



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA

FACULTAD DE INGENIERIA

28
59

ANÁLISIS DE UNA SOLUCIÓN
TIPO PARA EL CRUCE DEL
DREN COLECTOR EN EL
DISTRITO DE RIEGO
NUM. 46

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

DAMKEN RODRIGUEZ MANUEL RAMON



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-164

Señor MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M.C. Francisco Zamora Millán, para que lo desarrolle como tesis para su Examen Profesional de la carrera de Ingeniero --- CIVIL.

ANALISIS DE UNA SOLUCION TIPO PARA EL CRUCE DEL
DREN COLECTOR EN EL DISTRITO DE RIEGO No.46

Introducción.
Antecedentes.
Estudios de campo.
Elaboración de proyectos.
Procedimiento de construcción.
Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 10 de agosto de 1983
EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ.

A MIS ABUELOS
CUYA AUSENCIA LLORO

A MI PADRE
POR SU CARIÑO Y APOYO,
ADEMÁS DE SER QUIEN ME DIÓ
LOS PRIMEROS CONOCIMIENTOS EN
ESTA INTERESANTE PROFESIÓN

A MI MADRE
POR DARMÉ VIDA Y
TERNURA

A MIS HERMANOS
COMO CUMPLIMIENTO TARDÍO
DE SUS DESEOS

A ESTELA

POR DARME PARTE
DE SU VIDA, AMOR
E HIJOS

A

CARLOS MANUEL
MANUEL ENRIQUE
MANUEL FRANCISCO

COMO UNA META A REALIZAR.

I N D I C E

		Página
Introducción		1
Antecedentes	Planos 1 y 2	2 a 4
Estudios de Campo	Planos 3 al 13	5 a 13
Elaboración de Proyecto	Planos 14 al 17	14 a 47
Procedimientos de Construcción	Planos 18 al 31	48 a 51
Conclusiones		52 a 53

I N T R O D U C C I O N

Al aplicar los conocimientos adquiridos por el nuevo Ingeniero que pasó por la Facultad de Ingeniería una mayor o menor cantidad de años, los primeros comentarios que generalmente escucha por la labor realizada, terminan en moralejas del tipo de "Los Ingenieros se hacen en la práctica" o "Las teorías no se ajustan a las realidades existentes, ya que sus aplicaciones además de onerosas son improcedentes", lo cual no resulta muy reconfortante.

Sin buscar polemizar en la certeza de tales afirmaciones, considero que el novel Ingeniero si puede detectar que en algunas obras no se cumple con la función básica del Ingeniero que debiera ser la "Aplicación razonada de la técnica para mejorar el medio ambiente en beneficio de la mayoría social, logrando calidad, a menor costo para brindar seguridad y confort". Sino que generalmente se adoptan soluciones tipo y se aplican a cualquier lugar del país.

Un análisis que busca ser más constructivo que destructivo de una de las soluciones antes mencionadas, y que puede ser ubicada en cualquier zona costera de nuestro territorio, es lo que trataré de comentar y además mostrar que el nuevo profesionalista aplicando las experiencias de los Ingenieros Maestros de la Facultad y lo aprendido en los libros por ellos recomendados también puede ser útil.

En la solución tipo que se dió al problema que analizo en este trabajo se hicieron una serie de omisiones y simplificaciones que no fueron atinadas, alguna de ellas las mencionó en el cuerpo de esta presentación.

A N T E C E D E N T E S

La Historia de la humanidad hace saber que las grandes cul
turas de la antigüedad, florecieron íntimamente ligadas con los
ríos y su subsistencia dependió del aprovechamiento de sus aguas,
pues con ello lograban beneficiar su agricultura y ganadería.

En nuestro país las culturas Prehispanicas estaban asenta
das en los márgenes de los lagos y ríos, igualmente en la época
de la Colonia las Haciendas y Poblaciones que los Conquistadores
crearon, dependieron en casi todos los casos del agua, excepto en
zonas de explotación minera.

El agua ha dado poder y posibilidad de explotación a quien
la posee, por eso en la República Mexicana se optó por conside
rarla propiedad de la Nación, con objeto de regular la explota
ción, uso y aprovechamiento conforme lo exija el interés públi
co, esto mediante obras artificiales construidas por la Secreta
ría y Agricultura y Recursos Hidraulicos y administrados por la
propia Secretaría en forma de Distritos de Riego.

En el Estado de Chiapas y al Sureste de la región conocida
como Soconusco, se encuentra ubicada una extensa planicie cuyos
terrenos son propicios para la agricultura y ganadería, en ella
se creó el Distrito de Riego No. 46, por Decreto Presidencial
de noviembre de 1954, para beneficiar con el aprovechamiento de
las aguas del Río Suchiate una superficie aproximada de 10 000
Has. (Plano N^o 1).

El Río Suchiate y sus principales afluentes los Ríos Petaca
lapa, Nica y Cabus nacen en la República de Guatemala, es límite
Internacional entre las Repúblicas Mexicana y de Guatemala, por
lo que el uso de sus aguas requiere de un acuerdo entre los dos
países, para conocer los porcentajes correspondientes a cada uno
de ellos.

El aspecto legal internacional, ha limitado la aplicación de avanzadas técnicas de Ingeniería para el aprovechamiento racional de las aguas del Río Suchiate, por lo que en la actualidad no se ha construido ni siquiera una obra de derivación estable, solamente se cuenta con un bordo rústicamente formado con piedras y arenas del mismo río, buscando únicamente represar las aguas para así conducir las por un canal principal.

La creación del Distrito de Riego permitió que inicialmente 2500 Has. aproximadamente, cambiaran de monocultivos poco rentables a cultivos como el plátano, algodón, mango, etc., abasteciendo con su producción al D. F. y a varios estados de la república, igualmente se logró exportar plátano por la alta calidad obtenida en el producto, con el incremento económico se logró la tecnificación de la agricultura, igualmente la ganadería recibió el beneficio del agua para sus pastizales y abrevaderos.

Además se creó la infraestructura necesaria para mover la producción agrícola y ganadera que se incrementó, se construyeron terracerías en los bordos de los canales y drenes recién construidos para facilitar la comunicación e igualmente se proporcionó agua potable a los poblados que se encontraban dentro del Distrito de Riego.

Al llegar a los 20 años de funcionamiento del Distrito, se tenían aproximadamente 8000 Has. de riego y existían 7000 Has. susceptibles de regarse si se aplicaban técnicas modernas de aprovechamiento de las aguas que para riego se obtenían en el río, por lo que la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos elaboró un proyecto de rehabilitación y ampliación del Distrito de Riego. (Plano N^o 2).

Dentro del proyecto se buscaba reducir las pérdidas de conducción y los costos de conservación del sistema, buscando con ello optimizar el aprovechamiento del agua, igualmente se procuró hacer más funcional el Distrito, para lo cual se aumentó la longitud de los canales y drenes existentes, el número de tomas

de agua, represas y los caminos en las nuevas superficies de cultivo.

La ejecución de las obras de rehabilitación y ampliación del Distrito produjo de inmediato el incremento en la producción en las tierras beneficiadas, lo cual alentó la formación de nuevos centros de población en la región y la apertura al cultivo de terrenos de temporal, mismos que resultaban beneficiados con los sistemas de drenaje implantados, igualmente se aumentó el número de caminos dentro del Distrito y de puentes alcantarillas y carreteros para facilitar el movimiento de los grandes vehículos usados actualmente en la zona.

Los habitantes de los nuevos centros de población ubicados fuera de la superficie considerada como susceptible de regarse dentro del Distrito, utilizan por diferentes medios el agua de los canales laterales que concluyen su desarrollo en las proximidades del Dren Colector y con ellas riegan aproximadamente 500 Has. fuera del Distrito de Riego, obteniendo con ello grandes beneficios agrícolas y este progreso obligó a aumentar también los caminos de tránsito, por lo que solicitaron y obtuvieron la construcción de un puente sobre el Dren Colector.

El lugar seleccionado para el puente fué el cruce de la calle 4a Sur con el Dren Colector, por tener dicha calle un puente que cruza el Canal Principal del Distrito de Riego, además de permitirse así la rápida comunicación con poblados que cuentan con los servicios asistenciales necesarios, se consideró también la calidad de la terracería y el hecho de ser bordo del canal lateral derecho Km. 12 + 040 totalmente revestido de concreto.

ESTUDIOS DE CAMPO

Conocida la ubicación del sitio del cruce, programe los es
tudios de campo que desde el punto de vista técnico me proporcio
narían los elementos necesarios para en gabinete proyectar el
puente, también localizaría el lugar donde existen bancos de ma
teriales útiles para ser usados como agregados y los poblados
donde se puede adquirir los demas elementos necesarios para la
construcción, los estudios realizados fueron los siguientes:

TOPOGRAFICOS

HIDRAULICOS

MECANICA DE SUELOS

TRANSITO

CONSTRUCCION

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

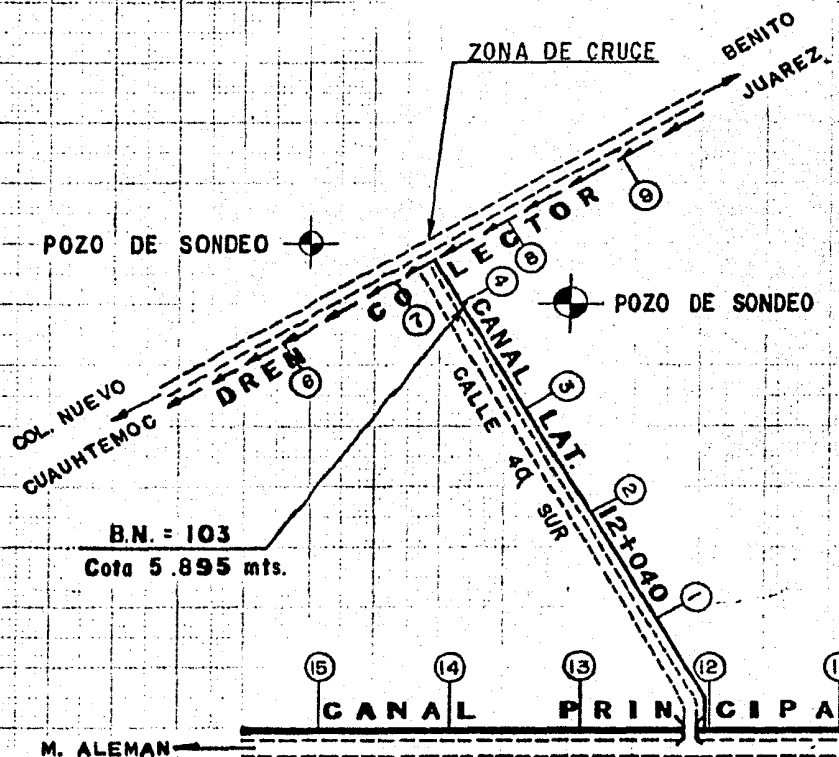
Los estudios topográficos que realicé, tuvieron como fin, conocer el cadenamamiento de la zona de cruce y su cota; para lo cual con ayuda de las referencias existentes localicé puntos sobre los trazos de la calle 4a. Sur y del camino que en el bordo de la margen derecha del Dren Colector existe, apoyándome en ellos conocí los cadenamamientos del cruce para ambos trazos, igualmente en el trazo del camino del bordo señalé dos puntos distantes del cruce 150 mts., uno aguas arriba y el otro aguas abajo.

El Banco de Nivel en que me apoyé para la nivelación diferencial de ambos trazos, esta ubicado sobre la banqueta izquierda del canal lateral derecho Km. 12 + 040 del Canal Principal, con cadenamamiento Km. 3 + 987.83 con elevación de 5.895 metros y marcado BN. 103. (Plano N^o 3).

Ademas de la nivelación de ambos trazos, nivelé el fondo del Dren Colector para obtener su perfil y conocer aproximadamente su rasante. (Planos N^o. 4 y 5). Igualmente fijé Bancos de Nivel auxiliares para utilizarlos en el proceso constructivo, en el cruce y en los puntos marcados a 150 metros del mismo efectué secciones transversales para ser usadas en los cálculos hidráulicos. (Planos N^o 6, 7 y 8).

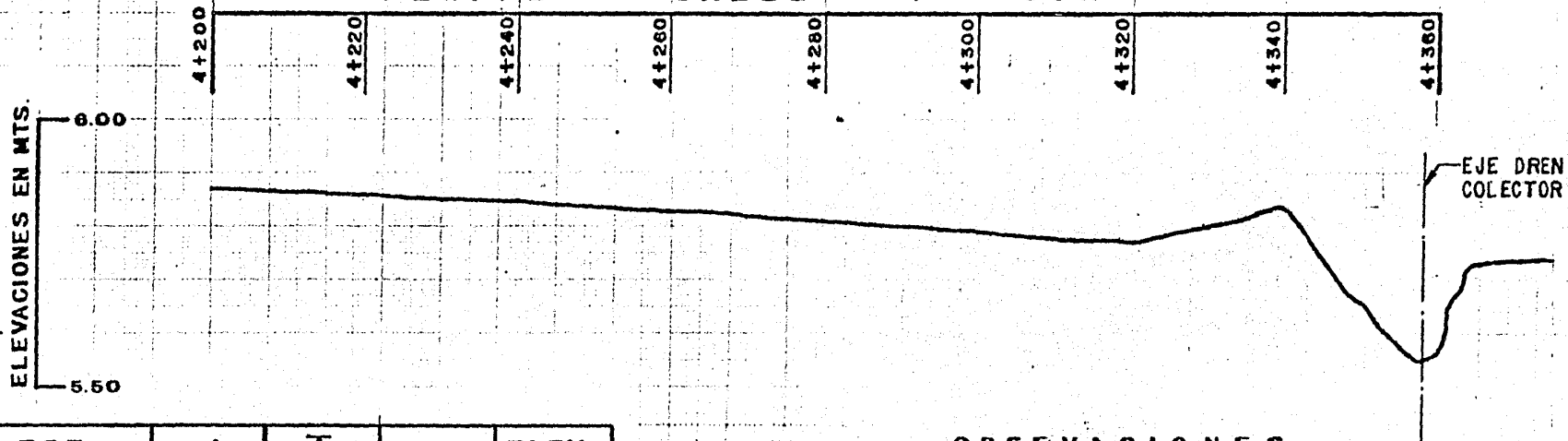
Los datos de localización del cruce obtenidos en el Estudio Topográfico fueron los siguientes:

Cruce:	Calle 4a. Sur y Dren Colector.
Camino:	Cd. Hidalgo Chis.- Ejidos del <u>Munici</u> pio.
Tramo:	I. López Rayón - Ejido Nvo. Cuauhtemoc
Kilometraje:	4 + 362.45 sobre calle 4a. Sur.
Origen:	Canal Principal
Kilometraje:	7 + 400 sobre bordo del Dren Colector.



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA
LOCALIZACION ZONA DE CRUCE
TESIS PROFESIONAL MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ
MEXICO, D. F. - MARZO - 1984 PLANO N ^o 3

PERFIL CALLE 4ª SUR



EST.	+	π	-	ELEV.
B.N. 103	1.782	7.657		5.895
PL. 4+200	1.639	7.510	1.786	5.871
4+220			1.651	5.859
4+240			1.663	5.847
4+260			1.682	5.828
4+280			1.699	5.811
4+300			1.720	5.790
4+320			1.739	5.771
PL. 4+340	1.759	7.585	1.684	5.826
4+360			2.062	5.523
4+362.45			1.837	5.748
PL. (3)	1.647	7.143	2.089	5.496
PL. (4)	1.596	7.208	1.531	5.612
B.N. 103			1.315	5.893

OBSEVACIONES

B. N. EN BANQUETA CANAL LAT. DER. KM. 12+040 KM. 3+987.83
 PL. (1) SOBRE CABEZA DE CLAVO DE 3 PULGADAS
 PL. (2) SOBRE CABEZA DE CLAVO DE 3 PULGADAS
 KM. 7+400 DREN COLECTOR B.N. TROMPO CON TACHUELA
 PL. (3) SOBRE GRAPAS COLOCADAS EN ESTACION
 PL. (4) SOBRE GRAPAS COLOCADAS EN ESTACION
 DIF. = 5.895 - 0.002

ESC. HORIZONTAL = 1 : 750
 ESC. VERTICAL = 1 : 10

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

DATOS TOPOGRAFICO Y PERFIL CALLE 4ª SUR

TESIS PROFESIONAL
 MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

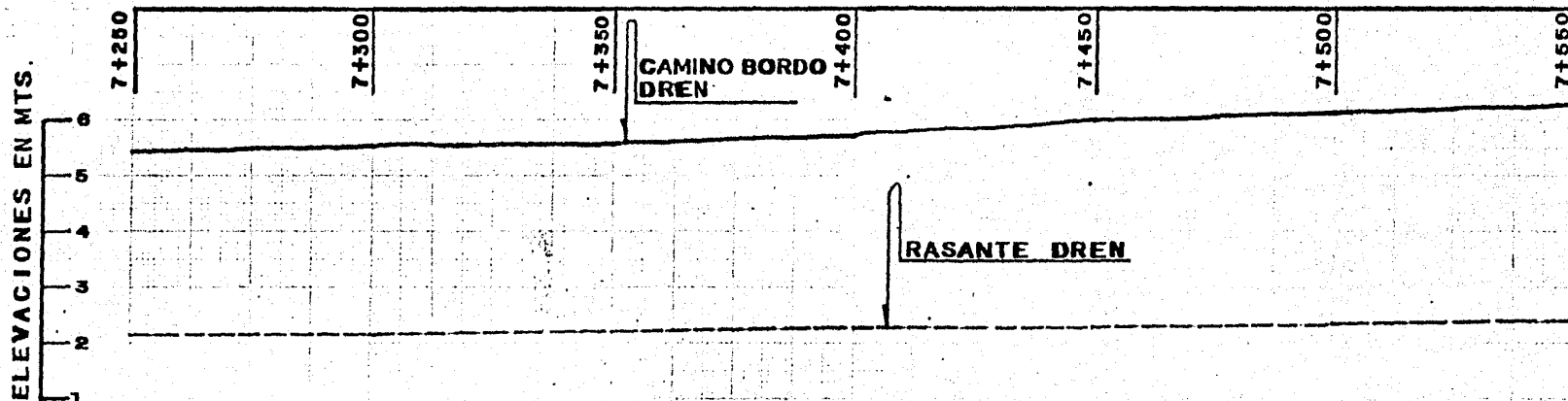
MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 PLANO Nº 4

TOLERANCIA = $0.01 \sqrt{\text{DISTANCIA NIVELADA SUMANDO IDA Y REGRESO}}$

$T = 0.01 \sqrt{0.750} = 0.009$

$T > \text{DIF.}$

PERFIL SOBRE TRAZO Y RASANTE DEL DREN



EST.	+	Δ	-	ELEV.
7+250			0.477	5.488
7+250 CD			3.838	2.127
7+300			0.440	5.525
7+300 CD			3.795	2.170
7+350			0.352	5.613
7+350 CD			3.751	2.214
7+400	0.217	5.965		5.748
7+400			0.960	5.751
7+400 CD			3.706	2.259
P.L. (1)	0.275	6.116	0.124	5.841
7+450			0.748	5.065
7+450 CD			3.813	2.303
7+500			0.612	6.099
7+500 CD			3.765	2.351
7+550			0.457	6.254
7+550 CD			3.719	2.397
P.L. (2)	1.749	6.711	1.154	4.962

OBSERVACIONES

B.N. TROMPO CON TACHUELA KM. 4+362.45 CALLE 4º SUR
CD CENTRO DEL DREN

P.L. (1) ESTAGON CON GRAPAS CRUZADAS

P.L. (2) ESTAGON CON GRAPAS CRUZADAS

DIF. = 5.751 - 5.748 = 0.003

T > DIF.

$T = 0.01\sqrt{600} = 0.008$

ESC. HORIZONTAL = 1 : 1 250

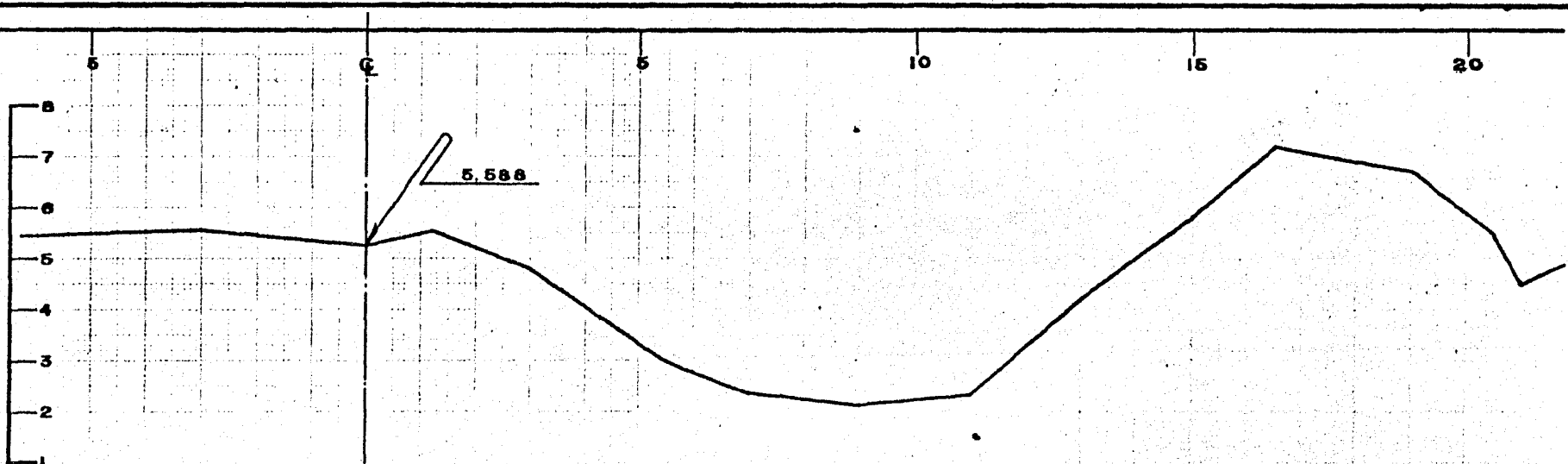
ESC. VERTICAL = 1 : 1 00

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

DATOS TOPOGRAFICO Y
PERFIL SOBRE TRAZO Y RASANTE DEL DREN

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO Nº 5



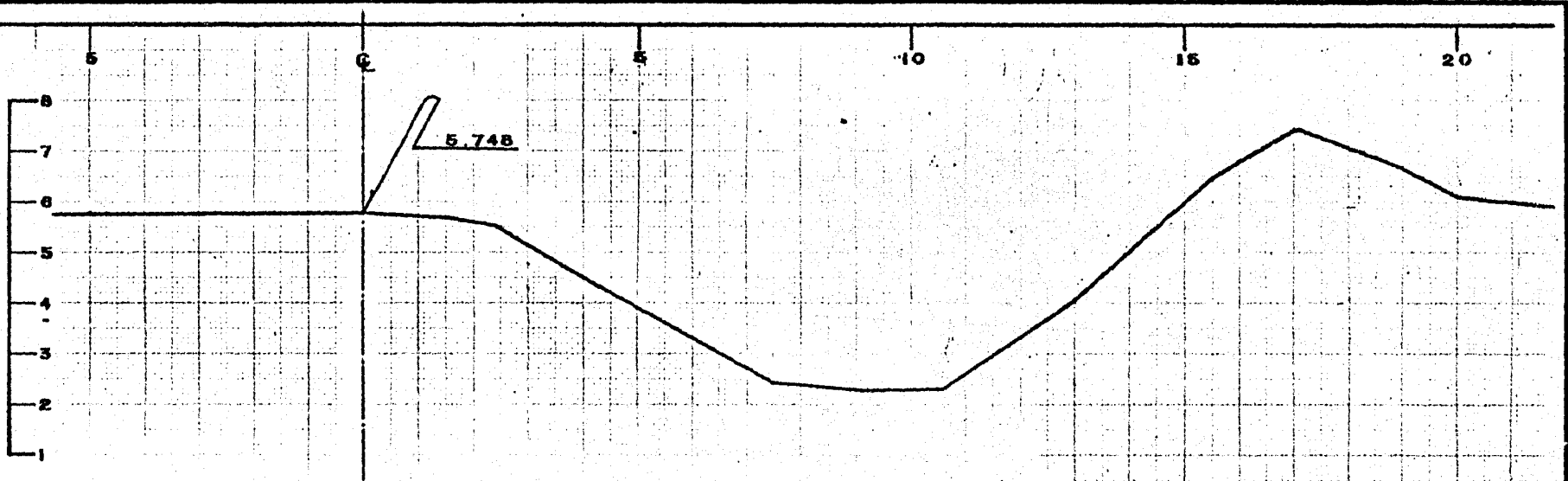
EST. IZO.	+	∩	-	ELEV.	EST. DER.	+	∩	-	ELEV.
7+250	1.279	6.867		5.588	7+250	1.279	6.867		5.588
3.00			1.32	5.55	1.20			1.34	5.53
7.20			1.47	5.40	3.00			2.07	4.80
9.60			1.71	5.16	5.50	1.833	4.795	3.905	2.962
11.30			1.84	5.03	7.00				2.35
14.80			1.90	4.97	8.95				2.13
16.00			2.01	4.88	11.00				2.30
17.00	T.N.		2.14	4.73	13.00	3.624	7.831	0.588	4.207
					15.00			2.02	5.81
					16.50			0.64	7.19
					19.00			1.11	6.72
					20.50			2.33	5.50
					21.00			3.33	4.50
					22.50			2.58	5.25
					25.00	T.N.		2.63	5.20

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

DATOS TOPOGRAFICO Y
SECCION TRANSVERSAL DREN KM. 7+250

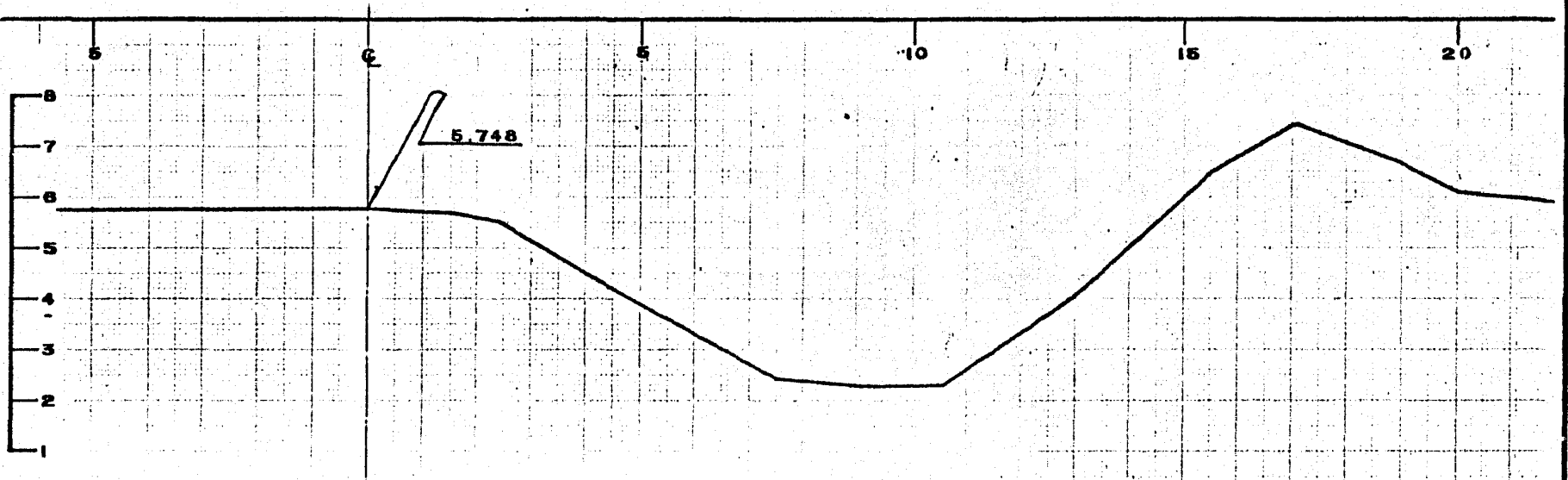
TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 PLANO NUM. 6



EST. IZQ.	+	∧	-	ELEV.	EST. DER.	+	∧	-	ELEV.
7+400	0.686	6.434		5.748	7+400	0.686	6.434		5.748
5.00			0.67	5.76	1.50			0.76	5.67
7.50			0.69	5.74	2.45	4+360		0.91	5.52
8.30			0.71	5.72	4.25	0.358	4.709	2.083	4.351
10.10			1.05	5.38	7.50			2.31	2.40
11.00			1.32	5.11	9.10			2.45	2.26
12.00			1.36	5.07	10.60			2.40	2.31
15.00			1.65	4.78	13.00	3.762	7.808	0.663	4.046
					15.50			1.37	6.44
					17.00			0.42	7.39
					19.00			1.18	6.63
					20.50			1.71	6.10
					22.45	4+340		1.98	5.83
					25.00			2.01	5.80

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DATOS TOPOGRAFICO Y
 SECCION TRANSVERSAL DREN KM.7+400
TESIS PROFESIONAL
 MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ
 MEXICO, D.F. - MARZO -1984 | PLANO NUM. 7



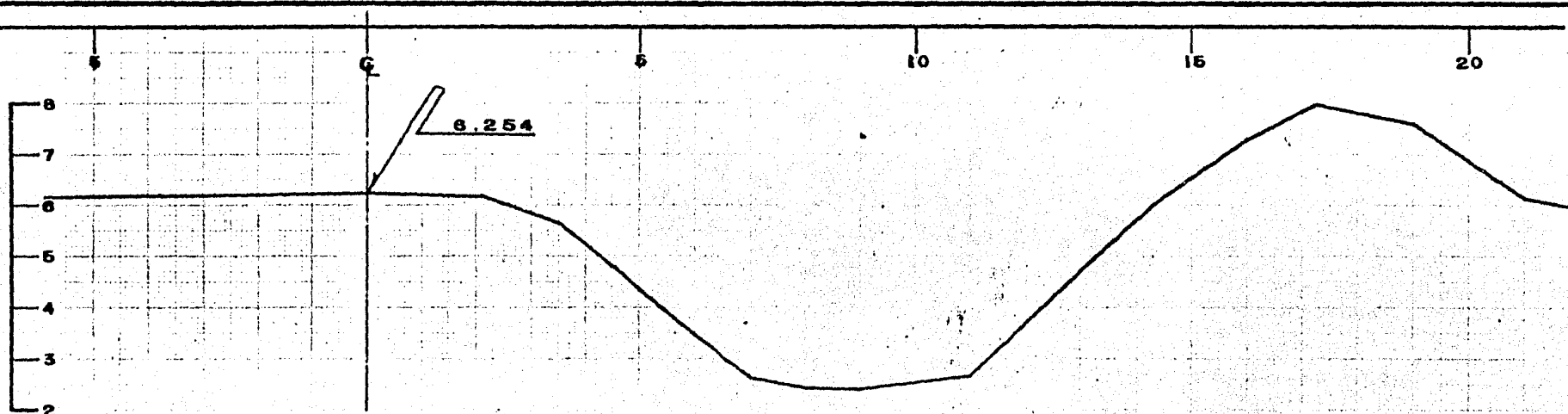
EST IZQ	+	∩	-	ELEV.	EST. DER.	+	∩	-	ELEV.
7+400	0.686	6.434		5.748	7+400	0.686	6.434		5.748
5.00			0.67	5.76	1.50			0.76	5.67
7.50			0.69	5.74	2.45	4+360		0.91	5.52
8.30			0.71	5.72	4.25	0.358	4.709	2.083	4.351
10.10			1.05	5.38	7.50			2.31	2.40
11.00			1.32	5.11	9.10			2.45	2.26
12.00			1.36	5.07	10.60			2.40	2.31
15.00			1.65	4.78	13.00	3.762	7.808	0.663	4.046
					15.50			1.37	6.44
					17.00			0.42	7.39
					19.00			1.18	6.63
					20.50			1.71	6.10
					22.45	4+340		1.98	5.83
					25.00			2.01	5.80

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

DATOS TOPOGRAFICO Y
SECCION TRANSVERSAL DREN KM.7+400

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 7



EST. IZQ.	+	∧	-	ELEV.	EST. DER.	+	∧	-	ELEV.
7+550	1.362	7.612		6.254	7+550	1.362	7.616		6.254
3.75			1.44	6.18	2.15			1.44	6.18
5.90			1.49	6.13	3.50			1.97	5.65
8.50			1.52	6.10	4.50			2.82	4.80
9.00			1.66	5.97	5.50	1.584	5.487	3.713	3.903
13.00			1.80	5.82	7.00				2.63
16.00	T.N.		1.95	5.67	8.00				2.44
					8.95				2.40
					11.00				2.67
					13.30	3.749	8.965	0.271	5.216
					14.30			2.97	6.00
					16.00			1.69	7.28
					17.25			1.00	7.97
					19.00			1.37	7.60
					21.00			2.82	6.15
					22.50			3.09	5.88
					25.00	T.N.		3.15	5.82

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

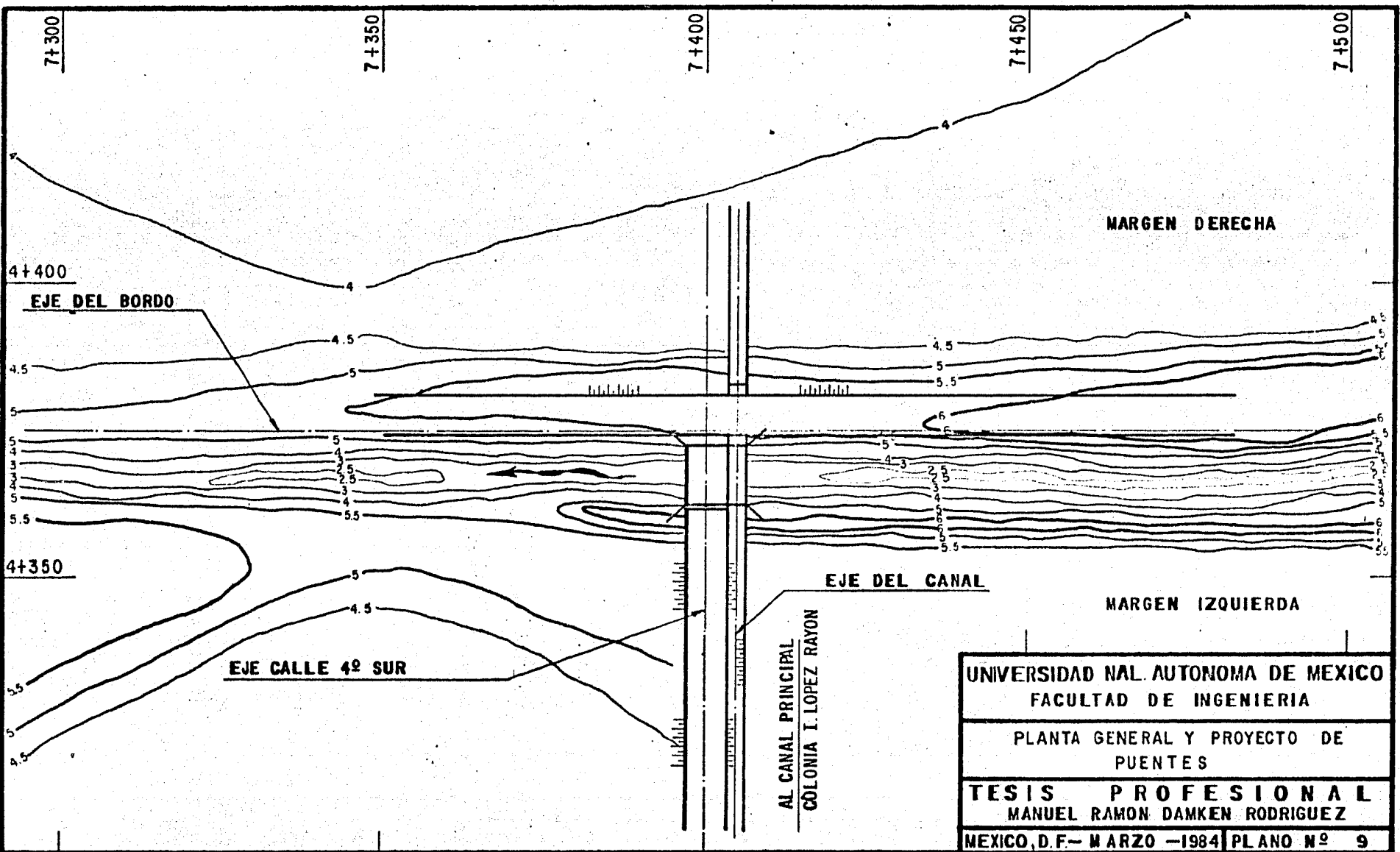
DATOS TOPOGRAFICO Y
SECCION TRANSVERSAL DREN KM. 7+550

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 8

Origen: Descarga del Dren Colector.
Esviajamiento: 0° 00'
Cota cruce caminos: 5.748 metros sobre el nivel medio del
mar.

El plano número 9 es una planta detallada del cruce, donde
incluir los puentes por construir.



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA
PLANTA GENERAL Y PROYECTO DE PUENTES
TESIS PROFESIONAL MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ
MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 PLANO N° 9

ESTUDIOS HIDRAULICOS

La característica especial que presenta este cruce, es la de tener la calle 4a. Sur un canal paralelo a su eje y el hecho de que sus aguas son llevadas con tubos sobre el Dren Colector para ser aprovechadas en el riego fuera de las superficies regables controladas por el Distrito, los tubos son uno de los medios mencionados antes de que se sirven los Ejidatarios para utilizar el agua del Distrito de Riego.

Lo anterior me permitió una pequeña ampliación al problema planteado inicialmente, al usar los estribos del puente a construir para apoyar un pequeño puente canal, que junto con una alcantarilla de tubos permita llevar el agua sobre el Dren y bajo el camino hasta el terreno natural lista para ser usada en el riego.

El Dren Colector en estudio plantea dos aspectos a considerar al proyectar el puente, primero tenemos el funcionamiento del Dren en épocas de riego con tirantes y velocidades variables pero poco significativas para el problema en estudio y segundo el Dren en un temporal extraordinario como fué el de septiembre de 1982, donde trabajó a toda su capacidad por las condiciones especiales que se presentaron.

De los vecinos de la zona obtuve datos relacionados con el nivel máximo alcanzado por las aguas en el temporal dentro del Dren, igualmente comprobé esos informes con los residuos que aún existen en los talud y con las elevaciones de esos puntos pude conocer el tirante alcanzado por las aguas máximas extraordinarias.

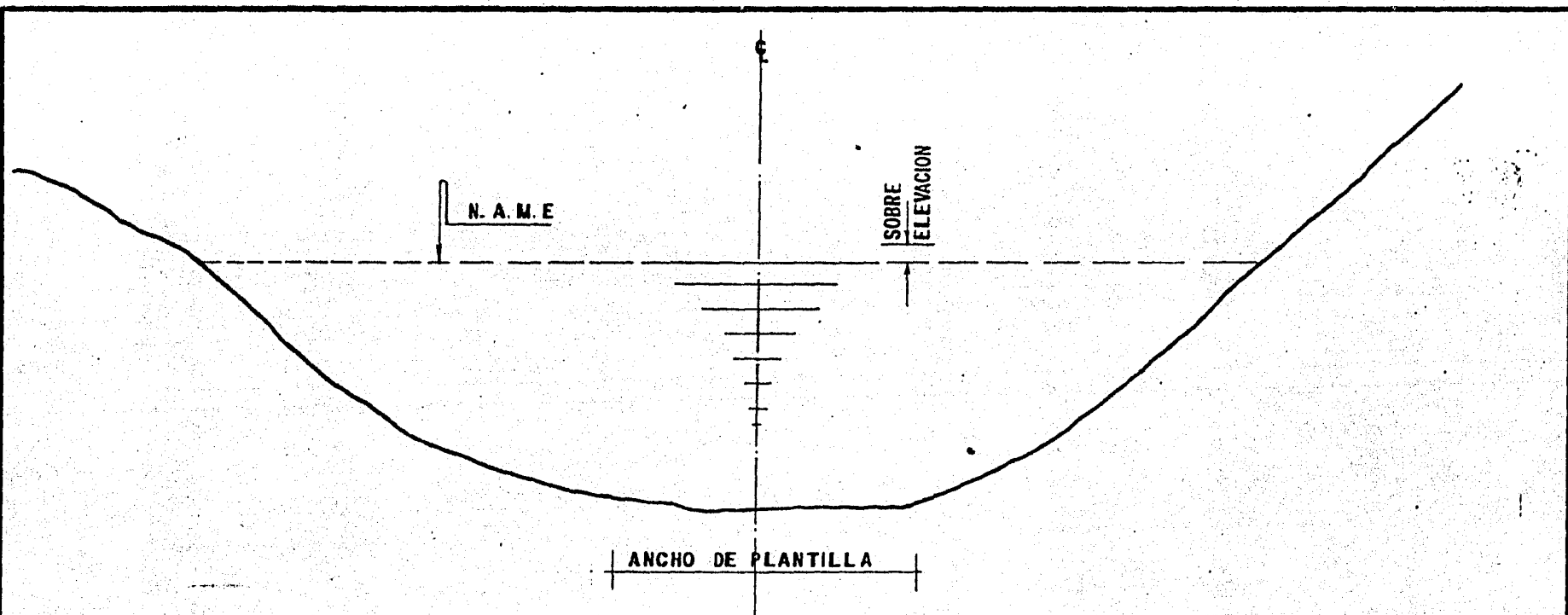
El gasto correspondiente al máximo tirante lo calculé mediante el método de sección y pendiente aplicando la fórmula de Manning, utilizando la sección del cruce y las dos secciones auxiliares colocadas a 150 metros a cada lado del cruce que ya mencioné,

el resultado puede estar influenciado por la magnitud del temporal y el rebase producido aguas abajo del Dren en su lugar de descarga. (Plano N^o 10).

Para conocer el funcionamiento hidráulico del Dren al colocar el puente en el sitio del cruce, con el teorema de Bernoulli calculé la sobreelevación que se producirá al obstruirse el cauce del Dren Colector con los estribos del puente y el resultado me permitió saber que espacio libre vertical debo de considerar en mi proyecto, dicho espacio no necesita ser muy grande ya que el cauce en estudio difícilmente arrastrará arboles o grandes cantidades de arbustos. (Plano N^o 11).

Los datos hidráulicos del canal lateral derecho Km. 12 + 040 los tomé del proyecto original (Plano N^o 12), los cálculos hidráulicos del puente canal me permitieron conocer la longitud de las transiciones necesarias para cambiar de la sección trapezoidal a la rectangular y viceversa, así como las pérdidas y remanso que estos cambios producen, estos cálculos se encuentran junto con los estructurales del puente canal. (Pág. 36 y sigs.).

Para el cruce del camino del bordo de la margen derecha del Dren Colector se hizo necesaria una alcantarilla, consideré que la solución aceptable era un tubo de 24 pulgadas de diámetro y con la pendiente adecuada se logrará no provocar remanso dentro de la alcantarilla, para mayor seguridad de la obra la alcantarilla contará con dos cabezotes armados con una parrilla de 3C a cada 25 cm. en ambos sentidos. (Plano N^o 13).



CALCULOS HIDRAULICOS DEL DREN

AREA HIDRAULICA = A = 13.50 m²

PERIMETRO MOJADO = P = 10.50 m

PENDIENTE = s = 0.001

COEF. DE RUG = n = 0.030

FORMULA DE MANNING

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{13.50}{10.50} = 1.2857$$

$$V = \frac{1}{0.03} (1.2857)^{2/3} (0.001)^{1/2} = 1.2463 \text{ m/Seg.}$$

Q = AV

$$Q = 13.50 \times 1.2463$$

$$Q = 16.8251 \text{ m}^3/\text{Seg.}$$

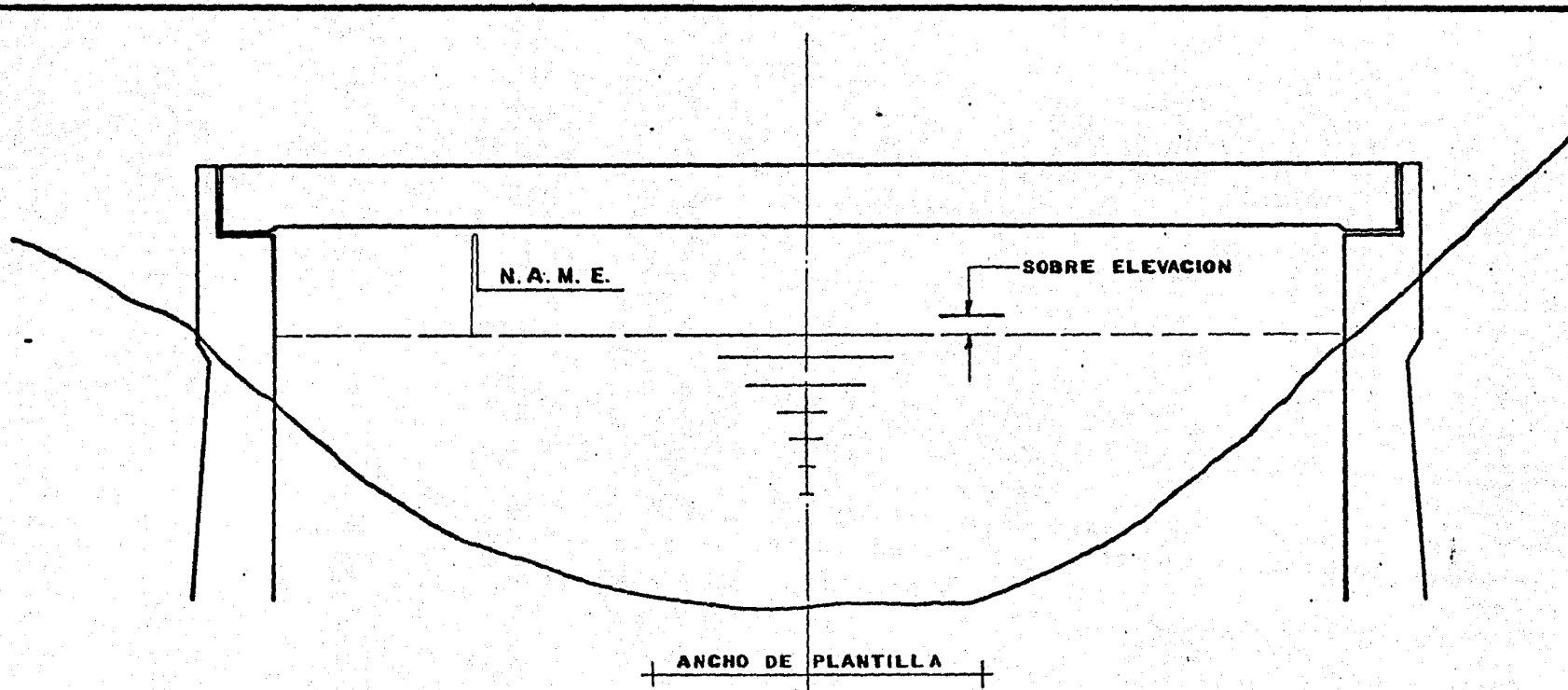
ESC. 1 : 50

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION Y DATOS HIDRAULICOS DEL
DREN COLECTOR

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO 1966 PLANO N° 10



CALCULOS DE LA SOBRE ELEVACION

$Q = 16.8251 \text{ m}^3/\text{Seg.}$ $V = 1.2463 \text{ m/Seg.}$ $A_1 = 13.50 \text{ m}^2$
 $A_0 = \text{AREA OBSTRUIDA POR TERRAPLEMES Y PILAS} = 2.50 \text{ m}^2$ $A_2 = A_1 - A_0 = 11.00 \text{ m}^2$

$V_2 = \frac{16.8251}{11.00} = 1.5296 \text{ m/seg}$

USANDO EL TEOREMA DE BERNOULLI PARA CALCULAR LA SOBRE ELEVACION

SI $P_1 = P_2 = 0$ $h_1 - h_2 = \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2g} = \frac{(1.5296^2 - 1.2463^2)}{2 \times 9.81}$

SOBRE ELEVACION = $h_2 - h_1 = 0.0401 \text{ mts.}$

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION Y DATOS DE SOBRE ELEVACION
 DREN COLECTOR

TESIS PROFESIONAL
 MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO N° 11

**SECCION TRANSVERSAL Y DATOS HIDRAULICOS
CANAL LATERAL DERECHA KM. 12+040
DEL CANAL PRINCIPAL**

**DATOS HIDRAULICOS
DEL KM. 3+350 AL KM. 4+360**

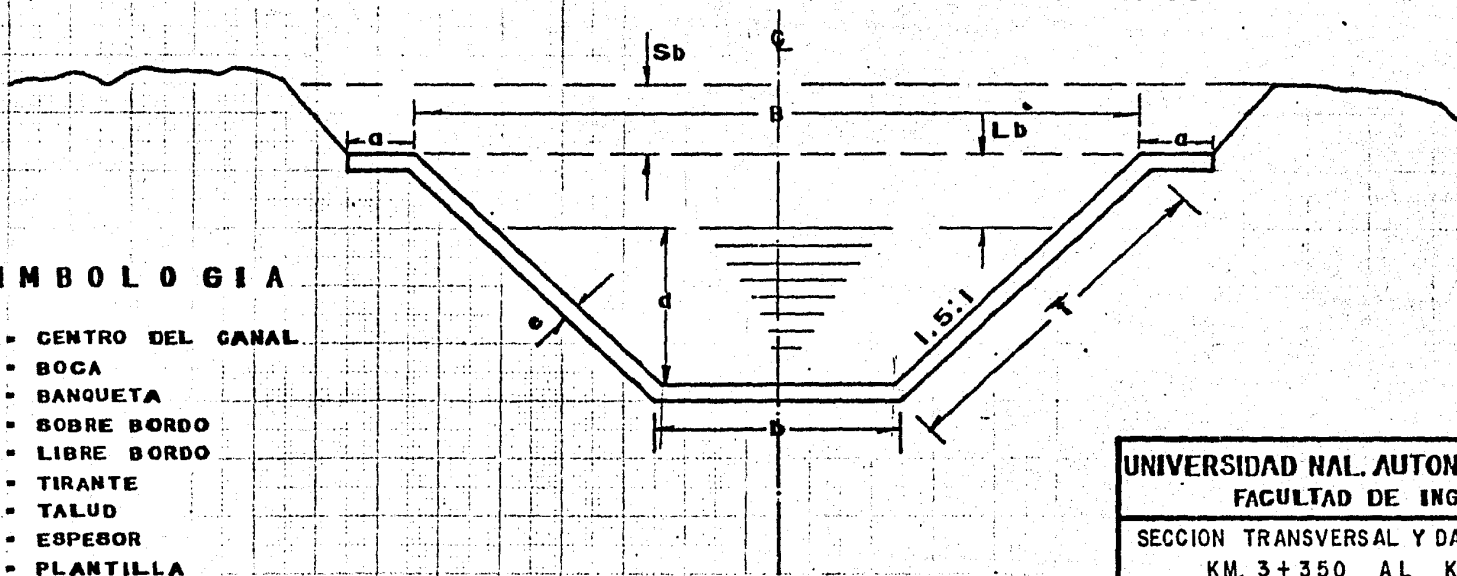
Q = 0.398 m ³ /Seg.	s = 0.0018
V = 1.004 m /Seg.	f = 1.5:1
A = 0.394 m ²	Lb = 0.25 m.
b = 0.60 m.	Sb = 0.15 m.
d = 0.35 m.	e = 0.05 m.
r = 0.212 m.	o = 0.10 m.
n = 0.015	

$$T = \sqrt{(1.5)^2 + (1)^2} (d + Lb)$$

$$T = 1.803 (d + Lb)$$

SIMBOLOGIA

- € - CENTRO DEL CANAL
- B - BOCA
- o - BANQUETA
- S.b - SOBRE BORDO
- L.b - LIBRE BORDO
- d - TIRANTE
- f - TALUD
- e - ESPESOR
- b - PLANTILLA
- D.T = 2(o+f)+b
- V.C. = (D.T) e (LONG.)

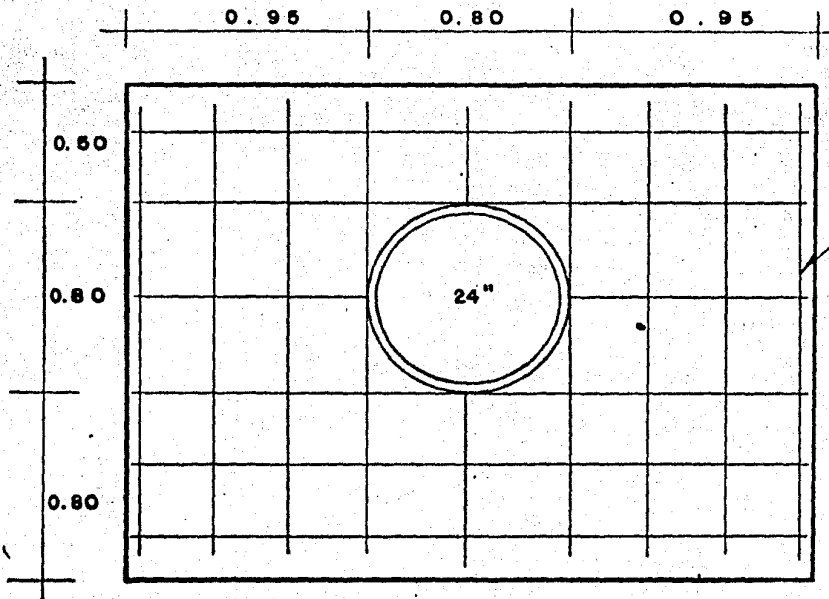
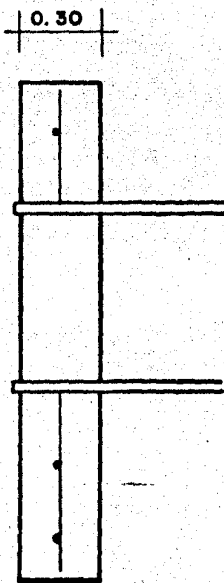


UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION TRANSVERSAL Y DATOS HIDRAULICO
KM. 3+350 AL KM. 4+360

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1973 - AÑO N.º 12



Vars. de 1/2" ϕ 30

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO FACULTAD DE INGENIERIA
ALCANTARILLA DE UN TUBO
TESIS PROFESIONAL MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ
MEXICO, D.F. - MARZO 1954 PLANO NUM. 13

ESTUDIOS MECANICA DE SUELOS

"La Mecánica de Suelos no es ave de tormentas, que sólo tenga aplicación razonable ante situaciones dramáticas y de peligro inminente, sino una respetable rama más de la Resistencia de Materiales, que proporciona criterios para el manejo óptimo de los Suelos en esta ocasión".

Ing. Alfonso Rico Rodríguez
IX Reunión Nacional de
Mecánica de Suelos

Por las características de la zona y considerando que el cruce es sobre un Dren, se necesita conocer las condiciones del subsuelo para evitar que una solución de machote, ocasione problemas en el proceso constructivo y en la vida útil de la estructura.

Buscando obtener datos del suelo para la elaboración del proyecto, en las proximidades del sitio de la obra, realicé dos sondeos a cielo abierto y con la aplicación de métodos de identificación de suelos en campo, encontré elementos que por su importancia no debo de ignorar al efectuar los cálculos de los estribos del puente.

Los resultados del sondeo fueron: Hasta los 50 cm. capa de tierra vegetal, en los siguientes 100 cm. existe una acumulación de sedimentos aluviales aportados por el río Suchiate principalmente, ya que esta zona queda comprendida dentro de las llanuras de inundación que afectaba anteriormente el río, la textura del material es arenosa y su consistencia frágil.

De los 150 cm. en adelante el suelo comienza a ser prácticamente una arena muy fina, en los primeros 15 cm. el material se encuentra húmedo y al profundizar en la excavación, el material obtenido va teniendo mayor cantidad de agua, hasta que a los 200 cm. se halla completamente saturado.

El nivel freático lo encontré en ambos pozos aproximadamente a los 250 cm. y observé que el material después de esa profundidad se comporta en forma extraña, ya que con la simple vibración de la palas comienza a fluir, presentando apariencia de ebullición y perdiendo la capacidad de carga que tiene la arena, hasta el momento en que el flujo del agua se detiene. La exploración se terminó a los 3 metros ya que el diámetro de los pozos se incrementaba mucho.

Aun cuando la exploración realizada pudiera considerarse insuficiente, los resultados obtenidos me permiten conocer el comportamiento del suelo y algunas de sus características más importantes, las que utilizaré al realizar el proyecto del puente y el programa para su construcción.

El informe más importante obtenido es el de la posibilidad de licuación de las arenas que se encuentran bajo el nivel freático, pues me permiten prever una posible falla del suelo al ser cargado en esa zona, ya que las vibraciones de los vehículos podrían ocasionar la alteración de las características del terreno tomadas para el diseño.

Los valores de capacidad de carga y ángulo de reposo del material donde coloqué los estribos fueron los indicados en las especificaciones para proyecto, de Puentes de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas en su capítulo 4.

ESTUDIOS DE TRANSITO.

Las características especiales que la región demostró desde la creación del Distrito de Riego, me hacen considerar que este puente dará servicio a vehículos de gran tonelaje, pues ya existen plantaciones de frutales en terrenos cercanos, además el puente canal y la alcantarilla optimizarán el uso del agua, también deberá preverse que al recibir el Dren mantenimiento por descuido o ignorancia pudieran transitar sobre el puente una draga.

Por lo anterior decidí usar como carga para cálculo la producida por un vehículo tipo HS 20 - 44, y analicé el comportamiento de la estructura para la posibilidad del tránsito de la draga, con el fin de evitar una posible falla por exceso de peso.

ESTUDIOS DE CONSTRUCCION

Los materiales que se utilizarán para la construcción del puente son: Cemento, arena, grava, varilla, madera, combustibles, clavos, etc. La mayor parte de los materiales a utilizar ser se pueden adquirir en Cd. Hidalgo que se encuentra a 15 Km. del sitio del cruce y los materiales inertes podran producirse en los bancos petreos de la zona y ya en explotación, mismos que no distan más de 25 Km. de la obra.

La mano de obra que se utilizará es de buena calidad, ya que existe personal especializado en la zona, pues con la construcción del Distrito de Riego se han realizado diferentes tipos de obras. Los costos que la construcción del proyecto tendrá no es posible indicarlos con exactitud, pues los constantes incrementos que la mano de obra tiene y las variaciones que en los materiales existen, no permiten preever el monto de la inversión.

Aun cuando no se utilizará concreto ciclopeo para las zapatas o las pilas, si podrían utilizar agregados hasta de 2 1/2 pulgadas, el agua que será necesaria para obtener la resistencia de 250 Kg/cm². es 20.5 litros por saco de cemento, según una de las fórmulas del Dr. Abrams y los consumos por metro cúbico de concreto serán: Cemento 350 Kg., arena 0.500 m³, grava 0.900 m³.

ELABORACION DEL PROYECTO

Para la elaboración del proyecto, analizados los datos que en el campo obtuve, concluí que se deben construir dos estructuras de cruce, uno para vehiculos y otra para conducir agua, con apoyos comunes. El puente carretero debe de ser;

- a.- En tangente
- b.- Horizontal
- c.- Cruce Normal
- d.- Para vehiculos tipo HS 20-44
- e.- Dos bandas de circulación
- f.- De concreto reforzado
- g.- Loza plana
- h.- Claro de 10 m.
- i.- Ancho de 6 m.
- j.- Cimentación de Ampliación de base
- k.- Desplante de cimentación arriba del nivel freatico y el puente canal debe poder conducir 500 lts/seg en sección rectangular

Cálculo de la Superestructura del Puente Carretero

Descripción: El puente de vehiculos que calculé esta formado por una losa plana de concreto reforzado, para cubrir 10 mts. de claro y con un ancho de 6.60 mts., el ancho de calzada es de 6.0 mts. para dos bandas de circulación, que soportarán el tipo de carga Hs 20-44. La losa será soportada por dos estribos de concreto de sección variable desplantados por superficie.

Cálculo de la Superestructura

Constantes de Cálculo de Diseño

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

$$f_c = 0.45 f'_c = 112.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_c = 2.4 \text{ Tom/m}^3$$

$$E_c = 4270 (w_c^{1.5}) \sqrt{f'_c}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{1}{2} f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2\,030\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 251\,023.71 \text{ kg/cm}^2$$

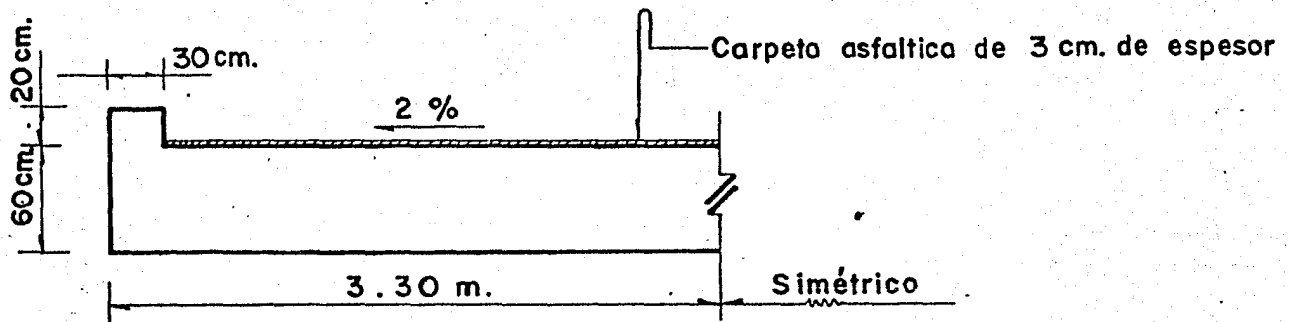
$$h = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,030\,000}{251\,023.71} = 8.09$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{8.09 \times 112.50}} = 0.3127$$

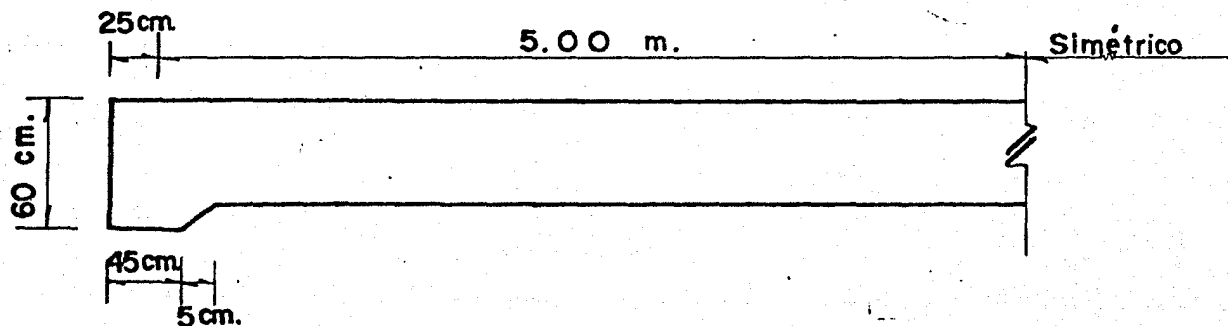
$$J = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.3127}{3} = 0.8958$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j k = \frac{1}{2} \times 112.50 \times 0.8958 \times 0.3127 = 15.7566$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{k}} = \frac{1}{\sqrt{15.7566}} = 0.2519 \doteq 0.252$$



CORTE TRANSVERSAL



CORTE LONGITUDINAL

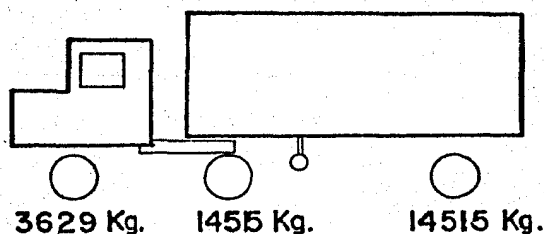
Cargas consideradas

Carga Muerta

Losa	= (3.30x0.60+0.20x0.30) 2 x 2.4	= 9.792 T/M
Carpeta Asfáltica	= 0.1 x 6.0 x 2.0	= 1.2 T/M
Parapeto	= 0.5 T/M	= <u>0.5</u> T/M
Carga Muerta		=11.492 T/M

Carga viva

Camión HS 20-44 en dos bandas de circulación



HS 20-44

Carga de Impacto

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la fórmula siguiente:

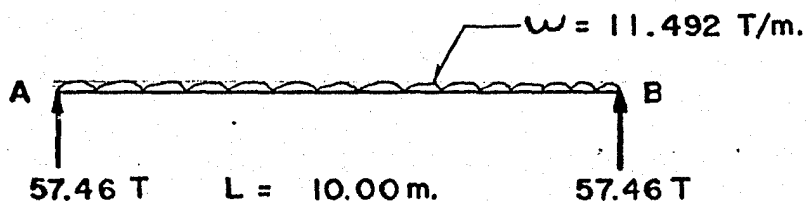
$$I = \frac{15.24}{1 + 38.10} = \frac{15.24}{10.0 + 38.10} = 0.3168$$

I = Impacto y por especificación se toma el 30% de los valores de momento y cortante para carga viva.

L = Longitud (claro)

Elementos Mecánicos

Reacciones, esfuerzo cortante y momento flexionante por carga muerta.



Reacciones

$$\sum M_B F = 10 R_A - wx10x5=0$$

$$R_A = \frac{11.492 \times 10 \times 5}{10} = 57.46 \text{ Ton}$$

$$R_A = R_B = 57.46 \text{ Ton.}$$

Cortante y Momento

$$0 \leq x \leq 10$$

$$V_{cm} = 57.46 - 11.492 x$$

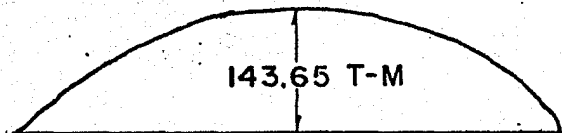
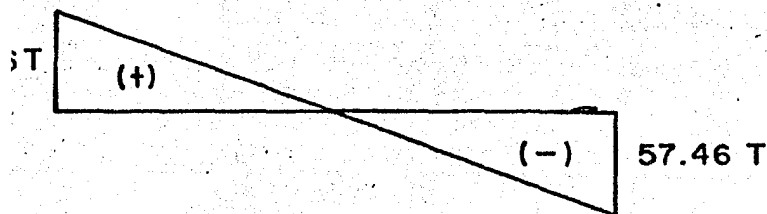
$$M_{cm} = 57.46x - \frac{11.492 x^2}{2}$$

El cortante máximo esta en los extremos

$$V_{cm \text{ max}} = 57.46 \text{ Ton.}$$

El momento máximo es para $x = 50 \text{ mts.}$

$$M_{cm \text{ max}} = 143.65 \text{ Ton-Mts.}$$



Momento de la Carga viva

Del apéndice A de las especificaciones para proyecto de puentes de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas

$$V_{cy} = 23.353 \text{ Ton. Para una banda de Circulación.}$$

$$M_{cy} = 44.916 \text{ Ton-Mts. Para una banda de Circulación.}$$

Fuerza Cortante por carga viva mas impacto para dos bandas

de circulación.

$$(V_C + I) 2 = 23.353 \times 1.3 \times 2 = 60.718 \text{ ton.}$$

Momento Flexionante por carga viva mas impacto para dos ban
das de circulación.

$$(M_{cv} + I) 2 = 44.916 \times 1.3 \times 2 = 116.782 \text{ Ton-Mts.}$$

Esfuerzo Cortante de Diseño

$$V_D = V_{cm} + V_{cv+I}$$

$$V_D = 57.46 + 60.718 = 118.178 \text{ Ton}$$

Momento Flexionante de Diseño

$$M_D = M_{CM} + M_{cv+I}$$

$$M_D = 143.65 + 116.782 = 260.432 \text{ Ton-mts.}$$

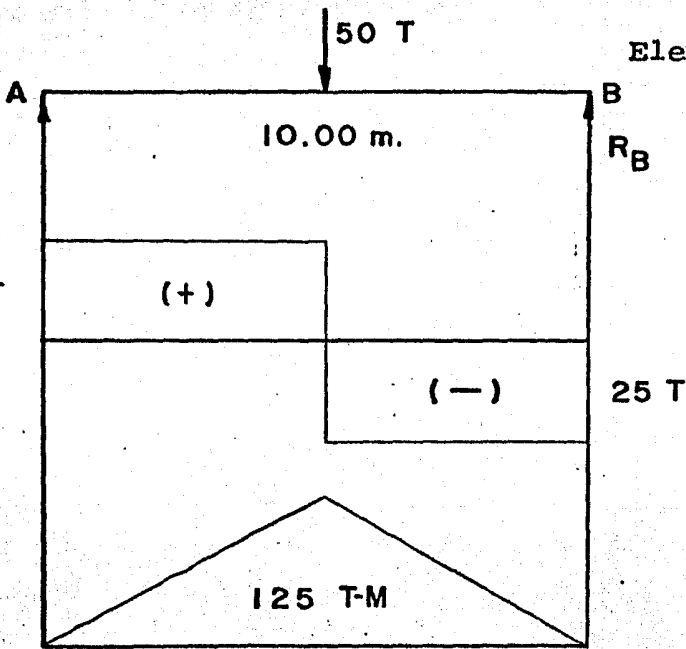
Revisión del Peralte de la losa

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{kb}} = c \sqrt{\frac{M_D}{b}} = 0.252 \sqrt{\frac{260.432}{6.60}} = 50.0583 \text{ cm.}$$

$$d = 50.06 \text{ cm} < 56.0 \text{ cm.}$$

Se considero la posibilidad de que sobre el puente cruce una
draga y a esta le señalo un peso de 50 ton. y la ubico en diferen
tes posiciones del puente, resultarán los siguientes

Elementos Mecánicos



Reacciones

$$\Sigma M_B^f = 10 R_A - 50 \times 5 = 0$$

$$R_A = \frac{50 \times 5}{10} = 25.00 \text{ Ton}$$

$$R_A = R_B = 25.00 \text{ Ton.}$$

El cortante máximo es

$$V_d \text{ max} = 25.00 \text{ Ton.}$$

El momento máximo es

$$M_d \text{ max} = 125.00 \text{ Ton-Mts.}$$

Reacciones

$$\Sigma M_B^F = 10 R_A - 50 \times 7.5 = 0$$

$$R_A = \frac{50 \times 7.5}{10} = 37.50 \text{ Ton}$$

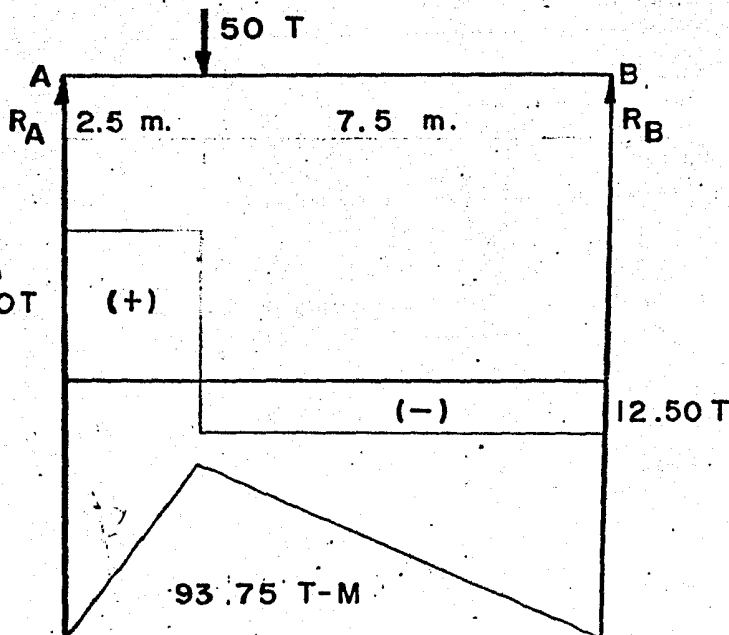
$$R_B = 50.0 - 37.50 = 12.50 \text{ Ton}$$

El cortante máximo es

$$V_d \text{ max} = 37.50 \text{ Ton}$$

El momento máximo es

$$M_d \text{ max} = 93.75 \text{ Ton-Mts.}$$



Si colocamos la Draga sobre uno de los extremos solo tendre una carga sobre la pila y no habra momento flexionante.

La fuerza cortante por la draga mas impacto tomando el máximo valor obtenido

$$V_{d+I} = 50.0 \times 1.3 = 65 \text{ Ton.}$$

El momento flexionante por la draga mas impacto tomando el

máximo valor obtenido

$$M_{d+I} = 125.00 \times 1.3 = 162.50 \text{ ton-mts.}$$

Esfuerzo cortante de Diseño

$$V_D = V_{CM} + V_{d+I}$$

$$V_D = 57.46 + 65 = 122.46 \text{ Ton.}$$

Momento flexionante de Diseño

$$M_D = V_{cm} + M_{d+I}$$

$$M_D = 143.65 + 162.50 = 206.15 \text{ Ton-Mts.}$$

Cálculo del Peralte de la losa

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{kb}} = c \sqrt{\frac{M_D}{b}} = 0.252 \sqrt{\frac{306150}{6.60}} = 54.2745 \text{ cm.}$$

$$d = 54.27 \text{ cm} < 56.0 \text{ cm.}$$

Area de Acero por flexión

Por tener dos valores de Momento de Diseño para condiciones y características distintas, calculé las áreas resultantes que son:

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{260\ 432\ 00}{2000 \times 0.8958 \times 56} = 259.5764 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{306\ 150\ 00}{2000 \times 0.8958 \times 56} = 305.1442 \text{ cm}^2$$

La diferencia entre las dos áreas obtenidas es 45.5678 cm^2 , si esta área la sustituimos por varillas 8c (1 pulgada corrugada) tendré que usar 9 varillas mas considerando que la longitud de cada una de ellas es 12 mts. y su peso 47.70 kg., utilizaré

429.30 kg, extras, tomando cualquier costo de la varilla, su habilitado y colocación siempre sera mas económico gastar colocán dola antes de colar el puente y no tener que repararlo después.

Buscando continuar manejando las especificaciones para proyecto de puentes de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, el Esfuerzo Cortante y el Momento Flexionante que para Diseño calculé, las incremente en un 25% y con los nuevos valores volví a calcular el peralte y Area de Acero por Flexión para la losa.

$$V_D = 118.178 \times 1.25 = 147.7225 \text{ Ton.}$$

$$M_D = 260.432 \times 1.25 = 325.54 \text{ Ton-Mts.}$$

Calculo del Peralte de la losa

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{kb}} = c \sqrt{\frac{M_D}{b}} = 0.252 \sqrt{\frac{325540}{6.60}} = 55.9669 \text{ cm.}$$

$$d = 55.97 \text{ cm} < 56.00 \text{ cm}$$

El peralte propuesto se acepta

Area de Acero por flexión

$$A_s = \frac{M_D}{f_s j d} = \frac{32\ 554\ 000}{2000 \times 0.8958 \times 56} = 324.4705 \text{ cm}^2$$

El área de acero por flexión necesaria la podemos obtener con:

64 varillas de ϕ 8c
 114 varillas de ϕ 6c
 256 varillas de ϕ 4c

En la obtención de datos para las varillas, use una regla Mnemotécnica bastante práctica, se apoya en los números con que son conocidas las varillas, el valor de la pulgada en centímetros que es

2.54 y base de todas las operaciones es la varilla número 8 que es la de pulgada.

Su manejo en las varillas me da los resultados siguientes:

- 1ª El número de la varilla me indica su perímetro.
- 2ª Con el producto 2.54×2 obrenge 5.08 el área de la varilla número 8' (1 pulgada).
- 3ª Esta área (5.08 cm^2) la divido entre 64 (8^2) y el resultado lo multiplico por el cuadrado del número de la varilla cuya area deseo conocer y el producto será esta.
- 4ª El número 8 (1 pulgada) lo dividí entre dos y obtengo el peso de un metro de dicha varialla o sea 4 kg/mts.
- 5ª Si este peso (4 kg/Mt) lo divido entre 64 (8^2) y lo multiplico por el cuadrado del número de la varilla en análisis tendré el peso de esta.
- 6ª Todos los resultados obtenidos en los cálculos anteriores, no difieren de los proporcionados en los diferentes textos y manuales en una cantidad mayor del 1%, lo cual esta dentro de las tolerancias manejadas y son muy útiles para análisis de diferentes alternativas en proyectos o construcción.

Para la separación entre las varillas utilicé la siguiente fórmula:

$$S = \frac{A_v \times b}{A_s}$$

Con varilla 8c que tiene un área $A_v = 5.08 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{5.08 \times 660}{324.4705} = 10.33 \text{ cm.}$$

1 vars . 8c 10.33 cm.

2 vars 8c 20.66 cm. (Aceptable)

Con varilla 6c de Area = 2.8575 cm^2

$$S = \frac{2.8575 \times 660}{324.4705} = 5.8124$$

1 vars	6c	5.8124 cm
2 vars	6c	11.6248 cm
3 vars	6c	17.4372 cm (Acpetable)

Con varilla 4c de Area = 1.27 cm²

$$S = \frac{1.27 \times 660}{324.4705} = 2.5833 \text{ cm}$$

1 vars	4c	2.5833 cm
2 vars	4c	5.1666 cm
3 vars	4c	7.7499 cm
4 vars	4c	10.3331 cm
5 vars	4c	12.9164 cm
6 vars	4c	15.4997 cm
7 vars	4c	18.0830 cm
8 vars	4c	20.6663 cm

Acero de Refuerzo por Distribución

De las especificaciones para proyectos de puentes de la Secretaría de Asentamientos Humanos, tenemos que por ser el acero de refuerzo principal paralelo a la dirección del tránsito se tomará:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.285}} \quad (\text{máxima } 50\%)$$

S = Longitud efectiva del claro en metros

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 10}} = 17.46\%$$

$$A_s \text{ distribución} = 324.4705 \times 0.1746 = 56.655 \text{ cm}^2$$

con varilla 8c que tiene un área $A_v = 5.08 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{5.08 \times 1000}{56.655} = 89.6655 \text{ cm}$$

1 vars de 8c 89.6655 cm (Ilogico)

con varilla 6c que tiene un area $A_v = 2.8575 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{2.8575 \times 1000}{56.655} = 50.4369 \text{ cm}$$

1 vars de 6c 50.4369 cm (Ilogico)

con varilla 4c que tiene un área $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.27 \times 1000}{56.655} = 22.4164 \text{ cm}$$

1 vars de 4c 22.4164 cm (Aceptable)

Acero de Refuerzo por temperatura y contracciones.

Las especificaciones señalan que en las superficies de concreto susceptibles de sufrir agrietamientos por cambios de temperatura y contracciones, se colocará, en ambas direcciones cuando menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro. El espaciamiento máximo entre variallas será de 45 cm.

Considerando que los rangos de variación de la temperatura en la zona de alta y buscando quedad dentro de la seguridad, para este caso opté por colocar varilla 4c a cada 30 cm en ambas direcciones en la parrilla superior.

Revisión por fuerza Cortante

Las especificaciones para proyectos de puentes me indica que el

concreto es capaz de resistir un esfuerzo cortante vertical exterior no que no exceda de $0.03 f'_c$ (6.3 kg/cm^2 máximo).

El esfuerzo permisible por cortante es

$$0.03 f'_c = 0.03 \times 250 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando el valor del cortante de diseño calculando tendremos

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{147\,722.50}{660 \times 0.8958 \times 56} = 4.4617 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando ambos resultados tenemos

$$7.5 \text{ kg/cm}^2 > 6.3 \text{ kg/cm}^2 > 4.4617 \text{ kg/cm}^2$$

Esto significa que la losa no requiere refuerzo por cortante, además las mismas especificaciones nos señalan que para varillas longitudinales sin anclas el máximo esfuerzo cortante permisible será 5.3 kg/cm^2 .

Revisión por adherencia

Ante la posibilidad de usar diferentes arcos de varilla y buscando conocer si sus valores de adherencia son aceptables y aplicando las diferentes cantidades de varilla necesarias para cubrir el área de acero necesario por flexión y marcadas como aceptables para la separación, en la fórmula

$$u = \frac{V}{\sum o_j d}$$

obtenemos los resultados siguientes:

Para varilla 8c

$$u = \frac{147\,722.50}{8 \times 64 \times 0.8958 \times 56} = 5.7515 \text{ kg/cm}^2$$

Para varilla 6c

$$u = \frac{147\ 772.50}{6 \times 114 \times 0.8959 \times 56} = 4.3052 \text{ kg/cm}^2$$

Para varilla 4c

$$u = \frac{147\ 772.50}{4 \times 256 \times 0.8959 \times 56} = 2.8757 \text{ kg/cm}^2$$

En el libro de Especificaciones utilizado encontramos que para varillas del número 3 a la 11, la adherencia máxima permisible para las superiores sera 24.6 kg/cm^2 si tiene cuando menos 31 cm. de concreto bajo ellas y 35.2 kg/cm^2 para los interiores.

Diseño de la losa

Para el diseño de la losa tomé aquellos datos de cálculo que supuestamente son razonables y además se ajustan a los requerimientos de las especificaciones como son:

- 1^a Los paquetes (Haces) de varillas que se formen no deberán excederse de 4 si son del N^o 9 o menores, con la indicación de una sujeción debida por medio de amarres entre las varillas que integran los paquetes y con las otras varillas con las cuales funcionan como parrilla.
- 2^a Cuando menos 1/3 del acero de refuerzo positivo se prolongará más allá del paramento del apoyo a una distancia suficiente para desarrollar la mitad del esfuerzo permisible en las varillas.

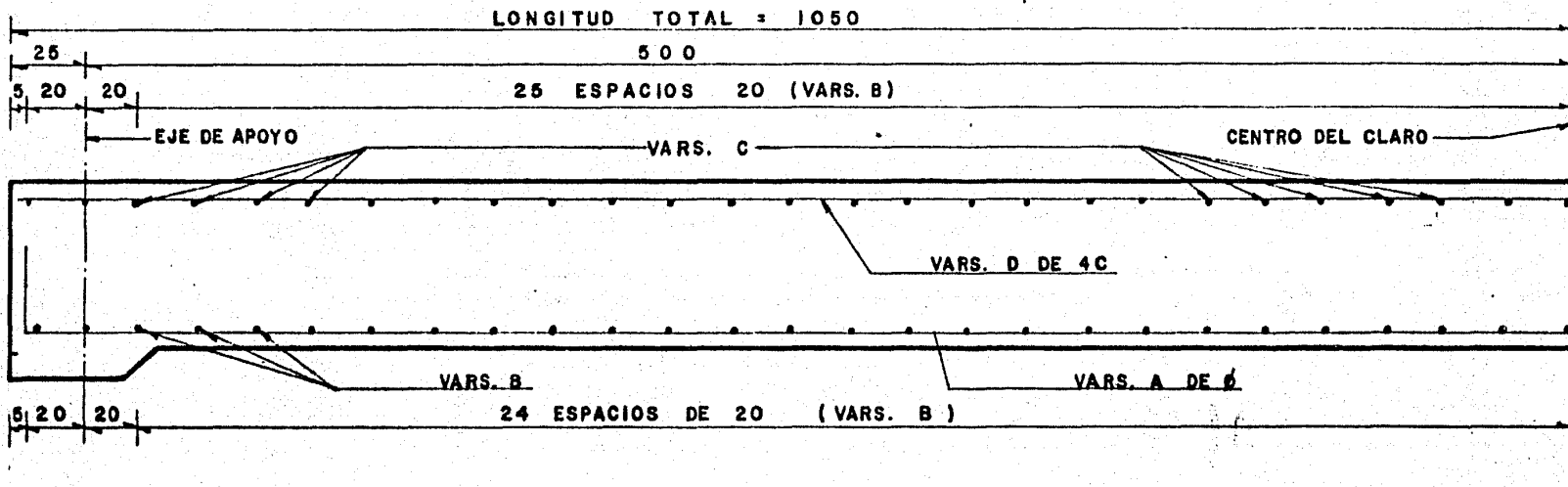
El acero de flexión necesario lo colocaré en paquetes de 2 varillas N^o 8 (1") a cada 20 cms., estas varillas las denominaré A. La parrilla inferior se complementará con el acero de distribución que colocaré a cada 20 cms y con varillas del N^o 4 (1/2 ") que denominaré B.

La parrilla superior que funciona por contracción y temperatura principalmente, la colocaré por seguridad a cada 20 cms. las

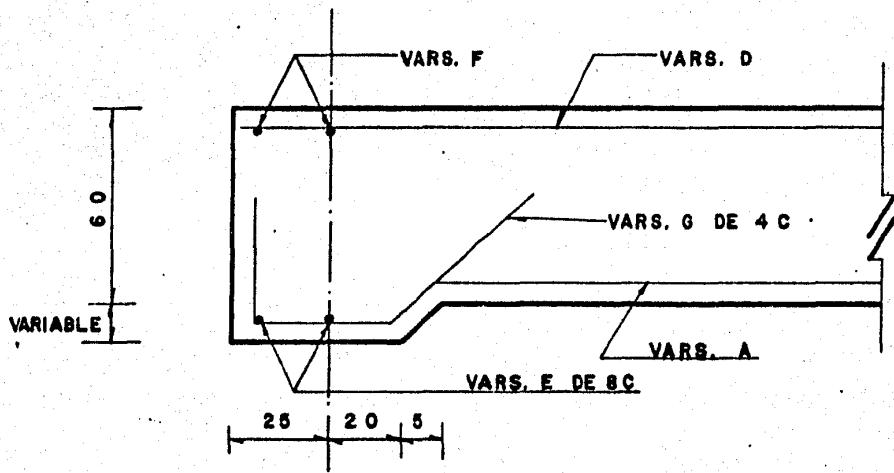
transversales que llamé C y las longitudinales llamadas D a cada 30 cms. y ambas varillas del N^o 4 (1/2").

En la guarnición colocaré varillas N^o 4 (1/2") tanto en los estribos como en las varillas de temperatura y las denominaré E, estando separados 20 cms y en el cachete exterior quedará coloca da al centro de las varillas.

En el zoclo para reforzar la zona de apoyo coloqué 4 varillas del N^o 8 (1") transversales que llame F y varillas del N^o 4 (1/2") que marque como G a cada 20 cms. siguiendo el diseño del refuerzo principal.



CORTE LONGITUDINAL

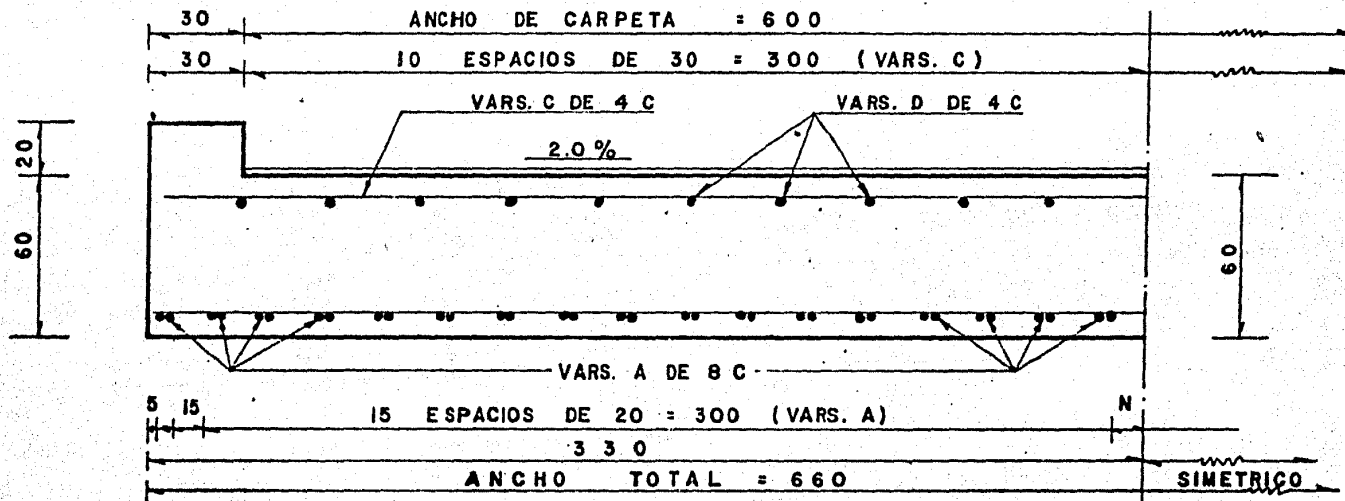


UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

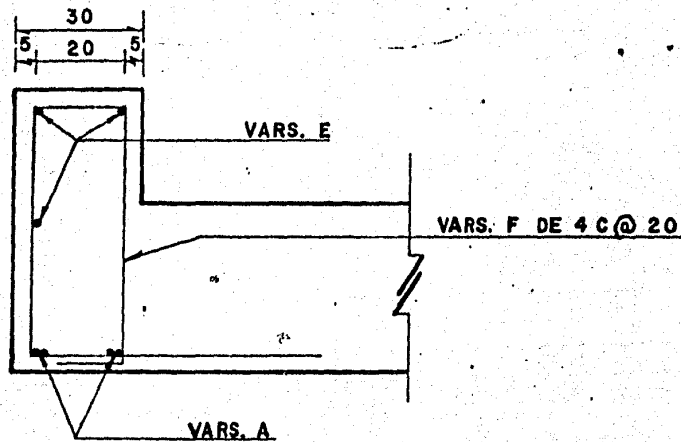
ARMADO DE LOSA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 14



CORTE TRANSVERSAL



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ARMADO DE LOSA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 15

CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA

La Subestructura del puente constará de dos estribos de concreto reforzado de Sección variable desplantados por superficie, cuya función sera transmitir al terreno las cargas que reciben de la superestructura, su peso propio y el empuje de tierras .

Para evitar que los terraplenes se derramen en el área del cause del Dren Colector y ocasionen problemas de azolve, se dotará al estribo de afeos a 45° con respecto al eje del cause, lo cual le brindará protección contra posibles socavaciones laterales. El ancho de estribos lo incrementa en 1.75 m con el fin de ubicar en ese espacio el puente canal.

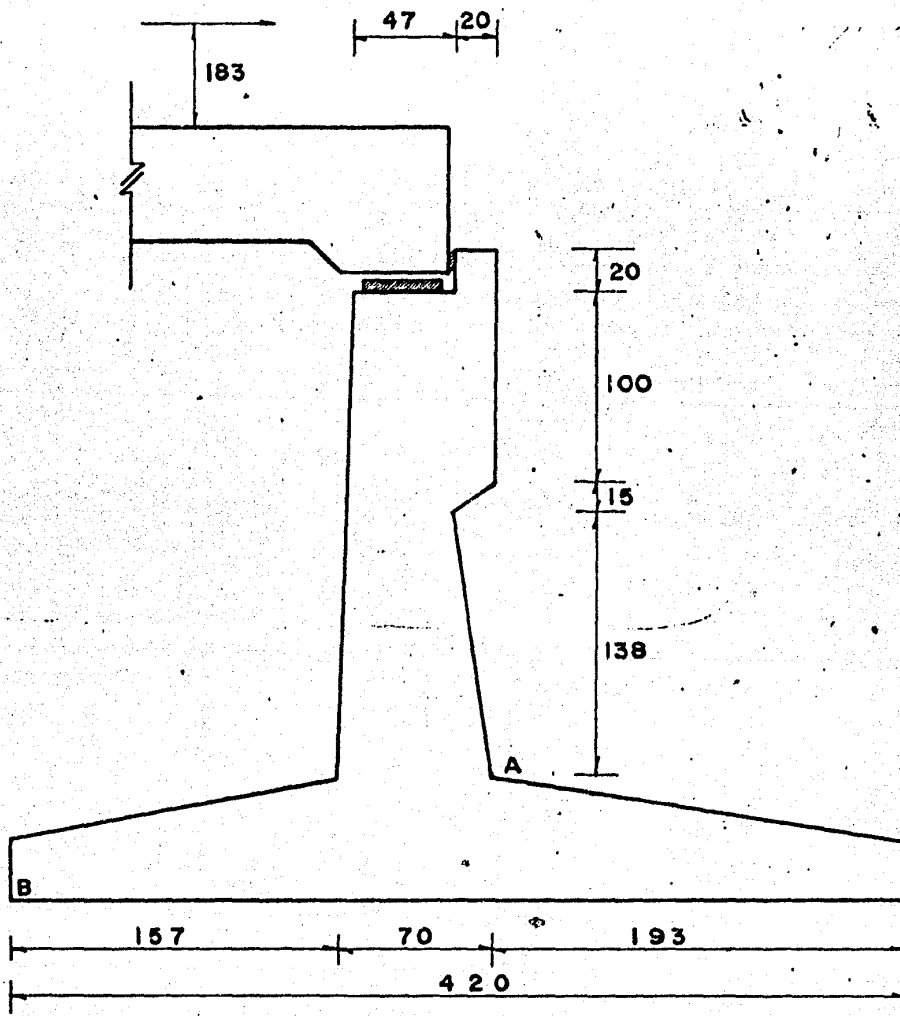
El tipo de Sección adoptado para el estribo que debe llevar un elemento que evite la entrada de material del terraplen al apoyo del puente, este elemento, integrado a la rama vertical del estribo se prolonga hasta la zona donde se colocan los tribos que funcionarán como drenes del talud.

Datos del Cálculo

Elevación de rasande del Camino = 6.30 m
Bombe = $3.30 \times 0.02 = 0.066 \text{ m} = 6.6 \text{ cm}$.
Peralte Losa = 0.60 m = 60 cm
Zoclo = 0.05 m = 5 cm
Apoyo movil = 0.041 m = 4.1 cm
Apoyo Fijo = 0.025 m = 2.5 cm
Desplante = 2.40 m
Nivel aguas freaticas = 2.28 m
Nivel aguas máximas extraordinarias = 5.50 m
Peso del material = 1.6 ton/m³

El Estribo lo revisé para las siguientes condiciones de trabajos

1. Esfuerzos Internos



Los Acotaciones En Centimetros.

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

SECCION DEL ESTRIBO

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 16

2. Capacidad de Carga
3. Volteo
4. Deslizamiento
5. Sismo

Cargas que actuan sobre el Estribo Empuje pasivo de tierras.

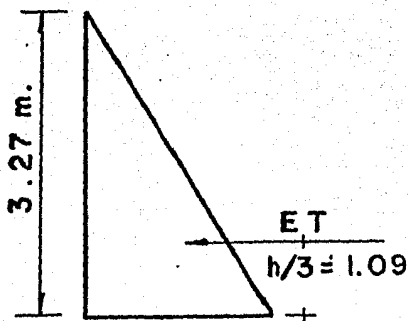
Utilizé el método de Rankine para su obtención y consideré un ángulo $\phi =$

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

$$\phi = 33^\circ 41' \text{ (Angulo de fricción interna del material)}$$

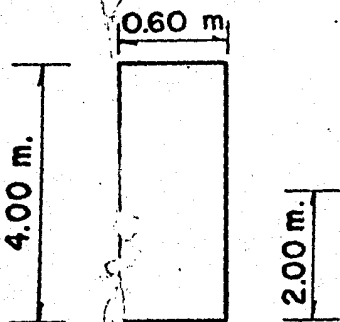
$$E_T = \frac{1}{2} \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} \omega h^2$$

$$E_T = \frac{1}{2} \frac{1 - 0.555}{1 + 0.555} \times 1.6 \times h^2 = 0.2289 h^2 \text{ ton/m.}$$



$$E_T = 0.2289 (3.27)^2 = 2.448 \text{ ton/m}$$

Se considera por especificación 60 cm. de sobrecarga producido del paso de vehículos en el relleno



$$E_T = 4.0 \times 0.6 \times 1.6 = 3.84 \text{ ton/m}$$

$$\Sigma I_T = 2.448 + 3.84 = 6.288 \text{ ton/m}$$

Momento Total del Empuje de Tierras

$$M_{ET} = 2.448 \times 1.09 + 3.84 \times 2 = 10.2483 \text{ ton/m}$$

Fricción por carga permanente.

Como la losa estará rigidizada en un extremo en el otro tendrá desplazamiento que será originado en las deformaciones causadas por las variaciones de temperatura y que en la región podemos tomar un promedio de 30°C.

$$\Delta = 0.000011 \times 30 \times 1000 = 0.330 \text{ cm}$$

Para al apoyo fijo utilizaré varillas de anclaje de 4C de 60 cm. de longitud colocadas a cada 50 cm y en el apoyo móvil utilizaré cuatro apoyos para absorber fricción y cada apoyo será elaborado por 3 placas de acero de 0.3 cm y dos placas de neopreno de 1.3 cm.

$$\frac{0.330}{4.1} \times \frac{11.492 \times 10}{2 \times 4} = 1.1562 \text{ ton}$$

$$M = 1.1562 \times 2.53 = 2.9252 \text{ ton/m}$$

FRENAJE (5% de la Carga viva)

$$w = 0.05 (23.353 \times 8 \div 4) = 0.53 \text{ ton}$$

$$M = 0.58 \times 2.53 = 1.4674 \text{ ton/m}$$

Rige la fricción por provocar mayor momento 30% del viento en la estructura

$$\begin{aligned} \text{Longitudinal} &= 0.244 \times [(0.60 \times 6.60 + 0.30 \times 0.20 \times 2) \div 4] \times 0.3 \\ &= 0.0747 \text{ ton/m.} \end{aligned}$$

$$\text{Transversal} = 0.059 [(10.50 \times 0.80)] \div 8 \times 0.03 = 0.0019 \text{ ton/m.}$$

$$M_{\text{long}} = 0.0747 \times 3.30 = 0.2465 \text{ ton-m/m}$$

$$M_{\text{trans}} = 0.0015 \times 3.30 = 0.0063 \text{ ton-m/m}$$

Viento sobre carga viva (Aplicada a 1.83 m sobre rasante)

$$\text{Long} = 0.140 \times 6.6 = 0.983 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Trans} = 0.060 \times 10.0 = 0.60 \text{ ton/m}$$

$$M_L = 0.983 \times (5.13) = 5.0428 \text{ ton-m/m}$$

$$M_T = 0.60 \times (5.13) = 3.078 \text{ ton-m/m}$$

Fuerza por sismo

$$TT = CP$$

$$C = \text{Coeficiente sismico} = 6\% \quad (11.492 \times 10.50 \div 2)$$

$$P = \text{Peso propio de la estructura} = 60.333 \text{ ton} \quad (11.492 \times 10.50 \div 2)$$

$$TT = 60.333 \times 0.06 = 3.62 \text{ ton}$$

$$TT = 3.62/6.60 = 0.5485 \text{ ton/m}$$

Según las especificaciones es ASSTHO se revisará para las siguientes combinaciones de carga.

$$\text{Grupo I} = CM + CV + ET$$

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + FL + F + 30\% V_E + V_{cv}$$

$$\text{Grupo VII} = CM + ET + TT$$

Revisión por Grupo I

Fig	Peso (ton/m)	Brazo (m)	Momento ton-m/m
1	$0.20 \times 1.20 \times 2.40 = 0.5760$	0.10	0.0576
2	$0.20 \times 0.15 \times 0.5 \times 2.40 = 0.036$	0.133	0.0048
3	$0.20 \times 1.38 \times 0.5 \times 2.40 = 0.3312$	0.133	0.0442
4	$(0.50 + 0.47) \times 0.5 \times 2.53 \times 2.4 = 2.9449$	0.470	1.3841
5	$0.20 \times 0.15 \times 0.5 \times 1.60 = 0.024$	0.066	0.0016
6	$0.20 \times 1.38 \times 0.5 \times 1.6 = 0.2208$	0.066	0.0147
RCM	$60.333 \div 6.60 = 9.1474$	0.470	4.2964
RCV	$23.353 \times 2 \div 6.60 = 7.0767$	0.470	3.326
	$\Sigma F_V = 20.3510$		$\Sigma M_V = 9.1294$
E_T	6.288	1.6457	10.3483
		ΣM_T	19.4777

Nota

(Esto es con respecto a la sección crítica del Muro. Tomado con respecto al punto A).

Revisión por Grupo III

Concepto	ΣF_v	(ton) x	(ton) y	(M) Brazo	(ton-m/m) M_x	(ton-m/m) M_y
Grupo I	20.3510	6.288	-	-		19.4777
Fricción		1.1582		2.53		2.9252
30% V.E.L.		0.0747				0.2465
30% V.E.T			0.0019		0.0063	
V.C.V.L.		0.983				5.0428
V.C.V.T			0.6000		3.018	
Σ	20.3510				3.0843	27.6922

Revisión por Grupo VII

Concepto	ΣF_v	x	y	Brazo	M_x	M_y
C.M	20.3510					9.1294
E.T		6.288				10.3483
T.T		0.5485		3.51		1.3587
Σ	20.3510					21.4364

Rige Grupo III

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = 0.252 \sqrt{\frac{27\ 69220}{100}} = 41.9353 \text{ cm}$$

$$d_{nec} = 419353 < 65$$

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{27\ 69220}{2000 \times 0.8958 \times 65} = 23.7795 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 23.7795 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ Vars } 20 \text{ cm } 8C$$

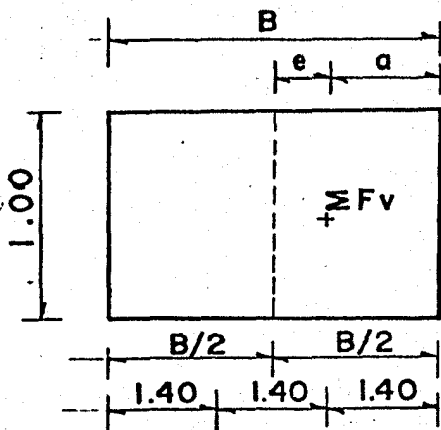
Revisión por capacidad de carga

Se revisará para una capacidad de carga del terreno de $7 = 10$ ton/m² = 1.0 kg/cm² dadas las condiciones que nos presenta el sub

suelo.

Revisión de la Zapata para Grupo I

Figura	F_v	F_h	Brazo	M_h	M_v
1	0.5760		2.030		1.1693
2	0.0360		2.063		0.0743
3	0.3312		2.063		0.6833
4	2.9449		2.4000		7.0678
5	0.024		1.996		0.0479
6	0.2208		1.996		0.4407
7	0.6948		1.2867		0.894
8	0.5040		2.280		1.1491
9	0.5652		3.1533		1.7823
10	3.024		2.100		6.3504
R.C.M	9.1414		2.400		21.9394
R.C.V	7.0767		2.400		16.9841
E. T		6.288	2.2457	14.1211	
Σ	25.1390	6.288		14.1211	58.5826



$$F_1 = \frac{\Sigma F_v}{B^2} [4(B) - 6(a)]$$

$$F_2 = \frac{\Sigma F_x}{B^2} [6a - 2B]$$

$$a = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma F_v}$$

$$a = \frac{58.5826 - 14.1211}{20.3510}$$

$$F_1 = \frac{25.1390}{(4.20)^2} [4(4.20) - 6(2.1847)] = 5.2612 < 10$$

$$F_2 = \frac{25.1390}{(4.20)^2} [6(2.1847) - 2(4.20)] = 6.7097 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto no hay tensiones

Revisión de la Zapata para Grupo III

Concepto	F_v	F_h	Brazo	M_h	M_v
Grupo I	25.1390	6.288		14.1211	58.5826
Fricción		1.1562	3.13	4.4606	
30% V.E.L		0.0747	3.90	0.2913	
V.C.V.L		0.963	5.73	5.6326	
Σ	25.1390	8.5019		24.5056	58.5826

$$a = \frac{58.5826 - 24.5056}{25.1390} = 1.3555 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{25.1390}{(4.20)^2} [4(4.20) - 6(1.3555)] = 12.3515 \text{ ton/m}^2$$

$$F_2 = \frac{25.1390}{(4.20)^2} [6(1.3555) - 2(4.20)] = -0.3805 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo con las especificaciones para Proyecto de Puentes (inciso 1.2.33 - Combinaciones de Cargas) los esfuerzos para el Grupo III se incrementan en 25% por lo cual el valor para F_1 es de aceptarse por ser menor de 12.50 ton/m^2 y la tensión F_2 es despreciable.

Revisión por Volteo

$$F_s = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} = \frac{58.5826}{24.5056} = 2.3906 > 2.0$$

Aceptable

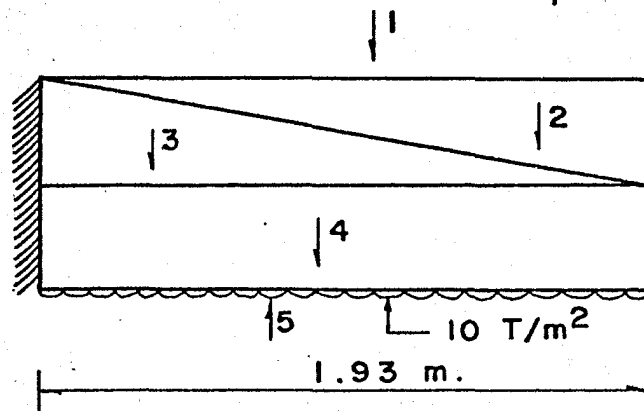
Revisión por Deslizamiento

$$M = 0.5$$

$$F_s = \frac{M(\Sigma F_v)}{\Sigma F_H} = \frac{0.6 \times 25.1390}{8.5019} = 1.7741$$

$$F_s = 1.7741 > 1.5$$

DISEÑO DE LA ZAPATA



$$F_1 = 1.93 \times 3.27 \times 1.6 = 10.0978 \text{ t/m}$$

$$F_2 = 0.30 \times 1.93 \times 0.5 \times 1.6 = 0.4632 \text{ t/m}$$

$$F_3 = 0.30 \times 1.93 \times 0.5 \times 2.4 = 0.6548 \text{ t/m}$$

$$F_4 = 0.30 \times 1.93 \times 2.4 = 1.3896 \text{ t/m}$$

$$F_5 = 1.93 \times 10 = 19.30 \text{ t/m}$$

$$M = 19.3 \times 1.93 \times 0.5 - 10.0978 \times 1.93 \times 0.5 \\ - 0.4632 \times 1.93 \times 2 \div 3 - 0.6948 \times 1.93 \div 3 \\ - 1.3896 \times 1.93 \times 0.5 =$$

$$M = 18.6245 - 9.7444 - 0.5960 - 0.4470 \\ - 1.3410$$

$$M = 6.4962 \text{ ton-m/m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = 0.252 \sqrt{\frac{649\ 620}{100}} = 6.4229$$

La Sección es peraltada

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{649\ 620}{2000 \times 0.8958 \times 55} = 6.5926 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Este Acero lo cumplí con Vars 5C 25 cm y en el otro sentido son varillas por Temperatura.

Revisión por Cortante

$$v = \frac{V}{bJd}$$

$$v = 19.30 - 10.0978 - 0.4632 - 0.6948 - 1.3896$$

$$x = 6.6546 \text{ Ton}$$

$$v = \frac{6\ 654.6}{100 \times 0.8958 \times 55} = 0.0135$$

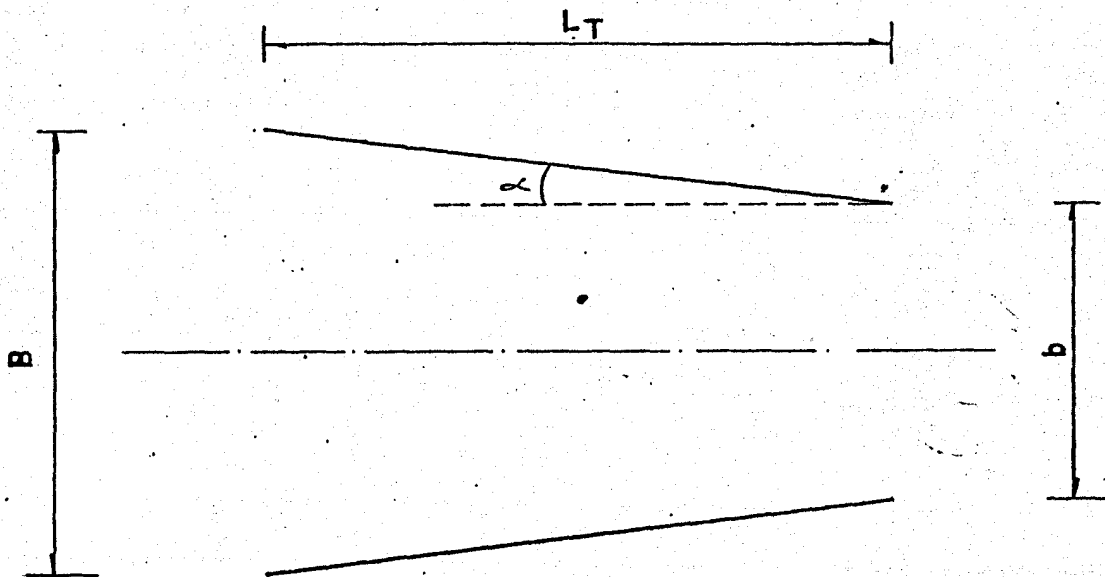
Encontrandose que no hay cortante.

PUENTE CANAL

El puente canal lo calculé a partir de los datos hidráulicos que el Distrito de Riego N° 46 prevee para el canal lateral derecho km 12 + 040 del canal principal, mismos que aparecen indicados en el plano N° 12.

Como el canal lateral tiene sección trapezoidal y el puente canal tendrá sección rectangular, fué necesario calcular las longitudes de las transiciones de entrada y de salida necesarias para un buen funcionamiento hidráulico.

Para el cálculo de la longitud de las transiciones, apliqué el criterio de Hinds el cual consiste en considerar que el ángulo formado por la intersección de la superficie del agua y la pared al principio y al fin de la transición, con el eje de la definición debe ser $12^{\circ} 30'$.



B = Ancho sup. libre del agua en el canal

b = Ancho sup. libre del agua en la entrada

L_T = Longitud de la transición

$$L_T = \left(\frac{B - b}{2} \right) \operatorname{ctg} \alpha$$

= Cálculos hidráulicos

$$\text{Energía Especifica} = E = d + \frac{v^2}{2g}$$

$$E = 0.35 + \frac{(1.004)^2}{2 \times 9.81} = 0.4014 \text{ m.}$$

Ancho mínimo de la sección rectangular crítica

$$E = \frac{3}{2} d_c \therefore d_c = \frac{2}{3} E$$

$$d_c = \frac{2}{3} (0.4014) = 0.2676 \text{ m.}$$

y

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{si} \quad q = \frac{Q}{b}; \quad d_c^3 = \frac{Q^2}{b^2 g}$$

$$\therefore b = \sqrt{\frac{Q^2}{d_c^2 g}} = \sqrt{\frac{(0.296)^2}{(0.2676)^3 \times 9.81}}$$

$$b_{\min} = \sqrt{0.8343} = 0.9134 \text{ m}$$

Considerando los resultados obtenidos y la condición de mi problema se adopta

$$b = 1.10 \text{ m.}$$

Cálculo de las transiciones

$$L_T = \frac{B - b}{2} \text{ ctg } 12^\circ 31'$$

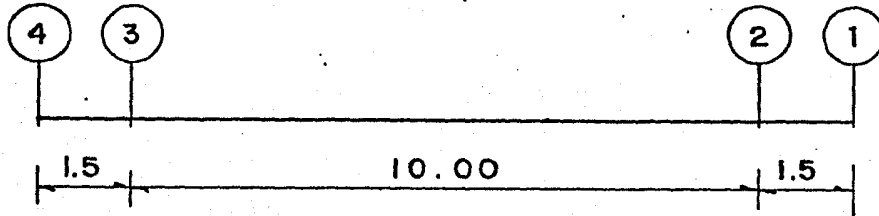
$$L_T = 2 \times 1.5d + b = 2 \times 1.5 \times 0.35 + 0.60 = 1.65 \text{ m.}$$

d y b son datos del canal lateral y la b que utilizo en la fórmula es la adoptada para la sección rectangular.

$$L_T = \frac{1.65 - 1.10}{2} \text{ ctg } 12^\circ - 31' = 1.2404 \text{ m.}$$

Por longitud de transición tomé $L_T = 1.5$ m.

Revisé hidráulicamente el puente - canal aplicando la ecuación de Bernoulli de la salida a la entrada.



Bernoulli entre las secciones 1 y 2 $d_1 = 0.35$ m; $s = 0.0018$ m;
 $v = 1.004$ m/seg.

$$h_{v1} = \frac{v^2}{2g} = \frac{(1.004)^2}{2 \times 9.81} = 0.0514 \text{ m.}$$

$$z_2 = s \times L_T = 0.0018 \times 1.5 = 0.0027 \text{ m.}$$

$$z_2 + d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + h_{ts}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{ts} = d_1 + h_{v1} - z_2$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{ts} = 0.35 + 0.0514 - 0.0027 = 0.3987 \text{ m.}$$

Para resolver por tanteos, supusé $d_2 = 0.34$ m. y carteles de 0.10×0.10 m. en la sección rectangular

$$A_2 = 1.10 \times 0.34 = \frac{(0.10 \times 0.10)}{2} \times 2 = 0.3640 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.396}{0.364} = 1.088 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v2} = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{(1.088)^2}{2 \times 9.81} = 0.0603$$

$$h_{ts} = C_s \Delta h_v = 0.2 (0.0603 - 0.0514) = 0.0018 \text{ m.}$$

$$d_2 + h_{v2} - h_{ts} = 0.34 + 0.0603 - 0.0018 = 0.3985$$

Como la diferencia es de 0.0002 m. acepte $d_2 = 0.34$ m.

Aplicando Bernoulli entre las secciones 2 y 3

$$z_3 + d_3 + h_{v3} = d_2 + h_{v2} + h_f$$

$$d_3 + h_{v3} - h_f = d_2 + h_{v2} - z_3$$

$$z_3 = S L_c = 0.0018 \times 10.0 = 0.018 \text{ m.}$$

$$d_3 + h_{v1} - h_f = 0.34 + 0.0603 - 0.018 = 0.3823 \text{ m.}$$

Si como primer tanteo considero $d_3 = 0.33$ m.

$$A_3 = 1.10 \times 0.33 - \left(\frac{0.10 \times 0.10}{2} \right) 2 = 0.353 \text{ m}^2$$

$$v_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{0.396}{0.353} = 1.1218 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = \frac{v_3^2}{2g} = \frac{(1.1213)^2}{2 \times 9.81} = 0.0641 \text{ m.}$$

Para encontrar la pérdida por fracción (h_f) apliqué la fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

$$\therefore s = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 \text{ y si } s = \frac{h_f}{L}$$

$$\text{tendremos } h_f = \left(\frac{vn}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$\text{como } r = \frac{A}{P}$$

$$P_3 = 0.90 + 2 \sqrt{0.10^2 + 0.10^2} + 2 \times 0.23 = 1.6428 \text{ m.}$$

$$r = \frac{0.353}{1.6428} = 0.2149 \text{ h}_1 \therefore r^{2/3} = 0.3587$$

$$v_{\text{media}} = \frac{v_3 + v_2}{2} = \frac{1.1218 + 1.088}{2} = 1.1049 \text{ m/seg}$$

$$h_f = \left(\frac{1.1049 \times 0.015}{0.3587} \right)^2 \times 10 = 0.0213 \text{ m.}$$

$$d_3 + h_{v3} - h_f = 0.33 + 0.0641 - 0.0213 = 0.3728 \text{ m.}$$

Considerando que la diferencia entre ambos valores es de aproximadamente 1 cm. no acepte el valor dado para d_3 y le consideré un nuevo valor $d_3 = 0.35$ cm. para con él realizar nuevo tanteo

$$A_3 = 1.10 \times 0.35 - \left(\frac{0.10 \times 0.10}{2} \right)^2 = 0.3750$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{0.396}{0.375} = 1.056 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v3} = \frac{V_3^2}{2g} = \frac{(1.056)^2}{2 \times 9.81} = 0.0568 \text{ m.}$$

$$P_3 = 0.90 + 2 \sqrt{0.10^2 + 0.10^2} + 2 \times 0.25 = 1.6828 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A_3}{P_3} = \frac{0.375}{1.6828} = 1.072 \text{ m/seg.}$$

$$h_f = \left(\frac{1.072 \times 0.015}{2} \right)^2 \times 10 = 0.0191 \text{ m.}$$

$$d_x + h_{v3} - h_f = 0.35 + 0.0568 - 0.0191 = 0.3877 \text{ m.}$$

La diferencia resultantes es de 5 milímetros por lo cual acepte el valor $d_3 = 0.35$ m.

Tomando Bernoulli entre las secciones 3 y 4

$$z_4 + d_4 + h_{v4} = d_3 + h_{v3} + h_{ts}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{ts} = d_3 + h_{v3} - z_4$$

$$z_4 = s \times L_T = 0.0010 \times 1.5 = 0.0027 \text{ m.}$$

$$d_4 + h_{v4} - h_{ts} = 0.35 + 0.0568 - 0.0027 = 0.4041$$

Si considero para el primer tanteo $d_4 = 0.35$ m.

$$A_4 = 0.4107 \text{ m}^2.$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.396}{0.4107} = 0.9642 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v4} = \frac{V_4^2}{2g} = \frac{(0.9642)^2}{2 \times 9.81} = 0.0474 \text{ m.}$$

$$h_{tc} = C_e A_{hv} = 0.1 (0.0568 - 0.0474) = 0.0009 \text{ m.}$$

$$d_4 + h_{v4} = h_{te} = 0.36 + 0.0474 - 0.0009 = 0.4065 \text{ m.}$$

Los valores obtenidos son aproximados por lo cual acepto $d_4 = 0.36 \text{ m.}$

Con este valor el canal se remansa $0.36 - 0.35 = 0.01 \text{ m.}$ y se invade el bordo libre en una cantidad menor del 10% lo cual también es aceptable.

La suma de pérdidas es

Por transición de Entrada	= 0.0018
Por fricción en el Puente Canal	= 0.0191
Por transición de Salida	= <u>0.0009</u>
	0.0218

El tirante crítico de la sección trapecial se obtiene mediante la fórmula $\frac{Q^2}{q} = \frac{A^3}{T}$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(0.396)^2}{9.81} = 0.0160$$

d_c	A	A^3	T	A^3/T
0.5	0.6756	0.3083	2.1023	0.1467
0.4	0.4804	0.1108	1.8013	0.0615
0.3	0.3152	0.0313	1.5014	0.0209
0.25	0.2439	0.0145	1.3511	0.0107
0.275	0.2786	0.0216	1.4262	0.0152
0.28	0.2858	0.0233	1.4412	0.0162

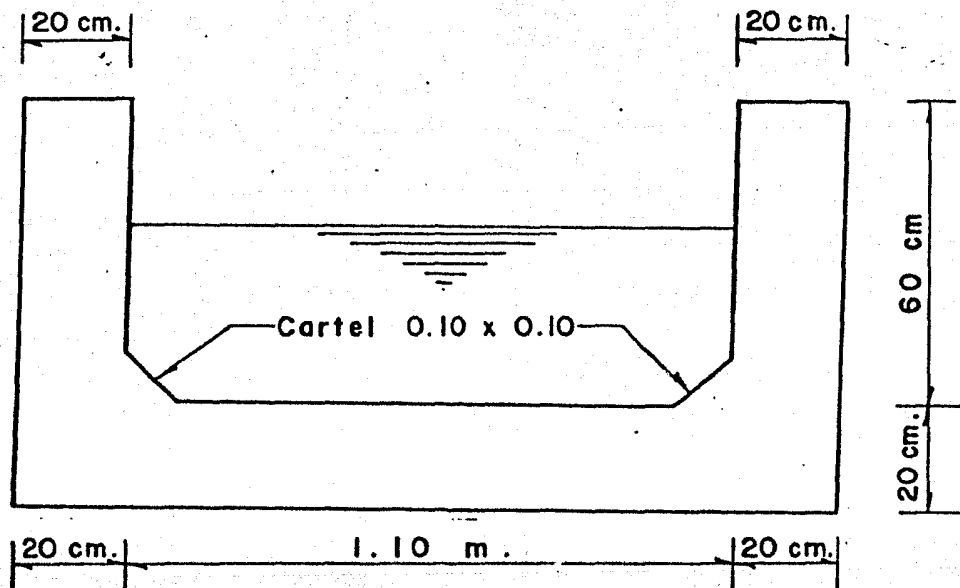
se acepta $d_c = 0.28$ m.

$$V_c = \frac{0.396}{0.2858} = 1.3856 \text{ m/seg.}$$

$$V_{\text{media}} = \frac{1.1218 + 1.088}{2} = 1.1049 \text{ m/seg.}$$

La velocidad media en el puente canal es menor del 80% de la velocidad crítica, por lo cual hidráulicamente esta bien y se acepta la sección.

La sección geométrica resultante para el puente canal tendrá las siguientes medidas interiores:



Cálculo Estructural

Este cálculo consistió en revisar si las dimensiones resultantes para la sección, eran las apropiadas para soportar las diferentes solicitaciones externas que pudieran presentarse. Además consideré el puente canal como una viga simplemente apoyada y todas las cargas repartidas entre dos traveses, la losa central que únicamente estará cargada por su peso propio y el peso del agua, la apoyé en las traveses.

Determinación de las cargas.

1. Cargas que actúan sobre las paredes

a) Empuje del agua (si invade el bardo libre)

$$P = \frac{1000 \times (0.80)^2}{2} = 180 \text{ kg}$$

$$y = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{ m.}$$

$$M = 180 \times 0.20 \text{ m.} = 36 \text{ kg - m.}$$

b) Empuje del viento

$$\text{Presión del viento} = 200 \text{ kg/M}^2$$

$$P = 200 \times 0.80 \times 1 = 160.0 \text{ kg}$$

$$y = \frac{0.80}{2} - 0.20 = 0.20 \text{ m.}$$

$$M = 160.0 \times 0.20 = 32 \text{ kg - m.}$$

2. Cargas Verticales

a) Peso propio de la sección.

$$A = (0.80 \times 0.20) \times 2 + (1.1 + 0.20) + (0.10 \times 0.10) = 0.550 \text{ M}^2$$

$$w_1 = 0.550 \times 2400 = 1320.0 \text{ kg/M.}$$

b) Peso del agua considerando lleno el puente canal

$$w_2 = 1000 \times 1.1 \times 0.60 = 660.0 \text{ Kg/M}$$

Peso total

$$w_T = 1320.0 + 660.0 = 1980.0 \text{ kg/M.}$$

3. Cargas que activan sobre la losa central.

$$\text{Peso propio} = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/M.}$$

$$\text{Peso del agua} = 0.60 \times 1000 = 600 \text{ kg/M.}$$

$$w_T = 480 + 600 = 1080 \text{ kg/m.}$$

Análisis de la losa

Al analizar la losa consideré dos condiciones: La primera la losa con su peso propio, sin agua y actuando el viento sobre las traveses; la segunda la losa con su peso propio, con agua y actuando el empuje del agua sobre las paredes de la sección del puente canal (Traveses).

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{480 \times (1.30)^2}{8} = 101.40 \text{ kg-m.}$$

con carga

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{1080 \times (1.30)^2}{8} = 228.15 \text{ kg-m.}$$

Momento en el centro del claro

1ª Combinación del viento mas peso propio

$$M(+)=101.40+32.0=133.40 \text{ kg-m.}$$

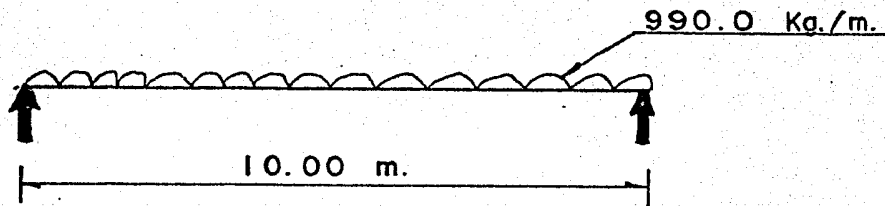
2ª Combinación del peso total sobre la losa menos empuje del agua

$$M=228.15-36.0=192.15 \text{ kg-m.}$$

Analisis de la Trabe.

La carga total que tendrá el puente canal la consideré repartida uniformemente entre dos traves longitudinales.

$$\frac{wT}{2} = \frac{1980.0}{2} = 990.0 \text{ kg/m}$$



$$V = \frac{wl}{2} = \frac{990 \times 10}{2} = 4950.0 \text{ kg}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{990.0 \times 10^2}{8} = 12375.0 \text{ kg-m.}$$

Diseño longitudinal

Las constantes de cálculo de diseño utilizadas serán las mismas que las del puente.

Cálculo del peralte

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.252 \sqrt{\frac{12375}{0.20}} = 62.68 \text{ cm.}$$

$$d = 62.68 \text{ cm} < h = 80.0 \text{ cm (Adoptado).}$$

Considerando 5 cm de recubrimiento $d = 70$ cm.

El peralte resultante al tomar el cortante y las estribas

$$d_v = \frac{V}{V_p \times b} = \frac{V}{1.32 \sqrt{f_c''} b} = \frac{4\ 950}{1.32 \sqrt{250} \times 20} = 11.8585 \text{ cm}$$

$$d_v = 11.8585 \text{ cm} \ll 70.0 \text{ cm.}$$

Area de Acero para flexión

$$A_3 = \frac{M}{f_s J d} = \frac{1\ 237\ 500}{2000 \times 0.8958 \times 75} = 9.2096 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero la cumplí al colocar 4 varillas 6c formando un cuadrado de 10 cm de lado en la parte interior de la trabe para momento positivo y en la superior 2 varillas 4c únicamente para armar.

$$A_5 = 4 \times 2.87 = 11.46 \text{ cm}^2 > 9.21 \text{ cm}^2.$$

Por no necesitar estribos por cortante, coloque únicamente para temperatura y por armado varillas 3c a cada 25 cm. en ambas caras.

Diseño Transversal

Paredes laterales y losa

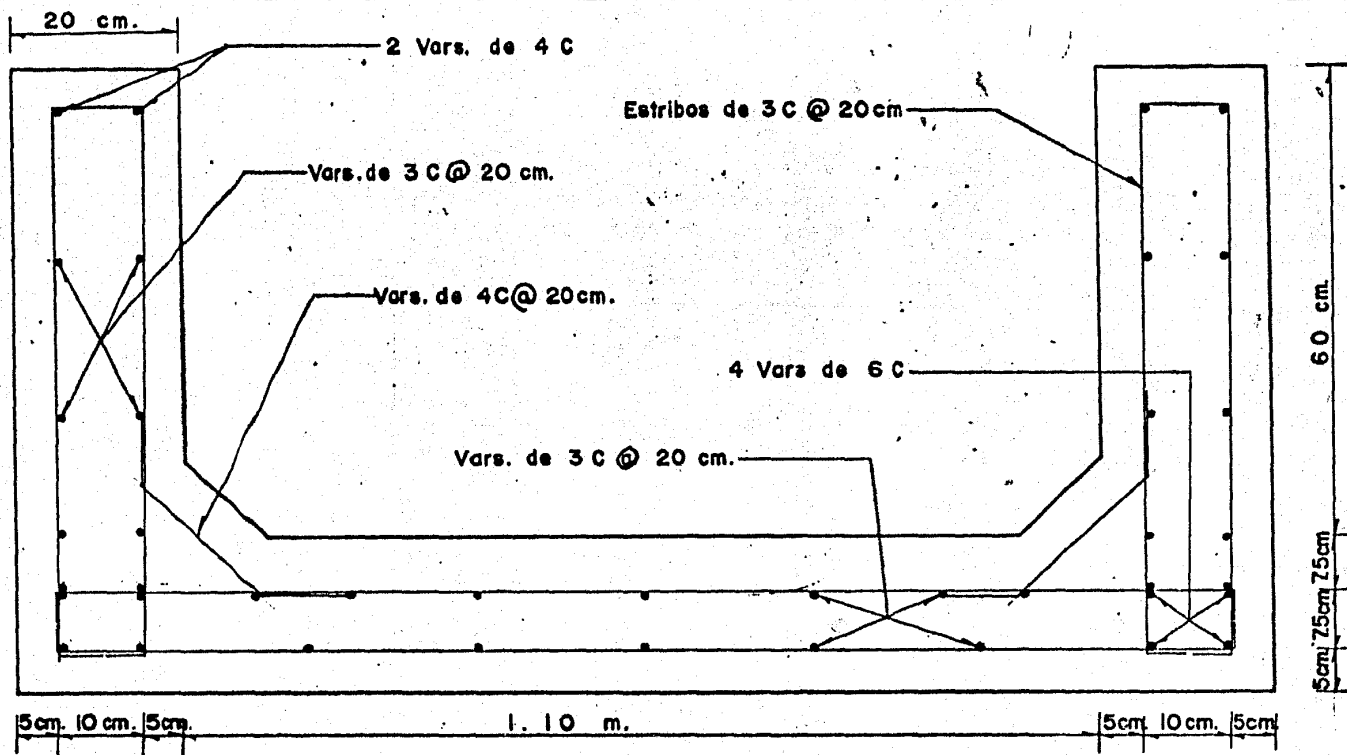
1ª Empuje del agua	$M = 36.0 \text{ kg-m}$
2ª Empuje del viento	$M = 32.0 \text{ kg-m}$
3ª Losa	$M = 210.94 \text{ kg-m}$

Rige el Momento de la losa.

El peralte necesario para la losa es:

$$d = 0.252 \sqrt{\frac{210.04}{1.0}} = 3.66 \text{ cm.}$$

Al ser pequeño el peralte para recibir el anclaje necesario de las varillas colocadas, para soportar el empuje del aire o del agua en su caso, lo consideraré $d=15$ cm. para dejar 7.5 cm de re cubrimiento para la parrilla superior y 7.5 cm de separación en tre parrillas.



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ARMADO PUENTE CANAL

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 17

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION

El primer paso dentro de todo proceso constructivo debe ser verificar en campo la ubicación de los datos señalados en los planos y que servirán de apoyo en la construcción; igualmente se localizarán los sitios en donde se realizaron los sondeos; con lo que se podrá juzgar la forma en que se obtuvieron los datos de suelos en que se apoyó el proyecto y que aparecen en los planos, si son pozos a cielo abierto se comprobarán los resultados indicados.

Posteriormente se procede a cuantificar los volúmenes de obra mediante el estudio de los planos y con los resultados se conocen las necesidades de materiales, estos de acuerdo a los proporcionamientos indicados, además se programa el equipo y mano de obra que para la ejecución de la construcción sean necesarios. De bastante utilidad resulta elaborar el isométrico de algunos elementos que integran la estructura por construir, pues permite visualizar la ubicación y distribución de la varilla.

Igualmente se deben comprobar los accesos a los bancos de agregados y verificar la existencia en los mercados de la región, de los materiales que para el proceso constructivo serán necesarios, además se formulará una lista de precios de los insumos a utilizar y los volúmenes que comúnmente tienen en existencia, para prever la adquisición de lo necesario en forma fácil y rápida cuando esto sea necesario.

Se debe formular una ruta crítica que permita llevar un control de los tiempos que las actividades de la obra requiere, conocidas las holguras que para cada actividad necesita, no se detendrá la construcción por falta de algún elemento indispensable, es necesario además elaborar un programa general de actividades y erogaciones, que nos permita una adecuada supervisión de la obra y cubrir los compromisos económicos que al realizar a la construcción sean necesarios.

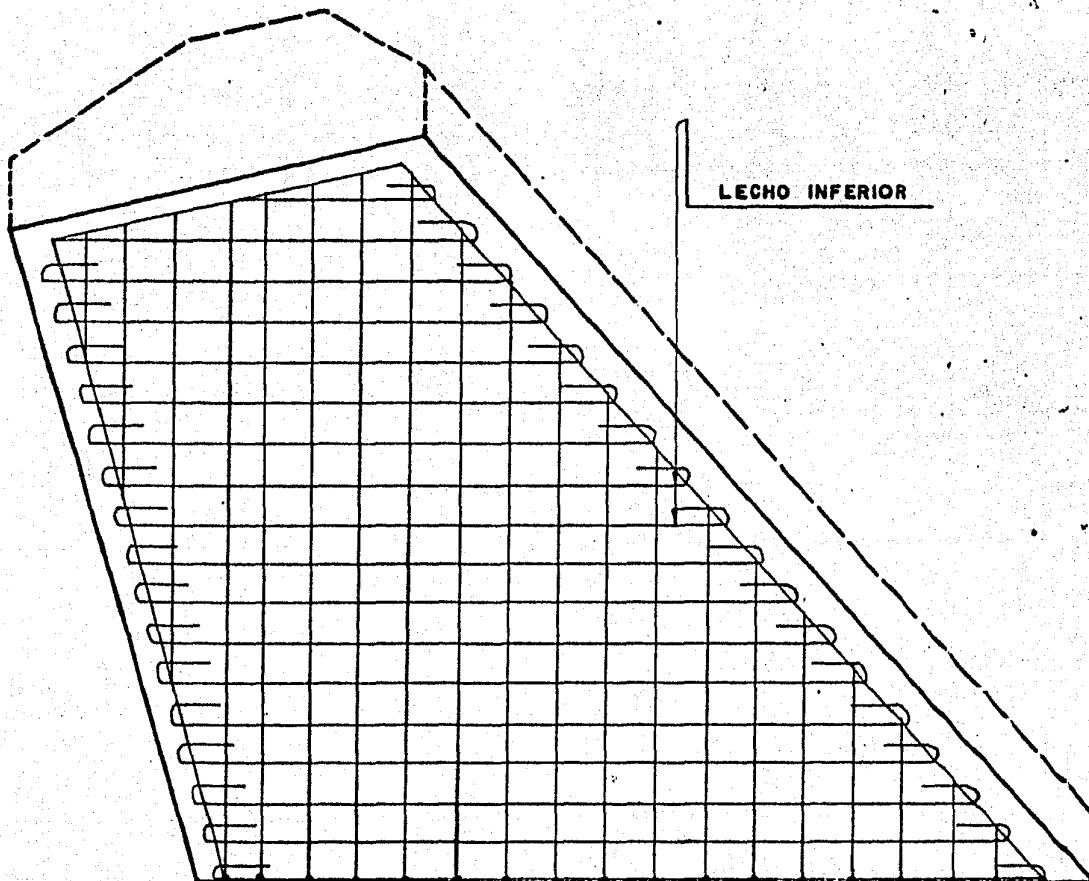
Cumplidos los aspectos señalados anteriormente, para la construcción del puente en estudio, el primer paso para proceder a la construcción fue el traslado del equipo necesario para el proceso constructivo. Posteriormente realicé la limpia del sitio de construcción y el trazo del área de excavación, lo que efectué conjuntamente con la construcción de la bodega y un pequeño campamento. (Planos 18 al 31).

Las siguientes actividades consistieron en la construcción de un desvío para las aguas del Dren, paralelamente inicié la formación de las ataquías, la excavación de un estribo y la adquisición del material que sería necesario para las actividades próximas. Posteriormente inicié en el almacén, la habilitación del fierro de refuerzo y de la madera que se utilizó para la cimbra, además principié el acarreo de los agregados necesarios para la elaboración del concreto.

En la excavación comprobé continuamente los niveles y al llegar a la superficie de desplante de la zapata, sobreexcavé unos 10 cm. mas, buscando confinar el material por medio de piedras y sobre tamaño de grava acomodada para lograr una superficie casi horizontal (Piedraplen), además profundicé un carcamo que permitió -por medio de bombeo- abatir el manto freático y trabajar en un medio estanco.

En la habilitación del fierro de refuerzo seguí fielmente las indicaciones de proyecto y lo estipulado en los reglamentos de acero. La madera para las superficies de contacto que utilicé fue de 2 pulgadas de espesor buscando con el reforzamiento necesario, evitar fallas de la cimbra por el empuje del concreto; de manera que en la obra se obtuvieran las dimensiones especificadas en los planos.

Encima del piso hecho de piedraplen y sobre taquetes de concreto de 5 cm. de espesor, espaciados convenientemente coloqué la parrilla inferior de la zapata. Sobre silletas de varilla de 1/2 pulgada de diámetro coloqué la parrilla superior. El perímetro de la zapata la rodeé con cimbra de madera de 12 pulga



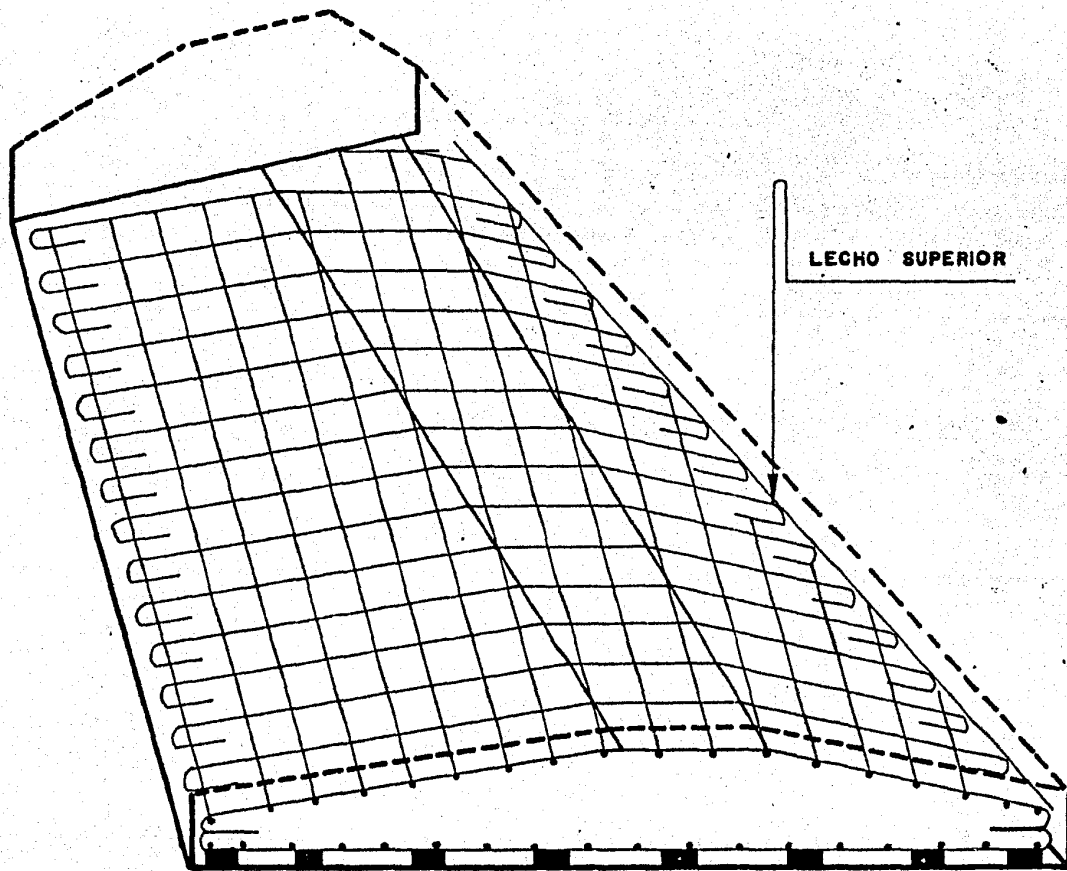
LECHO INFERIOR

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ARMADO DE ALERO

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 18



LECHO SUPERIOR

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

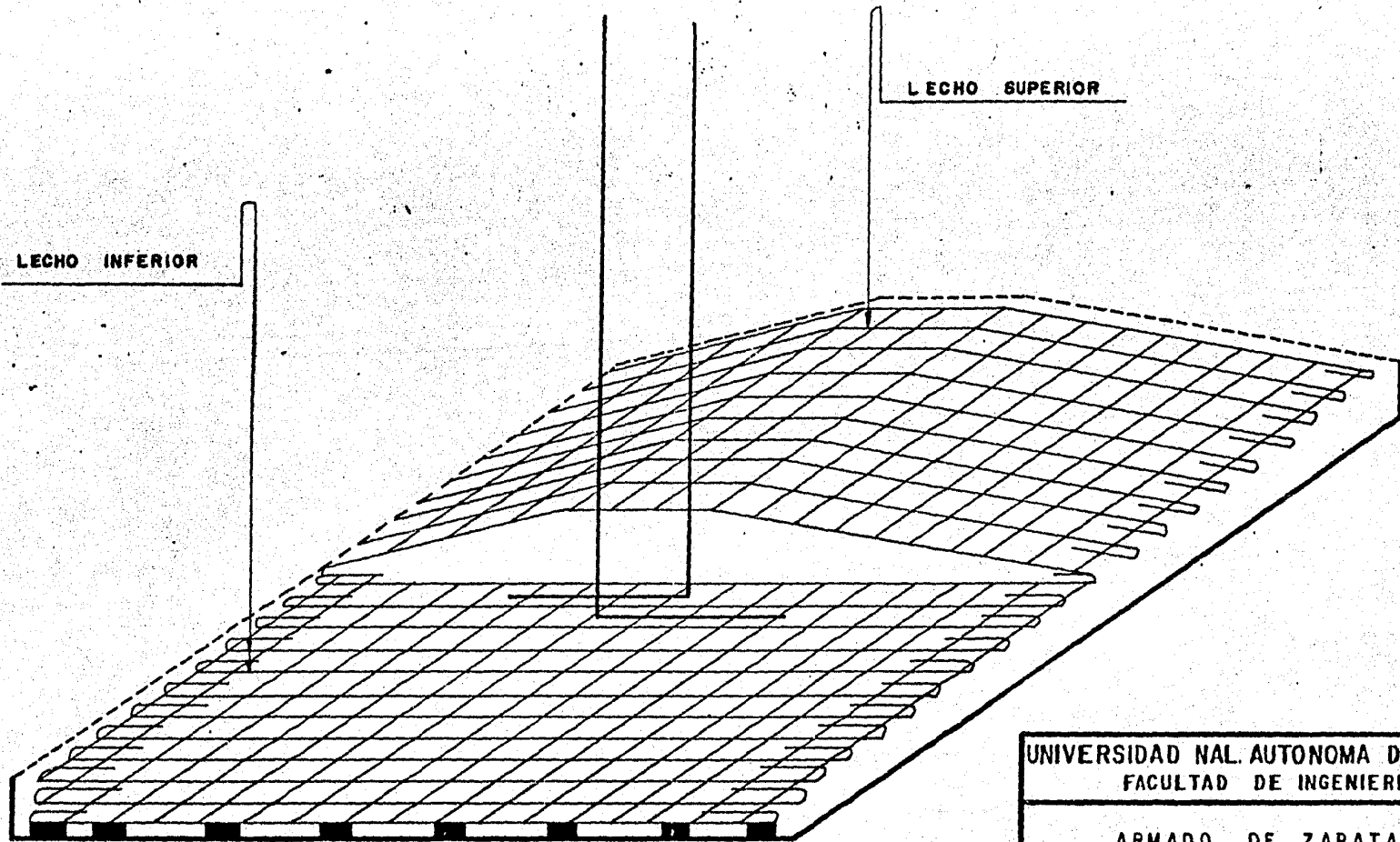
ARMADO DE ALERO

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DOMINGUEZ RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 19

LECHO INFERIOR

LECHO SUPERIOR



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ARMADO DE ZAPATA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

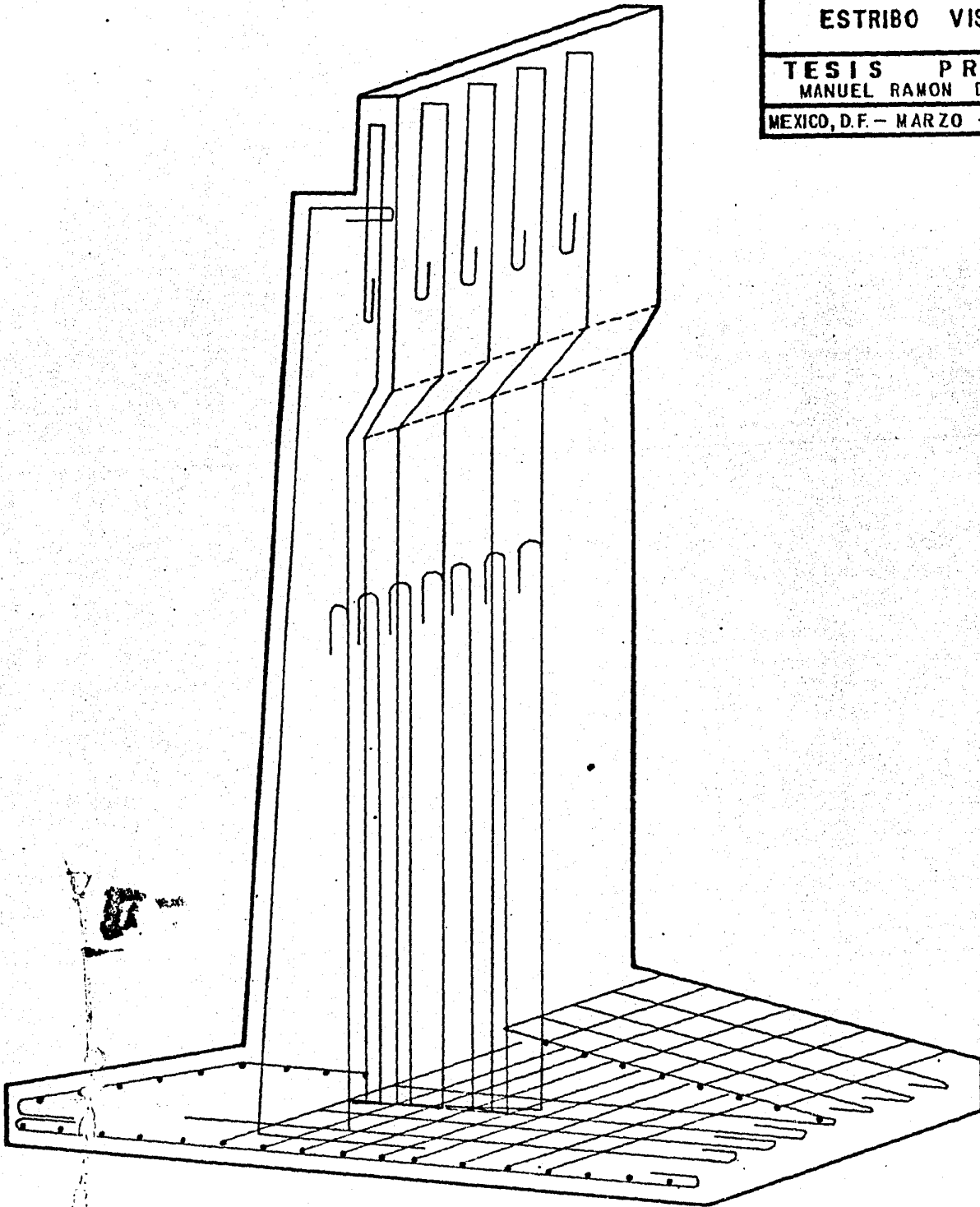
MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 20

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ESTRIBO VISTA EXTERIOR

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 21

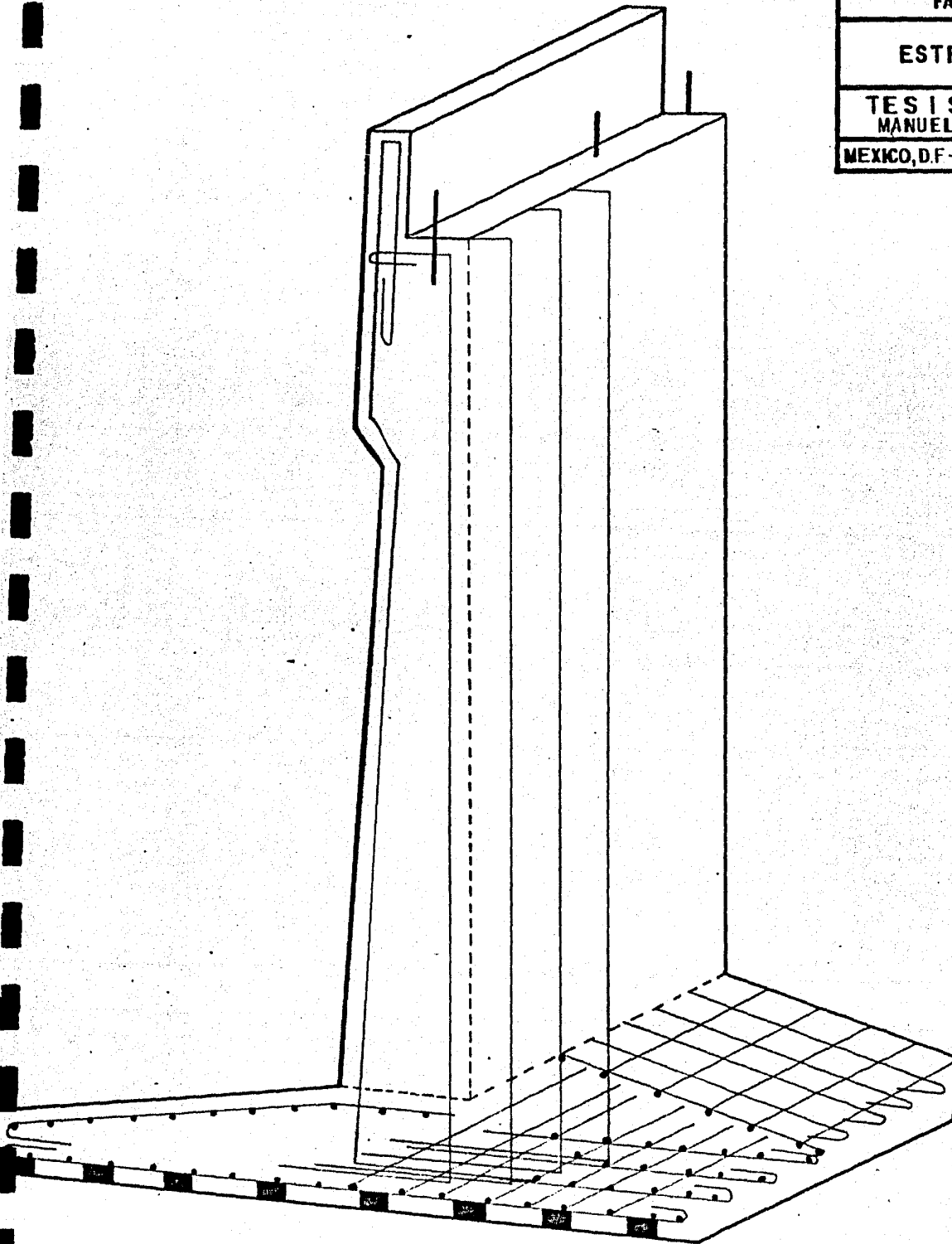


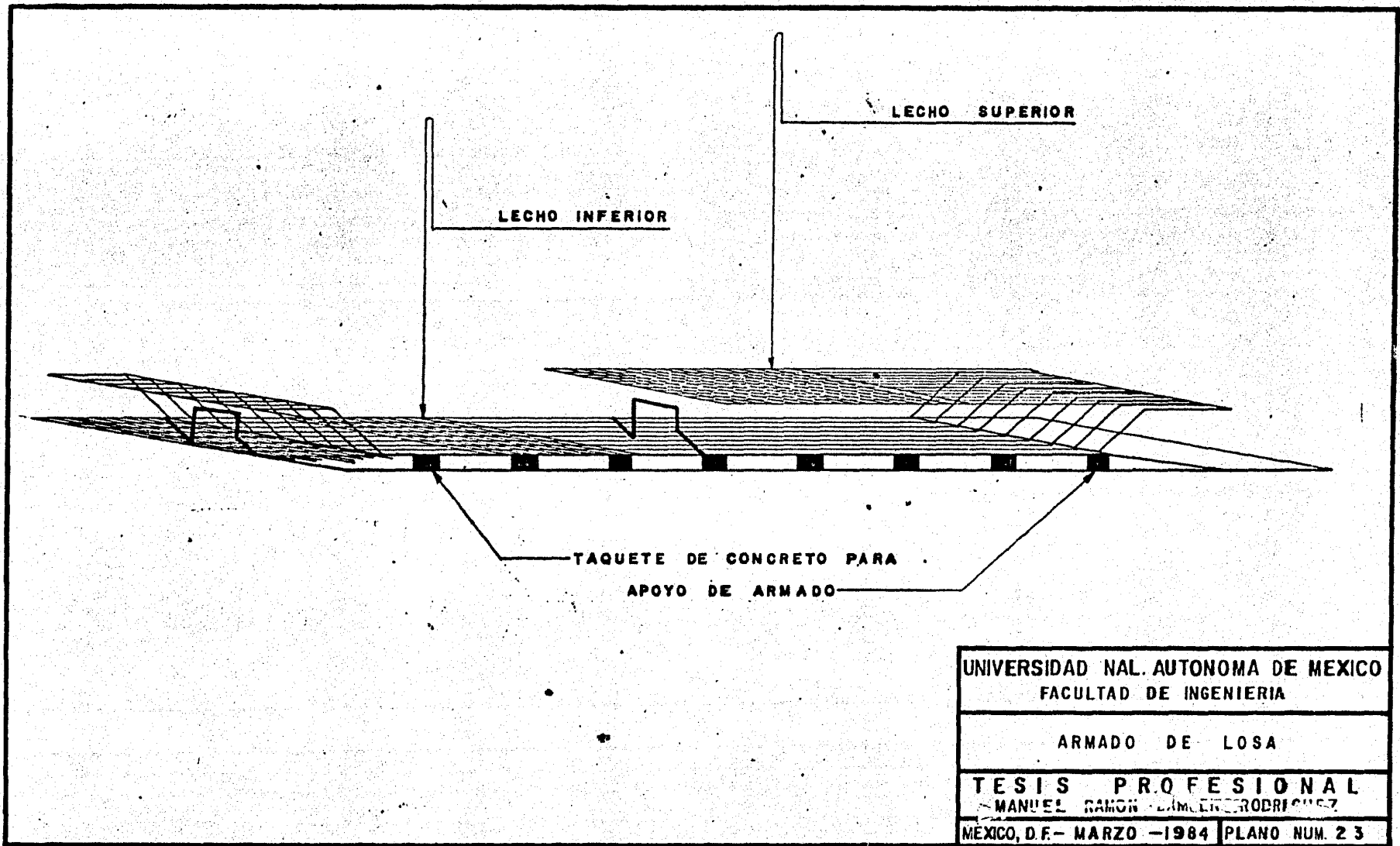
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

ESTRIBO VISTA INTERIOR

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 2.2



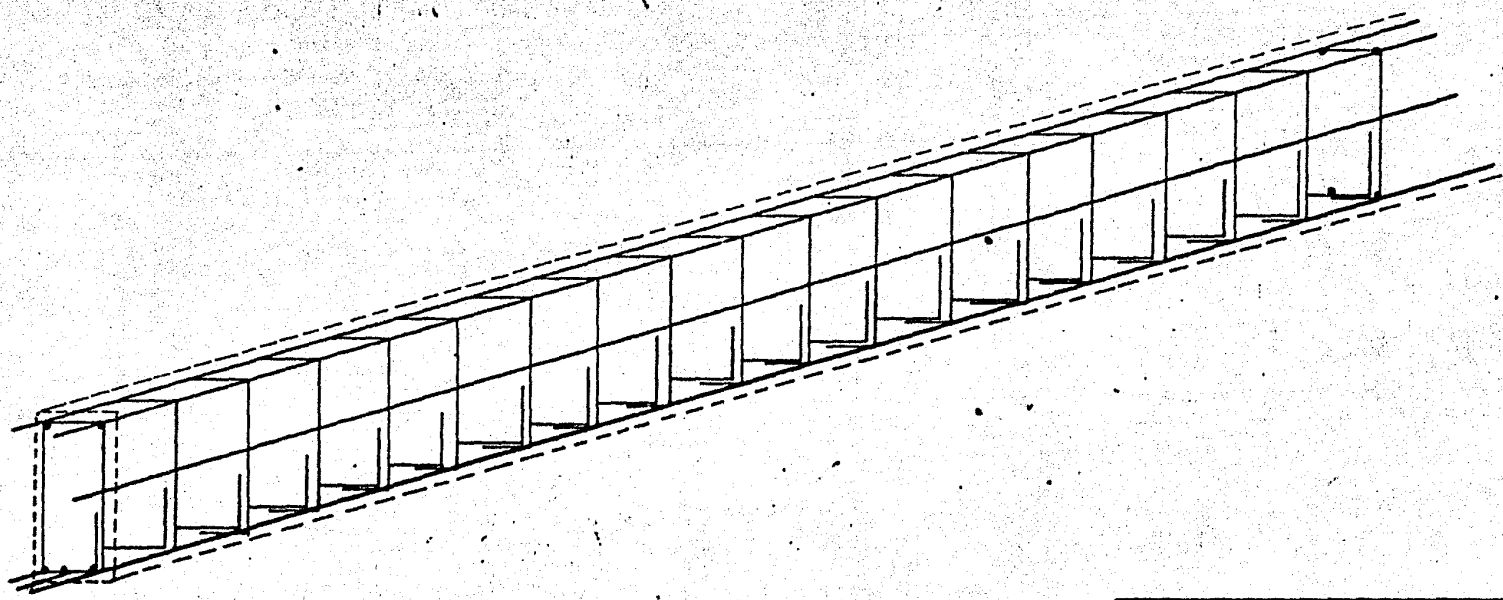


UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

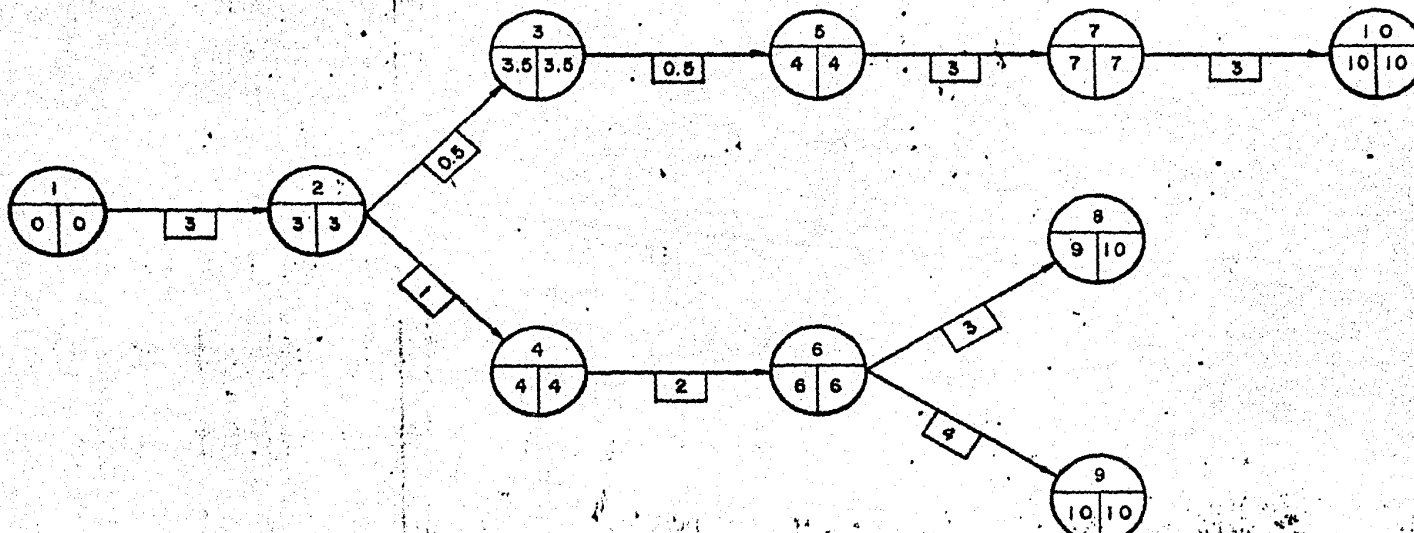
ARMADO DE LOSA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON RAMIREZ RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 23



UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ARMADO DE GUARNICION	
TESIS PROFESIONAL	
MANUEL RAMON DOMINGUEZ RODRIGUEZ	
MEXICO, D.F. - MARZO - 1984	PLANO NUM. 24



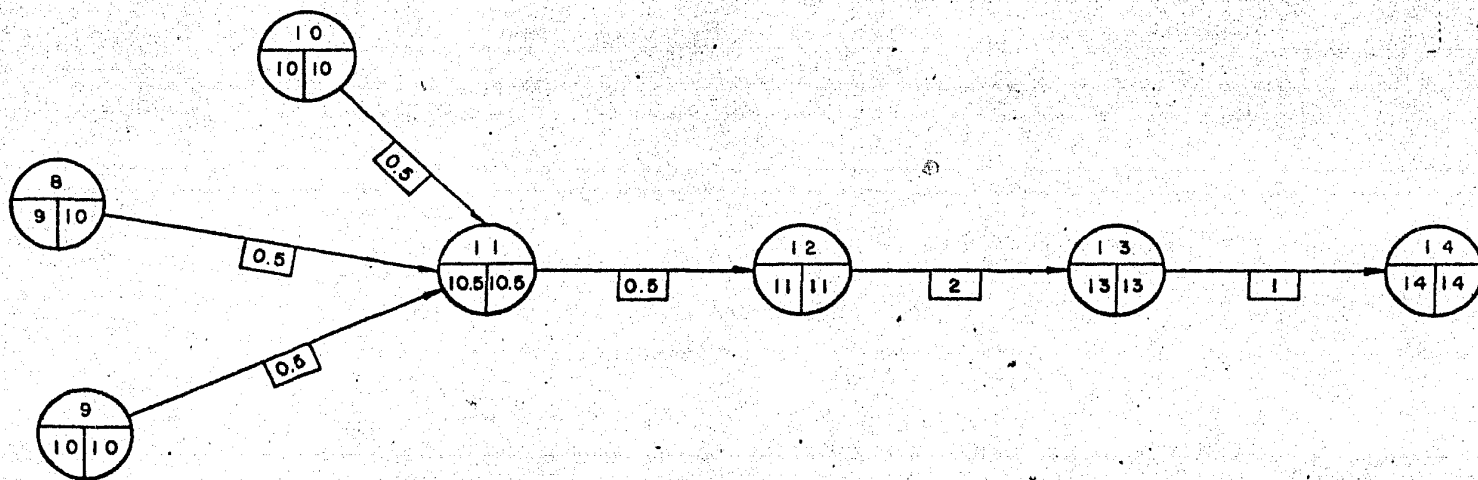
ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
1 — 2	TRASLADO AL SITIO DE LA OBRA	3.0
2 — 3	LIMPIA SITIO DE LA OBRA	0.5
2 — 4	UBICACION CAMPAMENTO Y ALMACEN	1.0
3 — 5	TRAZO Y NIVEL ZONA CONSTRUCCION	0.5
4 — 6	ADQUISICION DE MATERIALES	2.0
5 — 7	CONSTRUCCION DESVIO Y ATAGUIAS	3.0
6 — 8	HABILITACION MADERA CIMBRA	3.0
6 — 9	HABILITACION FIERRO DE REFUERZO	4.0
7 — 10	EXCAVACION PILA (1)	3.0

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 25



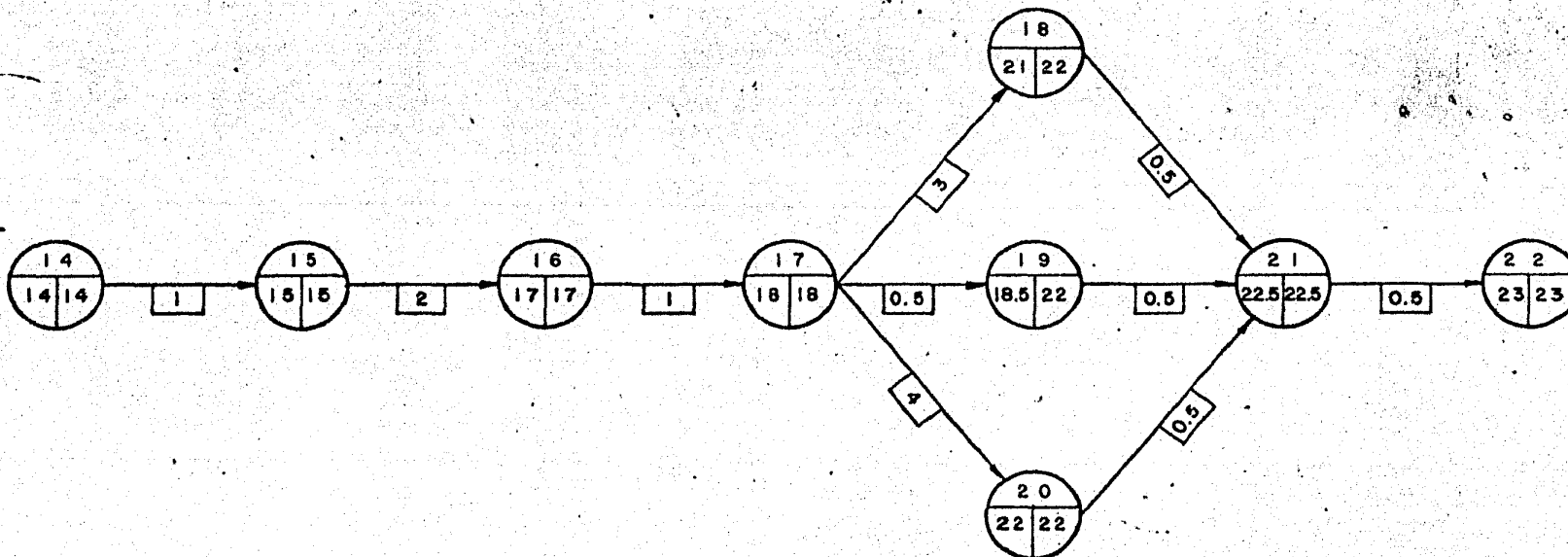
ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
8 — 11	ACARREO CIMBRA	0.5
9 — 11	ACARREO FIERRO DE REFUERZO	0.5
10 — 11	NIVELES Y AFINE DESPLANTE	0.5
11 — 12	COLOCACION DE PIEDRAPLEN	0.5
12 — 13	ARMADO FIERRO ZAPATA	2.0
13 — 14	CIMBRA ZAPATA	1.0

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. — MARZO — 1984 | PLANO NUM. 26



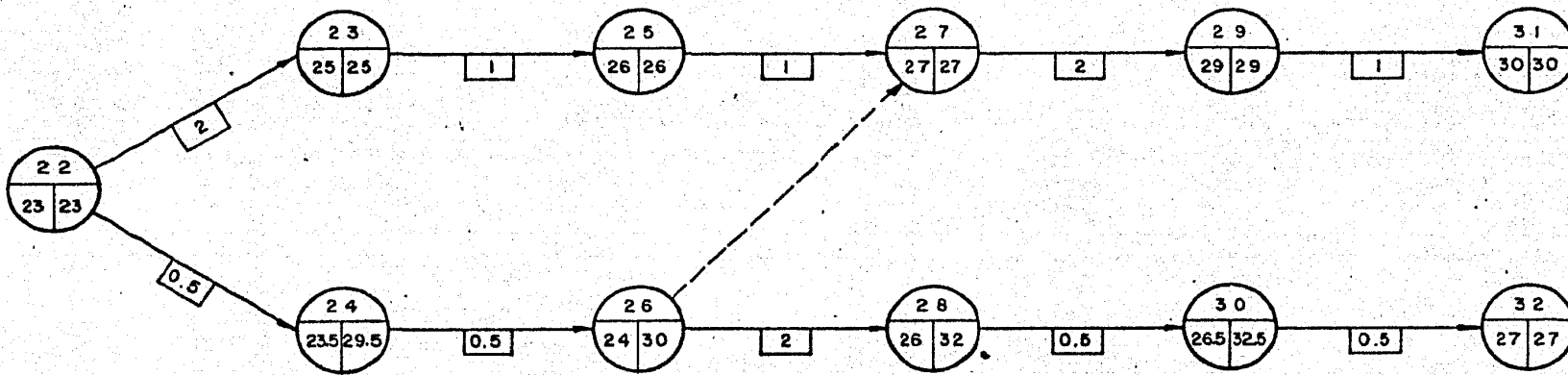
ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
14 — 15	COLADO ZAPATA	1.0
15 — 16	ARMADO FIERRO Y CIMBRA PILA	2.0
16 — 17	COLADO PILA (1)	1.0
17 — 18	EXCAVACION PILA (2)	3.0
17 — 19	DESCIMBRA ZAPATA	0.5
17 — 20	HABILITACION FIERRO	4.0
18 — 21	NIVELES Y AFINE DESPLANTE	0.5
19 — 21	ACARREO DE CIMBRA	0.5
20 — 21	ACARREO DE FIERRO	0.5
21 — 22	COLOCACION DE PIEDRAPLEN	0.5

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 27



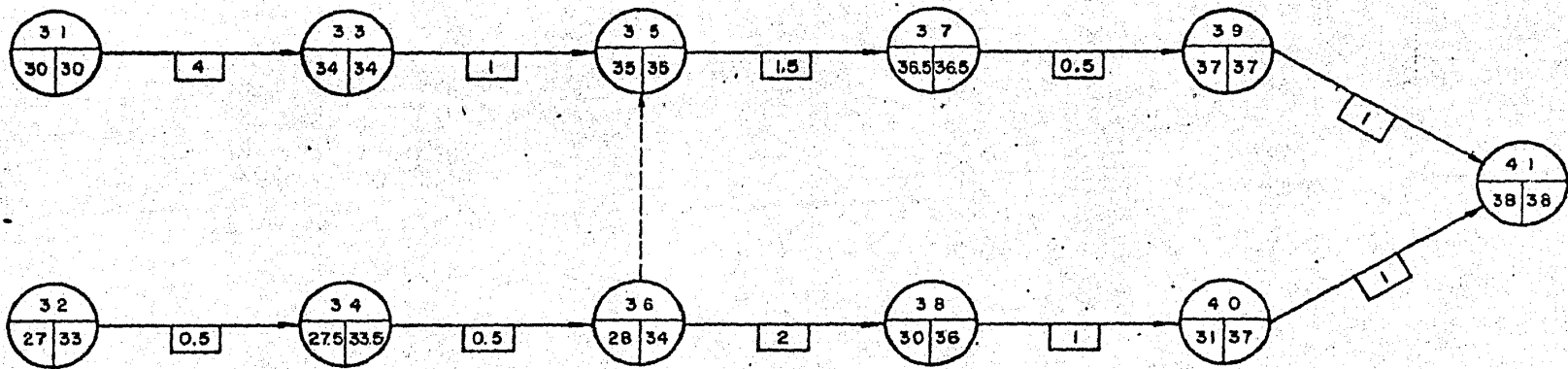
ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
22 — 23	ARMADO FIERRO ZAPATA	2.0
22 — 24	DESCIMBRA PILA (1)	0.5
23 — 25	CIMBRA ZAPATA	1.0
24 — 26	ACARREO CIMBRA	0.5
25 — 27	COLADO ZAPATA	1.0
26 — 28	RELLENO EXCAVACION PILA (1)	2.0
27 — 29	ARMADO Y CIMBRA PILA (2)	2.0
28 — 30	DESCIMBRA ZAPATA	0.5
29 — 31	COLADO PILA (2)	1.0
30 — 32	ACARREO CIMBRA ALMACEN	0.5

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 PLANO NUM. 28



ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
31 — 33	HABILITACION FIERRO LOSA	4.0
32 — 34	DESCIMBRA PILA (2)	0.5
33 — 35	ACARREO FIERRO	1.0
34 — 36	ACARREO CIMBRA ALMACEN	0.5
35 — 37	HABILITACION CIMBRA LOSA	1.5
36 — 38	RELLENO EXCAVACION PILA (2)	2.0
37 — 39	ACARREO CIMBRA LOSA	0.5
38 — 40	RELLENO ENTRE PILAS	1.0
39 — 41	NIVELES PARA CIMBRA DE LOSA	1.0
40 — 41	COMPACTACION ENTRE PILAS	1.0

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 | PLANO NUM. 29



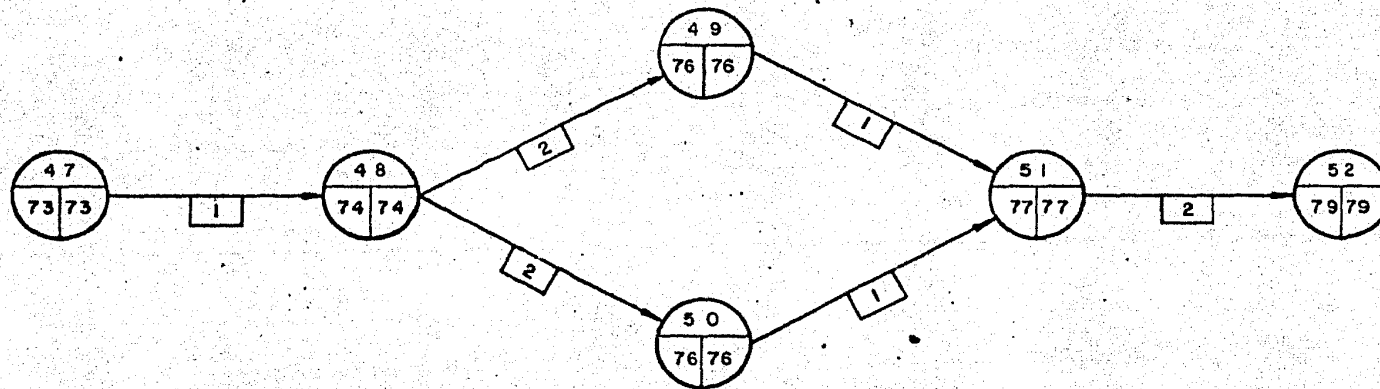
ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
41 — 42	CIMBRA LOSA	2.0
42 — 43	ARMADO FIERRO LOSA	2.0
43 — 44	COLADO LOSA	1.0
44 — 45	COLADO GUARNICIONES	1.0
45 — 46	TIEMPO DE REPOSO DEL PUENTE	28.0
46 — 47	DESCIMBRA Y ACARREO, CIMBRA LOSA	1.0

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO 1984 | PLANO NUM. 30



ACTIVIDAD	DESCRIPCION	DIAS
47 - 48	FORMACION CUBETES DREN	1.0
48 - 49	REMOSION DE ATAGUIAS Y RELLENO DESUZO	2.0
48 - 50	ACCESOS PUENTE	2.0
49 - 51	CONCENTRACION DE MAT. Y EQUIPO	1.0
50 - 51	LIMPIA FINAL SITIO DE OBRA	1.0
51 - 52	INVENTARIO Y RETIRO	2.0

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

RUTA CRITICA

TESIS PROFESIONAL
MANUEL RAMON DAMKEN RODRIGUEZ

MEXICO, D.F. - MARZO - 1984 PLANO NUM. 31

das de ancho y 2 pulgadas de espesor.

La varilla vertical de los aleros y de la pila la armé antes de colar la zapata, pues va unida a la parrilla inferior y ligada a la parrilla superior. La colocación de las parrillas verticales la hice con auxilio de unas tarimas, las que ubicadas fuera de la zapata, permiten apoyar reglas de madera para guíya apoyo de las varillas verticales.

Posterior al colado de la zapata, cimbré los aleros y la pila, buscando que entre las varillas y la madera exista el espacio considerado como recubrimiento, cuidado especial tuve en comprobar que la cimbra en su parte inferior principalmente, estuviera debidamente apuntalada ya que por el peso del concreto pudiera fallar la cimbra.

En la fabricación del concreto observé que se cumpliera con la proporción propuesta y que el agua utilizada fuera la indicada, pues de esa manera se lograría la resistencia deseada; mediante pruebas de revenimiento comprobé aproximadamente la resistencia y trabajabilidad del concreto, igualmente cuide el vibrado al colocar el concreto para evitar la formación de cavidades las cuales pueden propiciar fallas.

Colado el primer estribo, continué con los trabajos del segundo y a los 7 días comencé la descimbra del estribo colado e inicié el relleno, el cual realicé por capas de 25 cm. debidamente compactadas y en ambas caras del estribo, para evitar empujes no previstos en los cálculos y que pudieran dañar la estructura, después concluí el segundo estribo y realicé la misma operación.

El relleno lo llevé hasta tener un metro abajo de la superficie de desplante de la losa, ahí coloqué tablonés sobre los que apoyé puntales que soportaron la cimbra, este procedimiento lo preferí al garantizarme qu no se colgaría la losa por falla del terreno.

Al cimbrar la losa procuró que la carga estuviera debidamente repartida en los puntales que la transmitieran al suelo, el armado de la parrilla inferior quedo descansado sobre taquetes buscando con esto respetar el recubrimiento, la parrilla superior la apoyé sobre silletas de varillas para asegurar la separación entre parrillas.

Se colocaron además tubos de 4 pulgadas entre las guarniciones y al ras de la losa para utilizarlos como drenes y evitar encharcamientos nocivos en la superficie de rodamiento, la pendiente del centro hacia las guarniciones en la superficie se logra por medio de varillas que sirven de guía para dar el acabado necesario en la losa.

La colocación del concreto fue similar al de los estribos en cuanto a vibrado y proporcionamiento, la superficie expuesta al ambiente la cubrí con curacreto para evitar agrietamientos por pérdidas de humedad, concluido el puente carretero construí el puente canal y la alcantarilla para el cruce del bordo del Dren Colector.

Descimbré por seguridad a los 28 días pues así evité que se cargara el concreto, posteriormente hice los accesos que permitieran el uso del puente y retiré el material sobre el que apoyé la cimbra de la losa, dejando bajo el puente el talud y plantilla de proyecto del Dren Colector para lograr su óptimo funcionamiento hidráulico, después de lo cual recogí los materiales y equipo del sitio de trabajo e inventarié los excedentes.

C O N C L U S I O N E S

La idea de realizar este trabajo, me la generó el observar que los planos donde se encontraban los datos técnicos necesarios para construir el puente cruce del Dren Colector en el Distrito de Riego N^o 46, no tenían ninguna referencia sobre Mecánica de Suelos, lo cual a mi juicio era indispensable, pues aunque la estructura es pequeña, se debió realizar al menos un sondeo barato y rápido para obtener elementos que permitan identificar el subsuelo.

Al iniciarlo, no imaginé la cantidad de conocimientos que en el tiempo en que se cursa la carrera de Ingeniero Civil se adquieren, menos pensé que la interrelación entre ellos sea tan íntima y que la sola omisión de uno de ellos al realizar un proyecto, pudiera producir en las estructuras daños algunas veces costosos y otras irreparables.

La solución que para este cruce se dió originalmente fue de "Proyecto Tipo", pues conocido el claro, sólo se buscó la solución en las especificaciones que las Dependencias Gubernamentales editan para uniformar criterios, esta solución fué como en la mayoría de los casos, ajena a las características que el sitio presenta y sin conocer ni siquiera someramente las condiciones del subsuelo donde se apoyaría la estructura.

Buscando la solución para el mismo cruce, fuí aplicando los conocimientos que en diferentes materias se adquieren en la Facultad y con satisfacción observé que estos debidamente manejados permiten que el egresado de Ingeniería, sea capaz de iniciar con confianza su vida profesional, ya que esta preparado para tomar decisiones y además para asimilar las experiencias de los que en esta actividad lo han antecedido.

La conclusión técnica que emana de esta experiencia es que los "Proyectos Tipo", deben adaptarse a las condiciones específicas de la región en que se utilizan, so pena de hacer las obras

costosas, peligrosas e ineficientes. Para los alumnos de la Facultad la conclusión mas interesante es que, no existe materia sin importancia dentro de los programas de estudio, ya que cada una de ellas es apoyo para una futura vida profesional útil y productiva, en beneficio personal y de la colectividad.