

24
100



Universidad Nacional Autónoma
de México

Facultad de Ingeniería

**Proyecto del Puente San Carlos,
de la Carretera
Ensenada-San Quintín, Baja California**

T E S I S

Que, para obtener el Título de

Ingeniero Civil

presenta

Adolfo Jiménez González



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.

INDICE

<u>INTRODUCCION</u>	1
<u>CAPITULO I</u>	3
I.1 LOCALIZACION	3
I.2 FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO	3
I.3 ESTUDIO HIDRAULICO	5
I.4 DATOS ADICIONALES	6
I.5 DATOS PARA LA CIMENTACION	7
I.6 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA	9
<u>CAPITULO II</u>	12
II ELECCION DEL TIPO DE PUENTE	12
II.1 ANTEPROYECTO DE LA SUBESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PRIMERA SOLUCION	13
II.1.1 CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA PILA	13
II.1.2 DETERMINACION DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA	17
II.1.3 CONDICIONES DE CARGA	24
II.1.4 REVISION DE LA PILA; PRIMERA CONDICION DE CARGA; GRUPO II	25
II.1.5 REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA; PRIMERA CONDICION DE CARGA; GRUPO II	28
II.1.6 REVISION DE LA PILA; SEGUNDA CONDICION DE CARGA; GRUPO III. CONSIDERANDO ESCURRIMIENTO EN EL CAUCE	31
II.1.7 REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA; SEGUNDA CONDICION DE CARGA; GRUPO III. CONSIDERANDO ESCURRIMIENTO EN EL CAUCE	33
II.1.8 REVISION DE LA PILA; SEGUNDA CONDICION DE CARGA; GRUPO III. CONSIDERANDO QUE NO EXISTE ESCURRIMIENTO	34
II.1.9 REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA; SEGUNDA CONDICION DE	36

CARGA; GRUPO III. CONSIDERANDO QUE NO EXISTE ESCURRIMIENTO

II.2	ANTEPROYECTO DE SUBESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA. SEGUNDA SOLUCION	37
II.2.1	DETERMINACION DE LAS FUERZA QUE ACTUAN SOBRE LA PILA	37
II.2.2	REVISION DE LA PILA; PRIMERA CONDICION DE CARGA; GRUPO II	43
II.2.3	REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA; PRIMERA CONDICION DE CARGA; GRUPO II	45
II.2.4	REVISION DE LA PILA; SEGUNDA CONDICION DE CARGA; GRUPO III	46
II.2.5	REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA; SEGUNDA CONDICION DE CARGA; GRUPO III	48
II.3	RESUMEN DE LAS DOS ALTERNATIVAS	50
II.4	CANTIDADES DE OBRA; PRIMERA SOLUCION	52
II.5	CANTIDADES DE OBRA; SEGUNDA SOLUCION	53
II.6	JUSTIFICACION DEL TIPO Y NUMERO DE CLAROS DEL PUENTE	54
II.7	NUMERO DE CARRILES DEL PUENTE	54
<u>CAPITULO III</u>		56
III	PROYECTO	56
III.1	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	56
III.1.1	DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR	56
III.1.2	DISEÑO DE LAS TRABES	64
III.1.2.1	CRITERIOS DE DISEÑO	64
III.1.2.2	CONSIDERACIONES PARA LA DISTRIBUCION DE CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA	71
III.1.2.3	DISEÑO DE DIAFRAGMAS	78
III.1.2.4	CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA CARGA MUERTA	84
III.1.2.5	CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA CARGA VIVA	86

III.1.2.6	CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA SOBRECARGA MUERTA	88
III.1.2.7	RESUMEN DE LOS ESFUERZOS QUE ACTUAN SOBRE LAS TRABES	89
III.1.2.8	CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PRESFUERZO	89
III.1.2.9	CALCULO DEL NUMERO DE TORONES	90
III.1.2.10	REVISION DE LA SECCION B - B	91
III.1.2.11	ENGRASE DE TORONES	92
III.1.2.12	REVISION DE LA SECCION A - A	97
III.1.2.13	REVISION DE LA TRABE POR EL METODO DE RESISTENCIA	97
III.1.2.14	REVISION POR ACERO MINIMO	99
III.1.2.15	REVISION DEL TIPO DE FALLA	100
III.1.2.16	REVISION POR IZADO	102
III.1.3	CORTANTE	105
III.1.3.1	CRITERIOS DE DISEÑO	105
III.1.3.2	CALCULO DE V_{ci}	106
III.1.3.3	CALCULO DE V_{cw}	108
III.1.3.4	CORTANTE RASANTE	109
III.2	DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	112
III.2.1	DISEÑO DE LA PILA	112
III.2.1.1	DIMENSIONES DE LA PILA	112
III.2.1.2	DETERMINACION DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA	112
III.2.1.3	DEFORMACION POR ROTACION DE LOS DISPOSITIVOS	113
III.2.1.4	DEFORMACION HORIZONTAL DEL DISPOSITIVO	116
III.2.1.5	DIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO	118
III.2.1.6	VERIFICACION DE QUE EL APOYO NO SE LEVANTA	124
III.2.1.7	VERIFICACION DE QUE EL APOYO NO DESLIZA	124
III.2.1.8	VERIFICACION DE LA CONDICION DE DEFORMACION POR COMPRESION	125

III.2.2	DISEÑO DEL CABALLETE	127
III.2.2.1	DETERMINACION DE CARGAS	127
III.2.2.2	DISEÑO DEL CABEZAL	132
III.2.2.3	CALCULO DE LOS EMPUJES PARA EL DISEÑO DEL DIAFRAGMA EXTREMO	134
III.2.2.4	REVISION DEL DIAFRAGMA	135
III.2.2.5	REVISION DE LA CONEXION PILOTE - CABEZAL	138
III.2.3	REVISION DE LA INFRAESTRUCTURA	140
<u>CAPITULO IV</u>		142
IV.1	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	142
IV.1.1	INTRODUCCION	142
IV.1.2	CRITERIOS CONSTRUCTIVOS	142
IV.1.3	ACTIVIDADES	142
IV.1.4	DESCRIPCION DE ACTIVIDADES	144
IV.1.5	SECUENCIA A SEGUIR PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE	147
IV.2	CONCLUSIONES	149
<u>ANEXO I</u>		151
<u>ANEXO II</u>		159
<u>ANEXO III</u>		164
<u>BIBLIOGRAFIA</u>		175

INTRODUCCION

EL OBJETIVO DE ESTE TRABAJO ES PRESENTAR UNA GUIA DE COMO SE REALIZA UN PROYECTO DE UN PUENTE CARRETERO, EN EL CUAL SU SUPERESTRUCTURA ESTA FORMADA POR TRABES PRETENSADAS Y LOSA DE CONCRETO REFORZADO.

LO ANTERIOR SE PLANTEA EN BASE A QUE EXISTEN POCAS REFERENCIAS QUE PUEDAN UTILIZARSE PARA LA ELABORACION DE UN PROYECTO DE ESTE TIPO.

EN ESTE TRABAJO SE PRESENTAN LAS RESTRICCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO QUE ESTABLECEN LOS REGLAMENTOS Y TEXTOS. PARA ESTO SE DESARROLLA EL PROYECTO DEL PUENTE SAN CARLOS, EL CUAL SE LOCALIZA EN EL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA NORTE EN LA CARRETERA FEDERAL #1 (ENSENADA - SAN QUINTIN) EN EL CRUCE CON EL RIO SAN CARLOS .

PARA UN PROYECTO DE ESTE TIPO SE PUEDEN DEFINIR LAS SIGUIENTES ETAPAS:

- a) ESTUDIOS DE CAMPO
- b) DISEÑO
- c) CONSTRUCCION

EN ESTE TRABAJO SE HACE ENFASIS EN LA SEGUNDA ETAPA, ALIQUÉ ESTO NO QUIERE DECIR QUE SEA LA MAS IMPORTANTE.

EN EL PRIMER CAPITULO SE PRESENTA UN RESUMEN DE LOS ESTUDIOS DE CAMPO, LOS CUALES CONSISTIERON EN LO SIGUIENTE:

- * LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO EN LA ZONA DEL CRUCE
- * FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DEL RIO Y DE SUS TRES BRAZOS
- * DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SITIO EN DONDE SE CONSTRUIRA EL PUENTE

EN EL CAPITULO II SE REALIZA LA ELECCION DEL TIPO Y SE DETERMINA EL NUMERO DE CLAROS DEL PUENTE. LA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE CONSIDERA EN FORMA PREPONDERANTE LOS RECURSOS DISPONIBLES EN EL SITIO DE LA OBRA. PARA DETERMINAR EL NUMERO DE CLAROS SE ANALIZAN DOS ALTERNATIVAS: PUENTE DE TRES CLAROS Y PUENTE DE CUATRO CLAROS, DE LAS CUALES SE ELIGIRA LA OPTIMA EN BASE A UN ANALISIS DE COSTOS.

EN EL TERCER CAPITULO SE REALIZA EL DISEÑO DE LA ALTERNATIVA MAS CONVENIENTE SEGUN LOS RESULTADOS DEL CAPITULO II. EL DISEÑO ABARCA LA SUPERESTRUCTURA, LA SUBESTRUCTURA Y LA INFRAESTRUCTURA.

EN EL CAPITULO IV SE PRESENTAN LAS IDEAS GENERALES ACERCA DEL ASPECTO CONSTRUCTIVO DEL PUENTE, ASI COMO LAS CONCLUSIONES.

CAPITULO I

I. RESUMEN DE ESTUDIOS DE CAMPO

I.1. LOCALIZACION

EL RIO SAN CARLOS NACE EN LA VERTIENTE OCCIDENTAL DE LA SIERRA DE JUAREZ, EN ALTITUDES SUPERIORES A LOS 1500 m. SU CURSO SIGUE UNA DIRECCION GENERAL HACIA EL OESTE AL FONDO DE UNA CUENCA ANGOSTA, DESEMBOLCANDO EN LA BAHIA DE TODOS LOS SANTOS, A 12 km AL SUR DE ENSENADA (VER PLANTA DE LOCALIZACION).

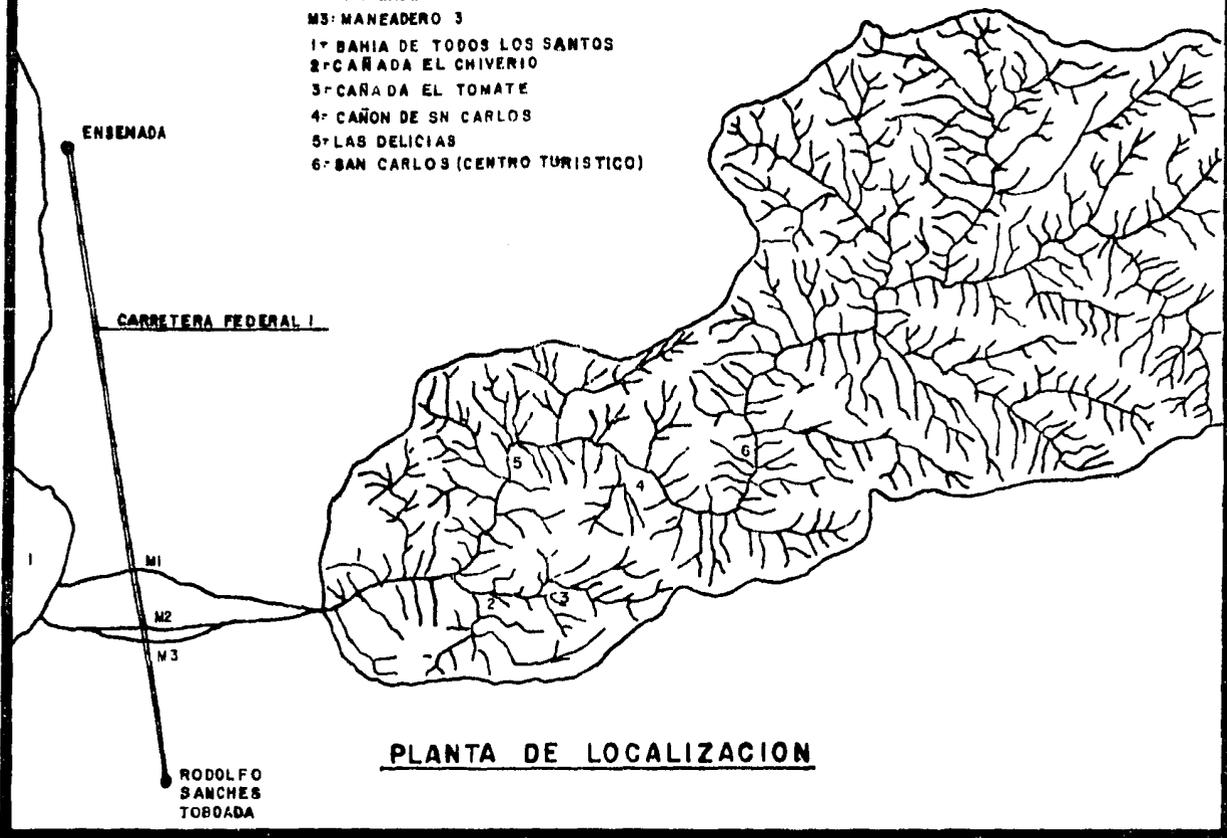
I.2. FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO

SU CUENCA, DE APROXIMADAMENTE 883 km², ES SENSIBLEMENTE RECTANGULAR, CON UN ANCHO PROMEDIO DE 15 km DESDE SU ORIGEN HASTA UNOS 10 km ANTES DE CRUZAR LA CARRETERA FEDERAL NUMERO 1, EN DONDE SE REDUCE A ESCASOS 5 km. EXCEPTUANDO UN PEQUEÑO VALLE DE UNOS 20 km² A LA ALTURA DE LAS RANCHERIAS EL ALAMAR, ESQUIPULAS Y EL ALAMITO TODO EL ESCURRIMIENTO, ASI COMO EL DE SUS AFLUENTES, OCURRE POR ENTRE CAÑONES DE LADERAS MUY PRONUNCIADAS, POR LO CUAL LOS TIEMPOS DE CONCENTRACION HASTA EL CRUCE SON MUY CORTOS.

A 7 km DEL CAMINO, SITIO EN DONDE SE LE UNEN POR LA MARGEN DERECHA LAS CAÑADAS DE LA LEÑA, RINCONADA, LA ZORRA, EL TOMATE Y EL CHIVERIO PRINCIPIA A TOMAR FORMA UN CONO DE DEYECCION, CON 600m DE ANCHO PROMEDIO Y 3 km DE LONGITUD. ES EN ESTE VALLE EN DONDE QUEDA ALOJADO EL MATERIAL DE ARRASTRE, EL CUAL EN LA ULTIMA AVENIDA SE CALCULA QUE CUBRIO MAS DE 300 Has CON UNA CAPA DE 0.80m.

CINCO KILOMETROS ANTES DE CRUZAR EL CAMINO EL CAUDAL SE DIVIDE: UN RAMAL ESCURRE POR LA MARGEN DERECHA, MUY JUNTO A LA MESA QUE SE DENOMINA CHAPULTEPEC, ATRAVEZANDO EL CAMINO EN EL CADENAMIENTO 16+330, SITIO EN DONDE SE ENCUENTRA CONSTRUIDO UN PUENTE DE TRES CLAROS DE 12 m DE LONGITUD POR 3m DE ALTURA; A ESTE ESCURRIMIENTO SE LE LLAMA MANEADERO 1. OTRO VOLUMEN ESCURRE ENCALIZADO MEDIANTE BORDOS DE ARENA POR LA PARTE MAS ALTA DEL VALLE, CRUZANDO EL CAMINO EN EL CADENAMIENTO 17+857 MEDIANTE UN TUBO DE CONCRETO DE 1.2 m DE DIAMETRO, A ESTE ESCURRIMIENTO SE LE LLAMA MANEADERO 2. FINALMENTE UN TERCER RAMAL SE DESPRENDE DEL MANEADERO 2 A LO LARGO DE LA MARGEN IZQUIERDA, DEBIDO A LA FALTA DE PRECAUCION DE LAS PERSONAS QUE APROVECHAN PARA RIEGO LOS PEQUEÑOS ESCURRIMIENTOS Y AGUAS NEGRAS EN EPOCAS DE ESTIAJE. ESTAS FUGAS CRUZAN EL CAMINO EN EL CADENAMIENTO 18+132.75, SITIO EN DONDE SE ENCUENTRA CONSTRUIDO UN PUENTE DE 12.5 m DE LONGITUD POR 1.7 m DE ALTURA, A ESTE ESCURRIMIENTO SE LE LLAMA MANEADERO 3.

- M1: MANEADERO 1
- M2: MANEADERO 2
- M3: MANEADERO 3
- 1º BAHIA DE TODOS LOS SANTOS
- 2º CAÑADA EL CHIVERIO
- 3º CAÑADA EL TOMATE
- 4º CAÑON DE SN CARLOS
- 5º LAS DELICIAS
- 6º SAN CARLOS (CENTRO TURISTICO)



CARRETERA FEDERAL I

PLANTA DE LOCALIZACION

RODOLFO
SANCHEZ
TOBOADA

1.3 ESTUDIO HIDRAULICO

LOS DATOS QUE SE OBTUVIERON EN ESTE ESTUDIO CORRESPONDEN A LA ULTIMA AVENIDA OCURRIDA EN FEBRERO DE 1980. POR EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE SE OBTUVO UN GASTO PROMEDIO DE 429 m³/seg EN UN LEVANTAMIENTO EFECTUADO A 6 km AGUAS ARRIBA DEL CRUCE. LAS AREAS HIDRAULICAS DE LAS SECCIONES SE CALCULARON CONSIDERANDO NIVELES DE AGUA ESCALONADOS DEBIDO A LA FUERZA CENTRIFUGA DE LA VENA LIQUIDA Y A LA FALTA DE ALTURA DE LOS BARROTES, ESPECIALMENTE POR LA MARGEN IZQUIERDA, PUES AL CAMBIAR DE DIRECCION ALCANZABA A SOBREPASAR PLANICIES DE MAYOR ALTURA, ESCURRIENDO DESPUES SENSIBLEMENTE OBLICUA AL SENTIDO DE LA CORRIENTE HASTA REINTEGRARSE A ELLA DESPUES DE UNA DISTANCIA CONSIDERABLE.

EN EL MANEADERO 2 Y POR EL MISMO METODO, SE CONSIDERA QUE LLEGO A PASAR UN GASTO DE 40 m³/seg ANTES DE FALLAR LOS BORDOS CERCA DEL CRUCE; PARA EL MANEADERO 3 SE OBTUVO UN GASTO DE 156 m³/seg TENIENDO COMO SECCION DE CONTROL EL PUENTE Y CONSIDERANDO ESCURRIMIENTO LIBRE; PARA EL MANEADERO 1 SE OBTUVO UN GASTO DE 130 m³/seg CONSIDERANDO TAMBIEN COMO SECCION DE CONTROL EL PUENTE.

SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA QUE EN LA ULTIMA AVENIDA EL RIO ROMPIO LA CARRETERA EN EL CRUCE CON EL MANEADERO 2, POR LO CUAL SE TUVIERON ESCURRIMIENTOS POR ENCIMA DE LA CARRETERA.

RESUMEN DE GASTOS

MANEADERO 1 Q = 130 m³/seg

MANEADERO 2 Q = 40 m³/seg

MANEADERO 3 Q = 156 m³/seg

PARA EL GASTO QUE ESCURRIO POR ENCIMA DE LA CARRETERA SE REALIZO LO SIGUIENTE:

CONSIDERANDO QUE AL PASAR EL AGUA POR ENCIMA DE LA CARRETERA SE TIENE UN VERTEDOR RECTANGULAR

$$Q = C L (H)^{3/2}$$

$$L = 500 \text{ m}$$

$$H = 0.2 \text{ m}$$

$$C = \frac{2}{3} U \sqrt{2g}$$

$$U = 0.626 \text{ (VALOR EXPERIMENTAL)}$$

CALCULANDO EL VALOR DE C Y SUSTITUYENDO EN LA EXPRESION PARA EL VALOR DEL GASTO:

$$Q = 1.85 \times 588 \times 0.0894 \times 0.342 = 83 \text{ m}^3/\text{seg}$$

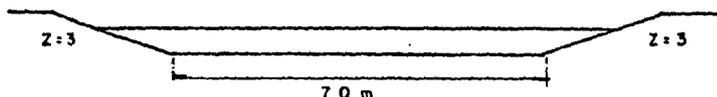
LOS DATOS QUE JUSTIFICAN LOS GASTOS ANTERIORES, ASI COMO LAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL MANEADERO SUPERIOR Y PENDIENTE DEL MANEADERO 2 SE MUESTRAN EN EL ANEXO I.

1.4 DATOS ADICIONALES

EL RIO LLEGA A ESTAR SECO APROXIMADAMENTE EN SEPTIEMBRE, PRESENTANDO SUS CRECIENTES DE OCTUBRE A MARZO, TENIENDO LAS MAXIMAS DE DICIEMBRE A FEBRERO CON PERIODOS DE RETORNO DE 5 A 38 AÑOS Y DURACION DE 4 A 8 DIAS.

EL MATERIAL DE ARRASTRE ES ARENA FINA MEDIA Y ARBOLES CON LONGITUDES MAXIMAS DE 15 m POR 4 m EN SU PARTE FRONDOSA, POR LO CUAL EL ESPACIO LIBRE HORIZONTAL PARA PROYECTAR EL PUENTE SERA DE 20 m Y EL VERTICAL DE 1 m MEDIDO DESDE EL NIVEL DE AGUAS MAXIMO EXTRAORDINARIO A LA PARTE INFERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA.

COMO SE MUESTRA EN EL PLANO DE CURVAS DE NIVEL, POCO ANTES DE LLEGAR EL RIO AL CRUCE CON EL CAMINO PASA POR UNA PLANICIE, POR LO CUAL SARH DECIDIO REALIZAR UNA CANALIZACION PARA TENER UN MEJOR FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO EVITANDO LAS FUGAS. LA CANALIZACION SE LLEVO A CABO EN EL MANEADERO 2, QUEDANDO LA SIGUIENTE SECCION TRANSVERSAL.



TODA LA NIVELACION ESTA REFERIDA A UN BANCO DE NIVEL AUXILIAR LOCALIZADO A 45.5 m A LA DERECHA DE LA ESTACION 17+836, TENIENDO ESTE UNA ELEVACION ARBITRARIA DE 99.329 m.

PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SE UTILIZARA UN GASTO DE 545 m³/seg, EL CUAL FUE OBTENIDO POR LA SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS (IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS, DIRECCION HIDROLOGICA) MEDIANTE UN ESTUDIO HIDROLOGICO. ESTE DATO COINCIDE SATISFACTORIAMENTE CON EL OBTENIDO A PARTIR DE LA ENVOLVENTE DE GASTO MAXIMO INSTANTANEO DE LA REGION I (BAJA CALIFORNIA).

1.5 DATOS PARA LA CIMENTACION

SE REALIZARON 4 SONDEOS POR EL METODO DE PENETRACION ESTANDAR; DOS SE REALIZARON ANTES Y DOS DESPUES DE LA CANALIZACION.

LA LOCALIZACION DE LOS SONDEOS SE MUESTRA EN LA FIG.1. LOS DATOS QUE SE OBTUVIERON DE ESTOS SONDEOS, ASI COMO LOS PERFILES ESTRATIGRAFICOS SE MUESTRAN EN EL ANEXO II.

PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO SE UTILIZO LA TEORIA DE TERZAGHI, LA CUAL PROPONE LA SIGUIENTE EXPRESION.

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

DONDE:

q_c = CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO

c = COHESION DEL TERRENO

B = ANCHO DEL CIMIENTO

D_f = PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

N_c , N_q Y N_γ = PARAMETROS QUE DEPENDEN DEL ANGULO DE FRICCION DEL SUELO

γ = PESO ESPECIFICO DEL SUELO

DE PRUEBAS QUE SE REALIZARON EN EL LABORATORIO EN MUESTRAS EXTRAIDAS, SE OBTUVIERON LOS SIGUIENTES VALORES DE PESO ESPECIFICO Y ANGULO DE FRICCION DE LOS DIFERENTES SONDEOS.

SONDEO	ANGULO DE FRICCION	PESO ESPECIFICO (Ton/m ³)
A	34	1.62
1	34	1.57
2	35	1.59
B	35	1.54

DEBIDO AL TIPO DE SUELO QUE SE TIENE Y A LA BAJA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS ESTRATOS SUPERIORES, NO SE TOMARA EN CUENTA EL EFECTO DE LA COHESION PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA.

CONSIDERANDO EL TIPO DE SUELO Y LOS RECURSOS DISPONIBLES EN LA ZONA, RESULTA CONVENIENTE UTILIZAR UNA CIMENTACION PROFUNDA A BASE DE PILOTES COLADOS EN SITIO.

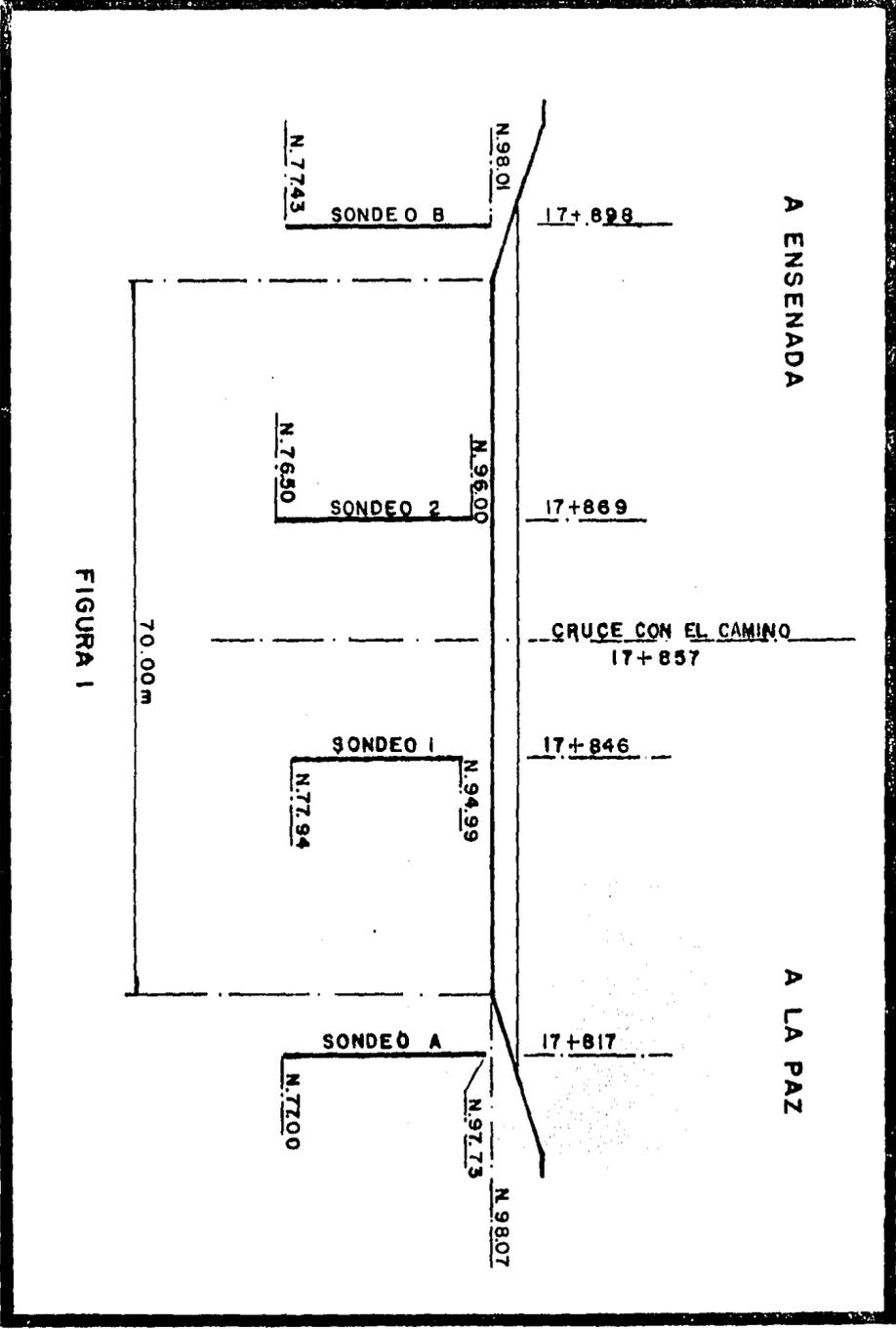


FIGURA 1

1.6 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

SONDEO " A "

DE LA FIG.2 SE OBTIENEN LOS VALORES DE N_q Y N_v EN BASE AL VALOR DE ϕ .

$$\phi = 34^\circ$$

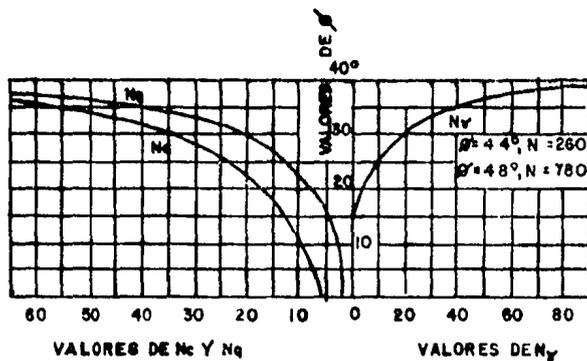
$$N_q = 34$$

$$N_v = 34$$

$$\gamma = 1.62 \text{ Ton/m}^3$$

PARA DETERMINAR EL VALOR DE D_f SE DESPRECIARAN 1.5 m DE SUELO A PARTIR DE LA PLANTILLA DEL CANAL. ESTA CONSIDERACION SE HACE PENSANDO EN QUE DURANTE LAS AVENIDAS EXISTIRA UNA SOCAVACION EN EL CAUCE.

SE PROPONDRAN DIFERENTES DIAMETROS DE PILOTOS REVISANDO LA CAPACIDAD DEL TERRENO SI SE APOYAN EN EL ESTRATO DE GRAVAS EMPACADAS EN ARENAS. PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO SE CONSIDERARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE TRES.



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION
DE LA TEORIA DE TERZAGHI

FIGURA 2

DIAMETRO DEL PILOTE (m)	PROFUNDIDAD Df (m)	CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO (Ton/m ³)
1.20	13.84	263
1.00	13.84	263
0.75	13.84	260
0.70	13.84	260

EN LOS SIGUIENTES SONDEOS SE PROCEDERA DE LA MISMA FORMA QUE EN EL SONDEO A.

SONDEO " 1 "

$$\phi = 34^\circ$$

$$Nq = 34$$

$$Ny = 34$$

$$\gamma = 1.57 \text{ Ton/m}^3$$

DIAMETRO DEL PILOTE (m)	PROFUNDIDAD Df (m)	CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO (Ton/m ³)
1.20	13.78	255
1.00	13.78	254
0.75	13.78	252
0.70	13.78	251

SONDEO " 2 "

$$\phi = 35^\circ$$

$$Nq = 40$$

$$Ny = 40$$

$$\gamma = 1.59 \text{ Ton/m}^3$$

DIAMETRO DE PILOTE (m)	PROFUNDIDAD Df (m)	CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO (Ton/m3)
1.20	14.27	315
1.00	14.27	313
0.75	14.27	310
0.70	14.27	309

SONDEO " B "

$$\phi = 35^\circ$$

$$N_q = 40$$

$$N_\gamma = 40$$

$$\gamma = 1.54 \text{ Ton/m}^3$$

DIAMETRO DE PILOTE (m)	PROFUNDIDAD Df (m)	CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO (Ton/m3)
1.20	12.84	279
1.00	12.84	274
0.75	12.84	271
0.70	12.84	270

CAPITULO II

II. ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

LA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE TIENE UNA GRAN IMPORTANCIA PUESTO QUE ESTE SE DEBERA AJUSTAR A LAS CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS, HIDRAULICAS Y DEL SUBSUELO EN EL SITIO DE LA OBRA. ADEMAS EL PUENTE DEBERA DE CUMPLIR CON LOS OBJETIVOS DE FUNCIONALIDAD EN CUANTO A LAS NECESIDADES DE TRANSITO.

TODO LO ANTERIOR SE CONJUNTARA DE MANERA QUE SE TENGA UNA SOLUCION OPTIMA

PARA OBTENER UN PROYECTO OPTIMO SE ANALIZARAN LAS DOS SOLUCIONES QUE SE INDICAN A CONTINUACION.

PRIMER SOLUCION

PUENTE DE TRES CLAROS

SUPERESTRUCTURA: ESTARA FORMADA DE TRES TRAMOS DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO SOBRE TRABES PRETENSADAS DE 30 m DE LONGITUD Y UN ANCHO DE CALZADA DE 10 m, DISEÑADA CON UNA CARGA VIVA HS-20.

SUBESTRUCTURA: ESTARA FORMADA POR PILAS Y CABALLETES DE CONCRETO REFORZADO.

INFRAESTRUCTURA: ESTARA FORMADA POR PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN SITIO.

SEGUNDA SOLUCION

PUENTE DE CUATRO CLAROS

SUPERESTRUCTURA: ESTARA FORMADA POR CUATRO TRAMOS DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO SOBRE TRABES PRETENSADAS DE 23 m DE LONGITUD Y UN ANCHO DE CALZADA DE 10 m, DISEÑADA CON UNA CARGA VIVA HS-20.

SUBESTRUCTURA: ESTARA FORMADA POR PILAS Y CABALLETES DE CONCRETO REFORZADO.

INFRAESTRUCTURA: ESTARA FORMADA POR PILOTES DE CONCRETO COLADOS EN SITIO.

PARA DETERMINAR CUAL ES LA SOLUCION MAS ADECUADA, SE VALUARAN LOS SIGUIENTES CONCEPTOS.

SUPERESTRUCTURA

LOSA
DIAFRAGMAS
TRABES

SUBESTRUCTURA

PILAS

INFRAESTRUCTURA

PILOTES

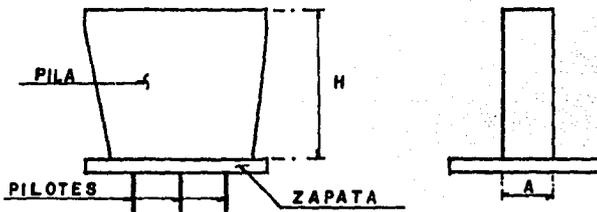
PARA DETERMINAR LAS CANTIDADES DE OBRA DE LA SUPERESTRUCTURA SE CUENTA CON PROYECTOS TIPO, LOS CUALES SE OBTUVIERON EN LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, MIENTRAS QUE PARA LA SUBESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA SE REALIZARA UN DISEÑO APROXIMADO.

II.1 ANTEPROYECTO DE LA SUBESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA

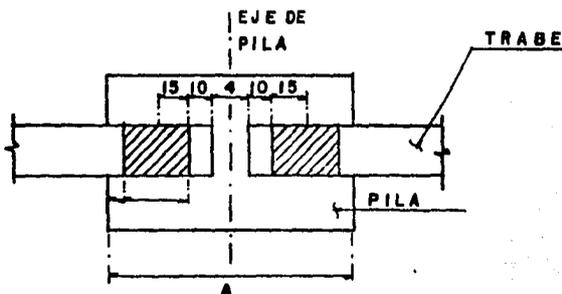
PRIMERA SOLUCION

II.1.1 CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA PILA

SE PROPONE LAS SIGUIENTES DIMENSIONES DE LA PILA:



CALCULO DEL ANCHO DE LA PILA " A "



PLANTA

$$B \geq 8 \text{ cm}$$

$$A = 2B + 30 + 25(2) + 4 =$$

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

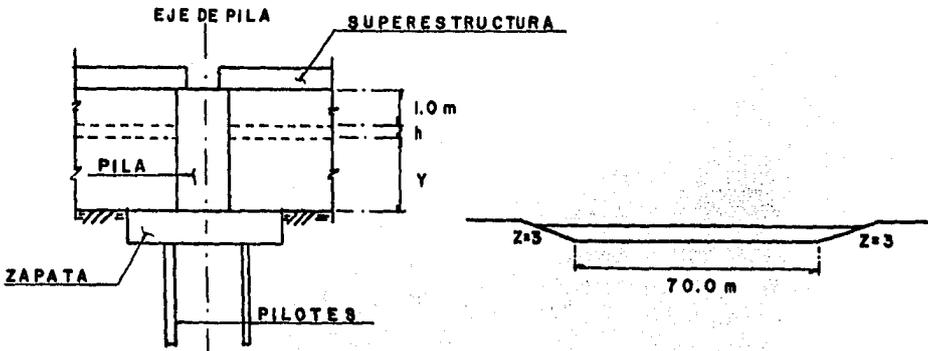
EN BASE A LO ANTERIOR EL ANCHO MINIMO DE LA PILA SERA DE 1.0 m.

CALCULO DE LA ALTURA " H "

EN LOS ESTUDIOS DE CAMPO SE RECOMIENDA QUE EL ESPACIO LIBRE ENTRE EL NIVEL MAXIMO DE AGUAS EXTRAORDINARIO Y EL PUNTO INFERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA DEBE SER POR LO MENOS DE 1 m.

EN BASE AL GASTO DE DISEÑO Y AL NUMERO DE PILAS, SE PROCEDERA AL CALCULO DEL TIRANTE DE AGUAS Y A LA SOBRELEVACION.

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUAS



DATOS DE LOS ESTUDIOS DE CAMPO

$$Q = 545 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.00543$$

$$n = 0.04$$

DE LA EXPRESION DE MANNING SE TIENE QUE:

$$Q = \frac{A^{5/2} S^{1/2}}{N R^{2/3}}$$

DONDE:

$$A = (b + zy) y$$

$$P = b + 2y \sqrt{z^2 + 1}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

SUSTITUYENDO LOS DATOS ANTERIORES EN LA EXPRESION DE MANNING Y REDUCIENDO TERMINOS SE TIENE QUE:

$$9y^4 + 420y^3 + 4980y^2 - 187.06y = 20708.8$$

RESOLVIENDO EL POLINOMIO ANTERIOR POR TANTEOS SE TIENE QUE EL TIRANTE DE AGUAS ES DE 2.06 m.

SOBRELEVACION

LA REDUCCION DEL AREA HIDRAULICA EN EL CRUCE CAUSADA POR LAS PILAS DEL PUENTE PRODUCE UN INCREMENTO DEL TIRANTE DE AGUAS.

CON ESTE INCREMENTO DEL TIRANTE DE AGUAS SE PRODUCE UNA MAYOR VELOCIDAD DEL AGUA BAJO EL PUENTE, DE MANERA QUE EL GASTO SE MANTENGA CONSTANTE Y SE RESPETE LA CONTINUIDAD DEL ESCURRIMIENTO.

LA SIGUIENTE EXPRESION NOS PERMITE EVALUAR LA SOBRELEVACION DEL TIRANTE DE AGUAS.

$$h = \frac{V_p^2 - V_o^2}{2g}$$

DONDE:

V_o = VELOCIDAD DE LLEGADA

V_p = VELOCIDAD BAJO EL PUENTE

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{545}{[70 + 3(2.06)]2.06} =$$

$$V_o = 3.473 \text{ m/seg}$$

$$V_p = \frac{Q}{A_n}$$

DONDE:

A_t = AREA TOTAL

A_o = AREA DE LAS PILAS

A_n = AREA LIBRE

EN ESTA SOLUCION SON DOS PILAS LAS QUE OBSTRUYEN LA CORRIENTE, POR LO CUAL EL AREA LIBRE Y LA VELOCIDAD BAJO EL PUENTE SON:

$$A_o = 2(1.0)(2) = 4.0 \text{ m}^2$$

$$A_n = 152 - 4.0 = 148 \text{ m}^2$$

$$V_p = \frac{545}{148} = 3.68 \text{ m/seg}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES DE V_o Y V_p EN LA EXPRESION DEL CALCULO DE " h " SE TIENE QUE EL VALOR DE LA SOBRELEVACION SERA:

$$h = \frac{13.542 - 12.062}{2(9.81)} = 0.075 \text{ m}$$

$$h = 7.5 \text{ cm}$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE TIENE QUE LA ALTURA DE LA PILA SERA:

$$H = 1.0 + 2.06 + 0.075 =$$

$$H = 3.135 = 3.15 \text{ m}$$

II.1.2. DETERMINACION DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA

a) PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

CARGAS MUERTAS

LOSA Y DIAFRAGMAS

ACERO DE REFUERZO	6663 Kg
VARILLAS TIPO C	227 Kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36	87 Kg
CONCRETO DE $f'c = 250$ kg/cm ²	139700 Kg
CONCRETO ASFALTICO	18480 Kg

PESO TOTAL = 165157.0 Kg

TRABES PRETENSADAS

ACERO DE PRESFUERZO	5561 Kg
ACERO DE REFUERZO	3670 Kg
ACERO DE PRESFUERZO POR IZADO	75 Kg
CONCRETO DE $f'c = 350$ kg/cm ²	166980 Kg

PESO TOTAL = 176286.0 Kg

PARAPETO

CONCRETO DE $f'c = 250$ kg/cm ²	696.00 Kg
ACERO DE REFUERZO	43.51 Kg
TUBO DE ACERO GALVANIZADO	496.74 Kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36	500.00 Kg

PESO = 1646.30 Kg

COMO SON DOS PARAPETOS EL PESO TOTAL POR PARAPETOS SERA:

PESO TOTAL = 3296.6 Kg

PESO TOTAL POR CARGA MUERTA

$W_{cm} = 165157 + 3296.6 + 176286.0 = 344735.6$ Kg

$W_{cm} = 344.7$ ton

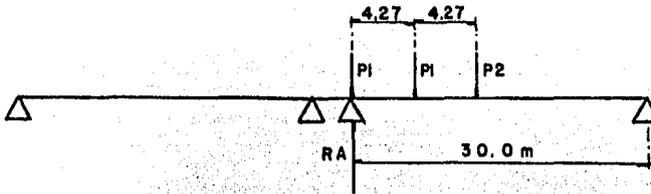
b) CARGA VIVA

SE ANALIZARAN DOS ALTERNATIVAS:

PRIMER ALTERNATIVA: DOS CAMIONES EN EL MISMO SENTIDO.

$P_1 = 14515$ Kg

$P_2 = 3629$ Kg



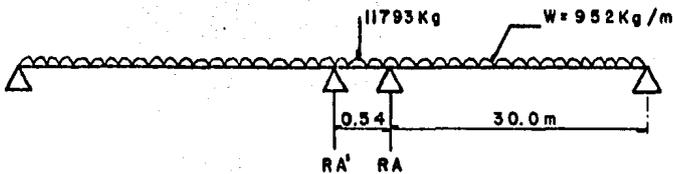
$$R_A = \frac{P_1 (30 + 25.73) + 21.46 P_2}{30} =$$

$$R_A = 29559.9 \text{ kg (POR CAMION)}$$

POR LO TANTO LA REACCION TOTAL, PARA DOS CARRILES SERA:

$$R_{at} = 2(29.6) = 59.2 \text{ ton}$$

SEGUNDA ALTERNATIVA: CONSIDERANDO LA CARGA EQUIVALENTE



$$R_A = \frac{11793(30) + 952[(30)0.5]^2}{30} = 26073 \text{ kg}$$

$$R_{A'} = \frac{952(30)}{2} = 14280 \text{ kg}$$

POR LO TANTO LA REACCION TOTAL, PARA DOS CARRILES SERA:

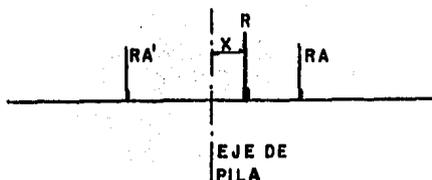
$$R_{at} = 2(26.07 + 14.3) = 80.74 \text{ ton}$$

PUNTO DE APLICACION DE LA CARGA VIVA

$$R = R_{A'} + R_A$$

$$R = 52.14 + 28.06 = 80.74 \text{ ton}$$

$$x = 7.89 \text{ cm}$$



LA RESULTANTE " R " SE ENCUENTRA APLICADA A 7.89 cm DEL EJE DE LA PILA, LO CUAL PROVOCA UN MOMENTO QUE SE TOMARA EN CUENTA AL REALIZAR LA REVISION DE LA PILA.

COMPARANDO LAS DOS ALTERNATIVAS Y ELIGIENDO LA MAS DESFAVORABLE SE TIENE QUE LA FUERZA POR CARGA VIVA SERA:

$$W_{cv} = 80.74 \text{ ton}$$

c) VIENTO

DE LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SE TIENE QUE:

LA VELOCIDAD DEL VIENTO SERA DE 160.9km/h, PROVOCANDO LOS SIGUIENTES EMPUJES.

$$\text{EMPUJE TRANSVERSAL} = 244 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{EMPUJE LONGITUDINAL} = 59 \text{ kg/m}^2$$

ESTAS PRESIONES SE APLICAN AL AREA EXPUESTA DE LA SUPERESTRUCTURA.

c.1 FUERZA LONGITUDINAL

$$\text{AREA EXPUESTA} = 2.23(30.54) = 68.10 \text{ m}^2$$

$$\text{FUERZA LONGITUDINAL} = 68.10(59) = 4018 \text{ kg}$$

EL PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA LONGITUDINAL SERA EN EL CENTRO DE GRAVEDAD DEL AREA EXPUESTA.

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL AREA EXPUESTA

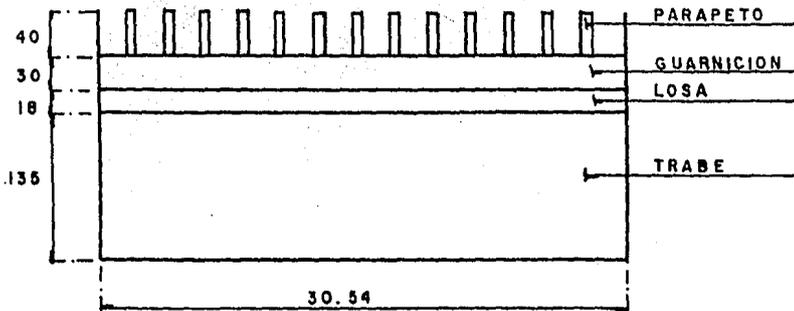
$$\text{ANCHO DEL PARAPETO} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{SEPARACION DEL PARAPETO} = 200 \text{ cm}$$

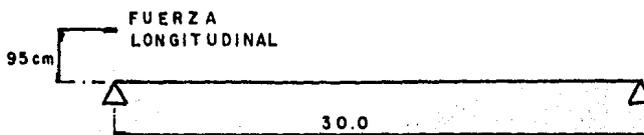
$$450(40)(203) + 30(3054)(168) + 18(3054)(144) + 135(3054)(67.5)$$

$$Y = \frac{\text{-----}}{450(40) + 3054(30 + 18 + 135)}$$

$$Y = 95 \text{ cm}$$



LA FUERZA LONGITUDINAL SE TRANSFORMARA EN UN PAR DE FUERZAS VERTICALES APLICADAS A LA PILA.



$$M = 4.02(0.95) = 3.82 \text{ t-m}$$

$$FVFL = \frac{3.82}{30.00} =$$

$$FVFL = 0.13 \text{ ton}$$

c.2 FUERZA TRANSVERSAL

$$FVFT = 68.10(244) =$$

$$FVFT = 16.61 \text{ ton}$$

FVFT ESTARA APLICADA EN EL CENTROIDE DEL AREA EXPUESTA

CARGAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

a) VIENTO

LA FUERZA TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL QUE DEBEN APLICARSE DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA PARA UN VIENTO CON UNA VELOCIDAD DE 160.9 km/h, SE CALCULARA CON UNA PRESION DEL VIENTO DE 195kg/m².

CONSIDERANDO DIFERENTES ANGULOS DE ESUIAJAMIENTO, LAS ESPECIFICACIONES SEALAN LOS SIGUIENTES EMPUJES

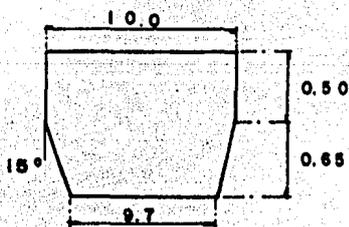
ANGULO DE ESUIAJAMIENTO	EMPUJE LONGITUDINAL (kg/m ²)	EMPUJE TRANSVERSAL (kg/m ²)
0	0.0	195.0
15	50.5	188.4
30	97.5	168.9
45	137.9	137.9
60	68.9	97.5

a.1 FUERZA LONGITUDINAL

SE ANALIZARAN DOS ALTERNATIVAS

PRIMER ALTERNATIVA: CONSIDERANDO QUE EXISTE ESCURRIMIENTO EN EL CAUCE.

AREA EXPUESTA



$$A = \left[\frac{10.0 + 9.7}{2} \right] 1.15 = 11.33 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{h}{3} \frac{2b + a}{b + a} = \frac{1}{3} \frac{2(10) + 9.7}{10 + 9.7} =$$

$$Y_g = 0.58 \text{ m}$$

SE UTILIZARA EL EMPUJE DEL VIENTO MAS DESFAVORABLE, EL CUAL SE PRESENTA CUANDO ESTE ACTUA CON UN ANGULO DE ESUIAJAMIENTO DE 45 GRADOS.

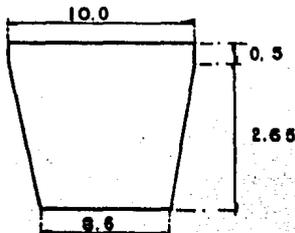
$$\text{EMPUJE LONGITUDINAL} = 137.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$FL = 11.33(137.9) =$$

$$FL = 1.73 \text{ ton}$$

SEGUNDA ALTERNATIVA: CONSIDERANDO QUE EL CAUCE SE ENCUENTRA SECO.

AREA EXPUESTA



$$A = \left[\frac{10.0 + 8.6}{2} \right] 3.15 = 29.3 \text{ m}^2$$

$$Y_g = \frac{3.15}{3} \frac{2(10) + 8.6}{10 + 8.6} = 1.61 \text{ m}$$

$$FL = 29.3(137.9) =$$

$$FL = 4.04 \text{ ton}$$

a.2 FUERZA TRANSVERSAL

SE CONSIDERARAN LAS MISMAS ALTERNATIVAS QUE QUE EN EL EMPUJE LONGITUDINAL.

PRIMER ALTERNATIVA

$$\text{AREA EXPUESTA} = 1.0(1.15) = 1.15 \text{ m}^2$$

SE TOMARA EL EMPUJE MAS DESFAVORABLE, EL CUAL ES PROVOCADO CUANDO EL VIENTO ACTUA CON UN ANGULO DE ESUIAJAMIENTO DE CERO GRADOS.

$$FT = 1.15(195) =$$

$$FT = 0.224 \text{ ton}$$

EL PUNTO DE APLICACION DE FT SERA EL MISMO QUE EL DE FL.

SEGUNDA ALTERNATIVA

$$\text{AREA EXPUESTA} = 3.15 \text{ m}^2$$

$$\text{FT} = 3.15(195) =$$

$$\text{FT} = 0.614 \text{ ton}$$

EL PUNTO DE APLICACION DE FT SERA EL MISMO QUE FL.

b) PRESION DE LA CORRIENTE SOBRE LAS PILAS

LA PRESION DE LA CORRIENTE SOBRE LAS PILAS, ES FUNCION DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE Y DE LA FORMA DE LA PILA. PARA CALCULAR ESTA PRESION SE PUEDE UTILIZAR LA SIGUIENTE EXPRESION.

$$P = 52.55 K U^2$$

DONDE:

P = PRESION DE LA CORRIENTE SOBRE LA PILA

K = COEFICIENTE QUE DEPENDE DE LA GEOMETRIA DE LA PILA

U = VELOCIDAD DE LA CORRIENTE

K = 1.375 (PILA RECTANGULAR)

U = 3.47 m/seg

$$P = 52.55(1.375)(3.47)^2 = 870.0 \text{ kg/m}^2$$

CALCULO DE LA FUERZA DEBIDA A LA CORRIENTE

$$\text{AREA EXPUESTA} = 1.0(2.15) = 2.15 \text{ m}^2$$

$$F = 2.15(870.0) = 1870.5 \text{ kg}$$

$$F = 1.87 \text{ ton}$$

c) FUERZA DEBIDA AL FRENAJE

DE LAS ESPECIFICACIONES DEL AASHTO SE TIENE QUE:

$$\text{FR} = 0.05 \text{ CV} / \text{CARRIL}$$

$$w = 952 \text{ kg/m}$$

$$P = 8165 \text{ kg}$$

$$\text{FcV} = 952(30) + 8165 = 36752 \text{ kg}$$

$$\text{FcV} = 36.73 \text{ ton}$$

LA FUERZA FR SE ENCUENTRA APLICADA A 1.83m DE LA RASANTE, POR LO CUAL SE CALCULARA LA FUERZA VERTICAL QUE TRANSMITE A LAS PILAS.

$$F_{cvv} = \frac{FR(H)}{L}$$

$$H = 1.83 + d$$

DONDE:

$$d = 1.53 \text{ m (PERALTE PROMEDIO DE LA SUPERESTRUCTURA)}$$

$$H = 1.83 + 1.53 = 3.36 \text{ m}$$

$$FR = 0.05(36.73) = 1.84 \text{ ton}$$

$$F_{cvv} = \frac{1.84(3.36)}{30} = 0.206 \text{ ton}$$

$$F_{cvv} = 0.206 \text{ ton}$$

II.1.3 CONDICIONES DE CARGA

PARA EL ANALISIS DE LA SUBESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA SE CONSIDERARAN DOS CONDICIONES DE CARGA, LAS CUALES SON PROPUESTAS POR LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO Y SON LAS SIGUIENTES.

GRUPO II

$$CM + ET + S + PC + VE$$

GRUPO III

$$CM + CV + I + ET + S + PC + FL + 30\%VE + VCV + FC$$

DONDE:

CM = CARGA MUERTA

ET = EMPUJE DE TIERRAS

S = SUBPRESION

PC = PRESION DE LA CORRIENTE

VE = VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

FLc = FUERZA LONGITUDINAL POR CARGA VIVA

VCV = PRESION DEL VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

FC = FUERZA CENTRIFUGA

I = IMPACTO

II.1.4 REVISIÓN DE LA PILA PRIMERA CONDICIÓN DE CARGA (GRUPO II)

CM = 344.7 ton

ET = 0

S = 0

PC = 1.87 ton

VIENTO

a) APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA

FVFL = 0.13 ton

FVFT = 16.61 ton

b) APLICADO A LA SUBESTRUCTURA

FL = 1.560 ton

FT = 0.224 ton

PESO PROPIO

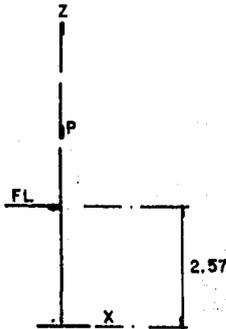
A = 29.30 m²

VOL = 29.14(1.0) = 29.14 m³

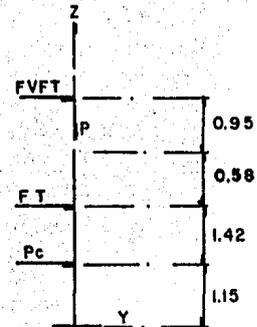
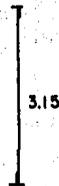
W = 2.4(29.14) = 69.93 ton

CARGAS TOTALES SOBRE LA PILA

$$P = 344.7 + 70.30 + 0.13 = 415 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} P &= 415 \text{ ton} \\ FL &= 1.560 \text{ ton} \\ My &= 4.00 \text{ t-m} \\ ex &= 0.011 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P &= 415 \text{ ton} \\ PC &= 1.870 \text{ ton} \\ FT &= 0.224 \text{ ton} \\ FVFT &= 16.61 \text{ ton} \\ Mx &= 70.83 \text{ t-m} \\ ey &= 0.171 \text{ m} \end{aligned}$$

LA REVISION DE LA PILA SE REALIZARA DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO.

LA RELACION ENTRE LA ALTURA Y LA DIMENSION MENOR DE LA PILA, NOS DEFINIRA LAS EXPRESIONES QUE SE UTILICEN PARA LLEVAR A CABO LA REVISION.

$$\frac{3.15}{1.0} = 3.15 > 3$$

COMO LA RELACION ES MAYOR DE TRES LA PILA SE REVISARA COMO COLUMNA CORTA DE CONCRETO ARMADO.

LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO PROPONEN LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$P = 0.8 [0.225 f'c Ag + As fs]$$

DONDE:

Ag = AREA BRUTA, LA CUAL SERA CALCULADA COMO UN PROMEDIO ENTRE LA BASE MAYOR Y MENOR.

$$b = \frac{10 + 8.5}{2} = 9.25 \text{ m}$$

$$Ag = 9.25(1) = 9.25 \text{ m}^2$$

PARA CALCULAR A_s SE PROPONDRÁ UN PORCENTAJE DE ACERO DEL 1%.

$$A_s = pbd$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.01(9.25)(90) = 832.5 \text{ cm}^2$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION PARA EL CALCULO DE P SE TIENE QUE:

$$P = 0.8 [0.225(200)(9.25) + 832.5(1406)] = 936729 \text{ kg}$$

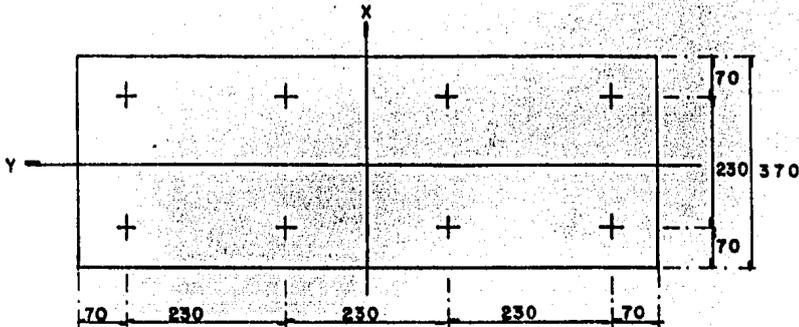
$$P = 936.7 \text{ ton}$$

$P > 415 \text{ ton}$, LO CUAL IMPLICA QUE LA PILA PROPUESTA ES ACEPTABLE

11.1.5. REVISIÓN DE LA INEREAESTRUCTURA PRIMERA CONDICIÓN DE CARGA

GRUPO II

SE PROPONEN PILOTES DE 0.70 m DE DIAMETRO, COLOCADOS COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA, LO CUAL CUMPLE CON LAS SEPARACIONES MINIMAS QUE ESTABLECEN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO.



CALCULO DE LA CARGA POR PILOTE

PARA EL CALCULO DE LA CARGA POR PILOTE SE UTILIZARA LA SIGUIENTE EXPRESION, LA CUAL SE DEDUCE DE LA FORMULA DE LA ESCUADRIA Y CONSIDERANDO QUE LA INERCIA Y EL AREA DE LOS PILOTES ES UNITARIA.

$$P_N = W \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x X_i}{\sum X_i^2} + \frac{e_y Y_i}{\sum Y_i^2} \right)$$

DONDE:

W = CARGA TOTAL

W = 451.4 ton

n = NUMERO DE PILOTES

n = 8

e_x = EXCENTRICIDAD DE LA CARGA MEDIDA EN LA DIRECCION DE X

e_x = 0.01 + e_{ac}

e_{ac} = EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL, LA CUAL SE CONSIDERA DEBIDO A POSIBLES DEFECTOS EN LA CONSTRUCCION DE LA PILA

$e_{ac} = t/8$, SIENDO t LA DIMENSION DEL PILOTE EN LA QUE SE MIDE LA EXCENTRICIDAD

$X =$ DISTANCIA DEL CENTRO DE GRAVEDAD AL PILOTE, MEDIDA EN LA DIRECCION DE X

$Y =$ DISTANCIA DEL CENTRO DE GRAVEDAD AL PILOTE, MEDIDA EN LA DIRECCION DE Y

$$e_{ac} = \frac{70}{8} = 8.75 \text{ cm}$$

$$e_x = 0.011 + 0.0875 = 0.0975 \text{ m}$$

$$e_x = 0.1 \text{ m}$$

$e_y =$ EXCENTRICIDAD DE LA CARGA MEDIDA EN LA DIRECCION DE Y

$$e_y = 0.171 + 0.0875 = 0.260 \text{ m}$$

SE DETERMINARA LA CARGA PARA EL PILOTE DEL EXTREMO, EL CUAL ES EL MAS DESFAVORABLE.

$$\sum X_i^2 = 4 [(1.15)^2 + (1.15)^2] = 10.58$$

$$\sum Y_i^2 = 4 [(1.15)^2 + (3.45)^2] = 52.98$$

$$P_N = 415 \left[\frac{1}{8} + \frac{0.10(1.15)}{10.58} + \frac{0.26(3.45)}{52.9} \right] = 63.58 \text{ ton}$$

$P_N = 63.58 \text{ ton}$ (CARGA MAS DESFAVORABLE PARA LA REVISION DE LOS PILOTES)

REVISION DE LOS PILOTES

LA REVISION DEL PILOTE SE REALIZARA CONSIDERANDO TRES CASOS:

CASO " A " : CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE COMO MIEMBRO ESTRUCTURAL.

CASO " B " : CAPACIDAD DE CARGA DEL PILOTE PARA TRANSMITIR LA CARGA AL TERRENO.

CASO " C " : CAPACIDAD DEL TERRENO PARA SOPORTAR LA CARGA

CASO " A "

$$\text{AREA DEL PILOTE} = 3.1416 r^2$$

$$\text{AREA DEL PILOTE} = 3.1416(0.35)^2 = 0.385 \text{ m}^2$$

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION EN EL CONCRETO} = 0.4f'c$$

$$f_c = 0.4f'c = 0.4(200) = 80 \text{ kg/cm}^2$$

LA CARGA QUE RESISTE EL PILOTE EN COMPRESION SERA:

$$P = 800000(0.385) = 308000 \text{ kg}$$

$$P = 308 \text{ ton}$$

$$P > P_N = 63.58, \text{ POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE COMO MIEMBRO ESTRUCTURAL A COMPRESION}$$

CASO " B "

EL ESFUERZO PERMISIBLE SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SERA:

$$f_p = 0.33 f'c$$

$$f_p = 0.33(200) = 66 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 660000(0.385) = 254100 \text{ kg}$$

$$P = 254.1 \text{ ton}$$

$$P > P_N = 63.58, \text{ POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE PARA TRANSMITIR LA CARGA AL TERRENO.}$$

CASO " C "

LA CAPACIDAD QUE SE REQUIERE DEL TERRENO SEGUN LA CARGA APLICADA SERA:

$$C = \frac{63.58}{0.385} = 165.14 \text{ ton/m}^2$$

LA CAPACIDAD QUE SE REQUIERE ES MENOR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO CALCULADA (VER CAPITULO I).

II.1.6 REVISIÓN DE LA PILA SEGUNDA CONDICIÓN DE CARGAGRUPO III

CONSIDERANDO ESCURRIMIENTO EN EL CAUCE

$$C1 = 344.7 \text{ ton}$$

$$I = 0$$

$$ET = 0$$

$$S = 0$$

$$PC = 1.87 \text{ ton}$$

$$F_{cw} = 0.206 \text{ ton}$$

$$F_{Lc} = 0.206 \text{ ton}$$

VIENTO

a) APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA (30%)

$$FVFL = 0.840 \text{ ton}$$

$$FVFT = 4.983 \text{ ton}$$

b) APLICADO A LA SUBESTRUCTURA

$$FL = 1.560 \text{ ton}$$

$$FT = 0.224 \text{ ton}$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

DE LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SE TIENE QUE LOS EMPUJES SON:

$$149 \text{ kg/m TRANSVERSALMENTE}$$

$$60 \text{ kg/m LONGITUDINALMENTE}$$

LONGITUD DEL CLARO $L = 30.0 \text{ m}$

$$FTCV = 30.0(149) = 4470 \text{ kg}$$

$$FTCV = 4.47 \text{ ton}$$

$$FLCV = 30.0(60) = 1800 \text{ kg}$$

$$FLCV = 1.8 \text{ ton}$$

LA FUERZA VERTICAL QUE PROVOCA FLCV SERA:

$$F'LCV = \frac{FLCV \times H}{L}$$

$$H = 1.83 + 1.53 = 3.36\text{m}$$

$$F'LCV = \frac{1.8(3.36)}{30} = 0.20 \text{ ton}$$

$$F'LCV = 0.202 \text{ ton}$$

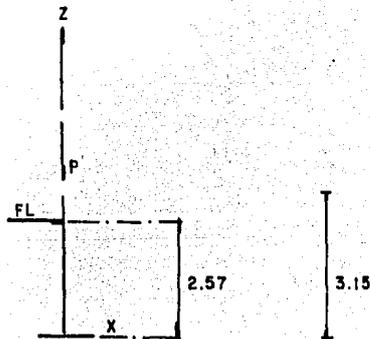
$$\text{PESO PROPIO } W = 69.93 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA VIVA} = 80.74 \text{ ton}$$

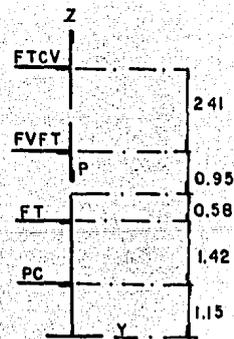
CARGAS TOTALES SOBRE LA PILA

$$P = 344.7 + 70.3 + 80.74 + 0.040 + 0.202 + 0.206 =$$

$$P = 496.0 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} P &= 496.0 \text{ ton} \\ FL &= 1.56 \text{ ton} \\ M_y &= 4.00 \text{ t-m} \\ e_x &= 0.008 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P &= 496.0 \text{ ton} \\ PC &= 1.870 \text{ ton} \\ FT &= 0.224 \text{ ton} \\ FVFT &= 4.98 \text{ ton} \\ FTCV &= 4.47 \text{ ton} \\ M_x &= 52.33 \text{ t-m} \\ e_y &= 0.106 \text{ m} \end{aligned}$$

COMO SE TRATA DE LA MISMA PILA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II LA CAPACIDAD DE CARGA SERA DE 937 ton, MAYOR QUE LA CARGA ACTUANTE DE 496.0 ton, POR LO CUAL LA PILA ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION DE CARGA.

II.1.2. REVISION DE LA INERAESTRUCTURA SEGUNDA CONDICION DE CARGAGRUPO III

LA POSICION Y DIAMETRO DE LOS PILOTES SERA LA MISMA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II.

EXCENTRICIDADES TOTALES

$$e_x = 0.088 + 0.078 + 0.0075 = 0.174 \text{ m}$$

$$e_y = 0.106 + 0.0875 = 0.194 \text{ m}$$

CALCULO DE LA CARGA MAS DESFAVORABLE PARA LA REVISION DE LOS PILOTES.

$$P_N = 496 \left(\frac{1}{8} + \frac{0.174(1.15)}{10.58} + \frac{0.194(3.45)}{52.90} \right) =$$

$$P_N = 77.47 \text{ ton}$$

REVISION DE LOS PILOTES

CASO " A "

$P_N < 308 \text{ ton}$, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE

CASO " B "

$P > P_N$, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE

CASO " C "

$$C = \frac{77.47}{0.385} = 201.21 \text{ t/m}^2$$

LA CAPACIDAD QUE SE REQUIERE ES MENOR QUE LA CAPACIDAD DEL TERRENO CALCULADA (VER CAPITULO I).

II.1.8. REVISIÓN DE LA PILA SEGUNDA CONDICIÓN DE CARGAGRUPO III

CONSIDERANDO QUE NO EXISTE ESCURRIMIENTO

$$CM = 344.7 \text{ ton}$$

$$I = 0$$

$$ET = 0$$

$$S = 0$$

$$PC = 0$$

$$F_{cV} = 0.206 \text{ ton}$$

$$F_{Lc} = 0.206 \text{ ton}$$

VIENTO

a) APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA (30%)

$$F_{VFL} = 0.040 \text{ ton}$$

$$F_{VFT} = 4.983 \text{ ton}$$

b) APLICADO A LA SUBESTRUCTURA

$$F_L = 4.040 \text{ ton}$$

$$F_T = 0.614 \text{ ton}$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

DE LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SE TIENE QUE LOS EMPUJES SON:

$$149 \text{ kg/m TRANSVERSALMENTE}$$

$$60 \text{ kg/m LONGITUDINALMENTE}$$

LONGITUD DEL CLARO $L = 30.0 \text{ m}$

$$F_{TCV} = 30.0(149) = 4470 \text{ kg}$$

$$F_{TCV} = 4.47 \text{ ton}$$

$$F_{LCV} = 30.0(60) = 1800 \text{ kg}$$

$$F_{LCV} = 1.8 \text{ ton}$$

LA FUERZA VERTICAL QUE PROVOCA F_{LCV} SERA:

$$F'LCV = \frac{FLCV \times H}{L}$$

$$H = 1.83 + 1.53 = 3.36\text{m}$$

$$F'LCV = \frac{1.8(3.36)}{30} = 0.20 \text{ ton}$$

$$F'LCV = 0.202 \text{ ton}$$

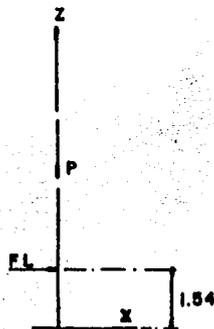
$$\text{PESO PROPIO } W = 69.93 \text{ ton}$$

$$\text{CARGA VIVA} = 80.74 \text{ ton}$$

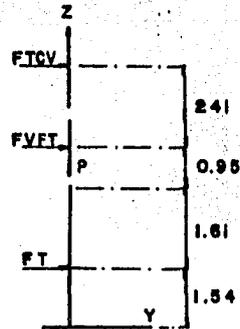
CARGAS TOTALES SOBRE LA PILA

$$P = 344.7 + 70.3 + 80.74 + 0.048 + 0.202 + 0.206 =$$

$$P = 496.0 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} P &= 496.0 \text{ ton} \\ FL &= 4.048 \text{ ton} \\ My &= 6.220 \text{ t-m} \\ ex &= 0.013 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P &= 496.0 \text{ ton} \\ FT &= 0.614 \text{ ton} \\ FVFT &= 4.980 \text{ ton} \\ FVFT &= 4.470 \text{ ton} \\ Mx &= 50.46 \text{ t-m} \\ ey &= 0.102 \text{ m} \end{aligned}$$

COMO SE TRATA DE LA MISMA PILA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II LA CAPACIDAD DE CARGA SERA DE 937 ton, MAYOR QUE LA CARGA ACTUANTE DE 495.8 ton, POR LO CUAL LA PILA ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION DE CARGA.

II.1.2 REVISION DE LA INERAFESTRUCTURA SEGUNDA CONDICION DE CARGA

GRUPO III

LA POSICION Y DIAMETRO DE LOS PILOTES SERA LA MISMA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II.

EXCENTRICIDADES TOTALES

$$e_x = 0.013 + 0.078 + 0.0875 = 0.179 \text{ m}$$

$$e_y = 0.102 + 0.0875 = 0.190 \text{ m}$$

CALCULO DE LA CARGA MAS DESFAVORABLE PARA LA REVISION DE LOS PILOTES.

$$P_N = 496 \left(\frac{1}{8} + \frac{0.179(1.15)}{10.58} + \frac{0.190(3.45)}{52.98} \right) =$$

$$P_N = 77.80 \text{ ton}$$

REVISION DE LOS PILOTES

CASO " A "

$P_N < 300 \text{ ton}$, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE

CASO " B "

$P > P_N$, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE

CASO " C "

$$C = \frac{77.80}{0.385} = 201.21 \text{ t/m}^2$$

LA CAPACIDAD QUE SE REQUIERE ES MENOR QUE LA CAPACIDAD DEL TERRENO CALCULADA (VER CAPITULO I).

II.2 ANTEPROYECTO DE SUBESTRUCTURA E INEREAESTRUCTURA

SEGUNDA SOLUCION

LAS DIMENSIONES DE LA PILA SERAN LAS MISMAS QUE EN LA PRIMER SOLUCION EXCEPTUANDO LA ALTURA " H ", LA CUAL CAMBIARA DEPENDIENDO DE LA SOBREVOLACION.

CALCULO DE LA SOBREVOLACION

EN ESTA SOLUCION SON TRES PILAS LAS QUE OBSTRUYEN LA CORRIENTE, POR LO CUAL EL AREA LIBRE Y LA VELOCIDAD BAJO EL PUENTE SON:

$$V_o = 3.473 \text{ m/seg}$$

$$A_n = A_t - A_o$$

$$A_o = 3(1)(2) = 6 \text{ m}^2$$

$$A_n = 152 - 6 = 146 \text{ m}^2$$

$$V_p = \frac{545}{146} = 3.733 \text{ m/seg}$$

$$h = \frac{(3.733)^2 - (3.473)^2}{2(9.81)} = 0.095 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

EN BASE A LO ANTERIOR EL VALOR DE " H " SERA:

$$H = 1.0 + 0.10 + 2.06 = 3.16 \text{ m}$$

II.2.1 DETERMINACION DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA

a) PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

CARGAS MUERTAS

LOSA Y DIAFRAGMAS

ACERO DE REFUERZO	4498 kg
VARILLAS TIPO C	151 kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36	58 kg
CONCRETO f'c = 250 kg/cm ²	114248 kg
CONCRETO ASFALTICO	14300 kg

PESO TOTAL = 133247 kg

TRABES PRETENSADAS

ACERO DE PRESFUERZO	2829 kg
ACERO DE REFUERZO	3135 kg
ACERO DE PRESFUERZO PARA IZADO	89 kg
CONCRETO $f'c = 350$ kg/cm ²	143280 kg

PESO TOTAL =	148533 kg

PARAPETO

CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm ²	465.0 kg
ACERO DE REFUERZO	33.4 kg
TUBO DE ACERO GALVANIZADO	380.8 kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36	383.3 kg

PESO =	1265.5 kg

COMO SON DOS PARAPETOS EL PESO TOTAL POR PARAPETOS SERA:

$$\text{PESO TOTAL} = 2525 \text{ kg}$$

PESO TOTAL POR CARGA MUERTA

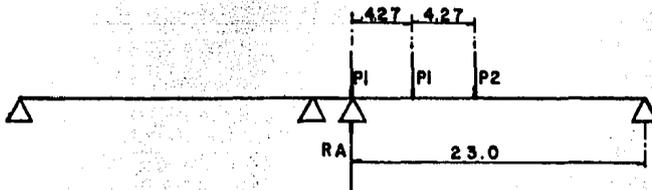
$$W_{cm} = 133247 + 148533 + 2525 = 284305 \text{ kg}$$

$$W_{cm} = 284.3 \text{ ton}$$

b) CARGA VIVA

SE ANALIZARAN DOS ALTERNATIVAS:

PRIMER ALTERNATIVA: DOS CAMIONES EN EL MISMO SENTIDO.



$$P1 = 14515 \text{ kg}$$

$$P2 = 3629 \text{ kg}$$

$$RA = \frac{P_1(23 + 18.73) + P_2(14.46)}{23} =$$

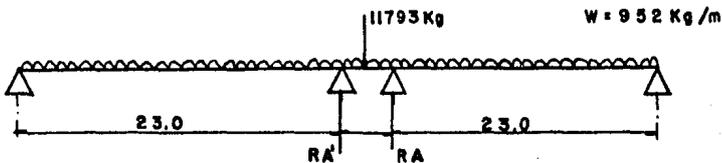
$$RA = \frac{14515(23 + 18.73) + 3629(14.46)}{23} = 28616.8 \text{ kg}$$

$$RA = 28.62 \text{ ton}$$

POR LO TANTO LA REACCION TOTAL RA_t SERA:

$$RA_t = 2(28.62) = 57.24 \text{ ton}$$

SEGUNDA ALTERNATIVA: CONSIDERANDO LA CARGA EQUIVALENTE



$$RA = \frac{11793(23) + 952(23)0.5}{23} = 22741 \text{ kg}$$

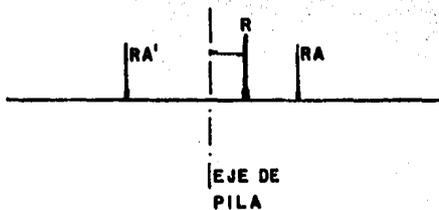
$$RA = 22.7 \text{ ton}$$

$$RA' = \frac{952(23)}{2} = 10948 \text{ kg}$$

$$RA' = 10.9 \text{ ton}$$

$$RA'_t = (10.9 + 22.7)2 = 67.2 \text{ ton}$$

PUNTO DE APLICACION DE LA CARGA VIVA



$$R = RA' + RA$$

$$R = 21.8 + 45.5 = 67.2 \text{ ton}$$

$$X = 9.6 \text{ cm}$$

LA RESULTANTE " R " SE ENCUENTRA APLICADA A 9.5 cm DEL EJE DE LA PILA, LO CUAL PROVOCA UN MOMENTO QUE SE TOMARA EN CUENTA AL REALIZAR LA REVISION DE LA PILA.

COMPARANDO LAS DOS ALTERNATIVAS Y ELIGIENDO LA MAS DESFAVORABLE SE TIENE QUE LA FUERZA POR CARGA VIVA SERA:

$$W_{cv} = 67.2 \text{ ton}$$

c) VIENTO

SE APLICARAN LOS MISMOS EMPUJES QUE EN LA PRIMER SOLUCION.

c.1 FUERZA LONGITUDINAL

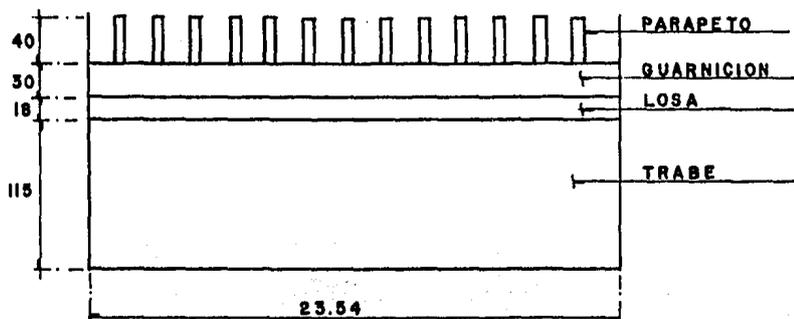
$$\begin{aligned} \text{ALTURA DE LA SUPERESTRUCTURA} &= 1.15 + 0.18 + 0.3 + 0.4 = \\ &= 2.03 = 2.05 \text{ m} \end{aligned}$$

LOS DATOS ANTERIORES SON LOS MISMOS QUE EN LA PRIMER SOLUCION EXCEPTUANDO EL PERALTE DE LA TRABE.

$$\text{AREA EXPUESTA} = 2.05(23.54) = 48.26 \text{ m}^2$$

$$\text{FUERZA LONGITUDINAL} = 48.26(59) = 2847.3 \text{ kg}$$

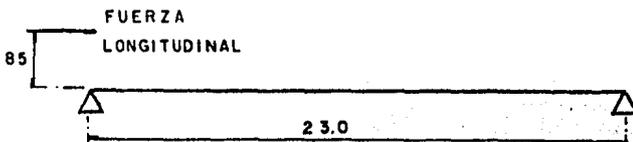
CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL AREA EXPUESTA



$$Y = \frac{360(40)(183) + 30(2354)(148) + 18(2354)(124) + 115(2354)(57.5)}{360(40) + 2354(30 + 18 + 115)}$$

$$Y = 85.2 \text{ cm}$$

LA FUERZA LONGITUDINAL SE TRANSFORMARA EN UN PAR DE FUERZAS VERTICALES APLICADAS A LA PILA.



$$M = 2.85(0.85) = 2.42 \text{ t-m}$$

$$FVFL = \frac{2.42}{23.00}$$

$$FVFL = 0.105 \text{ t-m}$$

c.2 FUERZA TRANSVERSAL

$$FVFT = 48.26(244) = 11775.4 \text{ kg}$$

$$FVFT = 11.8 \text{ ton}$$

FVFT ESTARA APLICADA EN EL CENTROIDE DEL AREA EXPUESTA

CARGAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

a) VIENTO

SE ANALIZARA SOLAMENTE LA ALTERNATIVA QUE CONSIDERA ESCURRIMIENTO EN EL CAUCE, DEBIDO A QUE LA OTRA ALTERNATIVA NO PROVOCA ACCIONES MAS DESFAVORABLES. (VER PRIMER SOLUCION)

SE APLICARAN LOS MISMOS EMPUJES QUE EN LA PRIMER SOLUCION.

a.1 FUERZA LONGITUDINAL

EL AREA EXPUESTA Y EL CENTROIDE SERAN LOS MISMOS QUE EN LA PRIMER SOLUCION.

$$A = 11.33 \text{ m}^2$$

$$Y_g = 0.58 \text{ m}$$

$$FL = 1.56 \text{ ton}$$

a.2 FUERZA TRANSVERSAL

$$FT = 0.224 \text{ ton}$$

TANTO LA FUERZA LONGITUDINAL COMO LA TRANSVERSAL ESTARAN APLICADAS A 0.58 m DEL PAÑO INFERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA.

b) PRESION DE LA CORRIENTE SOBRE LA PILA

LA FUERZA QUE PROVOCA LA CORRIENTE SERA LA MISMA QUE EN LA PRIMERA SOLUCION.

$$F = 1.97 \text{ ton}$$

c) FUERZA DEBIDA AL FRENAJE

$$F_{cv} = 952(23) + 8165 = 30061 \text{ kg}$$

$$F_{cv} = 30.06 \text{ ton}$$

$$FR = 0.05(30.06) = 1.503 \text{ ton}$$

LA FUERZA FR SE ENCUENTRA APLICADA A 1.83 m DE LA RASANTE, POR LO CUAL LA FUERZA VERTICAL QUE TRANSMITE A LAS PILAS SERA:

$$F_{cvv} = \frac{FR(H)}{L}$$

DONDE:

$$H = \text{PERALTE DE LA TRABE} + 1.83 = 1.15 + 1.83 =$$

$$H = 2.98 \text{ m}$$

$$F_{cvv} = \frac{1.530(2.98)}{23} = 0.195 \text{ ton}$$

$$F_{cvv} = 0.195 \text{ ton}$$

11.2.2 REVISION DE LA PILA PRIMERA CONDICION DE CARGAGRUPO II

$$CM = 284.3 \text{ ton}$$

$$ET = 0$$

$$S = 0$$

$$PC = 1.87 \text{ ton}$$

VIENTOa) APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA

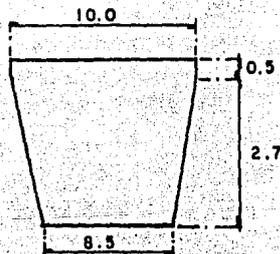
$$FVFL = 0.103 \text{ ton}$$

$$FVFT = 11.8 \text{ ton}$$

b) APLICADO A LA SUBESTRUCTURA

$$FL = 1.568 \text{ ton}$$

$$FT = 0.224 \text{ ton}$$

PESO PROPIO

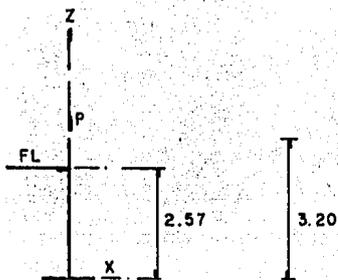
$$A = \left[\frac{10.0 + 8.5}{2} \right] \cdot 2.7 = 29.6 \text{ m}^2$$

$$VOL = 1.0(29.6) = 29.6 \text{ m}^3$$

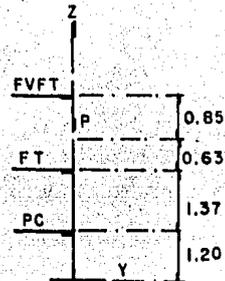
$$W = 2.4(29.6) = 71.04 \text{ ton}$$

CARGAS TOTALES SOBRE LA PILA

$$P = 284.3 + 71.04 + 0.105 = 355.4 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} P &= 355.4 \text{ ton} \\ FL &= 1.36 \text{ ton} \\ My &= 4.00 \text{ t-m} \\ ex &= 0.011 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P &= 355.4 \text{ ton} \\ PC &= 1.87 \text{ ton} \\ FT &= 0.224 \text{ ton} \\ FVFT &= 11.8 \text{ ton} \\ Mx &= 50.61 \text{ t-m} \\ ey &= 0.143 \text{ m} \end{aligned}$$

LA REVISION DE LA PILA SE REALIZARA DE LA MISMA FORMA QUE EN LA PRIMERA SOLUCION.

CAPACIDAD DE CARGA DE LA PILA " P " = 936.7 ton

$P > 355.5$, POR LO CUAL LA PILA PROPUESTA ES ACEPTABLE

II.2.3 REVISION DE LA INEREAESTRUCTURA PRIMERA CONDICION DE CARGAGRUPO III

SE PROPONEN PILOTES DE 0.70 m DE DIAMETRO, COLOCADOS COMO EN LA PRIMER ALTERNATIVA.

CALCULO DE LA CARGA PN

$$e_x = e_x + e_{ac}$$

$$e_{ac} = \frac{t}{8} = \frac{70}{8} = 8.75 \text{ cm}$$

$$e_x = 0.011 + 0.0875 = 0.100 \text{ m}$$

$$e_y = e_y + e_{ac}$$

$$e_y = 0.143 + 0.0875 = 0.231 \text{ m}$$

$$\sum X_i^2 = 10.58$$

$$\sum Y_i^2 = 52.9$$

SUSTITIYENDO VALORES EN LA EXPRESION DEL CALCULO DE PN SE TIENE QUE:

$$PN = 355.4 \left[\frac{1}{8} + \frac{0.100(1.15)}{10.58} + \frac{0.231(3.45)}{52.9} \right] =$$

$$PN = 53.6 \text{ ton}$$

REVISION DE LOS PILOTES

LA REVISION SE REALIZARA DE LA MISMA FORMA QUE EN LA PRIMER SOLUCION.

CASO " A "

CARGA QUE RESISTE EL PILOTE A COMPRESION = 308 ton

$$308 > 53.6, \text{ POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE COMO MIEMBRO A COMPRESION}$$

CASO " B "

LA CAPACIDAD DEL PILOTE PARA TRANSMITIR LA CARGA AL TERRENO SERA

LA MISMA QUE EN LA PRIMER CONDICION .

254.1 > 53.6 , POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE PARA TRANSMITIR LA CARGA AL TERRENO

CASO " C "

CAPACIDAD REQUERIDA DEL TERRENO

$$C = \frac{53.6}{0.385} = 139.2 \text{ t/m}^2$$

LA CAPACIDAD REQUERIDA ES MENOR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO CALCULADA (VER CAPITULO 1).

II.2.5 REVISION DE LA PILA SEGUNDA CONDICION DE CARGA GRUPO III

$$CM = 284.3 \text{ ton}$$

$$I = 0$$

$$S = 0$$

$$PC = 1.87 \text{ ton}$$

$$FLc = 0.195 \text{ ton}$$

VIENTO

a) APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA

$$FVFL = 0.03 \text{ ton}$$

$$FVFT = 3.54 \text{ ton}$$

b) APLICADO A LA SUBESTRUCTURA

$$FL = 1.56 \text{ ton}$$

$$FT = 0.224 \text{ ton}$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

SE APLICAN LOS MISMOS EMPUJES QUE EN LA PRIMER SOLUCION .

$$FTCV = 23.0(149) = 3427 \text{ kg}$$

$$FTCV = 3.43 \text{ ton}$$

$$FLCV = 23.8(60) = 1388 \text{ Kg}$$

$$FLCV = 1.38 \text{ ton}$$

LA FUERZA VERTICAL QUE PROVOCA FLCV SERA:

$$F'LCV = \frac{FLCV(H)}{L}$$

DONDE:

$$H = 1.83 + 1.15 = 2.98 \text{ m}$$

$$F'LCV = \frac{1.38 (2.98)}{23} = 0.18 \text{ ton}$$

$$F'LCV = 0.18 \text{ ton}$$

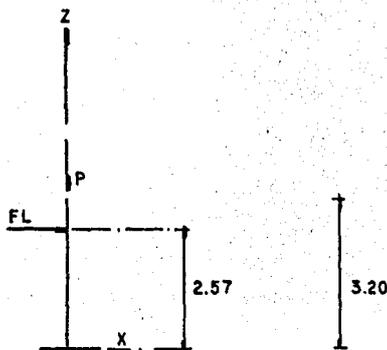
CARGA VIVA

$$CV = 67.2 \text{ ton}$$

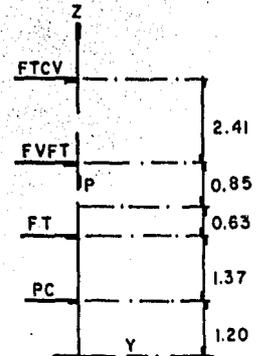
CARGAS TOTALES SOBRE LA PILA

$$P = 284.3 + 71.04 + 67.2 + 0.195 + 0.03 + 0.18 =$$

$$P = 422.95 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} P &= 422.95 \text{ ton} \\ FL &= 1.56 \text{ ton} \\ My &= 4.00 \text{ t-m} \\ ex &= 0.009 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} P &= 422.95 \text{ ton} \\ Pc &= 1.87 \text{ ton} \\ FT &= 0.224 \text{ ton} \\ FVFT &= 3.54 \text{ ton} \\ FTCV &= 3.43 \text{ ton} \\ Mx &= 39.00 \text{ t-m} \\ ey &= 0.092 \text{ m} \end{aligned}$$

COMO SE TRATA DE LA MISMA PILA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II, LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA PILA SERA:

$$P = 936.7 \text{ ton} > 422.96 \text{ ton, POR LO CUAL LA PILA ES ACCEPTABLE BAJO ESTAS CONDICIONES DE CARGA.}$$

II.2.5 REVISION DE LA INEREAESTRUCTURA SEGUNDA CONDICION DE CARGAGRUPO III

LA POSICION Y DIAMETRO DE LOS PILOTES SERA LA MISMA QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II.

EXCENTRICIDADES TOTALES

$$ex = 0.009 + 0.095 + 0.0075 = 0.192 \text{ m}$$

$$ey = 0.092 + 0.0075 = 0.100 \text{ m}$$

CALCULO DE LA CARGA POR PILOTE

$$PN = 422.95 \left[\frac{1}{8} + \frac{0.192(1.15)}{10.58} + \frac{0.180(3.45)}{52.9} \right] =$$

$$PN = 66.66 \text{ ton}$$

REVISION DE LOS PILOTES

CASO " A "

$$PN < 308 \text{ ton}$$

CASO " B "

$$P > PN$$

CASO " C "

$$C = \frac{66.93}{0.385} = 173.14 \text{ ton}$$

LA CAPACIDAD REQUERIDA ES MENOR QUE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO CALCULADA (VER CAPITULO I).

II.3 RESUMEN DE LAS DOS ALTERNATIVAS

PRIMERA SOLUCION

CONDICION DE CARGA GRUPO II

PILA

$$\text{VOLUMEN DE LA PILA} = 29.84 \text{ m}^3$$

SI SE TOMA UN PORCENTAJE DE ACERO DE 1% PARA LA PILA SE TIENE QUE:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$A_s = p b d$$

$$b = 1.0 \text{ m}$$

$$d = 9.5 \text{ m}$$

$$A_s = 0.01(10)(9.5) = 0.095 \text{ m}^2$$

SI LA ALTURA DE LA PILA ES 3.15 m EL VOLUMEN DE ACERO PARA LA PILA SERA:

$$\text{VOLUMEN DE ACERO} = 0.095(3.15) = 0.299 \text{ m}^3$$

CONSIDERANDO UN PESO ESPECIFICO DEL ACERO DE 7.85 t/m³ EL PESO DEL ACERO SERA:

$$W_{As} = 7.85(0.299) = 2.35 \text{ ton}$$

ZAPATA

$$\text{VOLUMEN DE LA PILA} = 30.71 \text{ m}^3$$

$$A_s = p b d$$

$$p = 0.01$$

$$b = 3.70 \text{ m}$$

$$d = 8.25 \text{ m}$$

$$h = 1.0 \text{ m}$$

$$A_s = 0.01(3.7)(8.25) = 0.305 \text{ m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE ACERO} = 0.305(1.0) = 0.305 \text{ m}^3$$

$$\text{PESO DEL ACERO} = 0.305(7.85) = 2.39 \text{ ton}$$

PILOTES

$$\text{DIAMETRO} = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD TOTAL PROMEDIO} = 15.0 \text{ m}$$

$$\text{VOLUMEN DEL PILOTE} = 5.77 \text{ m}^3$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL POR PILOTES} = 8(5.77) = 46.2 \text{ m}^3$$

$$A_s = p b d$$

$$p = 0.01$$

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$d = 0.65 \text{ m}$$

$$h = 12.0 \text{ m}$$

$$A_s = 0.7(0.65)(0.01) = 0.0045 \text{ m}^2$$

$$\text{VOLUMEN DE ACERO} = 0.0045(15) = 0.0675 \text{ M}^3 / \text{PILOTE}$$

$$\text{PESO DEL ACERO} = 0.0675(7.85) = 0.530 \text{ ton} / \text{PILOTE}$$

$$\text{PESO TOTAL DEL ACERO} = 3(0.530) = 4.24 \text{ ton}$$

CONDICION DE CARGA GRUPO III

LOS VOLUMENES DE CONCRETO Y CANTIDADES DE ACERO DE LA PILA, ZAPATA Y PILOTES SON LOS MISMOS QUE EN LA CONDICION DE CARGA DEL GRUPO II.

SEGUNDA SOLUCION

CONDICION DE CARGA GRUPO II Y III

LOS VOLUMENES DE CONCRETO Y CANTIDADES DE ACERO SERAN LOS MISMOS QUE EN LA PRIMERA SOLUCION.

II.4 CANTIDADES DE OBRA

PRIMERA SOLUCION
PUENTE DE TRES CLAROS

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	COSTO TOTAL (\$)
SUPERESTRUCTURA			
LOSA Y DIAFRAGMAS			
ACERO DE REFUERZO	19,989.0 kg	171.10	3'420,117.90
VARILLAS TIPO C	681.0 kg	196.70	133,952.70
ACERO ESTRUCTURAL A-36	261.0 kg	205.32	53,588.52
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm ²	190.5 m ³	19,174.67	3'652,774.64
TRABES PRETENSADAS			
ACERO DE PRESFUERZO	16,536.0 kg	804.00	13'296,552.00
ACERO DE REFUERZO	11,010.0 kg	670.00	7'376,700.00
ACERO DE PRESFUERZO PARA IZADO	225.0 kg	804.00	180,900.00
CONCRETO $f'c = 350$ kg/cm ²	227.3 m ³	25,920.50	5'920,097.85
SUBESTRUCTURA			
PILAS (2)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm ²	58.3 m ³	19,184.12	1'118,050.50
ACERO DE REFUERZO	4,700.0 kg	171.10	804,170.00
ZAPATAS (2)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm ²	61.42 m ³	19,872.71	1'220,581.85
ACERO DE REFUERZO	4,780.00 kg	171.10	817,850.00
INFRAESTRUCTURA			
PILOTES (16)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm ²	92.40 m ³	19,872.71	1'835,238.48
ACERO DE REFUERZO	8,480.00 kg	171.10	1'450,929.00

COSTO TOTAL DE LA SOLUCION = 41'282,510.88

II.5 CANTIDADES DE OBRA

SEGUNDA SOLUCION
PUENTE DE CUATRO CLAROS

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	COSTO TOTAL (\$)
SUPERESTRUCTURA			
LOSA Y DIAFRAGMAS			
ACERO DE REFUERZO	17,992.0 kg	171.10	3'078,431.20
VARILLAS TIPO C	604.0 kg	196.70	118,806.80
ACERO ESTRUCTURAL A-36	232.0 kg	205.32	47,634.24
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm2	190.4 m3	19,174.67	3'650,857.17
TRABES PRETENSADAS			
ACERO DE PRESFUERZO	12,300.0 kg	804.00	9'889,200.00
ACERO DE REFUERZO	12,540.0 kg	470.00	8'401,800.00
ACERO DE PRESFUERZO PARA IZADO	356.0 kg	804.00	286,224.00
CONCRETO $f'c = 350$ kg/cm2	238.0 m3	25,920.50	6'189,815.40
SUBESTRUCTURA			
PILAS (3)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm2	87.4 m3	19,184.12	1'677,075.00
ACERO DE REFUERZO	7,050.0 kg	171.10	1'206,255.00
ZAPATAS (3)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm2	92.13 m3	19,872.71	1'830,872.00
ACERO DE REFUERZO	7,170.00 kg	171.10	1'226,787.00
INFRAESTRUCTURA			
PILOTES (24)			
CONCRETO $f'c = 250$ kg/cm2	130.40 m3	19,872.71	2'751,972.80
ACERO DE REFUERZO	12,720.00 kg	171.10	2'176,392.00

COSTO TOTAL DE LA SOLUCION = 42'532,124.30

II.6 JUSTIFICACION DEL TIPO Y NUMERO DE CLAROS DEL PUENTE

LA SOLUCION DEL PUENTE CON TRES CLAROS TIENE UN COSTO MENOR, POR LO CUAL SE ELIGIRA PARA EL DISEÑO DEFINITIVO.

ESTA ALTERNATIVA SE ELIGIO EN BASE A UN ANALISIS DE COSTOS, DEL CUAL SE OBTUVO QUE LA ALTERNATIVA DEL PUENTE DE TRES CLAROS ES LA SOLUCION OPTIMA SEGUN EL ANALISIS DE COSTOS REALIZADO.

SI SE COMPARA EL COSTO DE LAS DOS ALTERNATIVAS SE NOTARA QUE LA DIFERENCIA ES PEQUEÑA, LO CUAL SE DEBE A QUE PARA EL TIPO DE PUENTE QUE SE ELIGIO NO AFECTA EN GRAN FORMA EL NUMERO DE CLAROS. LO ANTERIOR ES DEBIDO A QUE EL NUMERO TOTAL DE PILOTES ES PROPORCIONAL A LAS CARGAS TOTALES, LAS CUALES SON SIMILARES.

LA ELECCION DEL TIPO DE PUENTE SE BASA EN LO SIGUIENTE:

- a) LONGITUD DEL CLARO (REFERENCIA 3)
- b) TIPO DE MATERIALES DISPONIBLES EN LA ZONA
- c) MANO DE OBRA CON QUE SE DISPONE EN EL SITIO DE LA OBRA

II.7 NUMERO DE CARRILES DEL PUENTE

PARA DETERMINAR EL NUMERO DE CARRILES, LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE POR MEDIO DE LA DIRECCION DE INGENIERIA DE TRANSITO Y ESTUDIOS ESPECIALES, REALIZO UN ESTUDIO DE LA CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO DE LA CARRETERA.

PARA REALIZAR LO ANTERIOR SE BASA EN LAS PROPIEDADES FISICAS DE LA CARRETERA Y DE LOS AFOROS DE VEHICULOS QUE SE OBTUVIERON DE LA ESTACION EL MANEADERO, LA CUAL SE LOCALIZA A 21.16 Km DE ENSENADA.

LOS DATOS MAS RECIENTES QUE SE TIENEN SON DE 1984, CON LOS CUALES SE DETERMINO EL TRANSITO DIARIO PROMEDIO ANUAL (TDPA) QUE RESULTO DE 4785 VEHICULOS. EL TDPA ESTA CONFORMADO DE LA SIGUIENTE FORMA:

- 81% AUTOMOVILES
- 4% AUTOBUSES
- 15% CAMIONES

PARA REALIZAR EL ESTUDIO DE CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO DE LA

CARRETERA SE REALIZO UNA PROYECCION A 15 AÑOS, DE LA CUAL SE OBTUVO QUE PARA QUE LA CARRETERA TENGA UN BUEN NIVEL DE SERVICIO DEBERA SER DE CUATRO CARRILES.

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE EL PUENTE DEBERA DE TENER CUATRO CARRILES.

CAPITULO III

III. PROYECTO

III.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

EN BASE A LOS RESULTADOS QUE SE OBTUVIERON EN EL CAPITULO II, SE DISEÑARÁ EL PUENTE DE TRES CLAROS.

EL PUENTE SE PROYECTARÁ PARA CUATRO CARRILES DE CIRCULACION ALOJADOS EN DOS CALZADAS.

III.1.1. DISEÑO DE LA LOSA

PARA EL DISEÑO DE LA LOSA SE UTILIZARÁ EL METODO DE DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES.

DATOS

CARGA VIVA HS-20.

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 8000 \sqrt{f'c}$$

EL VALOR DE E_c QUE SE PROPONE ES EN BASE A QUE EN LA ZONA EXISTEN AGREGADOS ANDESITICOS.

PARAMETROS DE CALCULO

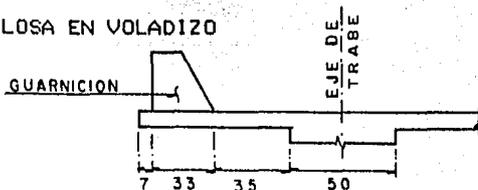
$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2100000}{8000 \sqrt{250}} = 16.6$$

$$n = 16$$

$$fc = 0.4 f'c = 0.4(250) = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$fs = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

LOSA EN VOLADIZO

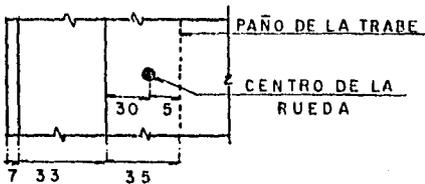


LAS TRABES QUE SE PROPONEN SON DEL TIPO IV SEGUN LA CLASIFICACION DE VIGAS ESTANDAR DE CONCRETO PRESFORZADO PARA PUENTES AASHTO-PCI.

PARA VER LAS DIMENSIONES DE ESTAS, ASI COMO LAS DEL PARAPETO Y GUARNICION CONSULTAR EL ANEXO III.

MOMENTO POR CARGA VIVA

EL REFUERZO PRINCIPAL DE LA LOSA SERA PERPENDICULAR A LA DIRECCION DEL TRANSITO. SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO, PARA EL CALCULO DEL MOMENTO EL CENTRO DE LA RUEDA SE COLOCARA A NO MENOS DE 30cm DEL PAÑO DE LA GUARNICION, TAL COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA.



$$M_{cv} = P \cdot x$$

$$P = 7260 \text{ kg}$$

$$x = 5 \text{ cm}$$

$$M_{cv} = 7260(5) = 36300 \text{ kg-cm}$$

$$M_{cv} = 0.363 \text{ t-m}$$

ANCHO EFECTIVO

TOMANDO EN CUENTA LA DIRECCION DEL REFUERZO PRINCIPAL, SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO EL ANCHO EFECTIVO EN EL QUE SE DISTRIBUYE LA CARGA ES:

$$E = 0.8x + 1.143$$

$$E = 0.8(0.05) + 1.143 = 1.183\text{m}$$

IMPACTO

$$I = \frac{50}{3.289 + 125} < 30\%$$

$$S = \text{CLARO LIBRE} = 35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50}{3.28(0.35) + 125} = 0.396 > 0.30$$

SE TOMARA 30% DE IMPACTO TAL COMO LO ESTABLECEN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO.

EN BASE A LO ANTERIOR EL MOMENTO POR CARGA VIVA, MAS IMPACTO SERA:

$$M_{cv+I} = \frac{0.363}{1.183} (1.3) = 0.398 \text{ t-m}$$

$$M_{cv+I} = 0.40 \text{ t-m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA

CARGAS

LOSA : SUPONIENDO LOSA DE 18cm DE ESPESOR

$$W = 0.18(2.4)(1.0)(0.75) = 0.324 \text{ ton}$$

ASFALTO: CAPA DE ASFALTO DE 3cm DE ESPESOR

$$W = 0.03(2.2)(0.35) = 0.023 \text{ ton}$$

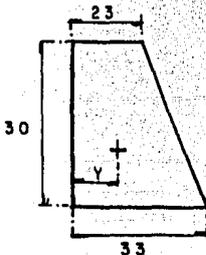
PARAPETO:

$$W = 0.15 \text{ t/m}$$

GUARNICION:

$$A = \left[\frac{33 + 23}{2} \right] 3.0 = 840 \text{ cm}^2$$

$$W = 2.4(0.084) = 0.202 \text{ ton}$$



$$y = \frac{23(30)(11.5) + 10(30)(0.5)(26.33)}{848} = 14.15 \text{ cm}$$

$$y = 14.15 \text{ cm}$$

MOMENTOS

CONCEPTO	CARGA (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (t-m)
LOSA	0.324	0.375	0.123
ASFALTO	0.023	0.175	0.004
GUARNICION	0.202	0.539	0.109
PARAPETO	0.150	0.565	0.085

$$\text{MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA} = 0.321 \text{ t-m}$$

REVISION DEL PERALTE DE LA LOSA

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}} = \frac{1}{1 + \frac{1680}{16.0(100)}} = 0.488$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.488}{3} = 0.837$$

$$K = \frac{1}{2} fc k j = \frac{1}{2} (100)(0.488)(0.837) = 20.42$$

$$C = \frac{1}{\sqrt{Kl}} = \frac{1}{\sqrt{20.42}} = 0.2213$$

$$d = C \sqrt{\frac{M(\text{total})}{b}}$$

$$M_{\text{total}} = M_{cv} + I + M_{cm} = 0.398 + 0.321 = 0.719 \text{ t-m}$$

$$d = 0.2213 \sqrt{\frac{71900}{100}} = 5.93 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

AUNQUE " d " ES MENOR QUE EL PROPUESTO SE TOMARA EL ESPESOR DE LA LOSA DE 18 cm POR ESPECIFICACIONES DE AASHTO - PCI .

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{71900}{1680(0.837)(13)} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

COLOCANDO VARILLAS DEL # 3 SE TIENE QUE LA SEPARACION SERA:

$$S = \frac{100A_v}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.93} = 18.0 \text{ cm}$$

POR LO TANTO SE COLOCARAN VARILLAS DEL # 3 A CADA 18 cm

LOSA ENTRE TRABES

MOMENTO POR CARGA VIVA

SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DE ASSHTO EL MOMENTO POR CARGA VIVA EN LOSAS CON REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRANSITO, SE CALCULARA CON LA SIGUIENTE EXPRESION.

$$M = \frac{S + 0.61}{9.75} P \quad (\text{LOSA SIMPLEMENTE APOYADA})$$

DONDE:

$$S = 1.75 - \frac{0.50}{2} = 1.50 \text{ m}$$

$$P = 7260 \text{ kg}$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION DEL CALCULO DEL MOMENTO SE TIENE QUE:

$$M = \frac{1.50 + 0.61}{9.75} 7260 = 1571.1 \text{ kg-m/m}$$

COMO EN ESTE CASO LA LOSA ES CONTINUA, EL MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO POR CARGA VIVA SERA EL 80% DEL MOMENTO PARA CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS.

IMPACTO

$$I = \frac{50}{3.28(1.50) + 125} = 0.38\% > 0.30\%$$

SE TOMARA EL 30% POR IMPACTO TAL COMO LO ESTABLECEN LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO.

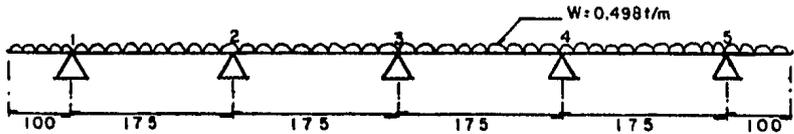
EL MOMENTO POR CARGA VIVA MAS IMPACTO Y CONSIDERANDO LA LOSA COMO CONTINUA SERA:

$$M_{cv} + I = 1.3(0.8)(1.571) = 1.634 \text{ t-m/m}$$

MOMENTO POR CARGA MUERTA

$$\begin{aligned} \text{LOSA (18 cm DE ESPESOR)} & \quad w = 0.432 \text{ t/m} \\ \text{ASFALTO (3 cm DE ESPESOR)} & \quad w = 0.066 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\text{CARGA TOTAL} = 0.498 \text{ t/m}$$



NUDO	1-2		2-1		2-3		3-2		3-4		4-3		4-5		5-4	
FD	0	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	0
Mcm	-321	127	-127	127	-127	127	-127	127	-127	127	-127	127	-127	127	-127	224
		194		97		97		24		12		24		-48		-97
		-24		-48		-48		-24		12		24		24		12
		24		12		3		6		6		6		-6		-12
		-3.75		-7.5		-7.5		-3.75		.75		1.5		1.5		.75
		3.75		1.9		.75		1.5		1.5		.75		-.37		-.75
		-.65		-1.3		-1.3		-.65		-.09		-.19		-.19		0
		.65		.33		-.17		.37		.37						
M	-321	321	-72.7	73.5	-147.5	147.5	-97.9	97.4	-224	224					-224	224

NUDO	1		2		3		4		5	
M(-)	-321	-321	-73.2	-73.2	-147.5	-147.5	-97.5	-97.5	-224	-224
VH		141.7	141.7	-42.5	-42.5	28.6	28.6	-72.3	-72.3	
VI	699	436	-436	436	-436	436	-436	436	-436	648
Vtot.	699	578	-294	393	-478	464	-407	364	588	648

REACCIONES

1.28 0.69 0.943 0.771 1.16

SIMBOLOGIA DEL ANALISIS ANTERIOR

FD = FACTOR DE DISTRIBUCION

VH = CORTANTE HIPERESTATICO

VI = CORTANTE ISOSTATICO

CALCULO DE MOMENTOS POSITIVOS

ENTRE 1 Y 2

$$M = -321 + 577.5x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{max} = 13.84 + 1634 = 1648 \text{ kg-m/m } (x = 1.16 \text{ m })$$

ENTRE 2 Y 3

$$M = -73.2 + 393.3x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{max} = 82.11 + 1634 = 1716 \text{ kg-m/m } (x = 0.789)$$

ENTRE 3 Y 4

$$M = -147.5 + 464.4x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{max} = 69.03 + 1634 = 1703 \text{ kg-m/m } (x = 0.933)$$

ENTRE 4 Y 5

$$M = -97.5 + 363.5x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{max} = 35.17 + 1634 = 1669 \text{ kg-m/m } (x = 0.730)$$

MOMENTOS DE DISEÑO PARA LA LOSA ENTRE NERVADURAS

$$M(-) = 321.0 + 1634 = 1955 \text{ kg-m/m}$$

$$M(+) = 1716 \text{ kg-m/m}$$

REVISION DEL PERALTE DE LA LOSA (SECCION BALANCEADA)

MOMENTO NEGATIVO

COMO LA LOSA ES DEL MISMO ESPESOR QUE LA LOSA EN VOLADIZO, SE UTILIZARAN LOS MISMOS PARAMETROS DE CALCULO.

$$d = 0.2213 \sqrt{\frac{195500}{100}} = 9.78 \text{ cm}$$

MOMENTO POSITIVO

$$d = 0.2213 \sqrt{\frac{171600}{100}} = 9.18 \text{ cm}$$

EL PERALTE PROPUESTO ES MAYOR QUE EL REQUERIDO, PERO SE TOMARA EL PERALTE TOTAL DE 18 cm POR ESPECIFICACIONES ASSHTO-PCI. EL ARMADO SERA EL MISMO QUE EN LA LOSA EN VOLADIZO, VARILLA # 3 A CADA 18 cm.

ACERO DE REFUERZO PARA DISTRIBUCION

EL ACERO DE REFUERZO DEBERA COLOCARSE EN EL LECHO INFERIOR DE LA LOSA, TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCION DEL REFUERZO PRINCIPAL, PARA LOGRAR UNA DISTRIBUCION LATERAL DE LAS CARGAS VIVAS CONCENTRADAS. LA CANTIDAD DE ACERO SERA UN PORCENTAJE DEL REFUERZO PRINCIPAL REQUERIDO PARA MOMENTO POSITIVO; ESTE PORCENTAJE SE OBTENDRA CON LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$\% = \frac{220}{3.28 \text{ S}} < 67\%$$

$$\% = \frac{220}{3.28 (1.50)} = 81 > 67\%$$

$$\% = 67\%$$

$$A_s = 0.67(3.93) = 2.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

SI SE COLOCAN VARILLAS # 3 LA SEPARACION SERA:

$$S = \frac{0.71(100)}{2.63} = 27 \text{ cm}$$

3 A CADA 25 cm

PARA LOS ARMADOS DE LA LOSA CONSULTAR ANEXO III.

III.1.2. DISEÑO DE LAS TRABESIII.1.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO

PARA EL DISEÑO DE LAS TRABES SE TOMARAN EN CUENTA LAS SIGUIENTES ETAPAS.

SECCION SIMPLE

PRIMER ETAPA: ACTUA SOBRE LA TRABE UNICAMENTE EL PRESFUERZO Y EL PESO PROPIO.

SEGUNDA ETAPA: ACTUA SOBRE LAS TRABES EL PESO DE LA LOSA Y LOS DIAFRAGMAS.

SECCION COMPUESTA

UNICA ETAPA: ACTUA LA CARGA VIVA Y LA SOBRECARGA MUERTA (PARAPETO, GUARNICION, ASFALTO ETC).

ESFUERZOS PERMISIBLES

PRIMER ETAPA

CONCRETO

COMPRESION

ESFUERZO PERMISIBLE = $0.6 f'ci$

DONDE:

$f'ci$ = RESISTENCIA DEL CONCRETO EN EL MOMENTO QUE ACTUA EL PRESFUERZO. EN ESTE CASO SE CONSIDERARA QUE EL CONCRETO ALCANZA UN 80% DE SU RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESION EN EL MOMENTO QUE ACTUA EL PRESFUERZO .

$f'c$ = RESISTENCIA NOMINAL = 350 kg/cm²

$f'ci$ = $0.8(350) = 280$ kg/cm²

SI SE CONSIDERA UN 20% DE PERDIDAS INICIALES EL ESFUERZO PERMISIBLE EN COMPRESION SERA:

ESFUERZO PERMISIBLE = $0.6(0.8)(280) = 134$ kg/cm²

TENSION

ESFUERZO PERMISIBLE = $0.8\sqrt{f'ci}$

SI SE CONSIDERA UN 20% DE PERDIDAS INICIALES EL ESFUERZO PERMISIBLE EN TENSION SERA:

ESFUERZO PERMISIBLE = $0.8(0.8)\sqrt{280} = 11$ kg/cm²

ACERO DE PRESFUERZO

$$f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA " fo "

$$f_o = 0.7 f_{sr}$$

$$f_o = 0.7(19000) = 13300 \text{ kg/cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO

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

$$f_s = 0.5 f_y$$

$$f_s = 0.5(4000) = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

SEGUNDA ETAPA

CONCRETO

COMPRESION

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE} = 0.4 f'_c$$

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE} = 0.4(350) = 140 \text{ kg/cm}^2$$

TENSION

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE} = 1.6 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE} = 1.6 \sqrt{350} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

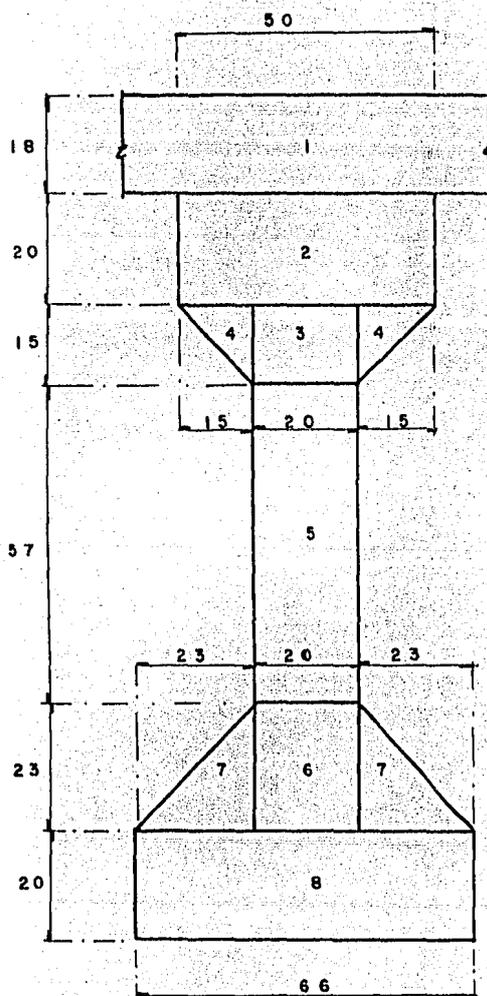
ACERO DE PRESFUERZO

CONSIDERANDO UN 20% DE PERDIDAS EL ESFUERZO EFECTIVO SERA:

$$f = 0.8 f_o$$

$$f = 0.8(13300) = 10640 \text{ kg/cm}^2$$

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA TRABE



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

ELEMENTO	AREA (cm ²)	\bar{Y} (cm)	$\bar{A} \bar{Y}$ (cm ³)	d (cm)	d^2 (cm ²)	$A d^2$ (cm ³)	I (cm ⁴)
SECCION SIMPLE							
2	1000.0	125.00	125000.00	63.51	4033.52	4033520.10	33333.33
3	300.0	107.50	32250.00	46.01	2116.92	635076.03	5625.00
4	112.5	110.00	12375.00	40.51	2352.22	264737.26	1406.25
5	1140.0	71.50	81510.00	10.01	100.20	114228.11	308655.00
6	460.0	31.50	14490.00	29.99	899.40	413724.05	20278.33
7	264.5	27.67	7318.72	33.82	1143.79	302533.07	7773.36
8	1320.0	10.00	13200.00	51.49	2651.22	3499610.53	44000.00
SECCION COMPUESTA							
1	2662.2	144.00	383356.00	53.75	2889.06	7691262.19	71879.40
2	1000.0	125.00	125000.00	34.75	1207.56	1207562.50	33333.33
3	300.0	107.55	32250.00	17.25	297.56	87260.75	5625.00
4	112.5	110.00	12375.00	19.75	390.06	43882.03	1406.25
5	1140.0	71.50	81510.00	10.75	351.56	400781.25	308655.00
6	460.0	31.50	14490.00	50.75	3451.56	1587718.75	20278.33
7	264.5	27.67	7317.83	62.50	3916.26	1035849.02	7773.36
8	1320.0	10.00	13200.00	00.25	6440.06	8500002.5	44000.00

SECCION SIMPLE

$$Y_{iss} = \frac{\bar{AY}}{A} = \frac{305835.66}{4974} = 61.49 \text{ cm}$$

$$Y_{sss} = 73.51 \text{ cm}$$

Y_{iss} = DISTANCIA DEL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA INFERIOR

Y_{sss} = DISTANCIA DEL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA SUPERIOR

$$\text{INERCIA " } I_{ss} \text{ " } = 9830699.52 + 430250.88 =$$

$$I_{ss} = 10260950.4 \text{ cm}^4$$

SECCION COMPUESTA

SUPONIENDO QUE SE UTILIZAN LOS MISMOS AGREGADOS EN LA TRABE Y EN LA LOSA, SE PUEDE TRANSFORMAR LA SECCION A UNA DE UN MISMO CONCRETO CON LA SIGUIENTE RELACION MODULAR.

$$n = \sqrt{\frac{f'c_l}{f'c_p}}$$

DONDE:

$f'c_l$ = RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO DE LA LOSA

$f'c_p$ = RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO DE LA TRABE

$$n = \sqrt{\frac{250}{350}} = 0.845$$

DETERMINACION DEL ANCHO DEL PATIN

SE TOMARA EL VALOR MAS DESFAVORABLE DE LOS TRES SIGUIENTES:

$$16t + b' = 16(18) + 20 = 308 \text{ cm}$$

$$\text{C.A.C} = 175 \text{ cm}$$

$$L/4 = 750 \text{ cm}$$

EN BASE A LO ANTERIOR EL ANCHO DEL PATIN SERA DE 175 cm.

TRANSFORMANDO LA SECCION SE TIENE QUE EL ANCHO DEL ELEMENTO NUMERO UNO SERA:

$$b_x = n175 = 0.845(175) = 147.9 \text{ cm}$$

$$Y_{isc} = \frac{\bar{AY}}{A} = \frac{689192.46}{7636.2} = 90.25 \text{ cm}$$

$$Y_{ssc} = 62.75 \text{ cm}$$

Y_{isc} = DISTANCIA DEL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA INFERIOR

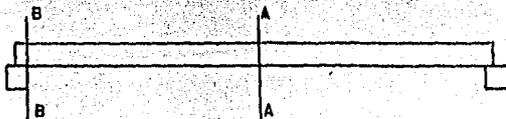
Y_{ssc} = DISTANCIA DEL EJE NEUTRO A LA FIBRA EXTREMA SUPERIOR

$$\text{INERCIA " } I_{sc} \text{ " } = 21636939.64 + 502130.28 =$$

$$I_{sc} = 22139069.92 \text{ cm}^4$$

DISEÑO.

SE DEFINEN LAS SIGUIENTES SECCIONES PARA EL DISEÑO



SECCION B-B LOCALIZADA UN POCO DESPUES DEL APOYO
SECCION A-A LOCALIZADA AL CENTRO DEL CLARO

CANTIDAD DE PRESFUERZO DE LA SECCION B-B

$$\frac{Po}{A} - \frac{Po \cdot e}{I_{ss}} \leq 0.8K\sqrt{f'_{ci}}$$

$$\frac{Po}{A} + \frac{Po \cdot e}{I_{ss}} \leq 0.6K\sqrt{f'_{ci}}$$

DONDE:

P_o = FUERZA DE PRESFUERZO QUE SE TRANSMITE A LA SECCION EN EL MOMENTO QUE ACTUA EL PRESFUERZO

f_{sss} = ESFUERZO EN LA FIBRA EXTREMA SUPERIOR SECCION SIMPLE

f_{iss} = ESFUERZO EN LA FIBRA EXTREMA INFERIOR SECCION SIMPLE

K = FACTOR DE REDUCCION POR PERDIDAS

e = EXCENTRICIDAD QUE SE MIDE DEL PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA DE PRESFUERZO AL EJE NEUTRO DE LA SECCION

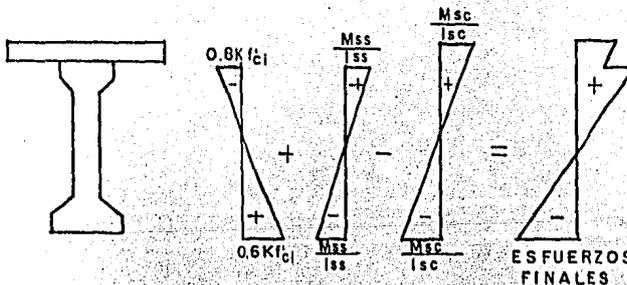
LOS ESFUERZOS f_{sss} y f_{iss} DEBEN SER MENORES QUE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES PARA LA PRIMER ETAPA COMO SECCION SIMPLE, POR LO CUAL SE TIENE QUE:

$$\frac{P_o}{A} - \frac{P_o e}{I_{ss}} Y_{sss} \leq 11.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P_o}{A} + \frac{P_o e}{I_{ss}} Y_{iss} \leq 134 \text{ kg/cm}^2$$

REVISION DE LA SECCION A-A

LA REVISION DE LA SECCION A-A SE REALIZARA CONSIDERANDO LA SEGUNDA ETAPA COMO SECCION SIMPLE Y LA ETAPA COMO SECCION COMPUESTA



LOS ESFUERZOS FINALES QUE SE PRESENTEN DEBERAN DE SER MENORES QUE LOS PERMISIBLES, POR LO CUAL SE TIENE QUE:

$$\frac{M_{ss}}{I_{ss}} Y_{sss} + \frac{M_{sc}}{I_{sc}} Y_{ssc} - 11.0 \leq 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$134 - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} Y_{iss} - \frac{M_{sc}}{I_{sc}} Y_{isc} \leq 30 \text{ kg/cm}^2$$

III.1.2.2. CONSIDERACIONES PARA LA DISTRIBUCION DE CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA

PARA LA DISTRIBUCION DE LAS CARGAS EN LA SUPERESTRUCTURA SE UTILIZARA EL METODO DE COURBON, EL CUAL SE DESCRIBE A CONTINUACION.

METODO DE COURBON

SUPONIENDO QUE NO SE COLOCA DIAFRAGMA INTERMEDIO EN LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE FIG. 3.1 Y SE APLICA UNA CARGA EN LOS EXTREMOS FIG. 3.2, LA SUPERESTRUCTURA SE DEFORMARA COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 3.3. SI AHORA SE APLICA UNA CARGA INTERMEDIA FIG. 3.4, LA SUPERESTRUCTURA SE DEFORMARA COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 3.5. SI ANALIZAMOS LAS FIGURAS 3.3 Y 3.5 SE PUEDE CONCLUIR QUE AL NO COLOCAR EL DIAFRAGMA INTERMEDIO, SE PRODUCE FLEXION TRANSVERSAL IMPORTANTE Y ADEMAS LAS TRABES QUE SE ENCUENTRAN CERCANAS DEL PUNTO DE APLICACION DE LA CARGA TENDRAN QUE SOPORTAR MAS CARGA.

SI AHORA SE COLOCA UN DIAFRAGMA INTERMEDIO Y SE APLICAN LAS MISMAS CONDICIONES DE CARGA QUE EN EL CASO ANTERIOR, LA SUPERESTRUCTURA SE DEFORMARA COMO SE MUESTRA EN LAS FIGURAS 3.6 Y 3.7. LAS DEFORMACIONES QUE SE PRESENTAN EN LAS FIGURAS 3.6 Y 3.7 NO TOMAN EN CUENTA LAS DEFORMACIONES TRANSVERSALES DE LA SUPERESTRUCTURA PUESTO QUE SON TAN PEQUEÑAS QUE SE PUEDEN DESPRECIAR.

PARA LLEVAR A CABO SU METODO COURBON SE BASA EN LO SIGUIENTE:

LAS DEFORMACIONES DE LA SUPERESTRUCTURA SON COMO SE MUESTRAN EN LAS FIGURAS 3.6 Y 3.7 .

LA RIGIDEZ DEL DIAFRAGMA ES INFINITA SI SE COMPARA CON LA DE LA LOSA.

LOS EFECTOS DE TORSION SON TAN PEQUEÑOS QUE SE PUEDEN DESPRECIAR.

LA LONGITUD DE LAS TRABES ES IGUAL O MAS GRANDE QUE DOS VECES LA DISTANCIA ENTRE TRABES EXTREMAS.

LA PROFUNDIDAD DEL DIAFRAGMA ES DEL MISMO ORDEN QUE EL DE LA TRABE.

CONSIDERANDO UN SISTEMA DE TRABES Y LOSA QUE CUMPLE CON LAS CONDICIONES ESTABLECIDAS Y APLICANDOLE UNA CARGA " P " TAL COMO SE MUESTRA EN LA FIG. 3.8, SE PUEDE VER QUE LA DEFLEXION MAXIMA SE PRESENTA EN LA TRABE EXTERIOR (1), DISMINUYENDO LINEALMENTE HASTA LA TRABE EXTERIOR DEL OTRO LADO (5). LAS TRABES INTERIORES TENDRAN UNA DEFLEXION QUE VARIARA ENTRE LAS DEFLEXIONES EXTREMAS.

PARA CALCULAR LOS FACTORES DE CONCENTRACION SE DETERMINA EL

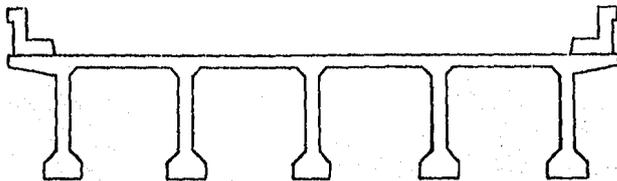


FIG. 3.1

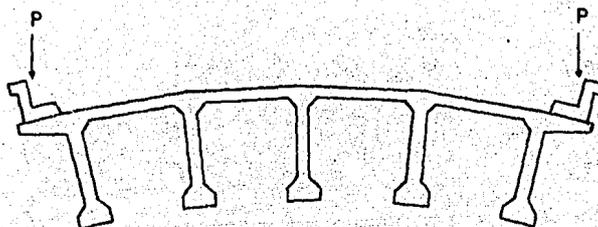


FIG. 3.2

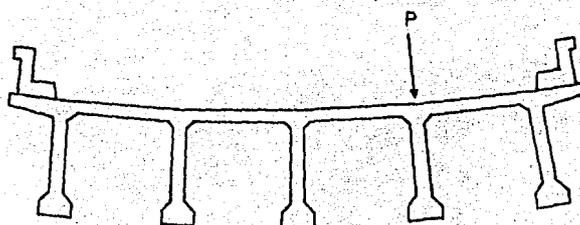


FIG. 3.3

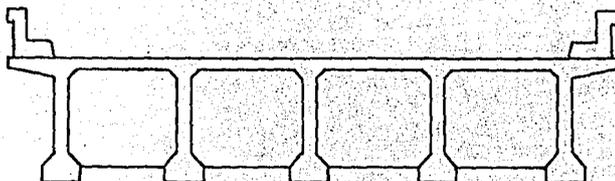


FIG. 3.4

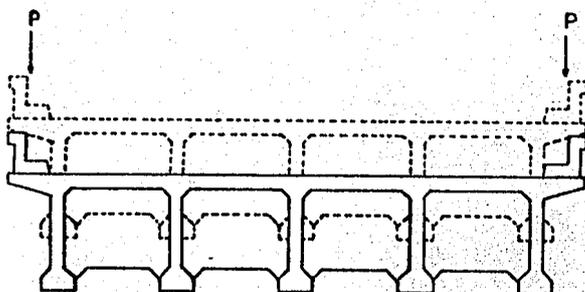


FIG. 3.5

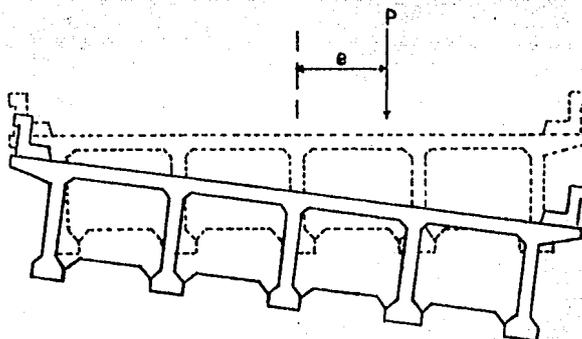


FIG. 3.6

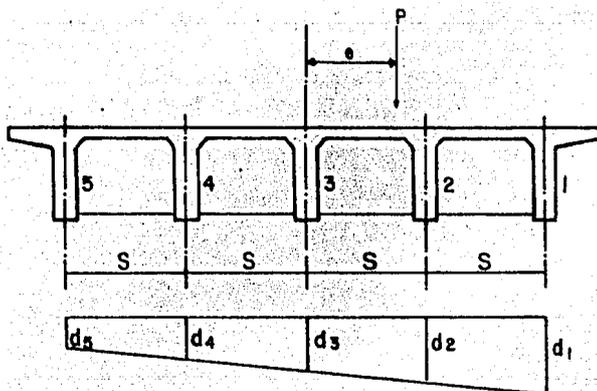


FIG. 3.7

CENTRO ELASTICO DEL SISTEMA, QUE ES EL PUNTO MEDIDO A LO LARGO DEL DIAFRAGMA DONDE LA SUMA DE LOS PRODUCTOS DE INERCIA POR SU DISTANCIA AL CENTRO ELASTICO ES IGUAL A CERO, POR LO TANTO SE TIENE QUE.

$$\sum (I_i X_i) = 0$$

SI LA CARGA " P " ES APLICADA SOBRE EL DIAFRAGMA A UNA EXCENTRICIDAD " e ", LA REACCION DEL DIAFRAGMA EN LA TRABE SERA:

$$R_i = \frac{P I_i}{\sum I_i} + \left[\frac{P I_i}{\sum I_i} \frac{e X_i}{\sum I_i X_i} \right]$$

O

$$R_i = \frac{P I_i}{\sum I_i} \left[1 + \frac{e X_i}{\sum I_i X_i} \right]$$

EN NUESTRO CASO, COMO LAS TRABES SE ENCUENTRAN LOCALIZADAS A UNA MISMA SEPARACION, LA REACCION EN LA TRABE " i " SERA:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1 - 2i}{n-1} \right) \frac{e}{S} \right]$$

DONDE:

R_i = FACTOR DE CONCENTRACION DE LA TRABE " i "

n = NUMERO DE TRABES QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA

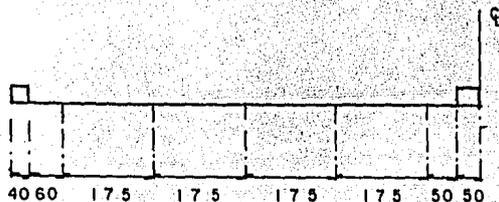
P = CARGA O MOMENTO POR CARGA VIVA

e = EXCENTRICIDAD DE " P "

S = DISTANCIA ENTRE TRABES

LA EXPRESION ANTERIOR SE UTILIZARA PARA EL CALCULO DE LOS FACTORES DE CONCENTRACION DE LAS TRABES, ASI COMO PARA EL DISEÑO DEL DIAFRAGMA INTERMEDIO.

CALCULO DE LOS FACTORES DE CONCENTRACION



ANCHO LIBRE DE CALZADA = 810 cm

DE LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SE TIENE QUE:

$$A = \frac{A_c}{N}$$

DONDE:

A_c = ANCHO DE LA CALZADA ENTRE GUARNICIONES SIN CONSIDERAR LA FAJA DIVISORIA

A_c = 810 cm

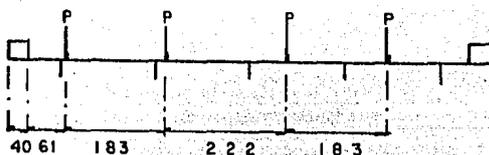
N = NUMERO DE CARRILES DE TRANSITO PARA PROYECTO = 2

A = ANCHO DEL CARRIL DE TRANSITO PARA PROYECTO

$$A = \frac{810}{2} = 405 \text{ cm}$$

SE ANALIZARAN TRES CONDICIONES DE CARGA PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE CONCENTRACION MAS DESFAVORABLES PARA EL DISEÑO.

a) APLICANDO LA CARGA " P " CERCANA A LA GUARNICION



$$x = \frac{P(1.83 + 1.83 + 2.22 + 1.83 + 1.83 + 2.22)}{4P}$$

$$x = 2.94 \text{ m}$$

e = EXCENTRICIDAD DE LA RESULTANTE CON RESPECTO AL CENTRO DEL CLARO

$$e = 3.49 - 2.94 = 0.55 \text{ m}$$

PARA CALCULAR LOS FACTORES DE CONCENTRACION SE UTILIZARA LA EXPRESION QUE PROPONE COURBON.

$$R_i = \frac{P_{tot}}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n+1} \right) \frac{e}{s} \right]$$

$$R_1 = \frac{4P}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{6-2}{24} \right) \frac{0.550}{1.75} \right] = 1.050$$

$$R_2 = \frac{4P}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{6-4}{24} \right) \frac{0.550}{1.75} \right] = 0.930$$

$$R_3 = \frac{4P}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{6-6}{24} \right) \frac{0.550}{1.75} \right] = 0.800$$

$$R_4 = \frac{4P}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{6-8}{24} \right) \frac{0.550}{1.75} \right] = 0.674$$

$$R_5 = \frac{4P}{5} \left[1 + 6 \left(\frac{6-10}{24} \right) \frac{0.550}{1.75} \right] = 0.549$$

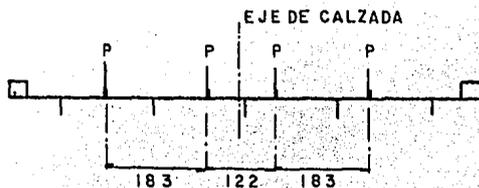
FACTORES MAS DESFAVORABLES

TRABE EXTERIOR = 1.050

TRABE INTERIOR = 0.926

EN LAS SIGUIENTES ALTERNATIVAS ALTERNATIVAS SE PROCEDERA DE LA MISMA FORMA QUE EN ESTA ALTERNATIVA.

b) APLICANDO LA CARGA " P " CERCA DEL EJE DE CALZADA



$$e = 0.050 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.823$$

$$R_2 = 0.811$$

$$R3 = 0.800$$

$$R4 = 0.789$$

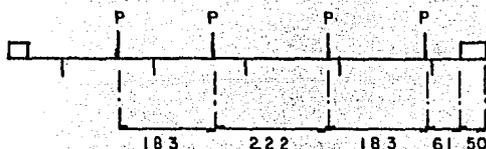
$$R5 = 0.778$$

FACTORES MAS DESFAVORABLES

$$\text{TRABE EXTERIOR} = 0.823$$

$$\text{TRABE INTERIOR} = 0.811$$

APLICANDO LA CARGA " P " CERCA DEL CAMELLON



$$e = 0.450 \text{ m}$$

$$R1 = 1.010$$

$$R2 = 0.902$$

$$R3 = 0.800$$

$$R4 = 0.700$$

$$R5 = 0.594$$

FACTORES MAS DESFAVORABLES

$$\text{TRABE EXTERIOR} = 1.010$$

$$\text{TRABE INTERIOR} = 0.902$$

EN BASE A LAS ALTERNATIVAS ANALIZADAS LOS FACTORES DE CONCENTRACION QUE SE UTILIZARAN PARA EL DISEÑO SERAN:

$$\text{TRABE EXTERIOR} = 1.050$$

$$\text{TRABE INTERIOR} = 0.926$$

III.1.2.3. DISEÑO DE DIAFRAGMAS

INTRODUCCION

LOS DIAFRAGMAS COLOCADOS AL CENTRO DEL CLARO TIENEN UNA GRAN INFLUENCIA PARA EL BUEN COMPORTAMIENTO DEL PUEBTE, TAL COMO SE EXPLICÓ EN EL PUNTO III.2.2. DESARROLLADO ANTERIORMENTE.

LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS CUMPLEN CON LAS SIGUIENTES FUNCIONES:

- a) EXISTA UN TRANSFERENCIA MAS EFECTIVA A LA SUBESTRUCTURA DE LAS CARGAS LATERALES APLICADAS A LA SUPERESTRUCTURA
- b) EVITAR DESPLAZAMIENTOS DE UNA TRABE CON RESPECTO DE LA OTRA

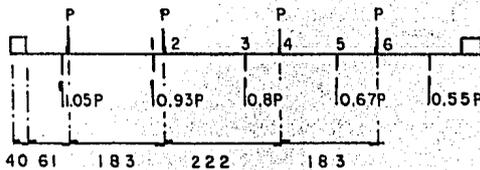
PARA EL DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS SE TOMARÁN EN CUENTA LAS MISMAS CONDICIONES DE CARGA QUE SE CONSIDERARON PARA EL CALCULO DE LOS FACTORES DE CONCENTRACION DE LAS TRABES.

SE REALIZARÁ EL DIAGRAMA DE MOMENTO QUE PROVOCA CADA UNA DE ESTAS CONDICIONES DE CARGA Y SE TOMARÁN LOS ELEMENTOS MECANICOS MAS DESFAVORABLES PARA LLEVAR A CABO EL DISEÑO

DISEÑO

PRIMERA CONDICION

APLICANDO LA CARGA " P " CERCANA A LA GUARNICION



$$P = 7.26 \text{ ton}$$

$$\text{CORTANTE MAXIMO} = 1.05 P$$

$$V = 1.05(7.26) = 7.62 \text{ ton}$$

CALCULO DE MOMENTOS

$$M_1 = 1.05P(1.75) - 1.74P = 0.098P$$

$$M_1 = 0.098(7.26) = 0.71 \text{ t - m}$$

$$M_2 = 1.05P(1.82) + 0.93P(0.09) = 0.165P$$

$$M_2 = 0.165(7.26) = 1.20 \text{ t - m}$$

$$M_3 = 1.05P(3.5) + 0.93P(1.75) - 3.49P - 1.66P = 0.153P$$

$$M_3 = 0.153(7.26) = 1.11 \text{ t - m}$$

$$M_4 = 0.8P(0.56) + 0.93P(2.3) + 1.05P(4.06) - 6.27P =$$

$$M_4 = 0.589P = 0.589(7.26) = 4.28 \text{ t - m}$$

$$M_5 = 0.8P(1.75) + 0.93P(3.5) + 1.05P(5.25) - 8.65P =$$

$$M_5 = 0.328P = 0.328(7.26) = 2.38 \text{ t - m}$$

$$M_6 = 0.67P(0.64) + 0.8P(2.39) + 0.93P(4.14) + 1.05P(5.89) - 11.73P =$$

$$M_6 = 0.62P = 0.62(7.26) = 4.45 \text{ t - m}$$

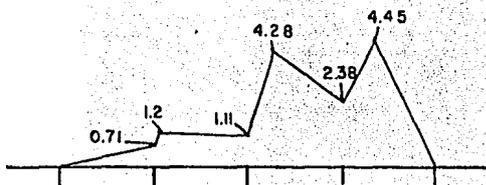
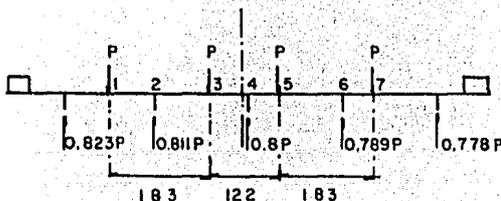


DIAGRAMA DE MOMENTO

SEGUNDA CONDICION

APLICANDO LA CARGA " P " CERCA DEL EJE DE CALZADA



$$\text{CORTANTE MAXIMO} = 0.823P$$

$$V = 0.823(7.26) = 5.97 \text{ ton}$$

CALCULO DE MOMENTOS

$$M1 = 0.823P(1.01) = 0.831P$$

$$M1 = 0.831(7.26) = 6.03 \text{ t - m}$$

$$M2 = 0.823P(1.75) - 0.74P = 0.7P$$

$$M2 = 0.7(7.26) = 5.18 \text{ t - m}$$

$$M3 = 0.811P(1.09) + 0.823P(2.84) - 1.83P = 1.39P$$

$$M3 = 1.39(7.26) = 10.1 \text{ t - m}$$

$$M4 = 0.811P(1.75) + 0.823P(3.5) - 3.05P = 1.25P$$

$$M4 = 1.25(7.26) = 9.07 \text{ t - m}$$

$$M5 = 0.8P(0.56) + 0.811P(2.31) + 0.823P(4.06) - 4.27P =$$

$$M5 = 1.28P = 1.28(7.26) = 9.31 \text{ t - m}$$

$$M6 = 0.8P(1.75) + 0.811P(3.5) + 0.823P(5.25) - 7.84P =$$

$$M6 = 0.719P = 0.719(7.26) = 5.22 \text{ t - m}$$

$$M7 = 0.789P(0.64) + 0.8P(2.39) + 0.811P(4.14) +$$

$$+ 0.823P(5.89) - 9.76P =$$

$$M7 = 0.575P = 0.575(7.26) = 4.18 \text{ t - m}$$

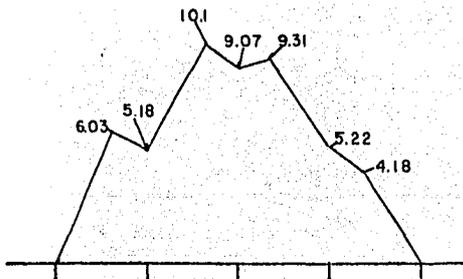
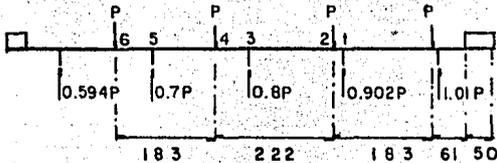


DIAGRAMA DE MOMENTO

TERCERA CONDICION

APLICANDO LA CARGA " P " CERCA DEL CAMELLON



$$\text{CORTANTE MAXIMO} = 1.01P$$

$$V = 1.01(7.26) = 7.33 \text{ ton}$$

CALCULO DE MOMENTOS

$$M1 = 1.01P(1.75) - 1.64P = 0.128P$$

$$M1 = 0.128(7.26) = 0.93 \text{ t - m}$$

$$M2 = 1.01P(1.94) + 0.902P(0.19) - 1.83P = 0.3P$$

$$M2 = 0.3(7.26) = 2.18 \text{ t - m}$$

$$M3 = 0.902P(1.75) + 1.01P(3.5) - 4.23P = 0.88P$$

$$M3 = 0.88(7.26) = 6.41 \text{ t - m}$$

$$M4 = 0.8P(0.66) + 0.902P(2.41) + 1.01P(4.16) - 6.27P =$$

$$M4 = 0.63P = 0.63(7.26) = 4.57 \text{ t - m}$$

$$M5 = 0.8P(1.75) + 0.902P(3.5) + 1.01P(5.25) - 9.54P =$$

$$M5 = 0.32P = 0.32(7.26) = 2.32 \text{ t - m}$$

$$M6 = 0.7P(0.74) + 0.8P(2.49) + 0.902P(4.24) +$$

$$+ 1.05P(5.99) - 11.76 =$$

$$M6 = 0.62P = 0.62(7.26) = 4.53 \text{ t - m}$$

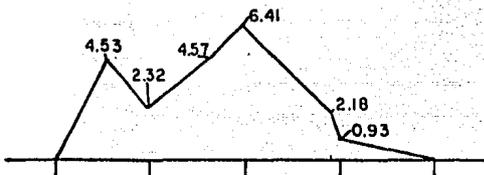


DIAGRAMA DE MOMENTO

TOMANDO LOS ELEMENTOS MECANICOS MAS DESFAVORABLES EN BASE A LAS TRES CONDICIONES DE CARGA ANALIZADAS SE TIENE QUE:

$$V = 7.62 \text{ ton}$$

$$M = 10.1 \text{ t - m}$$

ELEMENTOS MECANICOS PARA EL DISEÑO DEL DIAFRAGMA

$$W_{pp} = 1.43 \text{ ton (PESO DEL DIAFRAGMA)}$$

$$V_u = 1.4V_d + 1.7V_l$$

DONDE:

$$V_d = \text{CORTANTE POR CARGA MUERTA}$$

$$V_l = \text{CORTANTE POR CARGA VIVA}$$

$$V_u = 1.4 \left(\frac{1.43}{2} \right) + 1.7(7.62) =$$

$$V_u = 13.96 \text{ ton}$$

$$M_u = 1.7M = 1.7(10.1) =$$

$$M_u = 17.17 \text{ t - m}$$

EL DIAFRAGMA SE DISEÑARA COMO UNA VIGA Y UTILIZANDO LOS CRITERIOS QUE ESTABLECE AL ACI-83.

FLEXION

$$\text{PORCENTAJE MINIMO DE ACERO} = \frac{14}{f_y}$$

$$p(\text{min}) = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

SUPONIENDO QUE SE COLOCA ACERO MINIMO EL MOMENTO RESISTENTE DEL DIAFRAGMA SERA:

$$M_R = \phi \frac{2}{3} b d f'_c w (1 - 0.59w)$$

DONDE:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$$w = \frac{0.0033(4200)}{250} = 0.0554$$

$$b = \text{ANCHO DEL DIAFRAGMA} = 30 \text{ cm}$$

$d =$ PERALTE EFECTIVO DEL DIAFRAGMA = 90 cm

$\phi =$ FACTOR DE REDUCCION = 0.9

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION DEL CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE SE TIENE QUE:

$$MR = 0.9(30)(90)(250)(0.0554)[1 - 0.59(0.0554)] =$$

$$MR = 29.3 \text{ t - m}$$

$MR > Mu$, POR LO TANTO SE COLOCARA SOLAMENTE ACERO MINIMO EN EL DIAFRAGMA

CORTANTE

COMO EL DIAFRAGMA ESTA SOMETIDO SOLAMENTE A FLEXION Y CORTANTE EL CORTANTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO SE CALCULARA CON LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$V_c = 0.853 f'c b_w d$$

$$0 = 0.8$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.8(0.53)(250)(30)(90) = 18100 \text{ Kg}$$

$V_c = 18.1 \text{ ton} > V_u$, POR LO TANTO NO SE REQUIERE ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE

SE COLOCARA ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE POR ESPECIFICACIONES Y PARA ARMADO.

EN BASE AL ACI-83 SE TIENE QUE EL AREA DE REFUERZO POR CORTANTE A_v NO DEBERA SER MENOR QUE $0.0015b_w s$ Y LA SEPARACION " s " NO DEBE DE EXCEDER DE $d/5$ NI DE 45 cm.

$$\frac{d}{5} = \frac{90}{5} = 18 \text{ cm}$$

$$A_v = 0.0015(30)(18) = 0.81 \text{ cm}^2$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL NUMERO 3 EN DOS RAMAS Y A CADA 18 cm

PARA VER EL ARMADO TOTAL DEL DIAFRAGMA CONSULTAR EL ANEXO III.

III.1.2.4. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA

CARGA MUERTA

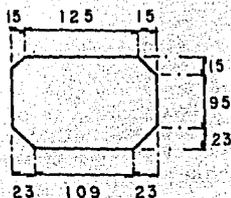
SECCION SIMPLE

PESO PROPIO

$$A = 4974 \text{ cm}^2$$

$$W = 0.4974(2.4) = 1.19 \text{ t/m}$$

DIAFRAGMAS



$$A = \left(\frac{155 + 125}{2} \right) \cdot 15 + 95(155) + \left(\frac{155 + 109}{2} \right) \cdot 23 =$$

$$A = 19861 \text{ cm}^2$$

$$P = 2.4(1.986)(0.3) = 1.43 \text{ ton}$$

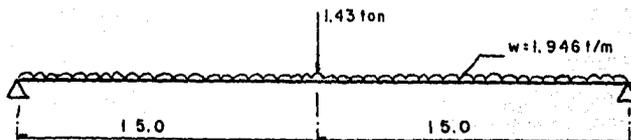
TRABE INTERIOR

PESO DE LA LOSA: SE CONSIDERA QUE LA LOSA CARGA DE CENTRO A CENTRO DEL CLARO.

$$w = 2.4(1.75)(0.18) = 0.756 \text{ t/m}$$

$$w(\text{TOTAL}) = 1.19 + 0.756 = 1.946 \text{ t/m}$$

LA TRABE INTERIOR CARGARA DOS MEDIOS DIAFRAGMAS, POR LO CUAL LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTARAN POR CARGA MUERTA SON:



$$\text{MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO} = \frac{1.946(30)^2}{8} + 0.715(15) =$$

$$\text{MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO} = 229.7 \text{ t-m}$$

$$f_{iss} = \frac{22970000}{10260950.4} \cdot 61.49 = 137.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sss} = \frac{22970000}{10260950.4} \cdot 73.51 = 164.5 \text{ kg/cm}^2$$

TRABE EXTERIOR

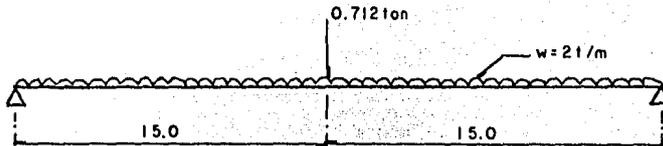
PESO DE LA LOSA: LA TRABE EXTERIOR CARGARA LA LOSA EN VOLADIZO MAS MEDIO CLARO DE LOSA.

$$L = 1.0 + 0.875 = 1.875 \text{ m}$$

$$w = 2.4(1.875)(0.18) = 0.81 \text{ t/m}$$

$$w(\text{TOTAL}) = 1.19 + 0.81 = 2.0 \text{ t/m}$$

LA TRABE EXTERIOR CARGARA UN DIAFRAGMA, POR LO CUAL LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN POR CARGA MUERTA SERAN:



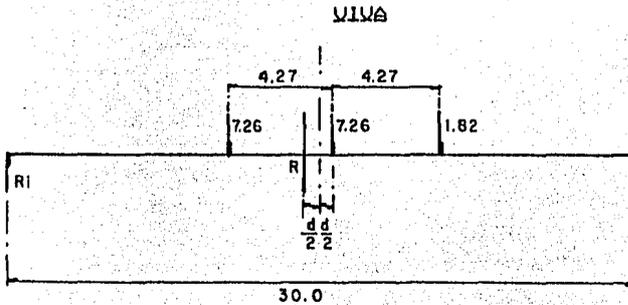
$$\text{MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO} = \frac{2(30)^2}{8} + 0.356(15) =$$

$$\text{MOMENTO AL CENTRO DEL CLARO} = 230.34 \text{ t-m}$$

$$f_{iss} = \frac{23034000}{10260950.4} \cdot 61.49 = 138.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sss} = \frac{23034000}{10260950.4} \cdot 73.51 = 165.02 \text{ kg/cm}^2$$

III.1.2.5. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA CARGA



$$R = 2(7.26) + 1.82 = 16.34 \text{ ton}$$

$$d = \frac{7.26(4.27 + 8.54)}{16.34} - 4.27 = 1.42 \text{ m}$$

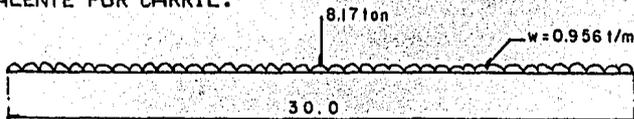
$$\frac{d}{2} = 0.71 \text{ m}$$

EL MOMENTO MAXIMO POR CARGA VIVA SE LOCALIZA DEBAJO DE LA RUEDAPESADA QUE SE ENCUENTRA A $d/2$ DEL CENTRO DEL CLARO.

$$M_{\max} = \frac{R(15 + 0.71)^2}{30} - 7.26(4.27) =$$

$$M_{\max} = \frac{16.34(15 + 0.71)^2}{30} - 7.26(4.27) = 103.43 \text{ t-m}$$

CALCULO DEL MOMENTO POR CARGA VIVA CONSIDERANDO LA CARGA EQUIVALENTE POR CARRIL.



$$M_{\max} = \frac{0.956(30)^2}{8} + \frac{8.17(30)}{4} = 168.83 \text{ t-m}$$

EL MOMENTO CALCULADO ES POR CARRIL, POR LO CUAL EL MOMENTO POR MEDIO CARRIL:

$$M_{\max}(\text{MEDIO CARRIL}) = \frac{168.83}{2} = 84.41 \text{ t-m}$$

COMPARANDO LOS DOS MOMENTOS CALCULADOS SE TIENE QUE EL MOMENTO POR CARGA VIVA SERA:

$$M_{cv} = 103.43 \text{ t-m}$$

IMPACTO

$$I = \frac{50}{3.28S + 125}$$

$$I = \frac{50}{3.28(30) + 125} = 0.22 = 22\%$$

MOMENTO POR CARGA VIVA MAS IMPACTO Y CONSIDERANDO LOS FACTORES DE CONCENTRACION CALCULADOS ANTERIORMENTE

FACTORES DE CONCENTRACION

$$\text{TRABE EXTERIOR} = 1.05$$

$$\text{TRABE INTERIOR} = 0.926$$

TRABE EXTERIOR

$$M_{cv} + I = 1.050(1.22)(103.43) = 132.49 \text{ t-m}$$

TRABE INTERIOR

$$M_{cv} + I = 0.926(1.22)(103.43) = 116.85 \text{ t-m}$$

ESFUERZOS POR CARGA VIVA MAS IMPACTO

TRABE EXTERIOR

$$f_{isc} = \frac{13249000}{22139069.72} \cdot 90.25 = 54.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ssc} = \frac{13249000}{22139069.72} \cdot 62.75 = 37.55 \text{ kg/cm}^2$$

TRABE INTERIOR

$$f_{isc} = \frac{11685000}{22139069.72} \cdot 90.25 = 47.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ssc} = \frac{11685000}{22139069.72} \cdot 62.45 = 32.96 \text{ kg/cm}^2$$

III.1.2.6. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS PROVOCADOS POR LA SOBRECARGA MUERTA.

EL PESO DEL PARAPETO, GUARNICION, BANQUETA Y CARPETA ASFALTICA SE DISTRIBUIRA DE IGUAL MANERA EN LAS CINCO TRABES.

ASFALTO: $w = 0.03(2.2)(8.1) = 0.53 \text{ t/m}$

PARAPETO: $w = 0.15 \text{ t/m}$

GUARNICION: $w = 0.20 \text{ t/m}$

BANQUETA: $w = 0.15 \text{ t/m}$

CARGA TOTAL $w = 1.03 \text{ t/m}$

MOMENTO POR SOBRECARGA MUERTA

$$M = \frac{1.03(30)^2}{8} = 115.88 \text{ t-m}$$

$$\text{MOMENTO POR TRABE} = \frac{115.88}{5} = 23.18 \text{ t-m}$$

ESFUERZOS

LOS ESFUERZOS SERAN LOS MISMOS EN LAS TRABES EXTERIORES E INTERIORES, DEBIDO A QUE SE CONSIDERO QUE LA SOBRECARGA SE DISTRIBUYE UNIFORMEMENTE EN ESTAS.

$$f_{isc} = \frac{2318000}{22139069.92} \cdot 90.25 = 9.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sss} = \frac{2318000}{22139069.92} \cdot 62.75 = 6.57 \text{ kg/cm}^2$$

III.1.2.2. RESUMEN DE LOS ESFUERZOS QUE ACTUAN SOBRE LAS TRABES

	TRABE EXTERIOR	TRABE INTERIOR	OBSERVACIONES
SECCION SIMPLE	fiss = 138 kg/cm ² fsss = 165 " "	fiss = 138 kg/cm ² fsss = 165 " "	PESO PROPIO MAS PESO DE DIAFRAGMAS
SECCION COMPUESTA	fisc = 54 kg/cm ² fssc = 38 " "	fisc = 48 kg/cm ² fssc = 33 " "	CARGA VIVA
SECCION COMPUESTA	fisc = 9.45 kg/cm ² fssc = 6.57 " "	fisc = 9.45 kg/cm ² fssc = 6.57 " "	SOBRECARGA MUERTA

ESFUERZOS PERMISIBLES

SECCION SIMPLE

fiss = 134 kg/cm²

fsss = 11 kg/cm²

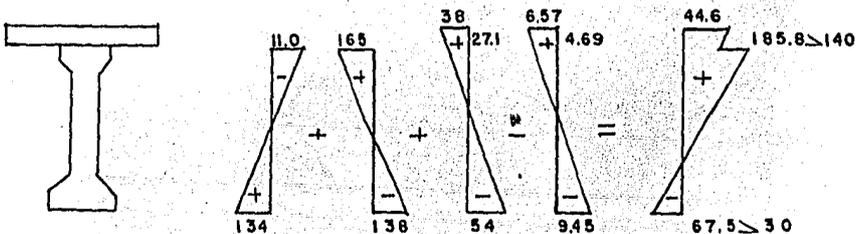
SECCION COMPUESTA

fisc = 38 kg/cm²

fssc = 140 kg/cm²

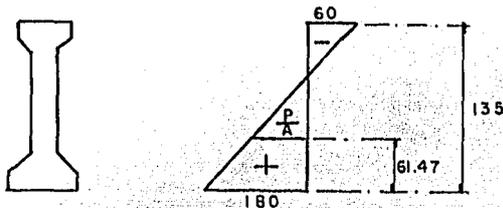
III.1.2.8. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE PRESEFUERZO

REVISANDO LOS ESFUERZOS SE NOTA QUE LA TRABE EXTERIOR TIENE LOS ESFUERZOS MAS DESFAVORABLES, POR LO CUAL SE TOMARAN ESTOS PARA EL DISEÑO DE LA TRABE.



LOS ESFUERZOS FINALES EN LA SECCION A-A SON MAYORES QUE LOS PERMISIBLES, POR LO CUAL HAY QUE AUMENTAR LA FUERZA DE PRESFUERZO, CUIDANDO DE ENGRASAR POSTERIORMENTE EN LA SECCION B-B CERCA DEL APOYO.

PROPONIENDO EL SIGUIENTE DIAGRAMA DE PRESFUERZO SE CALCULARA LA FUERZA DE PRESFUERZO Y POSTERIORMENTE SE REVISARA LA SECCION B-B.



$$\frac{60 + 180}{135} = \frac{180}{x}$$

$$x = 101.25 \text{ cm}$$

$$\frac{180.0}{101.25} = \frac{P/A}{(99.18 - 61.47)}$$

$$\frac{P}{A} = 70.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 70.72(4974) = 351761.3 \text{ kg}$$

UTILIZANDO TORONES DE 1/2" DE DIAMETRO Y 0.929 cm² DE AREA, LA FUERZA POR TORON SERA:

$$f = 10640 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ESFUERZO DEL ACERO DE PRESFUERZO EN CONDICIONES DE SERVICIO)}$$

$$P = 10640(0.929) = 9885 \text{ kg}$$

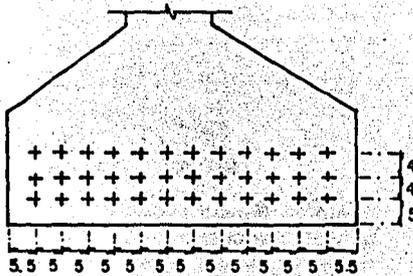
III.1.2.9. CALCULO DEL NUMERO DE TORONES

$$n = \frac{351761.3}{9885.0} = 35.6$$

SE COLOCARAN 36 TORONES, LO CUAL EQUIVALE A UNA FUERZA DE PRESFUERZO DE:

$$P_T = 36(9885) = 355860 \text{ kg}$$

DISTRIBUCION DEL ACERO DE PRESFUERZO



CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD TEORICA

$$e_t = \frac{I}{Y_{iss} P} \left(f_i - \frac{P}{A} \right)$$

$$e_t = \frac{10260950.4}{61.49(355860)} (180 - 70.72) = 51.2 \text{ cm}$$

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD REAL

$$e_r' = \frac{12(5 + 9 + 13)}{36} = 9 \text{ cm}$$

$$e_r = 61.49 - 9 = 52.5 \text{ cm} = 51.2 \text{ cm}$$

III.1.2.10 REVISION DE LA SECCION B - B

$$f_{iss} = \frac{P}{A} + \frac{P e}{I_{ss}} Y_{iss}$$

$$f_{sss} = \frac{P}{A} + \frac{P e}{I_{ss}} Y_{sss}$$

$$P e = 355860(51.2) = 18220032.0 \text{ kg-cm}$$

$$I = 10260950.4 \text{ cm}^4$$

$$Y_{iss} = 61.49 \text{ cm}$$

$$Y_{sss} = 73.51 \text{ cm}$$

$$f_{iss} = 180.7 > 134 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sss} = 58.9 > 11 \text{ Kg/cm}^2$$

LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN EN LA SECCION B-B SON MAYORES QUE LOS PERMISIBLES, POR LO CUAL HAY QUE REDUCIR EL PRESFUERZO ENGRASANDO ALGUNOS TORONES PARA EVITAR QUE TRANSMITAN ESFUERZOS EN LOS EXTREMOS DE LA TRABE.

III.1.2.11 ENGRASE DE TORONES

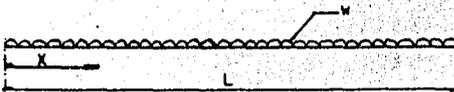
AL ACTUAR LA FUERZA DE PRESFUERZO SOBRE LA TRABE EL PESO PROPIO SERA LA UNICA CARGA QUE ACTUARA PARA REDUCIR LOS ESFUERZOS DE TENSION EN LA SECCION B-B DE LA TRABE.

EN BASE A LO ANTERIOR, SE CONSTRUIRA UNA CURVA QUE REPRESENTA LOS ESFUERZOS DE COMPRESION EN LA FIBRA EXTREMA SUPERIOR DE LA TRABE DEBIDOS A PESO PROPIO, ASI COMO LAS CURVAS DE ESFUERZOS DE TENSION PROVOCADAS POR EL PRESFUERZO.

SI LA LONGITUD DE DESARROLLO ES $L = 100 \phi = 130 \text{ cm}$, SE PROCEDE A DETERMINAR LAS LONGITUDES DE ENGRASE TENIENDO EN CUENTA QUE EL ESFUERZO PERMISIBLE DE TENSION EN EL CONCRETO ES DE 11 Kg/cm^2 .

DETERMINACION DE LA ECUACION DE ESFUERZOS DEBIDOS A PESO PROPIO

$$M = \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2} = \frac{w}{2} (Lx - x^2)$$



$$f_{sss} = \frac{M}{I_{ss}} \cdot Y_{ss}$$

$$f_{sss} = \frac{\frac{w}{2} (Lx - x^2)}{10260950.4} \cdot 73.51 =$$

$$f_{sss} = \frac{w}{2} (3000x - x^2) = 73.51 =$$

$$10260950.4$$

$$f_{sss} = 426000 (3000x - x^2) =$$

$$f_{sss} = 0.1279x - 0.0000426x^2 =$$

EL PRESFUERZO PRODUCE LOS SIGUIENTES ESFUERZOS:

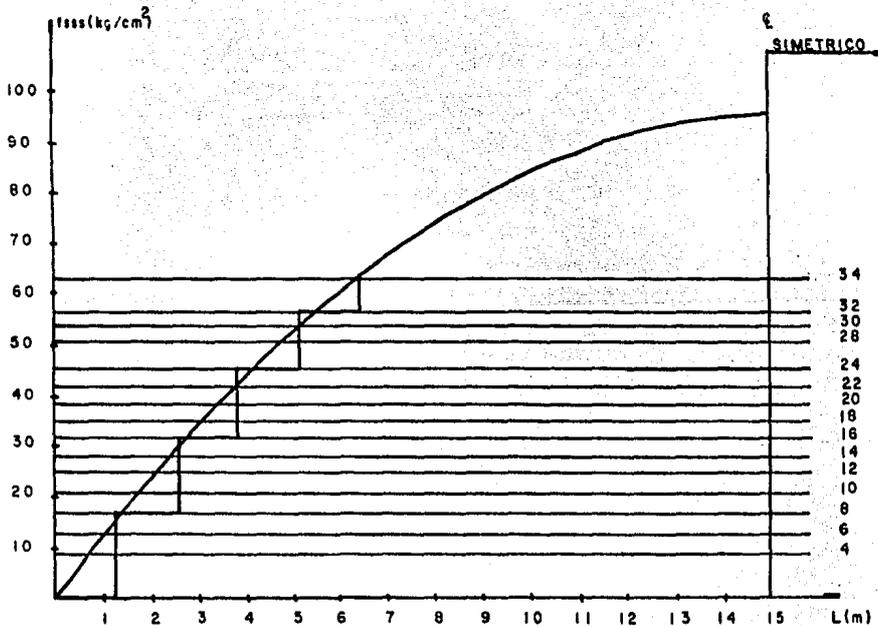
$$f_{sss} = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{I_{ss}} - Y_{sss}$$

NUMERO DE TORONES	e (cm)	P (kg)	f _{sss} (kg/cm ²)
4	56.49	39538.4	8.05
6	56.49	59307.8	12.08
8	56.49	79076.8	16.10
10	56.49	98846.0	20.13
12	56.49	118615.2	24.16
14	55.92	138384.4	27.62
16	55.49	158153.6	31.08
18	55.16	177922.8	34.54
20	54.89	197692.0	38.00
22	54.67	217461.2	41.46
24	54.49	237230.4	44.92
28	53.63	276768.8	58.69
30	53.29	296558.0	53.60
32	52.99	316307.2	56.46
36	52.49	355845.6	62.23

ESFUERZOS POR CARGA MUERTA

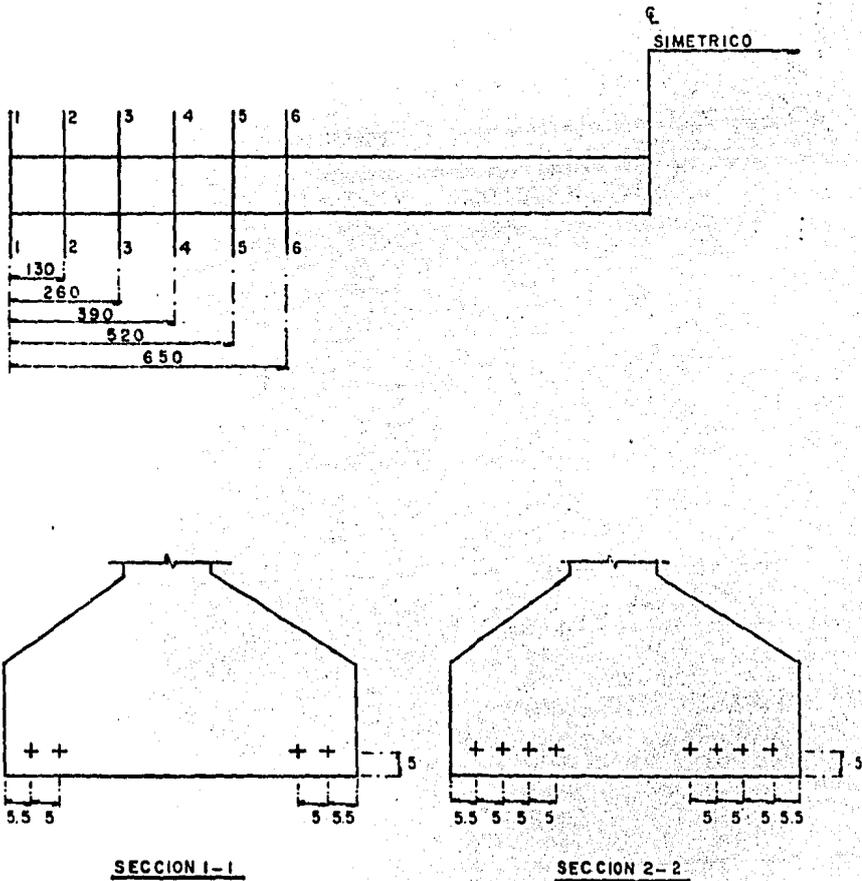
X (m)	f _{ss} (kg/cm ²)
1	12.36
2	23.87
3	34.53
4	44.34
5	53.29
6	61.39
7	68.64
8	75.04
9	80.58
10	85.27
11	89.11
12	92.10
13	94.23
14	95.51
15	95.94

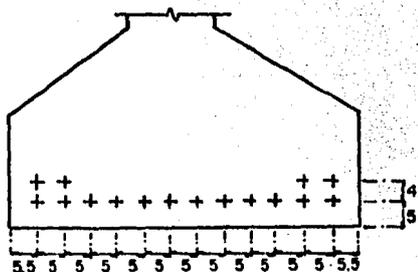
LAS CURVAS DE ESFUERZOS POR PESO PROPIO Y POR ACCION DE LOS TORONES SE MUESTRAN EN LA SIGUIENTE FIGURA.



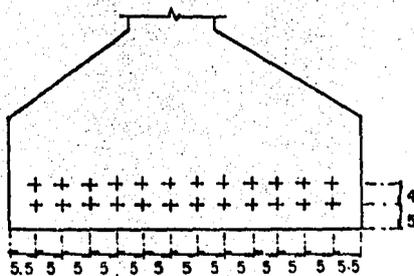
COMO SE PUEDE APRECIAR EN LA FIGURA ANTERIOR, PARA DETERMINAR LA LONGITUD DE ENGRASE DE LOS TORONES SE DEBE DE CUMPLIR QUE LOS ESFUERZOS DE TENSION EN EL CONCRETO SEAN MENORES QUE EL PERMISIBLE, EL CUAL EN ESTE CASO ES DE 11 kg/cm^2 . LA ALTERNATIVA DE ENGRASE QUE SE PRESENTA NO ES LA UNICA, SE PUEDEN REALIZAR DIFERENTES ALTERNATIVAS SIEMPRE Y CUANDO SE CUMPLA CON LO EXPUESTO ANTERIORMENTE.

LONGITUDES DE ENGRASE

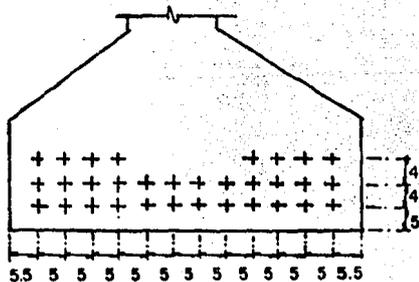




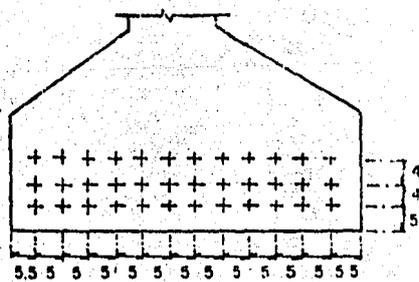
SECCION 3-3



SECCION 4-4



SECCION 5-5



SECCION 6-6

III.1.2.12 REVISIÓN DE LA SECCIÓN A-A AL CENTRO DEL CLARO

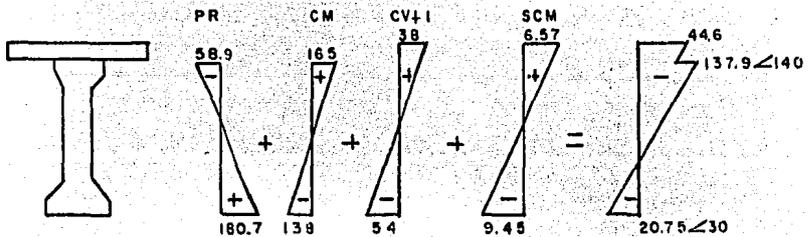
ESFUERZOS POR PRESFUERZO

$$P = 355.85 \text{ ton}$$

$$e = 52.49 \text{ cm}$$

$$f_{sss} = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{I_{ss}} \quad Y_{sss} = 58.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{iss} = \frac{P}{A} + \frac{Pe}{I_{ss}} \quad Y_{iss} = 180.7 \text{ kg/cm}^2$$



LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN EN LA SECCIÓN A-A SON MENORES QUE LOS PERMISIBLES, LO CUAL IMPLICA QUE LA SECCIÓN Y EL ACERO DE PRESFUERZO PROPUESTOS SON ADECUADOS.

III.1.2.13 REVISIÓN DE LA TRABE POR EL METODO DE RESISTENCIA

ESTE METODO CONSISTE EN COMPARAR EL MOMENTO RESISTENTE CON EL MOMENTO ULTIMO QUE ACTUAN EN LA TRABE.

LOS FACTORES DE CARGA Y DE REDUCCION QUE SE UTILICEN SERAN LOS QUE ESTABLECEN LAS NORMAS DE AASHTO.

FACTOR DE CARGA

$$FC = \frac{1.3}{\phi} \left[CM + \frac{5}{3} (CV + 1) \right]$$

DONDE:

ϕ = FACTOR DE REDUCCION, EL CUAL EN ESTE CASO SERA DE

$$P_p = \frac{33.44}{175(144)} = 0.001327$$

$$f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

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

SUSTITUYENDO VALORES SE TIENE QUE:

$$f_{sp} = 19000 \left[1 - 0.5 \frac{0.001327(19000)}{250} \right] = 18042 \text{ kg/cm}^2$$

POR LO TANTO EL VALOR DE " a " SERA:

$$a = \frac{33.44(18042)}{0.85(250)(170)} = 16.70 \text{ cm}$$

COMO EL VALOR DE " a " ES MENOR QUE EL PERALTE DE LA LOSA LA SECCION TRABAJA COMO RECTANGULAR, POR LO CUAL EL MOMENTO RESISTENTE SERA:

$$MR = \phi 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi = 0.9$$

$$MR = 0.9(0.85)(250)(16.7)(175)(144 - \frac{16.7}{2}) =$$

$$MR = 758.2 \text{ t-m}$$

$$MR = \phi A_s f_{sp} d \left(1 - 0.6 \frac{P_p f_{sp}}{f'_c} \right)$$

$$MR = 0.9(34.44)(18042)(144) \left(1 - 0.6 \frac{0.001327(18042)}{250} \right) =$$

$$MR = 759 \text{ t-m}$$

MR = 758 > 615.9 , POR LO CUAL LA SECCION ES ACEPTABLE.

III.1.2.14 REVISION POR ACERO MINIMO

SEGUN EL ACI-83 EL MOMENTO DE AGRIETAMIENTO ES MUY CERCANO AL MOMENTO RESISTENTE, POR LO CUAL SE PROPONE LO SIGUIENTE PARA LA REVISION POR ACERO MINIMO.

$$MR \geq 1.2 \text{ MOMENTO DE AGRIETAMIENTO}$$

LA REVISION SE REALIZARA EN LA SECCION A-A AL CENTRO DEL CLARO

$$\text{ESFUERZO PERMISIBLE DE AGRIETAMIENTO} = 1.99 \sqrt{f'c}$$

$$f_{isc} = -1.99 \sqrt{f'c} = \frac{P}{A} + \frac{P_e}{I_{ss}} Y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} Y_{iss} - \frac{M_{sc}}{I_{sc}} Y_{isc}$$

DE LA EXPRESION ANTERIOR TODAS SUS COMPONENTES SON CONOCIDAS EXCEPTUANDO M_{sc} , LA CUAL SE DESPEJARA Y CALCULARA DE LA MISMA EXPRESION.

$$M_{sc} = \frac{I_{sc}}{Y_{isc}} \left[1.99 \sqrt{f'c} + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{P_e}{I_{ss}} Y_{iss} - \frac{M_{ss}}{I_{ss}} Y_{iss} \right]$$

$$M_{sc} = \frac{22139862.22}{98.25} \left[1.99 \sqrt{350} + \frac{355845.6}{4974} + \frac{355845.6(52.49)}{10268950.4} 61.49 - \frac{22970000}{10268950.4} 61.49 \right] =$$

$$M_{sc} = 198.7 \text{ t-m}$$

$$\text{MOMENTO DE AGRIETAMIENTO} = M_{ag}$$

$$M_{ag} = M_{ss} + M_{sc}$$

$$M_{ag} = 229.7 + 198.7 = 428.4 \text{ t-m}$$

$$1.2 M_{ag} = 514.1$$

MR > 1.2 M_{ag}, POR LO CUAL LA SECCION ES ADECUADA POR ACERO MINIMO

III.1.2.15 REVISION DEL TIPO DE FALLA

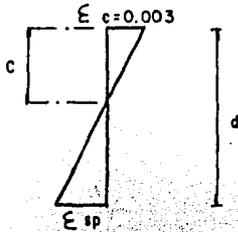
ES IMPORTANTE DETERMINAR EL POSIBLE TIPO DE FALLA QUE SE PUEDE PRESENTAR EN LA TRABE. LO ANTERIOR SE REALIZA DEBIDO A QUE NO SE PERMITIRA QUE LA POSIBLE FALLA QUE SE PRESENTE SEA FRAGIL, PUESTO QUE ES INSTANTANEA Y EN CONSECUENCIA PELIGROSA.

PARA REALIZAR ESTA REVISION SE UTILIZARA EL METODO DE COMPARACION DE DEFORMACIONES.

esp = DEFORMACION DEL ACERO DE PRESFUERZO POR FLEXION AL MOMENTO DE LLEGAR A LA FALLA

ei = DEFORMACION DEL ACERO DE PRESFUERZO DEBIDO A LA FUERZA PRETENSORA

DEL DIAGRAMA DE DEFORMACIONES UNITARIAS SE TIENE QUE:



$$esp = \frac{0.003(d - c)}{c}$$

$$ei = \frac{Fo}{asp Esp}$$

$esp + ei$ = DEFORMACION TOTAL

EL ASTM HA ENCONTRADO QUE PARA ACERO DE PRESFUERZO LA DEFORMACION DE FLUENCIA ES IGUAL A 0.01, POR LO CUAL SE COMPARARA $esp + ei$ CON LA DEFORMACION DE FLUENCIA.

SI $esp + ei \geq 0.01$ SE PRESENTA FALLA DUCTIL

SI $esp + ei < 0.01$ SE PRESENTA FALLA FRAGIL

CALCULO DE esp Y ei

$$c = \frac{a}{0.8} = \frac{32.6}{0.8} = 40.8 \text{ cm}$$

$$esp = \frac{0.003(144 - 40.8)}{40.8} = 0.00759$$

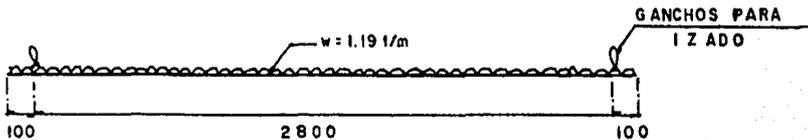
$$ei = \frac{12355.7}{0.929(1900000)} = 0.007$$

$$ei + esp = 0.007 + 0.00759 = 0.015 > 0.01$$

ei + esp > 0.01, LO CUAL IMPLICA QUE LA FALLA ES DUCTIL
POR LO TANTO LA TRABE ES ACEPTABLE.

III.1.2.14 REVISIÓN POR IZADO

SE PROPONE QUE LOS GANCHOS DE IZADO SE LOCALICEN A 1.0 m DEL EXTREMO DE LA TRABE, TAL COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA.



CALCULO DEL NUMERO DE GANCHOS POR APOYO

PARA ESTE CALCULO SE UTILIZARA UN FACTOR DE SEGURIDAD DE 7.

$$\text{CARGA POR APOYO} = \frac{W}{2}$$

$$\frac{W}{2} = \frac{1.19(30)}{2} = 17.85 \text{ ton}$$

$$\frac{f_p \text{ Asi}}{\frac{W}{2}} \geq 7$$

$$f_p = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Asi} = \text{AREA DE ACERO POR IZADO}$$

SE UTILIZARAN TORONES DE MEDIA PULGADA DE DIAMETRO PARA EL ACERO POR IZADO.

PROPONIENDO UN GANCHO (DOS RAMAS)

$$\frac{18900(2)(0.99)}{17850} = 2.1 < 7, \text{ NO CUMPLE}$$

PROPONIENDO 3 GANCHOS (6 RAMAS)

$$\frac{18900(6)(0.99)}{17850} = 6.3 < 7, \text{ NO CUMPLE}$$

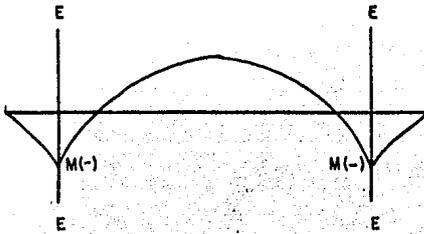
PROPORCIONANDO 4 GANCHOS (8 RAMAS)

$$\frac{18900(8)(0.99)}{17850} = 8.4 > 7$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE SE COLOCARAN CUATRO GANCHOS DE DOS RAMAS Y UN DIAMETRO DE MEDIA PULGADA EN CADA APOYO

REVISION DE LOS ESFUERZOS EN LA SECCION E-E DE LA TRABE

$$M(-) = 0.595 \text{ t-m}$$



DE LA CURVA DE ENGRASE DE TORONES SE PUEDE DEDUCIR QUE A UN METRO DEL EXTREMO DE LA TRABE SOLO ACTUAN CUATRO TORONES, LOS CUALES PROVOCAN LA SIGUIENTE CARGA DE PRESFUERZO.

$$P = 39538.4 \text{ kg}$$

$$e = 56.49 \text{ cm}$$

REVISION POR ESFUERZOS A TENSION

$$A = 4974 \text{ cm}^2$$

$$\frac{P}{A} = \frac{39538.4}{4974} = 7.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P e}{I} Y_s = \frac{39538.4}{10268950.4} \cdot 73.51 = 16.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{I} Y_s = \frac{59500}{10268950.4} \cdot 73.51 = 0.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.95 - 16.0 - 0.43 = -8.5 < 11 \text{ kg/cm}^2$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE LA SECCION E-E ES ACEPTABLE POR ESFUERZOS A TENSION.

REVISION POR ESFUERZOS A COMPRESION

$$\frac{P}{A} = 7.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{P e}{I} Y_i = \frac{39538.4}{10268950.4} \cdot 61.49 = 13.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{M}{I} Y_i = \frac{59500}{10268950.4} \cdot 61.49 = 0.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$7.95 + 13.4 + 0.43 = 21.71 < 134 \text{ kg/cm}^2$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE LA SECCION E-E ES ACEPTABLE POR ESFUERZOS A COMPRESION.

III.1.3. CORTANTE

III.1.3.1. CRITERIOS DE DISEÑO

PARA REALIZAR EL DISEÑO POR CORTANTE SE UTILIZARA LO ESPECIFICADO POR EL ACI-83, EL CUAL PARA LA DEDUCCION DE SUS EXPRESIONES SE BASA EN UN MIEMBRO CARGADO CON LAS CARGAS MUERTAS CALCULADAS Y VIVAS DE SERVICIO, ASI MISMO SE LE APLICA UNA SOBRECARGA QUE SIMULA LA SOBRECARGA MUERTA.

EL DISEÑO DE LA SECCION SE BASA EN LA SIGUIENTE RELACION:

$$V_u \leq \phi V_n$$

DONDE:

V_u = FUERZA CORTANTE APLICADA BAJO CARGAS FACTORIZADAS

$$V_u = 1.4 V_d + 1.7 V_l$$

V_d = CORTANTE POR CARGA MUERTA

V_l = CORTANTE POR CARGA VIVA

V_n = RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCION

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c = RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO

V_s = RESISTENCIA NOMINAL DEL ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE

ϕ = FACTOR DE REDUCCION, EL CUAL TENDRA UN VALOR DE 0.85

PARA LA RESISTENCIA NOMINAL DEL CONCRETO A CORTANTE SE TOMARA EL MENOR DE LOS VALORES DE V_{ci} Y V_{cw} DETERMINADOS PARA UN AGRIETAMIENTO POR FLEXION-CORTANTE Y PARA UN AGRIETAMIENTO POR CORTANTE EN EL ALMA RESPECTIVAMENTE.

LOS VALORES DE V_{ci} Y V_{cw} SE CALCULARAN CON LAS SIGUIENTES EXPRESIONES:

$$V_{ci} = 0.6 \sqrt{f'c} b_w d + V_o + \frac{V_l}{M_{max}} M_{cr}$$

DONDE:

b_w = ANCHO DE LA SECCION

d = PERALTE EFECTIVO

V_i Y M_{max} = CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE AFECTADOS DEL FACTOR EN LA SECCION CONSIDERADA DEBIDOS A LA SOBRECARGA MUERTA Y A LA CARGA VIVA

$$M_{cr} = \frac{I_c}{c^2} (6\sqrt{f'c} + f_{2p} - f_o)$$

V_o = CORTANTE POR PESO PROPIO

$$V_{cw} = (3.5\sqrt{f'c} + .83f_{cc}) bwd + V_p$$

f_{cc} = ESFUERZO DE COMPRESION EN EL CENTROIDE DEL BLOQUE DE CONCRETO DEBIDO A LA FUERZA PRETENSORA EFECTIVA

V_p = CORTANTE QUE PROPORCIONA EL ACERO DE PRESFUERZO

PARA EL DISEÑO POR CORTANTE SE REVISARA UNA SECCION A $h/2$ DEL APOYO Y A CADA 2 m HASTA EL CENTRO DEL CLARO.

III.1.3.2. CALCULO DE V_{ci}

PARA EL CALCULO DE V_{ci} SE UTILIZARAN LOS DATOS DE LA TRABE EXTERIOR PUESTO QUE TIENE LOS ELEMENTOS MECANICOS MAS DESFAVORABLES. ASI MISMO SE TOMARA EN CUENTA SU FACTOR DE CONCENTRACION Y EL IMPACTO.

COMO EN LAS TRABES DE SECCION " I " LOS MAYORES ESFUERZOS CORTANTES SE PRESENTAN EN EL ALMA SE TOMARA EL AREA DE CORTANTE COMO EL AREA DEL ALMA.

$$b = 28 \text{ cm}$$

$$d = 126 \text{ cm}$$

CALCULO DE M_{cr}

f_o = ESFUERZO DE FLEXION EN LA CARA INFERIOR DE LA TRABE DEBIDO AL PESO PROPIO DEL MIEMBRO (SIN FACTOR DE CARGA).

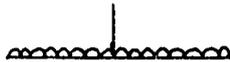
TABLA 1

X (cm)	V ₀ (ton)	V _{1d} (ton)	V _{1l} (ton)	V _l (ton)	M _{1d} (t-m)	M _{1l} (t-m)	M _l (t-m)	V _l /M _l	U _{cl} (ton)
67.5	17.05	15.86	35.63	51.49	26.89	16.55	42.64	1.207	104.78
100.0	16.66	15.21	35.18	50.39	38.05	24.21	62.46	0.807	96.98
300.0	14.28	12.97	32.65	45.62	187.25	69.96	177.21	0.257	59.14
500.0	11.90	11.05	29.00	40.85	166.25	102.57	268.82	0.152	49.99
700.0	9.52	9.13	27.27	36.40	215.25	130.70	345.95	0.105	44.58
900.0	7.14	7.20	24.43	31.63	254.25	115.28	405.53	0.078	40.52
1100.0	4.76	3.05	21.74	25.59	281.25	164.56	445.81	0.057	36.72
1300.0	2.38	1.92	19.03	20.95	296.25	170.43	466.68	0.045	33.49
1500.0	0.00	0.00	16.34	16.34	301.25	175.40	476.65	0.034	30.48



$$w = 1.19 \text{ t/m}$$

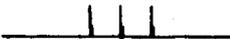
PESO PROPIO



$$w = 0.756 \text{ t/m}$$

SOBRECARGA MUERTA
SECCION SIMPLE

$$w = 0.286 \text{ t/m}$$

SOBRECARGA MUERTA
SECCION COMPUESTA

CARGA VIVA

$$M = 133.88 \text{ t-m}$$

$$f_o = \frac{M}{I} Y = \frac{13388000}{10260950.4} 61.49 =$$

$$f_o = 83.23 \text{ kg/cm}^2$$

f_{2p} = ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO EN LA CARA INFERIOR DEBIDO A LA FUERZA PRETENSORA EFECTIVA

$$f_{2p} = 58.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = 10260950.4 \text{ cm}^4$$

c = DISTANCIA DESDE EL CENTROIDE DEL CONCRETO HASTA LA CARA INFERIOR

$$c = 144.65 \text{ cm}$$

SUSTITUYENDO DATOS EN LA EXPRESION DE M_{cr} SE TIENE QUE:

$$M_{cr} = \frac{10260950.4}{144.65} (6 \sqrt{350} + 58.9 - 80.23) =$$

$$M_{cr} = 64.5 \text{ t-m}$$

SUSTITUYENDO TODOS LOS VALORES OBTENIDOS EN LA EXPRESION PARA EL CALCULO DE V_{ci} SE TIENE QUE:

$$V_{ci} = [0.6 \sqrt{350}] (20)(126) + V_o + \frac{V_i}{M_{max}} 64.5 10.85 =$$

LOS VALORES DE V_{ci} CALCULADOS SE MUESTRAN EN LA TABLA 1.

III.1.3.3. CALCULO DE V_{cw}

$V_p = 0$; DEBIDO A QUE EL ACERO DE PRESFUERZO ES HORIZONTAL A LO LARGO DE TODO EL CLARO DE LA VIGA

f_{cc} = ESFUERZO DE COMPRESION EN EL CENTROIDE DEL CONCRETO DEBIDO A LA FUERZA PRETENSORA EFECTIVA

SUSTITUYENDO LOS VALORES OBTENIDOS EN LA EXPRESION PARA EL CALCULO DE V_{cw} SE TIENE QUE:

$$V_{cw} = [3.5 \sqrt{350} + 0.3(58.9)] 20(126) = 209.45 \text{ ton}$$

$$V_{cw} = 209.5 \text{ ton}$$

RESUMEN DE CORTANTES

X (cm)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	AV (ton)
67.5	104.7	209.5	75.40	0
100.0	96.9	209.5	73.71	0
300.0	59.1	209.5	65.61	0
500.0	50.0	209.5	57.51	0
700.0	44.6	209.5	49.73	0
900.0	40.5	209.5	41.71	0
1100.0	36.7	209.5	30.98	0
1300.0	33.5	209.5	23.64	0
1500.0	30.5	209.5	16.34	0

EN BASE A LOS CALCULOS REALIZADOS SE CONCLUYE QUE LA TRABE NO REQUIERE DE ESTRIBOS, POR LO CUAL SOLAMENTE SE COLOCARAN ESTRIBOS POR ESPECIFICACION Y PARA ARMADO.

SE COLOCARAN ESTRIBOS # 3 A CADA 30 cm.

III.1.3.4. CORTANTE RASANTE

DE ACUERDO AL ACI-83, SE PUEDE ACEPTAR QUE EXISTE TRANSFERENCIA SI SE CUMPLEN LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

- a) LAS SUPERFICIES DE CONTACTO SE ENCUENTRAN LIMPIAS, LIBRES DE LECHADA E INTENCIONALMENTE RUGOSAS CON AMPLITUDES DE RUGOSIDAD DE APROXIMADAMENTE 6 mm.
- b) SE PROPORCIONA POR LO MENOS LA CANTIDAD MINIMA DE ESTRIBOS.
- c) LOS MIEMBROS DEL ALMA SE DISEÑAN PARA RESISTIR TODO EL CORTANTE VERTICAL.
- d) TODO EL REFUERZO POR CORTANTE SE ANCLA TOTALMENTE ENTRE LOS ELEMENTOS INTERCONECTADOS.

TODAS LAS CONDICIONES ANTERIORES SE CUMPLIRAN EN EL PROYECTO, SIN EMBARGO SE REVISARA LA TRANSFERENCIA DE CORTANTE RASANTE PARA GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE LA OBRA.

REVISION

PARA UNA VIGA ELASTICA SIN AGRIETAR, LA INTENSIDAD DE ESFUERZO CORTANTE HORIZONTAL DEBIDO A LA FLEXION PUEDE CALCULARSE CON LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$v_h = \frac{VQ}{Ib_v}$$

SI SE TOMA EN CUENTA QUE LA EXPRESION ANTERIOR NO CONSIDERA LA INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO AL CALCULAR LOS ESFUERZOS, DEBIDO A QUE SUPONE UN COMPORTAMIENTO ELASTICO, SE PUEDE PROPONER UNA EXPRESION MAS SIMPLE, LA CUAL NOS PROPORCIONARA EL MISMO GRADO DE EXACTITUD QUE LA ANTERIOR.

$$v_h = \frac{V}{bvd}$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE DEBERA CUMPLIR QUE:

$$V_u \leq \phi v_{nh} b_v d$$

DONDE:

$$v_{nh} = 350 \text{ lb/plg}^2 = 24.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SEGUN EL ACI-83)}$$

$$b_v = 20 \text{ cm}$$

$$d = 126 \text{ cm}$$

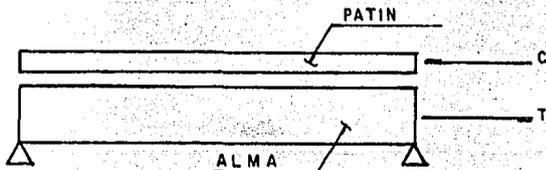
$$\phi = 0.85$$

SUSTITUYENDO VALORES

$$0.85(24.6)(20)(126) = 52.7 < V_u = 75.4 \text{ ton}$$

COMO 52.7 ES MENOR QUE V_u SE PROCEDERA A UN ANALISIS MAS APROXIMADO.

LA FUERZA QUE DEBERAN RESISTIR LOS ESTRIBOS SERA " C ", LA CUAL ES IGUAL A LA FUERZA DEL BLOQUE DE CONCRETO A COMPRESION.



EN LA FIGURA ANTERIOR SE PUEDE VER QUE LA MAXIMA FUERZA CORTANTE QUE SE PUEDE TRANSFERIR ENTRE LAS SECCIONES DE MOMENTO MAXIMO Y NULO SE PUEDE CALCULAR TOMANDO COMO BASE LA TEORIA DE CORTANTE-FRICCION, Y ES EN FUNCION DEL NUMERO Y LA RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE LOS ESTRIBOS QUE ATRAVIESAN LA SUPERFICIE DE CONTACTO, ASI COMO DE LA RUGOSIDAD DE LA SUPERFICIE. ESTE PROCEDIMIENTO SE BASA EN LA ACEPTACION DE PEQUEÑOS MOVIMIENTOS A LO LARGO DE LA CARA DE CONTACTO BAJO SOBRECARGAS SEVERAS, DE TAL MANERA QUE LA DISTRIBUCION ELASTICA DEL ESFUERZO CORTANTE HORIZONTAL LLEGUE A SER IRRELEVANTE.

$$C = 0.85f'c a b = 0.85(250)(16.7)(170) =$$

$$C = 603.3 \text{ ton}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y} =$$

DONDE:

$$u = 1.0 \text{ (COEFICIENTE DE FRICCION)}$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION DEL CALCULO DEL AREA DE ESTRIBOS SE TIENE QUE:

$$A_{vf} = \frac{603300}{0.85(4000)(1.0)} = 177.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{SEPARACION DE ESTRIBOS} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{NUMERO DE ESTRIBOS EN EL CLARO} = 100$$

$$A_s = 0.71(100)(2) = 142 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{vf}$$

COMO A_s ES MENOR QUE A_{vf} HAY QUE AUMENTAR EL NUMERO DE ESTRIBOS.

SI SE COLOCAN ESTRIBOS # 3 A CADA 20 cm HASTA UN CUARTO DEL CLARO Y A CADA 30 cm EN EL RESTO DEL CLARO EL AREA DE ESTRIBOS A_s AUMENTA A 248 cm², LOS CUALES SON MAYORES QUE LOS REQUERIDOS A_{vf} .

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE LA TRABE ES ACEPTABLE POR CORTANTE RASANTE.

III.2 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURAIII.2.1 DISEÑO DE LA PILA

EN EL CAPITULO II SE DESARROLLO UN ANTEPROYECTO DE LA PILA, EL CUAL SE UTILIZARA PARA EL DISEÑO DEFINITIVO DE LA MISMA.

III.2.1.1 DIMENSIONES DE LA PILA

CALCULO DEL ANCHO " A "

EL ANCHO " A " DE LA PILA ESTARA EN FUNCION DE LAS DIMENSIONES DEL APOYO, POR LO CUAL SE REALIZARA EL DISEÑO DEL APOYO.

DISEÑO DEL APOYO

PARA EL DISEÑO DEL APOYO SE ADOPTARAN LAS NORMAS DEL SERVICIO DE ESTUDIOS TECNICOS DE CAMINOS Y AUTOPISTAS (SETRA), LOS CUALES SE SE ENCUENTRAN EN EL BOLETIN # 4 PUBLICADO EN DICIEMBRE DE 1974.

LOS APOYOS CONSISTEN EN UN DISPOSITIVO CONSTITUIDO POR UNA O MAS PLACAS DE ELASTOMERO ADHERIDAS POR VULCANIZACION A PLACAS METALICAS DE ACERO ESTRUCTURAL.

EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS SE BASA ESENCIALMENTE EN LA LIMITACION DE APLASTAMIENTO POR COMPRESION Y DE LOS ESFUERZOS CORTANTES QUE SE DESARROLLAN EN EL ELASTOMERO. LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN SE DEBEN A LAS FUERZAS APLICADAS Y A LAS DEFORMACIONES IMPUESTAS AL DISPOSITIVO.

EL VALOR DE LOS ESFUERZOS ESTA EN FUNCION DEL MODULO DE CORTANTE " G " DEL ELASTOMERO.

III.2.1.2 DETERMINACION DE LAS CARGAS QUE ACTUAN SOBRE LA PILA

CARGAS VERTICALES

CARGA MUERTA

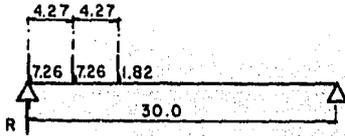
LOS DATOS DE CARGA MUERTA SE OBTENDRAN DEL ANTEPROYECTO REALIZADO EN EL CAPITULO II.

$$W_{cm} = 345 \text{ ton}$$

$$W_{cm} (\text{TRABE}) = \frac{345}{5} = 69 \text{ ton}$$

CARGA VIVA + IMPACTO

CONSIDERANDO LA CONDICION DE CARGA MAS DESFAVORABLE SE TIENE QUE:



$$R = 14.79 \text{ ton}$$

$$R \text{ (TOTAL)} = 2(14.79) = 29.58 \text{ ton}$$

CON EL FACTOR DE CONCENTRACION Y IMPACTO, LA DESCARGA TOTAL PARA CADA APOYO SERA:

$$RA = 69 + 1.05(1.22)(29.58) = 106.89 \text{ ton}$$

$$RA = 112.1 \text{ ton}$$

CARGAS HORIZONTALES

VIENTO

LA FUERZA HORIZONTAL DEBIDO AL VIENTO APLICADO A LA SUPERESTRUCTURA FVFT = 16.61 ton, POR LO CUAL LA CARGA PARA CADA APOYO SERA:

$$FVFT \text{ (APOYO)} = \frac{16.61}{5} = 3.32 \text{ ton}$$

SISMO

$$TT = CP$$

DONDE:

TT = FUERZA LATERAL APLICADA HORIZONTALMENTE

P = PESO PROPIO

$$C = 0.06$$

$$TT = 0.06(69) = 4.14 \text{ ton}$$

1.1.2.1.3 DEFORMACION POR ROTACION DE LOS DISPOSITIVOS

LA ROTACION DE LOS DISPOSITIVOS ES CONSECUENCIA DE LOS GIROS QUE SUFRE LA SECCION DE APOYO DE LA ESTRUCTURA, DEBIDOS A LA APLICACION DE LAS CARGAS EXTERIORES Y AL PRESFUERZO.

EXISTEN GIROS INSTANTANEOS Y A LARGO PLAZO, ESTOS ULTIMOS SE DETERMINAN AFECTANDO A LOS GIROS INSTANTANEOS POR UN COEFICIENTE QUE CONSERVADORAMENTE SE CONSIDERA DE DOS.

PARA EL CALCULO DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO SE CALCULARA EL GIRO TOTAL Y A LARGO PLAZO . EL CALCULO DE LOS GIROS INSTANTANEOS SE

REALIZARA DE ACUERDO A LAS EXPRESIONES DE LA TEORIA ELASTICA.

CALCULO DE LOS GIROS EN EL EXTREMO DEL CLARO

GIRO POR CARGA MUERTA

$$W_{pp} = 1.19 \text{ t/m}$$

$$W_{scm} = 0.286 \text{ t/m}$$

$$W_{tot} = 1.48 \text{ t/m}$$

UTILIZANDO EL METODO DE LA VIGA CONJUGADA SE TIENE QUE:

$$\text{GIRO} = \varphi = \frac{2}{3} b h$$

$$b = \frac{L}{2}$$

$$h = \frac{W L^2}{8EI}$$

$$\varphi_i = \frac{2}{3} \frac{L}{2} \frac{W L^2}{8EI} = \frac{W L^3}{24EI}$$

$$\varphi_{\infty} = 3\varphi_i$$

$$\varphi_{\infty} = \frac{3 W L^3}{24EI} = \frac{W L^3}{8EI}$$

$$E = 4270 (2.3)^{1.5} \sqrt{f'c}$$

$$E = 4270 (2.3)^{1.5} \sqrt{350} = 278646.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2790000 \text{ t/m}^2$$

$$I = 10260950.4 \text{ cm}^4$$

$$\varphi_{\infty \text{ cm}} = \frac{1.4(30)^3}{8(2790000)(0.1026)} = 0.017 \text{ rad}$$

$$\varphi_{\infty \text{ cm}} = 0.017 \text{ rad}$$

GIRO PROVOCADO POR EL DIAFRAGMA

$$P = 1.43 \text{ ton}$$

$$\varphi_i = \frac{\frac{300PL}{4EI} + \frac{150PL}{4EI}}{L} =$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION ANTERIOR SE TIENE QUE EL GIRO SERA:

$$\varphi_i = 0.0006 \text{ rad}$$

$$\varphi_w = 3\varphi_i = 3(0.0006) = 0.0018 \text{ rad}$$

GIRO POR CARGA VIVA

$$M_{cv} + I = 150.3 \text{ t-m}$$

CONSIDERANDO QUE EL DIAGRAMA DE LA ENVOLVENTE DE MOMENTO POR CARGA VIVA ES PARABOLICO SE TIENE QUE:

$$M_{cv} + I = \frac{WL^2}{8}$$

$$W = \frac{8 M_{cv} + I}{L^2} = \frac{8(150.3)}{(30)^2} =$$

$$W = 1.34 \text{ t/m}$$

POR LO TANTO EL GIRO POR CARGA VIVA SERA:

$$\varphi = \frac{WL^3}{24EI} = \frac{1.34(30)^3}{24(2790000)(0.1026)} =$$

$$\varphi = 0.0053 \text{ rad}$$

GIRO POR PRESFUERZO

$$P = 355.06 \text{ ton}$$

$$e = 0.512 \text{ m}$$

$$M = 355.86(0.512) = 182.2 \text{ t-m}$$

$$\varphi_i = \frac{P \cdot L}{2EI} = \frac{182.2(30)}{2(2790000)(0.10261)} =$$

$$\varphi_i = 0.0095 \text{ rad}$$

$$\varphi_{\infty} = 3(0.0095) = 0.029 \text{ rad (ACTUA EN SENTIDO CONTRARIO)}$$

GIRO POR DEFECTO DE CONSTRUCCION

$$\varphi = 0.003 \text{ rad}$$

GIRO TOTAL

$$\varphi(\text{tot}) = 0.019 + 0.0053 + 0.003 - 0.029 =$$

$$\varphi(\text{tot}) = -0.0017 \text{ rad}$$

III.2.1.4 DEFORMACION HORIZONTAL DEL DISPOSITIVO

POR CONTRACCION DE FRAGUADO

LA DEFORMACION UNITARIA POR CONTRACCION SERA:

$$e = 0.0002$$

$$\text{DEFORMACION POR CONTRACCION} = 0.0002(15) = 0.003 \text{ m}$$

POR TEMPERATURA

LOS VALORES CARACTERISTICOS MAXIMOS Y MINIMOS DE LAS ACCIONES DEBIDAS A LAS VARIACIONES DE TEMPERATURA, CORRESPONDEN NORMALMENTE A DILATACIONES LINEALES RELATIVAS DE:

$$0.0003 \text{ Y } 0.0004 \quad \text{PARA ACCIONES DE CORTA DURACION}$$

$$0.0003 \text{ Y } 0.00025 \quad \text{PARA ACCIONES DE LARGA DURACION}$$

TOMANDO VALORES INTERMEDIOS SE TIENE QUE:

$$\text{DEFORMACION A CORTO PLAZO} = 0.00035(15) = 0.00525 \text{ m}$$

$$\text{DEFORMACION A LARGO PLAZO} = 0.00027(15) = 0.00405 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTOS DEBIDOS AL GIRO PROVOCADO POR LA CARGA MUERTA

$$\Delta \varphi_{cm} = \alpha_{\omega} Y_t$$

$$Y_t = 61.49 \text{ cm}$$

$$\alpha_s = 0.019 \text{ rad}$$

$$\Delta \varphi_{cm} = 0.019(0.6149) = 0.0117 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTOS DEBIDO AL GIRO PROVOCADO POR LA CARGA VIVA

$$\Delta \varphi_{cv} = \alpha Y t$$

$$\alpha = 0.0053 \text{ rad}$$

$$\Delta \varphi_{cv} = 0.0053(0.6149) = 0.0033 \text{ m}$$

DESPLAZAMIENTOS DEBIDO AL PRESFUERZO

$$\Delta = \frac{P L}{A E} + \alpha_p Y t$$

$$A = 0.4974 \text{ m}^2$$

$$\Delta = \frac{355.86(30)}{0.4974(27900000)} + 0.029(0.6149) = 0.026 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.026 \text{ m}$$

III.2.1.5. DIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DEL APOYO

CALCULO DEL AREA DEL DISPOSITIVO

EL CALCULO DEL AREA ESTA BASADO EN EL ESFUERZO PERMISIBLE MAXIMO EN COMPRESION, EL CUAL TIENE UN VALOR DE $f_{adm} = 100 \text{ kg/cm}^2$.

SI EL CONCRETO DEL CABEZAL ES DE $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ SE TIENE QUE:

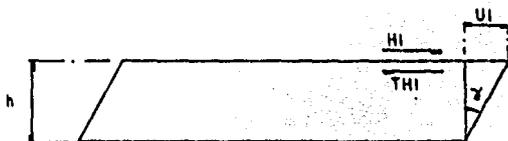
$$R (\text{APOYO}) = 106.89 \text{ ton}$$

$$\text{AREA REQUERIDA} = A_R = \frac{106890}{100} =$$

$$A_R = 1069 \text{ cm}^2$$

CALCULO DE LA ALTURA NETA DEL DISPOSITIVO

PARA CALCULAR ESTA ALTURA SE LIMITA EL ANGULO TOTAL CAUSADO POR LOS DESPLAZAMIENTOS.



DONDE:

U_1 = DEFORMACION HORIZONTAL LENTA DEL DISPOSITIVO

H_1 = FUERZA HORIZONTAL

TH_1 = ESFUERZO CORTANTE

h = ALTURA DEL DISPOSITIVO

γ = ANGULO DE DEFORMACION POR CORTANTE

$$\text{tg } \gamma = \frac{U_1}{TH_1} \quad (1)$$

$$H_1 = \frac{G U_1}{h} \quad (2)$$

DE ESTUDIOS EMPIRICOS SE TIENE QUE $TH_1 \leq 0.5 G$, POR LO CUAL SE TIENE QUE:

$$0.50 = \frac{0.5 U_1}{h}$$

$$U_1 = 0.5h \quad (3)$$

SUSTITUYENDO (3) EN (1)

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{0.5 h}{h} = 0.5$$

$$\operatorname{tg} \gamma = 0.5$$

SI $\operatorname{tg} \gamma = 0.5$ SE TIENE QUE:

$$0.5 = \frac{U_1}{h}$$

$h = 2U_1$ CONDICION QUE DEFINE LA ALTURA DEL DISPOSITIVO

$U_1 = \text{CONTRACCION} = \text{cm} + p - (\text{cont} + \text{temp})$

$$U_1 = 0.0117 + (-0.026) - (0.003 + 0.0052) = 0.0225$$

$U_1 = \text{DILATACION} = \text{cm} + p + \text{cv} + \text{temp} - \text{cont}$

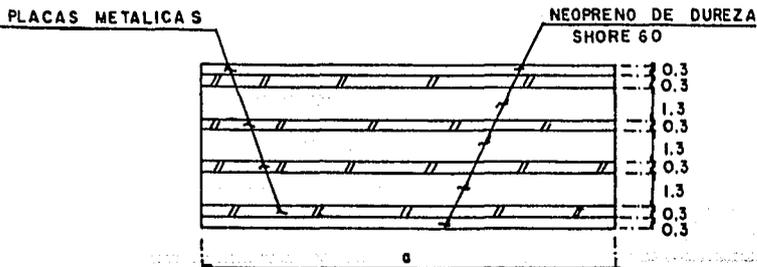
$$U_1 = 0.0117 - 0.019 + 0.0033 + 0.0052 - 0.003 = -0.002$$

DE LOS DOS VALORES ANTERIORES SE TOMA EL MAYOR Y SE PROCEDE A CALCULAR LA ALTURA h .

$$h = 2U_1 = 2(0.0225) = 0.045 \text{ m (ALTURA REQUERIDA)}$$

$$h = 4.5 \text{ cm}$$

EN BASE A LA ALTURA CALCULADA SE PROPONE EL SIGUIENTE DISPOSITIVO.



$h_p = \text{ESPESOR DE LA CAPA DE ELASTOMERO}$

$$h_p = [3(1.3) + 2(0.3)] = 4.5 \text{ cm}$$

$$h_p = h$$

DIMENSIONES EN PLANTA

SE DEBE DE CUMPLIR QUE:

$$5h \leq a \leq 10h$$

$$5h = 5(4.5) = 22.5 \text{ cm}$$

$$10h = 10(4.5) = 45 \text{ cm}$$

SI SE TOMA EL VALOR DE $a = 30 \text{ cm}$ PROPUESTO EN EL ANTEPROYECTO ESTAMOS DENTRO DEL RANGO PERMITIDO DE " a ".

$$a = 30 \text{ cm}$$

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

REVISION DE LAS DIMENSIONES PROPUESTAS

VERIFICACION DEL CORTANTE

CONDICIONES A CUMPLIR

$$1) TH_1 \leq 0.5G$$

$$2) TH = (TH_1 + TH_2) \leq 0.7G$$

$$3) T = (TH + TN + T_g) \leq 5G$$

$$4) TN \leq 3G$$

PRIMERA CONDICION

$$TH_1 = \frac{G U_1}{h} = \frac{8(2.25)}{4.5} = 4.0 = 0.5G$$

$TH_1 = 0.5G$, CON LO QUE SE CUMPLE LA PRIMERA CONDICION

SEGUNDA CONDICION

$$TH_2 = \frac{N_2}{2ab}$$

DONDE:

TH2 = ESFUERZO CORTANTE PRODUCIDO POR UNA FUERZA HORIZONTAL DINAMICA

N2 = FUERZA DINAMICA (SISMO O VIENTO)

N2 = 4.14 ton

$$TH2 = \frac{4140}{2(30)(40)} = 1.725 \text{ kg/cm}^2$$

$$TH1 + TH2 = 4 + 1.725 = 5.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.76 = 0.7(8) = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

TH1 + TH2 > 0.76, CON LO QUE NO SE CUMPLE LA SEGUNDA CONDICION

PARA QUE SE CUMPLA ESTA CONDICION SE AUMENTARA EL ANCHO " b " A 60 cm.

$$TH2 = \frac{4140}{2(30)(60)} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$TH1 + TH2 = 1.15 + 4.0 = 5.15 \text{ kg/cm}^2$$

TH1 + TH2 < 0.76, CON LO QUE SE CUMPLE LA SEGUNDA CONDICION

TERCERA CONDICION

TN = ESFUERZO CORTANTE PRODUCIDO POR UNA FUERZA NORMAL

$$TN = \frac{1.5 f_m}{F_t}$$

$$f_m = \frac{112100}{30(60)} = 62.3 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = \frac{a b}{2t(a + b)}$$

DONDE:

t = ESPESOR DE LA CAPA DE ELASTOMERO

$$F_t = \frac{30(60)}{2(1.3)(30 + 60)} = 7.69$$

$$T_N = \frac{1.5(62.3)}{7.69} = 12.15 \text{ kg/cm}^2$$

T_g = ESFUERZO CORTANTE POR ROTACION O GIRO

$$T_g = \frac{G}{2} \left[\frac{a}{t} \right]^2 \alpha t$$

DONDE:

αt = ANGULO DE GIRO DE UNA PLACA ELEMENTAL EXPRESADO EN RADIANES

$$t = \frac{\alpha + \alpha_0}{n}$$

α = ANGULO DEBIDO AL FUNCIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

α_0 = ANGULO DE GIRO DEBIDO A LA FALTA DE PARALELISMO DE LAS CARAS DE APOYO DE LA ESTRUCTURA Y LA CORONA.

ESTE VALOR SE PROPONE SEGUN LA TABLA QUE SE MUESTRA A CONTINUACION, LA CUAL SE OBTUVO DE EXPERIENCIAS REALIZADAS EN LABORATORIO.

ESTRUCTURAS DE CONCRETO COLADAS EN SITIO	= 0.003 rad
ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADAS	= 0.001 rad
ESTRUCTURAS METALICAS	= 0.003 rad

n = NUMERO DE PLACAS DE ELASTOMERO

$$n = 3.46$$

$$\alpha t = \frac{0.003 + 0.0017}{3.46} = 0.0013 \text{ rad}$$

$$T_g = \frac{8}{2} \left[\frac{3.0}{1.3} \right]^2 (0.0013) = 2.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_H + T_N + T_g = 5.15 + 12.15 + 2.77 = 20.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$5G = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$T_H + T_N + T_g < 36$, CON LO QUE SE CUMPLE LA TERCERA
CONDICION
CUARTA CONDICION

$T_N = 12.15 < 36$, CON LO QUE SE CUMPLE LA CUARTA
CONDICION

EN BASE A LO ANTERIOR SE PUEDE CONCLUIR QUE EL APOYO CUMPLE CON
LOS REQUISITOS DE CORTANTE.

III.2.1.6 VERIFICACION DE QUE EL APOYO NO SE LEVANTA

EN BASE A EXPERIMENTOS REALIZADOS EN LABORATORIO SE HA ENCONTRADO QUE PARA QUE EL APOYO NO SE LEVANTE SE DEBE DE RESTRINGIR EL ANGULO DE GIRO DE LAS PLACAS PROVOCADO POR LAS ACCIONES QUE ACTUAN SOBRE ESTE.

EL GIRO NO DEBE DE SER MAYOR QUE EL VALOR CALCULADO CON LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$\alpha t \leq \frac{3}{Ft} \left[\frac{t}{a} \right]^2 \left[\frac{f_m(\text{min})}{G} \right]$$

$$f_m(\text{min}) = \frac{70430}{30(60)} = 39.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3}{7.69} \left[\frac{1.3}{30} \right]^2 \left[\frac{39.13}{8} \right] = 0.0035 \text{ rad}$$

$$\alpha t = 0.0013 < 0.0035, \text{ POR LO CUAL EL DISPOSITIVO NO SE LEVANTA}$$

III.2.1.7 VERIFICACION DE QUE EL APOYO NO SE DESLIZA

PARA QUE EL APOYO NO SE DESLISE SE DEBE DE CUMPLIR QUE LA FUERZA QUE RESISTE AL CORTANTE SEA MENOR QUE LA FUERZA HORIZONTAL QUE ACTUA SOBRE ESTE.

SE DEBERA CUMPLIR QUE:

$$f_m(\text{min}) \geq 20 \text{ kg/cm}^2, \text{ LO CUAL SE CUMPLE}$$

$$f_r N > H$$

$$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{f_m} = 0.10 + \frac{0.60}{39.13} = 0.115$$

$$N = \text{FUERZA NORMAL MINIMA}$$

$$N = 69.0 + 1.43 = 70.43 \text{ ton}$$

$$f_r N = 0.115(70.43) = 8.1 \text{ ton}$$

$$H = \text{SISMO} = 4.14 \text{ ton}$$

$$H = \text{VIENTO} = 3.32 \text{ ton}$$

$$f_r N > H, \text{ POR LO CUAL EL APOYO NO SE DESLIZA}$$

III.2.1.8. VERIFICACION DE LA CONDICION DE DEFORMACION POR

COMPRESION

LA DEFORMACION POR COMPRESION e_t DEBERA DE CUMPLIR LA SIGUIENTE RELACION:

$$e_t \leq 0.07h$$

$$e_t = \Delta e_t + 0.10$$

DONDE:

0.10 = DEFORMACION INICIAL DEL DISPOSITIVO

$$\Delta e_t = \frac{k_1 n t (f_m - 300)}{a \cdot g}$$

k_1 = VALOR EXPERIMENTAL QUE DEPENDE DE LA RELACION a/b

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{60} = 0.5$$

DE LA SIGUIENTE TABLA SE OBTIENE EL VALOR DE k_1 , EL CUAL ES DE 5.83.

b/a	0.5	0.75	1.0	1.2	1.25	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.0	2.5	10.0	∞
k_1	5.83	3.28	2.37	2.01	1.94	1.88	1.73	1.70	1.64	1.58	1.53	1.49	1.45	1.34	1.07	1.0
k_2	36.7	60.5	86.2	80.4	79.8	78.4	76.7	75.3	74.1	73.1	72.2	71.3	70.8	65.8	61.9	60

$$e_t = \frac{5.83(3.46)(1.3)(62.3 - 300)}{(30) \cdot 8} = 0.199$$

$$e_t = 0.199 + 0.10 = 0.30$$

$$0.07h = 0.07(4.5) = 0.315$$

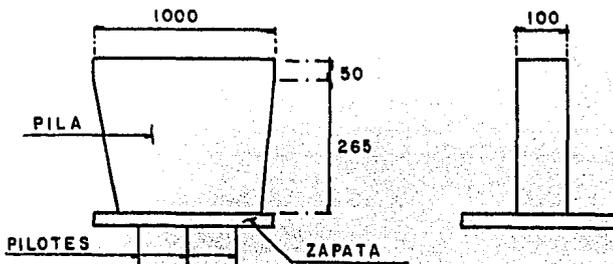
$e_t < 0.07h$, CON LO QUE EL DISPOSITIVO ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION

EN BASE AL ANALISIS DESARROLLADO SE CONCLUYE QUE LAS DIMENSIONES DEL DISPOSITIVO PROPUESTAS SON ACEPTABLES.

LAS DIMENSIONES CALCULADAS PARA EL DISPOSITIVO DE APOYO NO AFECTAN LA DIMENSION " B " DE LA PILA, LO UNICO QUE CAMBIARA ES LA SUPERFICIE PARA EL CALCULO DE LA FUERZA POR VIENTO, DEBIDO A QUE AUMENTA LA ALTURA CON EL DISPOSITIVO.

AL AUMENTAR LA ALTURA NO SE AFECTAN LAS CARGAS CALCULADAS EN EL ANTEPROYECTO, POR LO CUAL SE PUEDE ACEPTAR COMO DEFINITIVO EL ANTEPROYECTO REALIZADO EN EL CAPITULO II.

DIMENSIONES FINALES DE LA PILA



III.2.2 DISEÑO DEL CABALLETEIII.2.2.1 DETERMINACIÓN DE CARGAS

CARGAS MUERTAS

CLARO = 30.27 m

TRABE INTERIOR

LOSA	W = 11.44 ton
TRABE	W = 18.01 ton
DIAFRAGMAS (2)	W = 2.46 ton
SOBRECARGA MUERTA	W = 3.12 ton

W (TOTAL) = 35.03 ton

TRABE EXTERIOR

LOSA	W = 12.26 ton
TRABE	W = 18.01 ton
DIAFRAGMAS (2)	W = 2.46 ton
SOBRECARGA MUERTA	W = 3.12 ton

W (TOTAL) = 35.85 ton

CARGA VIVA

SE CALCULARAN DOS CONDICIONES DE CARGA

a) CARGA VIVA PARA PILOTES

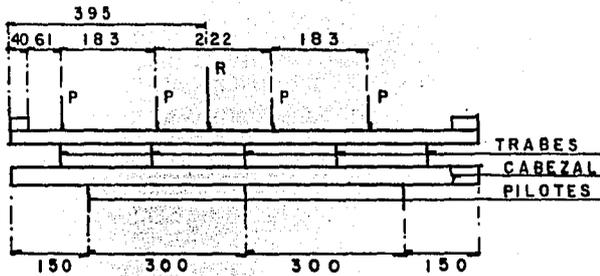
$$P = 7.26 \text{ ton}$$

$$R = 4 P$$

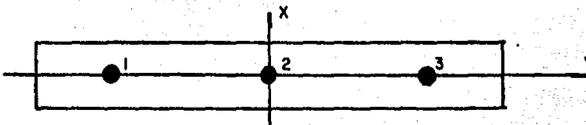
$$R = 4(7.26) = 29.04 \text{ ton}$$

$$e = 450 - 395 = 55 \text{ cm}$$

$$e = 0.55 \text{ m}$$



SE PROPONE LA SIGUIENTE DISTRIBUCION DE PILOTES



DIAMETRO DE LOS PILOTES = 75 cm

PARA EL CALCULO DE LA CARGA POR PILOTE SE UTILIZARA LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$PN = W \left[\frac{1}{n} + \frac{e_x X_i}{\sum X_i^2} + \frac{e_y Y_i}{\sum Y_i^2} \right]$$

DONDE:

$$W = P = 29.04 \text{ ton}$$

$$n = \text{NUMERO DE PILOTES} = 3$$

$$e_x = e_{xi} + e_{ac}$$

$$e_{ac} = \frac{t}{8} = \frac{75}{8} = 9.37 \text{ cm}$$

$$e_{xi} = 0$$

$$e_x = 0.094 \text{ m}$$

$$e_y = e_{yi} + e_{ac}$$

$$e_{yi} = 0.55 \text{ m}$$

$$e_y = 0.55 + 0.094 = 0.644 \text{ m}$$

X_i, Y_i = DISTANCIA X E Y DE CADA PILOTE AL EJE CENTROIDAL

$$Y_1 = Y_3 = 3.0 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0.0$$

$$X_1 = X_2 = X_3 = 0$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION PARA EL CALCULO DE LA CARGA POR PILOTE SE TIENE QUE:

$$P = 29.04 \left[\frac{1}{3} + 0 + \frac{0.644(3)}{18} \right] =$$

$$P = 14.0 \text{ ton}$$

CONSIDERANDO IMPACTO SE TIENE QUE:

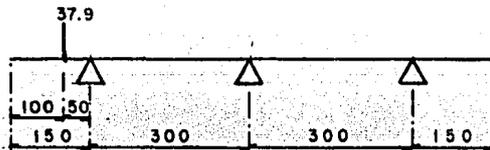
$$P (CV + I) = 1.22(14.0) = 17.08 \text{ ton}$$

LA CARGA VIVA PARA LA REVISION DE PILOTE SERA DE 17.45 ton.

b) CARGA VIVA PARA EL CABEZAL

SE CONSIDERA QUE LA CARGA VIVA MAXIMA ACTUARA SOLO EN UNA TRABE, CALCULANDOSE DE ESTA MANERA LOS MOMENTOS POR CARGA VIVA SERAN:

PRIMERA CONDICION (TRABE EXTERIOR)

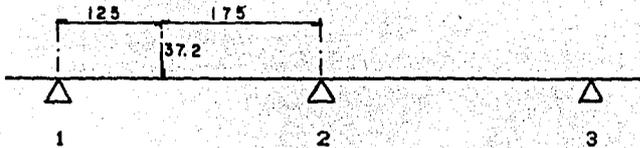


$$R (CV + I) = 1.22(1.05)(29.04) = 37.2 \text{ ton}$$

$$M = 37.2(0.5) = 18.6 \text{ t-m}$$

$$M = 21.5 \text{ ton}$$

SEGUNDA CONDICION



	1-2	2-1	2-3	3-2
FD	0	0.5	0.5	1
M	0	-11.302	0	0
	-15.823	-7.912	0	
	4.803	9.607	9.906	4.803
	-4.803	-2.402	-2.402	-4.803
		2.402	2.402	
MH	0	-9.607	9.607	0
VH	0	-3.208	-3.208	-3.208
VI	0	-15.500	0	0
VT	0	-18.702	-3.202	-3.202
R	18.498	21.904	-3.202	

CALCULO DEL MOMENTO POSITIVO MAXIMO

$$M(+)=18.498X-3.202$$

$$X=1.25$$

$$M(+)=19.92 \text{ t-m}$$

EN BASE A LOS ANALISIS REALIZADOS SE TIENE QUE LOS ELEMENTOS MECANICOS PROVOCADOS POR CARGA VIVA SERAN:

TRABE EXTERIOR

$$M(-)=19.0 \text{ t-m}$$

$$V=37.9 \text{ ton}$$

TRABE INTERIOR

$$M(-)=9.61 \text{ t-m}$$

$$M(+)=18.70 \text{ t-m}$$

$$V=21.57 \text{ ton}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS PROVOCADOS POR LA CARGA MUERTA

$$P_{cm} = 36 \text{ ton}$$

SE PROPONE QUE EL CABEZAL TENGA UNA SECCION DE 1.27 m DE BASE POR 1.0 m DE ALTURA.

$$W_{pp} = 1.27(1.0)(2.4) = 3.05 \text{ t/m}$$

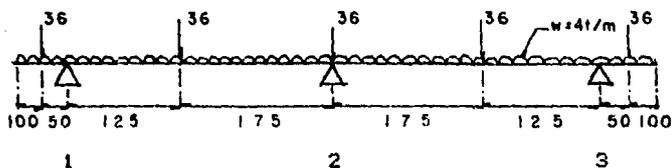
EN ESTE CASO EXISTEN DOS DIAFRAGMAS, EL DIAFRAGMA EXTREMO DE LA SUPERESTRUCTURA LOCALIZADO SOBRE EL APOYO Y EL DIAFRAGMA DEL CABALLETE PARA RESISTIR LOS EMPUJES DE TIERRA.

$$W(\text{DIAF}) = 0.25(1.6)(2.4) = 0.96 \text{ t/m (DIAFRAGMA SOBRE EL APOYO)}$$

$$W(\text{DIAF}) = 0.30(1.05)(2.4) = 0.83 \text{ t/m (DIAFRAGMA PARA EMPUJES DE TIERRA)}$$

$$W(\text{TOTAL})_1 = 3.05 + 0.96 + 0.83 = 4.84 \text{ t/m}$$

$$W(\text{TOTAL})_2 = 3.05 + 0.96 = 4.0 \text{ t/m}$$



	1		2		3	
FD		1-2	2-1	2-3	3-2	
M		1.0	0.5	0.5	1.0	
		-22.61	-14.568	14.568	-18.943	22.610
		3.667	1.843	-1.834	-3.667	
MH	-22.61	-22.610	-12.734	-12.734	-22.610	-22.610
UH	0	3.296	3.292	-3.292	-3.292	
VI	42.42	29.260	-22.260	22.260	-28.260	-42.420
VT	42.42	31.55	-18.968	18.968	-31.552	-42.420
R	73.97		73.94		73.97	

CALCULO DEL MOMENTO POSITIVO

$$X = 0 \text{ A } X = 1.25$$

$$M = -22.61 + 31.55X - \frac{4.84X^2}{2}$$

$$M(\text{MAXIMO}) = -22.61 + 31.55(1.25) - \frac{4.84(1.25)^2}{2} =$$

$$M(\text{MAXIMO}) = 13.05 \text{ t-m}$$

ELEMENTOS MECANICOS PARA LA REVISION DEL CABEZAL

EXISTIRAN DOS CONDICIONES DE LAS CUALES SE TOMARAN LOS ELEMENTOS MECANICOS MAS DESFAVORABLES PARA EL DISEÑO DEL CABEZAL.

a) JUNTO A LA TRABE EXTERIOR

$$M(+) = 0$$

$$M(-) (CV + CM) = 1.4(22.61) + 1.7(19.0) = 63.95 \text{ t-m}$$

$$V = 1.4(42.42) + 1.7(37.9) = 123.82 \text{ ton}$$

b) JUNTO A LA TRABE INTERIOR

$$M(+) = 1.4(13.05) + 1.7(19.92) = 52.13 \text{ t-m}$$

$$M(-) = 1.4(12.734) + 1.7(9.61) = 34.17 \text{ t-m}$$

$$V = 1.4(31.55) + 1.7(18.70) = 75.96 \text{ ton}$$

III.2.2.2 DISEÑO DEL CABEZAL

DIMENSIONES PROPUESTAS

$$b = 150 \text{ cm}$$

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

EL CABEZAL SE DISEÑARA COMO UNA VIGA UTILIZANDO LOS CRITERIOS QUE ESTABLECE EL ACI-83.

$$p(\text{min}) = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$A_s(\text{min}) = 0.0033(150)(90) = 38 \text{ cm}^2$$

$$MR = \beta^2 b d^2 f'c w (1 - 0.59w)$$

$$w = \frac{0.0033(4200)}{250} = 0.0554$$

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION DEL CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE SE TIENE QUE:

$$MR = 0.9(150)(90)(0.0554)(250) \left[1 - 0.59(0.0554) \right] =$$

$MR > M_u$, POR LO TANTO SE COLOCARA ACERO MINIMO EN EL CABEZAL

CORTANTE

COMO EL CABEZAL ESTARA SOMETIDO SOLAMENTE A FLEXION Y CORTANTE EL CORTANTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO SE CALCULARA CON LA SIGUIENTE EXPRESION.

$$V_c = \phi 0.53 f'_c b_w d$$

$$\phi = 0.8$$

$$b_w = 150 \text{ cm}$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.8(0.53)(250)(150)(90) = 90504 \text{ Kg}$$

$$V_c = 90.5 \text{ ton}$$

$V_c < V_u$, POR LO TANTO SE REQUIERE DE ESTRIBOS

EL CORTANTE QUE PROPORCIONEN LOS ESTRIBOS DEBERA SER MAYOR QUE EL VALOR DE V' .

$$V' = V_u - V_c$$

$$V' = 123.82 - 90.5 = 33.3 \text{ ton}$$

PROPONRIENDO ESTRIBOS DEL # 3 (4 RAMAS) SE TIENE QUE:

$$s = \frac{\phi A_v d f_y}{V'}$$

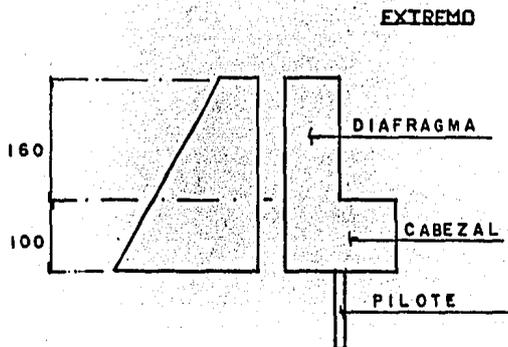
$$s = \frac{0.8(4)(0.71)(4200)(90)}{33300} = 25 \text{ cm}$$

LA SEPARACION MAXIMA PERMISIBLE ES $d/5$, POR LO CUAL LA SEPARACION MAXIMA PERMISIBLE ES DE 18 cm.

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE SE COLOCARAN ESTRIBOS DEL #3 (4 RAMAS) A CADA 18 cm.

PARA EL ARMADO TOTAL DEL CABEZAL CONSULTAR EL ANEXO III.

III.2.2.3. CALCULO DE EMPUJES PARA EL DISEÑO DEL DIAFRAGMA



LOS EMPUJES SE CALCULARAN UTILIZANDO LA TEORIA DE RANKINE, EL CUAL PROPONE LA SIGUIENTE EXPRESION.

$$EA = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + qK_A H$$

DONDE:

H = ALTURA DEL ESTRATO

K_A = COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

γ = PESO VOLUMETRICO DEL ESTRATO

q = SOBRECARGA DEBIDA A LA CARGA VIVA

EA = EMPUJE ACTIVO POR METRO

PARA LA REVISION DEL DIAFRAGMA SE CALCULARA EL EMPUJE HASTA UNA PROFUNDIDAD $H = 1.60$ m.

CALCULO DE LA SOBRECARGA DEBIDO A LA CARGA VIVA

EN BASE A LAS ESPECIFICACIONES DE AASHTO SE TIENE QUE:

$$\Delta h = 61 \text{ cm}$$

$$q = \gamma \Delta h$$

$$q = 1.62 (0.61) = 0.99 = 1 \text{ t/m}^2$$

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

$$H = 1.60 \text{ m}$$

$$KA = \operatorname{tg} (45 - \theta/2)$$

$$KA = \operatorname{tg} (45 - 34/2) = \operatorname{tg} 28$$

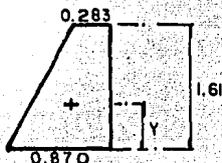
$$KA = 0.283$$

SUSTITUYENDO DATOS EN LA EXPRESION PARA CALCULO DEL EMPUJE SE TIENE QUE:

$$EA = 1/2 (0.283) (1.62) (1.6)^2 + 0.283(1) =$$

$$EA = 0.87 \text{ t/m}$$

EL EMPUJE ESTARA APLICADO EN EL CENTROIDE DEL TRAPEZIO DE ESFUERZOS.



$$Y = \frac{1.61}{3} \left(\frac{2(0.87) + 0.283}{0.87 + 0.283} \right) = 0.94$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE TIENE QUE EL MOMENTO DE VOLTED SERA:

$$M = 0.87 (0.94) = 0.82$$

III.2.2.4 REVISION DEL DIAFRAGMA

LA REVISION SE REALIZARA EN BASE A LOS CRITERIOS ESTABLECIDOS POR EL ACI-83.

FLEXION

DIMENSIONES DEL DIAFRAGMA

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 160 \text{ cm}$$

$$p(\min) = 0.0033$$

LA REVISION SE REALIZARA CONSIDERANDO QUE EL DIAFRAGMA SE COMPORTA COMO UN MURO DE CONTENCION.

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE

$$MR = 0.9(12.4)(4200)(20) =$$

MR = 9.4 t - m > Mu , POR LO CUAL SOLO SE COLOCARA EL PORCENTAJE MINIMO DE ACERO EN EL DIAFRAGMA

$$P(\min) = \frac{As}{ts}$$

DONDE:

t = ESPESOR DEL DIAFRAGMA = 25 cm

s = SEPARACION DEL ACERO DE REFUERZO

As = AREA DE ACERO

SI SE COLOCAN VARILLAS DEL # 5 EN LOS DOS LECHOS DEL DIAFRAGMA LA SEPARACION SERA:

$$s = \frac{2(1.98)}{25(0.0033)} = 48 \text{ cm}$$

PARA DETERMINAR LA CANTIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL SE PROPONE UN PORCENTAJE DE 0.0025 .

COLOCANDO VARILLAS DEL # 4 EN LOS DOS LECHOS DEL DIAFRAGMA LA SEPARACION SERA:

$$s = \frac{2(1.27)}{25(0.0025)} = 40.6 \text{ cm}$$

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE SE COLOCARAN VARILLAS DEL # 5 VERTICALES A CADA 30 cm Y VARILLAS DEL # 4 HORIZONTALES A CADA 30 cm.

CORTANTE

COMO EL PUNTO DE APLICACION DEL EMPUJE EA SE ENCUENTRA A UNA DISTANCIA PEQUEÑA DE LA JUNTA QUE EXISTE ENTRE EL CABEZAL Y EL DIAFRAGMA, SE CONSIDERARA QUE EA SE TRANSMITE COMO CORTANTE DIRECTO A LA JUNTA, POR LO CUAL SE REVISARA COMO CORTANTE POR FRICCION.

CORTANTE ULTIMO

$$EA = 0.87 \text{ ton}$$

$$Vu = 1.7(0.87) = 1.48 \text{ ton}$$

PARA ESTA REVISION SE UTILIZARA LA SIGUIENTE EXPRESION:

$$V_n = A_v f_y u$$

DONDE:

$$A_v = 13.56 \text{ cm}^2$$

u = COEFICIENTE DE FRICCION

$$u = 1.4$$

SUSTITUYENDO VALORES SE TIENE QUE EL VALOR DE V_n SERA:

$$V_n = 13.56(4000)(1.4) = 75936 \text{ kg}$$

$V_n > V_u$, POR LO CUAL ES ACEPTABLE POR CORTANTE

EN BASE AL ANALISIS DESARROLLADO SE CONCLUYE QUE EL DIAFRAGMA ES ADECUADO BAJO ESTAS CONDICIONES DE CARGA.

III.2.2.5. REVISION DE LA CONEXION PILOTE - CABEZAL

CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS

$$EA = \frac{1}{2} KA H^2 + KAq$$

$$H = 2.60$$

$$KA = 0.283$$

$$\gamma = 1.62 \text{ t/m}^3$$

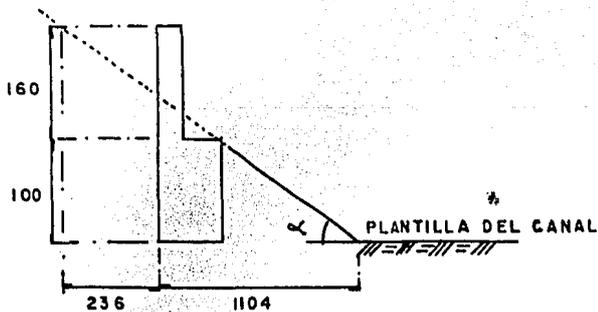
$$q = 0.283$$

$$EA = \frac{1}{2} (0.283) (2.60)^2 (1.62) + 0.283 (1) = 1.83 \text{ t/m}$$

$$\text{PUNTO DE APLICACION} = \frac{2.6}{3} \left(\frac{2(1.83) + 0.283}{1.83 + 0.283} \right) =$$

$$Y = 1.62 \text{ m}$$

CALCULO DEL EMPUJE TOTAL



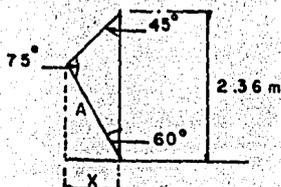
$$\text{ELEVACION DE LA SUBRASANTE} = 12.53$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{3} = 0.333$$

$$\alpha = 18^{\circ} 26'$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4.46}{L}$$

$$L = \frac{4.46}{\operatorname{tg} \alpha} = 13.4 \text{ m}$$



$$\frac{\operatorname{sen} 75^{\circ}}{13.4} = \frac{\operatorname{sen} 45^{\circ}}{A}$$

$$A = \frac{\operatorname{sen} 45^{\circ} (2.36)}{\operatorname{sen} 75^{\circ}} = 1.72$$

$$\cos 30^{\circ} = \frac{X}{A}$$

$$X = A \cos 30^{\circ}$$

$$X = 1.72 \cos 30^{\circ} = 1.48 \text{ m}$$

$$X = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{ANCHO TOTAL INCLUYENDO ALEROS} = 1.5 + 9 = 10.5 \text{ m}$$

$$\text{EMPUJE TOTAL} = 1.83(10.5) = 19.22 \text{ ton}$$

COMO SON TRES PILOTES LA FUERZA CORTANTE POR CONEXION SERA:

$$V = \frac{19.22}{3} = 6.41 \text{ ton}$$

$$V(\text{PILOTE}) = 6.41 \text{ ton}$$

CALCULO DEL MOMENTO POR PILOTE

$$M = 19.22(1.61) = 31.14 \text{ t-m}$$

$$M(\text{PILOTE}) = \frac{31.14}{3} = 10.38 \text{ t-m}$$

REVISION DE LA CONEXION POR CORTANTE

$$V_u = 1.7(6.41) = 10.9 \text{ ton}$$

EL CORTANTE EN LA CONEXION SE REVISARA COMO CORTANTE POR FRICCION.

$$V_n = A_v f_y u$$

COMO EL PILOTE SE ENCUENTRA CONFINADO NO EXISTIRAN PROBLEMAS POR FLEXION, POR LO CUAL SE PROPONE UN PORCENTAJE DE ACERO DE 0.01.

$$A_s = \rho b d$$

$$b = d = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.01(70)(70) = 49.0 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18 V_s \# 6$$

$$V_n = 49(4200)(1.4) = 288120 \text{ kg}$$

$$V_n = 288.1 \text{ ton}$$

$$V_n > V_u, \text{ POR LO CUAL LA CONEXION ES ACEPTABLE POR CORTANTE}$$

LA REVISION POR CORTANTE NO SE REALIZA DEBIDO A QUE EL MOMENTO QUE SE PRESENTA ES TAN PEQUEÑO QUE SE PUEDE DESPRECIAR.

III.2.3 REVISION DE LA INEREAESTRUCTURA

LOS PILOTES SE REVISARAN DE LA MISMA MANERA QUE EN EL CAPITULO II, POR LO CUAL SOLAMENTE SE DETERMINARA LA CONDICION DE CARGA MAS DESFAVORABLE.

$$P_{cm} = 73.94 \text{ ton}$$

$$P_{cv} = 17.08 \text{ ton}$$

EL MOMENTO PROVOCADO POR EL EMPUJE DE TIERRAS SE CONVERTIRA EN UNA CARGA APLICADA CON UNA EXCENTRICIDAD " e ".

$$M = 10.38 \text{ t-m}$$

$$P = 29.04 \text{ ton}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{10.38}{29.04} = 0.357 \text{ m}$$

$$PN = 29.04 \left[\frac{1}{3} + 0 + \frac{0.357(3)}{18} \right] = 11.50 \text{ ton}$$

$$PN(\text{TOTAL}) = 73.94 + 17.08 + 11.50 = 102.5 \text{ ton}$$

REVISION

CASO " A " ; COMO MIEMBRO ESTRUCTURAL

$$P = 353.6 \text{ ton}$$

P > 102.5 ton, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION

CASO " B " ; PARA TRANSMITIR LA CARGA AL TERRENO

$$P = 291.7 \text{ ton}$$

P > 102.5 ton, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION

CASO " C " ; CAPACIDAD REQUERIDA DEL TERRENO

$$C = \frac{102.5}{0.4417} = 232 \text{ t/m}^3$$

LA CAPACIDAD REQUERIDA ES MENOR QUE LA CALCULADA, POR LO CUAL EL PILOTE ES ACEPTABLE BAJO ESTA CONDICION.

EN BASE A LO ANTERIOR SE CONCLUYE QUE LA INFRAESTRUCTURA PROPUESTA ES ACEPTABLE.

CAPITULO IV

IV.1. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

IV.1.1. INTRODUCCION

PARA LLEVAR A CABO UN PROYECTO SE TENDRAN EN CUENTA LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

TIEMPO EN EL CUAL SE PRETENDE REALIZAR EL PROYECTO

RECURSOS DISPONIBLES

COSTOS

ESTOS ASPECTOS SON INTERDEPENDIENTES, POR LO CUAL HABRA QUE REALIZAR EL PROYECTO DE TAL MANERA QUE EL COSTO Y TIEMPO SE AJUSTEN A LOS RECURSOS DISPONIBLES DE LA DEPENDENCIA A CARGO DEL PROYECTO.

IV.1.2. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

DE LOS ESTUDIOS DE CAMPO SE SABE QUE EL RIO TIENE SU EPOCA DE ESTIAJE DE ABRIL A SEPTIEMBRE, LLEGANDO A ESTAR SECO EN EL MES DE SEPTIEMBRE. SUS CRECIENTES SON DE OCTUBRE A MARZO, PRESENTANDOSE LAS MAXIMAS DE DICIEMBRE A FEBRERO CON PERIODOS DE RETORNO DE 10 A 30 AÑOS Y DURACION DE CUATRO A OCHO DIAS.

EN BASE A LO ANTERIOR SE ACONSEJA QUE EL PUENTE SE EMPIECE A CONSTRUIR A PRINCIPIOS DE LA EPOCA DE ESTIAJE.

LAS TRABES SE CONSTRUIRAN EN ALGUNA PLANTA DE ELEMENTOS PREFABRICADOS, AUNQUE ES POSIBLE CONSTRUIRLAS EN EL SITIO DE LA OBRA. PARA DECIDIR CUAL ES LA ALTERNATIVA MAS OPTIMA SE TENDRIA QUE REALIZAR UN ANALISIS DE COSTOS.

IV.1.3. ACTIVIDADES

- 1.- DESVIACION DEL TRANSITO
- 2.- CIERRE PARCIAL DEL RIO, CONSTRUYENDO UNA ATAGUIA.
- 3.- CONSTRUCCION DE PILOTES
- 4.- CONSTRUCCION DE PILAS
- 5.- CONSTRUCCION DE CABALLETES
- 6.- COLOCACION DE TRABES
- 7.- CONSTRUCCION DE DIAFRAGMAS

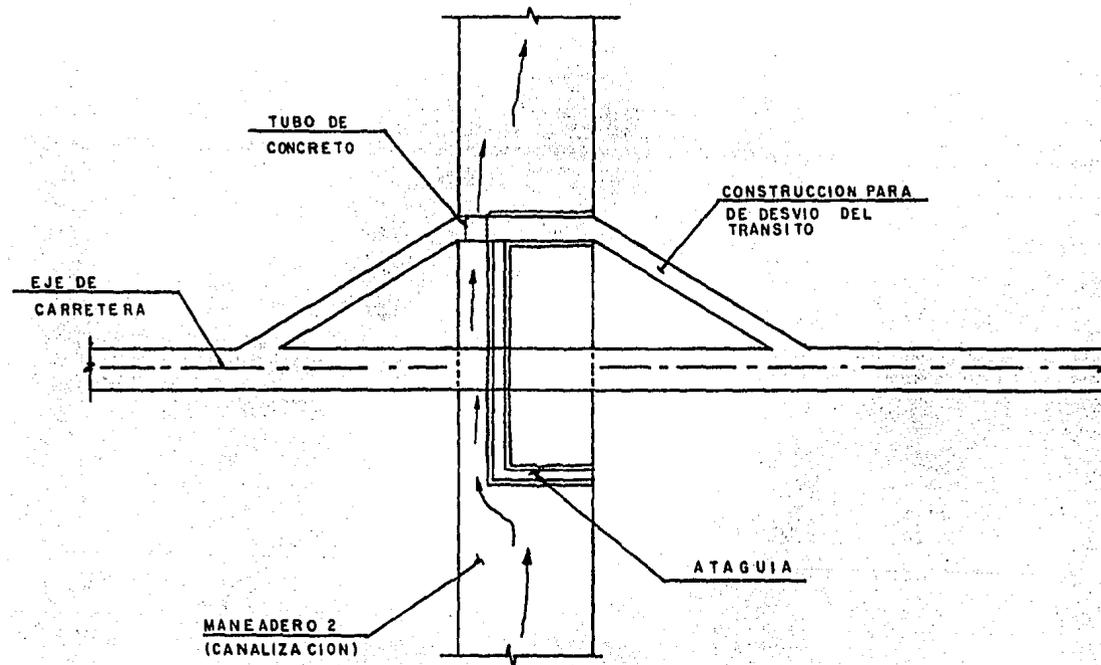


FIGURA 4.1

8.- CONSTRUCCION DE LOSA SUPERIOR

9.- CONSTRUCCION DE DETALLES

IV.1.4. DESCRIPCION DE ACTIVIDADES

1.- DESVIACION DEL TRANSITO

a) COLOCAR TUBO DE CONCRETO DE 1 m DE DIAMETRO PARA EL PASO DEL GASTO

b) COLOCAR TERRAPLEN ENCIMA DEL TUBO Y REALIZAR LOS TRABAJOS NECESARIOS PARA EL PASO DEL TRANSITO FIG. 4.1

2.- CIERRE PARCIAL DEL RIO

EL CIERRE PARCIAL DEL RIO CONSISTE EN HACER QUE EL GASTO QUE PASA POR EL RIO FLUYA SOLAMENTE POR UNA PARTE DEL RIO , DE MANERA QUE EN EL OTRO LADO DEL RIO SE TENGAN LAS CONDICIONES OPTIMAS PARA LA CONSTRUCCION DE PILOTES, PILA Y CABALLETE VER FIG. 4.1.

PARA LLEVAR A CABO ESTO SE PUEDE UTILIZAR EL MATERIAL DISPONIBLE EN LA ZONA.

3.- CONSTRUCCION DE PILOTES

LA CONSTRUCCION DE PILOTES CONSISTE EN LO SIGUIETE:

a) EXCAVAR Y COLOCAR CONFORME SE AVANZA LODO BENTONITICO, DE MANERA QUE ESTE ACTUE COMO ADEME A LA EXCAVACION. SE CONSIDERA QUE EL LODO BENTONITICO ES SUFICIENTE PARA ADEMAR LA EXCAVACION. LO ANTERIOR SE BASA EN QUE SEGUN LOS SONDEOS REALIZADOS, EL SUELO TIENE UNA BUENA COMPACIDAD.

b) HABILITAR EL ARMADO DEL PILOTE

c) COLAR EL PILOTE POR MEDIO DE UN TUBO QUE TENGA UNA TOLVA EN LA PARTE SUPERIOR Y UN TAPON EN LA PARTE INFERIOR PARA EVITAR QUE PENETRE EL CONCRETO. CUANDO SE CUELE EL PILOTE DEBERAN DE DEJARSE LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA CONEXION CON LA ZAPATA.

4.- CONSTRUCCION DE LA PILA

a) HABILITAR EL ARMADO Y LA CIMBRA DE LA ZAPATA DE LA CIMENTACION.

b) COLAR LA ZAPATA DEJANDO LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA CONEXION CON LA PILA.

c) HABILITAR ARMADO Y CIMBRA DE LA PILA

d) COLAR LA PILA

5.- CONSTRUCCION DEL CABALLETE

a) CONSTRUIR LOS TERRAPLENES DE ACCESO HASTA NIVEL DEL LECHO BAJO DEL CABEZAL.

b) CONSTRUIR LOS PILOTES COMO SE INDICO ANTES

c) HABILITAR CIMBRA Y ARMADO DEL CABEZAL

d) COLAR EL CABEZAL

6.- CONSTRUCCION Y COLOCACION DE TRABES

a) COLOCAR EL FONDO DEL MOLDE

b) LIMPIAR Y COLOCAR UNA CAPA DE GRASA

c) COLOCAR PLACAS Y GUIAS

d) INSERTAR LOS TENDONES EN LOS EXTREMOS Y EN LAS PLACAS GUIAS

e) COLOCAR LOS DISPOSITIVOS DE ENGRASE EN LOS TORONES QUE SE REQUIERA SEGUN EL DISEÑO REALIZADO

f) TENSADO DEL CABLE POR MEDIO DE GATO HIDRAULICO REVISANDO LAS FUERZAS POR MEDIO DE MANOMETROS Y DEFORMACIONES.

g) COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO ORDINARIO (ESTRIBOS Y VARILLAS LONGITUDINALES)

h) COLOCACION DE HERRAJES METALICOS Y DE LOS GANCHOS DE IZADO

i) COLOCACION Y FIJACION DE LOS COSTADOS DEL MOLDE

j) COLADO DE CONCRETO

k) VIBRACION MEDIANTE VIBRADORES DE INMERSION Y DE MOLDE

l) CURADO DEL CONCRETO

m) SE PRUEBAN CILINDROS DE CONCRETO PARA DETERMINAR SI LA PIEZA HA ALCANZADO UNA RESISTENCIA DE 0.8 f'ci

n) DESTENSADO DE LOS CABLES

o) CORTAR LOS CABLES

- p) QUITAR LOS COSTADOS DEL MOLDE
- q) SE TRANSPORTA LA PIEZA PARA AFINAR DETALLES
- r) SE ALMACENA LA PIEZA Y POSTERIORMENTE SE TRANSPORTA AL PUENTE

EL MONTAJE DE LAS TRABES SE REALIZARA POR MEDIO DE DOS GRUAS O MEDIANTE ARMADURAS QUE PERMITAN DESLIZARLAS LONGITUDINALMENTE PARA DESPLAZARLAS DESPUES SOBRE LAS CORONAS

PARA DECIDIR CUAL ES LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA SE TENDRIA QUE REALIZAR UN ANALISIS DE COSTOS.

7.- CONSTRUCCION DE DIAFRAGMAS

- a) HABILITAR CIMBRA Y ARMADO DEL DIAFRAGMA. ALGUNAS BARRAS DEL ACERO LONGITUDINAL DEL DIAFRAGMA CRUZARAN LAS TRABES VER ANEXO III EN PLANO DE LA SUPERESTRUCTURA.
- b) COLAR EL DIAFRAGMA DEJANDO LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA CONEXION CON LA LOSA SUPERIOR.

8.- CONSTRUCCION DE LOSA SUPERIOR

- a) HABILITAR CIMBRA Y ARMADO DE LOSA SUPERIOR. PARA EL APOYO DE LA CIMBRA SE UTILIZARAN LAS TRABES YA COLOCADAS.
- b) COLOCAR ANCLAS PARA LAS GUARNICIONES
- c) COLAR LA LOSA.

8.- CONSTRUCCION DE DETALLES

GUARNICION

- a) HABILITAR CIMBRA Y ARMADO PARA GUARNICIONES
- b) COLAR LA GUARNICION DEJANDO LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LA CONEXION CON EL PARAPETO.

BANQUETA

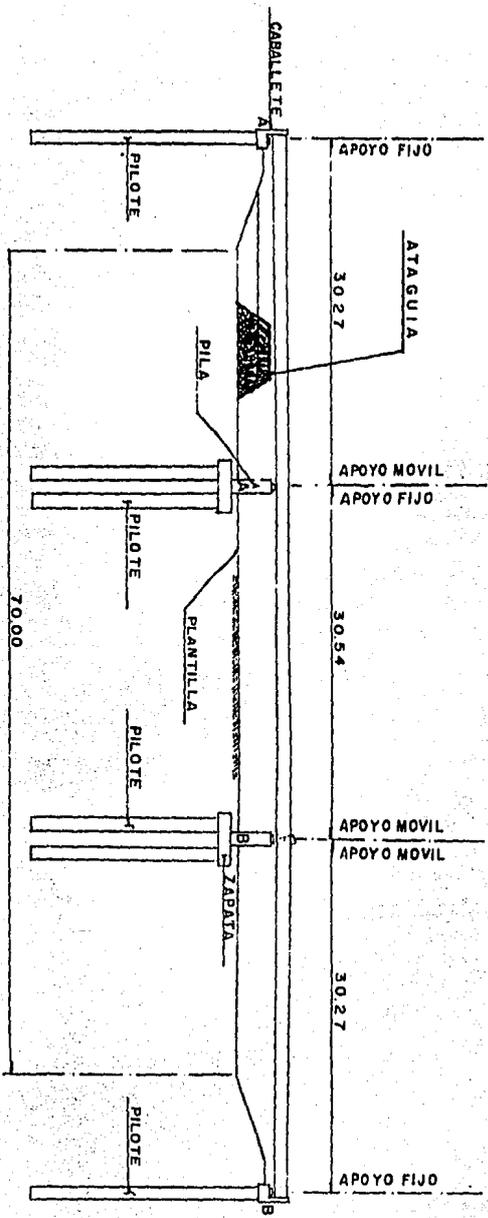
- a) HABILITAR CIMBRA Y ARMADO PARA BANQUETA
- b) COLAR BANQUETA

PARAPETO

EL PARAPETO SE COLOCARA EN LA GUARNICION SOBRE LAS PREPARACIONES YA REALIZADAS.

IV.1.5 SECUENCIA A SEGUIR PARA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE

- 1.- DESVIACION DEL TRANSITO
- 2.- CONSTRUCCION DE ATAGUIA
- 3.- CONSTRUCCION DE TERRAPLENES DE ACCESO HASTA EL NIVEL DEL LECHO DEL CABEZAL EN LOS DOS LADOS DEL PUENTE
- 4.- CONSTRUCCION DE PILOTES DE LA PILA "A"
- 5.- CONSTRUCCION DE PILOTES DE LA PILA "B"
- 6.- CONSTRUCCION DEL CUERPO DE LA PILA "A" AL MISMO TIEMPO QUE SE CONSTRUYEN LOS PILOTES DEL CABALLETE "B"
- 7.- CONSTRUCCION DEL CUERPO DE LA PILA "B"
- 8.- TRASLADO DEL EQUIPO DE CONSTRUCCION DE PILOTES AL SITIO EN DONDE SE CONSTRUIRA EL CABALLETE "A"
- 9.- CONSTRUCCION DE PILOTES DEL CABALLETE "A" AL MISMO TIEMPO QUE SE CONSTRUYE EL CABEZAL Y EL DIAFRAGMA PARA EMPUJES DE TIERRAS DEL CABALLETE "B"
- 10.- CONSTRUCCION DEL CABEZAL Y DIAFRAGMA PARA EL EMPUJE DE TIERRAS DEL CABALLETE "A"
- 11.- COLOCAR LAS TRABES (UTILIZANDO CUALQUIERA DE LOS DOS METODOS EXPUESTOS ANTERIORMENTE)
- 12.- COLOCAR LOS APOYOS DE NEOPRENO DE LAS TRABES
- 13.- HABILITAR EL ARMADO Y CIMBRA DE LOS DIAFRAGMAS Y DE LA LOSA
- 14.- COLAR LOS DIAFRAGMAS Y LA LOSA DEJANDO LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA EL ANCLAJE DE LA GUARNICIONES
- 15.- CONSTRUIR LA GUARNICION Y COLOCAR EL PARAPETO
- 16.- CONSTRUIR LOS ACABADOS DEL PUENTE (TERMINAR ACCESOS, PAVIMENTACION, DRENAJE ETC)



IV.2. CONCLUSIONES.

1.- AL EJECUTAR UN PROYECTO DE ESTE TIPO ES FRECUENTE ENCONTRARSE CON MUCHOS CAMBIOS, LOS CUALES EN SU MAYORIA SON PROVOCADOS POR NO COINCIDIR LO ESPECIFICADO EN EL PROYECTO CON LAS CONDICIONES REALES DEL SITIO DE LA OBRA.

ES IMPORTANTE TRATAR DE EVITAR ESTOS CAMBIOS YA QUE AUMENTAN CONSIDERABLEMENTE EL COSTO DE CONSTRUCCION.

AUNQUE ESTOS CAMBIOS SIEMPRE SE PRESENTARAN ES POSIBLE REDUCIR EL NUMERO DE ESTOS CONSIDERABLEMENTE, LO CUAL SE CONSIGUE REALIZANDO UN DISEÑO QUE SE AJUSTE A LAS CONDICIONES REALES DEL SITIO DE LA OBRA.

PARA TENER UN DISEÑO DE ESTE TIPO SERA NECESARIO REALIZAR ESTUDIOS DE CAMPO. ESTOS ESTUDIOS AYUDARAN A DETERMINAR LO SIGUIENTE:

- a) NECESIDADES DE UN PROYECTO DE ESTE TIPO
- b) MATERIALES Y MANO DE OBRA DISPONIBLES
- c) CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO
- d) CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL RIO

EN BASE A LOS DATOS QUE PROPORCIONEN LOS ESTUDIOS DE CAMPO SE DEFINIRAN LOS SIGUIENTES PARAMETROS:

- a) TIPO DE PUENTE
- b) CARACTERISTICAS GENERALES DEL PUENTE
 - * ALTURA LIBRE
 - * ANCHO LIBRE ENTRE APOYOS
- c) FECHA DE INICIO DEL PROYECTO

EN BASE A LO ANTERIOR Y AL TRABAJO DESARROLLADO SE PUEDEN DEFINIR TRES ETAPAS EN UN PROYECTO DE ESTE TIPO.

- 1.- ESTUDIOS DE CAMPO
- 2.- DISEÑO

3.- CONSTRUCCION

ESTAS TRES ETAPAS SON INTERDEPENDIENTES Y DE ESTO DEPENDE LA CALIDAD DEL PROYECTO DEFINITIVO.

2.- CON RESPECTO AL ANALISIS DE COSTOS REALIZADO ES IMPORTANTE SEÑALAR QUE SE UTILIZARON PRECIOS UNITARIOS DE 1984, POR LO CUAL QUEDAN ESTOS FUERA DE LA REALIDAD.

LO ANTERIOR NO AFECTA EL TRABAJO DESARROLLADO DEBIDO A QUE EL ANALISIS QUE SE REALIZO SOLO ES COMPARATIVO.

ANEXO I

CALCULOS HIDRAULICOS

MANEADERO SUPERIOR A 6000 m DEL CRUCE

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 1

NAME : T1 = 50.37, T2 = 49.4

PENDIENTE " S " = 0.0088

VELOCIDAD MEDIA = 1.66 m/seg

TRAMO	AREA HID. (m ²)	PERIM. MOJADO (m)	RADIO HID (m)	COEF. RUGOSIDAD n	VEL. V m/seg	GASTO PARCIAL m ³ /seg
1	84.3	187.25	0.45	0.100	0.55	46
2	180.3	148.61	1.21	0.050	2.13	384
						10x

X GASTO QUE DEBE CONSIDERARSE PORQUE QUEDO FUERA DE LA SECCION

GASTO TOTAL = 440 m³/seg

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 1

NAME: T1 = T2 = 46.51, T3 = 46.19

PENDIENTE " S " = 0.006014

VELOCIDAD MEDIA = 1.37 m/seg

TRAMO	AREA HID. (m ²)	PERIM. MOJADO (m)	RADIO HID (m)	COEF. RUGOSIDAD n	VEL. V m/seg	GASTO PARCIAL m ³ /seg
1	3.6	26.29	0.14	0.150	0.14	1
2	190.6	218.10	0.87	0.050	1.41	269
3	110.7	138.93	0.80	0.050	1.34	148

GASTO TOTAL = 418 m³/segGASTO PROMEDIO = 429 m³/seg

CALCULOS HIDRAULICOS

MANEADERO 2

TRAMO	AREA HID. (m ²)	PERIM. MOJADO (m)	RADIO HID. (m)	COEF. RUGOSIDAD n	VEL. V m/seg	GASTO PARCIAL m ³ /seg
UNICO	26.8~	30.16~	0.87~	0.040~	1.70~	46~
UNICOX	17.1X	20.32X	0.84X	0.040X	1.64X	28X
UNICO^	21.7^	15.19^	1.48^	0.040^	1.55^	35^
UNICO'	32.0'	20.31'	1.58'	0.040'	1.63'	52

~ DATOS DE LA SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 1

X DATOS DE LA SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 2

^ DATOS DE LA SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 3

' DATOS DE LA SECCION HIDRAULICA AUXILIAR 4

SECCION HIDRAULICA AUXILIAR	NAME	PENDIENTE " S "	VELOCIDAD MEDIA (m/seg)
1	102.34	0.00543	1.72
2	101.58	0.00543	1.64
3	98.21	0.00230	1.62
4	97.97	0.00230	1.63

CALCULOS HIDRAULICOS

MANEADERO 3

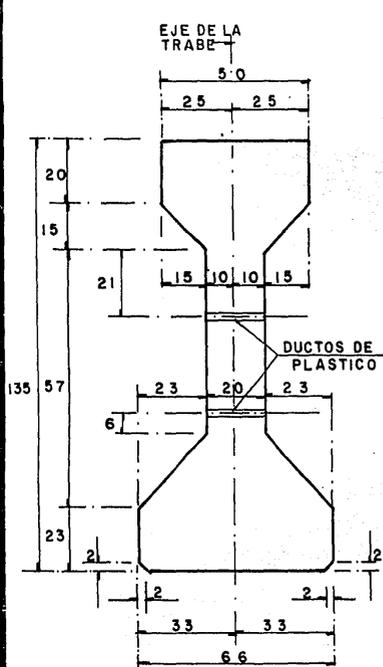
SECCION HIDRAULICA AUXILIAR UNICA

NAME = 99.92

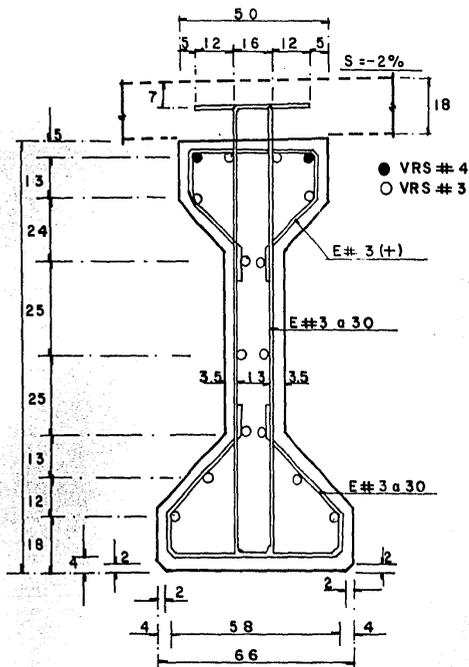
PENDIENTE " S " = 0.00474

VELOCIDAD MEDIA = 1.24 m/seg

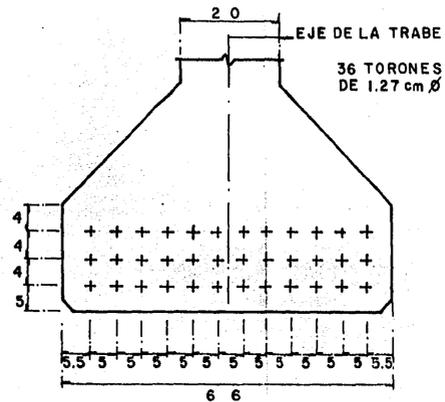
TRAMO	AREA HID. (m ²)	PERIM. MOJADO (m)	RADIO HID. (m)	COEF. RUGOSIDAD n	VEL. V m/seg	GASTO PARCIAL m ³ /seg
1	13.2	45.0	0.29	0.080	0.38	5
2	93.5	92.3	1.01	0.045	1.54	144
3	19.3	63.4	0.30	0.080	0.39	7



DIMENSIONES



REFUERZO



PRESFUERZO

(+) SEPARACION DE 20cm HASTA L/4
Y DE 30cm EN EL RESTO DEL
CLARO

T R A B E S

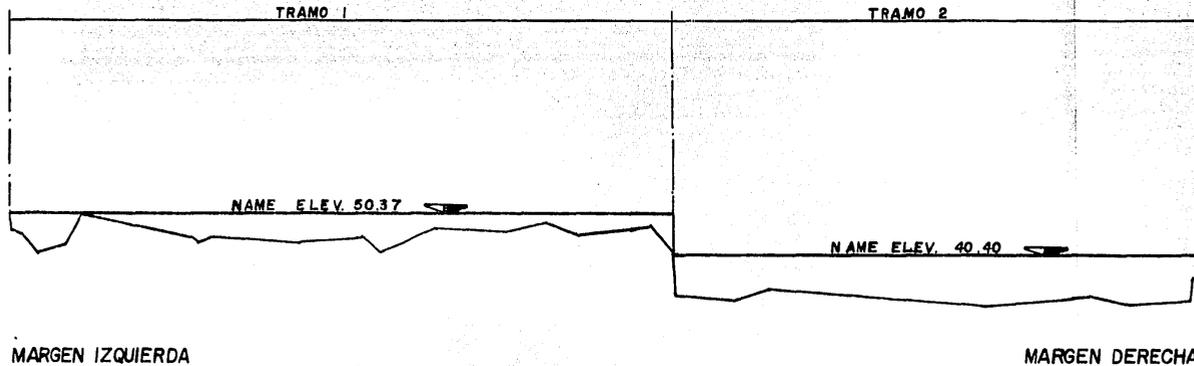
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SUPERESTRUCTURA

A DO L F O J I M E N E Z G .

TESIS PROFESIONAL

A L U M N O
I N G . G U S T A V O D E L
R I O S A N
V I C E N T E
A S E S O R



SECCION HIDRAULICA AUXILIAR A-1 MANEADERO SUPERIOR

T	A	P	r	s	n	r ^{2/3}	s ^{1/2}	v	q
1	84.3	187.2	0.48	0.0088	0.10	0.887	0.09381	0.55	4.6
2	100.3	148.41	1.21	" "	0.090	1.136	" "	2.13	3.84

A_T = 264.6

Q_T = 440

NOTA: DEBEN CONSIDERAR 10^m₄₀₀ QUE QUEDARON FUERA DE LA SECCION.

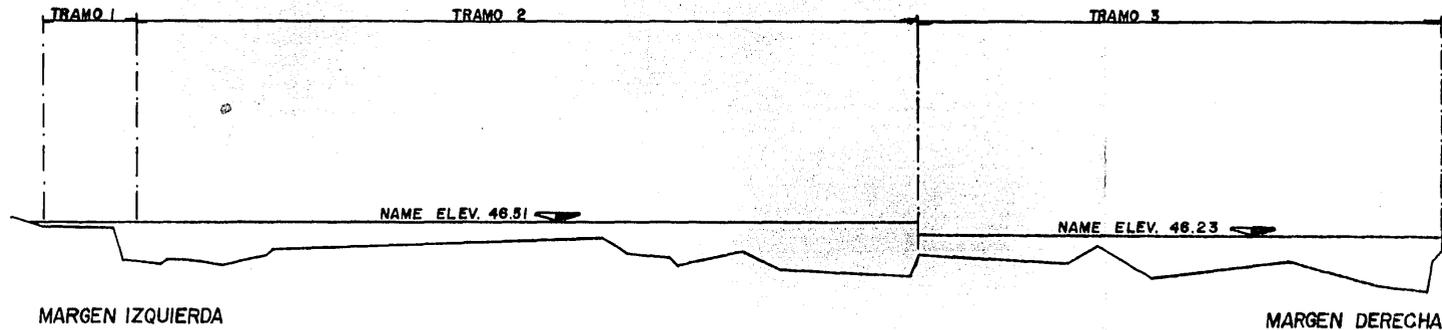
ESCALAS. HOR. 1:100
VER. 1:100

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SECCION HIDRAULICA

TESIS PROFESIONAL

ADOLFO JIMENEZ O.
ALUMNO
ING. GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE
ASESOR



SECCION HIDRAULICA AUXILIAR A-2 MANEADERO SUPERIOR

T	A	P	r	S	n	$\frac{P}{3}$	$s^{1/2}$	V	Q
1	36	29.29	0.14	0.0060	0.150	0.870	0.0775	0.120	1
2	195.6	218.18	0.87	"	"	0.090	0.091	"	289
3	110.7	138.33	0.80	"	"	0.090	0.088	"	134

$A_p = 304.9$

$Q_p = 418$

ESCALAS. HOR. 1:100
VER. 1:100

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SECCION HIDRAULICA

TESIS PROFESIONAL

ADOLFO JIMENEZ O

ALUMNO

ING. GUSTAVO DEL

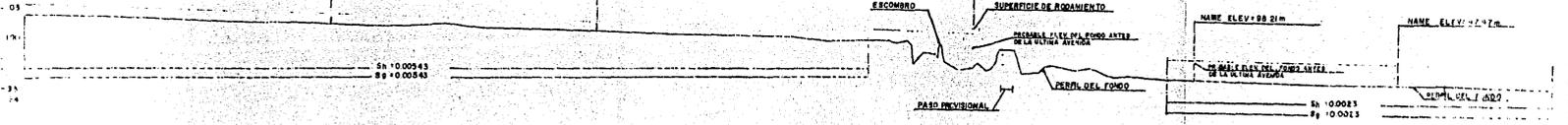
RIO SAN VICENTE

1950

PERFIL MEDIO DE LA SUPERFICIE DEL
AGUA EN CRECIDIENTES MAXIMAS EX-
TRAORDINARIAS, 5%

NAME ELEV: 102.34 m.

NAME ELEV: 101.38 m.



ESCALAS
HORIZONTAL 1:1000
VERTICAL 1:200

FACULTAD DE UNAM	
INGENIERIA	
PROFESOR	APROFUNDIZADO
MANUFACTURER	MANUFACTURER
PENDIENTES	PENDIENTES
TESIS PROFESIONAL	TESIS PROFESIONAL

ANEXO II

SONDEO 1

CADERNAMIENTO 171846

ELEVACION = 94.99

TIJANTE DE AGUAS = 0.40

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION	DE	A	# DE GOLPES	OBSERVACIONES
0.00	LIMO ARENOSO CAFE CLARO SATURADO MUY BLANDO	0.00	1.40	1/15, 1/30, 1/35	LOS PRIMEROS 68cm SE BAJARON CON EL PESO DE LAS VARILLAS
1.40	LIMO ARENOSO CAFE CLARO, BLANDO MUY HUMEDO	1.40	2.00	3- 6- 5	
2.60	ARENA FINA LIMOSA CAFE	2.60	3.20	3-13- 7	
3.20	LIMO ARENOSO FINO CAFE	3.20	3.80	3-12- 6	
		3.80	4.40	3-18- 7	
		4.40	5.00	3-11- 7	
5.00	ARENA FINA LIMOSA CAFE	5.00	5.60	5-12- 8	
		5.60	6.20	5-12- 7	
6.20	ARENA FINA LIMOSA CON BASTANTE MICA, COLOR CAFE	6.20	6.80	10-29-25	
		6.80	7.40	10-30-26	
		7.40	8.00	12-30-24	
8.10	LIMO ARENOSO FINO COLOR CAFE	8.00	8.60	15-32-24	CONTIENE CAMBIO AL INICIO
8.60	LIMO ARCILLOSO COLOR CAFE POCO ARENOSO	8.60	9.20	3-17-14	
9.20	ARENA DE FINA A GRUESA	9.20	9.80	7-23-15	CONTIENE CAMBIO AL FINAL
9.73	LIMO ARENOSO FINO, COLOR CAFE Y GRIS ARCILLOSO AL FINAL DEL ESTRATO	9.80	10.20	17-40/25	
		10.20	10.80	15-30-25	
		10.80	11.40	6-27-17	
		11.40	12.00	6-30-21	
		12.00	12.60	11-33-32	
12.20	40% DE GRANAS SUBANGULOSAS DE 3° DE TAMAÑO MAXIMO Y 40% DE ARENA FINA LIMOSA CAFE	12.60	13.20	30-39-37	
		13.20	13.80	10-40/20-32	
		13.80	14.40	11-34-20	
13.20	LIMO COLOR ACAJETADO	14.40	15.00	9-30-45	
13.00	ARENA FINA, CON CAPITAS DE ARENA GRUESA Y MANCHAS DE LIMO CAFE, MUY DURO				
14.40	LIMO ARENOSO FINO COLOR CAFE COMPACTO MUY DURO	15.00	15.40	15-40/25	LAVADO CON TREPANO
		15.40	15.60		
		15.60	15.95	12-40/20	
		15.95	16.20		LAVADO CON TREPANO
16.20	ARENA FINA LIMOSA CAFE	16.20	16.50	22-40/15	
		16.50	16.80		LAVADO CON TREPANO
16.70	GRANAS ANGULOSAS BIEN GRANUDAS EMPACADAS, CON UN 40% DE ARENA LIMOSA CAFE MUY RESISTENTE AL ATAQUE	16.80	17.05	40/14,40/9	

YESIS CON FALLAS DE ORIGEN

161

SONDEO 2

CADENAMIENTO 174898

ELEVACION = 96.00

TIRANTE DE AGUAS = 0.60

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION	DE	A	# DE GOLPES	OBSERVACIONES
0.00	ARENA FINA LIMOSA COLOR CAFE CLARO, HUMEDA MUY SUELTA	0.00	0.60	1-4-1	
0.60	ARENA DE FINA A MEDIA POCO LIMOSA CAFE, SATURADA	0.60	1.20	4-8-4	
1.20	ARENA FINA LIMOSA CAFE CLARO, BASTANTE HUMEDA	1.20	1.80	4-15-8	
1.80	ARENA FINA SUELTA LIGERAMENTE MANCHADA DE LIMO CAFE	1.80	2.40	1-3-1	
2.40	LIMO ARENOSO FINO CAFE CLARO	2.40	3.00	4-12-6	
3.00	LIMO CAFE MEDIANAMENTE FIRME	3.00	3.60	1-6-9	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
3.50	ARENA DE FINA A GRUESA LIMOSA CON HUDA CAFE Y GRIS	3.60	4.20		
4.20	ARCILLA O LIMO COLOR CAFE	4.20	4.80	2-12-8	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
4.60	ARENA DE FINA A MEDIA BASTANTE LIMOSA	4.80	5.40	5-18-5	
5.20	ARCILLA O LIMO COLOR CAFE	5.40	6.00	2-12-9	
6.40	ARENA FINA LIMOSA COLOR CAFE MEDIANAMENTE COMPACTA	6.00	6.60	3-12-8	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
		6.60	7.20	6-16-14	
		7.20	7.80	3-27-24	
		7.80	8.40	6-28-14	
		8.40	9.00	6-21-12	
		9.00	9.60	18-48-48	
9.60	LIMO ARENOSO CAFE	9.60	10.20	18-32-28	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
10.10	ARENA BIEN GRADUADA LIMOSA CAFE	10.20	10.80	8-29-33	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
10.20	ARENA LIMOSA CAFE GRISACEO	10.80	11.13	13-40/13	
10.60	LIMO POCO ARENOSO COLOR ACAFETADO	11.13	11.48		AVANCE
10.80	ARENA FINA LIMOSA COLOR ACAFETADA COMPACTA	11.48	11.75	18-48/20	
		11.75	12.00		AVANCE
11.80	GRANA Y ARENA MAS O MENOS BIEN GRADUADA POCO LIMOSA COLOR CAFE COMPACTA DE TAMAÑO MAXIMO DE 3"	12.00	12.23	48/15,48/8	
		12.23	12.73	38-48/13,48/17	
		12.73	13.70	18-48/18,48/15	
13.70	LIMO CAFE Y GRISACEO CON LAMINAS DE ARCILLA GRIS CON CONSISTENCIA DURA	13.70	14.10	14-18	CON CHAFLAN PASANDO LA GRANA
		14.10	14.70	18-35-18	
		14.70	15.10	14-48/25	
		15.10	15.70		AVANCE
		15.70	15.94	48/13,48/11	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
15.80	ARENA FINA POCO LIMOSA COLOR CAFE, MUY COMPACTA	15.94	16.70		AVANCE
16.50	LIMO POCO ARENOSO, COLOR GRIS ACAFETADO, MUY DURO	16.70	17.00	18-48/15	
		17.00	17.70		AVANCE
17.50	GRANA ANGULOSA BIEN GRADUADA CON 38% DE FRAGMENTOS COMO DE 20cm DE TAMAÑO MAXIMO BIEN EMPACADOS CON 28% DE ARENA DE FINA A GRUESA POCO LIMOSA MUY RESISTENTE AL ATAQUE	17.70	17.86	48/12,48/4	
		17.86	18.00		CON TREPANO Y LAVANDO
		18.00	18.18	48/18	
		18.40	18.88		CON TREPANO Y LAVANDO
		18.88	18.90	48/6,48/4	
		18.90	19.50		

SONDEO A

CADENAMIENTO 17+817 ELEVACION = 97.73 NIVEL DE AGUAS FREATICAS = 3.10

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION	DE	A	# DE GOLPES	OBSERVACIONES
0.00	ARENA FINA LIMOSA COLOR CAFE MEDIANAMENTE COMPACTA	0.00	0.60	2-14-10	
		0.60	1.20	5-13-7	
		1.20	1.80	4-7-2	
		1.80	2.40	4-14-7	
2.40	ARENA DE FINA A GRUESA LIMOSA COLOR CAFE DE MEDIANAMENTE COMPACTA A SUELTA	2.40	3.00	5-13-8	
		3.00	3.60	7-5-1	CAMBIO DE ARENA FINA MEDIA
4.00	LIMO ARENOSO (ARENA FINA) COLOR CAFE, DE CONSISTENCIA BLANDA A FIRME	3.60	4.20	1-6-1	
		4.20	4.80	4-5-4	CAMBIO A ARENA FINA LIMOSA
		4.80	5.40	2-5-4	ARENA FINA LIMOSA
		5.40	6.00	1-3-3	
		6.00	6.60	4-5-5	
		6.60	7.20	2-4-3	
		7.20	7.80	4-8-5	
		7.80	8.40	3-10-7	CAMBIO A ARENA FINA LIMOSA
10.40	ARENA DE FINA A MEDIA POCO LIMOSA COLOR CAFE, MEDIANAMENTE COMPACTA	8.40	9.40	- L -	
		9.40	10.00	3-14-12	CAMBIO A ARENA FINA LIMOSA
		10.00	10.40	- L -	
		10.40	11.00	7-27-15	
		11.00	11.40	- L -	
		11.40	12.00	5-8-5	
		12.00	12.60	6-37-19	
		12.60	13.40	- L -	
13.40		13.40	14.00	7-20-12	ARENA FINA LIMOSA
		14.00	14.40	- L -	
		14.40	15.00	14-24-10	ARENA DE FINA A MEDIA
		15.00	15.60	22-33-24	
		15.60	16.00	- L -	
		16.00	16.60	12-22-20	
		16.60	16.95	14-40/20	
		16.95	17.60	- L -	
17.60	LIMO ARENOSO CON CAPAS INTERCALADAS DE ARENA GRUESA DE CONSISTENCIA DE MUY DURA A MUY FIRME	17.60	18.05	10-48/30	
		18.05	18.60	- L -	
		18.60	19.20	9-24-20	
		19.20	19.00	14-27-17	CON POCO ARENA MEDIA
19.00	ARENA DE FINA A MEDIA LIMOSA COLOR CAFE	19.00	20.17	12-48/22	
		20.17	20.40	- L -	
		20.40	20.73	17-48/18	

NOTA: SE ADEMO A 16.6 m

SONDEO B

CADENAMIENTO 174898

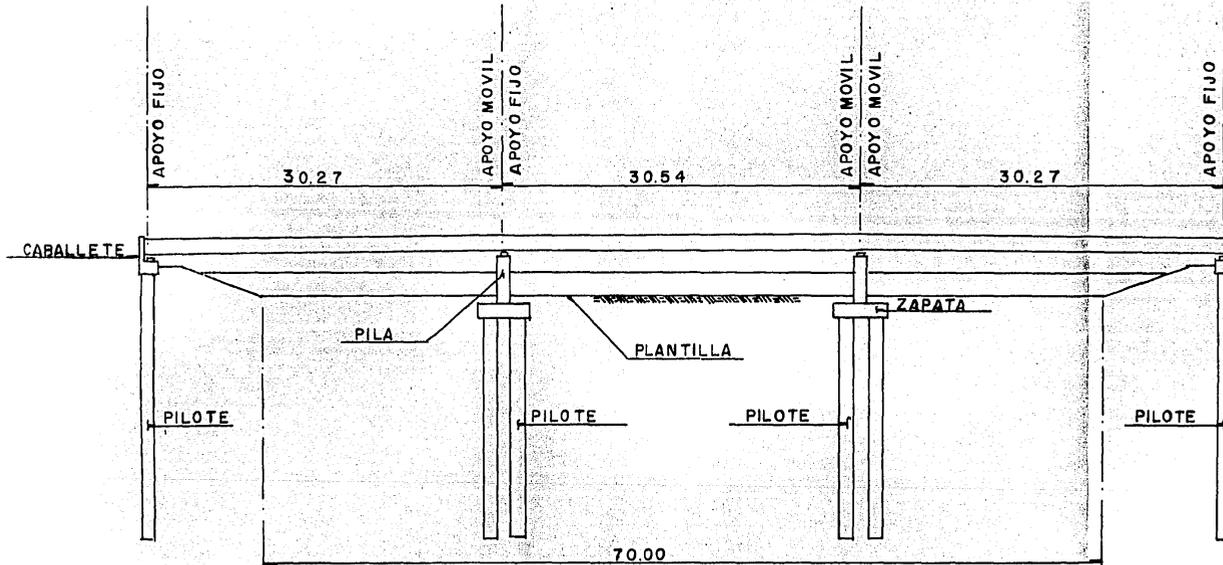
ELEVACION = 98.01

NIVEL DE AGUAS FREATICAS = 3.4

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION	DE	A	■ DE GOLPES	OBSERVACIONES
0.00	ARENA DE FINA A MEDIA LIMOSA COLOR CAFE CON GRANAS AISLADAS DE 2cm DE TAMANO, MEDIANAMENTE COMPACTA	0.00	0.60	13-10- 9	CAPA CON MUCHO LIMO
		0.60	1.20	6-10- 6	
		1.20	1.80	5-14- 6	
		1.80	2.40	6-16- 8	
		2.40	3.00	4-15- 9	
		3.00	3.60	6-12- 8	
		3.60	4.20	8- 5- 2	
		4.20	4.80	3- 8- 4	
		4.80	5.40	6-16- 9	
		5.40	6.00	2- 4- 3	
5.40	LIMO ARENOSO DE MEDIANA ELASTICIDAD COLOR CAFE, DE CONSISTENCIA BLANDA A FIRME	6.00	6.60	6-10- 7	CAPA DE LIMO ARENOSO
		6.60	7.20	8- 7- 4	
		7.20	7.80	11- 5- 5	
		7.80	8.40	12-12- 9	
		8.40	9.00	5-16-11	
8.20	ARENA DE FINA A MEDIA MUY LIMOSA COLOR CAFE, MEDIANAMENTE COMPACTA	9.00	9.60	7-21-13	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
		9.60	10.20	6-19-12	
		10.20	10.80	6-13-11	
		10.80	11.40	9-21- 7	
		11.40	12.00	13-17-10	
		12.00	12.60	9-15-14	
		12.60	13.20	7-30-22	
		13.20	13.80	10-22-10	
		13.80	14.25	40-40/30	
		14.25	14.40	- L -	
14.25	70% DE GRANAS BIEN GRADUADAS DE ARISTAS SUBANGULOSAS EMPACADAS EN ARENA DE FINA A GRUESA POCO LIMOSA COLOR CAFE AMARILLENTO MUY COMPACTA	14.40	14.53	40/15	CONTIENE CAMBIO DE ESTRATO
		14.53	15.00	- L -	
		15.00	15.15	40/15	
		15.15	15.80	- L -	
		15.80	16.40	13-23-17	
16.35	LIMO ARENOSO COLOR CAFE, DE CONSISTENCIA MUY DURA	16.40	17.00	18-30-27	CAPA DE ARENA FINA LIMOSA
		17.00	17.30	9-40/23	
		17.30	17.60	- L -	
		17.60	17.95	10-40/20	
		17.95	18.20	10-40/23	
		18.20	18.50	10-40/23	
		18.50	19.20	- L -	
		19.20	19.50	17-40/23	
		19.50	20.20	- L -	
		20.20	20.50	14-40/23	

NOTA: SE ADEHO A 16.6 m

ANEXO III

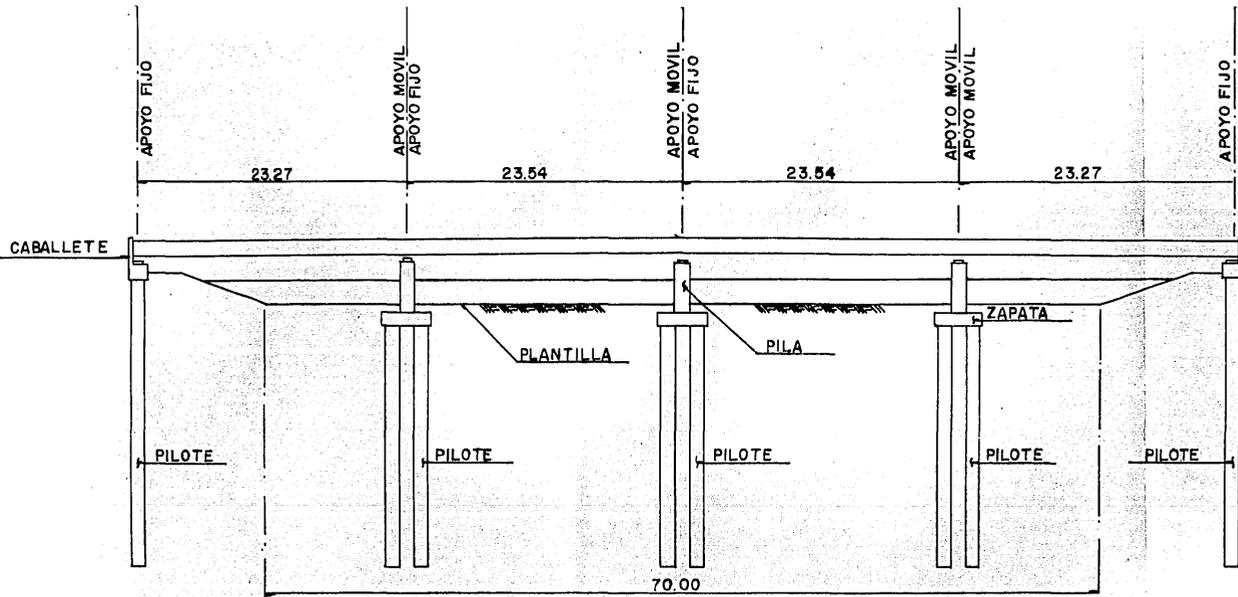


FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

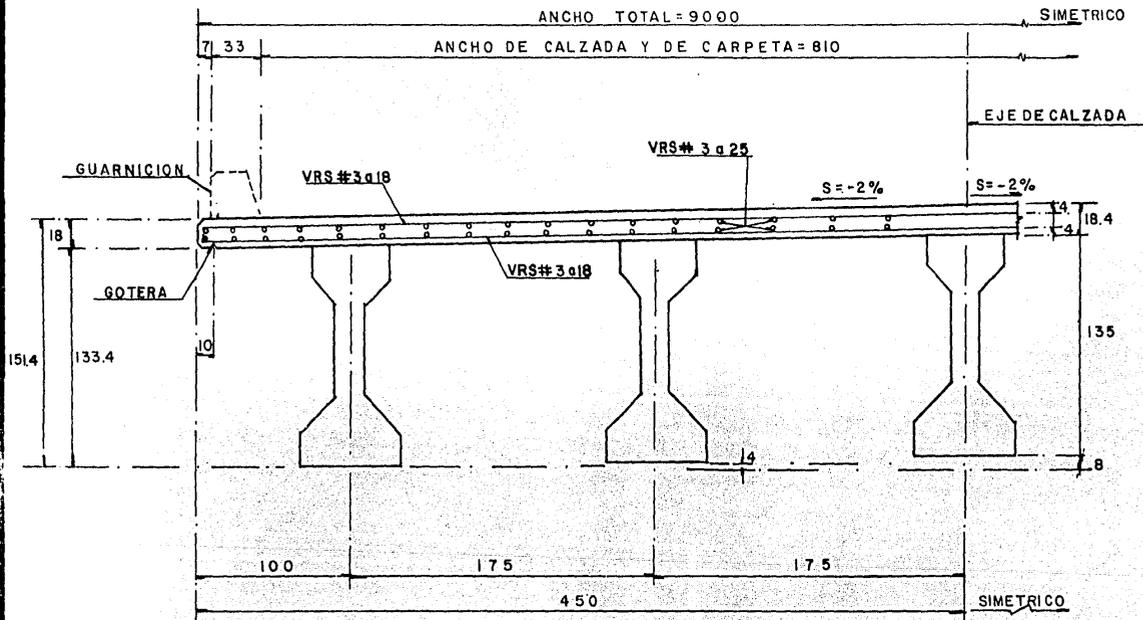
PRIMERA SOLUCION

TESIS PROFESIONAL

ADOLFO JIMENEZ O ALUMNO
ING. GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE ASESOR

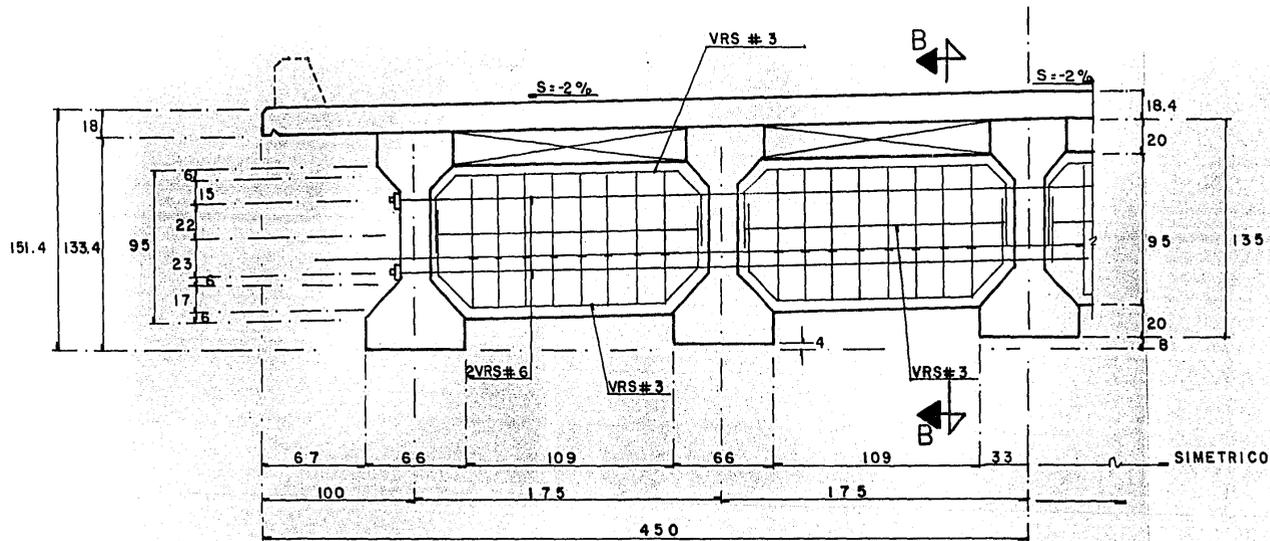


FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
SEGUNDA SOLUCION	ADOLFO JIMENEZ O. ALUMNO
TESIS PROFESIONAL	ING. GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE ASESOR



CORTE TRANSVERSAL

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
SUPERESTRUCTURA	ADOLFO JIMENEZ G ALUMNO
TESIS PROFESIONAL	ING. GUSTAVO DEL RÍO SAN VICENTE ASESOR



MEDIO DIAFRAGMA INTERMEDIO

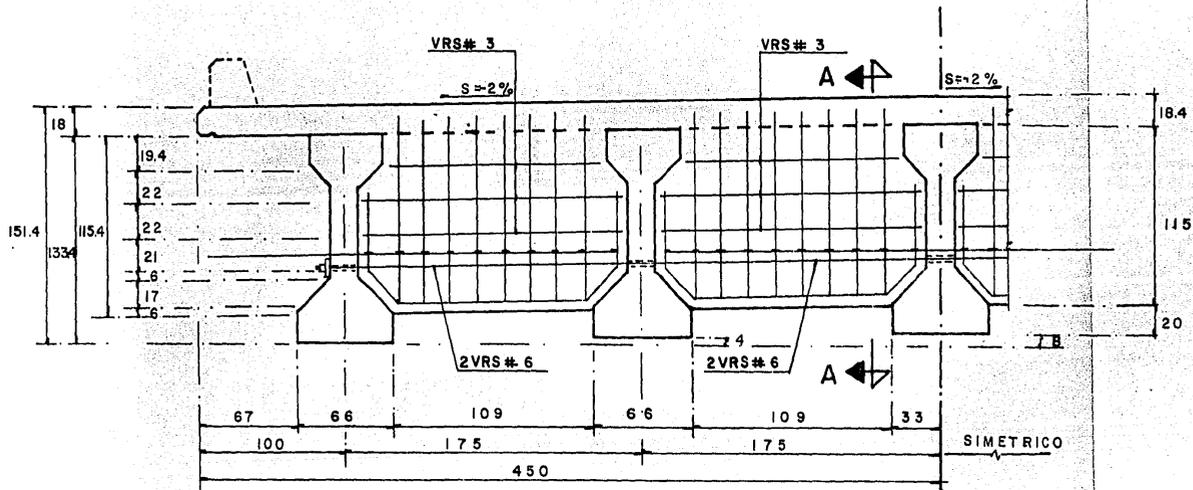
FACULTAD DE INGENIERIA UNAM

SUPERESTRUCTURA

ADOLFO JIMENEZ G

TESIS PROFESIONAL

ALUMNO
ING GUSTAVO DEL
RIO SAN VICENTE
ASE 30R



MEDIO DIAFRAGMA EXTREMO

FACULTAD DE UNAM
INGENIERIA

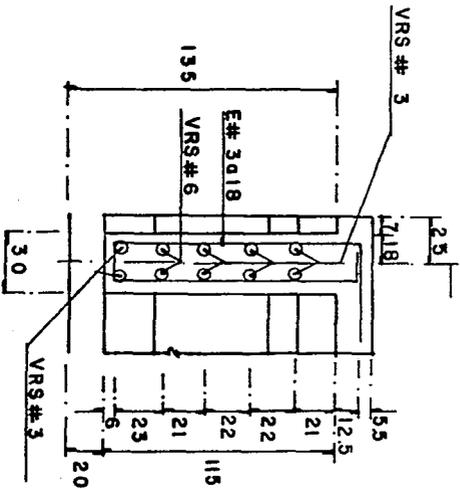
SUPERESTRUCTURA

A DOLFO JIMENEZ O

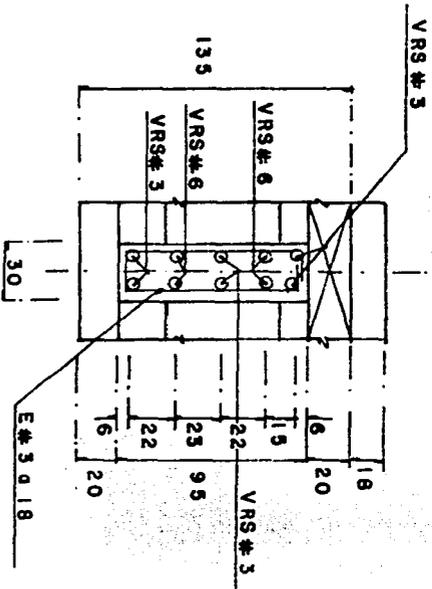
ALUMNO

INO GUSTAVO DEL
RIO SAN
VICENTE
15 E 100

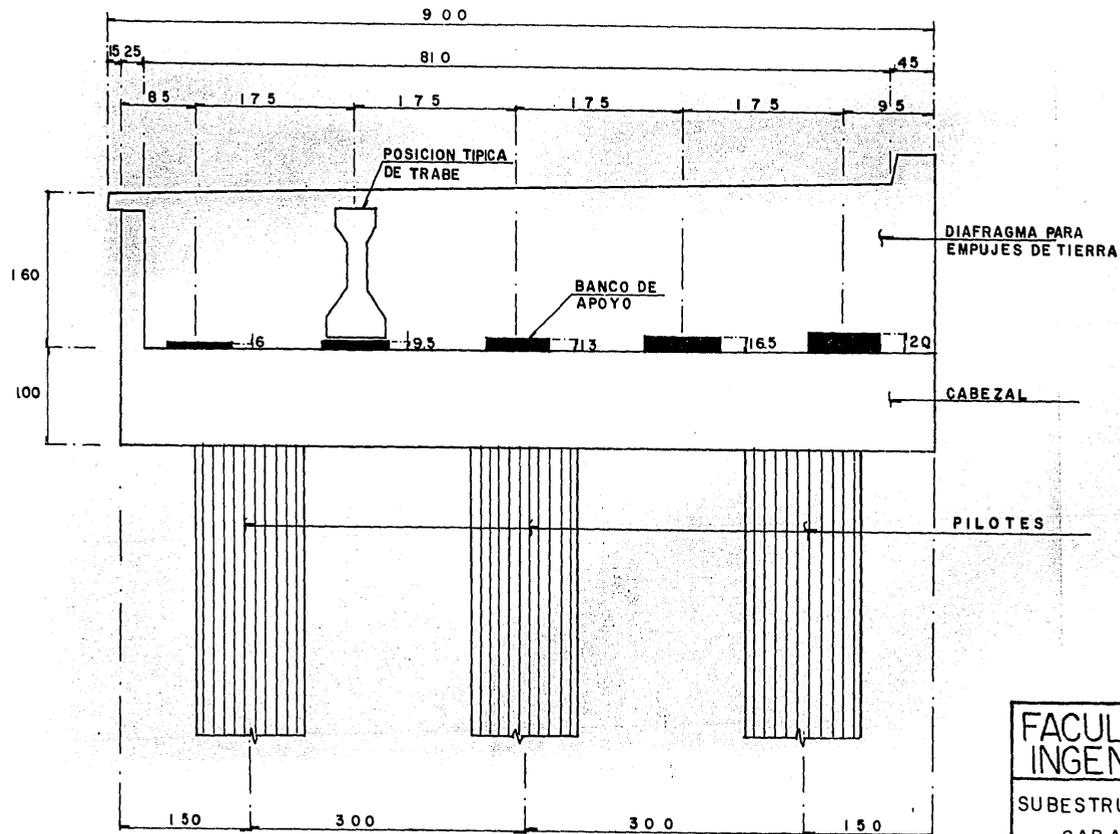
TESIS PROFESIONAL



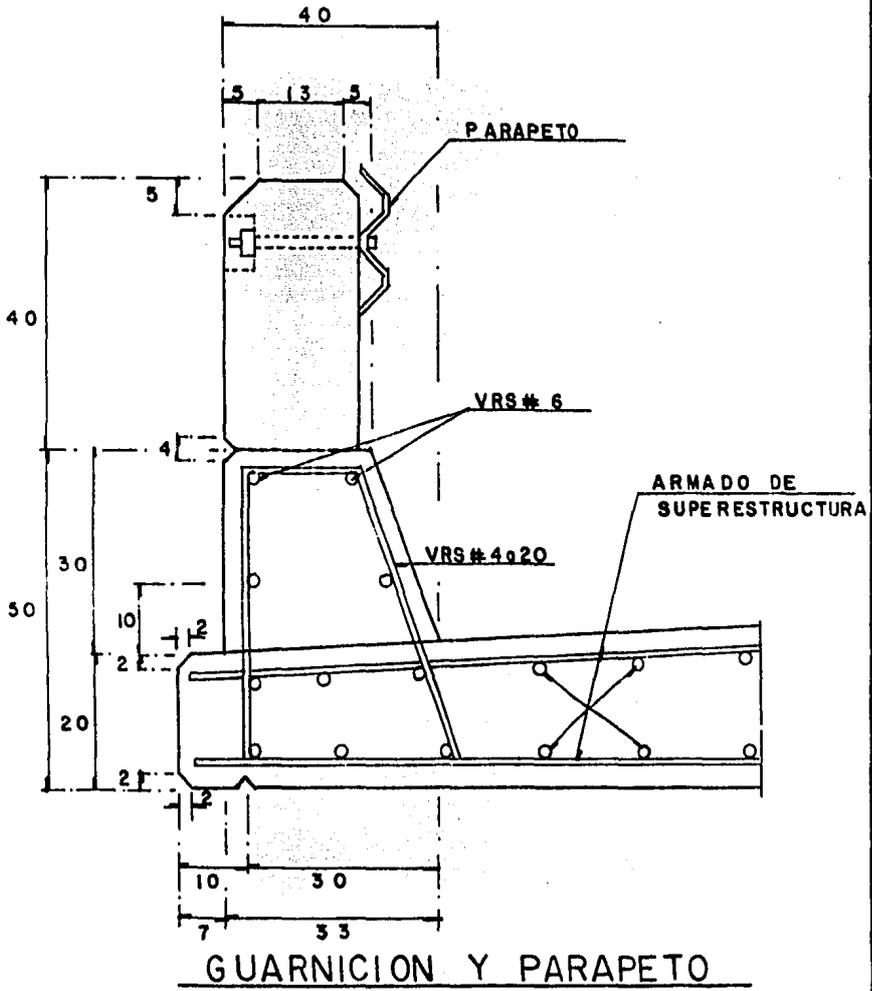
CORTE A-A



CORTE B-B



FACULTAD DE INGENIERIA UNAM	
SUBESTRUCTURA CABALLETE	ADOLFO JIMENEZ G
	ALUMNO
	ING. GUSTAVO DEL RIO SAN VICENTE
TESIS PROFESIONAL	ASESOR



BIBLIOGRAFIA

- 1.- BOLETIN # 4 " NORMAS DEL SERVICIO DE ESTUDIOS TECNICOS DE CAMINOS Y AUTOPISTAS " PUBLICADO POR SETRA EN DICIEMBRE DE 1974. FRANCIA 1974.
- 2.- COMITE AASHTO " ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO DE PUENTES " TRADUCCION DE LA PARTE PRIMERA Y APENDICES DE LA UNDECIMA EDICION (1973) DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. EDITADO POR SAHOP. MEXICO 1978.
- 3.- COMITE ACI - 83 " REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO (ACI 318-83) Y COMMENTARIOS". ED. ABEJA. MEXICO D.F, 1984.
- 4.- JUAREZ BADILLO,E.
RICO RODRIGUEZ,A. " MECANICA DE SUELOS " TOMO I
ED. LIMUSA. TERCERA EDICION MEXICO, 1982.
- 5.- JUAREZ BADILLO,E.
RICO RODRIGUEZ,A. " MECANICA DE SUELOS " TOMO II
ED. LIMUSA. SEGUNDA EDICION MEXICO, 1981.
- 6.- LIBBY R,J.
PERKINS D,N. " MODERN PRESTRESSED CONCRETE HIGHWAY BRIDGE SUPERSTRUCTURES". ED. GRANTVILLE-PUBLISHING COMPANY. SAN DIEGO CALIFORNIA 1976.
- 7.- MELI,ROBERTO " DISEÑO ESTRUCTURAL "
ED. LIMUSA. MEXICO D.F, 1985.
- 8.- NILSON,ARTHUR " DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFORZADO " ED. LIMUSA. MEXICO D.F,1982
- 9.- SOTELO,A.G. " HIDRAULICA GENERAL " VOL. I
ED. LIMUSA SEXTA REIMPRESION. MEXICO D,F. 1982.