

300615
10
2º y.



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA

Incorporada a la U. N. A. M.

SIFON INVERTIDO PARA EL CRUCE DEL ARROYO
HONDO DEL PROYECTO HIDROELECTRICO
AGUA PRIETA, JAL.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
LUIS EFREN CHAVEZ RAMIREZ

MEXICO, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 1. <u>GENERALIDADES.</u>	4
1.1. PROYECTO HIDROELECTRICO "AGUA PRIETA, JAL."	5
1.2. SIFONES INVERTIDOS.	7
1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SIFONES INVERTIDOS.	8
CAPITULO 2. <u>FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE CADA ESTRUCTURA.</u>	9
2.1. PRESA DERIVADORA DE CRESTA LIBRE.	
2.2. DESARENADORES.	
2.3. OBRA DE TOMA.	
2.4. CONDUCCION.	
2.5. TANQUE REGULADOR.	
2.6. TUBERIA A PRESION.	
2.7. CASA DE MAQUINAS.	
CAPITULO 3. <u>CALCULO DE LA SECCION MAS CONVENIENTE DE LOS CONDUCTOS.</u>	14
3.1. ASPECTOS HIDRAULICOS Y ECONOMICOS.	15
3.2. GASTOS DE PROYECTO.	16
3.2.1. COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA.	
3.2.2. COEFICIENTES DE VARIACION MENSUAL.	
3.2.3. CONDICIONES DEMOGRAFICAS.	
3.2.4. GASTOS MEDIOS Y MAXIMOS DE AGUAS RESIDUALES.	

3.3. CALCULO DEL DIAMETRO DE LOS CONDUCTOS.	19
3.3.1. PRIMERA ETAPA(AÑOS 1990 - 2000).	
3.3.2. SEGUNDA ETAPA(AÑOS 2000 - 2006).	
CAPITULO 4. <u>CALCULO DE PERDIDAS HIDRAULICAS.</u>	25
4.1. GENERALIDADES.	26
4.2. PERDIDAS HIDRAULICAS.	27
4.2.1. TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA.	
4.2.2. FRICCION EN EL CONDUCTO.	
4.2.3. CAMBIOS DE DIRECCION Y CODOS.	
4.2.4. VALVULAS DE LIMPIEZA.	
4.2.5. TRANSICION INTERIOR DE SALIDA.	
4.2.6. SUMA DE PERDIDAS.	
CAPITULO 5. <u>ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.</u>	34
5.1. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO.	35
5.2. ANALISIS ESTRUCTURAL.	37
5.2.1. SECCION DE ANALISIS.	
5.2.2. CONDICIONES DE CARGA.	
5.2.3. CALCULO DE LAS CARGAS.	
5.2.3.1. CARGA VERTICAL UNIFORME.	
5.2.3.2. CARGA MAXIMA LATERAL POR CARGA TRIANGULAR.	
5.2.3.3. PRESIONES INTERIORES.	
5.2.3.4. PESO PROPIO.	
5.2.3.5. PESO DEL AGUA.	

5.2.4. REACCION DEL TERRENO.	
5.2.5. CONSTANTES DE CALCULO.	
5.2.6. ELEMENTOS MECANICOS.	
5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.	52
5.3.1. ZONA DEL SIFON CON $P= 47\ 300\ \text{kg/m}^2$.	
5.3.2. ZONA DEL SIFON CON $P= 34\ 051\ \text{kg/m}^2$.	
5.3.3. ZONA DEL SIFON CON $P= 23\ 300\ \text{kg/m}^2$.	
5.3.4. ZONA DEL SIFON CON $P= 16\ 600\ \text{kg/m}^2$.	
5.3.5. ARMADO LONGITUDINAL.	
5.3.6. RESUMEN DEL ARMADO PROPUESTO.	
CONCLUSIONES	73
ANEXO I. EL DEFORMOMETRO DE BEGGS.	76
BIBLIOGRAFIA.	78

INTRODUCCION.

La vida en la Tierra no existiría sin el agua. Desde siempre el hombre la ha requerido para satisfacer sus necesidades básicas: para saciar su sed, en la agricultura, para preparar sus alimentos, en su aseo personal, etc.

Al aumentar su grado de civilización se dió cuenta que podía utilizar la fuerza y energía del agua en movimiento para mover sus máquinas: molinos, hélices, turbinas, etc.

Este desarrollo en el aprovechamiento de los recursos hidráulicos exige la concepción, planeación, diseño, construcción y operación de las estructuras necesarias para captar, almacenar, conducir y distribuir el vital líquido según sea el uso que se le vaya a dar.

En el caso de un aprovechamiento hidroeléctrico, es necesario construir grandes presas para almacenar grandes cantidades de agua, obras de toma que la capten; tuberías, canales y obras auxiliares para conducir el agua a la Casa de Máquinas donde la energía cinética del flujo se convierte en movimiento de turbinas y generadores para producir la energía eléctrica que el hombre necesita.

Las obras hidráulicas más llamativas y a las que se considera más importantes son las de retención y almacenamiento: cortinas de tierra, enrocamiento, de arco, de gravedad, etc. Así como el vertedor y obra de toma. Sin embargo, también existen otras estructuras y elementos técnicos y humanos indispensables para que la obra cumpla con su cometido.

Entre las primeras, no tan vistosas pero no por eso menos importantes están las obras de conducción, las cuáles transportan el agua a donde se necesita de la forma más económica y con la menor pérdida posible de energía. La conducción se realiza en canales y/o tuberías que trabajan a presión, que requieren estructuras auxiliares que garanticen un adecuado funcionamiento hidráulico.

Algunas de estas estructuras auxiliares son túneles, sifones invertidos, puentes canales, etc.

Este trabajo de tesis trata sobre el proyecto y diseño de la estructura auxiliar en la conducción necesaria para conducir el agua a través de depresiones, caminos, vías de ferrocarril y otras estructuras, a esta estructura se le llama sifón invertido.

El trabajo responde a una necesidad real dentro del proyecto de construcción de una planta hidroeléctrica y es, por tanto de naturaleza eminentemente práctica.

Los sifones invertidos como cada estructura tienen su propia técnica de diseño hidráulico y estructural producto de las experiencias acumuladas por los ingenieros durante varios años, expresada en recomendaciones, normas, indicaciones y especificaciones que hay que cumplir.

Para que un aprovechamiento hidráulico sea útil en su totalidad es necesario poner toda la atención e importancia en el diseño de estas obras hidráulicas auxiliares, porque son los detalles los que hacen que las estructuras trabajen eficazmente.

El estudio cuidadoso y detallado de los problemas, aplicando los conocimientos, imaginación y creatividad de los ingenieros, trabajadores y todas las personas que intervienen en la realización de estas obras grandiosas permitirá lograr el máximo aprovechamiento de los recursos hidráulicos con que cuenta México.

Sea el presente trabajo una aportación a la ingeniería que día con día logra que sea cada vez mayor el número de mexicanos que disfrutan de los beneficios de la energía eléctrica.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1. PROYECTO HIDROELECTRICO AGUA PRIETA, JALISCO.

Un potencial hasta ahora no adecuadamente explotado, es la utilización de las aguas residuales de las grandes ciudades para la generación de energía eléctrica, cuando las condiciones topográficas y geológicas de la zona así lo permitan.

En la ciudad de Guadalajara, Jalisco, existe un desnivel de aproximadamente 500 mts. entre las descargas del río Santiago y la zona metropolitana, condiciones ideales para una planta hidroeléctrica.

Es precisamente para aprovechar las descargas del agua residual de la zona metropolitana de la ciudad de Guadalajara, que la Comisión Federal de Electricidad lleva a cabo el Proyecto Hidroeléctrico Agua Prieta, ubicado en la zona norte de la ciudad.

Este proyecto ayudará a satisfacer la demanda de energía eléctrica en horas pico ocasionada por el crecimiento urbano e industrial en la zona metropolitana.

Las aguas residuales se captarán por el lado oriente de la ciudad, desde los arroyos Osorio y San Andrés, mediante presas derivadoras, y serán llevadas por medio de una conducción a lo largo de 8 km aproximadamente hasta ser descargadas en el río San Juan de Dios.

En la confluencia del río San Juan de Dios y el arroyo Atemajac se captará la totalidad de las aguas residuales mediante dos presas derivadoras interconectadas entre sí, estas aguas se transportaran por medio de conductos cerrados en una longitud de aproximadamente 6 km, los conductos serán construídos en zanja , túnel y dos sifones invertidos, hasta un tanque artificial donde se regularán para ser extraídas diariamente en un tiempo aproximado de 5 hrs., a través de un túnel a presión que posteriormente se bifurcará en dos ramales secundarios, mismos que también se bifurcarán en la proximidad de casa de máquinas para suministrar un gasto de $26.3 \text{ m}^3/\text{s}$ a cada unidad generadora.

El Proyecto Hidroeléctrico se construirá en 3 etapas, que corresponden al aumento de volúmen de las aguas residuales y al crecimiento de la demanda de energía eléctrica en la zona; en la primera etapa(1990), se instalarán dos unidades de 120 MW cada una y se tendrá una generación media anual de 565.6 GWH; en la segunda etapa(2000), se instalará otra unidad generadora aumentando la generación a 810.5 GWH y en la tercera y última etapa (2006), se instalará la cuarta unidad asociándola a una generación media anual de 958.7 GWH.

1.2. SIFONES INVERTIDOS.

El sifón invertido es una tubería a presión que lleva el gasto de un canal a través de una depresión.

El escurrimiento en un sifón o tubería invertida es a presión y sigue los principios de conductos a presión.

Considerando que la altura de la superficie del agua a la entrada y a la salida del sifón estén fijas, el diseño de un sifón invertido involucra la selección del tamaño del tubo que llevará el gasto máximo con una pérdida de carga no mayor que la diferencia de elevaciones del nivel del agua en la entrada y en la salida.

Si el agua contiene sólidos en suspensión la velocidad mínima debe ser suficiente para evitar el depósito de estos materiales en el fondo del conducto.

Los sifones invertidos han de construirse con los materiales capaces de resistir las presiones esperadas. Casi todos los materiales usados en las tuberías a presión han sido utilizados en los sifones invertidos, siendo los más comunes los de acero y concreto.

1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS SIFONES INVERTIDOS.

Los sifones invertidos son económicos, fáciles de diseñar y construir y han probado tener un adecuado funcionamiento hidráulico. Normalmente las erosiones del canal a la salida del sifón son insignificantes si las estructuras han sido apropiadamente diseñadas y se han construido transiciones y estructuras de protección contra la erosión.

Los costos de diseño, construcción y mantenimiento son factores que hacen a los sifones invertidos más convenientes que otras estructuras usadas para el mismo propósito. Aunque habrá algunas ocasiones en que el valor de la carga requerida para operar el sifón sea tal, que justifique el uso de otra estructura, como por ejemplo un puente.

Un sifón invertido también presentan un peligro a la vida, especialmente en poblaciones de gran densidad demográfica.

CAPITULO 2

FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO
DE CADA ESTRUCTURA.

A continuación se describe brevemente el funcionamiento hidráulico de las estructuras que forman parte del Proyecto Hidroeléctrico de Agua Prieta Jalisco.

2.1. PRESA DERIVADORA DE CRESTA LIBRE.

Esta estructura tiene por objeto sobreelevar los niveles en los cauces naturales y extraer en esa forma los gastos correspondientes que serán conducidos para su aprovechamiento; el incremento por aportación de aguas pluviales será derramado.

Las capacidades de descarga para cada una de estas captaciones fueron valuadas por los métodos estadísticos tradicionales tomando en cuenta la hidrología urbana de la zona.

2.2. DESARENADORES.

Este tipo de aguas contienen gran cantidad de sólidos por lo que se construirán desarenadores en una zona cercana a la obra de toma de cada captación con el objeto de mantenerla limpia durante la operación normal de la planta.

2.3. OBRA DE TOMA.

La estructura de obra de toma de Atemajac contará con rej-

llas autolimpiantes ya que se estimó que el máximo volúmen de basura esperado al inicio de la época de lluvias será de 20 m^3 por día.

En la captación San Juan de Dios se dejará prevista una estructura semejante a la obra de toma mencionada y se equipará en caso de ser necesario un equipo similar, en cambio las rejillas en las Osorio y San Andrés serán fijas y se limpiarán manualmente debido a que el volúmen de basura que se espera es del orden del 15 % de los volúmenes estimados en las captaciones principales.

2.4. CONDUCCION.

La conducción se diseñó aprovechando el desnivel topográfico entre las captaciones y el tanque regulador, estimando velocidades entre 1.00 y 3.00 m/seg para evitar el depósito de sedimentos y posibles erosiones, manteniendo una relación de áreas del 80 % dejando el 20 % restante para ventilación.

La sección seleccionada para el diseño de la conducción Atemajac - Tanque es una herradura de 5.0 m de alto, con un gasto de 39.40 m^3/seg , este gasto de proyecto es el máximo horario estimado para el año 2006. La pendiente de este conducto es de 0.00062.

El trazo de la conducción cruza dos cauces naturales, los arroyos Hondo y el Caballito; para lo cuál se diseñaran dos sifones invertidos con dos barriles, uno para la primera etapa y otro para la segunda, para conducir un gasto de 33.24 y 6.16 m^3/seg respectivamente.

2.5. TANQUE REGULADOR.

El tanque regulador se construirá en dos etapas atendiendo al incremento de aguas residuales. La primera se proyectó para una capacidad útil de $1\ 100\ 000\ m^3$ y una capacidad de azolves de $165\ 000\ m^3$, en esta etapa se extraerá un gasto de $52.6\ m^3/seg$, correspondiente a dos unidades en operación, en la segunda etapa se tendrá una capacidad útil de $1\ 740\ 000\ m^3$ y una capacidad de azolves de $260\ 000\ m^3$ con un gasto de extracción de $105.2\ m^3/seg$.

El tiempo de generación estará en función de la demanda de energía en la zona Guadalajara - Manzanillo básicamente.

2.6. TUBERIA A PRESION.

La tubería a presión se inicia con un tramo en túnel de $5.0\ m$ de diámetro y $540\ m$ de longitud, tiene una pendiente del $8\ \%$ y al final de este túnel se inicia la bifurcación de la tubería a presión, esta tiene una longitud de $1044\ m$ y sus diámetros varían de $3.80\ m$ al inicio, hasta $1.70\ m$ al final.

2.7. CASA DE MAQUINAS.

La Casa de Máquinas será del tipo exterior, en su primera etapa tendrá $76.5\ m$ de largo por $20\ m$ de ancho y $31.0\ m$ de alto; alojará dos unidades (turbinas tipo Pelton).

En su etapa final alojará cuatro unidades con un gasto de diseño de $26.3 \text{ m}^3/\text{seg}$ por unidad, siendo la carga estática máxima de 522.50 m, carga en demanda de 508.20 m y de rechazo de 584.50 m, que corresponde al 15 % de la descarga neta.

La estructura de desfogues estará constituida por dos conductos de 5.0 m de altura y 30 m de largo con el objeto de poder operar la planta con aire comprimido cuando se presenten las crecientes del río Santiago.

CAPITULO 3

**CALCULO DE LA SECCION MAS
CONVENIENTE DE LOS CONDUCTOS**

3.1. ASPECTOS HIDRAULICOS Y ECONOMICOS.

La selección del diámetro más conveniente de los conductos es de gran importancia y ha de hacerse tomando en cuenta aspectos económicos e hidráulicos.

En el aspecto hidráulico, para elegir el diámetro de cada uno de los conductos correspondientes a la primera y segunda etapa, se consideraran dos aspectos fundamentales:

- 1.- El gasto medio y máximo a conducir en cada etapa.
- 2.- Las velocidades mínimas y máximas permisibles en los conductos.

Los gastos medios y máximos del proyecto se calcularan con base en los aspectos hidrológicos de la región.

Los valores para la velocidad mínima y máxima son los recomendados por el United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation ¹.

Velocidad mínima $V_{\min} = 3.5$ pies/seg = 1.05 m/seg

Velocidad máxima $V_{\max} = 10.0$ pies/seg = 3.00 m/seg

El aspecto económico se consideró en las dimensiones de la conducción antes del sifón y no forma parte de esta tesis. Baste mencionar que resulta del menor costo anual cuando se toman en cuenta los cargos de amortización y costos de construcción, operación, mantenimiento y piezas de repuesto.

3.2. GASTOS DE PROYECTO.

Las cuencas Osorio, San Andrés, San Juan de Dios y atemajac que conforman la zona metropolitana de Guadalajara, factibles de aprovechar las aguas residuales, cuentan con un área de aportación de 270.35 Km^2 .

En los estudios hidrológicos realizados, se determinó que las aportaciones de los gastos medios de aguas residuales para cada cuenca son respectivamente de 0.48, 1.37, 5.65 y $3.88 \text{ m}^3/\text{seg}$, de donde se obtiene un total de $11.38 \text{ m}^3/\text{seg}$ para el año 1986.

3.2.1. COEFICIENTE DE VARIACION HORARIA (C.V.H.).

Es un hecho que las descargas de aguas residuales tienen variaciones a lo largo de las 24 hrs. del día, reflejo de las diferentes demandas de agua potable y de su respuesta casi inmediata al drenaje.

Existe una correlación entre las cuencas en estudio y las variaciones horarias de la cuál se determinó un Coeficiente de Variación Horaria (C.V.H.) de 1.45 del gasto medio.

3.2.2. COEFICIENTES DE VARIACION MENSUAL (C.V.M.).

En el análisis también se observa que existen variaciones mensuales en las descargas, debido a los diferentes usos normales del agua en las distintas estaciones del año, independientemente del incremento por aportación directa de aguas pluviales en los colectores combinados.

En la siguiente tabla se presentan los Coeficientes de Variación Mensual (C.V.M.) determinados en función del gasto medio mensual de aguas negras y su relación con el gasto medio anual:

M E S	C.V.M.
ENERO	0.97
FEBRERO	0.93
MARZO	0.87
ABRIL	0.79
MAYO	0.95
JUNIO	1.04
JULIO	1.24
AGOSTO	1.14
SEPTIEMBRE	1.10
OCTUBRE	1.00
NOVIEMBRE	0.97
DICIEMBRE	0.95

Tabla 3.2.1 Coeficientes de gasto de variación mensual

3.2.3. CONDICIONES DEMOGRAFICAS.

También es un imperativo que la explosión demográfica en la zona metropolitana de la ciudad de Guadalajara contribuya al aumento de las aguas residuales a futuro. Para esto se estudiaron las proyecciones de población dictadas por las normas del gobierno del estado y municipio y su respuesta al incremento de aguas residuales.

3.2.4. GASTOS MEDIOS Y MAXIMOS DE AGUAS RESIDUALES.

Con base en los aspectos hidrológicos mencionados en los incisos anteriores se calcularon los gastos medios y máximos para cada cuenca en los años correspondientes a las distintas etapas del proyecto.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

CAPTACION	GASTOS MEDIOS(m ³ /seg)			GASTOS MAXIMOS(m ³ /seg)		
	1990	2000	2006	1990	2000	2006
OSORIO	1.05	2.23	3.15	1.72	3.65	5.33
SAN ANDRES	1.88	2.23	2.48	3.08	3.65	4.06
SN. JUAN DE DIOS	6.39	6.39	6.39	10.47	10.47	10.47
ATEMAJAC	5.57	9.42	12.11	9.13	15.43	19.48
TOTALES	14.89	20.27	24.03	24.40	33.24	39.34

Tabla 3.2.2 Gastos medios y máximos de aguas residuales

3.3. CALCULO DEL DIAMETRO DE LOS CONDUCTOS.

3.3.1. PRIMERA ETAPA (Años 1990-2000).

El diámetro correspondiente a la primera etapa es aquél que pueda conducir el gasto mínimo correspondiente; este gasto mínimo es igual al gasto medio al inicio de la etapa afectado por el coeficiente de variación horaria:

$$Q_{\min} = \frac{Q_m}{\text{C.V.H.}}$$

donde

Q_m gasto medio al inicio de la 1ª etapa = 14.89 m³/seg
(Tabla 3.2.2.)

C.V.D. coeficiente de variación horaria = 1.45

Q_{\min} gasto mínimo de la 1ª etapa.

sustituyendo

$$Q_{\min} = \frac{14.89}{1.45} = 10.27 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Por continuidad,² usando la velocidad mínima (V_{\min}) el área mínima requerida será:

$$A_{\min} = \frac{Q_{\min}}{v_{\min}} = \frac{10.27}{1.05} = 9.8 \text{ m}^2$$

Se propone un conducto de sección circular con un área equivalente; el diámetro (D) será:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times A_{\min}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 9.8}{3.1416}} = 3.53 \text{ m}$$

∴ se propone un diámetro de 3.50 m de área igual a :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.1416(3.5^2)}{4} = 9.62 \text{ m}^2$$

revisando la velocidad máxima

$$v_{\max} = \frac{Q_{\max}}{A}$$

donde

Q_{\max} Gasto máximo de la 1ª etapa = 33.24 m³/seg
(tabla 3.2.2.)

A Area del conducto propuesto = 9.62 m²

v_{\max} Velocidad máxima de la 1ª etapa \leq 3.0 m/seg

sustituyendo

$$v_{\max} = \frac{33.24}{9.62} = 3.45 \text{ m/seg}$$

como $3.45 > 3.00$ m/seg

∴ NO se acepta el diámetro de 3.50 m

Se propone un diámetro de 3.80 m, de área igual a

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.1416 \times 3.8^2}{4} = 11.41 \text{ m}^2$$

con velocidad máxima de

$$V_{\max} = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{33.24}{11.41} = 2.91 \text{ m/seg}$$

$$2.91 < 3.00 \text{ m/seg}$$

∴ Se acepta un conducto de sección circular de 3.80 m de diámetro para la 1ª etapa, para conducir un gasto máximo de $33.24 \text{ m}^3/\text{seg}$ a una velocidad máxima de 2.91 m/seg.

3.3.2. SEGUNDA ETAPA (Años 2000-2006)

El gasto que deberá de ser conducido durante la segunda etapa será la diferencia entre los gastos máximos de la 1ª y 2ª etapa:

E T A P A	GASTO MAXIMO m^3/seg (tabla 3.2.2)
Segunda, año 2006	39.40
Primera, año 2000	33.24
Diferencia	<u>6.16</u>

Se propondrá un conducto de sección circular cuyo diámetro sea capaz de conducir un gasto de $6.16 \text{ m}^3/\text{seg}$ a las velocidades permisibles y que además tenga la misma pendiente hidráulica que el conducto de la 1ª etapa.

La pendiente hidráulica (S) se calcula con la fórmula de Manning:²

$$S = \left[\frac{V n}{R^{2/3}} \right]^2$$

donde

V velocidad en el conducto en m/seg

n coeficiente de fricción en el conducto = 0.015

R radio hidráulico, para una sección circular

$$R = \frac{D}{4}$$

D=diámetro del conducto.

S pendiente hidráulica

sustituyendo los valores de 1ªetapa

$$V_1 = 2.91 \text{ m/seg}; R_1 = \frac{3.80}{4} = 0.95 \text{ m}$$

$$S_1 = \left[\frac{2.91 \times 0.015}{0.95^{2/3}} \right]^2 = 0.002$$

Procediendo por tanteos se encontró que el diámetro de segunda etapa requerido es de 2.02 m con un área de:

$$A_2 = \frac{\pi D_2^2}{4} = \frac{3.1416 \times 2.02^2}{4} = 3.20 \text{ m}^2$$

y una velocidad de

$$v_2 = \frac{Q_2}{A_2} = \frac{6.16}{3.20} = 1.92 \text{ m/seg}$$

como

$$3.00 > v_2 > 1.05 \text{ m/seg}$$

∴ la velocidad es aceptable.

su pendiente hidráulica será:

$$S_2 = \left[\frac{v_2 n}{R_2^{2/3}} \right]^2$$

donde

$$R_2 = \frac{D_2}{4} = \frac{2.02}{4} = 0.505 \text{ m}$$

sustituyendo

$$S_2 = \left[\frac{1.92 \times 0.015}{0.505^{2/3}} \right]^2 = 0.002 = S_1$$

∴ como $S_1 = S_2 = 0.002$ y las velocidades son aceptables,

Se acepta para la 2ª etapa un conducto de sección circular de 2.0 m de diámetro por el que se conducirá un gasto de $6.16 \text{ m}^3/\text{seg}$ a una velocidad de 1.91 m/seg.

En la siguiente tabla se resúmen los principales datos de cada conducto

ETAPA	DIAMETRO (m)	GASTO (m ³ /seg)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE HIDRULICA
1ª	3.80	33.24	2.91	0.002
2ª	2.00	6.16	1.91	0.002

Tabla 3.3.1. Datos de los conductos del sifón invertido.

REFERENCIAS.

1. U.S.B.R(United States Bureau of Reclamation), Design of Small Canal Structures, Denver, Colorado, 1978, p.28.
2. Gilberto Sotelo Avila, Hidráulica General Vol.1, México, D.F. 1984, p.p. 111-183.

CAPITULO 4**CALCULO DE PERDIDAS HIDRAULICAS**

4.1. GENERALIDADES.

De acuerdo a las elevaciones del perfil del sifón No.1 que se encuentra en el plano general. El desnivel existente entre la entrada y la salida del sifón es igual a la elevación a la entrada menos, la elevación a la salida: (ver plano N° 1)

$$1473.596 - 1471.068 = 2.528 \text{ m.}$$

Entonces, habrá que verificar que las pérdidas de carga del sifón sean iguales o ligeramente menores a este desnivel. Si las pérdidas calculadas son mayores que la diferencia de elevaciones, probablemente provocará que el agua se regrese. Si esto ocurre, el tamaño del conducto debe aumentarse. Si las pérdidas de carga son apreciablemente menores, puede ser posible reducir el tamaño del conducto.

Estableciendo la ecuación de Bernoulli¹ entre las elevaciones a la entrada y a la salida se tiene:

$$D_1 + h_{v1} + \text{desnivel} = D_2 + h_{v2} + h_f$$

donde

D_1, D_2 diámetro a la entrada y a la salida

h_{v1}, h_{v2} Pérdidas de velocidad a la entrada y salida.

h_f suma de todas las pérdidas de carga.

en este caso, como

$$D_1 = D_2$$

y
$$V_1 = V_2$$

sustituyendo queda

$$\text{Desnivel} = h_f$$

4.2. PERDIDAS HIDRAULICAS

Las pérdidas que se calculan son las siguientes:²

1.- Por transición interior de entrada.

2.- Por fricción en el conducto.

3.- Por cambios de dirección y codos.

4.- Por válvulas de limpieza.

5.- Por transición interior de salida.

Las pérdidas calculadas únicamente son las correspondientes a la 1ª etapa, por ser ésta la de mayor importancia, la de mayor diámetro y la que conducirá el mayor gasto (ver tabla 3.3.1).

4.2.1. PERDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_{tie} = K \left[\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right]$$

donde

K coeficiente debido a la forma de la transición = 0.4

v_2 velocidad en el conducto = 2.91 m/seg (tabla 3.3.1)

v_1 velocidad en el canal = 2.35 m/seg

g aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

h_{tie} pérdida por transición interior de entrada (m).

sustituyendo

$$h_{tie} = 0.4 \left[\frac{2.91^2 - 2.35^2}{2 \times 9.81} \right]$$

$$h_{tie} = \underline{\underline{0.060 \text{ m}}}$$

4.2.2 PERDIDA POR FRICCIÓN EN EL CONDUCTO.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_f = S L$$

donde

L longitud del conducto = 976.00 m

S pendiente hidráulica del conducto = 0.002
(ver inciso 3.3.2.)

h_f pérdidas por fricción (m)

sustituyendo

$$h_f = 0.002 \times 976.00 = 1.952 \text{ m}$$

$$h_f = \underline{1.952} \text{ m}$$

4.2.3. PERDIDAS DE CARGA POR CAMBIOS DE DIRECCION Y CODOS.

Se calculan con la siguiente fórmula:

$$h_c = K_c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \frac{v^2}{2 \times g}$$

donde

deflexión del cambio de dirección

K_c coeficiente para codos comunes = 0.25

v velocidad del conducto = 2.91 m/seg

g aceleración de la gravedad

h_c perdidas por cambio de dirección y codos (m).

Las deflexiones de los cambios de dirección que aparecen en el plano general del sifón, son los siguientes:

P.I.V.	° Δ
I	24.5873
II	30.2301
III	8.5427
IV	8.3708
V	5.8614
TOTAL	<u>77.5923</u>

Tabla 4.2.1. Deflexiones

sustituyendo en la ecuación

$$h_c = 0,25 \sqrt{\frac{77.5923}{90}} - \frac{2.91^2}{2 \times 9.81} = 0.10 \text{ m}$$

$$\therefore h_c = \underline{0.10 \text{ m}}$$

4.2.4. PERDIDAS POR VALVULAS DE LIMPIEZA.

Las pérdidas de carga que se originan en los sifones por el hecho de insertar lateralmente una tubería en la que se coloca una válvula para desagüe y limpieza, se deben considerar como pérdidas por bifurcación de la tubería.

Esta pérdida existe aún cuando una de las partes este cerrada por la válvula, ya que se forman turbulencias dentro de la tubería, pero como se considera muy pequeña y no se ha podido evaluar no se tomará en cuenta.

4.2.5. PERDIDA POR TRANSICION INTERIOR DE SALIDA.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_{tis} = K \left[\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right]$$

donde

los términos y valores son los mismos que en la pérdida por transición interior de entrada (inciso 4.2.1). Excepto K, que en este caso vale 0.7

sustituyendo

$$h_{tis} = 0.7 \left[\frac{2.91^2 - 2.35^2}{2 \times 9.81} \right] = 0.105$$

$$\therefore h_{tis} = \underline{0.105} \text{ m}$$

4.2.6. SUMA DE PERDIDAS.

	PERDIDAS (m)
TRANSICION INTERIOR DE ENTRADA	0.060
FRICCION	1.952
CAMBIOS DE DIRECCION Y CODOS	0.100
VALVULA DE LIMPIEZA	-
TRANSICION INTERIOR DE SALIDA	0.105
SUB-TOTAL	----- 2.217
+ 10 %	0.222
TOTAL	----- 2.439

como

2.439 m < 2.528 m

Las pérdidas son ligeramente menores al desnivel existente,
con lo que se asegura un buen funcionamiento hidráulico.

REFERENCIAS.

1. Gilberto Sotelo Avila, Hidráulica General Vol.1, México, D.F., 1984 p.p. 114-115.
2. U.S.B.R. (United States Bureau of Reclamation), Design of Small Canal Structures, Denver, Colorado, 1978, p.p. 33-37.

CAPITULO 5

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1.CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO.

El sifón invertido para el cruce del arroyo Hondo, en su primera etapa consta de un conducto de sección circular de concreto monolítico con 3.80 m de diámetro y una carga hidrostática de aproximadamente 47.80 m.

Con el objeto de disminuir las grietas en el concreto, evitando así las fugas de agua y el posible deterioro de las varillas del refuerzo, se recomienda usar esfuerzos reducidos en el acero.

En el diseño se utilizó un $f_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$ recomendado por Serge Leliavsky ¹.

En la elección del material del conducto se siguieron las recomendaciones del Dr. Minardis: "...Dr. Minardis indica lo siguiente: "La tubería en concreto armado se presta para medianos y grandes diámetros y para caídas no superiores a 60 m. Sin embargo, se aconseja no sobrepasar el valor de 200 m^2 de el producto diámetro por caída" ".²

En este caso la caída es menor de 60 m (47.80 m); y el producto del diámetro por su caída es: $47.80 \times 3.80 = 182.00 < 200 \text{ m}^2$.

Esta recomendación es con el fin de mantener el esfuerzo a la tensión del concreto abajo del valor de ruptura, para no comprometer la impermeabilidad del tubo.

Para la obtención de los elementos mecánicos que actúan en la tubería se utilizó el Deformómetro de Beggs³.

Este método se basa en la utilización de coeficientes obtenidos midiendo las deformaciones producidas en modelos a escala de diversas secciones sometidos a varias condiciones de carga. La medida de tales deformaciones se realiza con el aparato denominado Deformómetro de Beggs. (Anexo I).

El procedimiento para la obtención de los elementos mecánicos por el deformómetro de Beggs es el siguiente:

- A.- Determinar nuestro modelo de sección eligiendo un espesor mínimo y dividiendo la sección en 26 dovelas.
- B.- Evaluar las condiciones de carga que actúan en el modelo y su figura equivalente en las tablas de Beggs.
- C.- Calcular las constantes de cálculo necesarias para utilizar los coeficientes de Beggs.
- D.- De las tablas correspondientes a cada condición de carga, y utilizando las constantes se calculan los elementos mecánicos en cada dovela.

5.2. ANALISIS ESTRUCTURAL.

5.2.1. SECCION DE ANALISIS.

El modelo a analizar es una sección circular de 1.90 m de radio dividida en 26 dovelas de espesor variable, el espesor mínimo es de 40 cm en la parte superior de la sección (fig.5.2.1).

A la sección elegida le corresponde la sección B de los modelos estudiados por Beggs.³

Los coeficientes de Beggs son calculados para cada uno de los siguientes casos:

$$t = \frac{r}{2} \quad ; \quad t = \frac{r}{3} \quad ; \quad t = \frac{r}{6}$$

donde

r radio interno del conducto

t espesor de la pared en la parte superior del conducto
(espesor mínimo).

en nuestro caso, sustituyendo $r = 1.90$ m:

∅ 380 cm

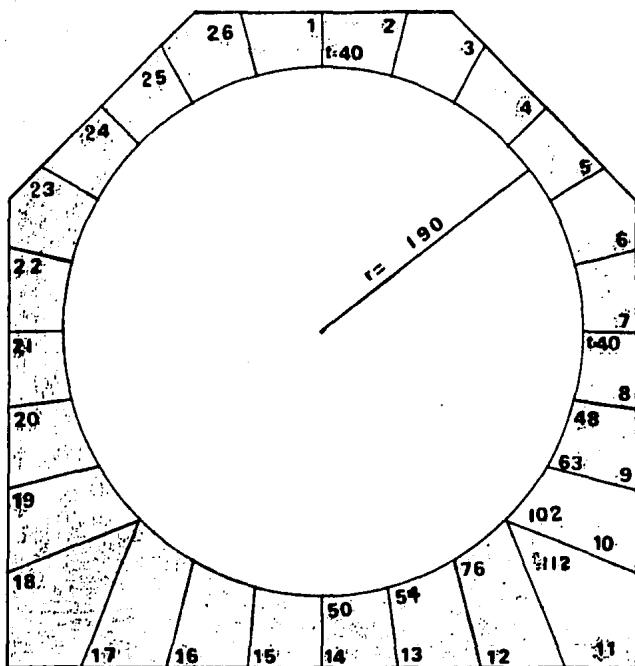


fig. 5.2.1

MODELO DE LA SECCION

$$t = \frac{190}{2} = 95.0 \text{ cm}$$

$$t = \frac{190}{3} = 63.0 \text{ cm}$$

$$t = \frac{190}{6} = 32.0 \text{ cm} \approx 40.0 \text{ cm}$$

Como el espesor mínimo de nuestra sección es de 40 cm se utilizarán los valores de la relación $t = \frac{r}{6}$.

5.2.2. CONDICIONES DE CARGA.

Las condiciones de carga que se consideran más desfavorables son:

I. Tubería vacía más cargas exteriores.

II. Tubería llena.

En la tabla siguiente se anotan las cargas que corresponden a cada condición y el número de figura que le corresponde en las tablas de Beggs:

CONDICION	CARGA	FIGURA DE BEGGS
TUBERIA VACIA MAS CARGAS EXTERIORES	CARGA VERTICAL UNIFORME	2
	+	
	CARGA TRIANGULAR POR TERRAPLEN	9
TUBERIA VACIA	+	
	PESO DEL AGUA	11
	+	
	PESO PROPIO	7

Tabla 5.2.1. Condiciones de carga.

5.2.3. CALCULO DE LAS CARGAS.

5.2.3.1. Carga uniforme vertical(V).

Esta carga es igual al peso del terraplén más el de un camión HS -20 por haber zonas del sifón por donde pasan caminos transversales(ver plano general,planta).

La carga vertical uniforme es:

$$V = 3230 \text{ kg/m}^2$$

5.2.3.2. Carga máxima lateral por carga triangular (h).

Se determina con la siguiente expresión:

$$h = 2kRg$$

donde

g peso específico del suelo = 1200 kg/m^2 .

R radio exterior = $1.90 + 0.40 = 2.30 \text{ m}$.

k coeficiente activo de presión de tierras

$$k = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

ϕ ángulo de fricción interna del material = 30°

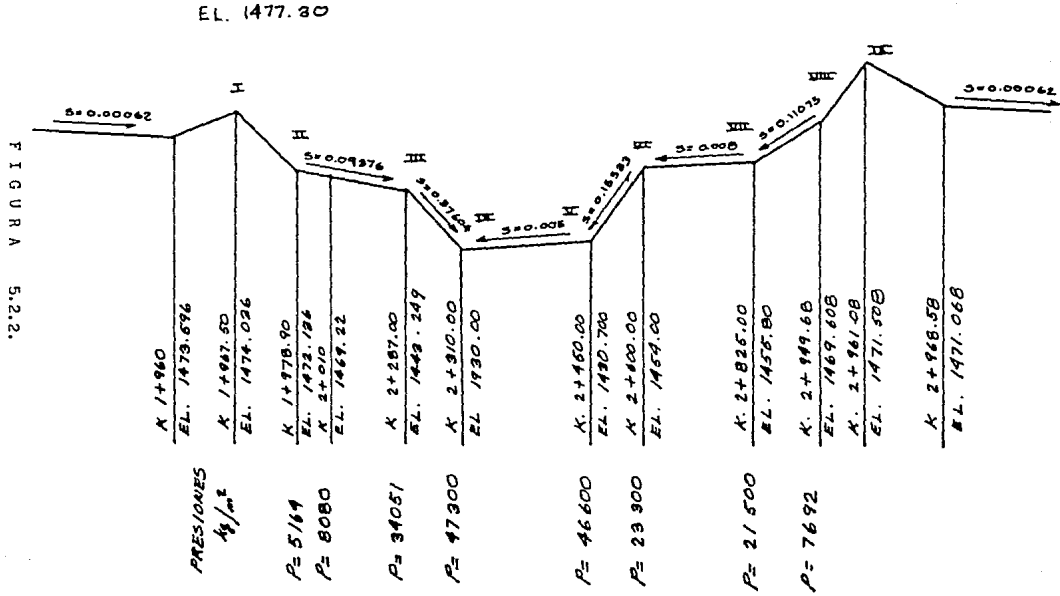
$$k = \frac{1 - \text{sen } 30^\circ}{1 + \text{sen } 30^\circ} = 0.33$$

sustituyendo los valores

$$h = 2 \times 0.33 \times 1200 \times 2.30 = 1821.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore h = 1821.6 \text{ kg/m}^2$$

TRAZO GENERAL DE LA PLANTILLA



5.2.3.3. PRESIONES INTERIORES (p).

Según la ecuación:

$$p = w l$$

donde

w peso específico del agua = 1000 kg/m^3

l diferencia de elevaciones entre el punto más elevado del sifón y el punto a analizar (m).

p presión uniforme interna (kg/m^2).

El valor de las presiones en cada punto a analizar se muestran en la figura 5.2.2.

5.2.3.4. PESO PROPIO.

El peso propio según la figura 7 de las tablas de Beggs³ para $t = \frac{r}{6}$ que es nuestro caso, se calcula con la siguiente expresión:

$$P.P. = 0.738 C r$$

donde

$$C \text{ peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3.$$

$$r \text{ radio interior} = 1.90 \text{ m.}$$

$$P.P. \text{ peso propio kg/m}^2$$

sustituyendo

$$P.P. = 0.738 \times 2400 \times 1.90 = 3365 \text{ kg/m}^2$$

$$\therefore P.P. = 3365 \text{ kg/m}^2$$

5.2.3.5 PESO DEL AGUA.

En las tablas de Beggs³ en la figura 11 se tiene que el peso del agua es :

$$P.A. = \frac{\pi}{2(r+t)} w r^2 = \frac{3.1416}{2 \times (1.9+0.4)} \times 1000 \times 1.9^2$$

$$\therefore P.A. = 2465 \text{ kg/m}^2$$

5.2.4. REACCION DEL TERRENO.

Debe verificarse que la presión de las cargas sobre el terreno sea menor o igual a su capacidad de carga .La capacidad de carga del terreno es de 15 Ton /m².

Las cargas que actúan sobre el terreno son la carga vertical uniforme , el peso propio y el peso del agua.

Carga vertical uniforme (V)	=	3 230	
Peso propio	P.P. =	3 365	
Peso del agua	P.A. =	2 465	
Total		<u>9 060</u>	kg/m ²

$$9060 < 15000 \text{ kg/m}^2$$

∴ La capacidad del terreno es suficiente para resistir las cargas que actúan sobre él.

5.2.5. CONSTANTES DE CALCULO.

Con los valores de las cargas encontrados en los incisos anteriores y los datos ya conocidos, se calculan las siguientes constantes de cálculo necesarias para encontrar los elementos mecánicos en las tablas de Beggs:³

$$Vr = 3230 \times 1.9 = 6\ 137 \text{ kg/m}$$

$$hr = 1821 \times 1.9 = 3\ 459 \text{ kg/m}$$

$$wr^2 = 1\ 000 \times 1.9^2 = 3\ 610 \text{ kg/m}$$

$$Cr^2 = 2\ 400 \times 1.9^2 = 8\ 664 \text{ kg/m}$$

$$pr = p \times 1.9 \text{ kg/m}$$

$$Vr^2 = 3230 \times 1.9^2 = 11\ 660 \text{ kg}$$

$$hr^2 = 1821 \times 1.9^2 = 6\ 573 \text{ kg}$$

$$wr^3 = 1000 \times 1.9^3 = 6\ 859 \text{ kg}$$

$$Cr^3 = 2400 \times 1.9^3 = 16\ 461 \text{ kg}$$

$$pr^2 = p \times 1.9^2 \quad (\text{kg})$$

En las constantes calculadas se dejó las constantes en función de la presión interior p, para facilitar los cálculos, porque ésta es variable en cada punto a analizar.

La notación utilizada es la misma que se utilizó para calcular las cargas.

5.2.6 ELEMENTOS MECANICOS.

Utilizando las figuras correspondientes a cada condición de carga (Tabla 5.2.1.), sustituyendo los valores de las constantes encontrados en el inciso anterior se calculan los valores de momento flexionante, fuerzas axiales y fuerzas cortantes en cada una de las primeras 14 dovelas (por simetría de la sección sólo se calculan la mitad); para cada con-

dición de carga.

Como ejemplo de la utilización de las figuras se muestra el cálculo de los elementos mecánicos para la dovela 3 en la condición de carga vertical uniforme:

1º De la figura 2 de las tablas³, en la columna correspondiente a $t = r/6$ y el renglón del punto 3 se tiene que:

$$\frac{Mr}{Vr^2} = 0.094$$

$$\frac{T}{Vr} = 0.320$$

$$\frac{S}{Vr} = 0.489$$

multiplicando por las constantes

$$Vr^2 = 11\ 660\ \text{kg} \quad ; \quad Vr = 6\ 137\ \text{kg/m}$$

se tiene que

$$M = 0.094 \times 11\ 660 = 1\ 096\ \text{kg-m}$$

$$T = 0.320 \times 6\ 137 = 1\ 964\ \text{kg}$$

$$S = 0.489 \times 6\ 137 = 3\ 001\ \text{kg.}$$

donde

T = fuerza axial

S = fuerza cortante.

Los valores anteriores son los que aparecen en las de elementos mecánicos (tablas 5.2.2, 5.2.3 y 5.2.4) para la dovela 3 en la condición de carga vertical uniforme.

Siguiendo el mismo procedimiento se calcularon los valores para cada dovela en todas las condiciones de carga por analizar.

Los resultados se muestran en las tablas de momento flexionante, fuerza axial y fuerza cortante (tablas 5.2.2, 5.2.3 y 5.2.4), en donde algunos valores se dejan en función de la presión interior p , porque esta variara en cada punto que se diseñe del sifón.

Nº	FIG.2 Vr ²	FIG.9 hr ²	FIG.7 Cr ³	FIG.11 wr ³	FIG.10 pr ²	ALT. I 2+9+7	ALT. II 7+11+10
1	2740	- 782	527	675	-0.0469p	2485	1202-0.0469p
2	2297	- 697	395	501	-0.0505p	1995	896-0.0505p
3	1096	- 454	33	117	-0.0578p	675	150-0.0578p
4	-548	- 72	- 510	- 446	-0.0686p	-1130	- 956-0.0686p
5	-2157	368	-1119	-1063	-0.0794p	-2908	-2182-0.0794p
6	-3300	762	-1662	-1591	-0.0975p	-4200	-3253-0.0975p
7	-3650	999	-2008	-1866	-0.1155p	-4659	-3874-0.1155p
8	-3323	979	-2090	-1742	-0.0686p	-4434	-3832-0.0686p
9	-2554	677	-1975	-1111	0.0939p	-3852	-3086+0.0939p
10	-1353	72	-1547	48	0.3466p	-2828	-1499+0.3466p
11	- 116	- 276	-1037	542	0.3393p	-1429	- 495+0.3393p
12	1877	- 703	214	830	0.0614p	1388	1044+0.0614p
13	3136	- 956	1119	967	-0.1191p	3289	2086-0.1191p
14	3568	-1058	1432	981	-0.1805p	3942	2413-0.1805p

Tabla5.2.2. Momentos flexionantes (kg - m)

	FIG.2	FIG.9	FIG.7	FIG.11	FIG.10	ALT.I	ALT.II
№	Vr	hr	Cr ²	wr ²	pr	2+9+7	7+10+11
1	203	1228	- 338	-1993	-1.932p	1093	-2331-1.932p
2	675	1193	- 225	-1928	-1.932p	1633	-2153-1.932p
3	1964	1048	113	-1740	-1.929p	3125	-1627-1.929p
4	3725	806	624	-1466	-1.923p	5155	- 842-1.923p
5	5474	488	1248	-1166	-1.917p	7210	82-1.917p
6	6732	173	1889	- 910	-1.908p	8794	979-1.908p
7	7162	0	2461	- 776	-1.900p	9623	1685-1.900p
8	7096	42	2902	- 733	-1.877p	10026	2169-1.877p
9	6898	246	3457	- 625	-1.818p	10601	2832-1.818p
10	6616	671	4228	- 419	-1.723p	11515	3809-1.723p
11	1743	2622	1637	-3260	-1.704p	6002	-1623-1.704p
12	651	2726	970	-4346	-1.796p	4347	-3376-1.796p
13	6	2788	503	-5003	-1.849p	3297	-4500-1.849p
14	- 203	2809	338	-5227	-1.868p	2944	-4889-1.868p

Tabla 5.2.3. Fuerzas axiales (kg).

Nº	FIG.2 Vr^2	FIG.9 hr	FIG.7 Cr^2	FIG.11 wr^2	FIG.10 pr	ALT.I 2+9+7	ALT.II 7+11+10
1	0	0	0	0	0	0	0
2	1737	- 318	485	505	0.0076p	1904	990+0.0076p
3	3001	- 605	884	913	0.0171p	3280	1797+0.0171p
4	3437	- 806	1109	1137	0.0228p	3740	2246+0.0228p
5	2921	- 844	1118	1108	0.0285p	3195	2226+0.0285p
6	1596	- 650	858	794	0.0323p	1804	1652+0.0323p
7	- 203	- 218	338	188	0.0323p	-83	526+0.0323p
8	-1068	325	- 9	-780	-0.2318p	-752	- 789-0.2318p
9	-1921	986	-503	-1971	-0.4921p	-1438	-2474-0.4921p
10	-2743	1751	-1248	-3336	-0.7467p	-2230	-4584-0.7467p
11	-5131	1000	-3344	- 617	0.7885p	-7475	-3961+0.7885p
12	-3461	675	-2487	- 318	0.5320p	-5273	-2805+0.5320p
13	-1743	339	-1326	- 130	0.2679p	-2730	-1456+0.2679p
14	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 5.2.4. Fuerzas cortantes (kg).

5.3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

De los resultados mostrados en las tablas 5.2.2, 5.2.3. y 5.2.4. se observa que la combinación más desfavorable de cargas es la de tubería llena (alternativa II), y será con los elementos mecánicos de dicha combinación con los que se diseñe.

El proceso de diseño es el siguiente:

- A.-Proponer un cierto armado para la sección.
- B.-Revisar las dovelas con los valores de elementos mecánicos máximos.
- C.-Aplicando la fórmula de la escuadría revisar que los esfuerzos en el acero sean menores que 1000 kg/cm^2 .
- D.-Si es menor se acepta el armado propuesto, si no entonces se aumenta la cantidad de acero.

Se supondrá que el concreto no tiene capacidad para resistir esfuerzos de tensión.

Se revisarán cuatro secciones del sifón con diferente presión interior con el fin de que el armado sea el adecuado según los esfuerzos de cada tramo del conducto.

Los valores de las presiones en los tramos del sifón a analizar se muestran en la figura 5.2.2.

5.3.1. ZONA DEL SIFON CON $p=47\ 300\ \text{kg/m}^2$.

Sustituyendo el valor de $p=47\ 300\ \text{kg/m}^2$ en las tablas de los elementos mecánicos(5.2.2.,5.2.3. y 5.2.4.) en la alternativa II se obtienen los elementos mecánicos para cada dovela mostrados en la tabla 5.3.1.

Se propone un armado de $1\ \frac{1}{2}"\ \phi \leq 15\ \text{cm}$.

El área de la varilla de $1\ \frac{1}{2}"$ es de $11.41\ \text{cm}^2$, considerando un ancho unitario de 1.0 m (100 cm) y un armado en las dos cara se tiene un área total de acero de :

$$A_{\text{stot}} = \frac{100}{15} \times 11.41 \times 2 = 152.0\ \text{cm}^2$$

De la figura 5.3.1. el momento de inercia del acero con respecto al eje neutro(E.N.) es:

$$I_{xx} = 152 \times 15^2 = 34\ 200\ \text{cm}^4$$

Se revisa que el esfuerzo en el acero sea menor que el permitido de $1000\ \text{kg/cm}^2$, aplicando la fórmula de la escuadría:

$$\sqrt{\sigma} = \frac{F}{A} + \frac{M_x}{I_{xx}} \quad y$$

PRESION INTERNA $p = 47\ 300\ \text{kg} / \text{m}^2$.

ESPESOR cm	DOVELA	MOMENTO FLEXIONANTE kg-m	FUERZA AXIAL kg	FUERZA CORTANTE kg
40	1	- 1016	-93715	0
40	2	- 1493	-93537	1349
40	3	- 2584	-92869	2606
40	4	- 4201	-91800	3334
40	5	- 5938	-90592	3574
40	6	- 7065	-89269	3180
40	7	- 9337	-88185	2054
48	8	- 7077	-86613	-11753
63	9	1355	-83159	-25750
102	10	4895	-77689	-39903
112	11	15554	-82222	-33335
76	12	3948	-88327	22659
54	13	- 3547	-91958	11216
40	14	- 6125	-93245	0

Tabla 5.3.1. Elementos mecánicos. $p = 47\ 300\ \text{kg}/\text{m}^2$

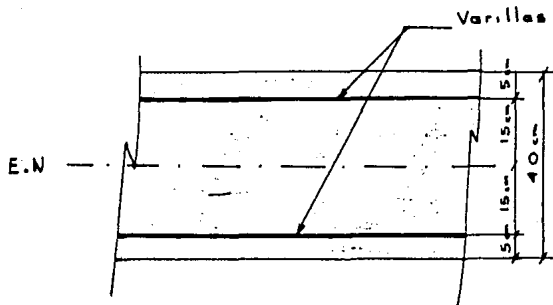


FIGURA 5.3.1.

Espesor mínimo (40 cm)

donde

T = carga axial en el elemento (kg)

A = área total de acero (cm^2).

M_x = Momento flexionante en el elemento (kg-cm)

I_{xx} = momento de inercia del acero (cm^4).

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo en el acero (kg/cm^2)

y = distancia del acero al eje neutro en cms.

De la tabla 5.3.1. se ve que el momento flexionante máximo para el espesor de 40 cm es el de la dovela 7:

$$M_{\max} = -9337 \text{ kg-m} = -933700 \text{ kg-cm}$$

para esta dovela la carga axial (T) es igual a :

$$T = -88185 \text{ kg.}$$

Sustituyendo en la fórmula de la escuadría :

$$\bar{V} = \frac{-88185}{152} + \frac{933700}{34\ 200} \times 15$$

$$\begin{aligned} \bar{V}_1 &= -170 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{V}_2 &= -990 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} < 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{SI PASA}$$

Se revisan de la misma manera los momentos máximos en las dovelas con otro espesor:

Dovela 11

$$\text{espesor } t = 112 \text{ cm} \quad \therefore I_{xx} = 152 \times 51^2 = 395352 \text{ cm}^4$$

para esta dovela se tiene:

$$M_{\max} = 15\ 554 \text{ kg-m} = 1555400 \text{ kg-cm}$$

$$T = -82222 \text{ kg}$$

sustituyendo

$$\bar{V} = \frac{-82222}{152} + \frac{1555400}{395352} \times 51$$

$$\begin{aligned} \bar{V}_1 &= -340 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{V}_2 &= -742 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} < 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{SI PASA}$$

Carga axial máxima:

Dovela 1

$$M = 1016 \text{ kg-m}$$

$$T_{\max} = -93715 \text{ kg}$$

sustituyendo:

$$\bar{V} = \frac{-93715}{152} + \frac{101600}{34200} \times 15$$

$$\begin{aligned} \bar{V}_1 &= -572 \\ \bar{V}_2 &= -660 \end{aligned} < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante máximo :

Resultado ser la dovela 10

$$M = 14895 \text{ kg-m} ; \quad \text{espesor } t = 102 \text{ cm}$$

$$T = -77689 \text{ kg} ; \quad I_{xx} = 152 \times 46^2 = 321\,632 \text{ cm}^4$$

sustituyendo:

$$\bar{V} = \frac{-77689}{152} + \frac{1489500}{321632} \times 46$$

$$\begin{aligned} \bar{V}_1 &= -298 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{V}_2 &= -724 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Para esta presión se acepta un armado principal de :

$$1 \frac{1}{2}'' \text{ } \phi \text{ } \textcircled{15} \text{ cms}$$

$$p_{\text{max}} = 43\,300 \text{ kg/m}^2$$

5.3.2.ZONA DEL SIFON CON $p = 34\ 051\ \text{kg/m}^2$.

Sustituyendo el valor de $p=34051\ \text{kg/m}^2$ en las tablas de elementos mecánicos para la alternativa II se obtienen los valores para momento flexionante, fuerza axial y fuerza cortante de la tabla 5.3.2

Se propone un armado de $1\ \frac{1}{4}"\ \phi\ 15\ \text{cm}$.

Area de cada varilla = $7.94\ \text{cm}^2$, considerando un ancho unitario y un armado en las dos caras se tiene un área total de:

$$A_{\text{stot}} = \frac{100}{15} \times 7.94 \times 2 = 105.87\ \text{cm}^2$$

y el momento de inercia del acero será:

$$I_{xx} = 105.87 \times 15^2 = 23\ 821\ \text{cm}^4$$

Momento máximo:

Dovela 7

$$M_{\text{max.}} = -7807\ \text{kg-m}$$

$$T = -63012\ \text{kg}$$

sustituyendo en la fórmula de la escurdía:

$$\sqrt{\frac{-63012}{105.87} + \frac{-780700}{23821}} \times 15$$

PRESION INTERNA = $p = 34\ 051\ \text{kg/m}^2$

ESPESOR	DOVELA	MOMENTO	FUERZA	FUERZA
		FLEXIONANTE	AXIAL	CORTANTE
cm	Nº	kg-m	kg	kg
40	1	-395	-68118	0
40	2	-924	-67940	1249
40	3	-1818	-67311	2379
40	4	-3292	-66322	3022
40	5	-4886	-65194	3196
40	6	-6573	-63990	2752
40	7	-7807	-63012	1626
48	8	-6168	-61745	- 8682
63	9	111	-59073	-19230
102	10	10303	-54861	-30010
112	11	11059	-59646	22888
76	12	3135	-64532	15310
54	13	-1969	-67460	7666
40	14	-3733	-68496	0

Tabla 5.3.2. Elementos mecánicos para $p = 34\ 051\ \text{kg/m}^2$.

$$\bar{V}_1 = -103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = -1087 \text{ kg/cm}^2 > 1000 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \underline{\underline{\text{NO SE ACEPTA}}}$$

se propone $1 \frac{1}{4} \times 20 \text{ cms}$

$$A_{\text{stot}} = -\frac{100}{20} \times 11.41 \times 2 = 114 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 114 \times 15^2 = 25650 \text{ cm}^4$$

sustituyendo

$$\bar{V} = \frac{-63012}{114} + \frac{-780700}{25650} \times 15$$

$$\bar{V}_1 = -383 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = -579 \text{ kg/cm}^2$$

$$\angle 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza axial máxima:

Dovela 1

$$M = -395 \text{ kg-m}$$

$$T_{\text{max}} = -68118 \text{ kg}$$

sustituyendo

$$\bar{V} = \frac{-68118}{114} + \frac{-39500}{25650} \times 15$$

$$\begin{aligned} \sqrt{I_1} &= -575 \text{ kg/cm}^2 \\ \sqrt{I_2} &= -621 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

∴ SE ACEPTA UN ARMADO PRINCIPAL DE

1½ " Ø @ 20 cms

para un p_{\max} de 34 051 kg/m²

5.3.3. ZONA DEL SIFON CON $p = 23\ 300\ \text{kg/m}^2$.

Los valores de los elementos mecánicos para esta presión se muestran en la tabla 5.3.3.

Se propone un armado de $1\ \frac{1}{4}\ \text{'' } \phi\ 20\ \text{cms}$

$$A_{\text{stot}} = \frac{100}{20} \times 7.94 \times 2 = 79.4\ \text{cm}^2$$

$$I_{xx} = 79.4 \times 15^2 = 17865\ \text{cm}^4$$

Momento máximo :

Dovela 7

$$M_{\text{max}} = -42585\ \text{kg-m}$$

$$T = -42585\ \text{kg}$$

sustituyendo

$$\sqrt{\sigma} = \frac{-42585}{79.4} + \frac{-656500}{17865} \times 15$$

$$\sqrt{\sigma_1} = -1087\ \text{kg/cm}^2 \approx 1000\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_2} = 15\ \text{kg/cm}^2 \quad \therefore \text{se acepta}$$

PRESION INTERNA $p = 23\ 300\ \text{kg/m}^2$

ESPESOR	DOVELA	MOMENTO FLEXIONANTE	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE
cm	Nº	kg-m	kg	kg
40	1	109	-47347	0
40	2	- 281	-47169	1167
40	3	-1197	-46573	2195
40	4	-2554	-45648	2777
40	5	-4032	-44584	2890
40	6	-5525	-43477	2405
40	7	-6565	-42585	1279
48	8	-5430	-41565	- 6190
63	9	- 898	-39527	-13940
102	10	6577	-36337	-21982
112	11	7411	-41326	14411
76	12	2475	-45223	9591
54	13	-689	-47582	4786
40	14	-1793	-48413	0

Tabla 5.3.3. Elementos mecánicos para $p=23\ 300\text{kg/m}^2$.

Fuerza axial máxima:

Dovela 1

$$M = 109 \text{ kg-m}$$

$$T_{\text{max}} = -47347 \text{ kg}$$

sustituyendo:

$$\tau = \frac{-47347}{79.4} + \frac{10900}{17865} \times 15$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= -587 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_2 &= -605 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \leftarrow \quad 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante máximo:

Dovela 10

$$M = 6577 \text{ kg-m}$$

espesor $t = 102 \text{ cms}$

$$T = -36337 \text{ kg}$$

$$I_{xx} = 79.4 \times 46^2 = 168 \text{ 010 cm}^4$$

sustituyendo

$$\tau = \frac{-36337}{79.4} + \frac{657700}{168010} \times 46$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= -278 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_2 &= -638 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \leftarrow \quad 1000 \text{ kg/cm}^2$$

∴ SE ACEPTA UN ARMADO PRINCIPAL DE

$1 \frac{1}{4} " \text{ @ } 20 \text{ cm}$

para un $p_{\max} = 23\,300 \text{ kg/m}^2$.

5.3.4. ZONA DEL SIFON CON $p = 16\ 500\ \text{kg/m}^2$.

Los valores para los elementos mecánicos para esta presión se muestra en la tabla 5.3.4.

Se propone un armado de 1" @ 15 cm

$$A_{\text{stot}} = \frac{100}{15} \times 5.07 \times 2 = 67.6\ \text{cm}^2$$

$$I_{xx} = 67.6 \times 15^2 = 15210\ \text{cm}^4$$

Momento máximo :

Dovela 7

$$M_{\text{max}} = -5780\ \text{kg} - \text{m}$$

$$T = -29\ 665\ \text{kg}$$

sustituyendo

$$\bar{v} = \frac{-29665}{67.6} + \frac{-578000}{15210} \times 15$$

$$\bar{v}_1 = 131\ \text{kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_2 = -1009\ \text{kg/cm}^2 \approx 1000\ \text{kg/cm}^2$$

PRESION INTERNA $p = 16500 \text{ kg/m}^2$

ESPESOR	DOVELA	MOMENTO FLEXIONANTE	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE
cm	Nº	kg-m	kg	kg
40	1	428	-34209	0
40	2	63	-34031	1115
40	3	-804	-33456	2079
40	4	-2088	-32572	2622
40	5	-3492	-31549	2696
40	6	-4862	-30503	2185
40	7	-5780	-29665	1059
48	8	-4964	-28802	-4614
63	9	-1537	-27165	10594
102	10	-4220	-24621	-16905
112	11	5103	-29739	9049
76	12	2057	-33010	5973
54	13	121	-35009	2964
40	14	- 565	-35711	0

Tabla 5.3.4. Elementos mecánicos para $p = 16500 \text{ kg/m}^2$.

Fuerza axial máxima:

Dovela 1

$$M = 428 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$t = 40 \text{ cm}$$

$$T_{\text{max}} = -34209 \text{ kg}$$

$$I_{xx} = 15210 \text{ cm}^4$$

sustituyendo

$$\sigma = \frac{-34209}{67.6} \times \frac{42800}{15210} \times 15$$

$$\sigma_1 = -464 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -548 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante máximo:

Dovela 10

$$M = -4220 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$t = 102 \text{ cm}$$

$$T = -24621 \text{ kg}$$

$$I_{xx} = 67.6 \times 46^2 = 143041 \text{ cm}^4$$

sustituyendo

$$\sigma = \frac{-24621}{67.6} + \frac{-422000}{143041} \times 46$$

$$\sigma_1 = -228 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -500 \text{ kg/cm}^2 < 1000 \text{ kg/cm}^2$$

∴ SE ACEPTA UN ARMADO PRINCIPAL DE

$$1'' \text{ } \phi \text{ } 15 \text{ cm}$$

$$\text{para un } p_{\text{max}} = 16500 \text{ kg/m}^2$$

ESTA TESTS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

5.3.5. ARMADO LONGITUDINAL.

El acero longitudinal se calcula considerando un acero mínimo por temperatura.

El área de acero mínimo por temperatura se obtiene con la siguiente expresión:⁴

$$A_s = 0.002bd$$

donde

0.002 es el porcentaje de acero mínimo

b es un ancho unitario de 1.0 m (100cm)

d es la distancia del centroide del acero de refuerzo a la fibra extrema del concreto. Para nuestro espesor mínimo de 40 cm considerando un recubrimiento de 5cm
 $d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$

A_s área de acero mínimo por temperatura en cm^2 .

sustituyendo

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2$$

se propone usar varilla de $\frac{3}{4}$ " de ϕ . Esta varilla tiene un área transversal de 1.27 cm^2 .

el número de varillas necesarias será:

$$\# \text{ Var} = \frac{7.00}{1.27} = 5.5 \text{ Vars. } \frac{1}{2} \text{ " } \emptyset$$

y el espaciamiento es :

$$\frac{100}{5.5} = 18 \text{ cm}$$

aunque el acero mínimo resulto ser de Vars. $\frac{1}{2}$ " \emptyset 18 cm
para garantizar mayor seguridad se armara longitudinalmente
con :

Vars. $\frac{1}{2}$ " \emptyset @ 25 cm.

en todo el sifón.

5.3.6. RESUMEN DEL ARMADO PROPUESTO.

Se analizaron cuatro puntos del sifón con diferentes presiones interiores y se encontró una cantidad de acero adecuada para soportar satisfactoriamente los esfuerzos a los que se estará sujeta la tubería en cada una de estas secciones.

De este modo se dividió el sifón en cuatro secciones cada una con un armado diferente, porque resultaba ilógico y antieconómico armar todo el conducto con el valor de la mayor presión interior (punto más bajo del trazo).

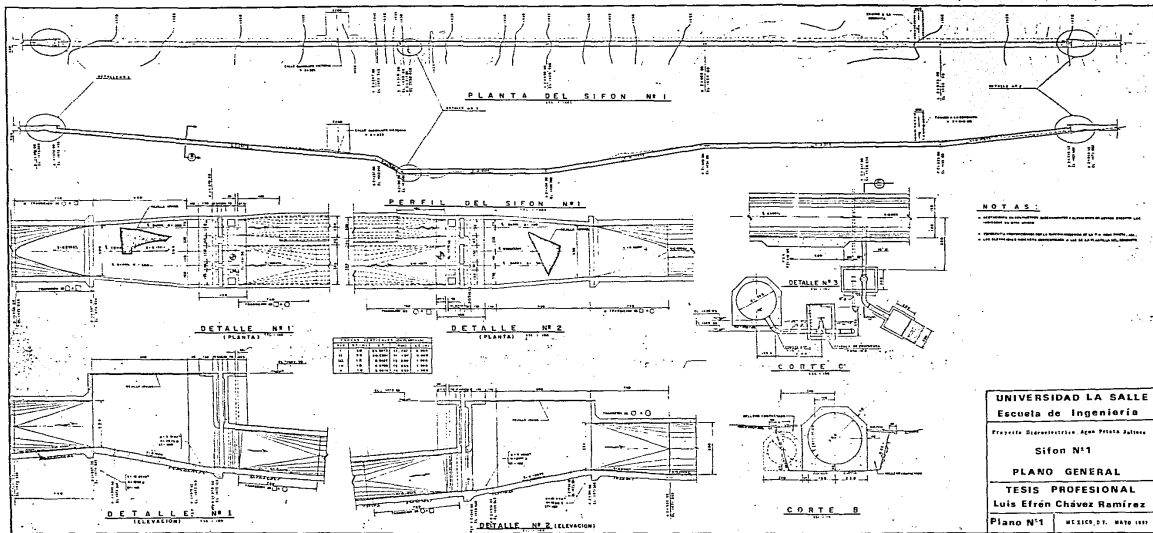
Las secciones y sus diferentes armados se muestran en el plano de armados (plano N° 2). A continuación se resumen los armados propuestos:

SECCION N°	ARMADO PRINCIPAL (ANILLOS)	ARMADO LONGITUDINAL
1	1 " Ø 15 cm	El armado
2	1 1/4" Ø 20 cm	longitudinal
3	1 1/2" Ø 20 cm	es el mismo:
4	1 1/4" Ø 15 cm	1/2" Ø 25 cm

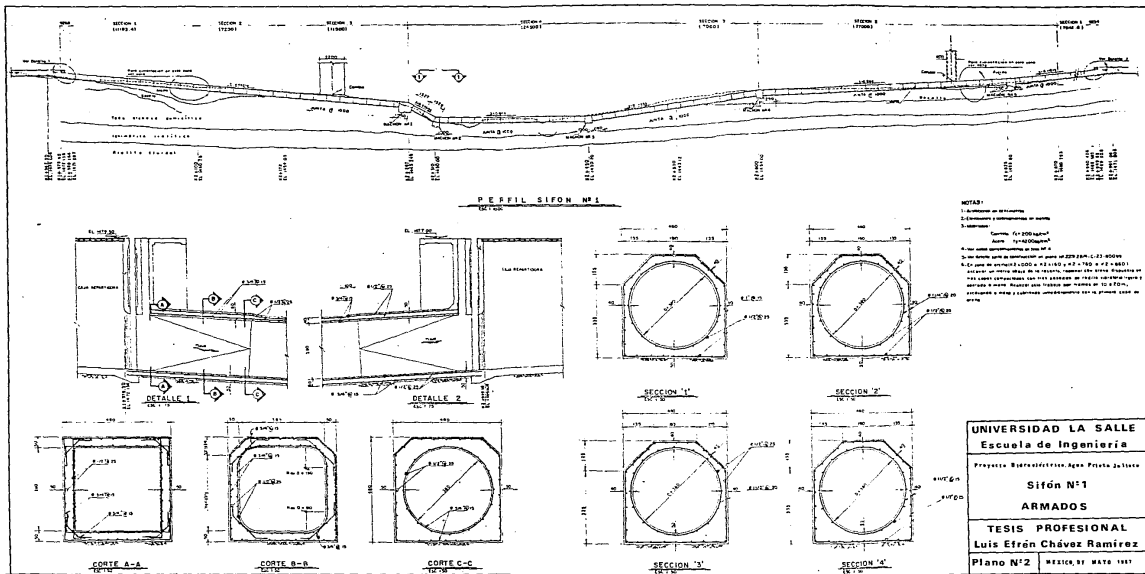
Tabla 5.3.6 Resumen del acero propuesto.

Referencias :

- 1.- Serge Leliavsky, Irrigation and Hydraulic Design, Vol. 2 Irrigatin Works
Chapman & Hall , London 1957, p.276.
- 2.- United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.
Engineering Monograph Núm. 7. 1965.
Friction Factors for Large Conduits Flowing Full.
- 3.- United States Department of the Interior. BUREAU OF RECLAMATION.
Engineering Monographs Núm. 14 1952.
"Beggs Deformeter Stress Analysis of Single-Barrel Conduits.
H.B.Phillips, Denver, Colorado, April 1952.
- 4.- Instituto Mexicano del Concreto, Reglamento de Construcción y Diseño de
Estructuras de Concreto Reforzado. A.C.I. 318-77.



UNIVERSIDAD LA SALLE
Escuela de Ingeniería
 Proyecto Biomecánica Agua Potable
 Sifón N°1
PLANO GENERAL
TESIS PROFESIONAL
 Luis Efrén Chávez Ramírez
 Plano N°1 MEXICO, D.F., MAYO 2011



UNIVERSIDAD LA SALLE	
Escuela de Ingeniería	
Proyecto Hidráulico: Agua Potable La Salle	
Sifón N°1	
ARMADOS	
TESIS PROFESIONAL	
Luis Efrén Chávez Ramírez	
Plano N°2	MEXICO, 01 DE MAYO DE 1987

CONCLUSIONES.

La realización de un proyecto de las características y magnitud de la Planta Hidroeléctrica "Agua Prieta, Jal." es un factor muy importante en el desarrollo económico y social de la región.

Para la realización de esta obra es necesario resolver una gran cantidad de problemas de carácter técnico, algunos de ellos novedosos, que requieren de los conocimientos y la experiencia de los ingenieros encargados de diseñar estas obras.

Este trabajo cumple con este objetivo, al proporcionar el diseño de un sifón invertido para conducir el agua a través de la depresión que forma el Arroyo Hondo.

En su diseño se utilizó la experiencia en obras de este tipo, expresada en forma de normas, recomendaciones, criterios de diseño y estudios realizados por dependencias encargadas de proyectar, como el United States Bureau of Reclamation (USBR) de los Estados Unidos, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) y la Comisión Federal de Electricidad en México; incluyendo la asesoría de gente especializada que ha dedicado varios años a la realización de estas obras.

En el trabajo, puede verse que el diseño hidráulico y estructural de un sifón invertido, si bien no resulta ser demasiado complejo, si requiere de la atención de parte del proyectista en algunos aspectos im-

portantes, como pueden ser:

A. Aspecto hidráulico.

En este aspecto, en el capítulo 3 referente a la elección del tamaño más conveniente de los conductos, se observa que ésta depende ya conocidos los gastos de proyecto de los valores permitidos de velocidad máxima y mínima en los conductos.

En el caso específico de este trabajo, se adoptaron las recomendadas por el USBR, sin embargo, no existen valores que tomen en cuenta el hecho de que se trata en este caso de aguas residuales que poseen una gran cantidad de sólidos en suspensión; hacen falta para esto realizar pruebas de laboratorios con modelos que usen este tipo de aguas.

B. Aspecto Estructural.

El análisis estructural se realizó según los valores expresados en tablas obtenidas del análisis de modelos a escala por el deformómetro de Beggs, siendo ésta la forma más exacta y sencilla que se conoce. Sin embargo, debe destacarse que este método se publicó por primera vez hace más de 30 años, y durante este tiempo y gracias al desarrollo de las computadoras se han desarrollado métodos más exactos de análisis (p.e. el elemento finito). La aplicación de estos métodos en este tipo de estructuras, y su publicación, conducirá a una interpretación más

exacta del comportamiento real de la estructura.

El diseño estructural, se realizó proponiendo una cantidad de acero de refuerzo, tal que cumpla con la condición de que el esfuerzo máximo sea igual o menor que 1000 kg/cm^2 . Esta reducción en el esfuerzo es para evitar grietas en el concreto. Este factor de seguridad tan alto es producto del comportamiento de los materiales que trabajan para resistir los esfuerzos en el conducto.

La necesidad de cumplir con factores de seguridad tan altos, obligan al proyectista a proponer porcentajes muy elevados de acero, que aumentan el costo de la obra y la dificultad en su construcción.

Es necesaria pues una una evaluación técnica y económica sobre los materiales y su uso en este tipo de estructuras.

Puede concluirse que el diseño del sifón invertido ha sido el adecuado y que asegura un comportamiento hidráulico y estructural eficiente, pero como todas las soluciones en ingeniería, no es la única ni la mejor, es sólo una experiencia más en el diseño de este tipo de estructuras, las cuáles, conforme al progreso de la ingeniería serán cada día más eficientes, económicas y seguras.

ANEXO I

El Deformómetro de Beggs.

Los fundamentos del método provienen de una aplicación directa de la Ley de Maxwell de los Desplazamientos Recíprocos, que dice que para dos puntos cualquiera de una estructura, el cociente de la deflexión en el primer punto entre la carga que lo causa, aplicada en el segundo punto, es igual al cociente de la deflexión en el segundo punto entre la carga que la provoca aplicada en el primer punto.

En la aplicación general de este método de análisis de esfuerzos un pequeño modelo elástico a escala de la estructura a analizar se deforma en un corte del modelo mediante el uso de bloques y conexiones. Diferentes combinaciones se usan para aplicar momento, carga axial y cortante. Microscopios especiales se usan para medir los desplazamientos provocados en los puntos que corresponden a los puntos de carga de la estructura real.

De las ecuaciones de Maxwell las siguientes ecuaciones se pueden escribir para las reacciones en cada sección:

$$T = P \frac{b}{a} ; \quad S = P \frac{d}{j} \quad , \quad M = P \frac{f}{e} n$$

donde

n factor de escala (prototipo del modelo)

- S cortante en la sección.
- T fuerza axial en la sección.
- M momento en la sección.
- P carga que actúa en el punto del prototipo.
- a desplazamiento vertical aplicado en la sección.
- j desplazamiento horizontal aplicado en la sección.
- e desplazamiento angular aplicado en la sección.
- b desplazamiento medido en el punto de aplicación de la carga debido a "a".
- d desplazamiento medido en el punto de aplicación de la carga debido a j.
- f desplazamiento medido en el punto de aplicación de la carga debido a e.

Las únicas incógnitas en estas ecuaciones son T, S y M. Los valores de a, j y e son las deformaciones aplicadas conocidas; b, d y f son las deformaciones medidas debidas a a, j y e respectivamente, y P es la carga aplicada en el modelo. Las incógnitas entonces pueden ser determinadas.

Debe mencionarse que el método del Deformómetro de Beggs toma en cuenta automáticamente el trabajo en la estructura debido al momento, fuerza axial y cortante así como efectos de aplastamiento y otros cambios de forma. En los otros métodos analíticos usuales sólo el trabajo debido al momento es considerado.

B I B L I O G R A F I A .

1. BRAMBILA MICHEL JORGE
ESTRUCTURAS EN ZONAS DE RIEGO, SIFONES, TOMO 1
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
MEXICO, D.F. 1976.
2. HANDBOOK OF APPLIED HYDRAULICS
Mac-GRAW HILL
SEGUNDA EDICION
NUEVA YORK 1952.
3. P.M. FERGUSON
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.
LIMUSA, MEXICO, D.F. 1985.
4. TRUEBA CORONEL SAMUEL
HIDRAULICA
MORGIS EDITORES, MEXICO, D.F. 1959
5. F. TORRES HERRERA
OBRAS HIDRAULICAS
EDITORIAL LIMUSA, MEXICO, D.F. 1980.
6. SERGE LELIAVSKY
IRRIGATION AND HYDRAULIC DESIGN
VOL.2 IRRIGATION WORKS
CHAPMAN & HALL LTD.
LONDON 1957.