

Nº 125
RE J.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS
CONDUCTOS PARA EL CIERRE DE UNA OBRA
DE DESVIO"

T E S I S
Para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a n

JOSE ANTONIO VALLE SILVA
JOSE JUAN VARGAS IBARRA



Director de Tesis:
Ing. Víctor Manuel Luna Castillo

México, D. F.

1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

INTRODUCCION	1
CAPITULO I. GENERALIDADES DEL PROYECTO	2
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO	3
1.3 LA REGION DEL PROYECTO	4
1.4 EL SITIO DEL PROYECTO	5
1.5 INFORMACION HIDROMETRICA, TOPOGRAFICA Y GEOLOGICA	6
1.6 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO	9
CAPITULO II. OBRA DE DESVIO	13
2.1 GENERALIDADES	13
2.2 CARACTERISTICAS DE LA CORTINA	17
2.3 OBRA DE DESVIO	20
2.4 CONDUCTOS DE LA ESTRUCTURA PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO	24
CAPITULO III. ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO	31
3.1 NOTAS SOBRE EL CONCRETO	31

3.2	PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	43
3.3	FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA PLANEACION DEL DISEÑO	48
3.4	TEORIA ELASTICA	51
3.5	TEORIA PLASTICA	62
3.6	NOTAS REFERENTES AL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL CONCRETO REFORZADO (ACI 318-89) Y COMENTARIOS	64
3.7	PROBLEMATICA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO	66
3.8	ANALISIS ESTRUCTURAL	68
3.9	DISEÑO ESTRUCTURAL	94
 CAPITULO IV. ESTIMACIONES DE LA OBRA		120
4.1	OBJETO DE LA ESTIMACION	120
4.2	TIPOS DE ESTIMACIONES	121
4.3	CUANTIFICACION DE MATERIALES	124
4.4	SOBRE LA ADMINISTRACION	125
4.5	ESTIMACION DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO	126
4.6	CUANTIFICACION DEL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO PARA EL PROYECTO	131
 CAPITULO V. CONCLUSIONES		133

PLANOS 135

BIBLIOGRAFIA 139

INTRODUCCION

El presente trabajo trata sobre el caso particular de la presa Huites ubicada en el estado de Sinaloa, cuyos fines principales son una mayor cobertura de las áreas de riego, generación de energía eléctrica y el control de las avenidas.

Los ingenieros como manejadores de la técnica, tenemos la obligación de participar en el ámbito de la toma de decisiones del país, para que las obras que se construyan realmente cumplan con su fin requerido y no crear obras antifuncionales como son aquellas obras que sólo se construyen por decisiones de políticos carentes de criterio técnico.

En la construcción de una obra en general con envergadura nacional, debemos comparar los logros obtenidos con las -- metas fijadas, y así realmente valuar los aciertos de la construcción de una obra.

El desarrollo de un país se planea, no se da por azar, es por ello que los ingenieros debemos tomar conciencia del papel fundamental que conformamos dentro de la construcción de nuestro México.

CAPITULO I

GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 ANTECEDENTES.

El proyecto de la presa Huites, sobre el río Fuerte, se localiza en la porción más norte del estado de Sinaloa, cerca de los límites con los estados de Sonora y Chihuahua.

El sitio conocido como boquilla de Huites, inmediato al caserío indígena de igual nombre, ha sido explorado y estudiado desde hace casi 5 décadas. En 1941 la que fué la Secretaría de Recursos Hidraulicos (S.R.H.) instaló una estación climatológica y de aforo con cable y canastilla, que posteriormente complementó con un limnógrafo. En 1953 se elaboró un estudio geológico, que dió origen a varias visitas de personal del Consultivo Técnico de la misma y a anteproyectos de presa, trabajos que se suspendieron temporalmente en 1960.

La Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), por su parte, se interesó en el sitio de Huites desde 1960. Informes de estudios geológicos generales se elaboraron en 1962 y en

1963. Hasta principios de 1979 se iniciaron exploraciones geológicas con la Brigada Móvil de Perforación. Con la información de estos últimos estudios se formaron alternativas de diseño de la presa y se evaluaron económica y geotécnicamente. Finalmente en 1982 y 1983 la C.F.E., volvió a explorar el sitio, produciendo un informe muy amplio, de estudios geológicos y geotécnicos.

En 1985 y 1986 el proyecto de Huites fue estudiado en forma coordinada por las dos dependencias, analizándose las alternativas de la C.F.E. y otras cuatro de la S.A.R.H.; correspondientes a igual número de tipos de cortina y varios esquemas de disposición de las obras que forman la presa.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO.

El proyecto de la presa Huites tiene objetivos múltiples, consistentes en:

- a) Abrir al riego para fines agropecuarios 46 400 Ha situadas en la margen izquierda del río Fuerte, aguas abajo del río Choix.
- b) Asegurar y mejorar el riego de 242 000 Ha que son beneficiadas por el sistema de presas Miguel Hidalgo y Josefa Ortiz de Domínguez.

- c) Generar 888 GWh de energía eléctrica al año.
- d) Controlar avenidas.
- e) Otros beneficios consecuentes.

El proyecto forma parte de la planeación para el aprovechamiento total del caudal del río Fuerte, en el cual se han construido a la fecha las presas de almacenamiento de Miguel Hidalgo y Josefa Ortíz de Domínguez, esta última sobre el afluente río Alamos y las presas derivadoras Sufragio y Cahuinahua.

1.3 LA REGION DEL PROYECTO.

UBICACION Y VIAS DE COMUNICACION. La región del proyecto de Huites se encuentra al poniente del altiplano norte de la República Mexicana, abarcando la parte sur del estado de Sonora, el suroeste del estado de Chihuahua, el noroeste del estado de Durango y casi la mitad hacia el norte del estado de Sinaloa. Forma parte de la importante zona agropecuaria del noroeste del país y dispone de eficientes vías de comunicación terrestres (caminos y ferrocarriles), aéreas y marítimas. Sus principales centros de desarrollo económico y social comprenden los poblados de Guasave, Los Mochis, Ahome y El Carrizo, todos ellos sobre la

planicie costera.

El ferrocarril Chihuahua-Pacífico comunica a la región, de Topolobampo, Los Mochis y San Blás en el estado de Sinaloa, a Creel, Cuauhtémoc y Ojinaga en el estado de Chihuahua.

1.4 EL SITIO DEL PROYECTO.

LOCALIZACION Y ACCESO. Como anterioremente se menciona, el proyecto de la presa Huites se encuentra localizado en la porción norte de estado de Sinaloa, muy próximo a los límites con los estados de Sonora y Chihuahua. Específicamente el proyecto está situado dentro del municipio de Choix, Sinaloa y a 20 km aproximadamente al noroeste del poblado del mismo nombre. Las coordenadas geográficas del sitio del proyecto son: 26 50'32'' de latitud norte y 108 22'12'' de longitud oeste.

Las principales vías de comunicación que sirven de acceso a la zona son:

- El aeropuerto internacional de Los Mochis, Sin.
- El ferrocarril Chihuahua-Pacífico.
- La carretera estatal No. 123, en el tramo de Los Mochis-Choix, con un desarrollo de 128 km.

El acceso a la zona del proyecto se lleva a cabo por medio de un camino de terracería de 20 km de desarrollo, a partir del poblado de Choix, con rumbo noroeste. Este acceso permite llegar a las instalaciones de la estación de aforos en la margen izquierda del río.

Para llegar a la margen derecha del sitio del proyecto existe un camino de terracería de 14 km de desarrollo, derivado de la estación Loreto del ferrocarril Chihuahua-Pacífico, pasando por los caseríos Tabucahui, Loretillo, Baca y Agua Caliente. En este sitio atraviesa al río y no hay puente de cruce. Este camino se encuentra en malas condiciones sobre todo en el tramo Agua Caliente-Huites.

El poblado de Choix cuenta con una pista de tierra para aterrizaje de avionetas y helicópteros, es una base permanente de la Policía Judicial Federal. Dispone de servicios de combustible, correos, telégrafos y teléfono.

En El Fuerte hay una pista pavimentada para aviones grandes. Las líneas aéreas comerciales llegan a Los Mochis, Sin. La región y sitio del proyecto se muestran en el plano 1.

1.5 INFORMACION HIDROMETRICA, TOPOGRAFICA Y GEOLOGICA.

INFORMACION HIDROMETRICA. Datos Disponibles: se cuenta

con registros de aforos en la estación Huites, de septiembre de 1941 a 1986, con lo cual se dispone de información de 45 años completos.

Los datos hidrométricos comprenden: gastos medios diarios en cada año, gastos máximos y mínimos mensuales y volúmenes mensuales.

Régimen de escurrimiento del río.

Observando los hidrogramas elaborados se obtienen las características de escurrimiento que se indican enseguida:

- a) El volumen de escurrimiento medio anual del río Fuerte en la Boquilla de Huites es de 3 771 millones de metros cúbicos.
- b) El gasto máximo instantáneo aforado es de 14 500 m³/s, ocurrió el 4 de marzo de 1980.
- c) Se detecta un período de avenidas de verano, comprendido desde fines de junio hasta mediados de octubre. La iniciación de este período se caracteriza por gastos bajos, menores de 800 m³/s hasta mediados de julio; a continuación se incrementan bruscamente y se sostienen con valores superiores a los 1000 m³/s hasta mediados de octubre, alcanzando gastos máximos

del orden de 7 000 m³/s al finalizar el período.

- d) Un período de avenidas de invierno, comprendido desde el principio de la segunda decena de diciembre hasta el fin de la primera decena de marzo, esto es debido a que en esta época se presentan los fenómenos climatológicos como son los ciclones. En este período se registran los valores más altos de gastos máximos instantáneos, del orden de 8 000 m³/s, con un máximo maximorum de 14 500 m³/s el 4 de marzo de 1980.
- e) Un período de estiaje comprendido desde mediados de marzo hasta finales de junio (3.5 meses). Los valores menores de los escurrimientos ocurren en mayo, con gasto mínimo hasta de 20 m³/s.
- f) Teóricamente existe otro período de estiaje desde mediados de octubre hasta principios de diciembre. Sin embargo, no es confiable por los escurrimientos de rápido ascenso y descenso del caudal con picos cercanos a los 3 000 m³/s, que ocurren entre breves períodos de gastos menores, hasta de unos 100 m³/s.

INFORMACION TOPOGRAFICA. Esta información consiste en planos del vaso. Planos aerofotogramétricos del área que ocupará

el vaso de la presa, a escala 1:10 000, limitada hasta la cota 300.00 m, con equidistancia vertical entre curvas de 5 metros. Planos de la boquilla. Planos topográficos de la boquilla de Huites, a escala 1:1 000, con equidistancia vertical entre curvas de un metro, este levantamiento, cubre un tramo de la boquilla de 20 km de longitud.

INFORMACION GEOLOGICA. De acuerdo con los estudios realizados en la boquilla de Huites, su composición geológica de conjunto consiste en granito en su base inferior, corneana en la parte media y tobas diversas coronando la margen izquierda inmediata a la boquilla y la margen derecha a distancia fuera de la boquilla.

El tajo de desvío al pie de la margen derecha será excavado en granito fracturado en su totalidad; los túneles de la obra de control y excedencias cortarán masas rocosas metavolcánicas (corneanas) en sus partes iniciales y granito en los tramos de mayor profundidad, en tanto que los tajos de acceso y salida serán labradas en diversas variedades de tobas.

1.6 DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO.

GENERALIDADES. El proyecto de Huites sobre el río Fuerte es una presa de usos múltiples, que se destinará al control de

avenidas, riego y generación de energía eléctrica principalmente.

La presa comprenderá: una cortina de concreto de eje recto en planta, sección gravedad; una obra de desvío formada por un tajo al pie de la ladera de la margen derecha de la boquilla; una obra de control y excedencias en la margen izquierda, consistente en tres tramos de cimacio con descarga a un túnel cada tramo, con sistema de control a base de compuertas radiales; y en el cuerpo de la cortina estarán alojadas: una obra de toma para riego, una toma para generación de energía eléctrica y la planta hidroeléctrica al pie de la cortina. La distribución de las estructuras principales que constituyen la presa se muestra en el plano 2.

De acuerdo con la información topográfica y geológica, el lecho inferior del río en la boquilla se encuentra en la cota 150 m; el cauce labrado en la roca está relleno de material de aluvión. En sondeos realizados en el cauce se detectó el contacto entre el aluvión y la roca granítica intemperizada a una elevación inferior, igual a la cota 130 m.

Datos principales del proyecto:

- Capacidad total del vaso al NAME	4 023	mill.m ³
- Capacidad para azolves	500	mill.m ³

- Capacidad útil para riego y generación	2 408	mill.m3
- Capacidad para control de avenidas	1 115	mill.m3
- Elevación de la corona de la cortina	290.20	m
- Nivel de control superior NAME	288.43	m
- Nivel de control intermedio	281.87	m
- Nivel de control bajo	276.60	m
- Nivel de conservación NAMO	270.00	m
- Elevación de la cresta vertedora	259.00	m
- Nivel mínimo para diseño de la obra de toma	215.00	m
- Elevación del umbral de la obra de toma	202.00	m
- Gasto máximo para diseño de obra de excedencias	30 000	m3/s
- Gasto máximo de descarga de la obra de excedencias con nivel del agua entre elev. 281.87 y 288.43 m	15 000	m3/s
- Gasto de control intermedio (elev. 276.60 y 281.87 m)	10 000	m3/s

- Gasto de control bajo (elev.
270.00 y 276.60 m) 5 000 m3/s
- Gasto de diseño de la obra de toma
para riego 145 m3/s
- Gasto máximo de la avenida de diseño
de la obra de desvío 15 000 m3/s

CAPITULO II

OBRA DE DESVIO

2.1 GENERALIDADES.

Las obras hidráulicas forman un conjunto de estructuras construídas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa, las estructuras principales que constituyen una presa son: la cortina, los diques secundarios (si existen), la obra de excedencias, la obra de toma y la obra de desvío. Todas estas estructuras son definitivas con excepción de la última que en general es una obra provisional que se utiliza durante la construcción de la presa.

Las obras de desvío tienen por objeto dejar en seco el sitio de una cortina y las obras auxiliares durante el período de construcción, para lo cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

Las formas más comunes para desviar la corriente durante la construcción tomando en cuenta la frecuencia de su empleo son:

- Canales o tajos a cielo abierto.
- Túneles.
- Conductos através de la cortina.

En la selección de la estructura de desvío, influye un número muy grande de parámetros, los que mayor influencia tienen son: Hidrológicos, Topográficos, Geológicos y de Planeación.

HIDROLOGIA. El conocimiento de los escurrimientos por el sitio de la presa permite definir su régimen, lo que implica poder obtener los parámetros fundamentales que se manejan para definir la obra de desvío, estos son: los periodos de estiaje y de crecientes, el gasto mínimo instantáneo, el gasto máximo instantáneo, el año de escurrimiento máximo y el gasto máximo para un periodo de retorno entre 20 y 30 años; este último para diseñar la capacidad de la obra y los restantes para la planeación de los trabajos en el tiempo y costo.

TOPOGRAFIA. Es un factor decisivo para la selección del tipo de desvío, en general puede decirse que las boquillas abiertas son adecuadas para el empleo de desvío en tajo, mientras que las cerradas proporcionan u obligan el empleo del desvío con túneles; se indica lo anterior por que en general es más recomen-

dable el empleo de tajos que de túneles, debido a que su capacidad de descarga es mayor para niveles menores, a este respecto se hablará cuando se trate lo relativo a cada tipo de obra de desvío.

GEOLOGIA. La estructura debe ser segura y permanecer por lo menos durante su vida útil, factores como el evitar la erosión, la estabilidad por si misma y su relativa impermeabilidad, deben de cuidarse para lograr el fin buscado y son dependientes de las características geológicas.

PLANEACION. La planeación integral de la obra en donde se incluyen tiempos, costos, fechas de calendario, etc., permite también seleccionar el tipo de obra de desvío. Si una presa debe terminarse en poco tiempo y coincide la ejecución de las obras con la época de avenidas, en general puede decirse que el desvío resultará más grande e incluso podría pensarse en un desvío por diversas estructuras. En todos los casos el análisis de costos deberá realizarse y éste puede inclinar la decisión a un tipo u otro de obra de desvío.

Queda incluido en todos los elementos de selección mencionados el efecto que tienen las demás estructuras de la presa, ya que efectivamente, el que una cortina sea de materiales graduados o de concreto puede ser determinante para la selección del tipo de desvío; pero a la vez la cortina se seleccionará de

cierto tipo, con base en la topografía, geología, hidrología y planeación de la presa.

Dentro de la obra de desvío, las ataguías son las estructuras que sirven para contener y desviar las corrientes en unos casos o para contener y encauzar las mismas en otros.

DESVIO A TRAVES DE LAS CORTINAS DE CONCRETO. En las cortinas de concreto con mucha frecuencia se inicia su construcción empleando en una primera etapa, ataguías para encauzar el río a una porción del mismo y dejar la otra porción en seco donde comienzan los colados y se llevan hasta una elevación conveniente. En una segunda etapa se combinan las ataguías y se acomodan de forma que desvíen el agua hacia la parte de la cortina construida, y pase por los tramos más bajos de la misma, debido a que la construcción, en sección longitudinal de la cortina, es de tipo dentada con bloques a diferentes niveles; así mismo, parte del agua puede pasar por oquedades que se dejan a propósito en la cortina, mientras los trabajos prosiguen en la porción de cortina sin construir, llevándolos a niveles altos; posteriormente puede desviarse nuevamente el río para pasar el agua por la toma y continuar los colados encima de donde pasó el agua por la cortina, para finalmente derivar el agua por el vertedor.

Los trabajos de desvío, que a manera de ejemplo han

correspondido a segunda etapa, son los que se han denominado desvío a través de la cortina.

En el desvío de la presa Huites, Sin., después de analizar varias alternativas se optó por un tajo que pasará a través de la cortina.

2.2 CARACTERISTICAS DE LA CORTINA.

La cortina será de concreto convencional y con sección de gravedad. La sección transversal de la cortina se diseño con 8 m de ancho en la corona, en la elevación 290.20 m, paramento aguas arriba vertical en la parte superior e inclinado 0.1:1 en la inferior y talud 0.75:1 en el paramento aguas abajo. La longitud de la cortina alcanza 484 m al nivel de la corona.

En el cuerpo de la cortina se desplantará a la cota 128 m en la zona del cauce del río: este nivel corresponde aproximadamente a 2 m abajo del contacto entre el aluvión y la roca. En esta zona la base de desplante de la sección transversal tendrá un ancho de 129.50 m y la altura de la sección de desplante a la corona sera de 162 m.

Se requiere aproximadamente un volumen total de concreto de 2 500 000 m³ para la construcción de la cortina, incluyendo los volúmenes que forman parte de la obra de desvío (muros) y las

ampliaciones hacia aguas abajo necesarias para complementar la obra de toma para riego y la planta hidroeléctrica.

Se realizará un tratamiento para el mejoramiento en el macizo rocoso de la cimentación de la cortina, que tiene por objeto mejorar las condiciones de impermeabilidad y capacidad de carga bajo la cortina y disminuir las filtraciones que pudieran aparecer bajo la cimentación.

Se consideró la ejecución de un tratamiento de inyectado consistente en un tapete de consolidación y de una pantalla impermeable.

El tapete de consolidación se formará inyectando mezclas de agua-cemento-bentonita en las áreas de desplante del cuerpo de la cortina a través de barrenos 3 1/4" (8.26 cm) de diámetro, que se formarán hasta 15 m de profundidad formando una cuadrícula de 10 m por lado en una primera etapa. Para una segunda etapa, los barrenos quedarían localizados en el centro de los cuadros primeros.

La pantalla impermeable se formará inyectando mezclas de agua-cemento-bentonita mediante barrenos de 3 1/4" de diámetro que se perforarán verticalmente alineados sobre el eje de la cortina y espaciados a cada 10 m en una primera etapa. La profundidad de estos barrenos será de 50 m en el tramo central de

la cortina que abarca la franja del cauce y variable de 50 m a 30 m en las laderas, siendo la menor en los sitios extremos.

Se estimaron 5 250 m de perforación para una primera etapa de inyectado en la zona de tapete y 4 370 m para las perforaciones de la pantalla impermeable, con 5 490 horas efectivas de inyectado.

En el diseño de la cortina de Huites, habrá que considerar como tema importante: la disipación de calor de fraguado del concreto para definir características constructivas de las mezclas, temperaturas límite de colocación del concreto, posible necesidad de enfriar los agregados, secuencia de colado de los bloques y juntas de contracción.

La relación estructural y constructiva con el tajo y obra de desvío serán motivo de especial atención en los diseños de bloques y juntas entre ambas obras. Las juntas tendrán un doble sello de cloruro de polivinilo, las juntas tienen como finalidad reducir al mínimo el agrietamiento del concreto debido a cambios volumétricos y movimientos del elemento o de la estructura.

La cortina será construida a base de monolitos que van de 10 m a 25.5 m de ancho, la unión de estos monolitos (30 en total) forman la cortina y en dos de estos monolitos se encuen--

tran los conductos de la estructura para el cierre de la obra de desvío. En los colados de los monolitos que forman la cortina se usará concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$. El colado de los monolitos que integrarán la cortina comprenderá etapas de colado de 1.50 m en bloques de 15 m alternando y delimitados por las juntas de construcción longitudinales. La instalación de la tubería para el sello de las juntas, abarcará a 10 tramos de 1.50 m. Para el colado de los bloques, éstos se harán alternadamente, llevándose hasta una altura de 10 m y esperando un tiempo de 5 días después del último colado, para iniciar el colado de los bloques intermedios hasta la misma altura de los primeros. Se repetirá así este procedimiento hasta que el monolito alcance la elevación 290.20 m correspondiente a la corona de la cortina. Igualmente se seguirá este procedimiento en el sentido longitudinal de la cortina para el colado de los monolitos alternadamente, esperando 5 días después del último colado.

2.3 OBRA DE DESVIO.

Con base en la información topográfica, geológica, geotécnica e hidráulica facilitada por la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.) se analizó y definió la posición, forma y dimensiones de la estructura que comprenden la obra de desvío, tales como las ataguías del tajo de desvío, el muro de la margen

izquierda del tajo, la estructura en el canal de desvío; su trazo y sección de dichas obras se definió con el auxilio de pruebas hidráulicas en un modelo reducido que construyó la C.N.A.

La obra de desvío consiste en un canal alojado al pie de la ladera de la margen derecha de la boquilla, que se formará excavando un tajo en el cerro y construyendo un muro de concreto de sección gravedad hacia el lado del río. En complemento de la obra de desvío se construirán dos ataguías de materiales graduados, una hacia aguas arriba y otra hacia aguas abajo.

El canal de desvío se diseñó para una avenida de 15 000 m³/s; tendrá 51 m de ancho de plantilla, con sección transversal vertical en su lado izquierdo (muro de gravedad) y talud 0.5:1 en el lado derecho (excavación en roca), sin pendiente y plantillas a la cota 150 m hacia aguas arriba de la cortina y con pendiente de $S = 0.001$ en el tramo de descarga al río.

En condiciones de escurrimiento máximo, el agua alcanzará un tirante de 33 m a la entrada del canal y de 20.3 m a la salida. La corona del muro de concreto quedará a la cota de 188 m en el tramo de entrada y bajará linealmente hasta la cota 175.50 m en la salida.

Las ataguías se desplantarán sobre el lecho del río a la cota 150 m y se construirá una pantalla flexible impermeable

cortando todo el área transversal del material de aluvi6n y ligándola al núcleo impermeable de cada terracería.

La ataguía de aguas arriba tendrá una altura de 38 m sobre el desplante de la terracería, corona de 10 m de ancho y longitud de 215 m al nivel de la corona , a elevación 188 m. Se construirá con núcleo de material impermeable, capas de filtros recargados sobre el núcleo y respaldos de roca y rezaga rematados con talud exterior de 1.8:1. Una preataguía de apoyo hacia aguas arriba de 15 m de altura quedará integrada al conjunto de la terracería.

El eje de la ataguía aguas arriba se dispuso paralelo al eje de la cortina y separado 150 m, para dejar el espacio que ocupa la propia ataguía, el talud de la excavación en el aluvi6n y las franjas de seguridad y tránsito para las obras de la cortina.

La ataguía aguas abajo tendrá una altura de 25.50 m sobre su desplante en el lecho del río y una longitud de 205 m al nivel de la corona de 14 m de ancho situada a la cota 175.50 m. Su sección transversal se formará con un cuerpo trapecial de aluvi6n del río, de taludes exteriores 1.8:1 recargando sobre éste y hacia aguas abajo, materiales de transición, impermeable y enrocamiento. El eje de esta ataguía se dispuso también paralelo al eje de la cortina y a 280 m.

En la formación del tajo de desvío se excavará un volumen de 1 200 000 m³ en roca. Las terracerías para las ataguías cubican 526 260 m³ la de aguas arriba y 208 000 m³ la de aguas abajo.

En el diseño se considera una estructura para el cierre de la cortina, ubicada en la franja de intersección de la cortina. Se estudiaron varias alternativas llegándose a la conclusión final de esta última alternativa donde el desvío de la corriente pasará por dos monolitos con tres conductos cada uno de ellos, dichos monolitos forman parte del cuerpo de la cortina, las características de estos conductos estuvieron apoyadas en parte en el modelo hidráulico reducido de la C.N.A., como también se basaron dichas características en el proyecto en general. Dicha estructura de cierre consiste en 6 conductos de concreto reforzado de 6 m de ancho y 12 m de altura cada uno, en una longitud a la amplitud del ancho de la sección transversal de la cortina desplantada a la cota 150 m. Para el cierre se tapanán las bocas de entrada de los conductos con piezas obturadoras metálicas, colocadas en el orden que permitan los escurrimientos de estiaje y se clausurarán los conductos con tapones de concreto en toda su longitud.

2.4 CONDUCTOS DE LA ESTRUCTURA PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVÍO.

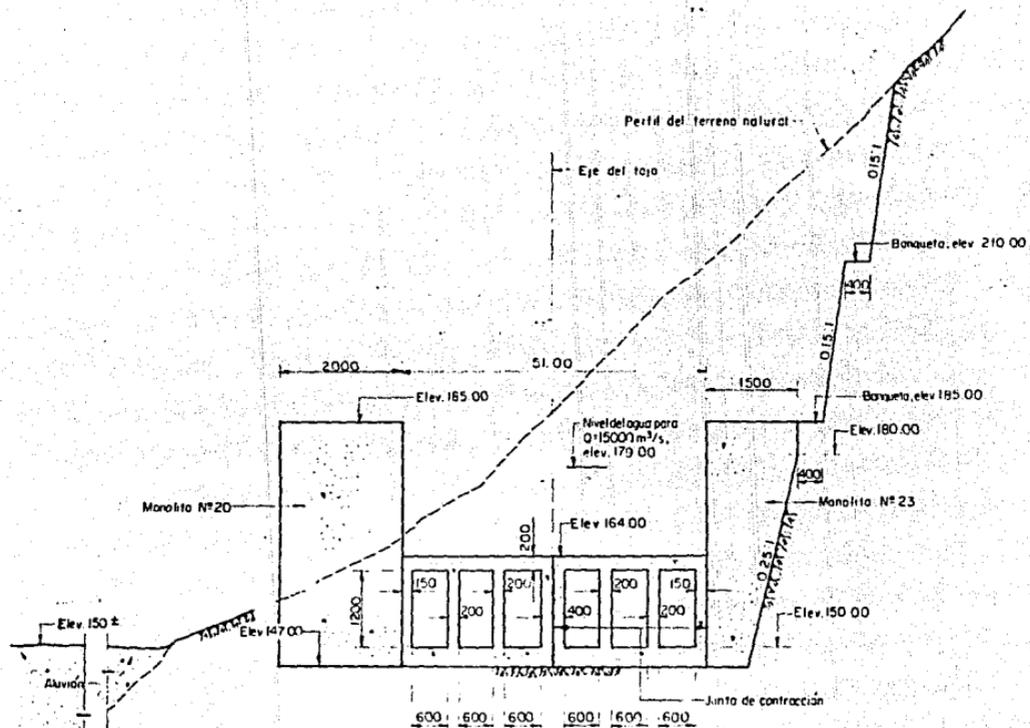
En la zona del canal de desvío que cubrirá la cortina, se construirán los conductos de la estructura para el cierre, que tiene como objetivo, permitir el paso total del caudal del río Fuerte; mientras que en el cauce original se realizan los trabajos correspondientes a la construcción de la cortina.

Los conductos, tanto en la parte aguas arriba como en la parte correspondiente a aguas abajo, deberán disponer de las preparaciones necesarias para la colocación de obturadores que contengan el flujo y facilitar con esto los trabajos de taponamiento posterior. Los obturadores en la parte de aguas arriba serán metálicos y en la parte de aguas abajo serán de madera, estos últimos serán de madera debido al programa para el cierre de los conductos, ya que dichos conductos no se cerrarán al mismo tiempo y además la carga hidráulica que contengan será menor que en la parte de aguas arriba.

Los obturadores metálicos e instalación fija, estarán ubicados a 5.56 m del portal de entrada del canal con una pendiente 0.1:1, los obturadores serán de acero estructural y dispondrán de los elementos de ensamble y de los sellos necesarios para asegurar su estanqueidad. Se formará el diseño

estructural con vigas o armadura y largueros, y se revisará su resistencia frente a los máximos empujes del agua durante las operaciones de cierre. Se diseñarán los elementos, viga de enganche y sistemas que permitirán colocar los obturadores para retirarlos después del cierre final.

Los tapones para el cierre final serán de concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y llenarán los vanos de la estructura a continuación del cierre de obturadores metálicos, con los sistemas adecuados de colado del concreto e inyectado de las juntas, los tapones se colocarán en la estación 0+395.20 m del canal de desvío y terminarán con una pendiente de 0.75:1 llegando a la estación 0+494.475 m del canal de desvío. La estructura de los conductos consistirá en muros, pilas y losas de concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y su conjunto se ligará con el muro de gravedad de la margen izquierda. La cimentación de los conductos será una losa de 3 m de espesor apoyada en roca la cual se desplantará en la elevación 147.0 m, la estructura de los conductos estará formada por dos monolitos con tres conductos cada uno de ellos, teniendo en forma general las dimensiones que se muestran en la figura II.1, estará formada por muros de 1.5 m en las esquinas y muros intermedios de 2 m, encima de los muros estará una losa de 2 m, la altura total de la estructura a partir del desplante será de 17 m. Las características de la estructura de cierre para la obra de desvío se muestran en el plano 3.



EST. 0+420.00

FIG. II 1

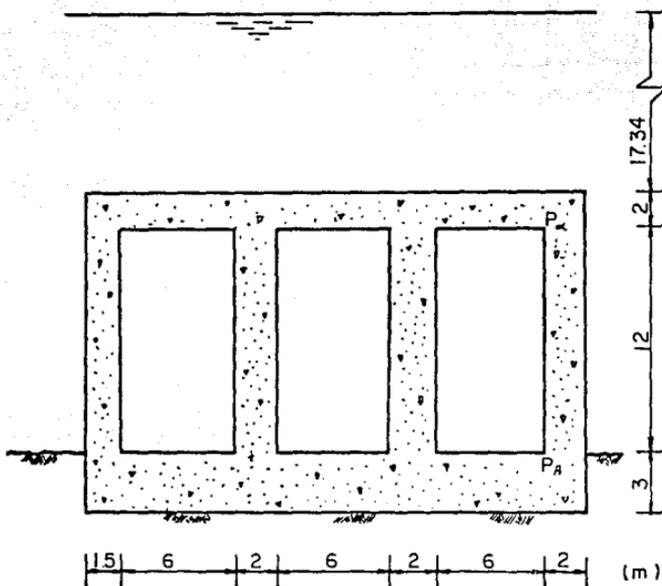
La estructura de los conductos empieza en la estación 0+387.64 m llegando a la estación 0+500.00 m del canal de desvío. La estructura fué estudiada hidráulicamente preferentemente con apoyo en el modelo reducido de la C.N.A. y en su diseño se tomó en cuenta el programa de cierre del desvío, cuando la construcción de la cortina llegue a sus niveles de seguridad. Ver planos 2 y 3.

Considerando en el comportamiento de las avenidas del río y de las etapas constructivas en el análisis y diseño estructural se consideró como casos críticos las siguientes tres condiciones de carga:

CASO 1

Cuando se presente la avenida máxima, se generará un tirante máximo de agua de 17.34 m sobre la losa superior de los conductos.

Se considera que cuando la posición del agua alcance la posición más alta. el flujo dentro de los conductos habrá desalojado todo el aire que al principio pudiera quedar atrapado en forma de bolsas de aire bajo la losa superior. Por lo tanto, la carga de trabajo en la losa superior será igual a la diferencia de presiones entre sus caras inferior y superior. Figura II.2



CASO 2

Figura II.2

Cuando la estructura se encuentre en la etapa de cierre, con avance de tres capas de concreto de 1.50 m de espesor por capa, colocada sobre la losa superior y el escurrimiento a través de los conductos sea nulo. Figura II.3

NOTA. El escurrimiento no podrá ser nulo, pero considerando los gastos mínimos de estiaje se tendrán tirantes de agua del orden de 30 a 50 cm.

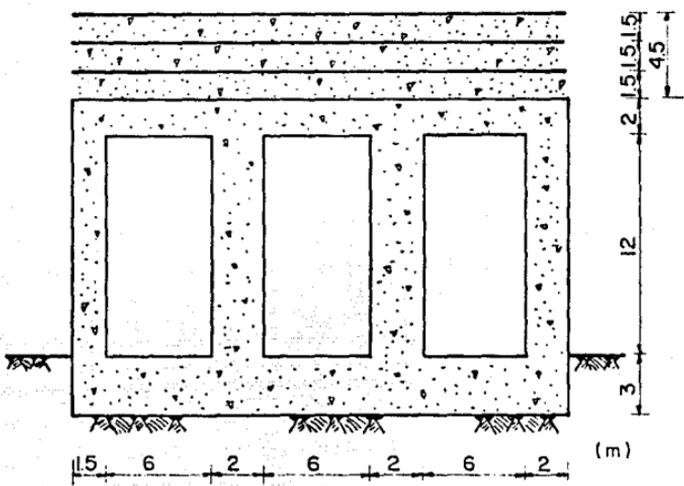


Figura II.3

CASO 3

Quando se presente una carga hidráulica menor que la máxima y ocurran vacíos bajo la losa superior. Ante la imprecisión para estimar esa carga hidráulica y para quedar dentro de la seguridad, se optó por asignarle un valor igual a la altura de agua equivalente a la carga de 3 capas de concreto de 1.50 m de espesor. Figura II.4

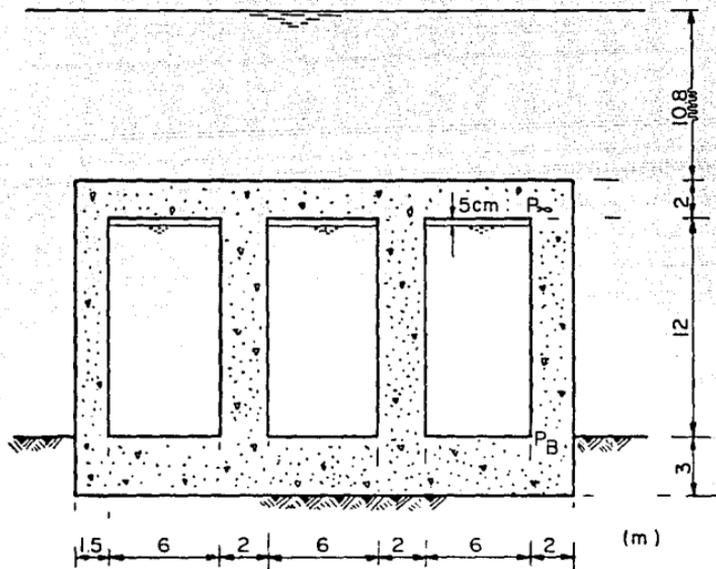


Figura II.4

CAPITULO III

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS
PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO

3.1 NOTAS SOBRE EL CONCRETO.

El concreto es un material artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas de: cemento, agregados pétreos, agua y/o aditivos, formando una mezcla heterogénea.

Las proporciones de estos elementos aproximadamente es: 7-15 % de cemento, 14-21 % de agua y 60-80 % de agregado, formando el volumen total de concreto.

Los aditivos son sustancias que se usan para incrementar la resistencia o mejorar las propiedades del concreto, así como también para acelerar, retardar o mejorar la trabajabilidad del concreto, reducir los requerimientos de agua de mezclado, estos son a grosso modo algunas de las cualidades de los aditivos.

Para cada obra en especial se deben realizar las investigaciones y estudios iniciales necesarios para definir los

siguientes conceptos:

- Fuentes de abastecimiento de materiales.
- Tipos y características especiales dependiendo de la calidad y fin que requiera la obra.
- Diseño de proporcionamientos.
- Especificaciones de la calidad del concreto.

El cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto. Sus principales propiedades físicas son: finura, sanidad, tiempo de fraguado, resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, calor de hidratación y falso fraguado.

Los diferentes tipos de cemento Portland se fabrican para satisfacer ciertas propiedades físicas y químicas y para objetos especiales. El cemento Portland se divide en cinco tipos:

Tipo I.- Común. Para uso general en construcciones de concreto, cuando no se requieran las propiedades especiales de los tipos II, III, IV y V. Entre sus usos incluyen pavimentos y aceras, edificios de concreto reforzado, puentes, estructuras para ferrocarriles, tanques y depósitos, alcantarillas, tuberías

para agua, mamposteo, etc.

Tipo II.- Modificado. Destinado a construcciones de concreto expuestos a una acción moderada de los sulfatos o cuando se requiera un calor de hidratación moderado.

Tipo III.- De alta resistencia rápida. Para la elaboración de concretos en los que se requiera una alta resistencia a temprana edad.

Tipo IV.- De bajo calor de fraguado. Cuando se requiere un reducido calor de hidratación, sus propiedades son las necesarias para usarse en estructuras de concreto de gran masa, como las grandes presas de gravedad, donde la elevación producida por el calor generado durante el endurecimiento es un factor crítico.

Tipo V.- De alta resistencia a los sulfatos. Cuando se requerirá una alta resistencia a la acción de los sulfatos.

Además de estos cinco tipos de cemento, la industria cementera mexicana produce los siguientes tipos de cemento Portland:

- Blanco.
- Portland-Puzolana.

- Portland-Escoria de alto horno.

- Cemento de albañilería.

AGUA. Casi cualquier agua natural que pueda beberse y que no tenga sabor u olor notable, sirve para mezclar concreto. El agua para mezclar concreto debe de analizarse ya que puede afectar el tiempo de fraguado del cemento, la resistencia del concreto, la constancia del volumen y puede producir en el acero eflorescencia o corrosión.

AGREGADOS. Las propiedades físicas, térmicas, y químicas de los agregados, influyen grandemente en el comportamiento del concreto. Así tenemos que la durabilidad, economía, trabajabilidad, permeabilidad, propiedades térmicas, peso volumétrico, resistencia y elasticidad pueden ser adversamente afectados o, al contrario, mejorados con sólo cambiar la calidad y granulometría de los agregados. La resistencia de un concreto no puede ser superior a la resistencia mecánica de sus agregados.

Los agregados más comunmente usados como la arena, grava, piedra triturada y escoria de altos hornos enfriada al aire producen concreto de peso normal, es decir, concreto que pesa de 2100 a 2500 kg/m³ que es el rango que generalmente se usa en el diseño estructural.

En la siguiente tabla se dan las principales características de los agregados, con su respectiva importancia:

CARACTERISTICA	SIGNIFICADO O IMPORTANCIA
- Resistencia al desgaste.	Indicador de la calidad del agregado. Para los pisos de bodegas, plataformas de carga, pavimentos.
- Resistencia a la congelación y a la torsión.	Estructura sujetas al intemperismo.
- Estabilidad química.	Resistencia y durabilidad de todos los tipos de estructura.
- Forma de la partícula y textura superficial.	Manejabilidad del concreto fresco.
- Granulometría.	Manejabilidad del concreto fresco. Economía.
- Peso Volumétrico Unitario.	Cálculos, para el proyecto de mezclas. Clasificación.
- Absorción y humedad superficial.	Control de la calidad del concreto.

Las sustancias perjudiciales en los agregados y su efecto en el concreto se muestran en la siguiente tabla:

SUSTANCIAS PERJUDICIALES	EFFECTOS SOBRE EL CONCRETO
- Impurezas orgánicas.	Afectan el fraguado y el endurecimiento y pueden producir deterioro.
- Materiales más finos que la malla N° 200.	Afectan la adherencia y aumentan la cantidad de agua necesaria.
- Carbón de piedra, lignito u otros materiales ligeros.	Afectan la durabilidad y pueden producir manchas y reventones.
- Partículas blandas.	Afectan la durabilidad.
- Partículas frágiles.	Afectan la manejabilidad y la durabilidad y pueden producir reventones.

Las características principales del concreto son:

UNIFORMIDAD. Es necesario que la mezcla sea uniforme de buena cohesión y no segregable. Para que esto ocurra se requiere

que la mezcla esté diseñada correctamente y con la consistencia adecuada a las condiciones de ejecución de la obra, y que se utilicen equipos y procedimientos de elaboración y colocación adecuados.

La segregación es la separación de los elementos que forman una mezcla heterogénea de modo que su distribución deje de ser uniforme. En el concreto se presenta debido a la diferencia de tamaño de las partículas y a la densidad de los componentes.

El sangrado es una forma de segregación en la cual una parte del agua de la mezcla tiende a elevarse a la superficie del concreto recién colocado.

TRABAJABILIDAD. La trabajabilidad de un concreto se entiende como la facilidad que se presenta para ser transportado, colocado y compactado para cada obra particular.

FRAGUADO. Se entiende por fraguado al cambio de un fluido al estado rígido. En concreto se emplea para describir la rigidez de la mezcla. En el concreto se emplean dos términos: fraguado inicial, cuando el concreto alcanza una resistencia a la penetración de 35 kg/cm²; y fraguado final, cuando el concreto alcanza una resistencia a la penetración de 280 kg/cm².

CONCRETO ENDURECIDO. Debido al proceso continuo de

hidratación del cemento, el concreto tiende a aumentar su resistencia y en general, a mejorar sus características con la edad.

Las principales propiedades y características del concreto endurecido son las siguientes:

- Resistencia a la tensión.
- Resistencia a la flexión.
- Resistencia al esfuerzo cortante.
- Resistencia a la compresión triaxial.
- Resistencia al impacto.
- Resistencia a la fatiga.
- Resistencia al intemperismo.
- Resistencia a la abrasión.
- Resistencia al fuego.
- Adherencia.
- Permeabilidad.
- Durabilidad.

- Conductividad térmica y acústica.
- Flujo plástico.
- Absorción de radiaciones.
- Contracción por hidratación.
- Contracción por secado.
- Expansión por saturación.
- Expansión por reacción química.
- Expansión térmica.
- Módulo de elasticidad a la compresión.
- Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.
- Coeficiente de Poisson.
- etc.

De éstas, la resistencia del concreto endurecido, se considera como su propiedad más importante.

VIBRADO DEL CONCRETO. El proceso de compactación del concreto consiste esencialmente en la eliminación del aire atrapado. En los más antiguos métodos, se apisonaba o consolidaba

la superficie del concreto a fin de desalojar el aire y forzar a las partículas a una configuración más estrecha. El método más moderno, es el de vibración, por medio del cual las partículas se separan momentáneamente, lo cual permite acomodarlas en una masa compacta.

CURADO DEL CONCRETO. A fin de obtener un buen concreto, la colocación de la mezcla apropiada debe ir seguida de un curado en un ambiente adecuado durante las etapas tempranas de endurecimiento. Curado es el nombre que se da a los procesos para promover la hidratación del cemento, y consiste en controlar la temperatura y los movimientos de humedad hacia dentro y afuera del concreto. Más específicamente, el objeto del curado es mantener el concreto saturado, o tan saturado como sea posible, hasta que el espacio de la pasta fresca de cemento que originalmente estaba lleno de agua, se llene al tamaño deseado con los productos de la hidratación del cemento.

Para determinar las características antes indicadas, las pruebas del concreto endurecido, pueden clasificarse en: Ensayes Destructivos y Ensayes No destructivos. Las pruebas Destructivas más comunes son: prueba a la compresión simple, prueba de flexión, prueba brasileña de tensión. Las pruebas No Destructivas son: prueba del martillo de rebote (esclerómetro), prueba de resistencia a la penetración (pistola Windsor), prue-

ba de pulso ultrasónico, prueba de corazones extraídos del concreto endurecido y prueba de extracción (Pull - Out) en concreto endurecido.

El concreto reforzado es un miembro estructural formado de concreto en que se embeben varillas de acero cuya finalidad de éstas es dar una mayor resistencia a la tensión en el miembro estructural.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Las diferencias en la resistencia, pueden deberse a dos causas principales:

I.- Variaciones intrínsecas del concreto (diferencias en las propiedades de la mezcla del concreto, cuando éstas influyen en el valor de la resistencia).

1.- Variaciones en la relación agua-cemento debidas a:

a) Control deficiente de la dosificación del agua.

b) Variaciones excesivas en la humedad de los agregados.

2.- Variaciones en el consumo de agua debido a:

- a) Variaciones en la granulometría de los agregados.
 - b) Falta de uniformidad en los materiales.
- 3.- Variaciones en las características y proporciones de los componentes: agregados, cemento, puzolana y aditivos.
- 4.- Variaciones por efecto de transporte, colocación y compactación.
- 5.- Variaciones en la temperatura y el curado.

II.- Variaciones en los procedimientos de ensaye.

- 1.- Procedimientos de muestreo inconsistentes.
- 2.- Técnicas de fabricación no uniforme:
 - a) Compactación variable.
 - b) Manejo excesivo de las muestras.
 - c) Cuidado deficiente de los especímenes frescos.
- 3.- Deficiencias en el curado.
 - a) Variación de la temperatura.
 - b) Variación de la humedad.

4.- Procedimientos de ensaye inadecuados.

- a) Cabeceo incorrecto de los especímenes.
- b) Deficiencia en la velocidad de aplicación de la carga.

3.2 PROCESO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Una estructura es un conjunto de partes o de componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada, otorgando un grado de seguridad razonable y un costo económico. Un requisito esencial para que la construcción cumpla con sus funciones, es que no sufran fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella actúan. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

El problema de diseño es de una gran complejidad, donde intervienen infinidad de factores para las soluciones propuestas por lo cual se puede afirmar que el diseño de una estructura no tiene solución única, sino solución razonable, la cual es dada por el trabajo de equipo de ingenieros proyectistas.

La estructuración, el análisis y el dimensionamiento son los tres aspectos fundamentales del proceso de diseño.

ESTRUCTURACION. En esta parte del proceso se determina la elección de los materiales que van a conformar la estructura, la forma global de ésta, el arreglo de sus elementos constitutivos y sus dimensiones y características.

El proyectista al hacer la elección de los materiales debe tener en cuenta las características de la mano de obra, la maquinaria disponible y el procedimiento constructivo más adecuado para el caso.

ANALISIS. Por modelación:

- a) Idealizar la estructura mediante un modelo teórico factible de ser analizado por los métodos de cálculo disponibles. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que lo conforman. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras propiedades elásticas de los materiales incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones.
- b) Determinación de acciones de diseño. En esta parte el proyectista se debe de apegar a los reglamentos

para la determinación de la magnitud de las cargas, si es el caso que las condiciones de carga y agentes que introducen esfuerzos a la estructura ya están en códigos, sin embargo, es frecuente que la determinación del valor de las acciones de diseño las dé el proyectista.

- c) Determinar los efectos de las acciones del diseño en el modelo de la estructura eléigida. Esta etapa constituye el análisis de los elementos mecánicos, así como se determinan las deformaciones que se producen.

Conociendo las relaciones

ACCION	-----	ELEMENTOS DE CIERTAS CARACTERISTICAS	-----	RESPUESTA
--------	-------	--	-------	-----------

para todas las combinaciones posibles de acciones y características de la estructura, se contará con una base racional para establecer un método de diseño.

Las relaciones se establecen de la siguiente manera:

ACCIONES INTERIORES	CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO	RESPUESTAS
- Carga axial	Tipo de concreto	Deformación
- Flexión	Tipo de refuerzo	Agrietamiento
- Torsión	Tamaño	Durabilidad
- Cortante	Forma Restricción	Vibración

El grado de precisión que se trata de obtener en esta etapa depende de la estructura y de la posibilidad de conocer las acciones que realmente actuarán sobre ella.

DIMENSIONAMIENTO. En esta etapa se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los requisitos de seguridad adoptados. Además se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura. Este aspecto final no debe de descuidarse, puesto que el de disponer de planos claros y sencillos y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones a los constructores.

El proceso de estructuración, análisis y dimensionamiento es iterativo hasta llegar a obtener una solución razonable

de la estructura dentro de un proyecto.

El proceso de diseño estructural, al ser un proceso iterativo, permite distinguir las siguientes fases:

- 1) PLANTEAMIENTO DE SOLUCIONES PRELIMINARES. Es necesario definir claramente las funciones que debe cumplir la estructura y a su vez las restricciones que imponen el entorno físico y de las que se fijan otros aspectos del proyecto. En esta parte es muy importante la interacción entre el estructurista y los especialistas de los demás subsistemas de la obra para definir las necesidades básicas de cada uno de ellos y para analizar las soluciones generadas que se vayan proporcionando.
- 2) EVALUACION DE LAS SOLUCIONES PRELIMINARES. Se realizan las actividades de evaluación a grosso modo de las diversas alternativas, considerando no sólo el costo, si no que también la finalidad, la eficacia con la que se adapta a los otros aspectos del proyecto, la facilidad constructiva y la obtención de los materiales necesarios, los problemas relacionados con el mantenimiento, así como también la disponibilidad de los recursos nacionales y la contribución a la generación de empleos.

- 3) DISEÑO DETALLADO. Una vez seleccionada la alternativa más conveniente, se procede a definirla hasta su detalle, realizando de manera refinada, todas las etapas del proceso.
- 4) TRANSFORMACION DE LOS RESULTADOS DEL DISEÑO. Los resultados obtenidos deben ser transmitidos en forma clara y completa a los constructores.
- 5) SUPERVISION. En esta etapa, las personas responsables del proyecto estructural se encargan de que se esté interpretando correctamente su diseño y, sobre todo, que puedan resolver los cambios y adaptaciones que se presentan en mayor o menor grado en todas las obras, de manera que éstas no alteren la seguridad de la estructura y sean congruentes en los criterios adoptados.

La importancia que tenga cada una de las fases identificadas depende de las características de la obra.

3.3 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA PLANEACION DEL DISEÑO.

Para realizar el diseño estructural, el diseñador debe tener presente los tres factores más importantes en la

construcción de una obra: costo, calidad y tiempo.

El ingeniero proyectista debe de buscar en el diseño la estandarización más óptima en los armados, ya que se debe tener presente la facilidad de construcción de la estructura, así como cuidar la economía del proyecto.

Teniéndose presente las siguientes razones para justificar la resistencia real y seguridad de una estructura:

1.- La resistencia de los materiales o de los elementos puede ser menor que la esperada. Los factores que contribuyen a ello son los siguientes:

a) Los elementos pueden variar de los supuestos anteriormente, debido a errores de fabricación. Los siguientes errores son importantes:

- Las tolerancias de laminación de las varillas de refuerzo.

- Los errores geométricos de la sección transversal y los errores de colocación de refuerzo.

b) Los errores producidos por la aplicación de la teoría de diseño que se use.

c) El uso de distintos tamaños de varillas da como

resultado variaciones de la capacidad real de los elementos.

2.- Puede ocurrir sobre cargas cuando:

a) Las magnitudes de las cargas puede variar de las ya supuestas. Las cargas muertas pueden variar debido a:

- Variaciones de los tamaños de los elementos.
- Variaciones de la densidad del material.
- Alteraciones estructurales y no estructurales.
- La carga viva varía considerablemente con el tiempo.

b) Existen dudas en los cálculos de los efectos de la carga. Las suposiciones para las rigideces, longitudes del claro, etc., y las imprecisiones que se originan al modelar las estructuras tridimensionales para el análisis estructural, producen diferencias entre los esfuerzos, que en realidad ocurren en una construcción y los que el diseñador incluyó en su análisis.

3.- Factores considerados por consecuencia de una falla:

- a) El tipo de falla, la advertencia de la misma y la existencia de condiciones de alternación de carga.
- b) La posibilidad de que ocurran accidentes que podrían causar muertes.
- c) El costo en cuanto al tiempo perdido, los beneficios no obtenidos o la pérdida indirecta de vidas o propiedades debido a la falla.
- d) La importancia del elemento estructural en la propia estructura.
- e) El costo que implica reemplazar la estructura.

Es importante recalcar que en base a lo anterior, el ingeniero proyectista se debe basar en un buen criterio, apoyado en el dominio de las teorías, los reglamentos, una amplia experiencia y unos conocimientos sólidos en proyectos y en obras, para que con ello proporcione un amplio factor de seguridad y economía a la estructura que diseña.

3.4 TEORIA ELASTICA.

La Teoría Elástica, es una teoría que se ha adaptado

generalmente en el diseño estructural de las estructuras componentes de una presa. Es por ello que a continuación se mencionan algunas notas de la Teoría Elástica que se usaron para el presente trabajo.

CONCRETO REFORZADO. Un elemento de concreto reforzado es un miembro estructural formado de concreto en que se embeben varillas de acero.

En vigas homogéneas simétricas, el plano neutro se sitúa a la mitad del peralte de la viga, pero en la de el concreto reforzado, su posición se debe calcular. Una viga de concreto reforzado es una unidad compuesta de dos materiales que tienen diferentes módulos de elasticidad, siendo E_s y E_c , los módulos de elasticidad del acero y del concreto, respectivamente. La relación E_s/E_c , se representa por la letra η , o sea $\eta = E_s/E_c$.

FLEXION. En el desarrollo de las fórmulas de la flexión, se utilizan como base, algunas suposiciones fundamentales:

- 1.- Se desprecian los esfuerzos de tensión en el concreto y se considera que el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.
- 2.- Las deformaciones y esfuerzos unitarios del acero y del concreto son directamente proporcionales a sus

distancias al plano neutro. Esto es, una sección transversal plana de la viga antes de la flexión permanece plana después de esta.

- 3.- Existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero de refuerzo. Las deformaciones de los materiales no rompen la adherencia entre ambos.

NOTACION UTILIZADA EN EL CONCRETO REFORZADO.

La siguiente notación, se utiliza en el desarrollo de las fórmulas de la flexión para vigas de concreto reforzado. Los términos que relacionan las dimensiones, se muestran en la figura A:

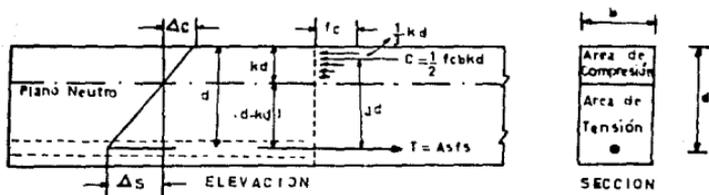


Figura A.

Δ_c, Δ_s = deformaciones unitarias de acero y el concreto, respectivamente.

E_s = módulo de elasticidad del acero, en kg/cm² (en el concreto reforzado se considera que es 2 100 000 kg/cm²)

E_c = módulo de elasticidad del concreto a compresión, en kg/cm².

η = relación de los módulos de elasticidad del acero y del concreto, $\eta = E_s/E_c$

f_c = esfuerzo de compresión sobre el concreto en la superficie más alejada del plano neutro, en kg/cm².

f_s = esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal, en kg/cm².

b = ancho de la viga rectangular, en cm.

d = peralte de una viga rectangular medido desde la cara en compresión hasta el centro del acero de refuerzo longitudinal, en cm. (Este es el peralte efectivo. El peralte total incluye el recubrimiento bajo el refuerzo).

k = relación de la distancia del eje neutro de la viga desde las fibras extremas en compresión al peralte

efectivo de la viga.

k_d = distancia, en cm, desde el eje neutro de la viga a las fibras extremas en compresión, en cm.

j = relación de la distancia entre la resultante de los esfuerzos de compresión y el centro de los esfuerzos de tensión a d , el peralte efectivo de la viga.

j_d = distancia en cm, entre la resultante de los esfuerzos de compresión y el centro de los esfuerzos de tensión (brazo de palanca del par resistente), en cm.

A_s = área total de la sección transversal del acero de refuerzo longitudinal, en cm^2 .

p = relación entre el área transversal del acero de refuerzo longitudinal y el área efectiva de la viga de concreto, $p = A_s / b d$.

M_c = momento resistente de los esfuerzos de compresión en el concreto, en kg-cm

M_s = momento resistente de los esfuerzos de tensión en el acero de refuerzo longitudinal, en kg-cm

M = momento flexionante causado por las fuerzas externas en kg-cm

C = suma de los esfuerzos de compresión horizontales en el concreto, en kg.

T = suma de los esfuerzos de tensión horizontales en el acero de refuerzo longitudinal, en kg.

FORMULAS DE FLEXION PARA VIGAS RECTANGULARES Y LOSAS DE CONCRETO REFORZADO.

De acuerdo con las suposiciones teóricas ya mencionadas, las deformaciones de las fibras son directamente proporcionales a sus distancias al eje neutro de la sección transversal, según se indicó en el diagrama anterior. De igual manera, los esfuerzos son directamente proporcionales a sus deformaciones así como también a sus distancias al eje neutro.

Por definición:

$$E, \text{ módulo de elasticidad} = \frac{\text{esfuerzo unitario}}{\text{deformación unitaria}}$$

Por lo tanto:

$$E_s = f_s / \Delta s \quad \text{y} \quad E_c = f_c / \Delta c$$

de donde:

$$\Delta s = f_s / E_s \quad \text{y} \quad \Delta c = f_c / E_c$$

Como las deformaciones son directamente proporcionales a sus distancias al eje neutro:

$$(f_c E_s)/(f_s E_c) = k/(1 - k) \quad (a)$$

sustituyendo en (a) el valor de $\eta = E_s/E_c$

$$f_c/f_s = k/\eta(1 - k) \quad (b)$$

de donde:

$$f_c = (f_s k)/\eta(1 - k) \quad (1) \quad \text{y} \quad f_s = \eta f_c(1 - k)/k \quad (2)$$

de (2)

$$k = (\eta f_c (1 - k))/f_s$$

$$\text{y} \quad k = 1/(1 + f_s/(\eta f_c)) \quad (3)$$

Los esfuerzos de compresión varían desde cero en el plano neutro, hasta f_c en kd; por consiguiente, el esfuerzo unitario promedio es de $1/2 f_c$. El área del concreto en compresión

es $b \times kd$; por lo tanto, la suma de todos los esfuerzos de compresión es $\frac{1}{2}fc b k d = C$. Las fuerzas C y T (fig. anterior) constituyen un par mecánico cuyo brazo de palanca es jd ; así, el momento resistente en el concreto será:

$$M_c = \frac{1}{2}fc j k b d^2 \quad \text{_____} \quad (c)$$

Considere, a continuación, el momento resistente con respecto a los esfuerzos de tensión en el acero de refuerzo. El esfuerzo de tensión es f_s , el área de acero es A_s y, por consiguiente, T , la suma de todos los esfuerzos de tensión, es $A_s f_s$. Nuevamente, jd es el brazo de palanca del par y el momento resistente será:

$$M_s = A_s f_s j d$$

pero

$$p = A_s/bd \quad \text{ó} \quad A_s = pbd$$

por lo tanto

$$M_s = A_s f_s j d$$

ó

$$M_s = p f_s j b d^2 \quad \text{_____} \quad (d)$$

Los dos momentos resistentes son iguales, por lo que podemos igualar (c) y (d)

$$p f_s j b d^2 = \frac{1}{2}fc j k b d^2$$

de donde

$$f_c/f_s = 2p/k \quad \text{-----} \quad (e)$$

igualando los valores de f_c/f_s dados por (b) y (e)

$$k/(\eta (1 - k)) = 2p/k$$

$$k^2 = 2p\eta(1 - k) \quad , \quad \delta \quad , \quad k^2 + 2p\eta k = 2p\eta$$

completando el cuadrado y despejando k;

$$k = \sqrt{2p\eta + (p\eta)^2} - p\eta \quad \text{-----} \quad (4)$$

La resultante de los esfuerzos de compresión en el concreto esta a $1/3kd$ de la fibra superior más alejada y, por lo tanto, la distancia entre las resultantes de los esfuerzos de tensión y los de compresión es jd , según se muestra en la figura anterior.

$$j = 1 - k/3 \quad \text{-----} \quad (5)$$

Como las magnitudes del momento flexionante y el momento resistente deben ser iguales (c) puede escribirse

$$M = \frac{1}{2} f_c j k b d^2$$

y

$$d = \sqrt{M/(\frac{1}{2} f_c j k b)}$$

si hacemos

$$R = \frac{1}{2} f_c j k$$

entonces

$$d = \sqrt{M/(R b)} \quad \text{_____} \quad (6)$$

En la expresión (d) el momento flexionante M puede sustituirse también por el momento resistente M_s . Entonces:

$$M = A_s f_s j d$$

$$y \quad A_s = m/(f_s j d) \quad \text{_____} \quad (7)$$

por definición:

$$p = A_s/(b d)$$

por lo tanto

$$A_s = p b d \quad \text{_____} \quad (8)$$

la ecuación (e) puede expresarse como:

$$2p f_s = f_c k$$

despejando

$$p = k f_c / (2 f_s) \quad \text{_____} \quad (9)$$

RESUMEN DE FORMULAS PARA LA FLEXION.

Las distintas fórmulas desarrolladas en el artículo anterior se aplican a vigas rectangulares de concreto reforzado, en relación con la flexión. Se pueden utilizar también en el diseño de losas, ya que en realidad una losa es una viga con un ancho muy grande en comparación a su peralte.

$$f_c = f_s k / (\eta (1 - k)) \quad \text{_____} \quad (1)$$

$$f_s = (\eta f_c (1 - k)) / k \quad \text{_____} \quad (2)$$

$$k = 1 / (1 + f_s / (\eta f_c)) \quad \text{_____} \quad (3)$$

$$k = \sqrt{2 p \eta + (p \eta)^2} - p \eta \quad \text{_____} \quad (4)$$

$$j = 1 - k / 3 \quad \text{_____} \quad (5)$$

$$d = \sqrt{M / (k f_c j k b)} \quad \text{ó} \quad d = \sqrt{M / (R b)} \quad \text{_____} \quad (6)$$

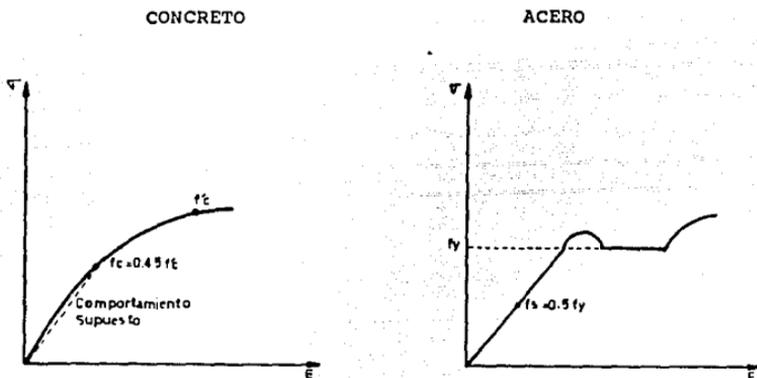
$$A_s = M / (f_s j d) \quad \text{_____} \quad (7)$$

$$A_s = p b d \quad \text{_____} \quad (8)$$

$$p = k f_c / (2 f_s) \quad \text{_____} \quad (9)$$

3.5 TEORIA PLASTICA.

En el diseño elástico o por esfuerzos admisibles como su nombre lo indica, se basa en tomar los esfuerzos de los materiales dentro del rango elástico. Para el concreto $f_c=0.45f'_c$ y para el acero $f_s=0.5f_y$.



En el diseño al límite es un método para calcular secciones de concreto reforzado, fundado en las experiencias y teorías correspondientes al estado de ruptura de las secciones consideradas.

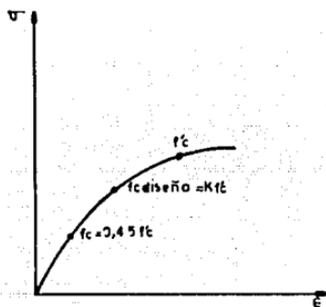
En el diseño al límite o sus variantes llamados en algunos reglamentos de diseño por resistencia última o de diseño

plástico, usa factores de carga (F_c) y factores de resistencia (F_R) y se debe verificar que se cumpla la siguiente desigualdad:

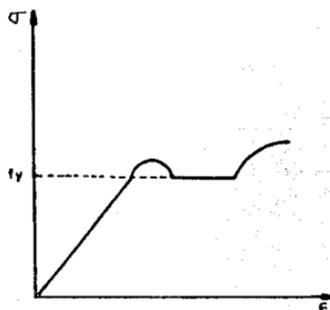
$$\begin{array}{ccc} \text{Fuerza Interna} & & \text{Resistencia de} \\ \text{de Diseño (S)} & & \text{Diseño (R)} \\ F_c S & \leq & F_R R \end{array}$$

Los valores de los esfuerzos de los materiales, en el diseño plástico se toman como muestran las siguientes gráficas:

CONCRETO



ACERO



Para el esfuerzo del concreto usado en el diseño, k es función del reglamento que se utilice, para el ACI $k=0.8$ quedando $f_{cdiseño}=0.85f'_c$.

Los valores de los esfuerzos de los materiales usados en la teoría plástica son los valores reales de la resistencia de los materiales con base en las experiencias de laboratorio, actualmente es el método más empleado. Al diseñar por esfuerzos admisibles generalmente se obtienen diseños más conservadores que si diseñamos por resistencia última.

3.6 NOTAS REFERENTES AL REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DEL CONCRETO REFORZADO (ACI 318-89) Y COMENTARIOS.

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones.

El análisis y diseño de los conductos para la estructura de cierre de la obra de desvío que trata este trabajo, es necesario aclarar que no se tuvo un total apego al reglamento del ACI, esto es debido a que se tomaron en cuenta factores que salen de dichas especificaciones, tales como el control de calidad que se tiene en el país, ya que el control de calidad de E.U, es mejor, por ello en algunos puntos se tomaron consideraciones de el reglamento del D.F y sus Normas Técnicas Complementarias, así también se tomaron otras consideraciones, dichas consideraciones serán tratadas posteriormente en el análisis y diseño

de la estructura.

El reglamento del ACI 318-89, en el apendice A, se da como opción un método alternativo de diseño diferente en algunos aspectos al método de diseño por resistencia. En el método alternativo se diseña un elemento estructural (sujeto a flexión) de manera tal, que los esfuerzos resultantes de la acción de las cargas de servicio (sin factores de carga) calculados por medio de la teoría lineal de flexión, no excedan de los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio. Los esfuerzos calculados bajo la acción de las cargas de servicio están limitadas a valores que se localizan dentro del rango elástico de los materiales, de manera que la relación lineal esfuerzo-deformación se utilice.

Debido a las simplificaciones permitidas en el método alternativo de diseño darán como resultados diseños más conservadores que los diseños obtenidos utilizando el método de diseño por resistencia del reglamento. Los factores de resistencia y carga con valor igual a 1.0 se utilizan tanto para el diseño como para el análisis.

Cuando las cargas laterales rigen el diseño, los elementos pueden dimensionarse para el 75% de las capacidades requeridas. Se requiere una reducción del 15% de la carga muerta para aquellas condiciones de diseño, en las cuales la carga muerta

reduce los efectos de diseño de otras cargas, con el objeto de permitir que la carga muerta real sea menor que la carga muerta utilizada en el diseño.

La teoría lineal se aplica sólo al diseño de los elementos sujetos a flexión sin carga axial. Dado que los esfuerzos calculados bajo la acción de cargas de servicio están por completo dentro del rango elástico, la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria se utiliza con el esfuerzo máximo en las fibras del concreto limitado a $0.45f'c$ y el esfuerzo de tensión en el refuerzo limitado a 1680 kg/cm^2 para el acero, grado 42.

3. 7 PROBLEMATICA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CONDUCTOS PARA EL CIERRE DE LA OBRA DE DESVIO.

En las obras hidráulicas como son las presas, las estructuras que las conforman son de dimensiones muy grandes, si dichas estructuras son de concreto reforzado presentan entre algunas de sus dificultades para el diseño, el hecho de que en algunos aspectos salen de la normatividad de los reglamentos y especificaciones que se usan para el diseño de estructuras de concreto reforzado.

En el caso particular del diseño estructural de los

conductos del tajo de desvío, donde se están manejando estructuras enormes como son: losas de 3 m y muro de 2 m de espesor, presentandose la siguiente problemática:

- 1) Escasa información para el diseño de estructuras de dimensiones gigantes.
- 2) La no adaptación hacia un reglamento único.
- 3) La magnitud de las distancias de los claros de los elementos que se deben tomar para el diseño.
- 4) La adaptación de algunas suposiciones, tanto para el análisis de cargas, como para el diseño estructural, por ejemplo: el suponer que la continuidad en elementos de espesores grandes no se presenta con la misma facilidad que en elementos normales, provocando situaciones complejas.

Esta problemática es en términos generales, la que se analizará en algunos aspectos en el análisis y diseño de la estructura.

3.8 ANALISIS ESTRUCTURAL.

Debido a que la estructura es simétrica, solamente analizaremos un monólito con tres conductos, considerando -- los tres casos de condición de carga mencionados en el capítulo II:

Condiciones de carga.

CASO 1. Cuando se tenga un tirante máximo de -- agua de 17.34 m sobre la losa superior de los conductos, esta condición es referente al gasto de diseño para la obra de desvío. Los conductos se encuentran totalmente llenos (a -- presión).

CASO 2. Cuando no hay agua y encima de la losa superior de los conductos se cuelan tres capas de concreto de espesor de 1.5 m por capa. El concreto con un $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ y $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

CASO 3. Cuando se considere una carga hidráulica -- equivalente a las tres capas de concreto encima de la losa superior y los conductos no se encuentren totalmente llenos.

Para el análisis de estas tres condiciones de carga se considero: longitudes de claros tomadas a ejes, un ancho unitario y otras consideraciones realizadas en el cálculo.

ANÁLISIS DE CARGAS.

Análisis para el caso 1.

De la figura II.2, se definen los siguientes parámetros:

W_a = Carga del tirante total de agua, encima de la losa superior.

U = Subpresión.

P_{α} = Carga hidrostática en el punto α .

P_{β} = Carga hidrostática en el punto β .

W_{c1} = Peso de la capa superior de concreto.

W_{c2} = Peso de la capa inferior de concreto.

γ_c = Peso específico del concreto, 2.4 Ton/m³.

γ_o = Peso específico del agua, 1 Ton/m³.

h = Tirante de agua encima de la losa superior.

Calculando, tenemos:

$$W_a = \gamma_o h = 1(17.34) = 17.34 \text{ Ton/m}$$

$$U = 1(34.34) = 34.34 \text{ Ton/m}$$

$$P_{\alpha} = 1(19.34) = 19.34 \text{ Ton/m}$$

$$P_{\beta} = 1(31.34) = 31.34 \text{ Ton/m}$$

$$Wc_1 = 2.4(2) = 4.8 \text{ Ton/m}$$

$$Wc_2 = 2.4(2) = 7.2 \text{ Ton/m}$$

Revisión por fatiga del terreno (ft).

$$ft = W_{agua} + W_{agua \text{ de los conductos}} + W_{estructura}$$

$$West. = 2.4(25.5)(2+3) + 12(2.4(2)(3) + 2.4(1.5))$$

$$West. = 522 \text{ Ton}$$

$$West. = 522/25.5 = 20.47 \text{ Ton/m}$$

$$W_{agua \text{ de los conductos}} = 12 \text{ Ton/m}$$

$$W_{agua} = 17.34 \text{ Ton/m}$$

$$ft = 20.47 + 12 + 17.34 = 49.81 \text{ Ton/m}$$

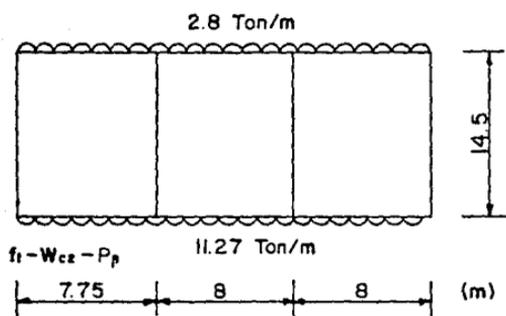
Fatiga del terreno contra subpresión.

$$ft = 49.81 \text{ Ton/m} ; U = 31.34 \text{ Ton/m}$$

$ft > U$ Rige la fatiga del terreno.

Finalmente:

$W_0 + W_{ci} - P\alpha$



Análisis para el caso 2.

De la figura II.3, se obtienen las siguientes condiciones de carga:

Fatiga del terreno (ft).

$$ft = (W_{\text{capas de concreto}} + W_{\text{estructura}}) / l$$

$$W_{\text{est.}} = 522 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{capas}} = 2.4(4.5)(25.5) = 275.4 \text{ Ton}$$

$$ft = (275.4 + 522) / 25.5 = 31.27 \text{ Ton/m}$$

Considerándose para el diseño:

Losa superior.

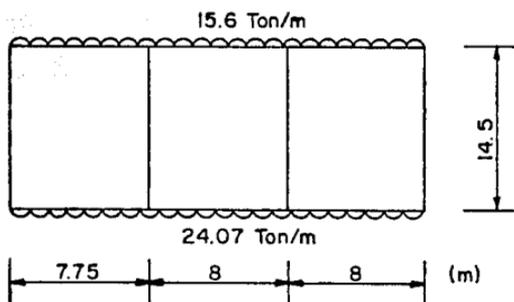
$$\text{Carga} = 2.4(4.5)(1) + 2.4(2)(1) = 15.6 \text{ Ton/m}$$

Losa inferior.

$$\text{Fatiga de diseño} = ft - 2.4(3)(1) = 31.27 - 7.2$$

$$\text{Fatiga de diseño} = 24.07 \text{ Ton/m}$$

Finalmente:



Análisis para el caso 3.

De la figura II.4, considerando los mismos parámetros que para el caso 1, pero con los siguientes valores, tenemos:

$$W_0 = 10.8 \text{ Ton/m}$$

$$U = 24.8 \text{ Ton/m}$$

$$P_\alpha = 0 \text{ Ton/m}$$

$$P_p = 11.95 \text{ Ton/m}$$

$$W_{c1} = 4.8 \text{ Ton/m}$$

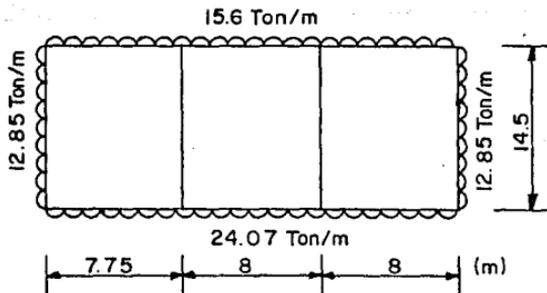
$$W_{c2} = 7.2 \text{ Ton/m}$$

Fatiga del terreno

$$f_t = 10.8 + 11.95 + 20.47 = 43.22 \text{ Ton/m}$$

$f_t > U \therefore$ Rige la fatiga

Finalmente:



Concluyéndose que el análisis se hará para las dos últimas condiciones de carga, puesto que son las más desfavorables, y además de los resultados de los elementos mecánicos de ambas alternativas se considerarán los más críticos que predominen de una alternativa sobre la otra.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural se hará siguiendo la siguiente metodología:

Paso 1. Se resuelve la estructura por un método de análisis estructural, para nuestro caso se resolvió por el Método de Cross, haciendo las siguientes consideraciones:

a) Para momentos de empotramiento tenemos:

$$M = (w l^2) / 12$$

b) Momento de Inercia: $I = (b h^3) / 12$

c) Considerando un ancho unitario $b = 1$

d) La Rigidez $R = (4EI) / L$, de donde:
 $R = h^3 / L$; esto es por que en el método se aplica: $m_i = (M R_i) / \sum R_i$; m_i = momento hipostático

e) Espesor del elemento considerando h

f) Longitud a ejes L

Paso 2. Se obtienen los diagramas de momentos para la condición final (Momentos Hiperestáticos).

Paso 3. Se obtienen los diagramas de momentos para la condición inicial (Momentos Isostáticos).

Paso 4. Se obtienen los diagramas de cortantes críticos.

Paso 5. Se confrontan los resultados del paso 2 y 3, y se deja el crítico. Los resultados críticos se vacían en un diagrama de momentos.

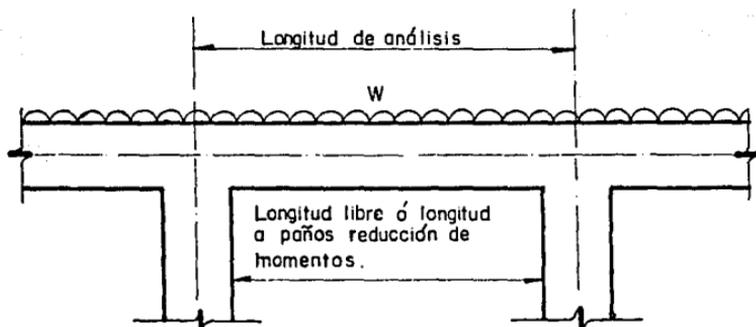
Paso 6. Se comparan los resultados críticos del paso 5, de la condición de carga 2, con la condición de carga 3, y se saca una condición crítica de ambas alternativas.

Paso 7. Con la condición crítica del paso 6, se diseña la estructura.

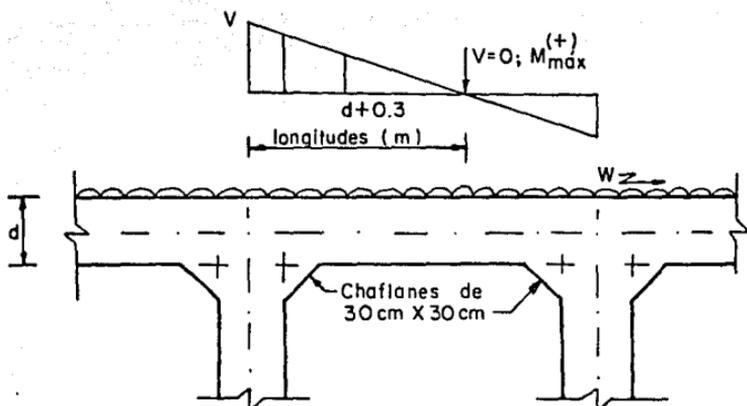
Del paso 1 al 4 es para cada condición de carga.

Del paso 2 al 4 se analiza con distancias a ejes -

y posteriormente se obtienen los valores a paños (longitudes libres entre claros), esto es para momentos, ilustrándolo con la siguiente figura:



Se obtendrán los cortantes cuando así lo requiera, para el diseño de la estructura a las longitudes que se muestran en la figura, considerando que el cortante crítico actúa a una distancia a partir del paño igual al peralte d del elemento analizado y que el chaflán de 30 cm X 30 cm da una mayor resistencia a la fuerza cortante.

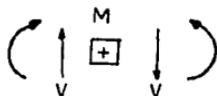


El chafilán de 30 cm X 30 cm, se obtuvo en base a la resistencia de la fuerza cortante. Las fuerzas cortantes se obtuvieron por triángulos semejantes a las distancias requeridas.

Para los cálculos del paso 2 y 3 se considera lo siguiente:

Carga Uniformemente Repartida.

Convención de signos usada.

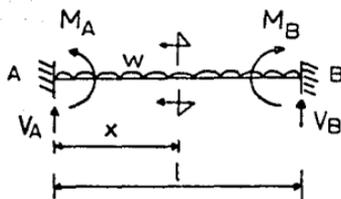


$M =$ Momento (Ton.m)

$V =$ Fza. cortante (Ton)

$l =$ Longitud (m)

Para vigas empotradas con carga uniformemente repartida se obtienen las siguientes ecuaciones:



Distancia de momento positivo máximo ($M_{\max}^{(+)}$) a partir de un apoyo.

$$V_x = -wx + V_A$$

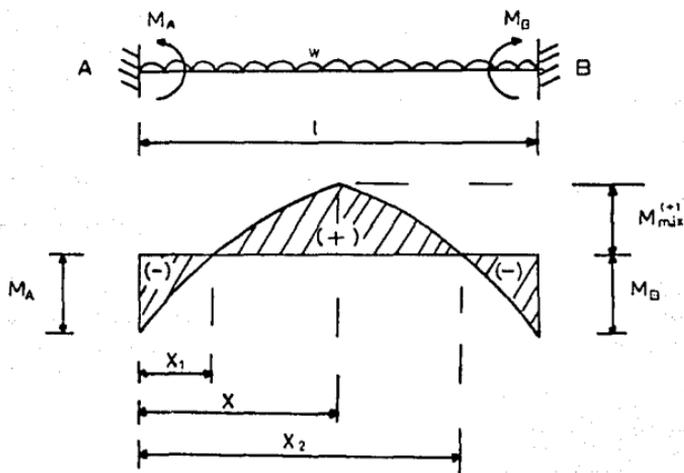
Condición:

$$V = 0 ; M = M_{\max}^{(+)}$$

$$0 = -wx = V$$

de donde: $x = V_A / w$ (1)

Como los extremos están empotrados, tenemos:



Puntos de Intersección X_1 y X_2 .

$$M_x = V_A X - M_A - (w X^2) / 2$$

de donde:

$$M_x = -M_A + V_A X - (w X^2) / 2 \quad (2)$$

Como en los puntos de intersección $M_x = 0$, tenemos:

$$0 = -M_A + V_A X - (w X^2) / 2 ;$$

de donde:

$$X_{1,2} = (-V_A \pm \sqrt{ (V_A^2 - 2 w M_A) }) / -w \quad (3)$$

Momento Positivo Máximo.

Sustituyendo (1) en (2), tenemos:

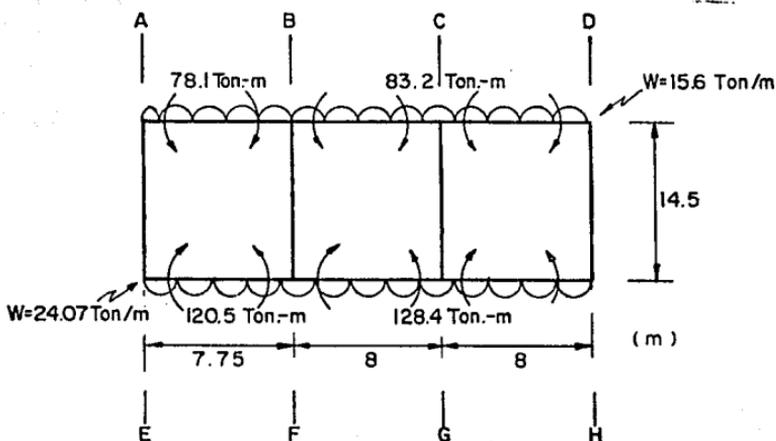
$$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = -M_A + V_A / w - (w / 2) (V_A / w)^2$$

de donde:

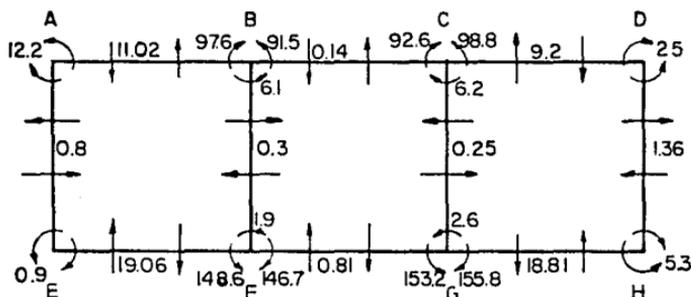
$$M_{m\acute{a}x}^{(+)} = V_A^2 / (2w) - M_A \quad (4)$$

ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL CASO 2.

Paso 1. Condición inicial (momentos de empotramiento).



Resultado del Método de Cross:



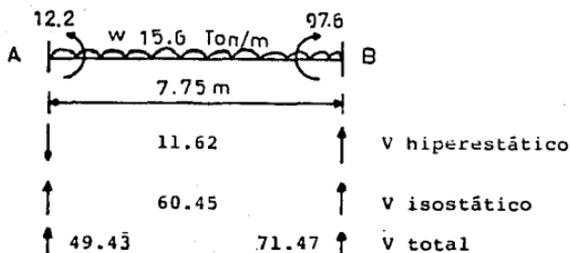
M +) (Ton·m)

V ↑ (Ton)

Paso 2. En base en las fórmulas obtenidas, tene-

mos:

Tramo A - B



V hip. sale del análisis del Método de Cross.

V isost. está dado por: $V \text{ isost.} = w l / 2$

Para el ejemplo:

$V \text{ isost.} = (15.6 (7.75)) / 2 = 60.45 \text{ Ton.}$

$V \text{ total} = V \text{ hip.} \pm V \text{ isost.}$

Punto A

$V_t = 60.45 - 11.02 = 49.43 \text{ Ton}$

Punto B

$V_t = 60.45 + 11.02 = 71.47 \text{ Ton}$

Momento Positivo:

$X = V_A / w ; X = 49.43 / 15.6 = 3.17 \text{ m}$

$M_{\text{máx}}^{(+)} = V_A^2 / (2w) - M_A$

$M_{\text{máx}}^{(+)} = (49.43) / (2 (15.6)) - 12.2$

$M_{\text{máx}}^{(+)} = 66.11 \text{ Ton m}$

Puntos de Intersección:

$w X^2 - 2 V_A X + 2 M_A = 0$

$$15.6 X^2 - 2(49.43)X + 2(12.2) = 0$$

$$15.6X^2 - 98.86X + 24.4 = 0$$

resolviendo:

$$X_1 = 0.26 \text{ m} , X_2 = 6.1 \text{ m}$$

Momentos en el paño:

$$Mx = V_A X - M_A - wx^2 / 2$$

para $X = 0.75 \text{ m}$

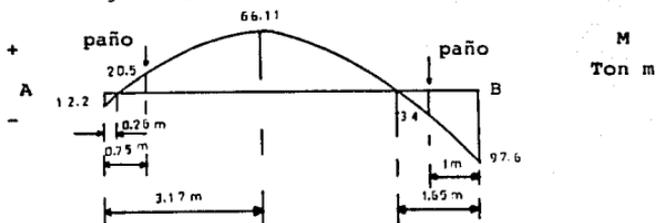
$$Mx = 49.43(0.75) - 12.2 - 15.6(0.75)^2 / 2$$

$$M = 20.5 \text{ Ton m}$$

para $X = 6.75 \text{ m}$

$$M = - 34 \text{ Ton m}$$

Diagrama de Momentos (Condición Final)



Paso 3. Momentos Isostáticos.

$$M_x = V_A X - M_A - wX^2 / 2$$

para $X = 0.75$ m

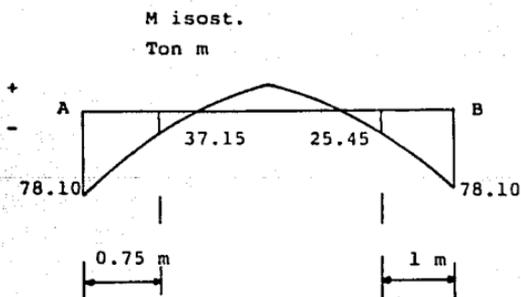
$$M_x = 60.45(0.75) - 78.1 - 15.6(0.75)^2 / 2$$

$$M = - 37.15 \text{ Ton m}$$

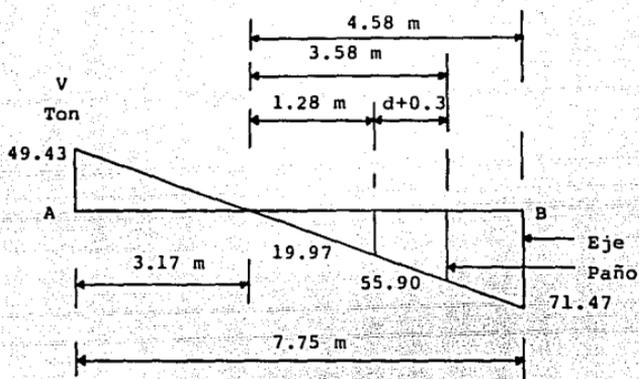
para $X = 6.75$ m

$$M = - 25.45 \text{ Ton m}$$

Diagrama de Momentos (Condición Inicial)



Paso 4. Diagramas de Fuerza Cortante (V)



$$d + 0.3 = \text{Peralte} + \text{Chaflán}$$

$$d + 0.3 = 2 + 0.3 = 2.3 \text{ m}$$

Sólo se analiza el cortante mayor.

Los resultados de los demás tramos se encuentran -
en las siguientes tablas:

Resumen de los pasos 2, 3 y 4.

TABLA I

A) CONDICIONES FINALES.

TRAMO	LONGITUD (m.)	MOMENTOS (Ton.m)				M máx (+)	L *	PUNTOS DE INTER		CORTANTES (Ton)				CORTANTE CRITICO		
		EJES		PAÑOS				VALOR (Ton.m)	Xi° (m)	Xd° (m)	EJES		PAÑOS		v	d
		INIC.	FINAL	INIC.	FINAL	INIC.	FIN.				INIC.	FIN.				
A-B	7.75	- 12.2	- 97.6	20.5	34	6611	2.42	- 0.49	0.65	4943	7147		55.9		2	
B-C	8	- 91.5	- 92.6	- 37.04	- 3788	3214	3	0.94	0.96	62.26	62.54		46.9		2	
C-D	8	- 98.8	- 25	- 34.98	20.34	65.6	3.6	0.7	- 0.5	71.62	53.18	56			2	
E-F	7.75	- 0.9	-148.6	48	- 48.1	113.59	2.35	- 0.74	0.59	7424	12.36		88.20		3	
F-G	8	-146.7	-128.4	- 63.3	- 68.1	42.6	2.97	1.08	1.15	95.47	97.09		73		3	
G-H	8	-115.1	- 5.3	- 52.7	60.2	119.4	3.78	0.63	- 0.3	115.1	7747	91			3	

B) CONDICIONES INICIALES.

TRAMO	LONGITUD (m.)	MOMENTOS (Ton.m)			
		EJES		PAÑOS	
		INIC.	FINAL	INIC.	FINAL
A-B	7.75	- 78.1	- 78.1	-37.15	-25.45
B-C	8	- 83.2	- 83.2	-28.6	-28.6
C-D	8	- 83.2	- 83.2	-28.6	-28.6
E-F	7.75	-120.5	- 120.5	-57.29	-39.1
F-G	8	-128.4	- 128.4	-44.2	-44.2
G-H	8	- 128.4	- 128.4	-44.2	-44.2

Solamente se están vaciando los datos de las fuerzas cortantes que se usan después.

A-B Punto inicial A y Punto final B.

L* Longitud medida a partir del paño inicial.
 ° Longitudes medidas a partir del paño más cercano.

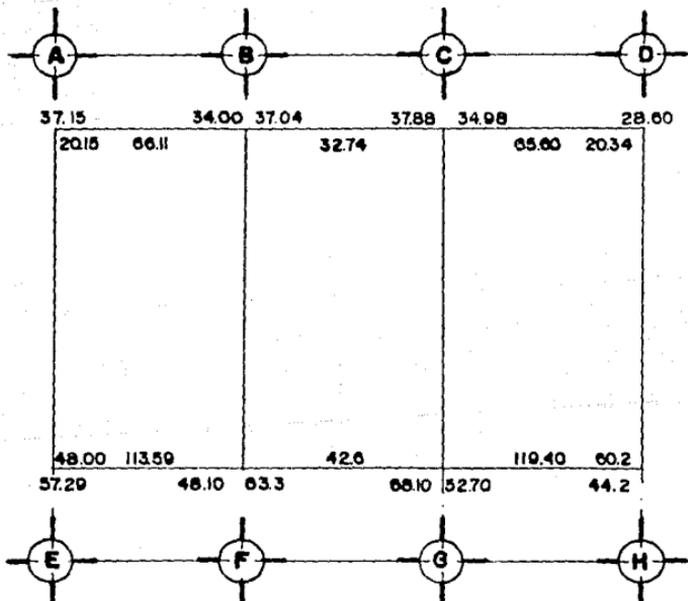
Xi Longitud izquierda } Puntos de Intersección.
 Xd Longitud derecha }

d Longitud medida a partir del paño y es igual al peralte.

d+0.3 Longitud medida a partir del paño y es igual al peralte más el chaflán de 30 cm.

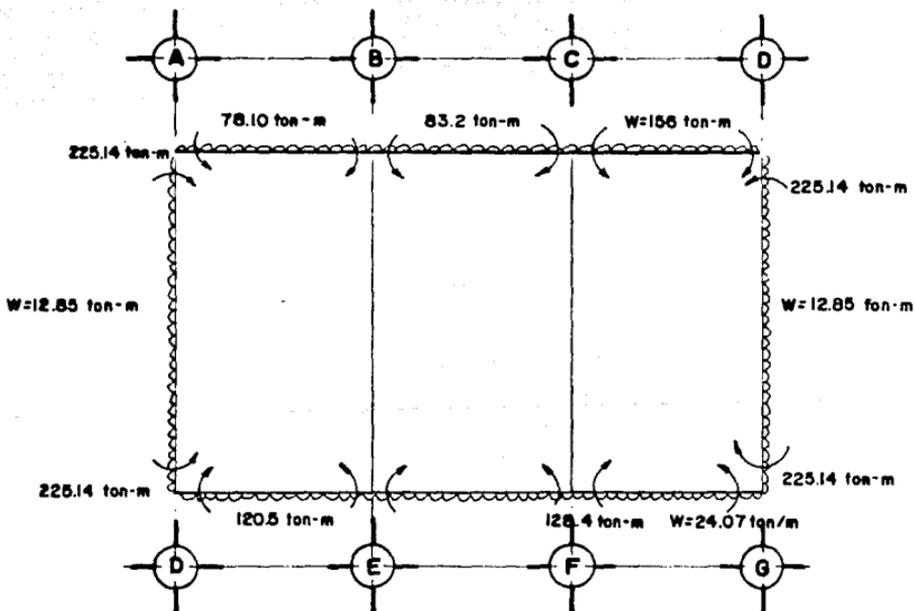
Paso 5. Los momentos críticos para la condición de carga 2, son los que se encuentran en el siguiente diagrama:

Momentos Negativos (-)
 Momentos Positivos (+) Línea



ANALISIS ESTRUCTURAL PARA EL CASO 3.

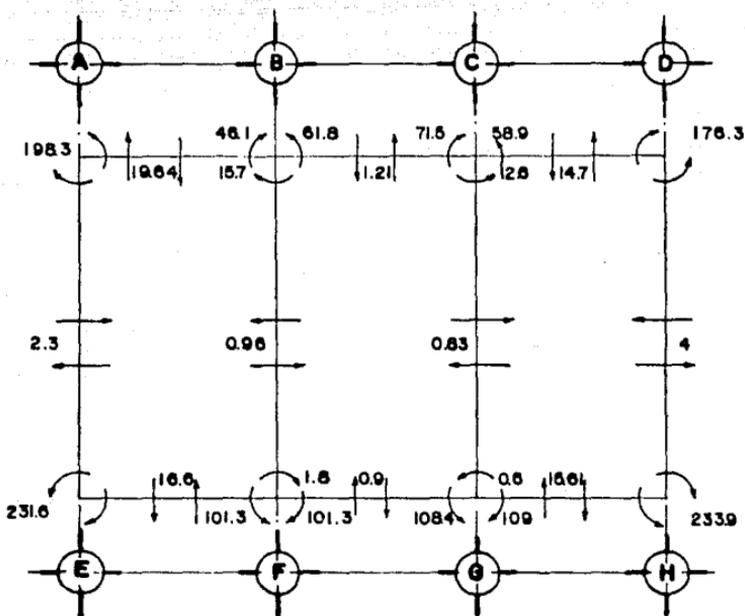
Paso 1. Momentos de empotramiento (condición inicial).



Resultado del método de Cross.

Momentos en Ton-m

Fuerzas Cortantes en Ton



Resumen de los pasos 2, 3 y 4.

TABLA II

A) CONDICIONES FINALES.

TRAMO	LONGITUD (m)	MOMENTOS (Ton.m)				M máx (H)		PUNTOS DE INTER.		CORTANTES (Ton)			CORTANTE CRITICO			
		EJES		PAÑOS		VALOR (Ton.m)	L* (m)	Xi° (m)	Xd° (m)	EJES		PAÑOS	v	d		
		INIC.	FINAL	INIC.	FINAL					INIC.	FIN.				v	d+0.3
A-B	7.75	-198.3	-78.1	-142.6	-13	7.3	4.38	3.41	0.65	801	408	684		2		
B-C	8	-61.8	-71.5	-8.4	-15.6	58.2	2.92	0.19	0.35	61.2	63.6	48		2		
C-D	8	-58.9	-176.3	-19	-107.2	14	2.06	0.72	3.40	47.7	77.1	61.5		2		
E-F	7.75	-231.6	-103.1	-156	-36.1	193	3.56	2.55	0.92	1099	76.7	92		3		
F-G	8	-101.3	-108.4	-17.9	-23.2	87.8	2.96	0.26	0.34	954	97.2	73.1		3		
G-H	8	-109.0	-233.9	-40.3	-133.8	26.3	2.35	0.87	2.17	807	111.9	87.8		3		
E-A	14.5	-231.6	-198.3	-102.8	-113.3	123.3	5.93	1.55	1.69	955	90.8	76.2	58.2	1.5	54.4	1.8
D-H	14.5	-176.3	-233.9	-93.5	-102.5	133.3	5.94	1.39	1.50	892	97.2	77.9	53.5	2	49.6	2.3

B) CONDICIONES INICIALES.

TRAMO	LONGITUD (m)	MOMENTOS (Ton.m)			
		EJES		PAÑOS	
		INIC.	FINAL	INIC.	FINAL
A-B	7.75	-78.1	-78.1	-371.5	-254.5
B-C	8	-83.2	-83.2	-286	-286
C-D	8	-83.2	-83.2	-286	-286
E-F	7.75	-120.5	-120.5	-57.3	-39.1
F-G	8	-128.4	-128.4	-44.1	-44.1
G-H	8	-128.4	-128.4	-44.1	-44.1
E-A	14.5	-225.1	-225.1	-99.8	-138.4
D-H	14.5	-225.1	-225.1	-99.8	-138.4

Solamente se están vaciando los datos de las fuerzas cortantes que se usan después.

A-B Punto inicial A y Punto final B.

L* Longitud medida a partir del paño inicial.

° Longitudes medidas a partir del paño más cercano.

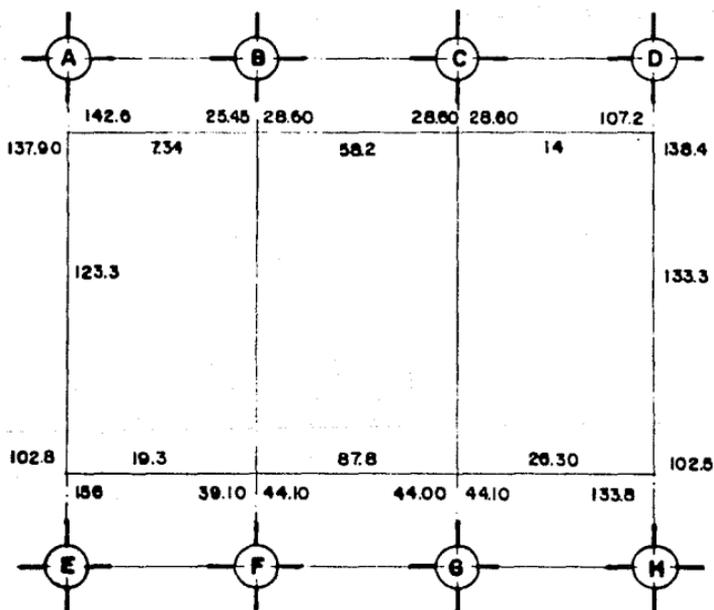
Xi Longitud izquierda } Puntos de Intersección.
Xd Longitud derecha }

d Longitud medida a partir del paño y es igual al peralte.

d+0.3 Longitud medida a partir del paño y es igual al peralte más el chaflán de 30 cm.

Paso 5. Los momentos críticos para la condición de carga 3, son los siguientes:

Momentos Negativos (-)
 ————— Línea
 Momentos Positivos (+)



Paso 6. Comparando los resultados críticos de los pasos No. 5, de las condiciones de carga analizadas y obteniendo a su vez un diagrama crítico de ambas condiciones, tenemos el siguiente diagrama:

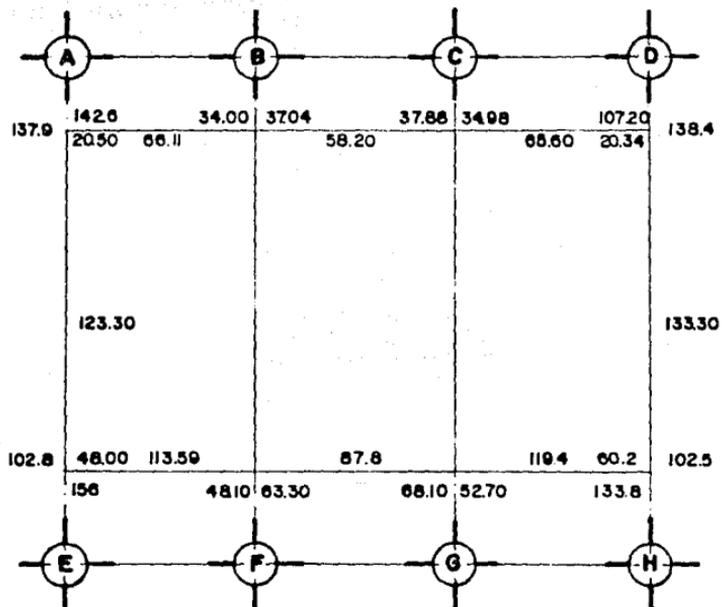


DIAGRAMA I

Hasta el paso 6, comprende el proceso del análisis estructural, el paso 7, ya es propiamente el diseño de la estructura.

Se puede notar que al utilizar las distancias a ejes de los elementos que conforman la estructura, los momentos positivos son mayores que si tomamos distancias a paños en los elementos, esto es debido a que el momento positivo está en función de la longitud; así como también los momentos negativos en los paños disminuyen. Sin embargo el Reglamento del ACI 318-89, dice lo siguiente:

" El análisis de marcos o elementos continuos para determinar los momentos, la longitud del claro debe considerarse como la distancia centro a centro de los apoyos y en el diseño de los elementos mecánicos se puede reducir a su valor en los paños de la estructura y diseñar con estos ".

3.9 DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para el diseño de los armados de los conductos de los conductos de la estructura para el cierre de la obra de desvío, las consideraciones tomadas están basadas en la Teoría Elástica, tomándose para el concreto un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y para el acero de refuerzo un $f_y = 3\,600 \text{ kg/cm}^2$; aclarando que en la construcción se usara un $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$, esto es debido a los efectos adversos que pudiera presentar -- las condiciones de la obra (exposición a los sulfatos, corrosión, etc.).

Tomándose los siguientes valores para el diseño -- por flexión:

Concreto

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fc = 0.45f'c \text{ , de donde: } fc = 112.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 14\,000\sqrt{f'c} \text{ , de donde: } Ec = 221\,360 \text{ kg/cm}^2$$

El Reglamento del ACI 318-89, considera para concretos de peso específico (W_c) comprendido entre 1 440 y 2 480 kg/m^3 , el módulo de elasticidad $Ec = W_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'c}$, para nuestro caso:

$$Ec = (2\,400)^{1.5} 0.14 \sqrt{250}$$

$$Ec = 260\,264 \text{ kg/cm}^2$$

El Reglamento con sus Normas Técnicas Complementarias para el Departamento del Distrito Federal (N.T.C.D.D.-F.), considera para concreto clase 1, con peso específico mayor de 2 200 kg/m^3 ; el módulo de elasticidad esta dado por la siguiente expresión:

$$Ec = 1\,400\sqrt{f'c}$$

de donde:

$$Ec = 221\,360 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad se tomó el valor proporcionado por las N.T.C.D.D.F.

Acero

$$f_y = 3\,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.5 f_y, \text{ de donde: } f_s = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de fluencia del acero ($f_y=3600\text{kg/cm}^2$) que arroja un esfuerzo permisible $f's = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$, está - tomado en base a la experiencia de personas que han laborado en diseños realizados por la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, sin embargo es importante aclarar que el Reglamento del ACI 318-89 para el método alternativo de diseño basado en la teoría elástica (teoría lineal de flexión) limita el esfuerzo permisible bajo cargas de servicio del refuerzo grado 42 o mayor, a $f_s = 1\,680 \text{ kg/cm}^2$. Aclarándose que, - si consideramos el esfuerzo permisible del ACI 318-89 nos darían las áreas de acero mayor en un 7.14 % que las obtenidas con el esfuerzo permisible de $f_s = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$. En la construcción de las obras se permite una variación en las áreas de acero de $\pm 5\%$, con lo cual se justifican los valores obtenidos con $f_s = 1\,800 \text{ kg/cm}^2$ y además se debe considerar -- que los valores de las áreas de acero generalmente se proporciona más acero de lo que se requiere en los cálculos.

Para cálculos posteriores se requieren los valores

de las siguientes constantes:

$$\eta = E_s / E_c ; k = 1 / (1 + f_s / (\eta f_c));$$

$$j = 1 - k / 3; \text{ de donde:}$$

$$\eta = 9.486; k = 0.372; j = 0.876$$

CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO REQUERIDAS.

Debido a la magnitud de los conductos para la obra de cierre de la obra de desvío, calcularemos para una longitud unitaria.

$$A_s = M_{\text{tensión}} / (R_2 d) ; R_2 = f_s j$$

de donde:

$$R_2 = 0.876(1800) = 1576.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_s = 1 \text{ Ton}\cdot\text{m} = 100\,000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Calculando las siguientes constantes:

Espesor del Elemento (cm)	Peralte Efectivo (cm)	Constante
300	290	0.22
200	190	0.33
150	140	0.45

Del diagrama I multiplicamos los momentos obtenidos por los valores correspondientes de las constantes, obteniéndose los siguientes resultados:

Constantes (#)
 Areas de acero (#) cm²
 Momentos # Ton·m

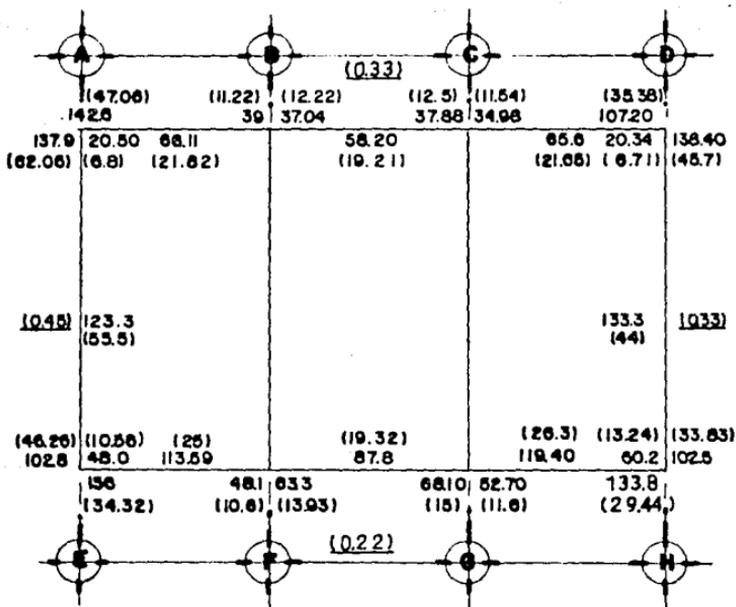


DIAGRAMA II

REVISION DE LOS PERALTES EFECTIVOS.

El recubrimiento será de 10 cm en toda la estructura. Los recubrimientos para este tipo de estructuras generalmente son mayores que para edificios; la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos generalmente utilizaba 10 cm de recubrimiento, es por ello que se optó por dicho recubrimiento.

Esesor del Elemento (cm)	Peralte Efectivo (cm)	Ancho (cm)
150	140	100
200	190	100
300	290	100

La revisión del peralte efectivo (d) está dada -
por:

$$d = \sqrt{Mc / (R_1 b)} \quad \text{donde} \quad R_1 = (fc k j) / 2$$

$$R_1 = 18.33 \text{ kg/cm}^2$$

Del diagrama II, obtenemos los momentos críticos y revisamos.

Elementos de espesor igual a 2 m

$$R_1 = 18.33 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$Mc = 14\,260\,000 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Sustituyendo datos:

$$d = \sqrt{14\,260\,000 / (18.33(100))}$$

$$d = 88.2 \text{ cm} < 190 \text{ cm}$$

El peralte efectivo proporcionado pasa satisfactoriamente.

Losa inferior, espesor igual a 3 m

$$d = \sqrt{156\,000 / 18.33} = 92.25 \text{ cm} < 290 \text{ cm}$$

Muro de espesor igual a 1.5 m

$$d = \sqrt{137\,900 / 18.33} = 86.74 \text{ cm} < 140 \text{ cm}$$

Los resultados obtenidos cumplen con esta condición.

REVISION POR CORTANTES.

Si la fuerza cortante del concreto está dada por:

$$V_R = v_c bd$$

donde para muros y losas

$$v_c = 0.25 \sqrt{f'c} \text{ ; por lo tanto}$$

$$v_c = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

El valor de v_c (esfuerzo cortante unitario que resiste el concreto) está tomado de las N.T.C.D.D.F.

$$V_R = 0.5 F_R bd\sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.5 F_R \sqrt{f'c} / F_C$$

donde:

$$f'c = 0.8f'c$$

$$\text{Factor de carga } F_C = 1.4$$

$$\text{Factor de reducción } F_R = 0.8$$

sustituyendo datos:

$$v_c = ((0.5)(0.8)(\sqrt{0.8})(\sqrt{f'c})) / 1.4$$

$$v_c = 0.25\sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.25\sqrt{250}$$

$$v_c = 3.95 \text{ kg/cm}^2$$

Para losas de cimentación, el esfuerzo cortante unitario que resiste el concreto es $v_c = 7 \text{ kg/cm}^2$, dato obtenido de la referencia No. 8. Y las N.T.C.D.D.F. consideran:

$$v_c = F_R \sqrt{F^* C} / F_c$$

donde: $F_c = 1.4$; $F_R = 0.7$

$$v_c = 0.7 \sqrt{(0.8(250))} / 1.4$$

$$v_c = 7.07 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto:

$$v_c = 7 \text{ kg/cm}^2$$

Consultando las fuerzas cortantes críticas que se encuentran en las tablas I y II, tenemos:

Losa superior.

$$V = 68.4 \text{ Ton en el paño, } d = 190 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm}$$

$$V_R = 7(100)(190) = 75 \text{ Ton}$$

$$V_R > V$$

Losa inferior.

$$V = 92 \text{ Ton en el paño, } d = 290 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm}$$

$$V_R = 7(100)(290) = 203 \text{ Ton}$$

$$V_R > V$$

Muro de espesor igual a 150 cm , d = 140 cm , -
b = 100 cm

$V = 54.4 \text{ Ton}$ a una distancia a partir del paño de
d + 30 cm de chaflán.

$$V_R = 3.95(100)(140) = 55.3 \text{ Ton}$$

$$V_R > V$$

Muro de espesor igual a 200 cm , d = 190 cm , -
b = 100 cm

$V = 49.6 \text{ Ton}$ a una distancia a partir del paño de
d + 30 cm de chaflán.

$$V_R = 3.95(100)(190) = 75 \text{ Ton}$$

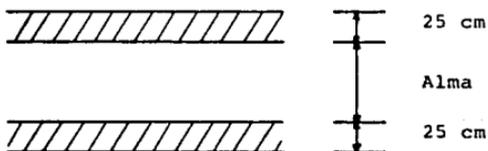
$$V_R > V$$

La teoría elástica, como ya se mencionó anterior--
mente, da diseños más conservadores que con teorías de dise--
ño basadas en el concepto de estados límite, dicho lo ante--
rior se justifican los valores ajustados obtenidos para el -
muro de espesor igual a 150 cm.

ARMADOS.

Los armados que se diseñan deben de ser pasados a planos que sean claros en su explicación y que no denoten confusiones para los constructores de la obra. El exceso de minuciosidad no es conveniente debido a la magnitud de la obra, además la estructura para el cierre de la obra de desvío es una obra provisional, la cual no amerita armados complejos.

Considerando que solamente trabajan franjas de 25 cm de concreto, para elementos muy espesos como muestra la figura:



El área de acero mínimo por temperatura está dado por:

$$A_{s\text{mín}} = 0.003bh \quad (\text{N.T.C.D.D.F.})$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.003(100)(25) = 7.5 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas.

$$S = a_s b / A_s$$

a_s = Área de acero de la varilla

b = Ancho (considerando un ancho unitario)

A_s = Área de acero requerida

Considerando varillas de $3/4$ " ϕ , con :

$$a_s = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ y un } b = 100 \text{ cm}$$

tenemos:

$$S = 2.85(100)/7.5 = 38 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 38 \text{ cm}$$

A_s de las varillas corridas:

$$A_s = 2.85(100)/38 \qquad A_s = 7.5 \text{ cm}^2$$

Es el área de acero proporcionada en el armado por temperatura.

Para fines del presente trabajo solamente se hará la explicación del armado para el muro A-E, parte interior.- Se tomó el mismo criterio para todo el armado de la estructura.

Los datos del acero de refuerzo usados en el armado de la estructura para el cierre son:

Núm. de Designación	Diámetro Nominal		Peso kg/m	Area cm ²
	pulg	mm		
6	3/4	19.0	2.235	2.85
8	1	25.4	3.973	5.07
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92

- Muro A-E.

Parte interna, armado para el momento positivo:

As requerida = 55.5 cm²

Mtensión = 123.3 Ton·m

Proponiendo varillas de 1" ϕ , con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$,
 $b = 100 \text{ cm}$

Separación de varillas.

$S = 5.07(100)/55.5 = 9.14 \text{ cm}$

por lo tanto:

$S = 9 \text{ cm}$

El área de acero proporcionada por las varillas de 1" ϕ a cada 9 cm, si hay en un metro 11.111 varillas, proporcionan la siguiente área de acero:

$$\text{As proporcionada} = 11.111(5.07)$$

$$\text{As proporcionada} = 56.33 \text{ cm}^2$$

Para recortar varillas consideramos lo siguiente:

$$M = 123.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{As req.} = 55.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{As prop.} = 56.33 \text{ cm}^2$$

El momento resistente está dado por:

$$M_R = \text{As } R_2 d$$

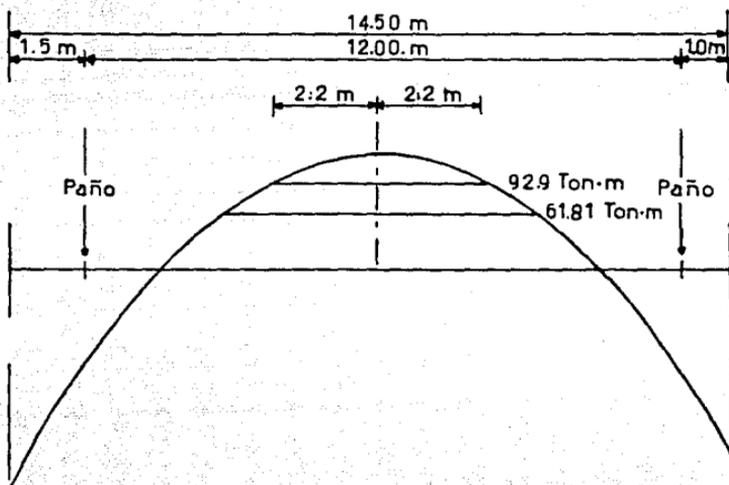
$$R_2 = 1\ 576.8 \text{ kg/cm}^2, \quad d = 140 \text{ cm}$$

Obtenemos la siguiente tabla:

ϕ	# ϕ	As (cm^2)	M_R ($\text{Ton}\cdot\text{m}$)
1" ϕ @ 36 cm	2.78	14.083	31.092
1" ϕ @ 9 cm	11.111	56.33	124.37
1" ϕ @ 18 cm	5.556	28.17	61.81

Para obtener los puntos de corte de las varillas -
graficamos los valores que da la siguiente ecuación:

$$M_x = -231.6 + 95.5X - 6.425X^2$$



El valor del momento resistente que dan las varillas es de:

$$1" \text{ } \phi @ 36 \text{ cm} \quad M_R = 31.092 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$1" \text{ } \phi @ 18 \text{ cm} \quad M_R = 61.81 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Por lo que el momento resistente total es:

$$M_R = 31.092 + 61.81 = 92.9 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Cortando la gráfica obtenemos en dichos puntos el recorte de la varilla:

$$\text{Longitud de la varilla } l = 4.4 \text{ m}$$

Esta longitud la comparamos con la longitud de desarrollo básica dada por:

$$l_{db} = 0.06 a_{fy} / \sqrt{f'c}$$

$$l_{db} = 0.06(5.07)(4200) / \sqrt{250}$$

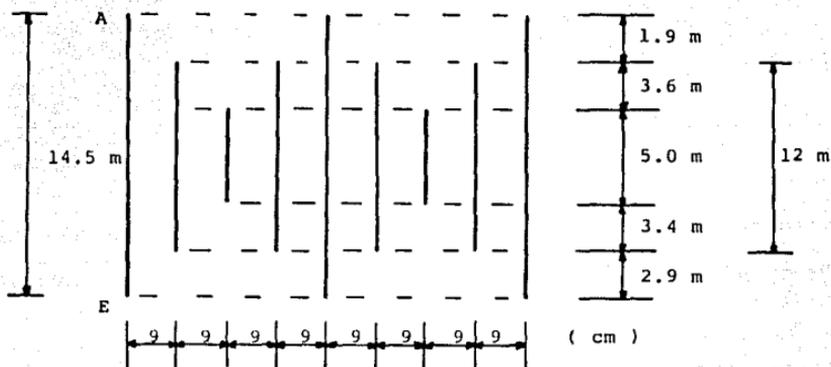
$$l_{db} = 81 \text{ cm} < 440 \text{ cm}$$

A la longitud de 440 cm le aumentamos 12 ϕ de cada lado:

$$l = 440 + 2(12)(2.57)$$

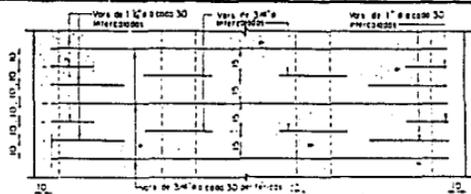
$$l = 502 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la longitud tomada es $l = 500 \text{ cm}$. Obteniendo finalmente la siguiente distribución de las varillas:

Varillas de 1" ϕ

Es importante hacer notar que en el proceso de diseño de los armados influyen muchos factores tales como: la facilidad de construcción, estandarización de armados; en el presente trabajo se buscó proporcionar armados con las características hasta aquí mencionadas.

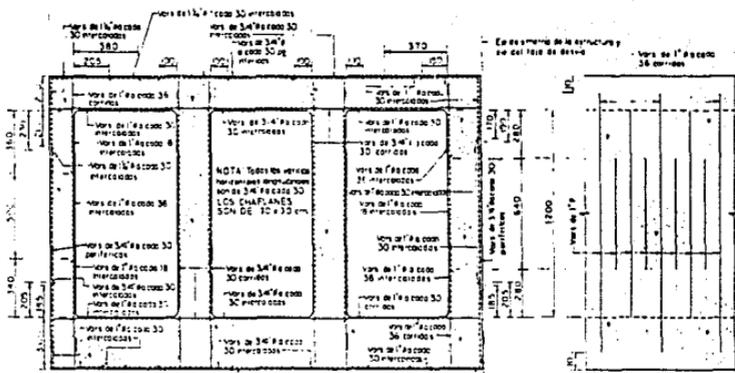
Finalmente se obtuvo el armado que se muestra en la siguiente hoja.



LOSA SUPERIOR
PARRILLA TRANSVERSAL SUPERIOR
 (NO SE MUESTRA EL REFUERZO LONGITUDINAL)



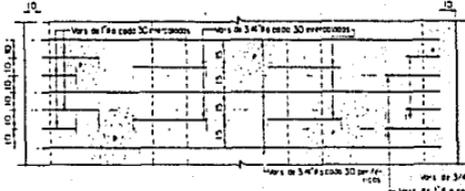
MURO IZQUIERDO
PARRILLA TRANSVERSAL INTERIOR
 (NO SE MUESTRA EL REFUERZO LONGITUDINAL)



CORTE B - B

MURO DERECHO
PARRILLA TRANSVERSAL INTERIOR
 (NO SE MUESTRA EL REFUERZO LONGITUDINAL)

LOSA DE CIMENTACION
PARRILLA TRANSVERSAL INTERIOR
 (NO SE MUESTRA EL REFUERZO LONGITUDINAL)



III

REVISION POR FLEXOCOMPRESION.

La revisión por flexocompresión solamente se realizó para los muros externos, donde tenemos momentos que se hacen notar, dando excentricidades mayores a 90 cm; para los muros interiores solamente se realizó la revisión para carga axial, debido a los momentos tan pequeños que se presentan.

La revisión por flexocompresión se obtuvo mediante las gráficas que se muestran en las siguientes hojas, dichas gráficas están elaboradas mediante un programa basado en la bibliografía No.1 .

Se analiza como condición crítica la siguiente:

P_1 = Carga en el eje

M_1 = Momento en el paño

ψ = Excentricidad

- Muro de espesor igual a 150 cm

Parte exterior del muro		A	Parte interior del muro	
Envolvente 1	$As_T = 64.9 \text{ cm}^2$			$As_C = 42.25 \text{ cm}^2$
Envolvente 2	$As_C = 9.5 \text{ cm}^2$			$As_T = 56.33 \text{ cm}^2$
Envolvente 3	$As_T = 45 \text{ cm}^2$			$As_C = 42.25 \text{ cm}^2$
		E		

Las áreas de acero son las que realmente se proporcionan.

- Punto A (Envoltente 1).

Las cargas y los momentos actuantes se obtienen de las tablas I y II.

$$P_1 = 80.1 \text{ Ton} \quad M_1 = 137.9 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\varphi = M_1 / P_1$$

$$\varphi = 137.9 / 80.1 = 1.72 \text{ m}$$

De la gráfica para la envoltente 1, obtenemos la carga siguiente:

$$P_R = 200 \text{ Ton} , \text{ por lo tanto: } P_R > P_1$$

- Punto del Momento Positivo Máximo (Envoltente 2).

$$P_1 = 80.1 + 2.4(6.1)(2)(1) = 109.38 \text{ Ton}$$

$$M_1 = 109.9 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\varphi = 109.9 / 109.38 \doteq 1 \text{ m}$$

$$P_R = 384 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_1$$

- Punto E (Envoltente 3).

$$P_1 = 109.9 \text{ Ton} \quad M_1 = 102.8 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\varphi = 102.8/109.9 = 0.94 \text{ m}$$

$$P_R = 400 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_1$$

- Muro de espesor igual a 200 cm (D-H).

Parte interior del muro		D		Parte exterior del muro
Envoltente 4	$As_C = 28.16 \text{ cm}^2$			$As_T = 45 \text{ cm}^2$
Envoltente 5	$As_T = 56.33 \text{ cm}^2$			$As_C = 9.5 \text{ cm}^2$
Envoltente 6	$As_C = 28.16 \text{ cm}^2$			$As_T = 35.9 \text{ cm}^2$
		H		

- Punto D (Envoltente 4).

$$P_1 = 77.1 \text{ Ton} \quad M_1 = 138.4 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\varphi = 1.8 \text{ m}$$

$$P_R = 225 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_1$$

5). - Punto del Momento Positivo Máximo (Envolvente -

$$P_1 = 111.9 + 2.4(6)(2)(1) = 140.7 \text{ Ton}$$

$$M_1 = 133.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

$$\varphi = 0.95 \text{ m}$$

$$P_R = 745 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_1$$

- Punto H (Envolvente 6).

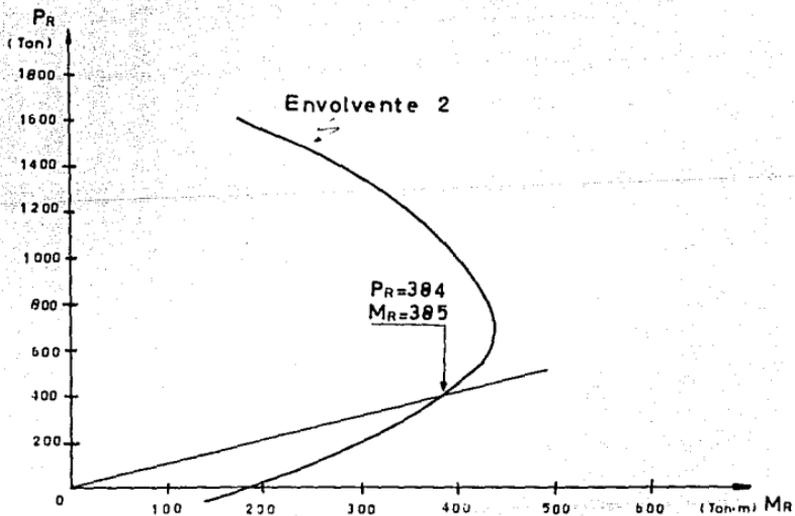
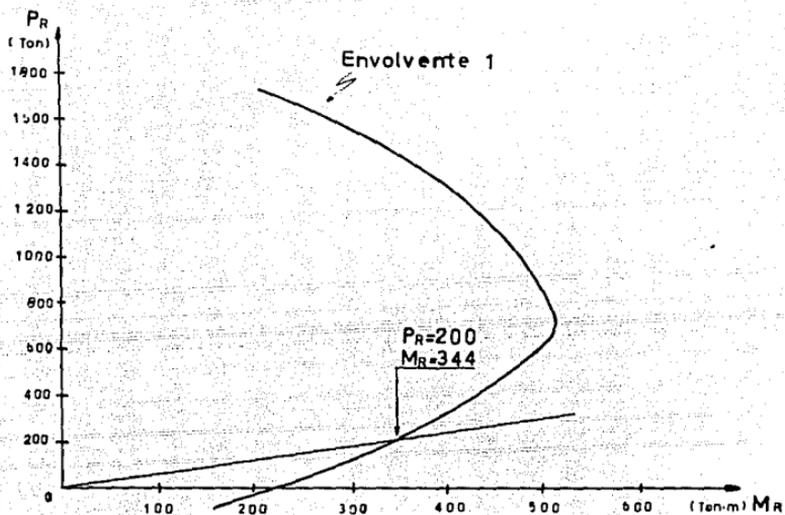
$$P_1 = 111.9 \text{ Ton}$$

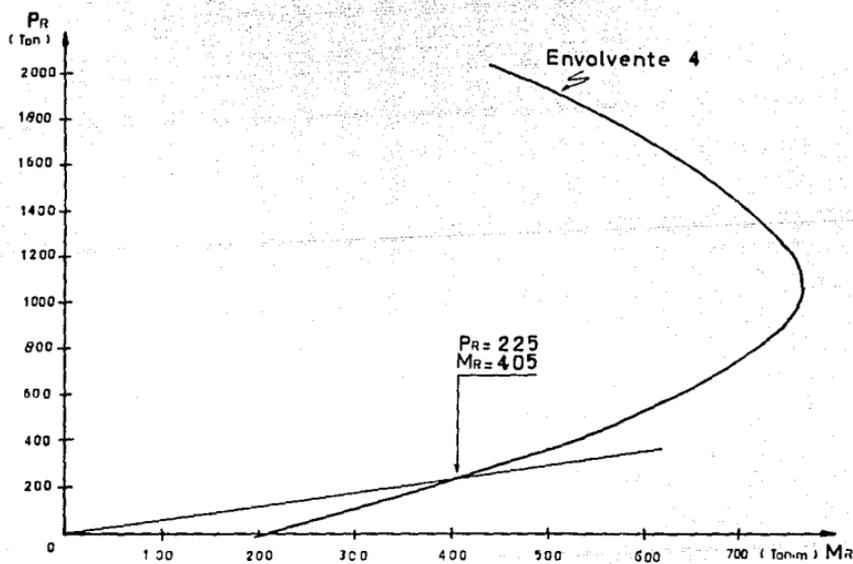
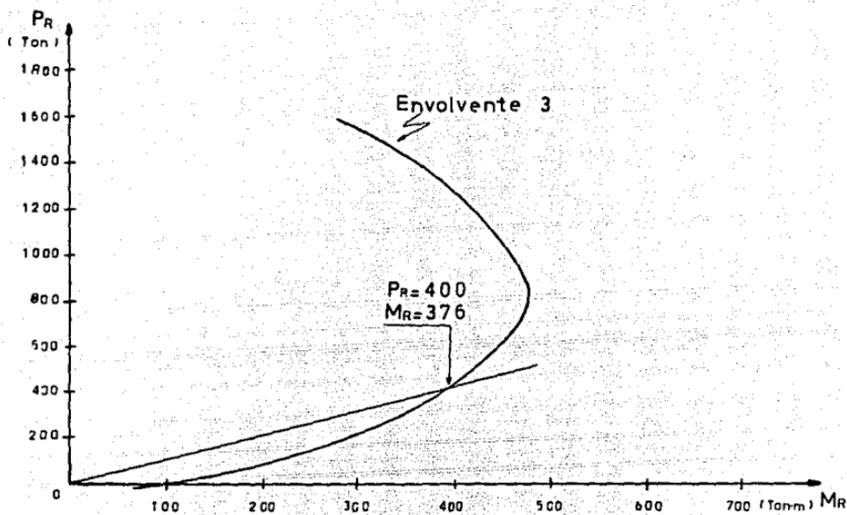
$$M_1 = 102.5 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

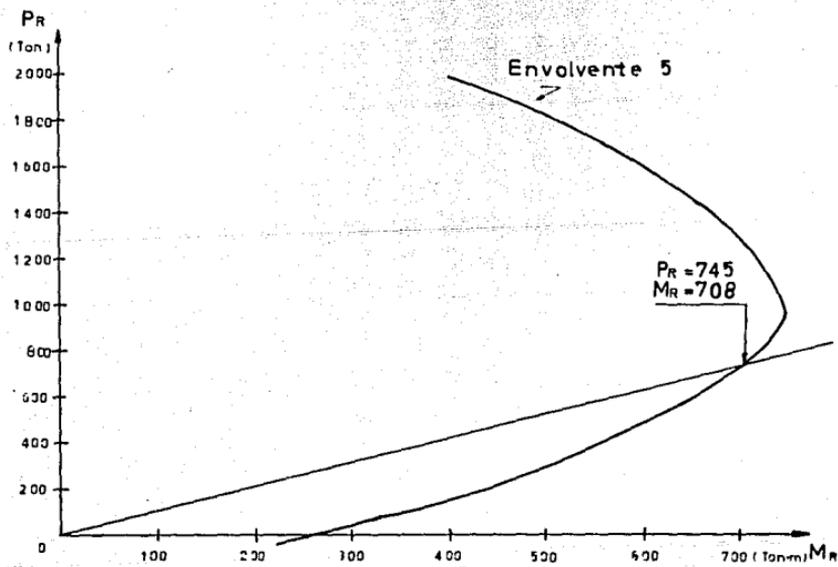
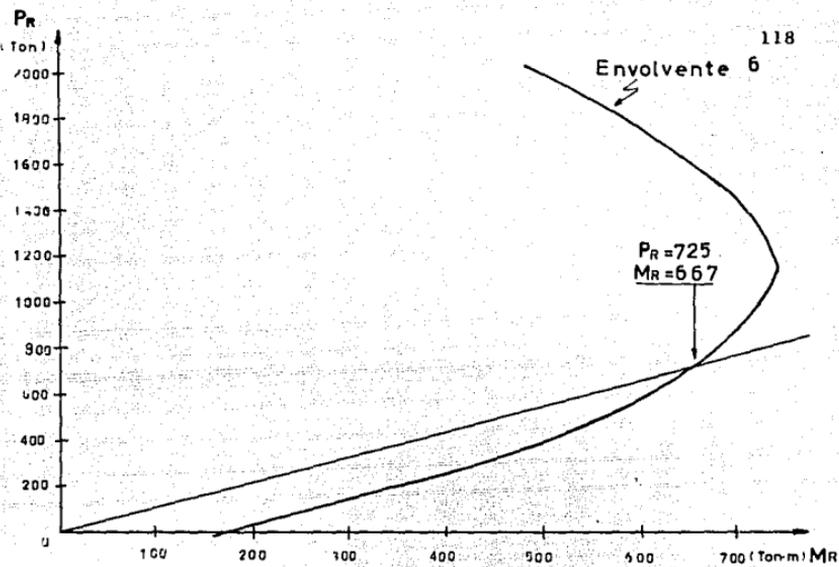
$$\varphi = 0.92 \text{ m}$$

$$P_R = 725 \text{ Ton}$$

$$P_R > P_1$$







Para los muros intermedios, la resistencia a la -- carga axial del concreto simple, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$P_R = 0.85 f'c A_g$$

donde:

A_g = Area total de la sección

Considerando una área total de la sección unitaria, tenemos que para los muros de espesor igual a 200 cm :

$$A_g = 200(100) = 20\ 000\ \text{cm}^2$$

$$P_R = 0.85(250)(20\ 000) = 4\ 250\ 000\ \text{kg}$$

$$P_R = 4\ 250\ \text{Ton}$$

La carga resistente del concreto simple es mayor - que cualquier carga que actua en la estructura con las condi - ciones de diseño analizadas.

El armado proporcionado para los conductos de la - estructura de cierre de la obra de desvío se muestran en el plano No. 3, así como la magnitud de la obra, por lo cual po - demos afirmar categoricamente la importancia de la estandar - ización de los armados y debemos de considerar que dicha es - tructura solamente será provisional, posteriormente se tapon - ará con concreto de $f'c = 200\ \text{kg/cm}^2$ y formará parte de los mo - litos que forman el cuerpo de la cortina.

CAPITULO IV

ESTIMACIONES DE LA OBRA

4.1 OBJETO DE LA ESTIMACION.

Las estimaciones de construcción se preparan antes de construir una obra para determinar el costo probable del proyecto. Por lo tanto una estimación es en el mejor de los casos, una cercana aproximación al costo real, cuyo valor actual se conocerá hasta que el proyecto haya sido terminado y registrado todos los costos. Un estimador no establece el costo de un proyecto. Si un contrato para la construcción de un proyecto se basa en su estimación, esta simplificación establece la cantidad que recibirá el contratista por la construcción de un proyecto.

La responsabilidad de un estimador es la de aplicar los costos establecidos a los diferentes materiales, equipo, operaciones y servicios requeridos para la construcción de un proyecto.

4.2 TIPOS DE ESTIMACIONES.

Las estimaciones de construcción pueden dividirse en cuando menos dos categorías diferentes, dependiendo de los fines para los cuales se preparan. Son los presupuestos aproximados y los presupuestos detallados y cada uno de estos puede dividirse o subdividirse en:

ESTIMACIONES APROXIMADAS. Son aquellas que para ciertos fines están justificados los métodos de estimación aproximados. En nuestro caso particular, por tratarse de una obra pública, la dependencia del gobierno, la cual esté a cargo de dicho proyecto, necesita conocer el costo aproximado, antes de convocar a concurso, usualmente, una estimación aproximada es lo suficientemente precisa para estos fines.

El ingeniero reducirá el edificio a metros cuadrados de área, o a metros cúbicos de volumen, después multiplicará el número de unidades por el costo unitario estimado; o de otra manera, el ingeniero multiplicará el número de metros cúbicos de concreto de una estructura por el costo estimado por metro cúbico, para determinar el costo probable de la obra. Se requiere la experiencia y el juicio para obtener un presupuesto aproximado al costo, ya que el estimador deberá ajustar los costos unitarios para permitir variaciones resultantes de las diferentes calidades

de materiales, de la mano de obra, de la localidad y de las dificultades o problemas que se encuentren en la construcción; por lo tanto y de acuerdo con lo anterior, definiendo nuestro tipo de obra, la consideraremos como una obra o construcción pesada, ya que debido a las condiciones a las que se encuentran éste tipo de obras, se requiere de un gran equipo de trabajo, así como una perfecta organización; debido a ésto, las estimaciones aproximadas, dadas posteriormente en éste capítulo, consideradas de esta manera, las estimaciones aproximadas no son lo suficientemente precisas para fines de concurso.

ESTIMACIONES DETALLADAS. Una estimación o presupuesto detallado del costo de una obra se prepara determinando los costos de los materiales del equipo de construcción, de la mano de obra, de los cargos fijos y de la utilidad. Tales estimaciones son preparadas casi en todo el mundo por los contratistas antes de someter su concurso o al firmar contratos para obras importantes.

Al preparar una estimación detallada para una obra dada, el estimador deberá dividir el proyecto en todas las operaciones que se requieren. En la medida que sea posible, las operaciones deberán aparecer en el presupuesto en el orden que se vaya a llevar a cabo en la construcción de la obra.

ESTIMACIONES GLOBALES. Los presupuestos para algunos

proyectos, se prepararán con el objeto de hacer proposiciones de concurso para dichos proyectos. Al estimar el costo de o al concursar por el proyecto sobre esta base, Únicamente se menciona la cifra del costo final. Sólo en caso que haya revisiones a los planos o especificaciones, o a las cantidades de trabajo requeridas, esta cifra representa la cantidad que el dueño deberá pagarle al contratista por la obra terminada. El presupuesto global deberá incluir el costo de todos los materiales, del equipo de construcción, de la mano de obra, de los cargos fijos, de los seguros, de los impuestos, de la utilidad y de las fianzas que se requieren.

ESTIMACIONES DE COSTO UNITARIO. Muchos proyectos se concursan sobre la base de costos unitarios. El costo por unidad que se menciona en una proposición de concurso, incluye el costo de los materiales, el equipo, la mano de obra, la supervisión, los seguros, los impuestos, la utilidad y las fianzas, según se requieran para la instalación completa de una unidad. Las unidades designadas incluyen metros cuadrados (m²), metros cúbicos (m³) , metros lineales (ml), toneladas (ton), hectareas (Ha), se deberá preparar una estimación por separado para cada tipo o tamaño de unidad.

Se determinan para cada unidad los costos de los materiales, mano de obra, y equipo. Estos se designan como costos

directos. A dichos costos deberá agragársele una parte proporcional de todos los costos indirectos, tales como transporte, construcciones provisionales, cargos fijos, seguros, impuestos, utilidad y fianzas, ya que los costos indirectos no se concursan por separado.

MACHOTE PARA PREPARAR ESTIMACIONES. Es necesario utilizar un buen machote al preparar una estimación. Como ya se mencionó, el machote deberá proporcionar espacios para cada una de las operaciones que se llevarán a cabo en la construcción. Además para cada una de las operaciones deberá haber una lista detallada de los materiales, equipos, mano de obra y de cualquier otro aspecto, con suficiente espacio para efectuar todos los cálculos, poner el número de unidades, los costos unitarios y los costos totales.

Al preparar un presupuesto, el estimador deberá emplear una lista que incluya todas las operaciones necesarias para la construcción del proyecto.

4.3 CUANTIFICACION DE MATERIALES.

Es deber del estimador preparar los presupuestos de costos con base en planos y especificaciones que usualmente son elaborados por otras personas. Esto involucrará todos los mate-

riales colocados en la obra, además de los trabajos de excavación y terracería. Los materiales de cada operación deberán estar catalogados por separado con sus cantidades correctas de acuerdo a sus clasificaciones y costos unitarios. Los costos por unidad de los diferentes materiales deberán obtenerse de fuentes en las que pueda tenerse confianza y serán empleados como base en la estimación del costo de los materiales para la obra. Para este tipo de obra del cuál trata el presente proyecto, influyendo su posición geográfica, dependerá si existen bancos de préstamo para obtener los agregados petreos para la elaboración del concreto, por lo tanto debido a la condición de nuestra obra y tomando como solución la alternativa ya propuesta y realizando una estimación aproximada del concreto y acero de refuerzo para nuestro proyecto para lo cual sólo nos basamos en los precios existentes en la ciudad de México, ésto es para poder obtener una idea del costo de un proyecto de esta magnitud. Aclarando que el costo de la obra depende del lugar de origen de dicho proyecto, si los precios de los materiales no incluyen el costo del transporte, el estimador deberá incluir los costos apropiados para trasladarlos hasta el sitio de la obra.

4.4 SOBRE LA ADMINISTRACION.

Los cargos fijos que se puedan cobrar a una obra

involucran muchos puntos que no pueden clasificarse como materiales, equipo de construcción, o mano de obra. Algunas compañías constructoras dividen los cargos fijos en dos categorías: cargos fijos de obra y cargos fijos generales.

CARGOS FIJOS DE OBRA. Los cargos fijos de obra incluyen aquellos costos que pueden cobrarse específicamente a un proyecto. Estos costos son los sueldos del superintendente de la obra y otros tipos de personal, así como el costo de servicios, enseres, ingeniería, pruebas, dibujos, rentas, permisos, seguros, etc., que puedan cargarse directamente a la obra.

CARGOS FIJOS GENERALES. Los cargos fijos generales son un porcentaje de los costos incurridos en la oficina general de la compañía. Estos costos incluyen salarios, renta de oficina, enseres, seguros, impuestos, bodegas y almacenes y otros gastos de oficina que no pueden cargarse directamente a un proyecto específico.

4.5 ESTIMACION DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO.

Solamente trataremos a grandes rasgos, los puntos que gobiernan el costo de las estructuras de concreto, los cuales son los siguientes:

- 1.- Cimbra y formas.
- 2.- Acero de refuerzo.
- 3.- Concreto.
- 4.- Terminado y acabado, si se requiere.
- 5.- Curado.

CIMBRA PARA LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Las estructuras de concreto pueden construirse en cualquier forma geométrica para la cual sea posible construir una cimbra. Sin embargo, el costo de la cimbra para formas complicadas es considerablemente mayor que para formas simples, debido a los costos adicionales de materiales y mano de obra requeridos para construirlas y al bajo valor de rescate una vez usadas.

Las cimbras para concreto se fabrican de madera, triplay, acero, aluminio y de varios materiales compuestos, ya sea separadamente o en combinación.

Deberá seleccionarse un material para la cimbra que dé el más bajo costo total para toda la estructura, tomando en cuenta el costo de la cimbra más el costo de acabado de la superficie del concreto si se requiere, una vez descimbrada la estructura. El empleo de tablonés de madera usualmente dejará

huellas en el concreto que tal vez tengan que ser borradas a un costo considerable, mientras que el empleo de triplay, madera comprimida o formas metálicas puede eliminar el costo de remoción de estas huellas.

El costo de una cimbra incluye el costo de los materiales tales como madera, clavos, tornillos, cinchos y el costo de la mano de obra de fabricación, erección y descimbrado.

El costo de materiales para las cimbras deberá incluir una tolerancia por desperdicios.

Para éste proyecto, no se tomarán las estimaciones o costos de la cimbra, ya que como se mencionó, este proyecto es una alternativa, que se da como solución pudiendo no ser definitiva.

ACERO DE REFUERZO. El refuerzo para el concreto puede consistir en barras de acero o mallas de alambre soldadas, usadas por separado o juntas. El costo de las barras puede estimarse por unidad de peso, ya sea por libra, o en el caso de México, por kilogramo (kg) o tonelada (ton), mientras que el costo de la malla de alambre puede estimarse por unidad de peso o de superficie, para nuestro proyecto solamente se usará barras de acero (varilla corrugada).

Usualmente las barras se fabrican a las formas y

longitudes requeridas antes de entregarse a la obra. Los talleres o laminadoras están equipados con máquinas que llevan a cabo las operaciones de fabricación más económicamente que cuando se efectúa en la obra. Sobre pedido, las laminadoras proporcionan presupuestos que cubren el suministro y fabricación de todo el refuerzo para una obra dada.

Los puntos que determinan el costo del acero de refuerzo entregado en la obra son:

- 1.- El costo base de la barra en la laminadora.
- 2.- El costo de preparación de los planos de taller.
- 3.- El costo de manejo en el taller, corte, doblado, etc.
- 4.- El costo de venta.
- 5.- El costo de cargos fijos de taller y utilidad.
- 6.- El costo de transporte de taller a la obra.
- 7.- El costo de piezas especiales tales como separadores, silletas, estribos, etc.

CONCRETO. El costo del concreto en una estructura incluye el costo del agregado, del cemento, del agua, del equipo y de la mano de obra para transportar, mezclar y colocar el

concreto. Cuando se utiliza el concreto premezclado, algunos de los costos se transfieren de la obra a la planta de mezclado. El costo de varios de los puntos catalogados variará con el tamaño de la obra, con la localización, con la calidad del concreto, con la cantidad de equipo que se emplee en vez de mano de obra y con la distribución del concreto dentro de la obra.

El estimador deberá determinar la cantidad de cada clase de concreto en la obra. Con esta información puede determinar las cantidades y costos del agregado, del cemento y del agua para cada clase de concreto o para cada elemento estructural.

Las estructuras de concreto están diseñadas para concretos con resistencias especificadas usualmente expresadas en kg/cm^2 de compresión a los 28 días colocados en la estructura. Para producir un concreto con la resistencia deseada, se acostumbra emplear un laboratorio comercial para diseñar la mezcla. Este laboratorio dictamina el peso o volumen de agregado fino o grueso, de cemento y de agua para producir una revoltura o un metro cúbico (m^3) de concreto que tenga la resistencia requerida.

Los estimadores muy rara vez tienen los datos de diseño del laboratorio al estimar el costo de un proyecto.

4.6 CUANTIFICACION DEL CONCRETO Y EL ACERO DE REFUERZO PARA EL PROYECTO.

A continuación, se presenta una cuantificación - - aproximada, del costo que genera la construcción de un proyecto de esta magnitud. Para el presente trabajo no tomaremos en cuenta los costos de cimbra, mano de obra, excavación, colocación, fletes, etc., y todos aquellos factores - que intervienen, por lo que sólo se calculará en forma aproximada el costo del concreto y acero de refuerzo.

ESTIMACIONES

Alternativa de dos monolitos con tres conductos cada uno. Estimaciones totales.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO DEL ESTIMADA MATERIAL *	TOTAL
Concreto de f'c=250 kg/cm2	m3	47 700	323 000	15 407 100 000.00
Concreto de f'c=200 kg/cm2 en tapones	m3	40 650	236 000	9 593 400 000.00

subtotal \$				25 000 500 000.00
Acero de refuerzo				
Var 3/4" 0	kg	703 600	1 394.8	981 381 280.00
Var 1" 0	kg	403 500	1 381.6	557 475 600.00
Var 1 1/4 0	kg	76 350	1 381.6	105 485 160.00

subtotal \$				1 644 342 040.00

TOTAL \$				26 644 842 040.00

* Precios en la ciudad de México. Mayo, 1992.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

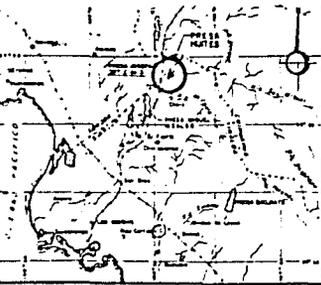
Para diseñar una estructura, se presentan una infinidad de problemas que dependen de factores tales como: el costo, tiempo, calidad, características de la región del proyecto, el proceso constructivo que se usará, la integración de la estructura al proyecto en general, el impacto que causará en la región, etc. El ingeniero proyectista debe de conocer todos los aspectos y además debe de tener: conocimientos sólidos de las teorías de diseño y reglamentos de construcciones, y una amplia experiencia en proyectos y en obras; para que con ello proporcione la mejor solución razonable que se adecúe al proyecto en general.

Los conductos de la estructura de cierre para la obra de desvío es una parte de todo el proyecto de la presa Huites, donde los principales parámetros que dan las características de las estructuras de la presa son: la hidrología, la topografía, la geología y la planeación; estos parámetros están en función de la zona del proyecto.

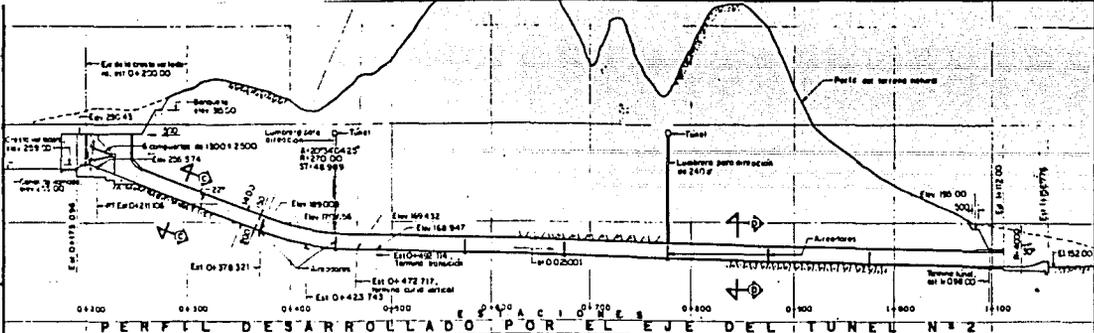
Cuando las estructuras de concreto reforzado son de dimensiones muy grandes, se presentan problemas en el análisis y diseño estructural que caen fuera de la normatividad de los reglamentos de construcciones, y además se carece de información al respecto; es por ello que exhortamos a las autoridades y centros de investigación competentes, para que desarrollen y recopilen lo necesario para el apoyo en el análisis y diseño de este tipo de estructuras.

La participación del ingeniero en la toma de decisiones referente a la construcción de una obra en el país es básica para el desarrollo de nuestro México. Es por ello que el ingeniero debe de tomar conciencia del papel fundamental de una obra en el desarrollo nacional.

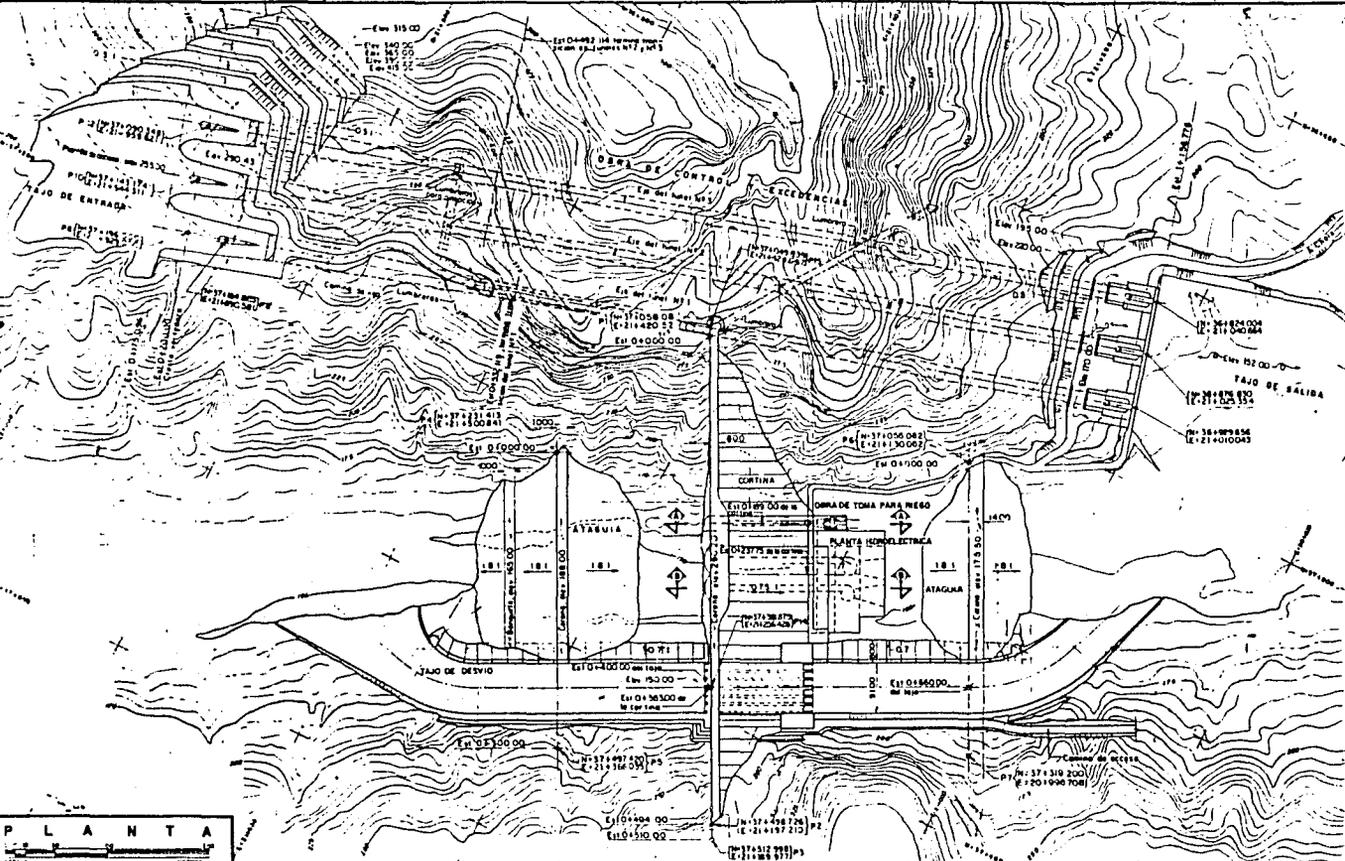
P L A N O S



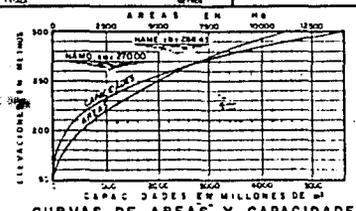
LOCALIZACION



PERFIL DESARROLLADO POR EL EJE DEL TUNEL N° 2



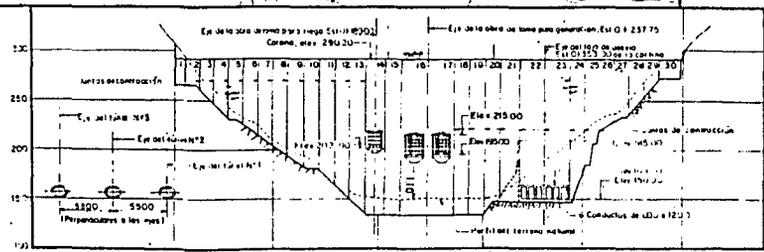
PLANTA



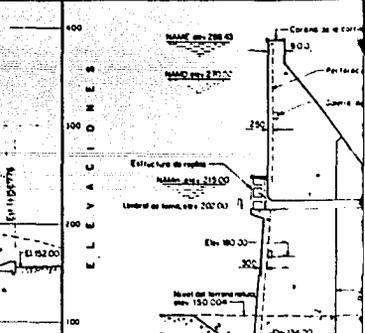
CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

AREAS Y CAPACIDADES

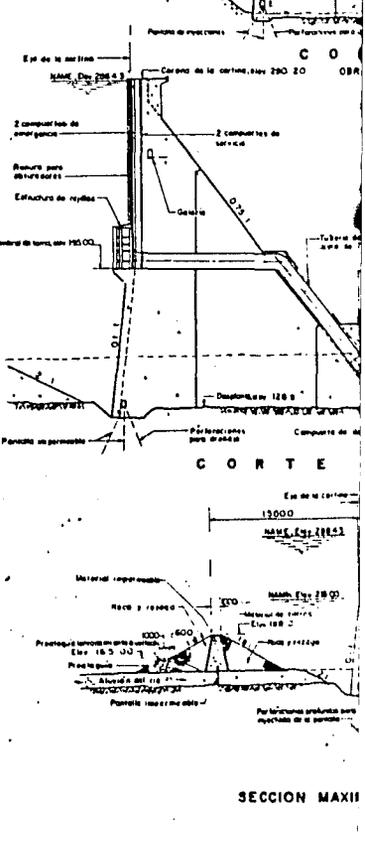
NIVEL	AREA EN HECTAREAS	CAPACIDAD EN MILLONES DE M³
150 00	0 00	0 00
160	555	4 8
170	2 481	21 8
180	4 795	56 8
190	9 222	125 8
200	13 772	236 8
210	18 446	397 6
220	23 246	616 4
230	28 174	895 2
240	33 232	1 246 0
250	38 422	1 668 8
260	43 746	2 163 6
270	49 206	2 740 4
280	54 804	3 399 2
290	60 542	4 140 0
300	66 422	4 963 8



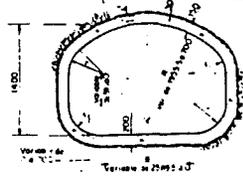
CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA CORTINA



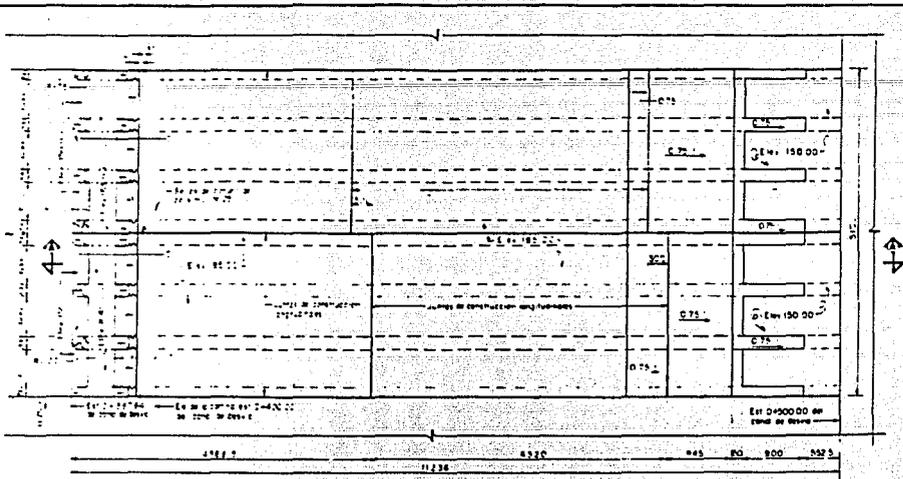
CORTE



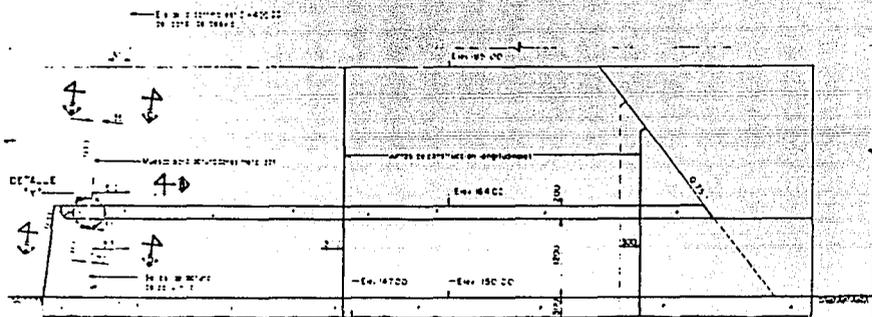
SECCION MAXIMA



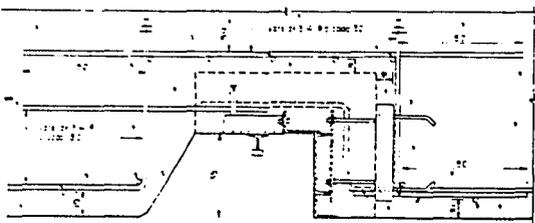
CORTE C-C



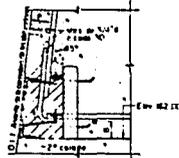
PLANTA ELEV. 185.00



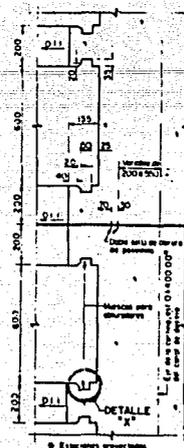
ELEVACION SEGUN CORTE



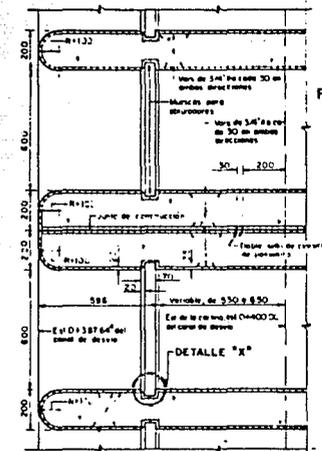
DETALLE "X"



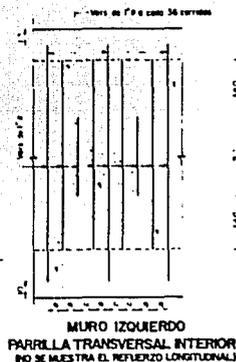
DETALLE "Y"



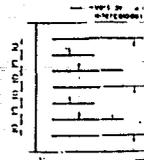
CORTE C - C



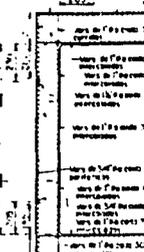
CORTE D - D



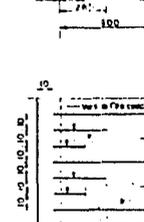
MURO IZQUIERDO
PARRILLA TRANSVERSAL INTERIOR
NO SE MUESTRA EL REFORZO LONGITUDINAL



...



...



...

LOS
PARRILL
NO SE MUE

CANTIDADES DE OBRA E	
CONCRETO	
Concreto de f'c=250 kg/cm ²	
Concreto de f'c=200 kg/cm ² en zapatas	
Acero de refuerzo de f'y=4200 kg/cm ²	
Vers de 5/8"	
Vers de 1"	
Vers de 1 1/2"	
TOTAL	

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
Oscar M. González Cuevas.
Francisco Robles F.-V.
Edit. Limusa, 2ª Edición, 1989.
- 2.- Control de Calidad del Concreto.
FUNDEC A.C.
Ing. Alvaro Ortíz Fernández.
- 3.- Diseño de Estructuras de Concreto conforme al Reglamento
ACI 318-83.
IMCYC, Tomo 1.
Edit. Limusa, 1990.
- 4.- Diseño Estructural.
Roberto Meli Piralla.
Edit. Limusa, 1990.
- 5.- Estimaciones de los Costos de Construcción.
Robert L. Peurifoy.
- 6.- Folleto: " Crónicas del Agua ".
C.N.A., 1992.
- 7.- Manual de Diseño de Obras Civiles.
C.F.E. Sección A. Tema 2.
Obras de Desvío.

- 8.- Manual de Diseño de Obras Civiles.
C.F.E. Sección C. Tema 2.
Tanques y Depósitos.
- 9.- Mecánica y Resistencia de Materiales.
Harry Parker M.C.
Edit. Limusa, 1984.
- 10.- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para el D.F.
1987.
- 11.- Obras Hidráulicas.
F. Torres Herrera.
Edit. Limusa, 2ª Edición.
1990.
- 12.- Reglamento de Construcción para el D.F.
1990.
- 13.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado
(ACI 318-89) y Comentarios (ACI 318R-89).
IMCYC, 1991.
- 14.- Tecnología del Concreto.
Tomo I.
Neville.
IMCYC.