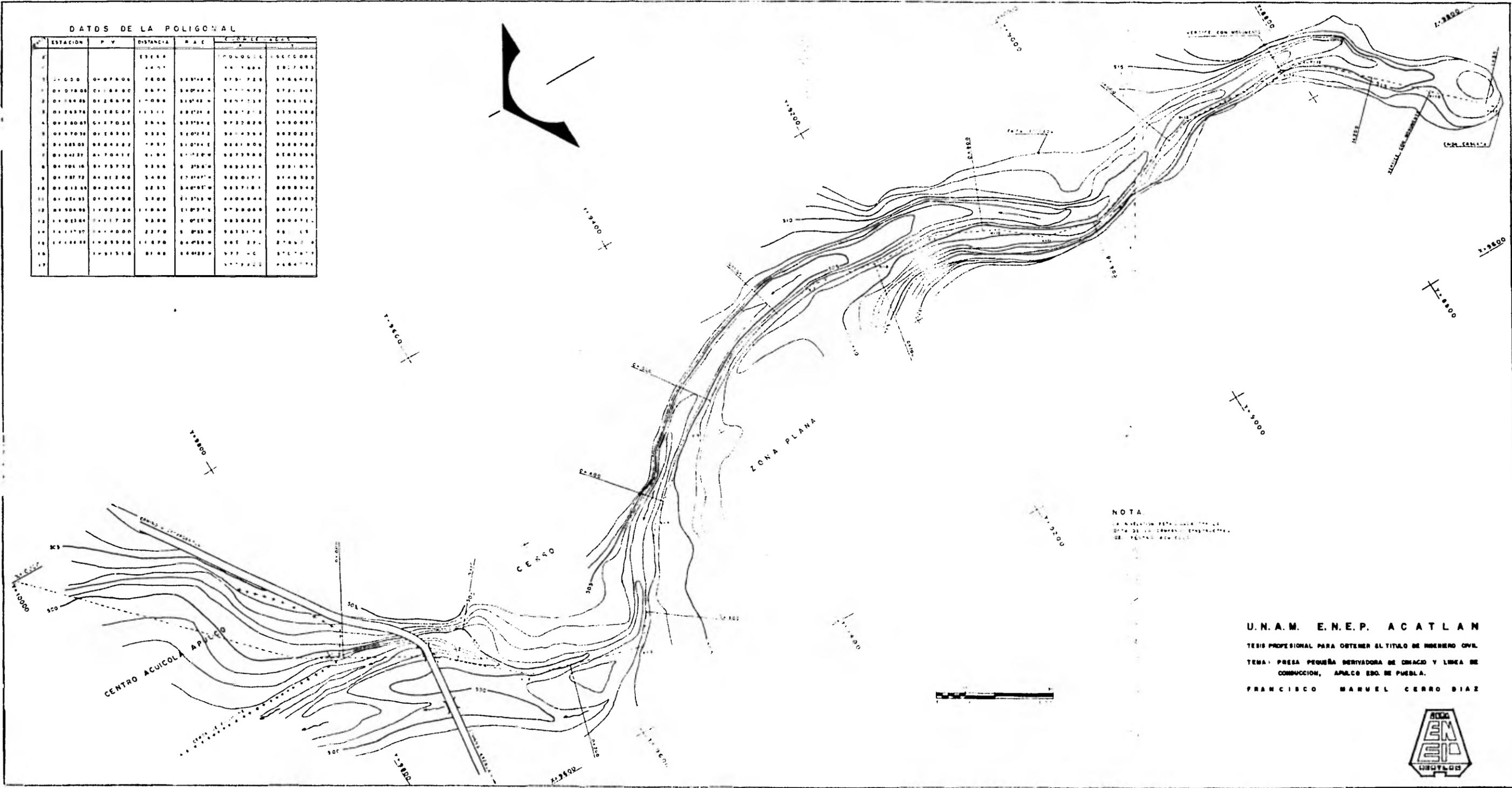
bilidad vertical, estructura del suelo y longitud efectiva de la muestra, entre otras. Aunque es una manera muy tosca de valuar la permeabilidad de un suelo, válida sólo como norma de criterio (tal como fue usada), de ningun modo sustituye a métodos más precisos, más complicados y desgraciadamente más costosos.

Resumiendo, la única forma confiable, en nuestro caso, sería la prueba directa en el sitio (in situ) pero su elevado costo, al menos en éste proyecto, las convirtió en prohibitivas. Así la - formula de Hazen solo nos sirvió para índicar a grandes rasgos, - de que estrato deberíamos tener más o menos cuidado.

El análisis de permeabilidad, subpresión y resistencia a la tubificación se hizo en base a los criterios del Sr. Lane, el - cual, se basó en estudios de autores anteriores como: Clibborn, Beresford, Bligh, Griffith y otros, no obstante, hizo probar su teoría (ruptura hidráulica) analizando a más de 200 presas construídas sobre cimentaciones permeables, unas que habían fallado y otras que no. A pesar de lo anterior, en el presente estudio, los valo- res propuestos por Lane fueron afectados por un factor de seguridad adicional ($F_s = 1.5$) igual a 1.5, para el estrato crítico.

DATOS DE LA POLIGONAL

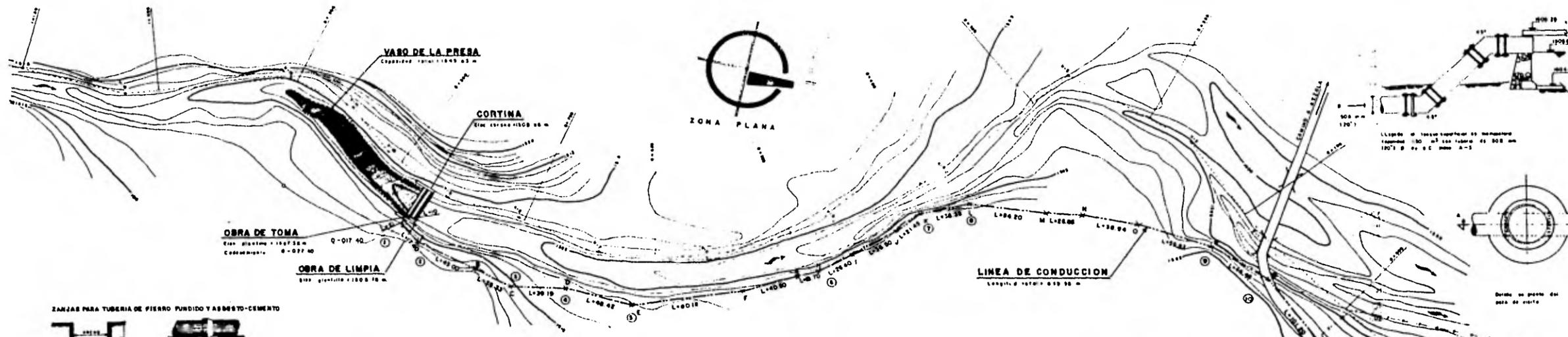
#	ESTACION	P. V.	DISTANCIA	N. A. C.	C. O. N. T. E. N. I. D. O.	C. O. N. T. E. N. I. D. O.
1	0+000.00	0+000.00	0.00	0°00'00"	0.00	0.00
2	0+078.00	0+078.00	78.00	38°14'00"	57.9723	57.9723
3	0+156.00	0+156.00	156.00	52°04'00"	44.71	44.71
4	0+234.00	0+234.00	234.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
5	0+312.00	0+312.00	312.00	207°04'00"	11.311	11.311
6	0+390.00	0+390.00	390.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
7	0+468.00	0+468.00	468.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
8	0+546.00	0+546.00	546.00	207°04'00"	11.311	11.311
9	0+624.00	0+624.00	624.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
10	0+702.00	0+702.00	702.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
11	0+780.00	0+780.00	780.00	207°04'00"	11.311	11.311
12	0+858.00	0+858.00	858.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
13	0+936.00	0+936.00	936.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
14	1+014.00	0+1014.00	1014.00	207°04'00"	11.311	11.311
15	1+092.00	0+1092.00	1092.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
16	1+170.00	0+1170.00	1170.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
17	1+248.00	0+1248.00	1248.00	207°04'00"	11.311	11.311
18	1+326.00	0+1326.00	1326.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
19	1+404.00	0+1404.00	1404.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
20	1+482.00	0+1482.00	1482.00	207°04'00"	11.311	11.311
21	1+560.00	0+1560.00	1560.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
22	1+638.00	0+1638.00	1638.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
23	1+716.00	0+1716.00	1716.00	207°04'00"	11.311	11.311
24	1+794.00	0+1794.00	1794.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
25	1+872.00	0+1872.00	1872.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
26	1+950.00	0+1950.00	1950.00	207°04'00"	11.311	11.311
27	2+028.00	0+2028.00	2028.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
28	2+106.00	0+2106.00	2106.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
29	2+184.00	0+2184.00	2184.00	207°04'00"	11.311	11.311
30	2+262.00	0+2262.00	2262.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
31	2+340.00	0+2340.00	2340.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
32	2+418.00	0+2418.00	2418.00	207°04'00"	11.311	11.311
33	2+496.00	0+2496.00	2496.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
34	2+574.00	0+2574.00	2574.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
35	2+652.00	0+2652.00	2652.00	207°04'00"	11.311	11.311
36	2+730.00	0+2730.00	2730.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
37	2+808.00	0+2808.00	2808.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
38	2+886.00	0+2886.00	2886.00	207°04'00"	11.311	11.311
39	2+964.00	0+2964.00	2964.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
40	3+042.00	0+3042.00	3042.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
41	3+120.00	0+3120.00	3120.00	207°04'00"	11.311	11.311
42	3+198.00	0+3198.00	3198.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
43	3+276.00	0+3276.00	3276.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
44	3+354.00	0+3354.00	3354.00	207°04'00"	11.311	11.311
45	3+432.00	0+3432.00	3432.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
46	3+510.00	0+3510.00	3510.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
47	3+588.00	0+3588.00	3588.00	207°04'00"	11.311	11.311
48	3+666.00	0+3666.00	3666.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
49	3+744.00	0+3744.00	3744.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
50	3+822.00	0+3822.00	3822.00	207°04'00"	11.311	11.311
51	3+900.00	0+3900.00	3900.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
52	3+978.00	0+3978.00	3978.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
53	4+056.00	0+4056.00	4056.00	207°04'00"	11.311	11.311
54	4+134.00	0+4134.00	4134.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
55	4+212.00	0+4212.00	4212.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
56	4+290.00	0+4290.00	4290.00	207°04'00"	11.311	11.311
57	4+368.00	0+4368.00	4368.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
58	4+446.00	0+4446.00	4446.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
59	4+524.00	0+4524.00	4524.00	207°04'00"	11.311	11.311
60	4+602.00	0+4602.00	4602.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
61	4+680.00	0+4680.00	4680.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
62	4+758.00	0+4758.00	4758.00	207°04'00"	11.311	11.311
63	4+836.00	0+4836.00	4836.00	341°04'00"	2.0724	2.0724
64	4+914.00	0+4914.00	4914.00	113°11'00"	23.3548	23.3548
65	5+000.00	0+5000.00	5000.00	0°00'00"	0.00	0.00



NOTA
 La topografía fue tomada en el
 día 31 de Octubre del presente
 año de 1964 en el lugar

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN
 TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
 TEMA: PRESA PEQUEÑA DERIVADORA DE OMBACO Y LINEA DE
 CONDUCCION, APALCO EDO. DE PUEBLA.
 FRANCISCO MARVEL CERRO DIAZ





DATOS GENERALES

Capacidad total de almacenamiento	1000 m ³
Capacidad para abastecimiento	1720 m ³
Capacidad de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³
Capacidad de la tubería de la tubería	1000 m ³

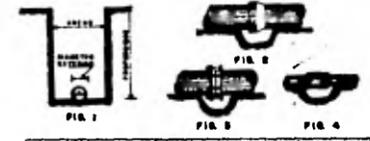
CANTIDADES DE TUBERIA

Tubería de acero galvanizado, tipo API, 600 mm	1000 m
Tubería de A.C. clase A-3, 600 mm	1000 m
Tubería de A.C. clase A-3, 600 mm	1000 m

SIGNOS CONVENCIONALES

Tubería de 600 mm (20")	---
Tubería de 600 mm (20")	---
Tubería de 600 mm (20")	---
Tubería de 600 mm (20")	---

ZANJAS PARA TUBERIA DE PIEDRA PUNIDO Y ASBESTO-CEMENTO



ANCHO	PROFUNDIDAD	TIPO DE TUBERIA	TIPO DE TUBERIA
1.00	1.00	600 mm	600 mm
1.50	1.50	600 mm	600 mm
2.00	2.00	600 mm	600 mm
2.50	2.50	600 mm	600 mm
3.00	3.00	600 mm	600 mm

ABRIL - (Fig. 1)
El ancho de la zanja deberá ser de 10 cm más que el ancho exterior del tubo, para tubería que se abra exteriormente y de 10 cm más que el ancho interior del tubo para tubería que se abra interiormente.

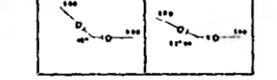
PROFUNDIDAD - (Fig. 2)
La profundidad de la zanja será de 10 cm más que la altura del tubo, para tubería que se abra exteriormente y de 10 cm más que la altura interior del tubo para tubería que se abra interiormente.

RELLENO
El relleno de la zanja deberá ser de tierra compactada, con una capa de 10 cm de espesor por cada 10 cm de altura de la zanja.

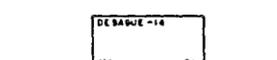
PLANTA ESC. 1:1000



CRUCEROS O



- LISTA DE PIEZAS ESPECIALES**
- Caja de 60° de 10' x 10' x 10' 1 pieza
 - Caja de 45° de 10' x 10' x 10' 1 pieza
 - Caja de 30° de 10' x 10' x 10' 1 pieza
 - Jointo universal G.P.B. de 600 mm (20") 20 piezas
 - Jointo universal G.P.B. de 600 mm (20") 20 piezas



CUADRO DE PLANTILLAS LINEA DE CONDUCCION

ESTACION	ALTIMETRIA	TIPO DE TUBERIA	CANTIDAD
0+00	1000.00	600 mm	1000 m
0+10	1000.00	600 mm	1000 m
0+20	1000.00	600 mm	1000 m
0+30	1000.00	600 mm	1000 m
0+40	1000.00	600 mm	1000 m
0+50	1000.00	600 mm	1000 m
0+60	1000.00	600 mm	1000 m
0+70	1000.00	600 mm	1000 m
0+80	1000.00	600 mm	1000 m
0+90	1000.00	600 mm	1000 m
1+00	1000.00	600 mm	1000 m

REGULARIZACION



U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN

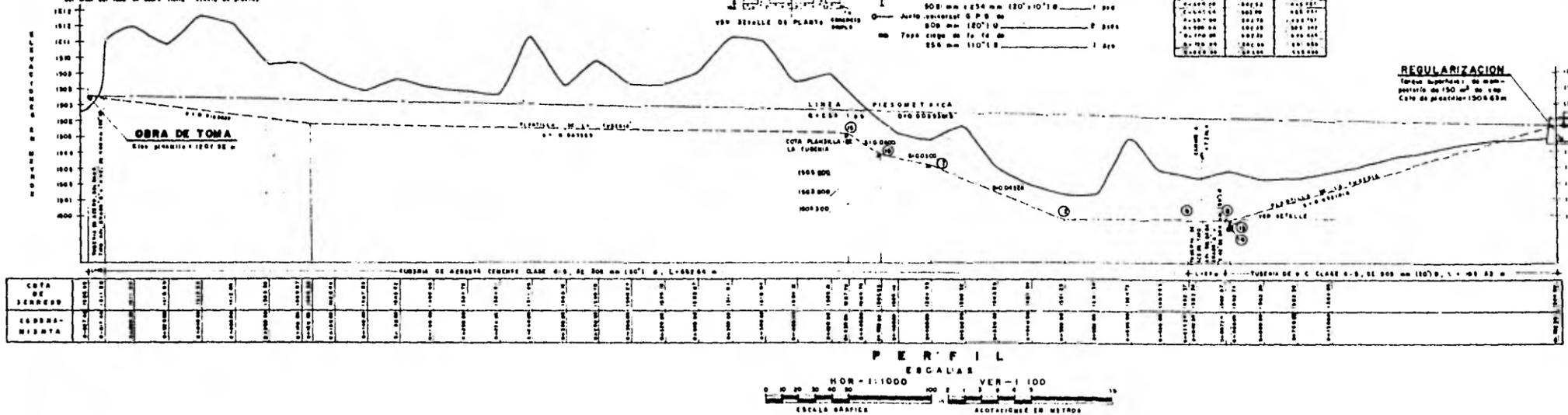
TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
TEMA: PRESA PEQUEÑA DERIVADORA DE CHIAZO Y LINEA DE CONDUCCION, APULCO EDO. DE PUEBLA

FRANCISCO MANUEL CERRO DIAZ



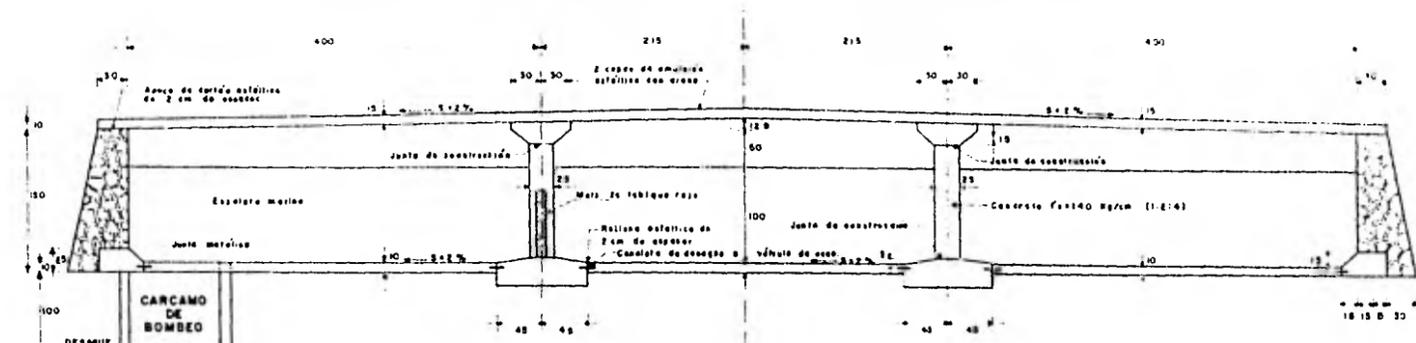
CANTIDADES DE OBRA

EXCAVACIONES	1000 m ³
RELLENOS	1000 m ³
PLANTAS	1000 m ²
ACEROS Y CEMENTO	1000 m ³
OTROS	1000 m ³

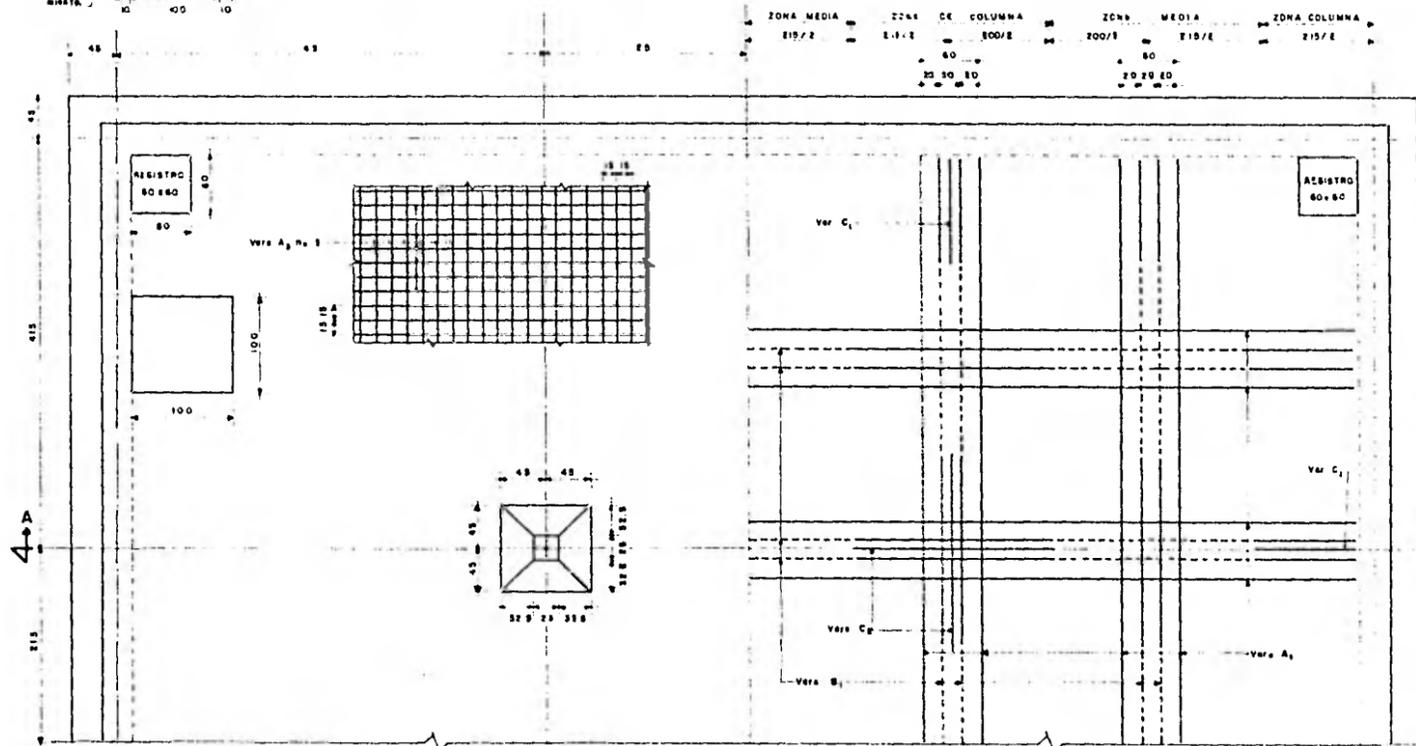


PERFIL ESCALAS HOR - 1:1000 VER - 1:100

ESTACION	ALTIMETRIA	TIPO DE TUBERIA	CANTIDAD
0+00	1000.00	600 mm	1000 m
0+10	1000.00	600 mm	1000 m
0+20	1000.00	600 mm	1000 m
0+30	1000.00	600 mm	1000 m
0+40	1000.00	600 mm	1000 m
0+50	1000.00	600 mm	1000 m
0+60	1000.00	600 mm	1000 m
0+70	1000.00	600 mm	1000 m
0+80	1000.00	600 mm	1000 m
0+90	1000.00	600 mm	1000 m
1+00	1000.00	600 mm	1000 m



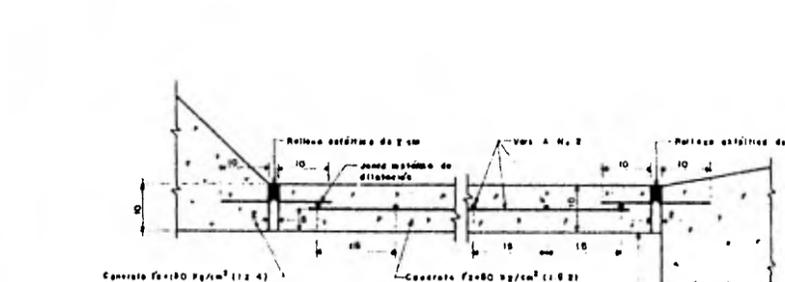
CORTE SEGUN A-A



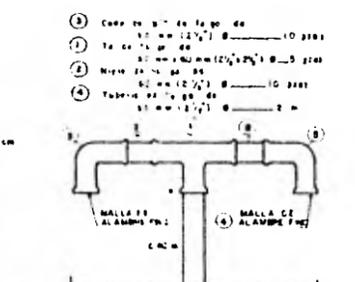
PLANTA DE 1/4 DEL TANQUE

DETALLE ARMADO DE 1/4 DEL TECHO

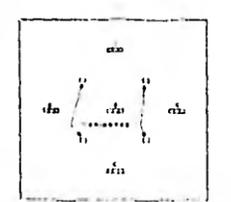
e = 10 cm.



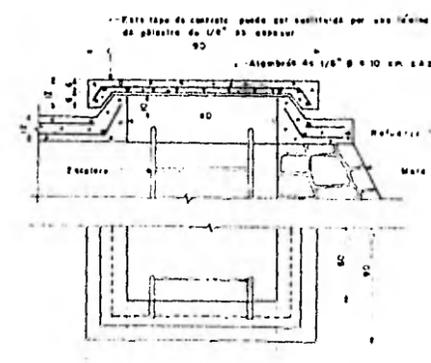
ARMADO DE PISO



VENTILA

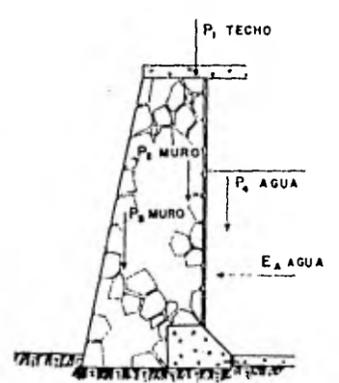


LOCALIZACION DE VENTILAS EN PLANTA

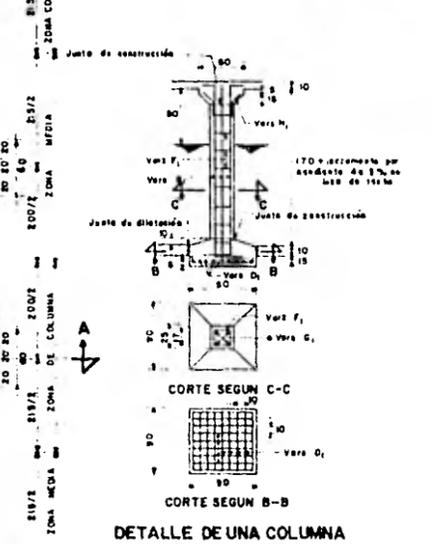


REGISTRO

ESTE TANQUE HA SIDO CALCULADO PARA LA SIGUIENTE CONDICION DE CARGA:
 A - A tener vista
 B - A tener vista
 Se consideró la sobrepresión igual a 0



ELEMENTOS PARA DISEÑO DEL MURO



DETALLE DE UNA COLUMNA

LISTA DE MATERIALES PRINCIPALES	
Concreto de f'c=140 kg/cm ² (1:2:4)	30 m ³
Concreto de f'c=80 kg/cm ² (1:2:4)	18 m ³
Acero de refuerzo de Ø 83 (5/8") Ø	151 m
Acero de refuerzo de Ø 52 (2") Ø	340 Kg
Acero de refuerzo de Ø 32 (1 1/8") Ø	1165 Kg
Acero de refuerzo de Ø 19 (3/4") Ø	79 Kg
Lamina de cobre del No. 20 en junta de diámetro	133 Kg
Mampostería con mortero de cemento 1:3 en muro	33 m ³
Concreto de f'c=140 kg/cm ² (1:2:4) en muro	12 m ³
Escalera	2 lotes
Apoyos mortero cemento arena 1:3	105 m ³
Escalera (A=30 cm)	49 m ³
Ventilador	5 pzs.
Muro de tabique con recodo	10 m ²
Tubaría de Alcega Cemento de 200 mm. (8") Ø	250 m.
Válvula de accionamiento de 200 mm. (8") Ø	2 pzs.

DATOS PARA EL PROYECTO	
CARGAS CONSIDERADAS	
MUERTA	Peso propio
VIVA	Maso del agua Empuje del agua
	Sobre la losa del techo 150 Kg/m ²
PESOS VOLUMETRICOS	
Agua	1000 Kg/m ³
Concreto reforzado	2400 "
Acero corrugado	7800 "
Mampostería	1800 "
ESFUERZOS UNITARIOS ADMISIBLES	
Carga de ruptura a los 28 días para el concreto 1:2:4 de todo, columnas	f _c = 90 Kg/cm ²
Carga de ruptura a los 28 días para el concreto 1:2:4 de todo, columnas y zapatas	f _c = 140 "
Compresión en el concreto	f _c = 0.40 f _c = 56 "
ESFUERZO CORTANTE	Con refuerzo en el alma 0.03 f _c = 42 "
	Con refuerzo en el alma 0.08 f _c = 94 "
Tensión en el acero del refuerzo principal	1253 "
Tensión en el acero del refuerzo del alma	1125 "
ADHERENCIA	Sin anclaje 0.05 f _c = 7 "
	Con anclaje 0.075 f _c = 10.5 "
Compresión axial en columnas P = 0.6 x 0.225 f _c (1+(a-l)/a) A _g	Kg
Carga unitaria de penetración	0.12 f _c = 16.8 "
Adherencia en zapatas de cimentación	0.0375 f _c = 5.25 "
Coeficiente de rozamiento de mampostería con terreno f _r = 0.7	

LISTA DE VARILLAS		
Varilla	CROQUIS	PESO (KG.)
TECHO		
A 64 (2.5)	1274	465
C 32		40
Cy 32		65
B 40		545
ACERO EN TECHO 1118 KG.		
PISO		
A ₁ 112 (4.5)	1194	331
ACERO EN PISO 381 KG.		
COLUMNAS Y ZAPATAS		
D 72 (3)	80	15
F 32 (1.25)	100	9
G 24 (1)	210	78
H 16 (5/8)	55	5
ACERO EN COLUMNAS Y ZAPATAS 136 KG.		
TOTAL DE ACERO DE REFUERZO 1994 KG.		



CROQUIS LOCALIZACION DE MURO DISPADOR DE ENERGIA Y ORIFICIOS DE COMUNICACION

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN
 TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL
 TEMA PRESA PEQUEÑA DERIVADORA DE CIMACIO Y LINEA DE CONDUCCION, APULCO EDO. DE PUEBLA
 FRANCISCO MANUEL CERRO DIAZ



BIBLIOGRAFIA

Dasel E. Hallmark.
Presas Pequeñas de Concreto.
Editorial Limusa, México, 1978.

Raúl J. Marsal.
Presas Pequeñas. Notas sobre diseño y Construcción.
Universidad Nacional Autónoma de México, 1974.

Raúl J. Marsal y Daniel Reséndiz Núñez.
Presas de Tierra y Enrocamiento.
Editorial Limusa, México, 1975.

United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
Diseño de Presas Pequeñas.
Compañía Editorial Continental, S. A., México, 1981.

Daniel Reséndiz, Emilio Rosenblueth y Enrique Mendoza.
Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento.
Universidad Nacional Autónoma de México, 1975.

Francisco Torres Herrera.
Obras Hidráulicas.
Editorial Limusa, México, 1980.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C..
Simposio sobre Almacенamientos Pequeños.
Agosto, 1976.

Rolando Springall G..
Hidrología.
Instituto de Ingeniería, UNAM, 1970.

Leet y Judson,
Fundamentos de Geología Física.
Editorial Limusa, México, 1975.

Eulalio Juárez Badillo, Alfonso Rico Rodríguez,
Mecánica de Suelos.
Tomos I, II y III.
Editorial Limusa, México, 1978.

Comision Federal de Electricidad,

Seccion "E" Hidraulica Ayudas de Diseño, 1970.

Hidrotesnia A. 1.4 Perdidas, 1981.

Hidrotesnia A. 1.8 Tránsito de Avenidas en Vasos, 1981.

Hidrotesnia A. 1.10 Avenida de Diseño, 1981.

Hidrotesnia A. 2.9 Escurrimiento a Superficie Libre, 1981.

Hidrotesnia A. 2.10 Obras de Excedencia, 1981.

Geotesnia B. 2.2 Propiedades Físicas y Mecánicas de los--
Suelos, 1980.

Estructuras C. 2.2 Diseño Estructural de Cimentaciones, 1981.

Herbert L. Nichols Jr.,

Movimiento de Tierras.

C. E. C. S. A., 1979.

Ven Te Chow,

Open Channel Hidraulics.

Mc. Graw Hill, 1978.

Gilberto Sotelo Ávila,

Hidráulica General, Vol. I.

Limusa, México, 1976.

Ranald V. Giles, B.S., M. S. en C. E.,
Mecánica de los Fluídos e Hidráulica,
Trad. Jaime Moneva Moneva.
Serie de Compendios Schaum, México, 1967.

González Villareal Fernando,
Aspectos de Planeación Central en el Aprovechamiento
de los Recursos Hidráulicos.
Seminario de las Naciones Unidas sobre Planificación
de los Recursos Hidráulicos.
Roma, Argelia, Italia, Junio, 1979.

Ing. Javier González Villareal.
Estado Actual de la Evaluación del Potencial
Hidroeléctrico Nacional.
Revista "Ingeniería".
Vol. L, Número 3, 1980
Revista trimestral.
p.p. 17 - p.p. 119.

Ing. Fernando J. González Villareal.
Planeación de los Sistemas de Recursos Hidráulicos:
Experiencias Recientes.
Revista "Ingeniería".
Vol. L, Número 4, 1980.
Revista trimestral.
p.p. 23 - p.p. 32.

Dr. Rolando Springall G.

Estudios e Investigaciones Recientes,
"Análisis Hidrológico en Relación con
el control de inundaciones".

Revista "Ingeniería".

Vol. L, Número 4, 1980.

Revista Trimestral.

p.p. 65 - p.p. 76.

