



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS
CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II, ZONA 18, CIUDAD
CAPITAL, GUATEMALA**

Guillermo Alberto Mejía Dubón

Asesorado por el Ing. Oscar Argueta Hernández

Guatemala, noviembre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS
CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAÍSO II, ZONA 18, CIUDAD
CAPITAL, GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

GUILLERMO ALBERTO MEJÍA DUBÓN

ASESORADO POR EL ING. OSCAR ARGUETA HERNÁNDEZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II, ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 17 de marzo de 2010.



Guillermo Alberto Mejía Dubón

Guatemala, 13 de septiembre del 2010

Ing. Silvio Rodríguez Serrano
Coordinador de Infraestructura
Unidad de Prácticas y EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Distinguido ingeniero:


Reciba un cordial saludo y al mismo tiempo mis mejores deseos para que sus actividades se estén llevando a cabo con el mayor de los éxitos.

El motivo de la presente es para informar que se tuvo a la vista el trabajo final de graduación del estudiante de Ingeniería Civil **GUILLERMO ALBERTO MEJÍA DUBÓN** con número de carne **2006-14789**, titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II, ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA**. Después de realizar la revisión correspondiente, se firman los planos y se aprueba el trabajo.

Por lo anterior, se realiza el traslado de referido trabajo de graduación para que se continúe con el trámite correspondiente, tomando en consideración que no se consignan los sellos que acompañan la firma debido a los recientes problemas acontecidos en el campus universitario.

De antemano agradezco su colaboración a efecto sea tomada en cuenta la presente y sin otro particular me suscribo de usted.

Atentamente,



Oscar Argueta Hernández
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 1963

Ing. Oscar Argueta Hernández
Asesor Supervisor de E.P.S.
U.S.A.C.



Guatemala 07 de octubre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1000.10.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Guillermo Alberto Mejía Dubón** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200614789**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II , ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA”**.

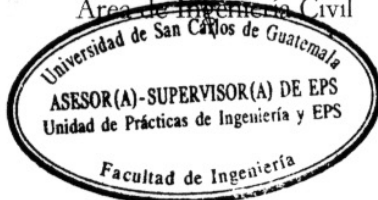
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Oscar Algueta Hernández
Asesor Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
OAH/ra



Guatemala, 07 de octubre de 2010.
REF.EPS.D.612.10.2010

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II , ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA**" que fue desarrollado por el estudiante universitario **Guillermo Alberto Mejía Dubón**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Oscar Argueta Hernández.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
12 de octubre 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II, ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Guillermo Alberto Mejía Dubón, quien contó con la asesoría del Ing. Oscar Argueta Hernández.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

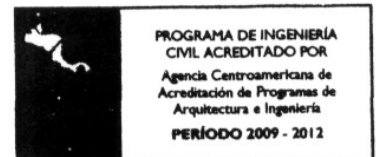

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Oscar Argueta Hernández y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Guillermo Alberto Mejía Dubón, titulado DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II, ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre de 2010

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala

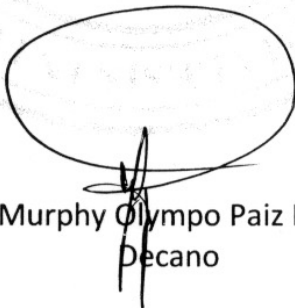


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 362.2010

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHÍCULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAÍSO II, ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario **Guillermo Alberto Mejía Dubón**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 9 de noviembre de 2010

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por estar conmigo en todo momento, darme sabiduría, guiarme, protegerme y permitirme lograr este triunfo.
- Mis padres** Guillermo Mejía y Vidalia Dubón de Mejía por el amor, esfuerzo, entrega y dedicación incondicional en mi vida.
- Mi hermana** Verónica Paola, por su apoyo, amistad y cariño.
- Mi familia** Por su apoyo de siempre.
- Mi novia** Yendira Lucrecia Velásquez Cifuentes, gracias por todo tu apoyo, comprensión, paciencia y cariño.
- Mis amigos** Por haber estado conmigo hasta el final de nuestra carrera y por todos los momentos compartidos.

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS	Por darme la bendición de la vida y la oportunidad y capacidad de culminar mi carrera; la ejerceré en su sagrado nombre.
Mis padres	Por su amor y sacrificios para brindarme siempre lo mejor. Que este logro sea una recompensa a todos sus esfuerzos.
Mi hermana	Por su cariño, apoyo y todos los momentos que hemos compartido.
Mi familia	Por el entusiasmo que siempre me han contagiado, su colaboración y ayuda.
Mi novia	Por todo el apoyo, motivación y cariño que me ha brindado. Por el amor incondicional que despiertas en mí y por estar allí en las buenas y en las malas.
Mi asesor	Ing. Oscar Argueta, por su gran apoyo en la elaboración de este trabajo.
Ing. Jonathan Rivera	Por su amistad y la asesoría brindada para la realización del presente trabajo.

Mis amigos

Rodolfo Aldana, Juan Luis Irving, José Manuel Divas, Pablo Martínez, Javier Montenegro, y Alejandro Catalán, por su amistad incondicional y por todos aquellos momentos que compartimos.

Ana Paola Mendía Zea

Por haber permanecido a mi lado durante toda la carrera apoyándome en cada momento que lo necesité.

Mis compañeros

Derick Hernández, Verónica Castro, Jerónimo, Carol, Maritza, Claudia, David, Manuel, Lucrecia, Baten, Mario, Por la oportunidad y confianza que me brindaron en el desarrollo del EPS.

Universidad de San Carlos de Guatemala

Gloriosa alma máter, con respeto, admiración y orgullo.

Facultad de Ingeniería

Por permitirme forjar uno de mis anhelos y haberme formado como profesional.

Todas las personas que me brindaron su apoyo incondicional a lo largo de mi formación profesional, en la realización del EPS y del Trabajo de Graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SIMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Ubicación geográfica	1
1.1.2. Reseña histórica	2
1.1.3. Límites y colindancias	2
1.1.4. Topografía	2
1.1.5. Orografía	2
1.1.6. Clima	3
1.1.7. Situación económica	3
1.1.8. Suelo	3
1.1.9. Hidrografía	4
1.1.10. Costumbres y tradiciones	4
1.1.11. Idiomas	5
1.2. Salud	5
1.2.1. Condiciones sanitarias	5
1.2.2. Agua potable	5
1.2.3. Extracción de basura	6

1.3.	Centros asistenciales, instituciones e infraestructuras existentes	6
1.3.1.	Puestos o centros de salud	6
1.3.2.	Policía Nacional Civil	6
1.3.3.	Iglesias	7
1.3.4.	Educación	7
1.3.5.	Transporte	7
1.3.6.	Vivienda	7
1.3.7.	Comunicación y electricidad	8
1.4.	Priorización de las necesidades básicas	8
2.	CÁLCULO DE LA RASANTE DEL PUENTE	9
2.1.	Cálculo de rugosidad del río	9
2.2.	Cálculo de intensidad de lluvia	11
2.3.	Cálculo del caudal en la cuenca	14
2.4.	Cálculo del tirante máximo	15
3.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	19
3.1.	Diseño de losa	19
3.1.1.	Carga muerta	20
3.1.2.	Momento por carga muerta	20
3.1.3.	Cálculo de cortante último	21
3.1.4.	Refuerzo a flexión	22
3.1.5.	Refuerzo transversal	23
3.2.	Diseño de vigas interiores	24
3.2.1.	Integración de cargas	25
3.2.1.1.	Carga muerta	25
3.2.1.2.	Momento producido por carga muerta	26
3.2.1.3.	Carga viva	27

3.2.1.4.	Cálculo de momentos y cortantes	29
3.2.1.5.	Momentos máximos	30
3.2.2.	Dimensionamiento y carga axial inducida	32
3.2.3.	Cálculo de esfuerzos en sección crítica	34
3.2.4.	Cálculo de esfuerzos en transferencia en los extremos de la viga	37
3.2.5.	Cálculo de pérdidas	37
3.2.5.1.	Pérdidas por encogimiento elástico	37
3.2.5.2.	Pérdidas por relajación	39
3.2.5.3.	Pérdidas por flujo plástico (creep loss)	39
3.2.5.4.	Pérdidas por encogimiento (shrinkage)	40
3.2.5.5.	Total de pérdidas	41
3.2.6.	Cálculo de esfuerzos después de pérdidas	41
3.2.7.	Cálculo de esfuerzos en los extremos de la viga	42
3.2.8.	Capacidad última de flexión	43
3.2.9.	Cálculo de momento nominal	44
3.2.10.	Cálculo de momento de fractura (Momento Crack)	46
3.2.11.	Cálculo de refuerzo adicional	47
3.2.12.	Estribos por corte	48
3.3.	Diseño de vigas exteriores	50
3.4.	Diseño de estribos	51
3.4.1.	Factores	51
3.4.2.	Cálculo de valor soporte	52
3.4.3.	Predimensionamiento de estribos	53
3.4.4.	Empuje estático	54
3.4.4.1.	Cálculo de empuje estático por peso propio del suelo	54

3.4.4.2. Cálculo de empuje estático debido a carga distribuida	54
3.4.5. Cálculo de q neta	55
3.4.6. Chequeo por deslizamiento	55
3.4.6.1. Cálculo de peso de los elementos	55
3.4.6.2. Factor de seguridad contra deslizamiento	57
3.4.7. Cálculo del momento de volteo	57
3.4.7.1. Cálculo de momento respecto a punto "O"	57
3.4.7.2. Cálculo de momento restaurador	58
3.4.7.3. Factor de seguridad contra volteo	59
3.4.7.4. Cálculo de momento resultante y excentricidad	59
3.4.8. Cálculo de presiones	60
3.4.9. Empuje dinámico	61
3.4.9.1. Cálculo de empuje dinámico debido a carga sísmica	61
3.4.9.2. Empuje dinámico producido por el Estribo	62
3.4.9.3. Empuje dinámico producido por carga distribuida	63
3.4.10. Chequeo por deslizamiento (empuje estático dinámico)	63
3.4.10.1. Factor de seguridad contra deslizamiento	64
3.4.11. Cálculo de momento de volteo (Empuje dinámico)	64

3.4.11.1.	Cálculo de momento de volteo respecto del punto “O”	64
3.4.11.2.	Factor de seguridad contra volteo	65
3.4.12.	Diseño del talón	65
3.4.12.1.	Refuerzo del talón	65
3.4.12.2.	Momento	65
3.4.12.3.	Cortante	65
3.4.12.4.	Cálculo de peralte	66
3.4.12.5.	Chequeo por cortante máximo	66
3.4.12.6.	Chequeo por momento máximo	66
3.4.13.	Diseño del dedo	67
3.4.13.1.	Chequeo por cortante máximo	67
3.4.13.2.	Chequeo por momento máximo	68
3.4.14.	Diseño de la cortina	69
3.4.14.1.	Chequeo por cortante máximo	69
3.4.14.2.	Chequeo por momento máximo	70
3.4.15.	Diseño del refuerzo del diente	71
3.5.	Cálculo de junta de dilatación	72
3.5.1.	Movimientos irreversibles	72
3.5.1.1.	Retracción del concreto	72
3.5.1.2.	Deformación diferida del concreto (CREPP)	73
3.5.2.	Movimientos reversibles	74
3.5.2.1.	Dilatación y contracción térmica	74
3.5.2.2.	Condiciones de frenado y arranque	75
3.5.3.	Movimientos totales bajo condiciones de servicio	76
3.5.4.	Movimientos totales bajo sollicitaciones sísmicas	76
3.5.5.	Desplazamiento de la junta	77
3.6.	Cálculo de material elastómerito (Neopreno)	78
3.6.1.	Generalidades	78

3.6.2.	Apoyos elastoméricos	79
3.6.3.	Determinación de las acciones de diseño	80
3.6.4.	Especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos	81
3.6.4.1.	Propiedades de los materiales para el diseño	81
3.6.4.2.	Cortante	82
3.6.4.3.	Revisión de esfuerzos por compresión	83
4.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	86
4.1.	Información general del estudio de impacto ambiental	89
4.2.	Contenido del estudio de Impacto ambiental	90
5.	PRESUPUESTO	95
6.	CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	97
7.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	99
7.1.	Limpia y chapeo	99
7.2.	Excavación estructural	101
7.3.	Relleno estructural (relleno con material clasificado)	103
7.4.	Concreto 7,000 PSI	105
7.5.	Concreto 4,500 PSI	106
7.6.	Acero estructural	106
7.7.	Acero de preesfuerzo	106
7.8.	Tubo galvanizado	107
7.9.	Neopreno dureza 60	108
7.10.	Limpieza final	108

CONCLUSIONES	109
RECOMENDIONES	111
BIBLIOGRAFIA	113
APÉNDICE	115
PLANOS DEL PROYECTO	119

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Plano de localización del asentamiento Los Ceritos	1
2. Gráfico tiempo vs. intensidad de lluvia	13
3. Gráfico periodo de retorno vs. intensidad de lluvia	14
4. Distribución de vigas y área de influencia de losa	19
5. Área de influencia para cálculo de carga viva y muerta	24
6. Resumen de cargas muertas para viga interna	26
7. Predimensionamiento de viga interna	27
8. Camión de diseño HL-93	30
9. Distribución de acero de preesfuerzo y dimensiones	32
10. Esfuerzo producido por carga axial	34
11. Esfuerzo producido por momento inducido	35
12. Esfuerzo producido por peso propio de la viga	36
13. Diagrama de esfuerzos combinados en sección crítica	36
14. Esquema de áreas de concreto utilizadas para el cálculo del momento nominal	44
15. Esquema de dimensiones propuestas para estribos.	53
16. Esquema de los elementos del estribo y sus dimensiones.	56
17. Esquema de empuje estático sobre estribo.	57
18. Esquema del momento restaurador producido por el peso de los elementos del estribo.	59
19. Sección típica de apoyo de material elastomérico.	80
20. Factor de forma para apoyo de neopreno.	83

TABLAS

1. Resumen de datos de aforo del río	10
2. Variables de la ecuación de intensidad para distintos periodos de retorno	12
3. Valores de intensidades de lluvia para la capital con las tasas de retorno indicadas	12
4. Valores de intensidad de lluvia para el periodo de retorno	14
5. Módulo de cortante para diferente dureza de elastómero	81

LISTA DE SÍMBOLOS

a_s	Aceleración sísmica horizontal máxima
Y_{\max}	Altura de la avenida máxima
θ	Angulo de fricción interna del suelo
A	Área
A_s	Área de acero
b	Base
f_{pu}	Capacidad ultima de flexión
P_e	Carga de pre esfuerzo después de perdidas
P_i	Carga de pre esfuerzo inicial
w	Carga distribuida
CM	Carga muerta
P	Carga puntual
Q	Caudal
C_u	Cohesión del suelo
Ke	Coefficiente de empuje estático
μ	Coefficiente de fricción entre el suelo y la cimentación
n	Coefficiente de rugosidad
ΔI_N^{+1-}	Condiciones de frenado y arranque
v_u	Cortante ultimo
V_c	Cortante actuante
ρ	Cuantía de acero

ΔI_F^-	Deformación diferida del concreto (CREPP)
$\Delta I_T^{+,-}$	Dilatación y contracción térmica
Y_{bottom}	Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema inferior de la viga
e_g	Distancia entre el centro de gravedad de la viga y losa
ΔP_{AE}	Empuje dinámico debido a carga sísmica
Ed_w	Empuje dinámico producido por carga distribuida
$Ed_{1,2,3,4}$	Empuje dinámico producido por elementos del estribo
$P_{m\grave{a}x}$	Empuje estático del suelo (Ranking)
P_w	Empuje estático debido a carga distribuida
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
f_{pi}	Esfuerzo inicial por carga axial inducida
f_{pe}	Esfuerzo por carga axial inducida después de pérdidas
f_c^b	Esfuerzo sobre la fibra inferior al eje neutro
f_c^t	Esfuerzo sobre la fibra superior al eje neutro
S	Espaciamiento
T_S	Espesor de la losa
e	Excentricidad entre el eje neutro de la viga y el punto de aplicación de la carga axial inducida
$F.D.$	Factor de distribución
$F_{seguridad}$	Factor de seguridad contra deslizamiento
F_{sv}	Factor de seguridad contra volteo
N_c, N_q, N_γ	Factores para el cálculo del valor soporte del suelo
F_f	Fuerza de fricción
I_{viga}	Inercia de la viga

itr	Intensidad de lluvia
ksi	Kilo libras por pulgada cuadrada
psi	Libras por pulgada cuadrada
l	Longitud
N_b	Numero de vigas
G	Módulo de deformación por corte
M_{cr}	Momento de fractura (momento crack)
S_{xx}^t	Momento de inercia con respecto a la fibra inferior
S_{xx}^t	Momento de inercia con respecto a la fibra superior
M_N	Momento nominal
$M_{diafragma}$	Momento producido por diafragmas
M_{pi}	Momento producido por la carga axial inducida
M_{CM}	Momento producido por la carga muerta
M_{sd}	Momento producido por losa y capa de desgaste
M_d	Momento producido por peso propio de la viga
M_R	Momento restaurador
M_{Res}	Momento resultante
M_{transv}	Momento transversal
M_U	Momento ultimo
N	Movimientos totales bajo solicitudes sismicas
d	Peralte efectivo
Δf_{pes}	Pérdidas por encogimiento elástico
Δf_{sh}	Pérdidas por encogimiento (shinkage)
Δf_{per}	Pérdidas por flujo plástico (creep loss)
Δf_{pr}	Pérdidas por relajación

γ	Peso específico del suelo
r_{xx}	Radio de giro de la viga
$f'c$	Resistencia última del concreto
Δl_R^+	Retracción del concreto
T	Temperatura
tc	Tiempo de concentración
q_u	Valor soporte
v	Volumen

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.
Aforo	Medición del volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Aletón	Muro lateral colocado en la entrada y salida de los puentes, diseñado y construido para sostener y proteger los taludes.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir alturas.
Azimut	Es el ángulo horizontal referido a un norte magnético o arbitrario, cuyo rango varía desde 0° a 360°.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por unidad de tiempo en un determinado punto de observación.
Concreto ciclópeo	Combinación de concreto estructural y piedra ya sea de canto rodado o triturada, libre de arcillas y vegetación, con diámetros no mayores a 300 mm.

Cota de cimentación	Es la altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
Diafragmas	Elementos estructurales perpendiculares a las vigas principales de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas, éstos pueden ser interiores y exteriores.
Empuje	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro o estribo.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río que se encuentra en su nivel mínimo de caudal.
Estribos	Muros que soportan a la superestructura y transmiten su peso al suelo.
Fuerza de sismo	Carga que es inducida por un movimiento telúrico y que provoca esfuerzos tanto en la superestructura, como en la subestructura o cimentación.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
Monografía	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales, y culturales, de una región.

Mortero	Mezcla de aglomerantes, arena, y agua, que sirve para unir mampostería, u otros elementos estructurales.
Obra falsa	Parte de la formaleta que sostiene a los moldes en su lugar.
Presión	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
Puente	Estructura de madera, piedra, ladrillo, concreto simple, concreto armado, o concreto presforzado, que se utiliza para que una vía de comunicación pueda salvar un obstáculo.
Rasante	Es el nivel de la superficie de rodadura de una carretera o camino.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como un factor de seguridad.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tránsito, y transmitir las a la subestructura.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

Topografía	Ciencia a cargo de describir y delinear detalladamente la superficie de un terreno, y mediante ello, poder calcular y trazar un área o caminamiento según sea necesario.
Viga de apoyo	Es la parte superior del estribo, sobre la que se apoya la superestructura.
Viga principal	Es una de las vigas de soporte de la estructura, colocada paralelamente a la línea central del puente, se asienta en los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

RESUMEN

El trabajo de graduación consiste en el análisis socioeconómico del asentamiento Los Cerritos y la colonia El Paraíso II con el objetivo de establecer las necesidades que aquejan a los vecinos del lugar y de esta manera priorizar el problema inmediato que requiera de una pronta solución referente a los campos de la ingeniería civil para finalmente proceder a diseñar una obra de infraestructura que solvete el referido problema.

Tomando como punto de partida lo anterior, se procedió a realizar un análisis monográfico de las comunidades arriba descritas. Dentro de la información recopilada, se determinó que los habitantes requieren de un puente vehicular que permita la libre locomoción de los vecinos con lo cual se genere un mayor índice de desarrollo, al mismo tiempo que se contribuye con el comercio local y con el ingreso de instituciones asistenciales.

Dentro del desarrollo del presente trabajo de graduación, se procedió a realizar la topografía especial para el puente con el objetivo de realizar una representación gráfica de todos los puntos de importancia que contribuyan al correcto diseño de la estructura en general. Lo anterior se realizó mediante la utilización de una estación total, procurando identificar en detalle los límites y colindancias de los terrenos aledaños, así como la rasante de la carretera y el cauce del río en estudio.

Posteriormente, se procedió a realizar un estudio hidrológico completo del área. Mediante mapas del IGN (Instituto Geográfico Nacional) a escala 1:50,000, se delimitó la cuenca que drena hacia el punto en donde se considera la edificación del referido puente. Con el apoyo del INSIVUMEH (Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología) se obtuvieron las curvas isoyetas de la región mediante las cuales se determinó la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años. Una vez realizado el aforo del río se procedió a calcular su rugosidad para luego utilizar el método racional para determinar el caudal máximo para la intensidad de lluvia establecida. Con todos los datos antes descritos, se utilizaron las ecuaciones de la hidráulica para el cálculo de la avenida máxima la cual condiciona la altura del puente.

Finalmente, se procedió a realizar una exploración en el suelo en donde se prevé la construcción de los estribos del puente y se extrajo una muestra inalterada del suelo a una profundidad de 3 metros. La muestra fue enviada al Centro de Investigación de Ingeniería para que se aplicase un ensayo triaxial. El estudio proporcionó los datos de la cohesión del suelo al igual que el ángulo de fricción interna, información necesaria para el cálculo del valor soporte del estrato en donde se edificarán los estribos del puente.

Una vez establecidos todos los datos necesarios para el predimensionamiento del puente se determinó que la avenida máxima no condicionaba el diseño por encontrarse el mismo a una altura considerable del espejo de agua en la ocurrencia de una lluvia histórica. Adicionalmente, se determinó que el puente debía poseer una luz de 40 metros lineales por lo que se tomó la decisión de realizar un diseño de vigas postenzadas.

Por lo anterior, se procedió a realizar el diseño de la losa y la capa de desgaste, determinando para ello el acero de refuerzo necesario para el correcto funcionamiento del referido elemento. Una vez determinadas las dimensiones de la losa, se realizó la integración respectiva de las cargas para determinar la carga muerta que debería soportar cada una de las cuatro vigas propuestas. Se utilizó un camión de diseño del tipo HL-93 de la AASHTO y se calculó un factor de distribución de carga para vigas internas y externas.

Una vez definidas las cargas de diseño se procedió a calcular el acero de preesfuerzo necesario para contrarrestar los esfuerzos tensionantes en la fibra extrema inferior de las vigas. Con el área de acero de preesfuerzo se calculó el esfuerzo inducido por la tensión de los cables y por la contraflexa producida por la excentricidad de la aplicación de la carga con el eje geométrico de la viga. Posteriormente, se calcularon todas las pérdidas producidas por la fatiga, el flujo plástico, el encogimiento elástico y relajación para luego volver a verificar los esfuerzos en toda la sección de la viga una vez la misma se encuentre en funcionamiento bajo los casos críticos de carga propuesto por la AASHTO.

Después de definir el armado y refuerzo de las vigas se procedió a realizar el diseño de los estribos, tomando como premisas el empuje estático y dinámico del suelo para garantizar que los elementos se encuentren dentro de los límites razonables de seguridad, se toma como restricciones el valor soporte del suelo, al momento de volteo y al coeficiente de fricción estática del suelo. Finalmente, se procedió a realizar el diseño de los barandales, diafragmas interiores y exteriores, juntas de dilatación y del material elastomérico que funciona en los apoyos de las vigas.

OBJETIVOS

General

1. Diseñar un puente vehicular que permita la libre locomoción de los vecinos del asentamiento Los Cerritos, generando de esta manera, bienestar y desarrollo para los habitantes de la comunidad.
2. Aplicar los conceptos teóricos y prácticos obtenidos a través del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), para el desarrollo de un proyecto de infraestructura que beneficie a una comunidad específica y que permita afianzar la experiencia laboral del estudiante.

Específicos

1. Realizar un análisis monográfico detallado del asentamiento Los Cerritos, identificando las necesidades que lo aquejan y buscando la solución apropiada para su beneficio y desarrollo.
2. Determinar la altura de la avenida máxima que acontece en el asentamiento Los Cerritos, a través de un análisis hidrológico e hidráulico, para verificar si dicha avenida condiciona el diseño de un puente vehicular.

3. Desarrollar un levantamiento topográfico para el área en donde se ubicará el proyecto propuesto, y de esta manera determinar la ubicación precisa de los elementos estructurales que componen el puente.

4. Conducir una exploración en el suelo del lugar propuesto, para la elaboración de los estribos del puente y extraer una muestra inalterada que permita la determinación del valor soporte del estrato de dicho suelo.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto tiene como finalidad la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), que según el resultado del diagnóstico efectuado en la comunidad analizada, se tomó como prioridad el diseño de un puente vehicular para la conexión de la aldea Los Cerritos y el asentamiento El Paraíso II, zona 18, Ciudad Capital, Guatemala.

Guatemala posee características geológicas únicas en todo el mundo. Su origen violento, producto de la convergencia de tres placas tectónicas, ha propiciado que su territorio evidencie cicatrices que van desde altas montañas hasta profundas depresiones. Lo anterior propicia la diversidad de ecosistemas que al mismo tiempo se traduce en un amplio abanico de especies que habitan dentro de nuestras fronteras. Sin embargo, poseer tanta riqueza geológica repercute en la dificultad de locomoción a través de tantos accidentes geográficos.

Tal es el caso del asentamiento Los Cerritos ubicado en la zona 18 de la Ciudad Capital. Dicha comunidad se encuentra asentada sobre laderas de montañas y abruptos acantilados y es dividida por un río de aguas residuales. La comunidad requiere de una ruta de acceso que le permita mantener comunicación vial con los asentamientos circunvecinos y por ende, es necesaria la ejecución de un puente que permita superar el río de aguas negras y propiciar el transporte de mercadería y personas, así como el acceso de unidades de emergencia y asistencia.

En este trabajo de graduación se desarrolla el diseño y planificación de un puente vehicular que permita solventar las problemáticas antes descritas. De igual manera se elaboraron planos que incluyen todos los pormenores constructivos para la correcta ejecución del referido proyecto. Finalmente, se elaboró el presupuesto desglosado y el cronograma de ejecución con lo cual se garantiza que la obra sea ejecutada con una calidad adecuada y en un periodo de tiempo lógico, lo cual a su vez garantiza que la comunidad reciba un proyecto seguro, funcional y confiable que permita la generación de desarrollo y aumente la calidad de vida de todos los vecinos.

1. MONOGRAFÍA DEL LUGAR

1.1. Generalidades

1.1.1. Ubicación geográfica

El asentamiento Los Cerritos se localiza dentro de los límites de la ciudad de Guatemala zona 18, se ingresa a través del kilómetro 8.0 carretera al Atlántico; los límites territoriales colindan con los departamentos de la manera siguiente: al norte con Baja Verapaz; al este con El Progreso, Jalapa y Santa Rosa; al sur con Escuintla y Santa Rosa, y al oeste con Sacatepéquez y Chimaltenango. Se ubica en la latitud $14^{\circ}39'16.77''$ y longitud $90^{\circ}26'18.8''$; la altitud es de 1,431 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. Plano de localización del asentamiento Los Cerritos, zona 18.



1.1.2. Reseña histórica

El asentamiento Los Cerritos tiene una extensión de 3.5 kilómetros cuadrados y se subdivide en siete sectores, con una población total aproximada de 20,000 habitantes, siendo éstos, familias de escasos recursos que provienen de zonas marginadas dentro de la Ciudad Capital, así como de los municipios colindantes como Chuarrancho, Llano Largo, Palencia, San José del Golfo, y de los departamentos de El Progreso, Zacapa y Chiquimula.

1.1.3. Límites y colindancias

El asentamiento Los Cerritos colinda con otros emplazamientos humanos como los ubicados en la colonia El Paraíso II al sur, la colonia Arzú al sureste, la colonia Emmanuel al suroeste, la colonia Pinares al noroeste y la aldea Rodriguitos al norte.

1.1.4. Topografía

La topografía del asentamiento Los Cerritos es bastante irregular y accidentada, pues se encuentra emplazada entre laderas de montañas y barrancos.

1.1.5. Orografía

El asentamiento Los Cerritos se encuentra situado en las laderas de una zona montañosa y es atravesada por un río de aguas residuales que con el paso del tiempo ha dado lugar a barrancos de mediana altura.

1.1.6. Clima

Por estar ubicado dentro de la ciudad capital, el clima en el asentamiento Los Cerritos es templado, está entre los 14 °C y 27 °C, y las isoyetas para la región central oscilan entre 1,100 y 1,300 mm por año, con una humedad relativa del 75%, que deriva de la vegetación que aún no ha sido depredada en los alrededores.

1.1.7. Situación económica

La aportación económica es variada, pero se estima un promedio de Q1,600.00 mensuales por familia, dividiéndose en comerciantes informales, pequeños productores agrícolas y obreros, quienes trabajan en diferentes fábricas, dentro de las demás zonas de la ciudad capital.

La comunidad carece de fábricas, sin embargo, el área industrial de carretera al Atlántico se encuentra cercana al sector, por lo que gran parte de la población labora en empresas manufactureras. El resto de la población económicamente activa labora como comerciantes, albañiles, pilotos y maestros entre otros, dentro de la comunidad o a inmediaciones de la misma.

1.1.8. Suelo

El tipo de suelo, según el estudio efectuado en el laboratorio de la Universidad de San Carlos, Facultad de Ingeniería, y cuya muestra se obtuvo a inmediaciones del cauce del río de aguas residuales que atraviesa la comunidad, dio como resultado una arena pómez gravosa color beige.

1.1.9. Hidrografía

Dentro de la comunidad no existen nacimientos naturales de agua debido a la extensa deforestación y al alto índice de asentamiento. Sin embargo el río que atraviesa la comunidad sostiene un caudal estable debido a que los vecinos del sector y de los lugares aledaños descargan las aguas residuales directamente al cauce del río sin ningún tratamiento. Lo anterior repercute en la alta contaminación de la cuenca hidrológica de la comunidad que se refleja en enfermedades, mal olor y destrucción de flora y fauna.

Adicionalmente, el cauce del río se ve afectado en época de invierno, puesto que las fuertes lluvias aunadas al desfogue de aguas residuales, provocan una avenida que arrastra basura y demás desperdicios, que posteriormente son depositados en los márgenes del río, convirtiéndolo en un basurero clandestino y en foco considerable de contaminación.

1.1.10. Costumbres y tradiciones

Las fiestas patronales y las ferias cantonales de la comunidad, como en la ciudad capital, están dirigidas a los santos, los difuntos, Cuaresma, Semana Santa, los rezados, el mes de la Virgen de la Asunción y la festividad de la Virgen de Guadalupe.

Los vecinos del sector se caracterizan también por sus creencias en seres sobrenaturales, las historias y costumbres arraigadas, las cuales son practicadas con solemnidad y devoción.

1.1.11. Idiomas

El idioma predominante es el español, ya que sus pobladores son originarios de la ciudad capital o bien migraron de departamentos ubicados al oriente del país.

1.2. Salud

1.2.1. Condiciones sanitarias

EL 80% de las viviendas del asentamiento cuentan con un sistema de drenaje sanitario, el cual se utiliza para transportar las aguas residuales y pluviales de la comunidad, (Información proporcionada por el COCODE de la comunidad).

1.2.2. Agua potable

El 100% de la comunidad cuenta con infraestructura necesaria para la distribución de agua potable; sin embargo el inadecuado abastecimiento del vital líquido provoca que el 20% de las viviendas no obtenga dicho servicio.

Por otro lado, un pequeño porcentaje de familias cuenta con pozos propios, ya que se encuentran mantos freáticos a escasa profundidad o bien compran y almacenan agua que es distribuida por empresas particulares en camiones cisterna. (Información proporcionada por el COCODE de la comunidad).

1.2.3. Extracción de basura

Existe servicio de extracción de basura para el asentamiento Los Cerritos, sin embargo únicamente el 50% de los vecinos de la comunidad utiliza dicho servicio, debido a que las condiciones de pobreza y extrema pobreza de los habitantes no les permiten cubrir con la cuota de Q 30.00 al mes.

Se observó que gran parte de los habitantes utilizan el cauce del río que atraviesa el asentamiento Los Cerritos como basurero clandestino, lo cual agudiza el problema de la contaminación.

1.3. Centros asistenciales, instituciones e infraestructuras existentes

1.3.1. Puestos o centros de salud

La comunidad no cuenta con un centro asistencial, por lo que la única ayuda médica que arriba a la localidad proviene del programa de jornadas médicas del Fondo Nacional para la Paz –FONAPAZ-.

Cuando se suscita alguna emergencia, los pobladores se dirigen al centro de salud más cercano, el cual se encuentra en la comunidad La Periférica, ubicada dentro de la colonia El Paraíso.

1.3.2. Policía Nacional Civil

No se cuenta con estación de policía dentro de la comunidad. Las estaciones de la Policía Nacional Civil más cercanas están ubicadas en las colonias El Paraíso y Pinares del Norte, zona 18 de la Ciudad Capital.

1.3.3. Iglesias

Cuentan con una iglesia católica dentro del sector. Adicionalmente, prosperan cinco iglesias evangélicas constituidas dentro de residencias particulares.

1.3.4. Educación

Dentro de la comunidad se encuentra una escuela que funciona en dos jornadas y atiende aproximadamente a 1,200 niños hasta el nivel primario.

1.3.5. Transporte

No cuentan con un sistema de transporte colectivo dentro de la comunidad, únicamente circulan por medio de moto-taxis debido a que los buses urbanos no ingresan al asentamiento.

1.3.6. Vivienda

Un 60% de las viviendas de la comunidad está constituido por construcciones formales y semiformales, hechas a base de mampostería tradicional con cubierta de lámina o techo de losa de concreto y cimientos básicos. Sin embargo alrededor del 40% habita en champas rudimentarias, hechas a base de lámina, madera y cartón.

1.3.7. Comunicación y electricidad

El acceso a electricidad es casi generalizado, por lo que prácticamente el 100% de hogares posee luz eléctrica. En cuanto a las líneas telefónicas, el porcentaje de acceso disminuye drásticamente hasta un 30% de hogares que poseen una línea telefónica. Sin embargo, la existencia de teléfonos públicos y la facilidad de adquirir una línea celular permite que todos los habitantes de la comunidad estén comunicados.

1.4. Priorización de las necesidades básicas

Con base en consultas realizadas con pobladores del sector así como con el comité de desarrollo de la comunidad, se pudo identificar que la necesidad prioritaria es la construcción de un puente vehicular.

Lo anterior se justifica en el hecho de que en la actualidad la comunidad únicamente cuenta con un puente peatonal el cual comunica el asentamiento Los Cerritos con los demás asentamientos humanos del sector, por lo que resulta imposible la comunicación vehicular entre comunidades.

Adicionalmente, la comunidad manifiesta que la existencia de un puente vehicular garantizaría el acceso de unidades de asistencia como las ambulancias y unidades de la Policía Nacional Civil, permitiendo subsanar el tema de la seguridad del sector y brindando una respuesta inmediata ante el acontecimiento de cualquier emergencia, y a la vez permitiría un mayor desarrollo económico debido a que los vecinos podrán movilizar mercadería con mayor facilidad.

2. CÁLCULO DE LA RASANTE DEL PUENTE

Para el cálculo de la rasante del puente se verifica si el tirante de la crecida máxima no constituye una amenaza para la integridad de los elementos estructurales. Dicho cálculo requiere de la utilización de datos estadísticos y geográficos que provienen de la investigación de instituciones tales como el INSIVUMEH, Instituto Geográfico Nacional y la Dirección General de Caminos.

2.1. Cálculo de rugosidad del río

Se procedió a calcular la velocidad de la corriente del río por lo que se ubicaron tres sectores a lo largo de la sección transversal en donde se prevé ejecutar el puente. Mediante el método de flotadores se midió y marcó una distancia de diez metros aguas arriba, para luego soltar el flotador y cronometrar el tiempo que transcurre para que el objeto flotante recorriera los diez metros. Este proceso se repitió varias veces en cada uno de los tres sectores.

Finalmente, se obtuvo información sobre la profundidad del río en cada uno de los tres sectores delimitados, y se promediaron los resultados con el objetivo de obtener datos precisos y exactos. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 1. Resumen de datos de aforo del río

Tramo 1: orilla izquierda

			Promedio	Unidad
Altura	0.210	0.205	0.208	m
Tiempo	58.87	56.32	57.60	s
Distancia	10.00	10.00	10.00	m
Velocidad	0.170	0.178	0.174	m/s

Tramo 2: centro

			Promedio	Unidad
Altura	0.320	0.310	0.315	m
Tiempo	21.76	23.50	22.63	s
Distancia	10.00	10.00	10.00	m
Velocidad	0.460	0.426	0.442	m/s

Tramo 3: orilla derecha

			Promedio	Unidad
Altura	0.195	0.205	0.200	m
Tiempo	59.46	101.25	80.36	s
Distancia	10.00	10.00	10.00	m
Velocidad	0.168	0.099	0.124	m/s

Promediando los datos obtenidos de los tres sectores antes descritos, se obtuvieron los siguientes datos para el cálculo del coeficiente de rugosidad:

$$V = 0.25 \frac{m}{s}$$

$$h = 0.24m$$

Aplicando la ecuación de rugosidad:

$$n = \frac{|V - 1| \times h^{1/6}}{6.78 \times (V + 0.95)}$$
$$n = \frac{|0.25 \text{ m/s} - 1| \times (0.24 \text{ m})^{1/6}}{6.78 \times (0.25 \text{ m/s} + 0.95)}$$
$$n = 0.073$$

2.2. Cálculo de intensidad de lluvia

Para la deducción de la intensidad de lluvia que acontece en el punto de estudio se utilizó el método estándar de cálculo recomendado por el INSIVUMEH (Método Estándar para el cálculo de curvas de duración-intensidad-frecuencia, octubre de 1988).

Para el diseño del presente proyecto se utilizó un periodo de retorno de 25 años, aplicando la siguiente igualdad:

$$itr = \frac{A}{(B + t)^n} \times R_2$$

Donde A, B, n y R_2 son parámetros proporcionados por el INSIVUMEH ;los que fueron calculados a través del cuidadoso estudio estadístico de la ocurrencia de precipitación para la meseta central. Para el análisis de las líneas isoyetas se utilizaron periodos de retorno de 2, 10 y 50 años. La estación que se tomó como referencia para el presente proyecto es la denominada INSIVUMEH, la cual se encuentra en la ciudad Capital. Finalmente, los tiempos de concentración que se utilizaron fueron de 2, 20 y 60 minutos.

Tabla 2. Variables de la ecuación de intensidad para distintos periodos de retorno.

Periodo de retorno			
Variables	2 años	10 años	50 años
A	1970	1345	900
B	15	9	2
n	0.958	0.791	0.66
R₂	0.989	0.982	0.981

Tabla 3. Valores de intensidades de lluvia para la capital, con las tasas de retorno indicadas

Tiempo (min)	Periodo de Retorno (años)		
	2	10	50
3	122.21	185.01	305.20
20	64.63	92.06	114.79
60	31.14	46.38	57.93

El tiempo de concentración del área tributaria se calcula con la fórmula de Kirpich, cuyos parámetros dependen del desnivel y longitud del cauce en análisis.

$$tc = \frac{3L^{1.15}}{154H^{0.38}}$$

Donde:

L = longitud del cauce en estudio = 175m

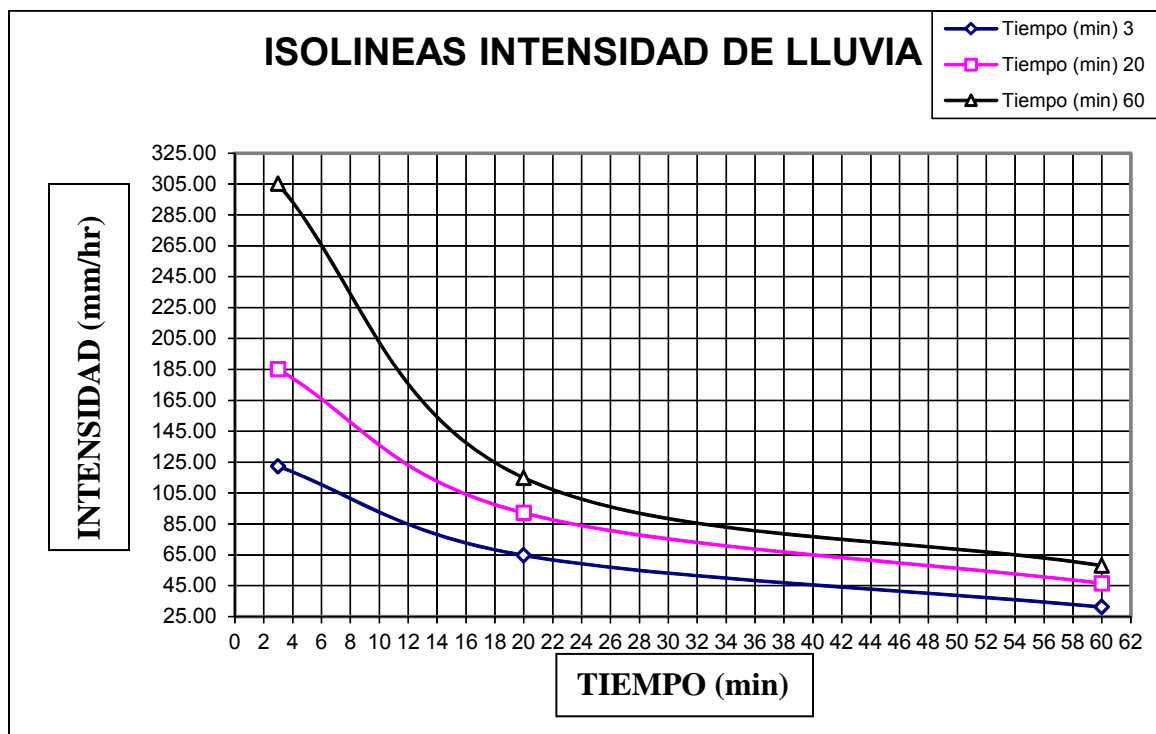
H = desnivel que desciende el cauce del río = 3m

Entonces,

$$tc = \frac{3(175m)^{1.15}}{154(3m)^{0.38}}$$
$$tc = 4.87 \text{ min}$$

NOTA: Para el presente proyecto se utilizará un tiempo de concentración de **5 minutos**.

Figura 2. Gráfico tiempo vs. intensidad de lluvia

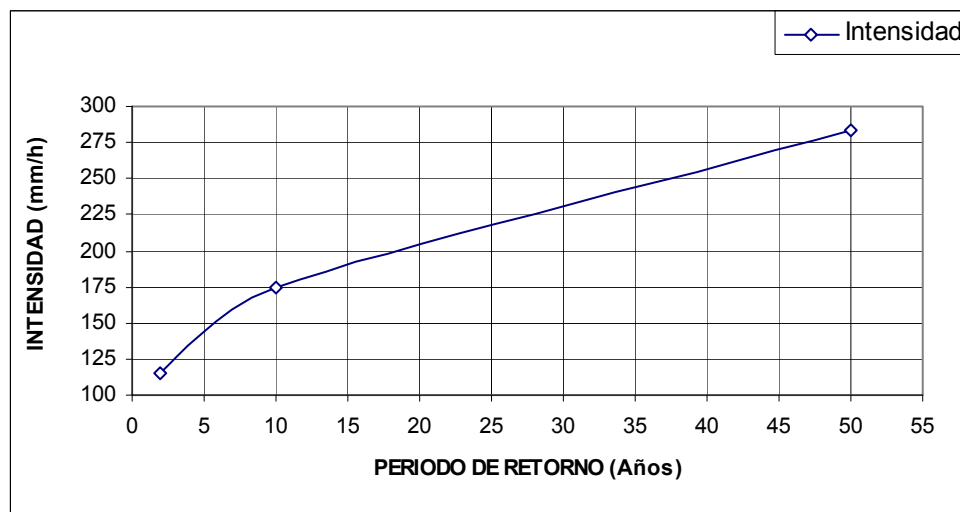


Para un tiempo de concentración de 5 minutos se obtienen los valores de intensidad de lluvia que se interceptan con las gráficas de isóneas.

Tabla 4. Valores de intensidad de lluvia para el periodo de retorno

Periodo de retorno (años)	Intensidad (mm/hr)
2	115
10	175
50	280

Figura 3. Gráfico periodo de retorno vs. intensidad de lluvia



2.3. Cálculo del caudal en la cuenca

Haciendo uso del método racional se calcula el caudal del río para un periodo de diseño de 25 años, donde el coeficiente de rugosidad (n) y la intensidad de lluvia (i) fueron calculadas con anterioridad; mediante mapas del Instituto Geográfico Nacional se obtuvo el área de la cuenca:

$$Q = \frac{CIA}{3.60}$$

Donde:

$$C = 0.06$$

$$i = 224 \text{ mm/hr} \quad [\text{dato obtenido de gráfico}]$$

$$A = 7.5 \text{ km}^2 \quad [\text{dato obtenido de mapas del IGN}]$$

Entonces,

$$Q = \frac{0.06 \times 7.5 \text{ km}^2 \times 224 \text{ mm/hr}}{3.60}$$

$$Q = 28 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

2.4. Cálculo del tirante máximo

Datos:

$$B_1 = \text{Base}_1$$

$$B_2 = \text{Base}_2 = 44.44 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = \text{altura de la crecida máxima para el caudal calculado}$$

$$A = \text{Área del Trapecio} = \frac{(B_1 + B_2)}{2} \times Y_{\max}$$

Se sustituye B_1 por $B_2 + 6Y_{\max}$, entonces,

$$A = \left[\frac{(B_2 + 6Y_{\max}) + B_2}{2} \right] \times Y_{\max}$$

$$A = \left[\frac{2B_2 + 6Y_{\max}}{2} \right] \times Y_{\max}$$

$$A = B_2 \cdot Y_{\max} + 3Y_{\max}^2$$

Utilizando la ecuación de Manning y la ecuación de Continuidad,

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad \text{y} \quad Q = v \cdot A$$

Sustituyendo en ecuación anterior se tiene que,

$$\frac{Q}{v} = B_2 \cdot Y_{\max} + 3Y_{\max}^2$$

$$\frac{Q}{\frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}} = B_2 \cdot Y_{\max} + 3Y_{\max}^2$$

Para mayor eficiencia del radio hidráulico se sustituye por: $Y_{\max}/2$

$$\frac{n \cdot Q}{\left(\frac{Y_{\max}}{2} \right)^{2/3} \cdot S^{1/2}} = B_2 \cdot Y_{\max} + 3Y_{\max}^2$$

Despejando se obtiene:

$$(2)^{2/3} \times \frac{n \cdot Q}{S^{1/2}} = B_2 \cdot (Y_{\max})^{5/3} + 3(Y_{\max})^{8/3}$$

Sustituyendo valores,

$$(2)^{2/3} \times \frac{0.073 \times 28m^3 / s}{\left(\frac{3m}{175m}\right)^{1/2}} = 44.44m(Y_{\max})^{5/3} + 3(Y_{\max})^{8/3}$$

$$24.78 = 44.44(Y_{\max})^{5/3} + 3(Y_{\max})^{8/3}$$

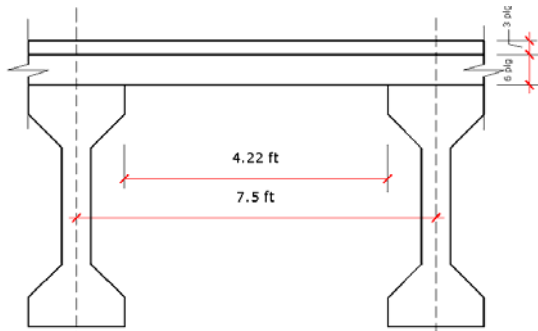
$$Y_{\max} = 1.30m$$

Los habitantes de la comunidad manifiestan que la crecida máxima registrada ha alcanzado un nivel equivalente a los 2 metros de altura. Sin embargo, el parámetro considerado para la rasante del puente es el nivel de la carretera y la posición de las viviendas existentes, por lo que la avenida máxima no condiciona el diseño del puente al encontrarse este muy por encima del nivel máximo alcanzado.

3. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

3.1. Diseño de losa

Figura 4. Distribución de vigas y área de influencia de losa



Caso 1) Cuando las barras longitudinales de la losa son perpendiculares al tráfico.

Según AASHTO 2,005, capítulo **4.6.2.1.8**,

Si $l \leq 3,000mm$ y como $l = 2.286m \cong 2,286mm \leq 3,000mm$

Entonces AASHTO 2,005, capítulo **4.6.2.1.8-1** indica que,

$$M_{transv} = 1,290D^{0.197} \times l^{0.459} \times C \text{ [carga viva]}$$

Donde:

$$-D = \frac{D_x}{D_y} \text{ Se utiliza un } D = 1 \text{ (conservador)}$$

$$-C = 0.8 \text{ (losa continua)}$$

$$M_{transv} = 1,290(1)^{0.197} \times (2,286)^{0.459} \times (0.8)$$

$$M_{transv} = 35,933.18 \frac{N \cdot mm}{mm} = 8.08 \frac{kips \cdot pie}{pie}$$

3.1.1. Carga muerta

Integración de pesos

$$\text{-Losa} = \left(0.15 \frac{Kips}{pie^3} \right) (0.5 pie) = 0.075 \frac{Kips}{pie^2}$$

$$\text{-Capa de desgaste} = \left(0.12 \frac{Kips}{pie^3} \right) (0.25 pie) = 0.030 \frac{Kips}{pie^2}$$

$$\sum CM = 0.105 \frac{Kips}{pie^2}$$

3.1.2. Momento por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{wl^2}{10} = \frac{(0.105 Kips / pie^2)(8.08 Kips \cdot pie / pie)^2}{10}$$

$$M_{CM} = 0.686 \frac{Kips \cdot pie}{pie}$$

Entonces,

$$M_U = \sum N[1.25CM + 1.75CV] \text{ (para losa)}$$

Donde:

-Según ACI-318-05, capítulo 3.4.1-1 $Q = \sum N_i \gamma_i Q_i$, se asume que $\sum N = 1$ (factores que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia).

Entonces,

$$M_u = (1) \left[1.25 \left(0.686 \frac{\text{kips} \cdot \text{pie}}{\text{pie}} \right) + 1.75 \left(8.08 \frac{\text{kips} \cdot \text{pie}}{\text{pie}} \right) \right]$$

$$M_u = 15.00 \frac{\text{kips} \cdot \text{pie}}{\text{pie}}$$

3.1.3. Cálculo de cortante último

$$CV = \left(\frac{Pl}{4} \right) \times 0.8$$

Como:

$$-l = 7.5 \text{ pie y } CV = 8.08 \frac{\text{kips} \cdot \text{pie}}{\text{pie}}$$

Entonces,

$$P = \left(\frac{8.08 \text{kips} \cdot \text{pie} / \text{pie}}{7.5 \text{ pie}} \right) \times \left(\frac{4}{0.8} \right)$$

$$P = 5.39 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$V_u = \left[CM \cdot \left(\frac{\text{Luz a rostro de viga}}{2} \right) + \frac{P}{2} \right]$$

$$V_U = \left[\left(0.105 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \right) \cdot \left(\frac{4.22 \text{ pie}}{2} \right) + \frac{5.39 \text{kips} / \text{pie}}{2} \right]$$

$$V_U = 2.92 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$v_u = \frac{V_U}{bd}$$

Pero,

$$-d_1 = jd = 0.90d$$

$$-d = H - \text{rec.} - \frac{\Phi \text{ de var.}}{2} = 6 \text{ plg} - 1 \text{ plg} - \frac{(5/8)}{2} \text{ plg} = 4.68 \text{ plg}$$

$$-d_1 = 0.90(4.68 \text{ plg}) = 4.21 \text{ plg}$$

Entonces,

$$v_u = \frac{2.92 \text{kips} / \text{pie}}{4.21 \text{ plg} \cdot 12 \text{ plg}}$$

$$v_u = 0.058 \text{ksi} \leq 0.095 \text{ksi} \text{ (para concreto de } f'c = 4 \text{ksi)}$$

3.1.4. Refuerzo a flexión

$$M_N = 0.9 \rho_p b d_p^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho_p f_y}{f'c} \right)$$

$$8.08 \frac{\text{kips} \cdot \text{pie}}{\text{pie}} \times 12 \frac{\text{plg}}{\text{pie}} = 0.9 \rho_p \times 12 \text{ plg} \times (4.68 \text{ plg})^2 \times 60 \text{ksi} \left(1 - \frac{0.59 \rho_p 60 \text{ksi}}{4 \text{ksi}} \right)$$

$$\rho^2 - 0.113 \rho + 0.000801 = 0$$

$$\rho_1 = 0.1054$$

$$\rho_2 = 0.0076 \geq 0.0033$$

Área de acero

$$A_s = 0.0076 \times 4.68 \text{ plg} \times 12 \text{ plg}$$

$$A_s = 0.427 \text{ plg}^2$$

Se propone usar varilla # 5 a cada 8 plg.

$$A_s = \pi \left(\frac{5/8 \text{ plg}}{2} \right)^2 \times \frac{12 \text{ plg}}{8 \text{ plg}} = 0.460 \text{ plg}^2 \geq 0.427 \text{ plg}^2$$

Var. #5 @ 8 plg.

NOTA: usarlo tanto para $M_{(+)}$ como para $M_{(-)}$ por lo tanto, 2 camas.

3.1.5. Refuerzo transversal

Porcentaje de refuerzo

$$\% \text{ refuerzo} = \frac{17.50}{\sqrt{l}} \times 100 \quad \text{No debe ser menor que él}$$

50% A_s longitudinal principal

Como,

$$-l = 2,286 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\% \text{ refuerzo} = \frac{17.50}{\sqrt{2,286 \text{ mm}}} = 36.60\% \leq 50\%$$

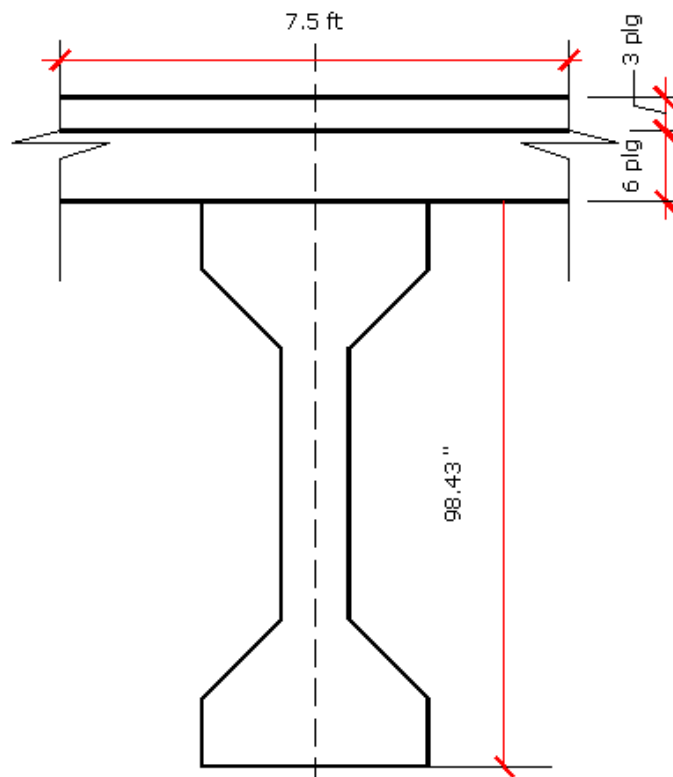
$$\text{Utilizar } A_{s \text{ transv.}} = 50\% A_s = 0.214 \text{ plg}^2$$

$$A_{S \text{ transv.}} = \pi \left(\frac{3/8 p l g}{2} \right)^2 \times \frac{12 p l g}{6 p l g} = 0.221 p l g^2 \geq 0.214 p l g^2$$

Usar Var. #3 @ 6 plg.

3.2. Diseño de vigas interiores

Figura 5. Área de influencia para cálculo de carga viva y muerta



3.2.1. Integración de cargas

3.2.1.1. Carga muerta

Integración de pesos

$$\begin{aligned} \text{-Losa} &= \left(0.15 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^3} \right) (0.5 \text{ pie}) &= 0.075 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^2} \times 7.5 \text{ pie} &= 0.563 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}} \\ \text{-Capa de Desgaste} &= \left(0.12 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^3} \right) (0.25 \text{ pie}) &= 0.030 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^2} \times 7.5 \text{ pie} &= 0.225 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}} \\ \text{-Viga} &= \left(0.15 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^3} \right) (15.23 \text{ pie}^2) &&= 2.285 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}} \\ &&& \hline & \sum CM &&= 3.073 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}} \end{aligned}$$

Diafragmas ubicados a cada 10 metros con las siguientes dimensiones:

Altura de diafragma:

$$H_d = 0.5 H_{\text{viga principal}}$$

$$H_d = 0.5 \times 2.50 \text{ m}$$

$$H_d = 1.25 \text{ m} \cong 49.2 \text{ plg}$$

Ancho de diafragma:

$$A_d = \frac{H_d}{3.5}$$

$$A_d = \frac{1.25 \text{ m}}{3.5}$$

$$A_d = 0.3571 \text{ m} \cong 14 \text{ plg}$$

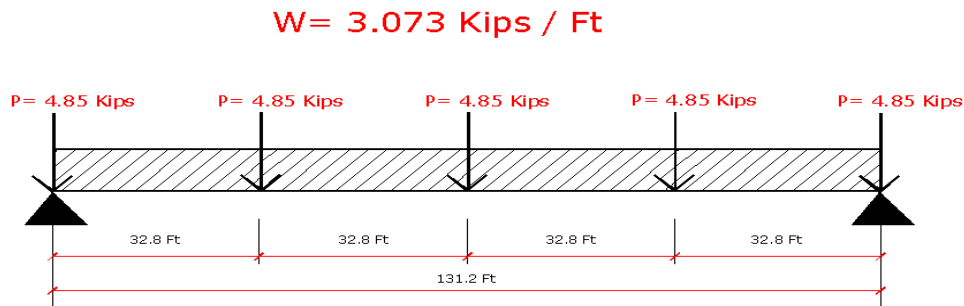
Entonces:

$$W_d = \left(0.15 \frac{\text{Kips}}{\text{pie}^3}\right) \times (49.2 \text{plg}) \times (14 \text{plg}) \times \left(\frac{1 \text{pie}^3}{2,744 \text{plg}^3}\right)$$

$$W_d = 0.646 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times 7.5 \text{pies (distancia entre vigas)}$$

$$W_d = 4.85 \text{kips (carga puntual)}$$

Figura 6. Resumen de cargas muertas para viga interna



3.2.1.2. Momento producido por carga muerta

$$M_{CM} = \frac{\sum CM \cdot l^2}{8} + \left(\frac{W_d A_1 B_1}{l}\right) \times 2 + \frac{W_d l}{4}$$

$$M_{CM} = \frac{3.073 \text{kip / pie} \times (131.2 \text{pie})^2}{8} + \left(\frac{4.85 \text{kips} \times 32.8 \text{pie} \times 98.4 \text{pie}}{131.2 \text{pie}}\right) \times 2 + \frac{4.85 \text{kips} \times 131.2 \text{pie}}{4}$$

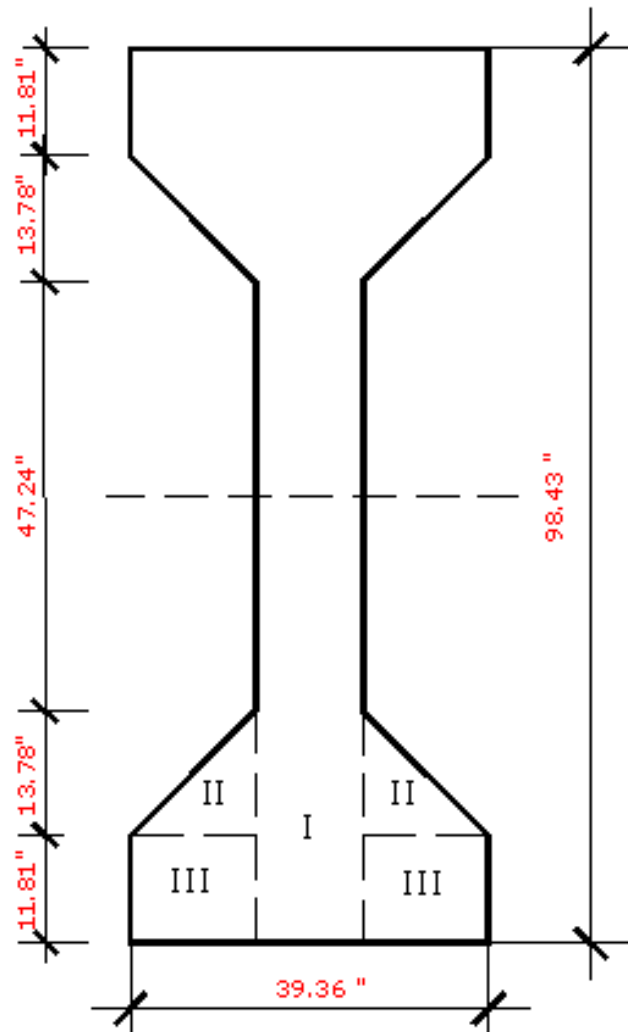
$$M_{CM} = 7,009.81 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

3.2.1.3. Carga viva

Factor de distribución de carga

Según AASHTO 2005, tabla 4.6.2.2.6-1 Pág. 4.31 para 2 o más trochas, el factor de distribución es el siguiente:

Figura 7. Predimensionamiento de viga interna



$$F.D. = 0.075 + \left(\frac{S}{2,900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{l}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{l \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

Rangos:

I. $S = 7.5 \text{ pie} \cong 2.29 \text{ m} \cong 2,290 \text{ mm}$

$$1,100 \leq S \leq 4,000 \quad OK$$

II. $T_s = \text{esp. losa} = 6 \text{ plg} \cong 15.24 \text{ cm} \cong 152 \text{ mm}$

$$110 \leq t_s \leq 300 \quad OK$$

III. $l = 131.2 \text{ pie} \cong 40,000 \text{ mm}$

$$6,000 \leq l \leq 73,000 \quad OK$$

IV. $N_b = 4$ (número de vigas) pag. 4.6.2.1

$$N_b \geq 4 \quad OK$$

V. $K_g = N(I + A \cdot e_g^2)$ ecua. 4.6.2.2.1-1, pag. 4.25.1

Donde,

$$N = \frac{E_B (\text{módulo elástico viga})}{E_D (\text{módulo elástico deck})} = 1 \quad [\text{mismo material}]$$

$$I_{\text{viga}} = [0.375 \times (0.625)^2 + 0.06125 \times (0.83)^2 \times 2 + 0.105 \times (1.10)^2 \times 2] \times 2 \quad [\text{sección total}]$$

$$I_{\text{viga}} = 0.96994925 \text{ m}^4 \cong 2,330,312.4 \text{ plg}^4 \cong 9.70 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$A_I = 0.30 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} = 0.375 \text{ m}^2 \quad Y_I = 0.625 \text{ m}$$

$$A_{II} = \frac{0.35 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}}{2} = 0.06125 \text{ m}^2 \quad Y_I = 0.83 \text{ m}$$

$$A_{III} = 0.35 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} = 0.105 \text{ m}^2 \quad Y_I = 1.10 \text{ m}$$

$$A_{\text{viga}} = 0.375 \text{ m}^2 \times 2 + 0.06125 \text{ m}^2 \times 4 + 0.105 \text{ m}^2 \times 4$$

$$A_{\text{viga}} = 1.415 \text{ m}^2 \cong 2,193.3 \text{ plg}^2 \cong 1,415,029.43 \text{ mm}^2$$

$e_g = \text{distancia entre centro de gravedad de viga y losa (mm)}$

$$e_g = \frac{h_{\text{losa}}}{2} + \frac{h_{\text{viga}}}{2} = \frac{6plg}{2} + \frac{98.4plg}{2} = 52.2plg \cong 1,325.88mm$$

Entonces,

$$K_g = (1) \left((9.70 \times 10^{11} mm^4) + (1,415,029.43 mm^2) \cdot (1,325.88 mm)^2 \right)$$

$$K_g = 3.46 \times 10^{12} mm^4$$

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3.5 \times 10^{12} \quad OK$$

$$F.D. = 0.075 + \left(\frac{2,290}{2,900} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{2,290}{40,000} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{3.46 \times 10^{11}}{(40,000) \cdot (152)^3} \right)^{0.1}$$

$$F.D. = 0.611 \quad [\text{cada viga interna se distribuye un 61.1\% de la carga viva}]$$

3.2.1.4. Cálculo de momentos y cortantes

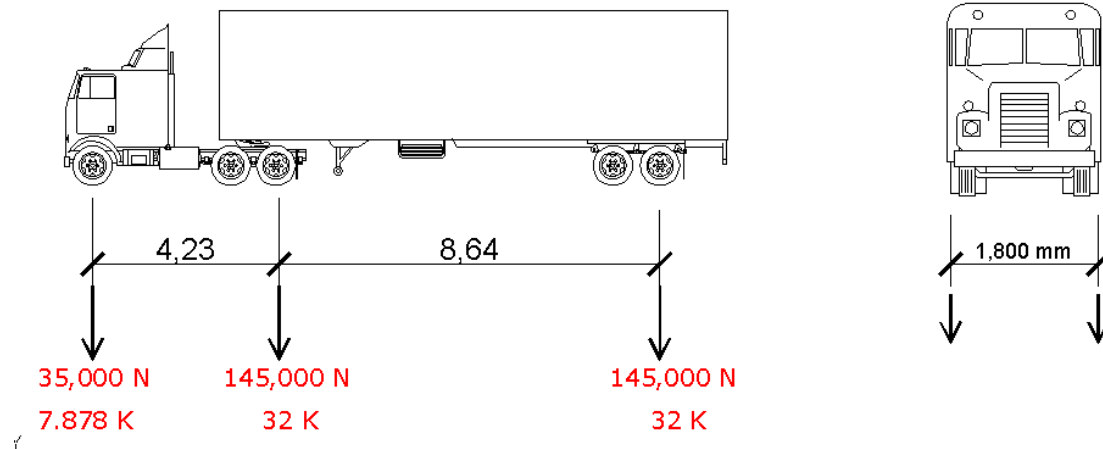
1) Considere las cargas cuaches de la siguiente manera:

La primera carga cuache a un diferencial del apoyo izquierdo y luego mover las cargas a cada 10 pies a una nueva posición. Se consideran cargas cuaches equivalentes a camión, por lo que la separación máxima es equivalente a la longitud de un camión.

2) Considere las cargas de camión de la siguiente manera:

El eje trasero a un diferencial a la derecha del apoyo izquierdo y luego mover el tráiler a cada 10 pies hacia la derecha a una nueva posición. Considerar el número de camiones que quepan en el puente como caso crítico.

Figura 8. Camión de diseño HL-93



3.2.1.5. Momentos máximos

Cargas de camión

$$M_{\max} = 11,076.51 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

(posición 11)

Cargas cuaches

$$M_{\max} = 9,509.55 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

(posición 10)

+

Momento debido a carga distribuida

$$w_{\text{pista}} = 0.64 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$M_w = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.64 \text{ kips} / \text{pie} \cdot (131.2 \text{ pie})^2}{8} = 1,377.08 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

Sistema crítico para $M_{(+)}$ carga de camión + carga distribuida

$$M_{\max} = 11,076.51 \text{ kips} \cdot \text{pie} + 1,377.08 \text{ kips} \cdot \text{pie} = 12,452.59 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{\max} = 149,431.08 \text{ kips} \cdot \text{plg} \cong 149,431,080 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

Momento producido por carga muerta de losa + capa de desgaste

$$w_{sd} = 0.788 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$M_{sd} = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{0.788 \text{kips} / \text{pie} \cdot (131.2 \text{pie})^2}{8} = 1,695.52 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{sd} = 20,346.24 \text{ kips} \cdot \text{plg} \cong 20,346,240 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

Momento producido por peso de diafragmas

$$W_{\text{diafragma}} = 4.85 \text{kips} \text{ (carga puntual)}$$

$$M_{\text{diafragma}} = \left(\frac{4.85 \text{kips} \times 32.8 \text{pie} \times 98.4 \text{pie}}{131.2 \text{pie}} \right) \times 2 + \frac{4.85 \text{kips} \times 131.2 \text{pie}}{4} = 397.7 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{\text{diafragma}} = 4,772.4 \text{kips} \cdot \text{plg} \cong 4,772,400 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

Momento producido por peso propio de la viga

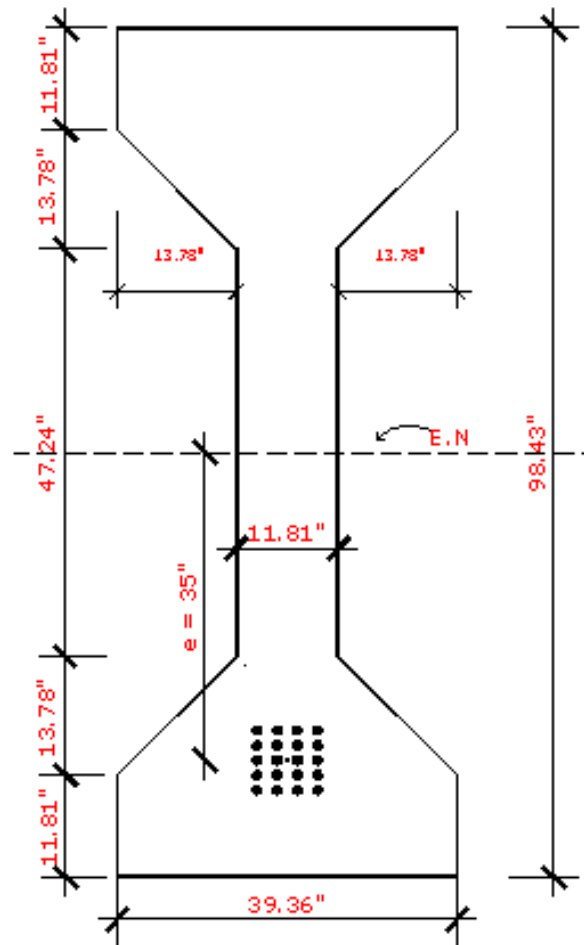
$$w_d = 2.285 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$M_d = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{2.285 \text{kips} / \text{pie} \cdot (131.2 \text{pie})^2}{8} = 4,916.59 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_d = 58,999.08 \text{ kips} \cdot \text{plg} \cong 58,999,080 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

3.2.2. Dimensionamiento y carga axial inducida

Figura 9. Distribución de acero de preesfuerzo y dimensiones



Datos

$$-I_{viga} = 2,330,312.4 p l g^4$$

$$-A_{viga} = 2,193.3 p l g^2$$

$$-Y_{bottom} = 49.2 p l g$$

$$-S_{xx}^t = \frac{I}{Y_{top}} = \frac{2,330,312.4 \text{ plg}^4}{49.2 \text{ plg}} = 47,364.07 \text{ plg}^3$$

$$-S_{xx}^b = \frac{I}{Y_{bott}} = \frac{2,330,312.4 \text{ plg}^4}{49.2 \text{ plg}} = 47,364.07 \text{ plg}^3$$

$$-r_{xx} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2,330,312.4 \text{ plg}^4}{2,193.9 \text{ plg}^2}} = 32.59 \text{ plg}$$

Si se utilizan cables de ½ plg grado 270,000 psi en torones de 7 cables cada uno, se proponen 20 torones para un área total de:

$$A_T = 20 \text{ torones} \times 7 \frac{\text{cables}}{\text{toron}} \times 0.153 \frac{\text{plg}^2}{\text{cable}} = 21.42 \text{ plg}^2$$

$$P_i + CM_{viga} \quad (\text{carga muerta viga})$$

$$P_i = A_T \cdot f_{pi}$$

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu} \quad [ACI 318-05 \quad 18.5.1(c)]$$

$$f_{pi} = 0.70 \times 270,000 \text{ psi} = 189,000 \text{ psi}$$

$$P_i = 21.42 \text{ plg}^2 \times 189,000 \text{ psi}$$

$$P_i = 4,048,380 \text{ libras} \cong 4,048.38 \text{ kips}$$

$$f_c^t = \frac{M_d}{S_{xx}^t} = \frac{58,999.08 \text{ kips} \cdot \text{plg}}{47,364.07 \text{ plg}^3} = 1.25 \text{ ksi}$$

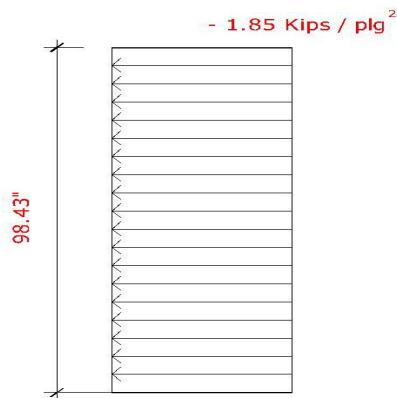
$$f_c^b = \frac{M_d}{S_{xx}^b} = \frac{58,999.08 \text{ kips} \cdot \text{plg}}{47,364.07 \text{ plg}^3} = 1.25 \text{ ksi}$$

3.2.3. Cálculo de esfuerzos en sección crítica

1.- Debido a carga axial inducida (P_i)

$$f_{cpi} = \frac{-P_i}{A_{viga}} = -4,048.38kips / 2,193.3plg^2$$
$$f_{cpi} = -1.85ksi$$

Figura 10. Esfuerzo producido por carga axial



2.- Debido a momento producido por carga axial inducida (M_{pi})

$$M_{pi} = P_i \cdot e$$

*Se propone un excentricidad "e" de 35 plg

$$M_{pi} = 4,048.38kips \times 35plg$$
$$M_{pi} = 141,643.3kips \cdot plg$$

Calculando,

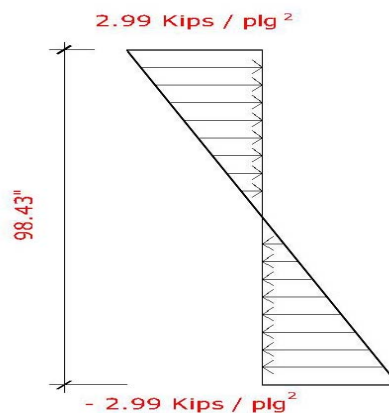
$$f_t^t = \frac{+M_{pi}}{f_{xx}^t} = + \frac{141,643.3kips \cdot plg}{47,364.07 plg^3}$$

$$f_t^t = +2,99ksi$$

$$f_c^b = \frac{-M_{pi}}{f_{xx}^b} = + \frac{141,643.3kips \cdot plg}{47,364.07 plg^3}$$

$$f_c^b = -2,99ksi$$

Figura 11. Esfuerzo producido por momento inducido



3.-Debido a peso propio de la viga

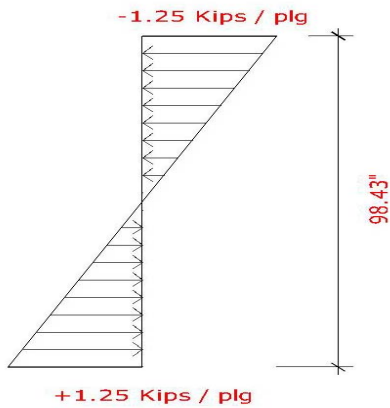
$$f_t^t = \frac{-M_d}{f_{xx}^t} = - \frac{58,999.08kips \cdot plg}{47,364.07 plg^3}$$

$$f_t^t = -1.25ksi$$

$$f_c^b = \frac{+M_d}{f_{xx}^b} = + \frac{58,999.08kips \cdot plg}{47,364.07 plg^3}$$

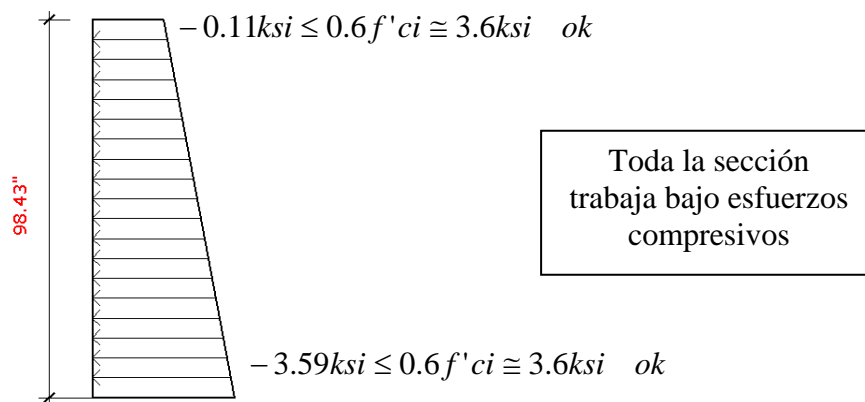
$$f_c^b = +1.25ksi$$

Figura 12. Esfuerzo producido por peso propio de la viga



Combinando los tres esfuerzos, queda un diagrama de esfuerzo de la siguiente forma:

Figura 13. Diagrama de esfuerzos combinados en sección crítica



NOTA: resistencia inicial del concreto = 6ksi

3.2.4. Cálculo de esfuerzos en transferencia en los extremos de la viga

$M_d = 0$ y se reduce la excentricidad a $e = 23 \text{ plg}$

$$f^t = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e \cdot c^t}{I}$$

$$f^t = -\frac{4,048,380 \text{ lbs}}{2,193.3 \text{ plg}^2} + \frac{4,048,380 \text{ lbs} \times 23 \text{ plg} \times 49.2 \text{ plg}}{2,330,312.4 \text{ plg}^4}$$

$$f^t = -1,845.79 \text{ psi} + 1,965.89 \text{ psi}$$

$$f^t = 120.1 \text{ psi} \leq 3\sqrt{f'ci} \cong 232.38 \text{ psi} \quad \text{ok}$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e \cdot c^t}{I}$$

$$f_b = -\frac{4,048,380 \text{ lbs}}{2,193.3 \text{ plg}^2} - \frac{4,048,380 \text{ lbs} \times 23 \text{ plg} \times 49.2 \text{ plg}}{2,330,312.4 \text{ plg}^4}$$

$$f^t = -1,845.79 \text{ psi} - 1,965.89 \text{ psi}$$

$$f^t = -3,811.68 \text{ psi} \leq 0.6f'ci \cong -3,900 \text{ psi} \quad \text{ok}$$

3.2.5. Cálculo de pérdidas

3.2.5.1. Pérdidas por encogimiento elástico

$$\Delta f_{pes} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (\Delta f_{pes})_j$$

NOTA: si se tensan los torones de dos en dos, existen 10 etapas.

$$\Delta f_{pes} = \frac{1}{N} f_{c_{cgs}}$$

Donde:

$$N = \frac{E_s}{E_c}$$

Pero,

$$E_s = \text{Módulo de elasticidad del acero} = 27,000,000 \text{ psi}$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'c} \quad \text{para viga } f'c = 7 \text{ ksi}$$

$$E_c = 57,000 \sqrt{7,000 \text{ psi}} = 4,768,962.15 \text{ psi}$$

Entonces,

$$N = \frac{27,000,000 \text{ psi}}{4,768,962.15 \text{ psi}} = 5.66$$

$$f_{c_{cgs}} = \frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e^2}{(r_{xx})^2} \right) - \frac{M_d}{S_{top}}$$

$$f_{c_{cgs}} = \frac{4,048,380 \text{ lbs}}{2,193.3 \text{ plg}^2} \left(1 + \frac{(35 \text{ plg})^2}{(32.59)^2} \right) - \frac{58,999,080 \text{ lbs} \cdot \text{plg}}{47,364.07 \text{ plg}^3}$$

$$f_{c_{cgs}} = 2,729.02 \text{ psi}$$

$$\Delta f_{pes} = \frac{1}{5.66} \times (2,729.02 \text{ psi})$$

$$\Delta f_{pes} = 482.16 \text{ psi}$$

$$\Delta f_{pes} = \frac{1}{10} \left(\frac{10}{10} + \frac{9}{10} + \frac{8}{10} + \frac{7}{10} + \frac{6}{10} + \frac{5}{10} + \frac{4}{10} + \frac{3}{10} + \frac{2}{10} + \frac{1}{10} \right) \times 482.16 \text{ psi}$$

$$\Delta f_{pes} = 265.19 \text{ psi}$$

3.2.5.2. Pérdidas por relajación

$$\Delta f_{pr} = f_{pi} \left(\frac{\log t}{10} \right) \cdot \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

NOTA: se asume un periodo de 3 años para una relajación completa del esfuerzo inducido.

Donde:

$$t = 3 \text{ años} \times \frac{365 \text{ dias}}{1 \text{ año}} \times \frac{24 \text{ horas}}{1 \text{ dia}} = 26,280 \text{ horas}$$

$$f_{py} = 0.85 f_{pu} \quad [ACI 318 - 05, 18.5.1]$$

$$f_{py} = 0.85 \times 270,000 \text{ psi} = 229,500 \text{ psi}$$

Entonces,

$$\Delta f_{pr} = 189,000 \text{ psi} \left(\frac{\log 26,280 \text{ hrs}}{10} \right) \cdot \left(\frac{189,000 \text{ psi}}{229,500 \text{ psi}} - 0.55 \right)$$

$$\Delta f_{pr} = 22,848.16 \text{ psi}$$

3.2.5.3. Pérdidas por flujo plástico (creep loss)

$$\Delta f_{per} = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} (f_{c_{gs}} - f_{c_{sd}})$$

Donde:

$$f_{c_{sd}} = \frac{M_{sd} \cdot e}{I} = \frac{1,695,520 \text{ lbs} \cdot \text{plg} \times 35 \text{ plg}}{2,330,312.4 \text{ plg}^4}$$

$$f_{c_{sd}} = 25.46 \text{ psi}$$

$$K_{cr} = 1.60 \quad [\text{para miembros postensados}]$$

Entonces,

$$\Delta f_{pcr} = 1.60 \times \frac{27,000,000 \text{ psi}}{4,768,962.15 \text{ psi}} (2,729.02 \text{ psi} - 25.46 \text{ psi})$$

$$\Delta f_{pcr} = 24,490.4 \text{ psi}$$

3.2.5.4. Pérdidas por encogimiento (shrinkage)

$$\Delta f_{sh} = 8.2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \left(1 - 0.06 \frac{v}{s} \right) \cdot (100 - R_h)$$

Donde:

K_{sh} = Como el curado es por humedad y el postensado se aplica a las 24 horas de terminado el curado, entonces de AASHTO 2005, tabla 3.6 “**values of K_{sh} for Post-Tensioned Member**”, pág. 83.

$$K_{sh} = 0.92 .$$

$$R_h = 60\% \quad [\text{para vigas postensadas}]$$

$$v = \text{volumen} = A \cdot l = 2,193.3 \text{ plg}^2 \times 1,574.4 \text{ plg}$$

$$v = 3,453,131.52 \text{ plg}^3$$

$s = \text{superficie} = \text{perimetro} \cdot l$

$$s = (47.23 \text{ plg} \times 2 + 11.81 \text{ plg} \times 4 + 39.36 \text{ plg} \times 2 + 19.48 \text{ plg} \times 4) \times 1,574.4 \text{ plg}$$

$$s = 469,706.50 \text{ plg}^2$$

Entonces,

$$\Delta f_{sh} = 8.2 \times 10^{-6} \times 0.92 \times 27,000,000 \text{ psi} \left(1 - 0.06 \frac{3,453,131.52 \text{ plg}^3}{469,706.50 \text{ plg}^2} \right) \cdot (100 - 60)$$

$$\Delta f_{sh} = 4,553.64 \text{ psi}$$

3.2.5.5. Total de pérdidas

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pes} + \Delta f_{pr} + \Delta f_{pcr} + \Delta f_{sh}$$

$$\Delta f_{pt} = 265.19 \text{ psi} + 22,848.16 \text{ psi} + 24,490.4 \text{ psi} + 4,553.64 \text{ psi}$$

$$\Delta f_{pt} = 52,157.39 \text{ psi}$$

3.2.6. Cálculo de esfuerzos después de pérdidas

$$P_e = A_T \cdot f_{pe}$$

Donde:

$$f_{pe} = P_i - \Delta f_{pt} = 189,000 \text{ psi} - 52,157.39 \text{ psi}$$

$$f_{pe} = 136,842.61 \text{ psi}$$

$$P_e = 21.42 \text{ plg}^2 \times 136,842.61 \text{ psi}$$

$$P_e = 2,931,168.71 \text{ libras} \cong 2,931.17 \text{ kips}$$

$$f^t = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e \cdot c^t}{I} - \frac{M_d + M_{\text{diafragma}}}{S_{xx}^t} - \frac{M_{sd} + F.I. \cdot M_l \cdot F.D.}{S_{xx}^t}$$

$$f^t = -\frac{2,931,168.71\text{lbs}}{2,193.3\text{plg}^2} + \frac{2,931,168.71\text{lbs} \times 35\text{plg} \times 49.2\text{plg}}{2,330,312.4\text{plg}^4} - \frac{58,999,080\text{lbs} \cdot \text{plg} + 4,772,400\text{lbs} \cdot \text{plg}}{47,364.07\text{plg}^3}$$

$$- \frac{20,346,240\text{lbs} \cdot \text{plg} + 1.33 \times 149,431,080\text{lbs} \cdot \text{plg} \times 0.611}{47,364.07\text{plg}^3}$$

$$f^t = -1,336.42\text{psi} + 2,166.0\text{psi} - 1,346.41\text{psi} - 2,993.37\text{psi}$$

$$f^t = -3,510.2\text{psi} \leq -0.6f'c \cong -4,200\text{psi} \quad \text{ok}$$

NOTA: resistencia última del concreto = 7ksi

$$f_b = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e \cdot c^t}{I} + \frac{M_d + M_{\text{diafragma}}}{S_{xx}^t} + \frac{M_{sd} + F.I. \cdot M_l \cdot F.D.}{S_{xx}^t}$$

$$f_b = -\frac{2,931,168.71\text{lbs}}{2,193.3\text{plg}^2} - \frac{2,931,168.71\text{lbs} \times 35\text{plg} \times 49.2\text{plg}}{2,330,312.4\text{plg}^4} + \frac{58,999,080\text{lbs} \cdot \text{plg} + 4,772,400\text{lbs} \cdot \text{plg}}{47,364.07\text{plg}^3}$$

$$+ \frac{20,346,240\text{lbs} \cdot \text{plg} + 1.33 \times 149,431,080\text{lbs} \cdot \text{plg} \times 0.611}{47,364.07\text{plg}^3}$$

$$f_b = -1,336.42\text{psi} - 2,166.0\text{psi} + 1,346.41\text{psi} + 2,993.37\text{psi}$$

$$f_b = 837.36\text{psi} \leq 12\sqrt{f'c} \cong 1003.99\text{psi} \quad \text{ok}$$

3.2.7. Cálculo de esfuerzos en los extremos de la viga

M_d, M_l, M_{sd} y $M_{\text{diafragma}} = 0$ y se reduce la excentricidad a $e = 23\text{plg}$

$$f' = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e \cdot e \cdot c^t}{I}$$

$$f' = -\frac{2,931,168.71lbs}{2,193.3plg^2} + \frac{2,931,168.71lbs \times 23plg \times 49.2plg}{2,330,312.4plg^4}$$

$$f' = -1,336.42psi + 1,423.38psi$$

$$f' = 86.96psi \leq 12\sqrt{f'c} \cong 1,003.99psi \quad ok$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e \cdot c^t}{I}$$

$$f_b = -\frac{2,931,168.71lbs}{2,193.3plg^2} - \frac{2,931,168.71lbs \times 23plg \times 49.2plg}{2,330,312.4plg^4}$$

$$f' = -1,336.42psi - 1,423.38psi$$

$$f' = -2,759.8psi \leq 0.6f'ci \cong -4,200psi \quad ok$$

Los esfuerzos en tensión no son altos, por lo que no es necesario refuerzo adicional.

3.2.8. Capacidad última de flexión

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \cdot \frac{f_{pi}}{f'c} \right) \right]$$

Donde:

$$f_{pu} = 270,000psi$$

$$f_{pi} = 0.70f_{pu} = 189,000psi$$

$$P_i = 4,048,380lbs$$

$$\rho_p = \frac{A_T}{b \cdot d} = \frac{21.42 \text{ plg}^2}{(39.36 \text{ plg}) \cdot (98.46 \text{ plg} - 3.25 \text{ plg})}$$

$$\rho_p = 5.7177 \times 10^{-3}$$

$$\beta_1 = 0.80 \text{ y } \gamma_p = 0.40 \quad [\text{para vigas presforzadas}]$$

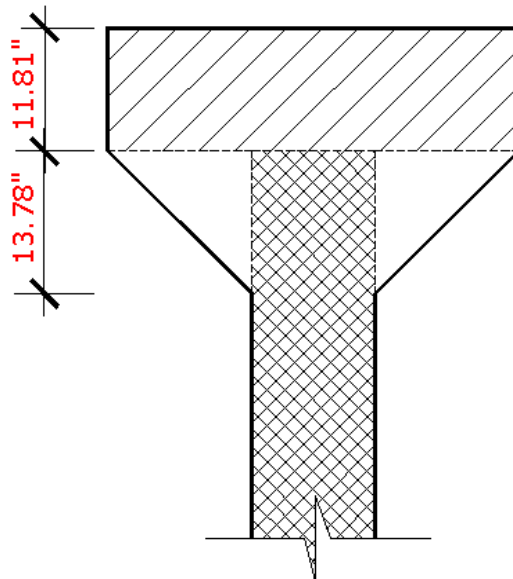
Entonces,

$$f_{ps} = 270,000 \text{ psi} \left[1 - \frac{0.40}{0.80} \left(5.7177 \times 10^{-3} \cdot \frac{189,000 \text{ psi}}{7,000 \text{ psi}} \right) \right]$$

$$f_{ps} = 249,158.98 \text{ psi} \leq 270,000 \text{ psi} \quad \text{ok}$$

3.2.9. Cálculo de momento nominal

Figura 14. Esquema de áreas de concreto utilizadas para el cálculo del momento nominal



NOTA: debido a que la viga no trabaja rectangularmente se realiza un análisis de viga tipo "T"

$$M_N = M_{N1} + M_{N2}$$

Donde:

$$M_{N1} = A_{sf} \cdot fy \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{N2} = fy \left(A_s - A_{sf} \right) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Pero,

$$A_{sf} = \frac{0.85 \cdot f'c(b - b_w)h_f}{fy}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 \times 7,000 \text{ psi} (39.36 \text{ plg} - 11.81 \text{ plg}) \times 11.81 \text{ plg}}{270,000 \text{ psi}}$$

$$A_{sf} = 7.17 \text{ plg}^2$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot h_f}$$

$$a = \frac{(21.42 \text{ plg}^2 - 7.17 \text{ plg}^2) \cdot 270,000 \text{ psi}}{0.85 \times 7,000 \text{ psi} \times 11.81 \text{ plg}}$$

$$a = 54.75 \text{ plg}$$

Entonces,

$$M_{N1} = 7.17 \text{ plg}^2 \times 270,000 \text{ psi} \left((98.43 \text{ plg} - 3.25 \text{ plg}) - \frac{11.81 \text{ plg}}{2} \right)$$

$$M_{N1} = 172,827.472.5 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_{N2} = (21.42 \text{ plg}^2 - 7.17 \text{ plg}^2) \left((98.43 \text{ plg} - 3.25 \text{ plg}) - \frac{54.75 \text{ plg}}{2} \right)$$

$$M_{N2} = 260,879,737.5 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_N = 172,827,472.5 \text{ lbs} \cdot \text{plg} + 260,827,472.5 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_N = 433,707,210 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

Pero,

$$M_u = \Phi M_N = 0.90 \times 433,707,210 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_u = 389,915,315.2 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_u = 1.2(M_d + M_{sd} + M_{\text{diafragma}}) + 1.6(F.I. \cdot M_l \cdot F.D.)$$

$$M_u = 1.2(58,999,080 + 20,346,240 + 4,772,400) \text{ lbs} \cdot \text{plg} + 1.6(1.33 \times 149,431,080 \times 0.611) \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_u = 295,412,664 \text{ lbs} \cdot \text{plg} \leq 389,915,315.2 \text{ lbs} \cdot \text{plg} \quad \text{ok}$$

La sección resiste perfectamente los momentos inducidos por las cargas.

3.2.10. Cálculo de momento de fractura (Momento Crack)

$$M_{cr} = f_r \cdot S_{xx}^b + P_e \left(\frac{r^2}{c_b} \right)$$

Donde:

$$f_r = 7.5 \sqrt{f'c} = 7.5 \times \sqrt{7,000 \text{ psi}} = 627.50 \text{ psi}$$

$$r^2 = \text{radio de giro} = \frac{I}{A} = \frac{2,330,312.4 \text{ plg}^4}{2,193.3 \text{ plg}^2} = 1,062.47 \text{ plg}^2$$

Entonces,

$$M_{cr} = 627.50 \text{ psi} \times 47,364.07 \text{ plg}^3 + 2,931,168.71 \text{ lbs} \left(\frac{1,062.47 \text{ plg}^2}{49.22 \text{ plg}} \right)$$

$$M_{cr} = 92,993,583.33 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_{total} = M_d + M_{sd} + M_{diafragma} + M_l$$

$$M_{total} = (58,999,080 + 20,346,240 + 4,772,400 + 149,431,080) \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_{total} = 233,548,800 \text{ lbs} \cdot \text{plg} \geq M_{cr} = 92,993,583.33 \text{ lbs} \cdot \text{plg} \quad \text{si raja}$$

3.2.11. Cálculo de refuerzo adicional

$$M_N = \rho_p b d^2 f_{ps} \left(1 - \frac{0.59 \rho_p f_{ps}}{f'_c} \right) + \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'_c} \right)$$

Donde:

$$f_{ps} = 249,158.98 \text{ psi}$$

$$\rho_p = 5.7177 \times 10^{-3}$$

$$M_N \geq 1.20 M_{cr} \cong 1.20 \times 92,993,583.33 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$M_N \geq 111,592,300 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$\Phi M_N = M_u = 295,412,664 \text{ lbs} \cdot \text{plg}$$

$$f_y = 60,000 \text{ psi} \quad \text{para refuerzo adicional}$$

Entonces,

$$295,412,664 \text{ lbs} \cdot \text{plg} = 5.7177 \times 10^{-3} (39.36)(95.18)^2 \text{ plg}^3 (249,158.98 \text{ psi})$$

$$\times \left(1 - \frac{0.59(5.7177 \times 10^{-3})(249,158.98 \text{ psi})}{7,000 \text{ psi}} \right) + \rho (39.36 \text{ plg})(95.18)^2 (60,000 \text{ psi}) \left(1 - \frac{0.59\rho(60,000 \text{ psi})}{7,000 \text{ psi}} \right)$$

$$\rho^2 - 0.19774\rho + 0.0009381049 = 0$$

$$\rho_1 = 0.20237$$

$$\rho_2 = 0.00463 \quad \leftarrow \text{Cuantía de refuerzo}$$

$$A_s = \rho \cdot A_{ct}$$

$$A_s = 0.00463 \times \frac{2,193.3 \text{ plg}^2}{2} = 5.077 \text{ plg}^2$$

Se propone usar **12 varillas # 6** grado 60

$$A_s = \pi \left(\frac{6/8 \text{ plg}}{2} \right)^2 \times 12 \text{ varillas} = 5.301 \text{ plg}^2 \geq 5.077 \text{ plg}^2$$

3.2.12. Estribos por corte

Chequeo de corte, con base en el ACI-318-05, Capítulo 11.

$$V_c = \left(0.6\sqrt{f'c} + 700 \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w \cdot d$$

Datos:

$$w_l = 5.14 \frac{kips}{pie} \quad w_d = 2.285 \frac{kips}{pie} \quad w_{sd} = 0.788 \frac{kips}{pie}$$

$$w_{diafragma} = 4.85 \frac{kips}{diafragma} \quad w_{pista} = 0.64 \frac{kips}{pie}$$

$$w_u = 1.2 \left(w_d + w_{sd} + \frac{w_{diafragma} \times N_{diagramas}}{l} \right) + 1.6 [F.I. (w_l + w_{pista}) F.D.]$$

$$w_u = 1.2 \left(2.285 + 0.788 + \frac{4.85 \times 5}{132.2} \right) \frac{kips}{pie} + 1.6 \left[1.33 (5.14 + 0.64) \frac{kips}{pie} \times 0.611 \right]$$

$$w_u = 11.42 \frac{kips}{pie}$$

Entonces,

$$R_a = \frac{11.42 Kips / pie \times 131.2 pie}{2} = 749.34 kips = R_b$$

$$M_u = 295,412,664 lbs \cdot plg$$

$$v_u = 749,340 lbs$$

$$V_c = \left(0.6 \sqrt{7,000} + 700 \times \frac{749,340 lbs \times 96.93 plg}{295,412,664 lbs \cdot plg} \right) \times 36.36 plg \times 96.93 plg$$

$$V_c = 783,384.86 lbs$$

Pero,

$$\Phi V_c = 0.75 (783,384.86 lbs) = 587,623.64 lbs \leq v_u = 749,340 lbs$$

El concreto por sí solo no resiste la totalidad del corte, por lo que se requiere estribos por corte.

$$\Delta V = v_y - \Phi V_c = 749,340\text{lbs} - 587,623.64\text{lbs} = 161,716.36\text{lbs}$$

$$A_s = \frac{\Delta V}{f_s} = \frac{161,716.36\text{lbs}}{20,000\text{psi}} = 8.09\text{plg}^2$$

Si se utilizan estribos con varilla # 4

$$\text{No. de estribos} = \frac{A_s}{\pi \cdot r_{\text{varilla}}^2} = \frac{8.09\text{plg}^2}{0.393\text{plg}^2} = 20.57 \cong 21 \text{ estribos}$$

21 estribos distribuidos en una longitud aproximadamente igual a la altura H del miembro nos queda: **21 estribos con Var. #4 @ 4.5 plg.** y para el resto de la viga se distribuye el espaciamiento hasta llegar a **estribos con Var. #4 @ 11 plg.**

3.3. Diseño de vigas exteriores

Factor de Distribución de Carga

Según AASHTO 2005, **4.6.2.2d** tabla **4.6.2.2.2d-1**, para 2 o más trochas el factor de distribución es el siguiente:

$$F.D.E. = e \cdot F.D.$$

Donde:

$$e = 0.77 + \frac{de}{2,800} \quad de = +300 \text{ [para puentes preesforzados]}$$

$$e = 0.877$$

Entonces,

$$F.D.E. = 0.877 \times 0.611$$

$$F.D. = 0.54 \quad [\text{cada viga interna se distribuye un 54\% de la carga viva}]$$

A pesar del hecho de que las vigas externas soportan un porcentaje menor de la carga viva a la que está sujeta la estructura del puente y por lógica requiere de un menor refuerzo, se utilizará el mismo diseño de vigas internas en previsión de que el puente sufra ampliaciones, que requieran que las vigas externas trabajen como internas.

3.4. Diseño de estribos

Datos:

$$\theta = \text{ángulo de fricción interna} = \frac{34.77^\circ}{2.5} = 13.9^\circ \cong 0.0772\pi \text{rad}$$

$$C_u = \text{cohesión del suelo} = \frac{11.1 \text{ton/m}^2}{2.5} = 4.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma = \text{peso específico del suelo} = 1.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

NOTA: Se utilizará un factor de seguridad de 2.5

3.4.1. Factores

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \theta}{4} - \frac{\theta}{2}\right)\tan\theta}}{2\cos^2\left(0.25\pi + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{0.0772\pi}{2}\right) \tan 0.07722\pi}}{2 \cos^2\left(0.25\pi + \frac{0.07722\pi}{2}\right)}$$

$$N_q = 3.98$$

$$N_c = \cot(N_q - 1)$$

$$N_c = \cot(3.98 - 1)$$

$$N_c = 12.03$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{Kp_\gamma}{\cos^2 \theta} - 1 \right) \tan \theta$$

Donde $Kp_\gamma = \text{coeficiente de empuje pasivo} = 10.5$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{10.5}{\cos^2(0.07722\pi)} - 1 \right) \tan 0.07722\pi$$

$$N_\gamma = 1.26$$

3.4.2. Cálculo de valor soporte

$$q_u = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \quad (\text{fórmula de Terzagui})$$

$$q_u = C \cdot N_c + \gamma \cdot Df \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$$

$$q_u = \left(4.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 12.03 \right) + \left(1.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 3.5\text{m} \times 3.98 \right) + \frac{1}{2} \left(1.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 4.25\text{m} \times 1.26 \right)$$

$$q_u = 76.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 15.71 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2}$$

3.4.3. Predimensionamiento de estribos

Datos:

$$\gamma_s = 87.9 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3}$$

$$\theta = 34.77^\circ$$

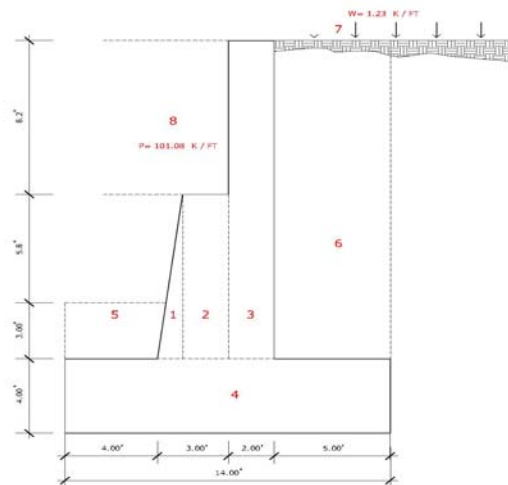
$$\mu = (\text{coeficiente de fricción entre el suelo y cimentación}) = 0.5$$

$$a_s = (\text{aceleración sísmica horizontal máxima}) = 0.4g$$

$$P = \frac{R_a \times \text{No. Vigas}}{L_{\text{estribo}}} = \frac{749.34 \text{kips} \times 4}{30 \text{pie}} = 99.91 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$w = \frac{1.6(W_l + W_{cp})}{L_{\text{contribuyente}}} = \frac{1.6(5.14 + 0.64) \text{kips} / \text{pie}}{7.5 \text{pie}} = 1.23 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2}$$

Figura 15. Esquema de dimensiones propuestas para estribos



3.4.4. Empuje estático

3.4.4.1. Cálculo de empuje estático por peso propio del suelo

$$Ke = \frac{1 - \operatorname{sen}\theta}{1 + \operatorname{sen}\theta} \quad (\text{para presión pasiva})$$

$$Ke = \frac{1 - \operatorname{sen}34.77^\circ}{1 + \operatorname{sen}34.77^\circ} = 0.274$$

Por lo tanto, el empuje máximo según Ranking es:

$$P_{m\acute{a}x.} = Ke \cdot \gamma \cdot H$$

$$P_{m\acute{a}x.} = 0.274 \times 87.90 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^3} \times 21 \text{pie}$$

$$P_{m\acute{a}x.} = 505.78 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^2}$$

3.4.4.2. Cálculo de empuje estático debido a carga distribuida

$$P_w = w \cdot Ke$$

$$P_w = 1,230 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^2} \times 0.274$$

$$P_w = 337.02 \frac{\text{lbs}}{\text{pie}^2}$$

3.4.5. Cálculo de q_{neta}

$$q = 15.71 \frac{kips}{pie^2} \cong q_u$$

$$q_{neta} = q_u - z_1 \gamma_s - z_2 \gamma_{con}$$

$$q_{neta} = 15.71 \frac{kips}{pie^2} - 3 pie \times 0.0879 \frac{kips}{pie^3} - 4 pie \times 0.15 \frac{kips}{pie}$$

$$q_{neta} = 14.9963 \frac{kips}{pie^2} \cong 15 \frac{kips}{pie^2}$$

3.4.6. Chequeo por deslizamiento

$$\sum F_H = \text{empuje estático} + \text{empuje carga distribuida}$$

$$\sum F_H = 5.31 \frac{kips}{pie} + 7.08 \frac{kips}{pie} = 12.39 \frac{kips}{pie}$$

3.4.6.1. Cálculo de peso de los elementos

$$\sum W = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4) \cdot \gamma_{con} + (A_5 + A_6) \cdot \gamma_s + w \cdot b_{talom} + P$$

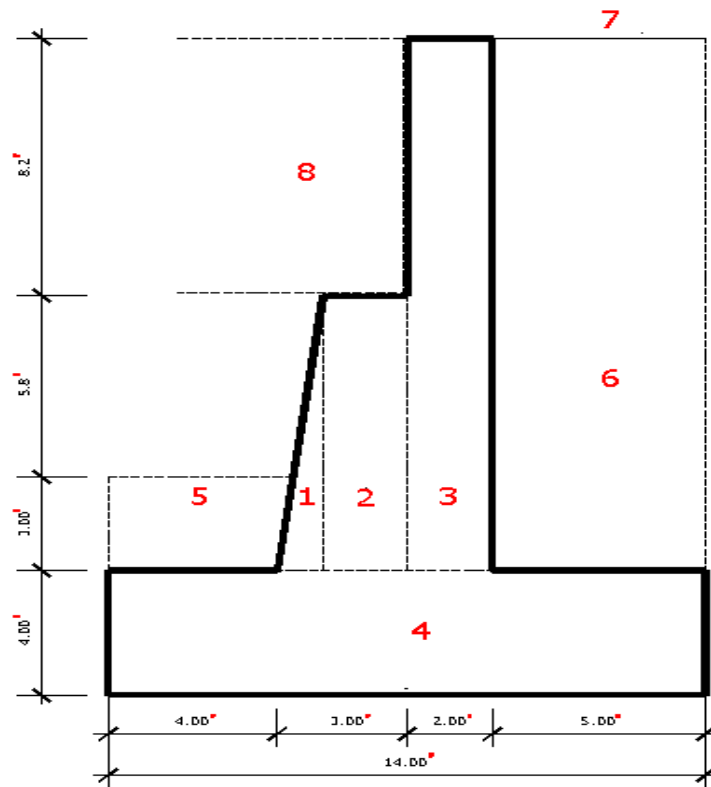
$$\sum W = \left[(4 \times 14) pie^2 + \left(\frac{1.5 \times 8.8}{2} \right) pie^2 + (1.5 \times 8.8) pie^2 + (2 \times 17) pie^2 \right] \times 0.15 \frac{kips}{pie^3}$$

$$+ \left[(4 \times 3) pie^2 + (17 \times 5) pie^2 \right] \times 0.0879 \frac{kips}{pie^3} + \left(1.23 \frac{kips}{pie^2} \times 5 pie \right) + 99.91 \frac{kips}{pie}$$

$$\sum W = (109.8 pie^2) \times 0.15 \frac{kips}{pie^3} + (97 pie^2) \times 0.0879 \frac{kips}{pie^3} + (6.15 + 99.91) \frac{kips}{pie}$$

$$\sum W = 131.06 \frac{kips}{pie}$$

Figura 16. Esquema de los elementos del estribo y sus dimensiones



Si la fricción entre suelo y concreto tiene un coeficiente de $\mu = 0.5$, entonces,

$$F_f = \text{fuerza de fricción} = \mu \cdot \sum W$$

$$F_f = 0.5 \times 131.06 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$F_f = 65.53 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

3.4.6.2. Factor de seguridad contra deslizamiento

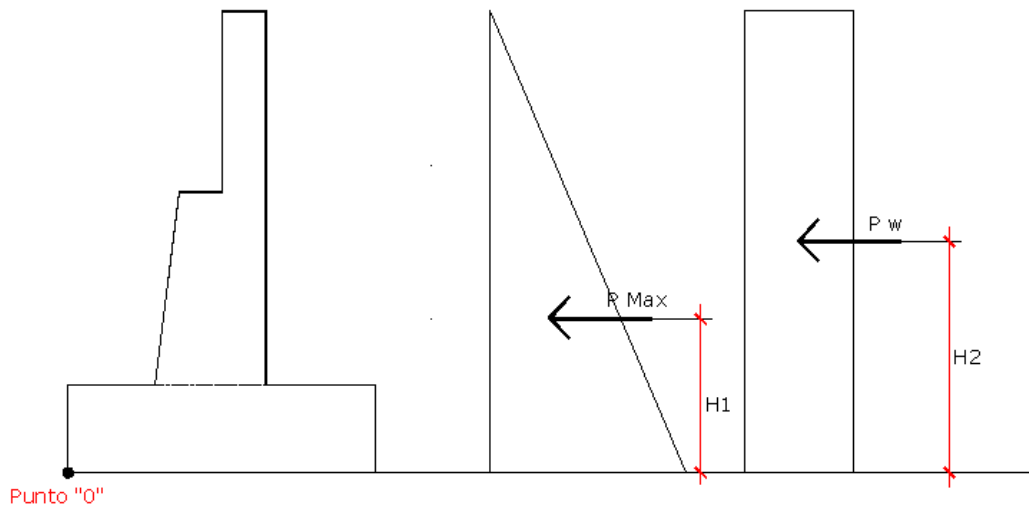
$$F_{seguridad} = \frac{F_f}{\sum F_H}$$

$$F_{seguridad} = \frac{65.53 \text{ kips/ pie}}{12.39 \text{ kips/ pie}} = 5.29 \geq 3 \quad [\text{factor para empuje estatico}]$$

3.4.7. Cálculo del momento de volteo

3.4.7.1. Cálculo de momento respecto a punto "O"

Figura 17. Esquema de empuje estático sobre estribo



Se analiza un ancho unitario de 1 pie lineal de estribo, por lo que el momento respecto del punto “O” queda de la siguiente manera:

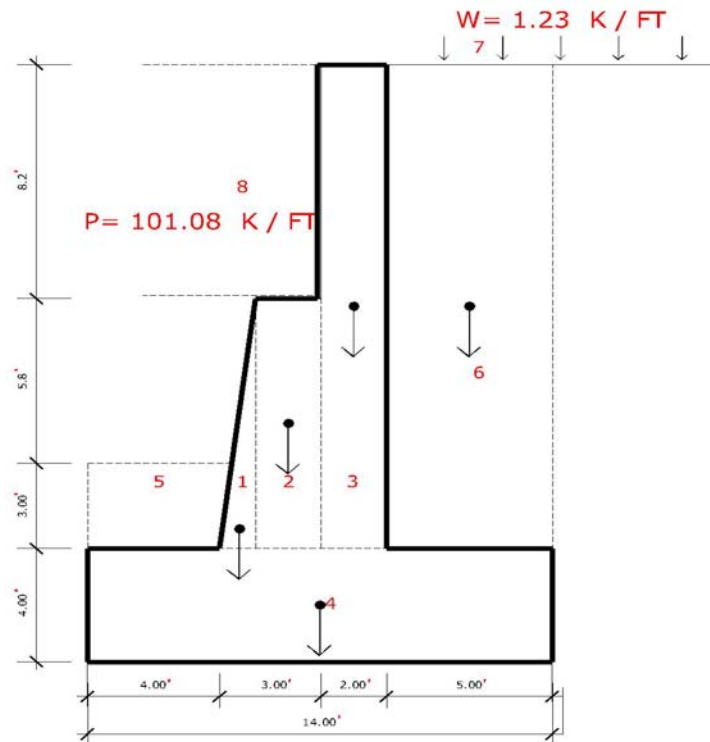
$$\begin{aligned}\sum M_o &= P_{\max} \cdot h_1 + P_w \cdot h_2 \\ \sum M_o &= 5.31 \text{kips} \times 7 \text{ pie} + 7.08 \text{kips} \times 10.5 \text{ pie} \\ \sum M_o &= 111.51 \text{kips} \cdot \text{pie}\end{aligned}$$

3.4.7.2. Cálculo de momento restaurador

De igual manera, se analiza un ancho unitario de 1 pie lineal de estribo; por lo que el momento restaurador respecto del punto “O” queda de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}M_R &= w_1 \cdot d_1 + w_2 \cdot d_2 + w_3 \cdot d_3 + w_4 \cdot d_4 + w_5 \cdot d_5 + w_6 \cdot d_6 + w \cdot a_{\text{talon}} \cdot d_7 + P \cdot d_8 \\ M_R &= 8.4 \text{kips} \times 7 \text{ pie} + 0.99 \text{kips} \times 5 \text{ pie} + 1.98 \text{kips} \times 6.25 \text{ pie} + 5.1 \text{kips} \times 8 \text{ pie} \\ &+ 1.05 \text{kips} \times 2 \text{ pie} + 7.47 \text{kips} \times 11.5 \text{ pie} + 6.15 \text{kips} \times 11.5 \text{ pie} + 99.91 \text{kips} \times 6.25 \text{ pie} \\ M_R &= 900.09 \text{kips} \cdot \text{pie}\end{aligned}$$

Figura 18. Esquema del momento restaurador producido por el peso de los elementos del estribo



3.4.7.3. Factor de seguridad contra volteo

$$F_{sv} = \frac{M_R}{\sum M_o}$$

$$F_{sv} = \frac{900.09 \text{kips} \cdot \text{pie}}{111.51 \text{kips} \cdot \text{pie}} = 8.07 \quad [\text{amplio}] \quad \text{ok}$$

3.4.7.4. Cálculo de momento resultante y excentricidad

$$M_{Res} = M_R - \sum M_o$$

$$M_{Res} = 900.09 \text{kips} \cdot \text{pie} - 111.51 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{Res} = 788.58 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

Se analiza un ancho unitario de 1 pie lineal de estribo; por lo que la excentricidad producida por el momento resultante respecto del punto "O" queda de la siguiente manera:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_{Res}}{\sum W}$$

$$e = \frac{14 \text{pie}}{2} - \frac{788.58 \text{kips} \cdot \text{pie}}{131.06 \text{kips}}$$

$$e = 0.98 \text{pie}$$

Para una protección grado 3, según NRS contra volteo, en función de la cantidad del cimiento, la excentricidad de cargas no debe ser mayor que $\frac{b}{6}$.

$$e = 0.98 \text{pie} \leq \frac{b}{6} \cong 2.33 \text{pie} \quad [\text{no levanta}] \quad \text{ok}$$

3.4.8. Cálculo de presiones

$$P = \frac{\sum W}{A} \pm \frac{M_c \cdot b/2}{I}$$

$$P = \frac{131.06 \text{kips}}{(14 \times 1) \text{pie}^2} \pm \frac{131.06 \text{kips} \times 0.98 \text{pie} \times \left(\frac{14 \text{pie}}{2}\right)}{\frac{1}{12} \times 1 \text{pie} \times (14 \text{pie})^3}$$

$$P_1 = 9.36 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} + 3.93 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} = 13.29 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \leq q_u = 15.71 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \quad \text{ok}$$

$$P_2 = 9.36 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} - 3.93 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} = 5.43 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \leq q_u = 15.71 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \quad \text{ok}$$

3.4.9. Empuje dinámico

3.4.9.1. Cálculo de empuje dinámico debido a carga sísmica

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H \left(\frac{3}{4} Kh \right) \quad [\text{empuje dinámico}]$$

Donde $Kh = 0.20$

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \left(0.0879 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^3} \right) \times (21 \text{pie}) \left(\frac{3}{4} \times 0.20 \right)$$

$$\Delta P_{AE} = 0.138 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

Si se utiliza una aceleración sísmica horizontal máxima de $a_s = 0.4g$ [NR-2, zona 4.2] se tiene que calcular el empuje extra que produce el muro de concreto, el cimienta y la carga viva.

3.4.9.2. Empuje dinámico producido por el estribo

$$Ed_1 = A_1 \cdot \gamma_{con.} \cdot a_s$$

$$Ed_1 = \left(\frac{1.5 \times 8.8}{2} \right) pie^2 \times 0.15 \frac{kips}{pie^3} \times 0.4$$

$$Ed_1 = 0.396 \frac{kips}{pie}$$

$$Ed_2 = A_2 \cdot \gamma_{con.} \cdot a_s$$

$$Ed_2 = (1.5 \times 8.8) pie^2 \times 0.15 \frac{kips}{pie^3} \times 0.4$$

$$Ed_2 = 0.792 \frac{kips}{pie}$$

$$Ed_3 = A_3 \cdot \gamma_{con.} \cdot a_s$$

$$Ed_3 = (2 \times 17) pie^2 \times 0.15 \frac{kips}{pie^3} \times 0.4$$

$$Ed_3 = 2.04 \frac{kips}{pie}$$

$$Ed_4 = A_4 \cdot \gamma_{con.} \cdot a_s$$

$$Ed_4 = (4 \times 14) pie^2 \times 0.15 \frac{kips}{pie^3} \times 0.4$$

$$Ed_4 = 3.36 \frac{kips}{pie}$$

3.4.9.3. Empuje dinámico producido por carga distribuida

$$Ed_w = w \cdot b_{talon} \cdot a_s$$

$$Ed_w = 1.23 \frac{kips}{pie^2} \times 5 pie \times 0.4$$

$$Ed_w = 2.46 \frac{kips}{pie}$$

Debido a que el neopreno permite desplazamientos laterales, no se considera el empuje dinámico producido por la carga puntual "P". Por lo anterior, el empuje dinámico total es:

$$Ed_{total} = Ed_{AE} + Ed_1 + Ed_2 + Ed_3 + Ed_4 + Ed_w$$

$$Ed_{total} = (1.45 + 0.396 + 0.792 + 2.04 + 3.36 + 2.46) \frac{kips}{pie}$$

$$Ed_{total} = 10.498 \frac{kips}{pie}$$

3.4.10. Chequeo por deslizamiento (empuje estático dinámico)

$$\sum F_T = \text{empuje estático} + \text{empuje carga distribuida} + \text{empuje dinámico}$$

$$\sum F_T = 5.31 \frac{kips}{pie} + 7.08 \frac{kips}{pie} + 10.498 \frac{kips}{pie}$$

$$\sum F_T = 22.89 \frac{kips}{pie}$$

3.4.10.1. Factor de seguridad contra deslizamiento

$$F_{seguridad} = \frac{F_f}{\sum F_T}$$

$$F_{seguridad} = \frac{65.53 \text{ kips} / \text{pie}}{22.89 \text{ kips} / \text{pie}} = 2.86 \geq 2.0 \quad [\text{factor empuje estático} + \text{dinámico}]$$

3.4.11. Cálculo de momento de volteo (Empuje dinámico)

3.4.11.1. Cálculo de momento de volteo respecto del punto "O"

$$\sum M_{0Ed} = Ed_1 \cdot h_1 + Ed_1 \cdot h_2 + Ed_3 \cdot h_3 + Ed_4 \cdot h_4 + Ed_w \cdot h_5 + Ed_{AE} \cdot h_6$$

$$\sum M_{0Ed} = 0.396 \text{ kips} \times 6.93 \text{ pie} + 0.792 \text{ kips} \times 8.4 \text{ pie} + 2.04 \text{ kips} \times 12.5 \text{ pie} \\ + 3.36 \text{ kips} \times 2 \text{ pie} + 2.46 \text{ kips} \times 20 \text{ pie} + 1.45 \text{ kips} \times 14 \text{ pie}$$

$$\sum M_{0Ed} = 111.12 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

Entonces el momento de volteo total es:

$$M_{volteo\ total} = \sum M_O + \sum M_{0Ed}$$

$$M_{volteo\ total} = 111.51 \text{ kips} \cdot \text{pie} + 111.12 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{volteo\ total} = 222.63 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

3.4.11.2. Factor de seguridad contra volteo

$$F_{sv} = \frac{M_R}{M_{volteo\ total}}$$

$$F_{sv} = \frac{900.09\text{kips} \cdot \text{pie}}{222.63\text{kips} \cdot \text{pie}} = 4.04 \geq 3 \text{ [factor estático + dinámico]} \quad \text{ok}$$

3.4.12. Diseño del talón

3.4.12.1. Refuerzo del talón

$$w_u = F.C.U. [(h_s \cdot \gamma_s) + w + (h_{con} \cdot \gamma_{con})]$$

$$w_u = 1.6 \left[\left(17 \text{ pie} \times 0.0879 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^3} \right) + 1.23 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} + \left(4 \text{ pie} \times 0.15 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^3} \right) \right]$$

$$w_u = 5.32 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2}$$

3.4.12.2. Momento

$$\frac{w_u \cdot l^2}{2} = 66.5 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

3.4.12.3. Cortante

$$V_{\max.} = \sum Fy = w_u \cdot l$$

$$V_{\max.} = 5.32 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times 5 \text{ pie} = 26.6 \text{kips}$$

3.4.12.4. Cálculo de peralte

$$d = h - rec - \phi / 2$$

$$d = 48 - 2.5 \text{ plg} - 1 \text{ plg} / 2$$

$$d = 45 \text{ plg}$$

3.4.12.5. Chequeo por cortante máximo

$$b \cdot d = 12 \text{ plg} \times 45 \text{ plg}$$

$$b \cdot d = 540 \text{ plg}^2$$

$$v_u = \frac{V_{\max.}}{b \cdot d} = \frac{26.6 \text{ kips}}{540 \text{ plg}^2}$$

$$v_u = 0.0493 \text{ ksi}$$

$$v_{cu} = 2\phi\sqrt{f'c} = 2 \times 0.75\sqrt{4,500}$$

$$v_{cu} = 100.62 \text{ psi} = 0.10 \text{ ksi}$$

$$0.0493 \text{ ksi} \leq 0.10 \text{ ksi} \quad ok$$

3.4.12.6. Chequeo por momento máximo

$$M_{\max} = \phi \rho b d^2 f_{ps} \left(1 - \frac{0.59 \rho f_{ps}}{f'c} \right)$$

$$66.5 \text{ kips} \cdot \text{pie} \times 12 \frac{\text{plg}}{\text{pie}} = 0.90 \rho (12)(45)^2 \text{ plg}^3 (60 \text{ ksi}) \times \left(1 - \frac{0.59 \rho (60 \text{ ksi})}{4.5 \text{ ksi}} \right)$$

$$\rho^2 - 0.127\rho + 0.00010798 = 0$$

$$\rho_1 = 0.1265$$

$$\rho_2 = 0.0005 \quad \leftarrow \text{Cuantía de refuerzo}$$

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{60,000 \text{ psi}} = 0.0033 \quad [\text{usar } \rho_{\min}]$$

$$A_s = \rho_{\min} bd = 0.0033 \cdot (12 \times 45) \text{ plg}^2$$

$$A_s = 1.782 \text{ plg}^2$$

Si se utilizan varilla #6, $A_s = 0.44 \text{ plg}^2$

$$S = \frac{A_s \text{ varilla}}{A_s \text{ requerida}} \times 12 \text{ plg} = \frac{0.44 \text{ plg}^2}{1.782 \text{ plg}^2} \times 12 \text{ plg} = 2.96 \text{ plg}$$

Var. #6 @ 2.5 plg

En el otro sentido $A_{s \text{ temp.}} = \rho_{\min} \cdot \rho b$

Var. #6 @ d/2 = 22.5 plg \approx S_{max} = 11 plg (30cms)

3.4.13. Diseño del dedo

3.4.13.1. Chequeo por cortante máximo

$$v_u = \frac{(P_1 + P_a)}{2} \times b_{dedo} = \frac{(13.29 + 11.04) \text{ kips}}{2} \times \frac{1}{\text{pie}^2} \times 4 \text{ pie}$$

$$v_u = 48.66 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$V_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{48.66 \text{kips/pie}}{(12 \times 45) \text{pie}}$$

$$V_u = 0.0901 \text{ksi}$$

$$0.0901 \text{ksi} \leq 0.10 \text{ksi} \quad [\text{resiste corte}] \quad \text{ok}$$

3.4.13.2. Chequeo por momento máximo

$$M_{\max} = \frac{P_1 \cdot b_{dedo}}{2} \times d_1 + \frac{P_a \cdot b_{dedo}}{2} \times d_2$$

$$M_{\max} = \frac{\left(13.29 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \times 4 \text{pie}\right)}{2} \times \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 4 \text{pie} + \frac{\left(11.04 \frac{\text{kips}}{\text{pie}^2} \times 4 \text{pie}\right)}{2} \times \left(\frac{1}{3}\right) \cdot 4 \text{pie}$$

$$M_{\max} = 100.35 \text{kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{\max} = \phi \rho b d^2 f_{ps} \left(1 - \frac{0.59 \rho f_{ps}}{f'_c}\right)$$

$$100.35 \text{kips} \cdot \text{pie} \times 12 \frac{\text{plg}}{\text{pie}} = 0.90 \rho (12)(45)^2 \text{plg}^3 (60 \text{ksi}) \times \left(1 - \frac{0.59 \rho (60 \text{ksi})}{4.5 \text{ksi}}\right)$$

$$\rho^2 - 0.127 \rho + 0.00010798 = 0$$

$$\rho_1 = 0.1265$$

$$\rho_2 = 0.001 \quad \leftarrow \text{Cuantía de refuerzo}$$

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{60,000 \text{psi}} = 0.0033 \quad [\text{usar } \rho_{\min}]$$

$$A_s = \rho_{\min} bd = 0.0033 \cdot (12 \times 45) p \text{lg}^2$$

$$A_s = 1.782 p \text{lg}^2$$

Si se utilizan varilla #6, $A_s = 0.44 p \text{lg}^2$

$$S = \frac{A_{s \text{ varilla}}}{A_{s \text{ requerida}}} \times 12 p \text{lg} = \frac{0.44 p \text{lg}^2}{1.782 p \text{lg}^2} \times 12 p \text{lg} = 2.96 p \text{lg}$$

Var. #6 @ 2.5 plg

En el otro sentido $A_{s \text{ temp.}} = \rho_{\min} \cdot \rho b$

Var. #6 @ d/2 = 22.5 plg \approx S_{max} = 11plg (30cms)

3.4.14. Diseño de la cortina

3.4.14.1. Chequeo por cortante máximo

$$v_u = P_{\max} + P_w + ED_{\text{total}}$$

$$v_u = 5.31 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} + 7.08 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} + 10.498 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$v_u = 22.89 \frac{\text{kips}}{\text{pie}}$$

$$d = \text{peralte efectivo} = 24 \text{ plg} - \text{rec} - \frac{\Phi_{\text{varilla}}}{2}$$

$$d = 24 \text{ plg} - 2.5 \text{ plg} - \frac{1 \text{ plg}}{2}$$

$$d = 21 \text{ plg}$$

$$V_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{22.89 \text{ kips} / \text{pie} \times 1 \text{ pie}}{12 \text{ plg} \times 21 \text{ plg}}$$

$$V_u = 0.0908 \text{ ksi}$$

$$V_u \cong 0.0908 \text{ ksi} \leq V_{cu} \cong 0.10 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

3.4.14.2. Chequeo por momento máximo

$$M_{\max} = 1.6(P_{\max} \cdot h_1 + P_w \cdot h_2 + ED_{\text{total}} \cdot h_3)$$

$$M_{\max} = 1.6 \left(5.31 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times 7 \text{ pie} + 7.08 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times 10.5 \text{ pie} + 10.498 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times 14 \text{ pie} \right) \times 1 \text{ pie}$$

$$M_{\max} = 413.57 \text{ kips} \cdot \text{pie}$$

$$M_{\max} = \phi \rho b d^2 f_{ps} \left(1 - \frac{0.59 \rho f_{ps}}{f'_c} \right)$$

$$413.57 \text{ kips} \cdot \text{pie} \times 12 \frac{\text{plg}}{\text{pie}} = 0.90 \rho (12)(21)^2 \text{ plg}^3 (60 \text{ ksi}) \times \left(1 - \frac{0.59 \rho (60 \text{ ksi})}{4.5 \text{ ksi}} \right)$$

$$\rho^2 - 0.127 \rho + 0.00010798 = 0$$

$$\rho_1 = 0.1225$$

$$\rho_2 = 0.0045 \quad \leftarrow \text{Cuantía de refuerzo}$$

$$A_s = \rho \cdot bd = 0.0045 \cdot (12 \times 21) \text{plg}^2$$

$$A_s = 1.134 \text{plg}^2$$

Si se utilizan varilla #6, $A_s = 0.44 \text{plg}^2$

$$S = \frac{A_{s \text{ varilla}}}{A_{s \text{ requerida}}} \times 12 \text{plg} = \frac{0.44 \text{plg}^2}{1.134 \text{plg}^2} \times 12 \text{plg} = 4.66 \text{plg}$$

Var. #6 @ 4.5 plg

En el otro sentido $A_{s \text{ temp.}} = \rho_{\min} \cdot \rho b$

Var. #6 @ d/2 = 22.5 plg \approx S_{max} = 11plg (30cms)

3.4.15. Diseño del refuerzo del diente

Por ser un elemento sometido estrictamente a carga axial, se diseña haciendo la suposición de una columna corta y confinada.

$$P_n = \text{carga puntual} = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

Donde:

A_{st} = Relación del área de acero longitudinal

A_g = Área de la sección transversal bruta de concreto

Entonces,

$$99.91 \frac{\text{kips}}{\text{pie}} \times \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ plg}} \times \frac{1,000 \text{ lbs}}{1 \text{ kip}} \times 12 \text{ plg} = 0.85 \times 4,500 \text{ psi} (24 \text{ plg} - A_{st}) + A_{st} \times 60,000 \frac{\text{lbs}}{\text{plg}^2}$$
$$99,909.96 = 91,800 + 56,175 A_{st}$$
$$A_{st} = 0.1444 \frac{\text{plg}^2}{\text{plg}}$$

Si se utilizan varilla #6, $A_s = 0.44 \text{ plg}^2$

$$S = \frac{A_{s \text{ varilla}}}{A_{s \text{ requerida}}} = \frac{0.44 \text{ plg}^2}{0.1444 \text{ plg}^2 / \text{plg}} = 3.047 \text{ plg}$$

Var. #6 @ 3 plg

En el otro sentido $A_{s \text{ temp.}} = \rho_{\min} \cdot \rho b$

Var. #6 @ d/2 = 22.5 plg \approx S_{max} = 11plg (30cms)

3.5. Cálculo de junta de dilatación

3.5.1. Movimientos irreversibles

3.5.1.1. Retracción del concreto

Se calcula sobre un valor estimado de 0.25 mm por cada metro de longitud.

$$\Delta l_R^+ = 0.25 \times l \times K_{TR}$$

Donde:

- K_{TR} = Factor de reducción por el tiempo transcurrido entre el vaciado del elemento y la colocación del neopreno para lo cual se asume una retracción completa del 100% en un periodo de 2.5 años (30 meses).

$$= \left(1 - \frac{T}{30}\right)$$

- Para T , se supone un periodo de 2 meses entre el vertido del elemento y la colocación del neopreno.

$$K_{TR} = \left(1 - \frac{2}{30}\right)$$

$$K_{TR} = 0.93$$

Entonces,

$$\Delta l_R^+ = 0.25 \text{ mm} / \text{m} \times 40 \text{ m} \times 0.93$$

$$\Delta l_R^+ = 9.3 \text{ mm}$$

3.5.1.2. Deformación diferida del concreto (CREPP)

Se calcula sobre un valor estimado de 0.20 mm por cada metro de longitud.

$$\Delta l_F^- = 0.20 \times l \times K_{TR}$$

Donde:

- K_{TR} = Factor de reducción por el tiempo que transcurre entre el vaciado del elemento y el punto en donde se obtiene una resistencia óptima, para lo cual se asume un flujo plástico o deformación diferida completa del 100%, en un periodo de 10 años (120 meses). $= \left(1 - \frac{T}{120}\right)$

- Para T se supone un periodo de 2 meses entre el vertido del elemento y el punto de resistencia óptima esperado.

$$K_{TR} = \left(1 - \frac{2}{120}\right)$$

$$K_{TR} = 0.98$$

Entonces,

$$\Delta l_F^- = 0.20 \text{ mm} / \text{m} \times 40 \text{ m} \times 0.98$$

$$\Delta l_F^- = 7.84 \text{ mm}$$

3.5.2. Movimientos reversibles

3.5.2.1. Dilatación y contracción térmica

Se calcula sobre un valor estimado de 0.01 mm por cada metro de longitud.

$$\Delta l_T^+ = (T_{\max} - T_{\text{med}}) \times l \times 001 \times K_H$$

$$\Delta l_T^- = (T_{\min} - T_{\text{med}}) \times l \times 001 \times K_H$$

Donde:

- K_H = Factor de corrección por el espesor del elemento, y para elementos con $h \geq 1.20m \Rightarrow K_H = 0.95$.

$$-T_{\max} = 27^\circ C$$

$$-T_{\text{med}} = 23^\circ C$$

$$-T_{\min} = 14^\circ C$$

Entonces,

$$\Delta l_T^+ = (27^\circ C - 23^\circ C) \times 40m \times 001mm / m \times 0.95$$

$$\Delta l_T^+ = 1.52mm$$

$$\Delta l_T^- = (14^\circ C - 23^\circ C) \times 40m \times 001mm / m \times 0.95$$

$$\Delta l_T^- = 3.42mm$$

3.5.2.2. Condiciones de frenado y arranque

Se considera baja una fuerza horizontal máxima de $F = 18,000k_f$

$$\Delta l_N^{+1-} = \frac{F \times t}{G \times a \times b \times n}$$

Donde:

- t = Espesor de losa = $228.6mm$.

- G = Módulo de deformación por corte = $0.14k_f / mm^2$.

- $a \times b$ = Dimensiones medias de la viga principal = $(1,000 \times 2,500)mm^2$

- n = Número de apoyos = 2 .

$$\Delta l_N^{+1-} = \frac{18,000k_f \times 228.6mm}{0.14k_f / mm^2 \times (1,000 \times 2,500)mm^2 \times 2}$$

$$\Delta l_N^{+1-} = 5.88mm$$

3.5.3. Movimientos totales bajo condiciones de servicio

a) Movimientos totales de apertura de la junta

$$\sum \Delta l^- = \Delta l_R^- + \Delta l_F^- + \Delta l_T^- + \Delta l_N^-$$

$$\sum \Delta l^- = 9.3mm + 7.84mm + 3.42mm + 5.88mm$$

$$\sum \Delta l^- = 26.44mm$$

b) Movimientos totales de cierre de la junta

$$\sum \Delta l^+ = \Delta l_T^+ + \Delta l_N^+$$

$$\sum \Delta l^- = 1.52mm + 5.88mm$$

$$\sum \Delta l^- = 7.40mm$$

3.5.4. Movimientos totales bajo solicitaciones sísmicas

$$N = a + b \times l + c \times h$$

Donde:

- a, b y c = factores que dependen del nivel de diseño del puente. Para el presente proyecto se asume un nivel de diseño 3 (ND3), por ser un puente principal = $\left(400, \frac{10}{4}, 10\right)$ respectivamente.

- N = Tamaño de apoyos.

- l = Longitud de viga principal (luz) = $40m$

- h = Altura de la viga principal = $2.5m$.

$$N = 400 + \frac{10}{4} \times 40m + 10 \times 2.50m$$

$$N = 525mm$$

3.5.5. Desplazamiento de la junta

$$D_j = D_l + D_t + D_s$$

Donde:

- D_l = Diferencia entre los desplazamientos absolutos de las partes estructurales separadas por la junta = $0.020\Delta l$

- D_t = Efecto del ancho del apoyo en la dirección transversal = $0.015N$

- D_s = Depende de la distancia promedio entre junta = $0.001l$.

$$D_j = 0.020\Delta l + 0.015N + 0.001l$$

$$D_j = 0.020 \times 26.44mm + 0.015 \times 525mm + 0.001 \times 40,000mm$$

$$D_j = 48.40mm \cong 1.91plg$$

3.6. Cálculo de material elastomerito (Neopreno)

3.6.1. Generalidades

Los apoyos de un puente son dispositivos mecánicos capaces de transmitir las cargas verticales y horizontales desde la superestructura a la subestructura. Las fuerzas o acciones a soportar por los apoyos depende de los grados de restricción que estos posean, y a la vez determinan las sollicitaciones sobre los elementos de la subestructura a la cual se conectan.

Es evidente que a medida que se incrementa la longitud del claro de un puente, mayores son las deflexiones en los elementos resistentes longitudinales del puente y mayores también las rotaciones en los apoyos, esto último dependiendo del tipo de apoyo que pueda dar lugar a contracciones de esfuerzos indeseables en zonas localizadas del mismo.

La AASHTO en los artículos 10.29.1.1 y 10.29.1.2 establecen las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros menores de 50 pies, no se necesitan hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 50 pies deberán proveerse un tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación- Los puentes con claros menores de 50 pies también pueden apoyarse en dispositivos móviles, consistente en placas de acero con superficies tersas que tampoco toman en cuenta la deflexión. Pero si el claro es mayor o igual a 50 pies si se deberá proveer al puente de apoyos con dispositivos móviles que toleren mayores grados de rotación.

De acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastoméricos. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura a base de estructura metálica, mientras que los apoyos elastoméricos, se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicas.

Según lo afirmado anteriormente, los apoyos elastoméricos ofrecen mayor versatilidad en su uso, razón por la cual el presente proyecto hace uso de los mismos para el diseño del puente vehicular.

3.6.2. Apoyos elastoméricos

Un apoyo elastomérico para puente es un mecanismo construido parcial o totalmente de elastómeros, pueden ser sencillos (que consistan de una sola placa de elastómeros) o laminados (que consistan en varias capas de elastómero restringidas entre sus caras mediante láminas de acero integralmente sujetas o con refuerzo de fábrica). No es recomendable utilizar capas de elastómero muy delgadas.

En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero, unida a la placa inferior o superior del elastómero, cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual este unido (art. 14.1).

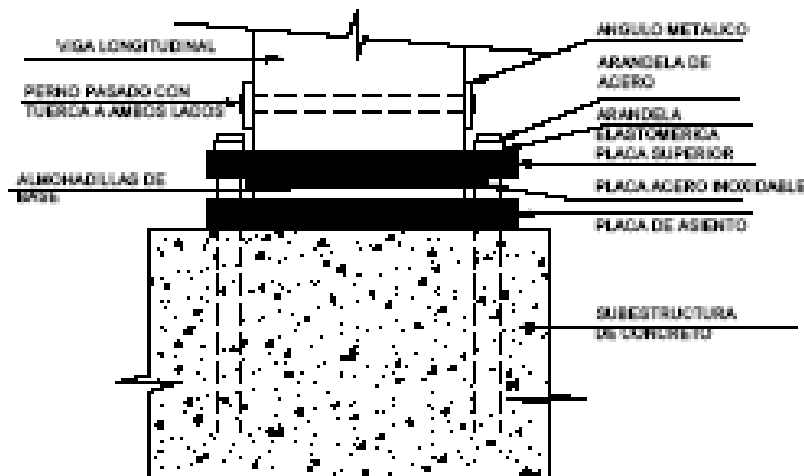
3.6.3. Determinación de las acciones de diseño

El diseño de apoyos elastoméricos está basado en el método de factores de carga, las reacciones que intervienen en el análisis y diseño en este tipo de elementos son aquellas generadas por las cargas provenientes de la superestructura, excluyendo impacto.

Para el caso particular del presente proyecto, la reacción máxima que se crea en el apoyo de la viga es de 758.07 kips. Las cargas que producen esta reacción son: carga viva, carga muerta, fuerzas longitudinales, carga de viento, fuerza sísmica y fuerza térmica.

Para las almohadillas de neopreno se asumen dimensiones en base a las vigas principales y el ancho del diente de los estribos: $a = 16$ plg y $b = 39$ plg para un área total de 624 plg².

Figura 19. Sección típica de apoyo de material elastomérico



3.6.4. Especificaciones AASHTO para el proporcionamiento de apoyos.

Una vez que se han evaluado las acciones provenientes de la superestructura y se ha establecido un predimensionamiento tentativo, la AASHTO en su artículo 14.2 presenta el siguiente procedimiento de diseño:

3.6.4.1. Propiedades de los materiales para el diseño

Las propiedades de los componentes elastoméricos dependen de sus elementos constituyentes. Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del cojinete (área de contacto) necesaria para deformarlo una cantidad igual a su espesor. Cuando sea especificado o se conozca el módulo de cortante del elastómero del que está hecho cada uno de los apoyos, este valor deberá ser utilizado para el diseño, de lo contrario, los valores usados serán aquellos del rango aplicable en la siguiente tabla.

Tabla 5. Módulo de constante para diferente dureza de elastómero

DUREZA (CLASE A)	MÓDULO CORTANTE A 73 °F (PSI)	FLUJO PLASTICO DEBIDO A LA DEFLEXION DE 25 AÑOS
50	85-110	25%
60	120-155	35%
70	160-260	45%

3.6.4.2. Cortante

La deformación por cortante será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, contracción postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y la menos favorable temperatura extrema, a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale. Por lo anterior, el apoyo será diseñado de forma que:

$$t = 2 \times \Delta_{desp.} \quad \text{ecuación 4.5}$$

Dónde:

t = Espesor total del elastómero del apoyo

$\Delta \epsilon =$ deformación por cortante en el apoyo

El desplazamiento de la viga está definido por:

Coefficiente de expansión térmica = 7.5×10^{-6} para concreto 7 ksi

Temperatura máxima del lugar = $28 \text{ }^\circ\text{C} \cong 82.4 \text{ }^\circ\text{F}$

Luz del puente = 1,574.4 plg

$$\Delta \epsilon = \text{Coef. Exp.} \times \text{Temp.} \times L_{viga}$$

$$\Delta \epsilon = 7.5 \times 10^{-6} \times 82.4 \text{ }^\circ\text{F} \times 1,574.4 \text{ plg}$$

$$\Delta \epsilon = 0.973 \text{ plg}$$

El espesor de la almohadilla de neopreno:

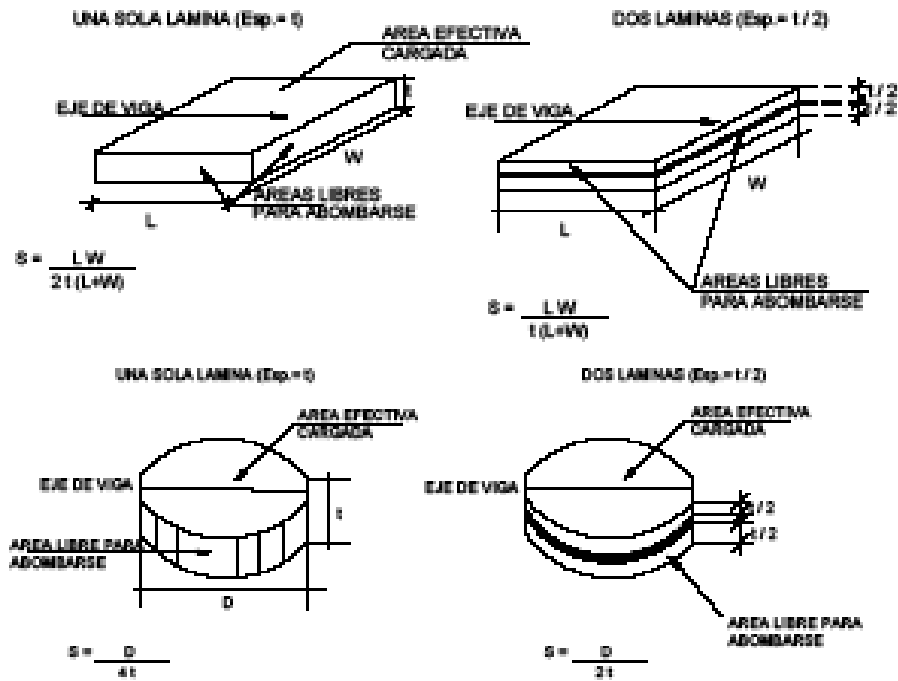
$$t = 2 \times \Delta \epsilon$$

$$t = 2 \times 0.973 \text{ plg}$$

$$t = 1.946 \text{ plg} = 4.94 \text{ cm} \cong 5.0 \text{ cms}$$

3.6.4.3. Revisión de esfuerzos por compresión

Figura 20. Factor de forma para apoyo de neopreno



Si no se previene la deformación por corte, el esfuerzo de compresión promedio σ_0 , en cualquier capa no deberá exceder de 1500 psi para apoyos reforzados de acero, a 1000 psi para apoyos reforzados con aceros laminados o cojinetes sencillos, según su módulo de cortante y factor de forma.

$$\text{Esf.} = \frac{R \max}{\text{Área}} \leq \frac{GS}{\delta} \quad \text{ecuación 4.1}$$

Dónde:

R_{MAX} = Re acción máxima

G = Módulo de cor tante del elastómero a $73^{\circ}F = 260 \text{ psi}$

S = Factor de forma

δ = Factor de modificación = 1.0 para capas internas de apoyo reforzado

Entonces:

$$S = \frac{a \times b}{t(a + b)} = \frac{16 \text{ plg} \times 39 \text{ plg}}{2 \text{ plg}(16 \text{ plg} + 39 \text{ plg})} = 5.67$$

$$\text{Esf.} = \frac{758.07 \text{ kips}}{624 \text{ plg}^2} \leq \frac{260 \text{ psi} \times 5.67}{1.0}$$

$$\text{Esf.} = 1.22 \text{ kips/plg}^2 \leq 1.47 \text{ kips/plg}^2$$

Con base en la información anterior, se utilizaran placas de neopreno de **0.40 x 0.96 metros, dureza de 70 con módulo de cortante de 260 psi y 0.05 metros de espesor**, como apoyo de las vigas principales.

4. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Todo proyecto de infraestructura que se realice deberá cumplir con las disposiciones de mitigación ambiental dispuestas por el Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Por lo anterior, previo a ejecutar el presente proyecto el mismo deberá contar con un estudio de impacto ambiental para lo cual se debe cumplir con los siguientes requisitos:

a) Carta de presentación del proyecto firmada por el representante legal dirigida al Director de Gestión Ambiental, y Recursos Naturales, que deberá incluir:

- Nombre o razón social de la entidad
- Nombre del Propietario o Representante Legal
- Dirección, lugar, teléfono, e-mail y fax para recibir notificaciones.
- Documento foliado (de atrás hacia delante)

b) Dirección completa del proyecto

TODOS DOCUMENTOS LEGALES DEBEN IR DEBIDAMENTE AUTENTICADOS.

c) Fotocopia de la constancia del Número de Identificación Tributaria (**NIT**) de la Empresa Promotora.

d) Fotocopia autenticada del nombramiento del Representante Legal, si el proponente es persona jurídica

e) Fotocopia de la Cédula de Vecindad del Representante Legal o propietario del proyecto

f) Fotocopia de Patente de Comercio de la entidad

- g) Factura **original** de publicación del EDICTO (2 x 4 pulgadas)
- h) Documento completo en un CD (sin incluir planos)
- i) Certificación de **Colegiado Activo** del consultor o los consultores que participaron en el instrumento de gestión ambiental, **en original o copia autenticada.**
- j) Registro actualizado del Consultor en el MARN **original o fotocopia autenticada**
- k) Declaración Jurada del Consultor **firmada Y autenticada**
- l) **Certificación del Registro de la Propiedad** del predio en donde se va a desarrollar el proyecto o actividad económica. Si es fotocopia debe ser **autenticada**
- m) Si la empresa o el interesado no es propietario del terreno donde se desarrollará el proyecto, debe incluirse **el contrato legal que aplique a su proyecto**
- Contrato de arrendamiento
 - Contrato o promesa de compra venta
 - Unificación de bienes
 - Inmueble del Estado
- n) **Planos debidamente timbrados, sellados y firmados por el profesional que los realizó en original y copia**

Presentación de los planos

Los planos deben presentarse ÚNICAMENTE en tamaño carta, oficio o doble carta

- Para todo proyecto plano de ubicación y localización (identificando colindancias, acceso al sitio y coordenadas UTM), para predios destinados a cementerios, estos deberán localizarse como máximo a **100 metros de la construcción más cercana**. Para el caso de gasolineras o proyectos mineros se ajustarán a lo que al respecto indique la Ley de Minería.

Curvas de nivel, de planta de nichos, número de nichos/ superficiales o subterráneos; elevaciones, cortes principales e identificación de áreas verdes cuando se trate de cementerios.

Topográfico en caso sean carreteras, urbanizaciones, lotificaciones, hidroeléctricas o proyectos categoría A cuando aplique.

De conjunto y de planta (cuando se trate de urbanizaciones y edificaciones).

Para todo proyecto, sistema de tratamiento de aguas residuales, industriales o domésticas firmado por un Ingeniero Sanitario. Adicionalmente, incluir *Memoria descriptiva del sistema de aguas negras*.

De instalaciones y estructura de las mismas cuando se trate de torres eléctricas y de telefonía celular

4.1. Información general del estudio de impacto ambiental

Adicionalmente, la persona o entidad responsable de realizar el estudio de impacto ambiental deberá completar la siguiente información general referente a cada proyecto en específico.

- A. Número de expediente
- B. Nombre del proyecto
- C. Folios al momento del ingreso
- D. Tipo de proyecto
- E. Tipo de actividad que va a desarrollarse en el proyecto terminado o en operación
- F. Dirección exacta del proyecto
- G. Nombre de la empresa o razón social
- H. Nombre del representante legal o persona individual
- I. Número de cédula del representante legal
- J. Dirección para recibir notificaciones
- K. Número telefónico
- L. Numero de NIT
- M. Monto estimado de inversión del proyecto en q.
- N. Número de empleos que va a generar en la fase de operación y en la fase de construcción
- O. Folio de la localización del área protegida dentro del estudio
- P. Fuente de abastecimiento de agua
- Q. Folio de los costos de medidas de mitigación
- R. Consultor que realizó el estudio y No. de licencia MARN
- S. Coordenadas UTM (Universal Transverse de Mercator Datum wgs84
- T. Coordenadas geográficas datum wgs84

4.2. Contenido del estudio de impacto ambiental

1.- ÍNDICE

2.- RESUMEN EJECUTIVO

3.-INTRODUCCIÓN

4.-INFORMACION GENERAL

4.1.- Documentación legal

4.2.-Información sobre el equipo profesional que elaboró EIA

5.-DESCRIPCION DEL PROYECTO

5.1.- Síntesis del general del proyecto

5.2.- Ubicación geográfica y área de Influencia del proyecto

5.3.- Ubicación política-administrativa

5.4.- Justificación técnica del proyecto, obra, industria o actividad y sus alternativas.

5.5.- Área estimada del proyecto

5.6.- Actividades a realizar en cada fase de desarrollo del proyecto y tiempo de ejecución.

5.6.1.- Flujograma de actividades

5.6.2.- Fase de construcción

5.6.2.1.- Infraestructura a desarrollar

5.6.2.2.- Equipo y maquinaria utilizada

5.6.2.3.-Movilización de transporte y frecuencia de movilización

5.6.3.- Fase de operación

5.6.3.1.- Infraestructura a desarrollar

5.6.3.2.- Equipo y maquinaria utilizada

5.6.3.3.- Flujo vehicular y frecuencia de movilización esperada

5.7.- Servicios básicos

5.7.1.- Abastecimiento de agua

5.7.2.- Drenaje de aguas servidas y pluviales

- 5.7.3.- Energía eléctrica
- 5.7.4.- Vías de acceso
- 5.7.5.- Transporte público
- 5.7.6.- Otros
- 5.7.7.- Mano de obra
 - 5.7.7.1.- Durante la construcción
 - 5.7.7.2.- Durante la operación
- 5.7.8.- Campamentos
- 5.8 Materia prima y material
 - 5.8.1.- Etapa de construcción y operación
 - 5.8.2.- Inventario y manejo de sustancias químicas, tóxicas y peligrosas
- 5.9.- Manejo y disposición final de desechos (sólidos, líquidos y gaseosos)
 - 5.9.1.- Fase de construcción
 - 5.9.1.1.- Desechos sólidos, líquidos (Incluyendo drenajes) y gaseosos
 - 5.9.1.2.- Desechos tóxicos peligrosos
 - 5.9.2.- Fase de operación
 - 5.9.2.1.- Desechos sólidos líquidos (Incluyendo drenajes) y gaseosos.
 - 5.9.2.2.- Desechos tóxicos peligrosos
- 5.10.- Concordancia con el plan del uso del suelo

6.- DESCRIPCIÓN DEL MARCO LEGAL (JURÍDICO)

7.- MONTO GLOBAL DE LA INVERSIÓN

8.- DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE FÍSICO

- 8.1.-Geología
 - 8.1.1.- Aspectos geológicos regionales
 - 8.1.2.- Aspectos geológicos locales
 - 8.1.3.- Análisis estructural y evaluación
 - 8.1.4.- Caracterización geotécnica
 - 8.1.5.- Mapa geológico del área del Proyecto (AP) y Área de influencia directa (AID).

8.2.- Geomorfología

8.2.1.- Descripción geomorfológica

8.3.- Suelos

8.4.- Clima

8.5.- Hidrología

8.5.1.- Aguas superficiales y subterráneas

8.5.2.- Calidad de agua

8.5.3.- Caudales (máximos, mínimos y medios)

8.5.4.- Cotas de inundación

8.5.5.- Corrientes, mareas y oleaje

8.5.6.- Vulnerabilidad a la contaminación de las aguas subterráneas.

8.6.- Calidad del aire

8.6.1.- Ruidos y vibraciones

8.6.2.- Olores

8.6.3.- Fuentes de radiación

8.7.- Amenazas naturales

8.7.1.- Amenaza sísmica

8.7.2.- Amenaza volcánica

8.7.3.- Movimientos en masa

8.7.4.- Erosión

8.7.5.- Inundaciones

8.7.6.- Otros

8.7.7.- Susceptibilidad

9.- DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE BIÓTICO

9.1.- Flora

9.1.1.- Especies amenazadas, endémicas o en peligro de extinción

9.1.2.- Especies indicadoras

9.2.- Fauna

9.2.1.- Especies de faunas amenazadas, endémicas o en peligro de extinción

9.2.2.- Especies indicadoras

9.3.- Áreas protegidas y ecosistemas frágiles

10.- DESCRIPCIÓN DEL AMBIENTE SOCIOECONÓMICO Y CULTURAL

10.1.- Características de la población

10.2.- Seguridad vial y circulación vehicular

10.3.- Servicios de emergencia

10.4.- Servicios básicos

10.5.- Percepción local sobre el proyecto

10.6.- Infraestructura comunal

10.7.- Desplazamiento y/o movilización de comunidades

10.8.- Descripción del ambiente cultural: valor histórico, arqueológico, antropológico, paleontológico y religioso.

10.9.- Paisaje

10.10.- Áreas socialmente sensibles y vulnerables

11.- SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

11.1.- Alternativas consideradas

11.2.- Alternativas seleccionadas

12.- IDENTIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES Y DETERMINACIÓN DE MEDIDAS DE MITIGACIÓN

12.1.- Identificación y valoración de impactos ambientales

12.2.- Análisis de impactos

12.3.- Evaluación de impacto social

12.4.- Síntesis de la evaluación de impactos ambientales

13.- PLAN DE GESTIÓN AMBIENTAL (PGA)

13.1.- Organización del proyecto y ejecución de las medidas de mitigación

13.2.- Seguimiento y vigilancia ambiental (Monitoreo)

13.3.- Plan de recuperación ambiental para la fase de abandono o cierre.

14.- ANÁLISIS DE RIESGO Y PLANES DE CONTINGENCIA

14.1.- PLAN DE CONTINGENCIA

15.-ESCENARIO AMBIENTAL MODIFICACIÓN POR EL DESARROLLO DEL PROYECTO, OBRA, INDUSTRIA O ACTIVIDAD

15.1.- Pronóstico de la calidad ambiental del área de Influencia

15.2.- Síntesis de compromisos ambientales, medidas de mitigación y contingencia.

15.3.- Política ambiental del proyecto

16.- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

17.- ANEXOS

5. PRESUPUESTO

PROYECTO: Construcción de puente vehicular

UBICACIÓN: Asentamiento Los Cerritos, zona 18, municipio de Guatemala, departamento de Guatemala

No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	SUB TOTAL
1	LIMPIA Y CHAPEO	M2	260.00	Q 142.61	Q 37,078.60
2	REPLANTEO TOPOGRAFICO	M2	320.00	Q 5.85	Q 1,872.00
3	EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL	M3	655.60	Q 65.35	Q 42,843.46
4	RELLENO ESTRUCTURAL (relleno con material clasificado)	M3	574.20	Q 240.63	Q 138,169.75
6	CONCRETO 4,500 PSI	M3	310.81	Q 3,957.29	Q 1,229,965.30
7	CONCRETO 7,000 PSI	M3	226.52	Q 4,327.38	Q 980,238.12
8	ACERO DE PREESFUERZO (torones de 1/2" y resistencia última de 270 ksi c/u, tensado al 80%)	KG	6,961.15	Q 214.87	Q 1,495,742.30
9	ACERO ESTRUCTURAL	KG	17,187.18	Q 83.67	Q 1,438,051.35
10	TUBO GALVANIZADO D=4"	ML	14.97	Q 510.50	Q 7,642.19
11	NEOPRENO DUREZA 60	DM3	79.71	Q 453.25	Q 36,128.56
12	PINTURA TERMOPLASTICA PARA BORDILLO Y LINEA CENTRAL Y LATERALES	ML	60.00	Q 92.65	Q 5,559.00

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q5,413,290.63
---------------------------------	----------------------

ESTE PRESUPUESTO SE ELABORÓ EN LA FECHA INDICADA: (LA VIGENCIA DE ESTE PRESUPUESTO TIENE 3 MESES A PARTIR DE LA FECHA EN QUE ELABORO):	25/05/2010
---	-------------------

6. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

PROYECTO: Construcción de puente vehicular

UBICACIÓN: Asentamiento Los Cerritos, zona 18, municipio de Guatemala, departamento de Guatemala

No.	DESCRIPCION	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	LIMPIA Y CHAPEO	Q 37,078.60																							
2	REPLANTEO TOPOGRAFICO	Q 1,123.20				Q 748.80																			
3	EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL	Q 12,240.98				Q 24,481.99				Q 6,120.49															
4	RELLENO ESTRUCTURAL (relleno con material clasificado)																	Q138,169.75							
6	CONCRETO 4,500 PSI					Q351,418.66				Q175,709.33				Q263,563.99				Q175,709.33				Q263,563.99			
7	CONCRETO 7,000 PSI	Q163,373.02				Q653,492.08				Q163,373.02															
8	ACERO DE PREESFUERZO (torones de 1/2" y resistencia última de 270 ksi c/u, tensado al 80%)	Q747,871.15				Q747,871.15																			
9	ACERO ESTRUCTURAL	Q269,634.63				Q359,512.84				Q 89,878.21				Q359,512.83				Q 89,878.21				Q269,634.63			
10	TUBO GALVANIZADO D=4"													Q 7,642.19											
11	NEOPRENO DUREZA 60									Q 36,128.56															
12	PINTURA TERMOPLASTICA PARA BORDILLO Y LINEA CENTRAL Y LATERALES																	Q 3,706.00				Q 1,853.00			
		Q1,231,321.58				Q2,137,525.52				Q471,209.61				Q630,719.01				Q269,293.54				Q673,221.37			
COSTO TOTAL DEL PROYECTO												Q				5,413,290.63									

7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

7.1. Limpia y chapeo

Este trabajo consiste en el chapeo, tala, destronque, remoción y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que están dentro de los límites del derecho de vía y en las áreas de excavación, excepto la vegetación que sea designada para que permanezca en su lugar.

Si dentro del área de construcción el contratista y/o el supervisor establecen que existen árboles bajo protección especial, de conformidad con la lista roja de flora silvestre elaborada por el CONAP, este último, ordenará al primero las medidas necesarias para la protección de las especies detectadas.

Antes de efectuar la tala de árboles, el contratista deberá cumplir con los requisitos correspondientes del INAB y del CONAP o de la entidad correspondiente. Al efectuar la tala de árboles, éstos deben caer de tal forma que no se dañen las propiedades adyacentes o los árboles que sí permanecerán en su lugar.

Con el objeto de evitar la erosión, el supervisor ordenará, qué vegetación debe permanecer en su lugar, de la que esté dentro de los límites del derecho de vía pero fuera del área de construcción; asimismo puede ordenar la preservación de árboles u otra vegetación que estén fuera del área de construcción. Las ramas de los árboles que se extiendan sobre la proyección del puente, se deben cortar o podar para dejar un claro de 6 metros a partir de la superficie del mismo.

En áreas donde se deba efectuar la excavación no clasificada, todos los troncos, raíces y otros materiales inconvenientes, deben ser removidos hasta una profundidad no menor de 600 milímetros debajo de la superficie de la subrasante; y el área total debe ser limpiada de matorrales, troncos carcomidos, raíces y otras materias vegetales u orgánicas susceptibles de descomposición.

Las áreas que se deban cubrir con terraplenes, se deben desraizar a una profundidad no menor de 300 milímetros o a 600 milímetros, según el tipo de árbol de que se trate (coníferas 600mm).

Todos los troncos que estén fuera del área de excavación o de terraplenes, deben ser desraizados a una profundidad no menor de 300 milímetros debajo de la superficie del terreno original.

Todo el material removido debe eliminarse, en principio incinerándolo, y finalmente enterrándolo. El contratista dispondrá del desecho en sitios adecuados fuera del área de construcción.

Para efectos de medición del trabajo efectuado por el contratista, la unidad de medida es la de metro cuadrado de limpia chapeo y destronque de área de construcción. El pago de este renglón se aprobará cuando se haya cumplido con el número de metros cuadrados de limpia, chapeo y destronque, establecidos en campo por parte del supervisor, de acuerdo con las cantidades de trabajo de la oferta del contratista.

7.2. Excavación estructural

Este trabajo consiste en la excavación para la construcción de los estribos. Incluye la remoción de todo el material que se encuentre dentro de los límites de las excavaciones que se describen en esta sección: construcción del embreizado, apuntalamiento, tablestacado y encofrado que fueren necesarios, así como su retiro posterior; el bombeo, reducción del agua, drenaje, colocación de un sello de concreto, si es necesario, y el acondicionamiento del material sobrante o inadecuado; luego, la limpieza final que sea necesaria para la terminación del trabajo.

En las áreas donde se vaya a efectuar la excavación estructural, se debe realizar previamente el trabajo de limpia, chapeo y destronque, de conformidad con lo que sea aplicable, de lo especificado en la sección anterior; se pagará de conformidad con lo indicado en dicha sección.

Cuando dentro de los límites de la excavación, se encuentren estructuras y cimientos antiguos que no constituyan patrimonio cultural, rocas, trozas y cualesquiera obstáculos imprevistos, éstos deben ser retirados por el contratista, quien no tendrá derecho a ninguna compensación adicional, por las dificultades o contratiempos que le ocasione la remoción y/o retiro de tales objetos.

Cuando se complete la excavación, el contratista deberá solicitar al supervisor, la aprobación relativa al carácter y adecuación del material de cimentación. El suelo de cimentación deberá estar firme y ser uniforme en todo el ancho y longitud del mismo. En caso de que al llegar a las cotas de cimentación mostradas en los planos, el material sea inadecuado, el supervisor puede ordenar por escrito al contratista que excave a mayor profundidad, con el

propósito de obtener material adecuado para la cimentación; o que excave a mayor profundidad y rellene con material adecuado. Cuando en opinión del supervisor la excavación deba llevarse hasta una profundidad mayor que la indicada en los planos para obtener una cimentación satisfactoria, se deben revisar los planos de los estribos de acuerdo con alguno de los métodos siguientes:

(a) Cuando el cambio de cotas sea muy pequeño, la parte superior de la cimentación se debe mantener al nivel que indiquen los planos originales y el espesor del concreto se aumentará hasta obtener una cimentación satisfactoria.

(b) Cuando se necesite un cambio mayor en las cotas, se deben revisar los planos y bajar el nivel de las cimentaciones, aumentando por consiguiente, la altura del vástago hasta obtener una cimentación satisfactoria. El espesor y el ancho de la cimentación se aumentarán, generalmente, por encima de lo indicado en los planos originales.

En cualquier caso, el supervisor deberá determinar cuál de los métodos anteriores se debe emplear.

Es preciso que, si durante los cortes del terreno hechos por el contratista, se encuentran rasgos culturales, se debe suspender inmediatamente la excavación y comunicarlo al Instituto de Antropología e Historia (IDAEH) y sobre todo al supervisor, para que se realice el salvamento correspondiente. Dicha suspensión será por el tiempo que sea necesario y conforme lo establece el reglamento para desarrollar proyectos de investigación arqueológica.

Después de terminar cualquier excavación, el contratista debe notificarlo al supervisor y no colocar mampostería, relleno de material de filtro para sub-

drenaje, gavión o estructura alguna, sino hasta que éste haya aprobado la profundidad de la excavación, la calidad del suelo para la cimentación y dado la autorización para continuar. El pago de este renglón debe hacerse por el número de metros cúbicos excavados.

7.3. Relleno estructural (relleno con material clasificado)

Es el relleno que se construye en los accesos de un puente cuando el supervisor así lo ordene, dentro de los límites que se indican en esta sección, que se muestran en los planos y/o se describan en las Disposiciones Especiales.

El contratista debe notificar, con suficiente anticipación, al Delegado Residente que iniciará los levantamientos topográficos que sean necesarios y proporcionará las pruebas de laboratorio que comprueben la calidad del suelo para la cimentación del relleno, los materiales a utilizar y los lugares de donde serán extraídos. No se medirá ni pagará ningún material de relleno que se haya colocado antes de que lo autorice el supervisor.

Cuando dentro de los límites del relleno, se encuentre fango u otro material inadecuado para la cimentación del relleno, el contratista debe excavar tal material por lo menos 300 milímetros debajo de la superficie del terreno original o a la profundidad que indique el supervisor. Este material debe ser retirado por el contratista y depositado donde autorice el supervisor. El contratista debe rellenar la excavación efectuada, con el material especificado, el cual debe ser debidamente conformado y compactado a la misma densidad especificada para el relleno.

Cuando el relleno que se va a construir tenga 1 metro o menos de altura y el terreno original requiera ser escarificado, éste debe ser compactado a la misma densidad especificada para dicho relleno.

No se debe colocar ningún relleno contra cualquier estructura de concreto, antes de que éste haya adquirido la resistencia para soportar los esfuerzos producidos por la construcción del relleno, el cual debe ser construido en capas sucesivas horizontales y de tal espesor, que permita la compactación especificada en esta sección. Los espesores de las capas que serán compactadas, deben ser determinados por el contratista, con la aprobación del supervisor, de conformidad con la capacidad de la maquinaria o equipo que se vaya a utilizar, debiéndose efectuar para tal efecto, ensayos que determinen el espesor máximo en cada caso, siempre y cuando se llenen los requisitos de compactación que se indican en estas Especificaciones Generales.

En áreas limitadas o adyacentes a estructuras, tales como estribos, alas, cabezales, bóvedas u otros, la compactación se puede hacer por medio de compactadoras mecánicas o con compactadoras de mano, apropiadas. Se debe tener especial cuidado con el fin de evitar cualquier acción de cuña contra la estructura. Los taludes alrededor de estribos y alas, deben ser construidos como se indique en los planos. Los rellenos alrededor de las estructuras citadas, se deben colocar simultáneamente a ambos lados y a la misma altura, según el caso.

Cuando se empalmen capas de materiales diferentes, éstas se deben engrapar adecuadamente en una longitud suficiente, o mezclar los materiales de tal manera que se eviten cambios bruscos en los materiales de las capas.

En los rellenos para estructuras, cada capa se debe compactar como mínimo al 90% de la densidad máxima, determinada según el método AASHTO T 180; y los últimos 300 milímetros superiores, deben compactarse como mínimo al 95% de la densidad máxima, determinada por el método citado. La compactación se comprobará en el campo, de preferencia mediante el método AASHTO T 191 (ASTM D 1556). Con la aprobación escrita del supervisor, se pueden utilizar otros métodos técnicos, incluyendo los no destructivos.

El contratista debe de controlar el contenido de humedad adecuado, calentando el material y determinando la humedad a peso constante, o por el método del Carburo de Calcio, según AASHTO T 217, para obtener la compactación especificada. Cada capa debe ser compactada con equipo apropiado para asegurar una compactación uniforme y no se debe proseguir la compactación de una nueva capa, hasta que la anterior llene los requisitos de compactación especificados.

7.4. Concreto 7,000 PSI

(Sección 551.03(c) esp. D.G.C.) Se usará concreto clase 35 con refuerzo de ruptura a compresión de 490 kg/cm^2 , a los 28 días, para la elaboración de las vigas preesforzadas que conforman la superestructura del puente. Este renglón incluye la estructura temporal que sirve para soportar las cargas sin causar deformación y asentamiento perjudiciales, y para detener las formaletas antes o después de la colocación del concreto. La medición y el pago serán por el número de metros cúbicos colocados con dos decimales.

7.5. Concreto 4,500 PSI

(Sección 551.03 (e) esp. D.G.C.) Se usará concreto clase 28 con refuerzo de ruptura a compresión de 280 kg/cm^2 , a los 28 días, para el resto de la estructura del puente. Este renglón incluye la estructura temporal que sirve para soportar las cargas sin causar deformación y asentamiento perjudiciales y para detener las formaletas antes o después de la colocación del concreto. La medición y el pago serán por el número de metros cúbicos colocados con dos decimales.

7.6. Acero estructural

(Sección 554.03(a) (2) esp. D.G.C.) Se usará acero de refuerzo de grado 60 en forma de barras corrugadas de acuerdo con las especificaciones M31 de la AASHTO y 300.615 de la ASTM (American Society for Testing and Materials). La medida se debe hacer del número de kilogramos de refuerzo, satisfactoriamente suministrados e incorporados a la obra para estructuras de concreto. La medición y pago se harán por el número de kilogramos colocados con dos decimales.

7.7. Acero de preesfuerzo

[Sección 554.03(a)(3) esp. D.G.C.] Se usarán torones de 7 cables de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro cada cable, con resistencia última de 270 KSI (190 kg/mm^2) y tensados al 80% de su resistencia última, conforme a las especificaciones de la AASHTO M204 (de la ASTM A-421); la medición y pago se harán por el número de kilogramos colocados con dos decimales.

7.8. Tubo galvanizado

Son conductos de 4 pulgadas de diámetro que se colocan para evacuar el agua de las superestructuras de los puentes y otras obras viales, tales como estribos, muros y otras.

Este trabajo consiste en la fabricación y/o suministro, acarreo, almacenaje, manejo y colocación de los tubos de acuerdo con los planos, Especificaciones Generales y Disposiciones Especiales. El relleno permeable se debe suministrar de acuerdo con lo indicado en la Sección 207.

Tubos y accesorios. Pueden ser de las clases siguientes:

- (a) Conductos de concreto no reforzado. Deben cumplir con lo especificado en AASHTO M 86M (ASTM C 14).
- (b) Conductos de hierro fundido. Deben ser de fundiciones de hierro, fundido gris clase 30, de acuerdo con AASHTO M 105.
- (c) Conductos de acero. Deben cumplir con los requisitos de ASTM A 120.
- (d) Conductos rígidos de Cloruro de Polivinilo (PVC). Deben cumplir con lo especificado en AASHTO M 278.
- (e) Conductos de Polietileno (HDPE). Deben cumplir con lo especificado en ASTM F 714. Esta debe ser fabricada de compuestos vírgenes de polietileno de alta densidad.

Colocación. Los tubos de drenaje se deben colocar de acuerdo con lo indicado en los planos, Especificaciones Generales y Disposiciones Especiales.

Medida. La medida se debe hacer del número de metros lineales con aproximación de dos decimales, de tubos para drenaje de estructuras,

suministrados y colocados satisfactoriamente, de acuerdo con estas Especificaciones Generales, los planos y Disposiciones Especiales.

Pago. El pago se debe hacer por el número de unidades medidas como se indica anteriormente, al precio unitario de contrato, correspondiente a tubos para drenaje de estructuras del renglón de que se trate, cuyo precio incluye el trabajo estipulado en esta sección, de conformidad con lo indicado en 110.02.

7.9. Neopreno dureza 60

Es un dispositivo construido y colocado entre los extremos de la viga de y el estribo de la sub-estructura con el propósito de transmitir cargas y acomodar los movimientos horizontales del puente entre la estructura y la rasante del camino. Los dispositivos son deslizantes. Este trabajo consiste en el suministro y en la instalación de dispositivos de soporte para puentes de acuerdo con el tipo especificado en los planos. Su unidad de medida y pago se definen por decímetro cúbico.

7.10. Limpieza final

Este renglón consiste en retirar todo el material de desperdicio, material orgánico y restos de construcción a una distancia no menor de 1.50 m fuera del área de trabajo, depositando todos los materiales en un lugar previamente establecido y que no perjudique a los vecinos de la comunidad.

CONCLUSIONES

1. El desarrollo de un puente vehicular a base de concreto preesforzado, es la opción más adecuada para cubrir la luz de 40 metros, que permite conectar el asentamiento Los Cerritos con la colonia El Paraíso II y circunvecinos. El costo total directo del proyecto es equivalente a Q 4, 027,746.00, correspondiendo a un valor de Q 100,693.65 por metro lineal de puente como precio unitario directo. De igual manera, el número de beneficiarios directos será de 7,500 personas distribuidas en los siete sectores del asentamiento Los Cerritos y la colonia El Paraíso II.
2. El acero de preesfuerzo transfiere a la viga una carga axial que aunada a la excentricidad, produce una contra flecha que reduce o elimina los esfuerzos a tensión en la sección transversal de la viga y propicia el mejor desempeño del concreto, por encontrarse trabajando exclusivamente bajo esfuerzos compresivos.
3. La severidad de los códigos en cuanto a límites permitidos, junto al mayor uso de cargas, garantiza un diseño que brinda a la estructura un amplio margen de seguridad y evita que colapse bajo solicitudes sísmicas o el excedente de cargas para las cuales fue diseñado.

4. Los barandales del puente se diseñan bajo una fuerza de impacto equivalente a un 25% de la masa del camión de diseño, viajando a la máxima velocidad permitida en el tramo carretero. Al momento producido por el impacto se le agrega el momento de la carga peatonal y el peso propio de los barandales en voladizo.
5. Los elementos que conforma los estribos se ven considerablemente afectados por las solicitudes sísmicas. Por lo anterior, fue necesario tomar en consideración el incremento del empuje y volteo inducido por los movimientos telúricos y proponer un refuerzo convencional que contrarreste dichas fuerzas.
6. Para el diseño de un puente vehicular, es indispensable la recopilación de datos importantes, constituidos a través de un estudio hidrológico, un análisis hidráulico, un estudio topográfico especial para puentes (200 metros en todas direcciones), un estudio geológico, socio-económico, ambiental y en menor medida un estudio de tránsito vehicular.

RECOMENDACIONES

1. En la ejecución de los distintos elementos de la estructura del puente en general, se deberá poner especial énfasis en las normas y especificaciones técnicas dictaminadas por la AASHTO, el Libro Azul y la Dirección General de Caminos. También deberá respetarse lo establecido en las especificaciones técnicas propias del presente trabajo de graduación y en los planos específicos del proyecto.
2. Para la correcta interacción de los elementos estructurales que conforman la superestructura y la subestructura, deberá considerarse una distancia prudencial que funcione como junta de dilatación y la utilización de un material elastomerito que permita movimientos horizontales. De igual manera, deberá respetarse los refuerzos adicionales de todos los elementos estructurales que responden a las solicitudes sísmicas típicas del sector en donde será ejecutado.
3. Una vez ejecutada la obra diseñada en el presente trabajo de graduación, deberán realizarse inspecciones periódicas a toda la estructura del puente para determinar que no existan agrietamientos o fracturas en los elementos de concreto, así como el inicio de corrosión en las platinas y pernos. De igual manera, deberá verificarse de forma constante la integridad física del material elastomérico que se implementa en la unión entre las vigas principales y los estribos.

4. Es importante que para la ejecución del presente proyecto se considere la contratación preferencialmente de mano de obra local, con el objetivo de brindar fuentes de trabajo temporales y bien remuneradas para los habitantes del lugar; de esta manera se reduce el riesgo de amenazas, extorsiones y robos, dado que la comunidad se encuentra dentro de una zona con altos índices de delincuencia.

BIBLIOGRAFÍA

1. Aguirre Roldan, Héctor David. Diseño y construcción del puente San Diego y diseño del puente de la 2ª av. Y 3ª calle de Malacatan. Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, 1990.
2. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). **Standard Specifications for highways and bridges**, 16a edition. Washington 2005.
3. American Concrete Institute. **Requisitos de reglamento para concreto estructural y comenario**, 2005, 495 pp.
4. Anquermann Álvarez, Enrique. Manual para laboratorista de suelos en construcción de carreteras. Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería 1969.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. Cuarta edición. México: Limusa, 1998.
6. de Oca, Miguel Montes. **Topografía**. Cuarta edición. México: Alfa omega, 1996.

7. **Especificaciones Generales para construcción de Carreteras y Puentes. Dirección General de Caminos**, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, diciembre 2000.
8. Herrera M., Jerónimo H. **Puentes**. Segunda edición. Universidad Católica de Colombia, Facultad de Ingeniería, 1996.
9. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. 12^a ed., Colombia: McGraw-Hill, 2001, 738 pp.
10. Padilla, Francisco José. Diseño del puente vehicular y ampliación de la calle de acceso al puente entre las colonias San Isidro y Alta Loma del municipio de Jocotenango Sacatepequez. Trabajo de graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2003.
11. Trujillo Orozco, José Eusebio. **Diseño de puentes**. Segunda edición. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga Colombia, 1993.

APÉNDICE



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

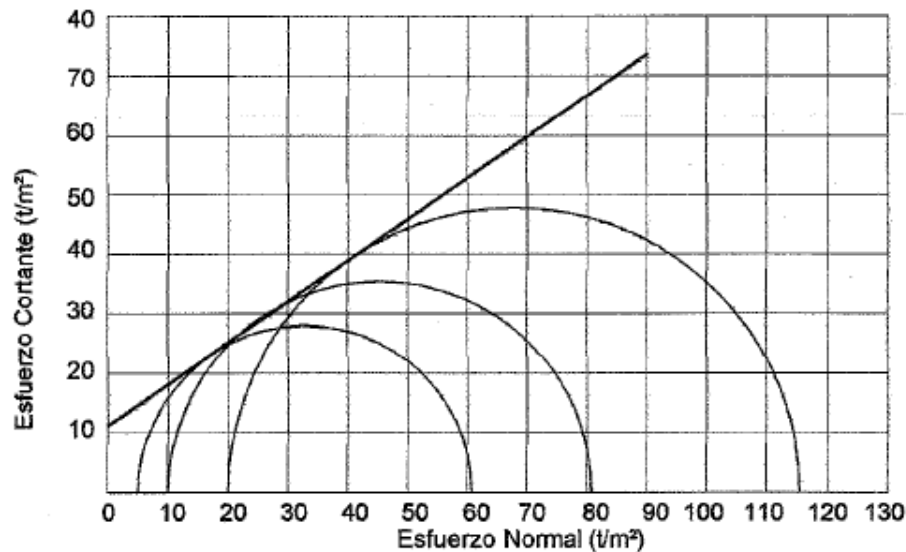


Nº 12851

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 137 S.S. O.T.: 26,549

INTERESADO: Guillermo Alberto Mejía Dubón
PROYECTO: EPS-Diseño de puente Vehicular.
UBICACIÓN: Conexión de la Aldea Los Cerritos y el asentamiento El Paraiso.
Fecha: 08 de abril de 2010.
pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 34.77^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 11.1 \text{ t/m}^2$
---	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
DESCRIPCION DEL SUELO: Arena pómez color beige con partículas de grava
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (t/m^2)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q(\text{t/m}^2)$	55.78	70.82	95.61
PRESION INTERSTICIAL $u(\text{t/m}^2)$	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.5	4.0	6.0
DENSIDAD SECA (t/m^3)	1.41	1.41	1.41
DENSIDAD HUMEDA (t/m^3)	1.72	1.72	1.72
HUMEDAD (%H)	22.8	22.8	22.8



Atentamente,

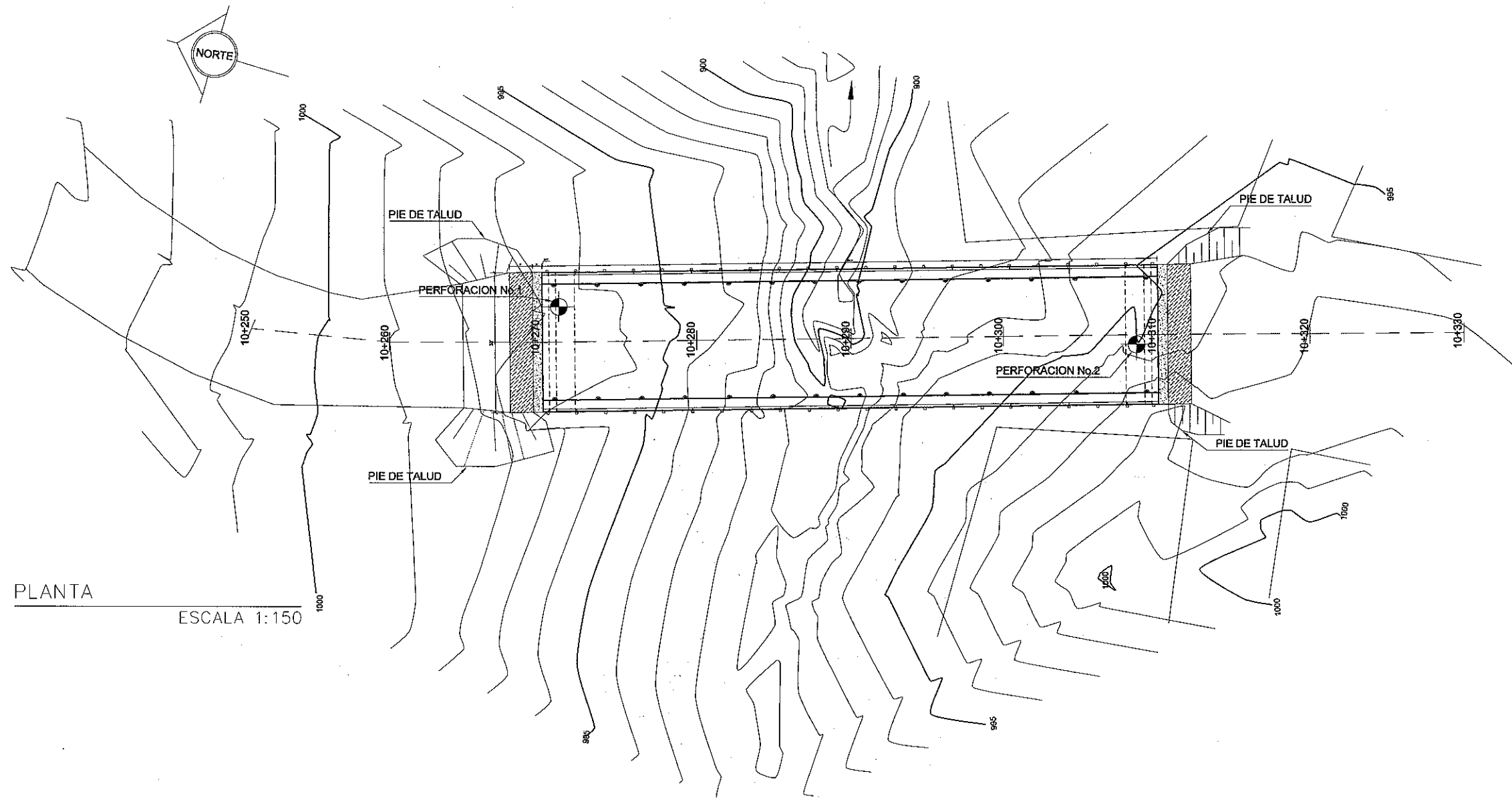
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

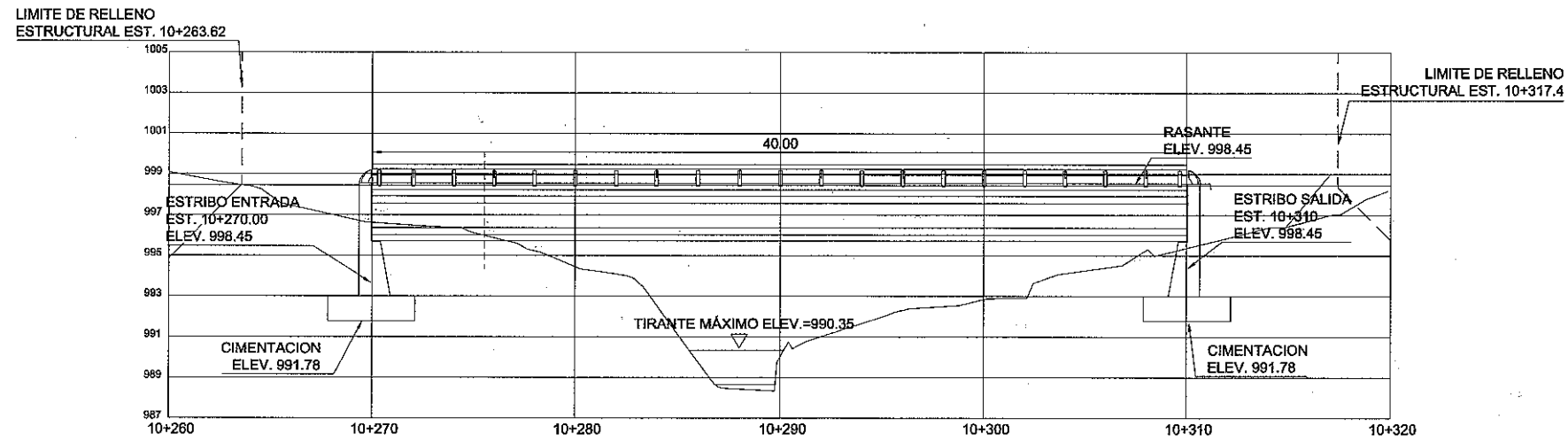


Ing. Omar Enrique Meltrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

PLANOS DE LOS PROYECTOS




PLANTA
ESCALA 1:150

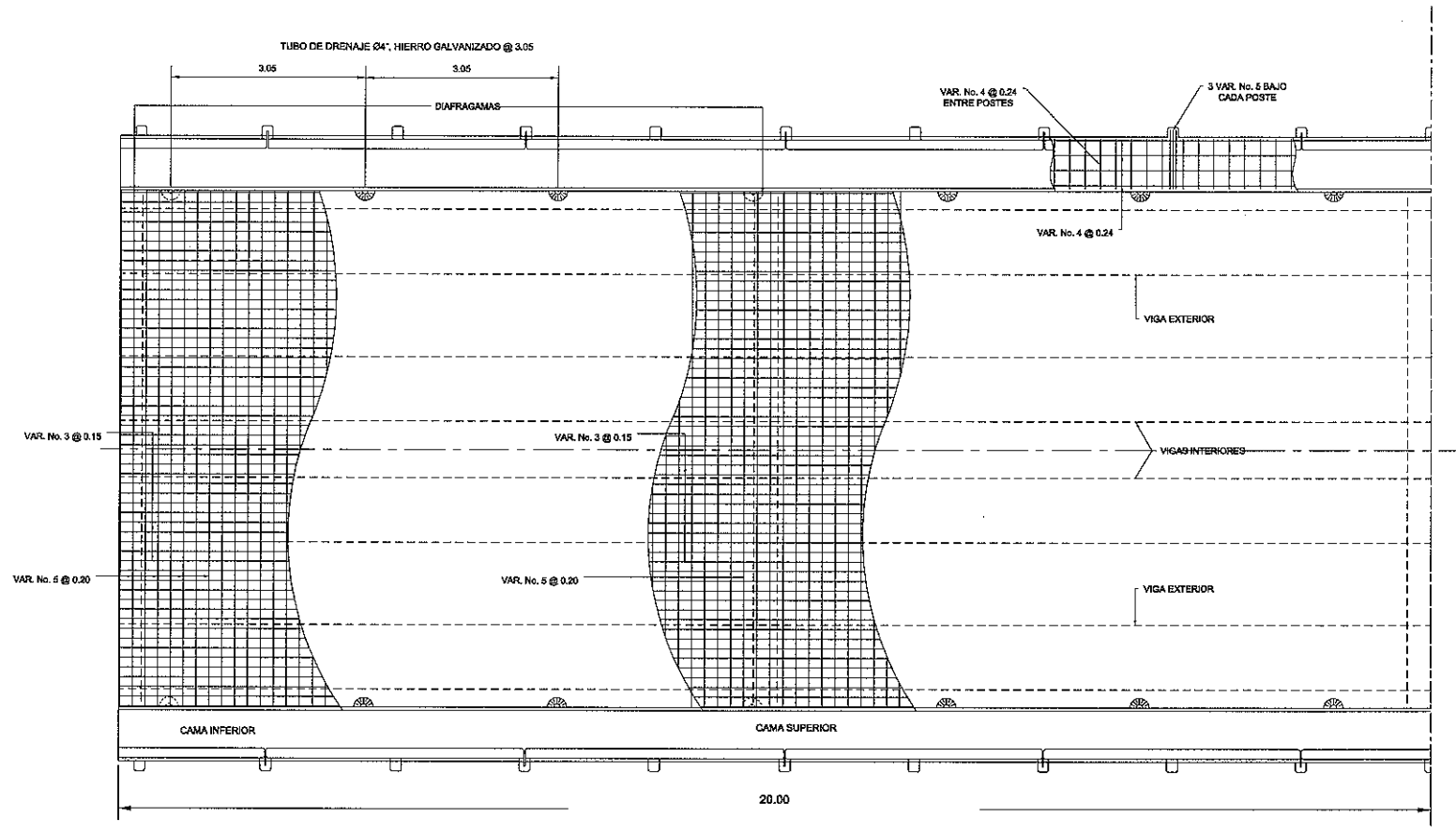


PERFIL
ESCALA 1:150

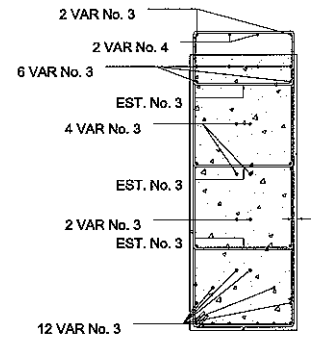


		PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II	
UBICACION: ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.		EPESISTA: GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON	
CONTENIDO: PLANTA Y PERFIL		DISEÑO GM	DIBUJO GM
ESCALA: INDICADA		FECHA: 27 DE JULIO 2011	
HOJA 1			7

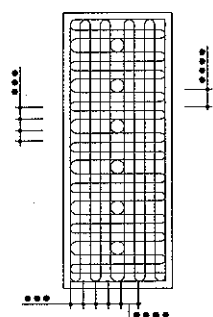
••• A. MENOS QUE SE CUENTE CON ESPECIFICACIONES DE LOS FABRICANTES DEL ANCLAJE, EL REFUERZO EN LA PARRILLA DEBERA DER No.3 ESPACIADO A NO MAS DE 7.6 cm. (A.A.S.H.T.O. 1.6.15)-
 ••• EL ESPACIAMIENTO DEBERA SER EL DIAMETRO DE LA BOQUILLA DONDE SE COLOQUE LA PARRILLA.-



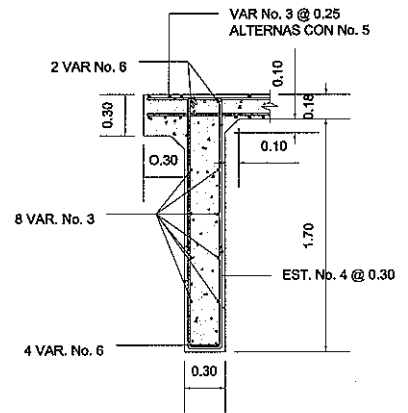
ARMADO DE LOSA Y BANQUETA
 ESCALA 1:50



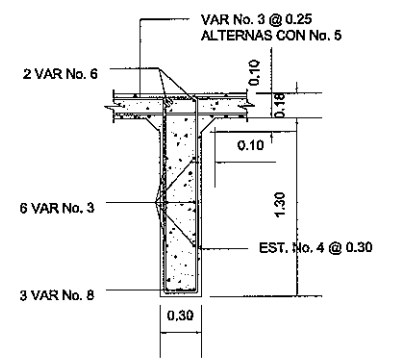
PARRILLA A
 ESCALA 1:25



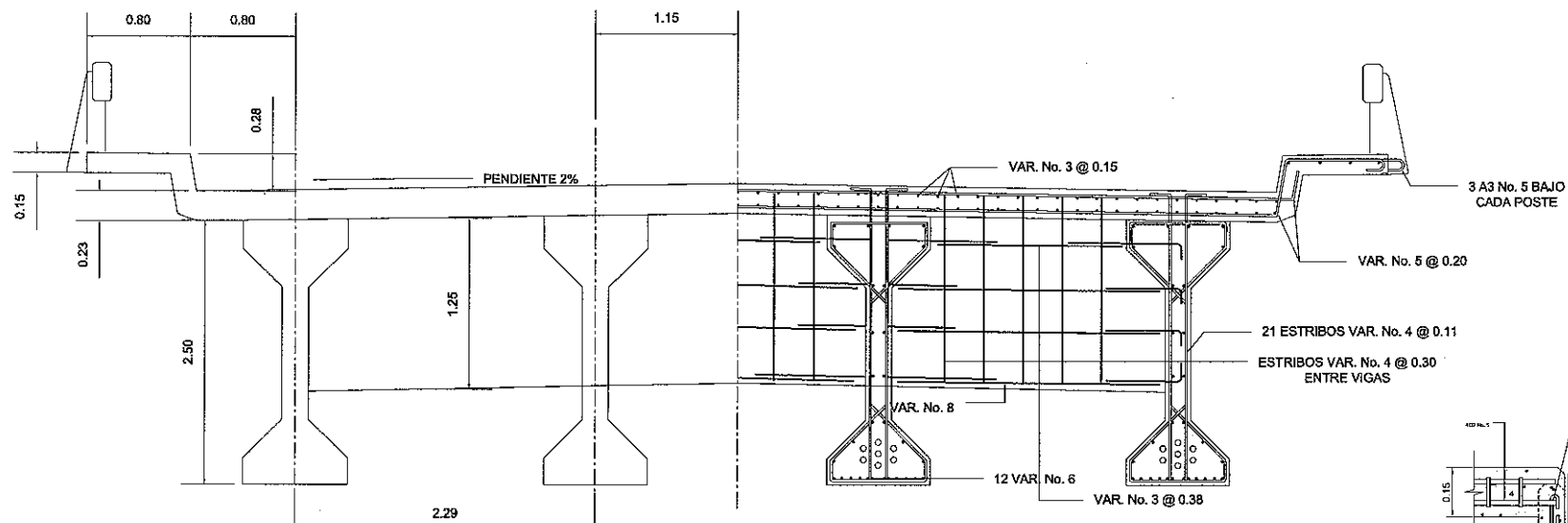
PARRILLA B
 ESCALA 1:25



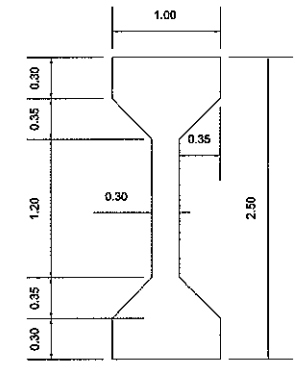
DIAFRAGMA EXTERIOR
 ESCALA 1:25



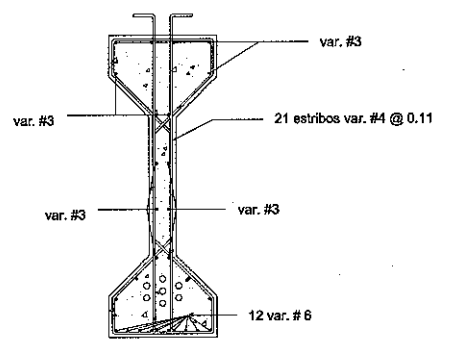
DIAFRAGMA INTERIOR
 ESCALA 1:25



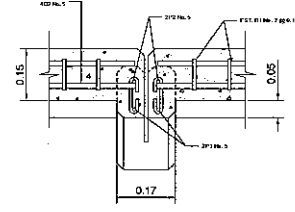
SECCION TRANSVERSAL
 ESCALA 1:25



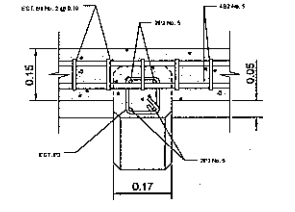
GEOMETRIA
 DETALLE DE VIGAS



REFUERZO
 ESCALA 1:25



SECCION B-B
 ESCALA 1:10

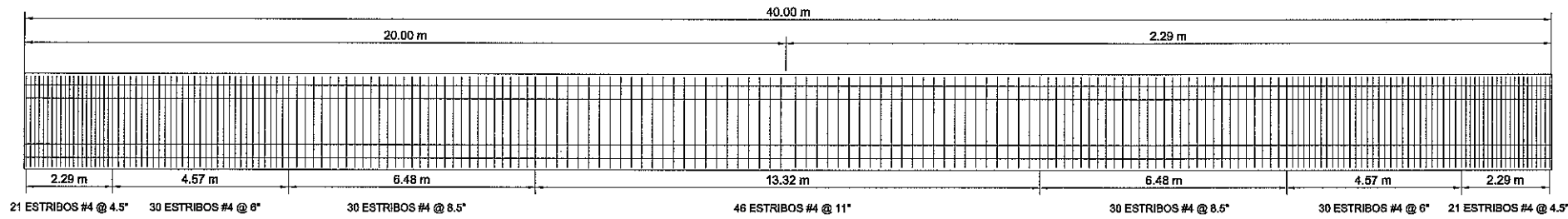


SECCION C-C
 ESCALA 1:10


ASESORIA - SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

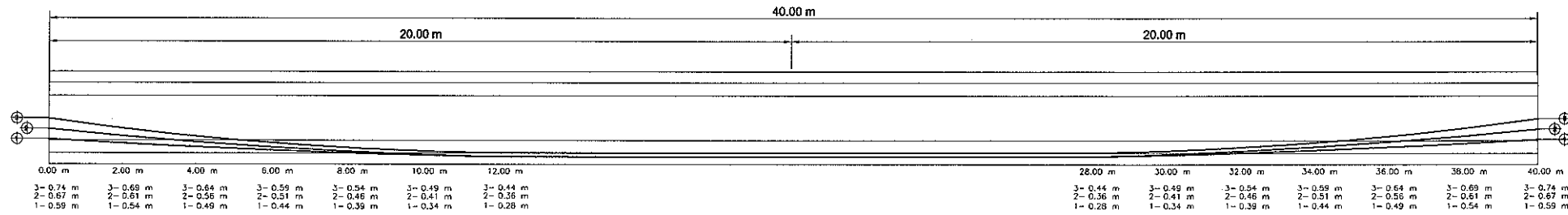
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II
 UBICACION: ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.

EPESISTA:	GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON	H O J A	2
CONTENIDO:	SECCIONES		
DISENIO:	CM	REVISADO:	CM
ESCALA:	REVISADO:	FECHA:	27 DE JULIO 2015



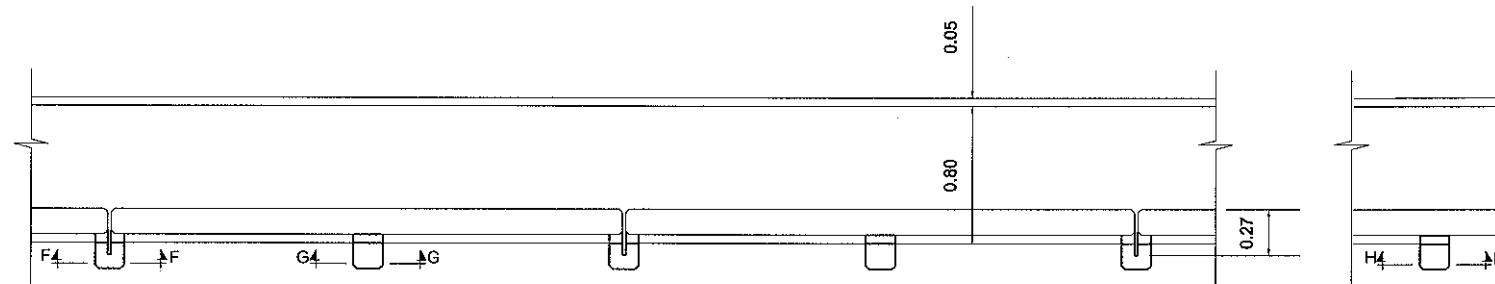
ESTRIBOS POR CORTE

ESCALA 1:75



DUCTOS DE POSTENSION

ESCALA 1:75



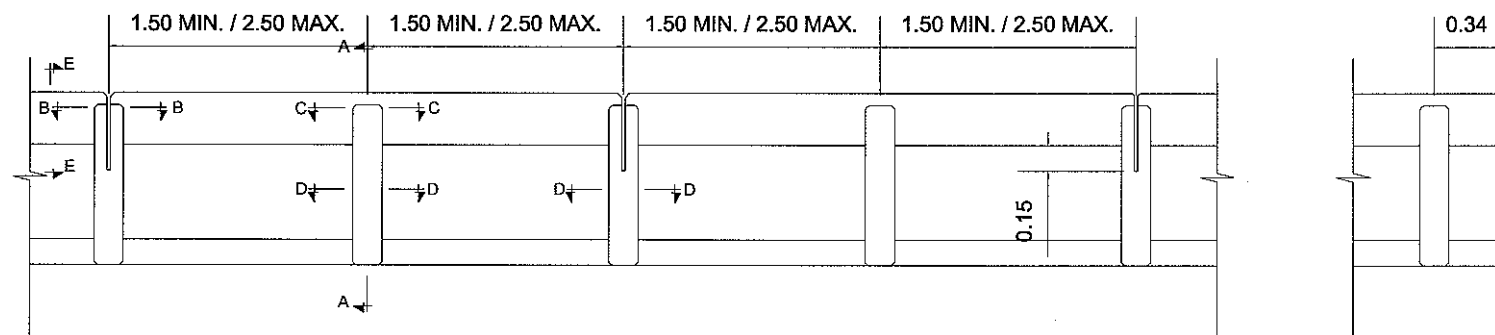
TRAMO DOBLE

PLANTA

ESCALA 1:20

POSTE FINAL

ESCALA 1:20



TRAMO DOBLE

ELEVACION

ESCALA 1:20

POSTE FINAL

ESCALA 1:20

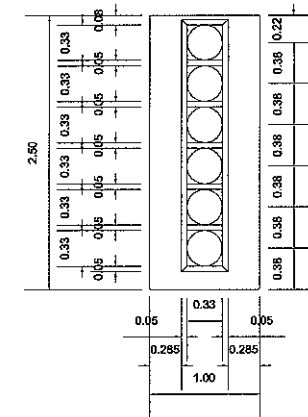
NOTAS:

ESPECIFICACIONES:

- 1.- DISEÑO: STANDARD ESPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIAL, (AASHTO), 2005.
- 2.- CONSTRUCCION: ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION DE PUENTES Y CARRETERAS DE LA D.G.C. (ESPECIFICACIONES D.G.C.) EDICION 2,001.
- 3.- CARGA VIVA: HL 93 (AASHTO), Y CAMION DE 71.878 KILO LIBRAS.

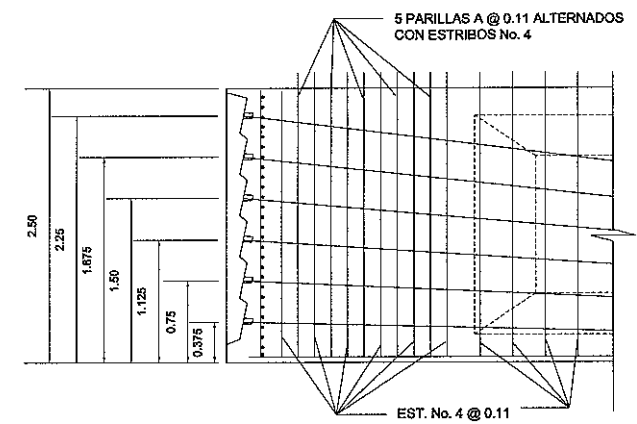
MATERIALES:

- 4.- CONCRETOS: (ESP. D.G.C.) SECCION 504.
- 4.1.- CONCRETO 7,000 PSI : PARA LA VIGAS PRESFORZADAS SE USARA CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZOS DE RUPTURA A COMPRESION DE 493 Kg/cm² (7000 lb/plg²) A LOS 28 DIAS. EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR, SERA DE 2 cm.
- 4.2.- CONCRETO 5,000 PSI : SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 264 kg/cm² (5,000 Lbs/plg²) PARA EL RESTO DE LA SUPERESTRUCTURA A LOS 28 DIAS. EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR SERA DE 3.8 cm.
- 5.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESP. D.G.C.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 60, EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES M31-54 DE LA AASHTO Y A305-501 DE LA ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL).
- 6.- ACERO DE PREEFUERZO: SE USARAN 5 DUCTOS DE 4 TORONES DE 7 CABLES DE 1/2" Y UNA RESISTENCIA ULTIMA DE 270 KSI (190 kg/mm) CADA UNO Y TENSADOS AL 70 % DE LA RESISTENCIA ULTIMA. CONFORME A LAS ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO M204 (DE LA ASTM-A421). PODRA USARSE OTRO TIPO DE CABLES SIEMPRE QUE SE DEMUESTRE QUE ESTAN DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES Y QUE SE PRESENTE AL DEPARTAMENTO TECNICO DE INGENIERIA LA MEMORIA DE CALCULO PARA SU APROBACION. EL TIPO DE DUCTO PARA LOS CABLES DEBERA SER GALVANIZADO CORRUGADO Y TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA MANTENER LA ALINEACION DESEADA EN EL PLANO. EN EL DISEÑO SE CONSIDERAN LOS CABLES ADHERIDOS POR LO CUAL DESPUES DEL TENSADO DEBE EFECTUARSE UNA INYECCION DE LECHADO DE CEMENTO DENTRO DEL DUCTO CON LA PROPORCION NECESARIA PARA PROVEER ADHERENCIA A LOS CABLES.

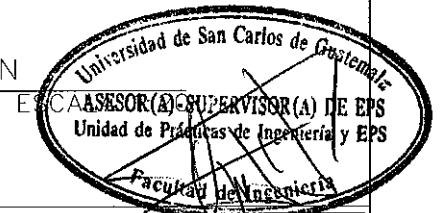


ALZADO

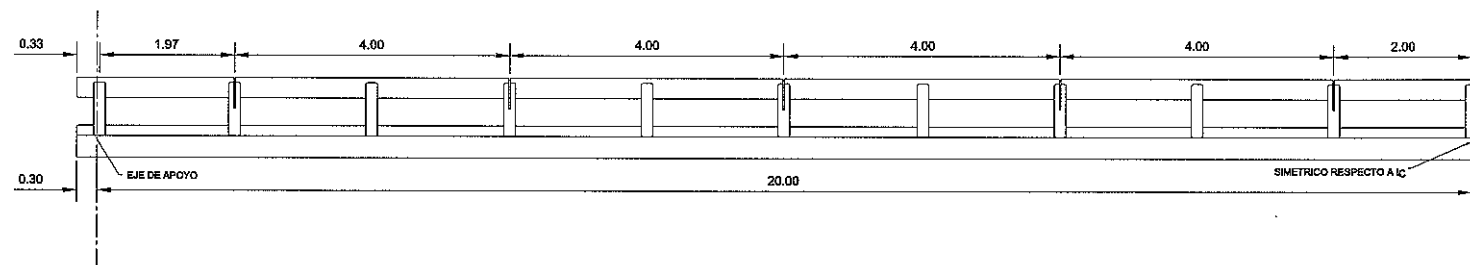
ESCALA 1:20



ELEVACION

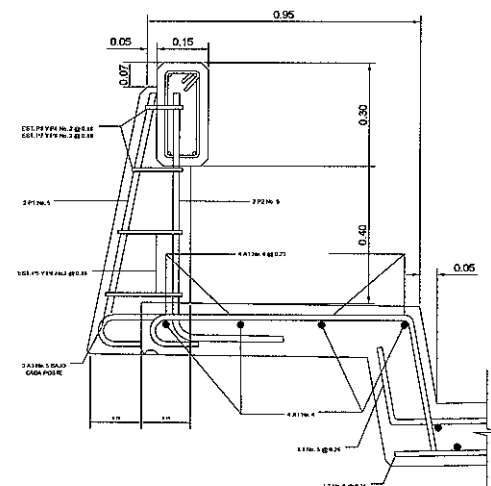


	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXION DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II	
	UBICACION: ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.	
EPESISTA: GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON	DISEÑO: GM	HOJA: 3
CONTENIDO: VIGAS Y BARANDALES	ESCALA: INDICADA	FECHA: 27 DE JULIO 2012



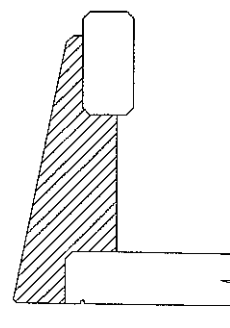
ELEVACION DE BARANDAL
ESCALA 1:50

PLANILLA DE MATERIALES								
LOC.	CONC.	REF.	TIPO	DIAM.	LONG.	CANT.	DET.	PESO
Poste	0.93 m ³	302 Kg.	P1	No.5	1.06	36	I	138
			P2	No.5	1.05	36	II	137
			P3	No.2	0.58	10	III	3
			P4	No.2	0.64	10	III	4
			P5	No.2	0.72	18	III	8
			P6	No.2	0.78	18	III	8
			P7	No.2	0.21	16	IV	2
			P8	No.2	0.24	16	IV	2
Barandal	3.65 m ³	743 kgs.	B1	No.2	0.82	772	III	158
			B2	No.5	4.59	72	V	513
			B4	No.5	2.59	16	V	72

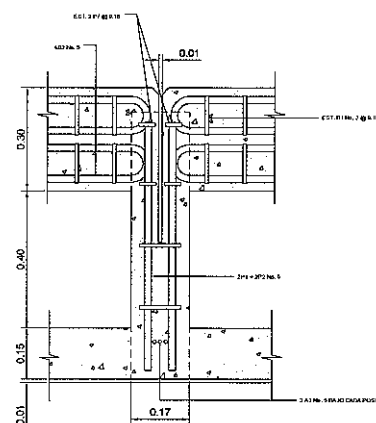


REFUERZO

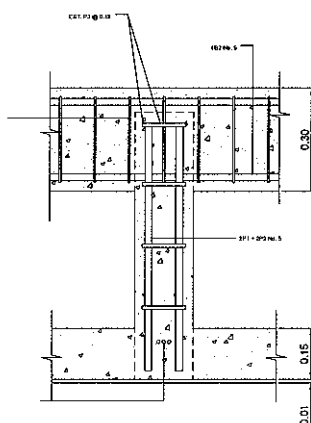
SECCION A-A
ESCALA 1:10



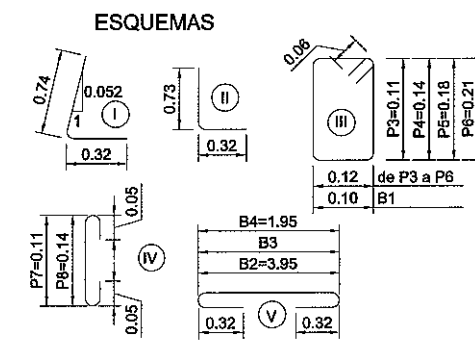
GEOMETRIA



SECCION F-F
ESCALA 1:10

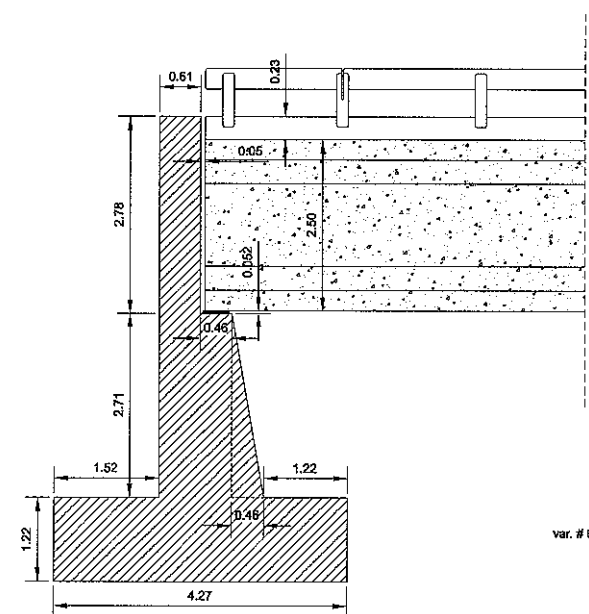


SECCION G-G O H-H
ESCALA 1:10



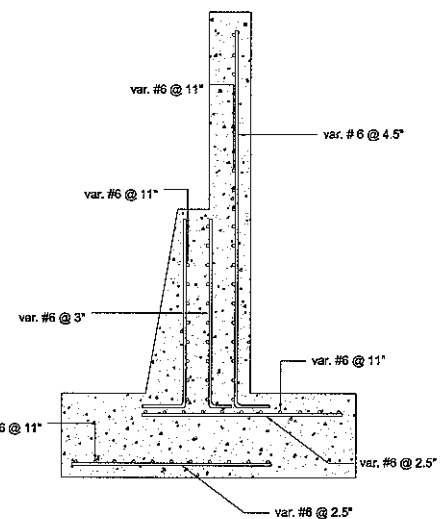
NOTAS:

- 1) Todas las aristas deberan ser biseladas
- 2) El recubrimiento libre es de 2.5 cm.
- 3) Volumen de un poste= 0.0221 m
- 4) Area de dos pasamanos= 0.090 m
- 5) Dimensiones en metros



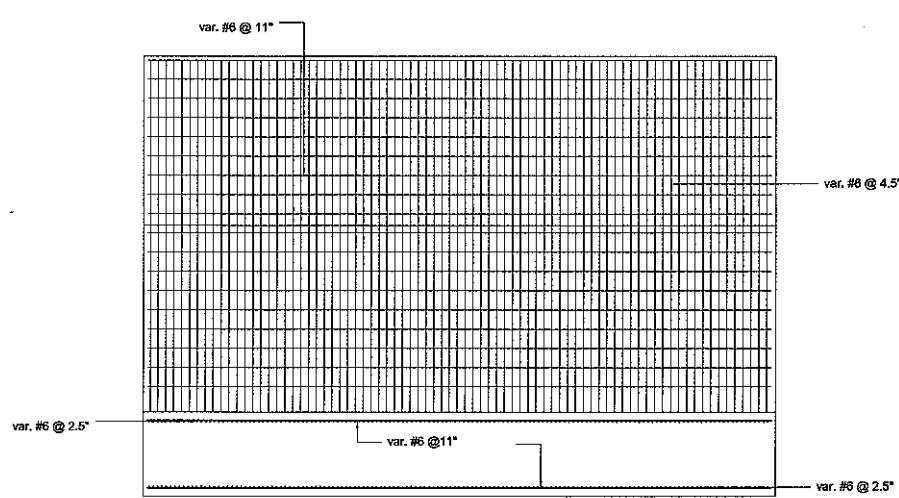
GEOMETRIA

DETALLE DE ESTRIBOS



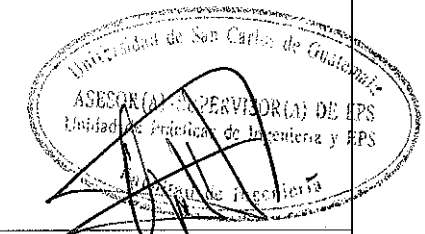
REFUERZO

ESCALA 1:50

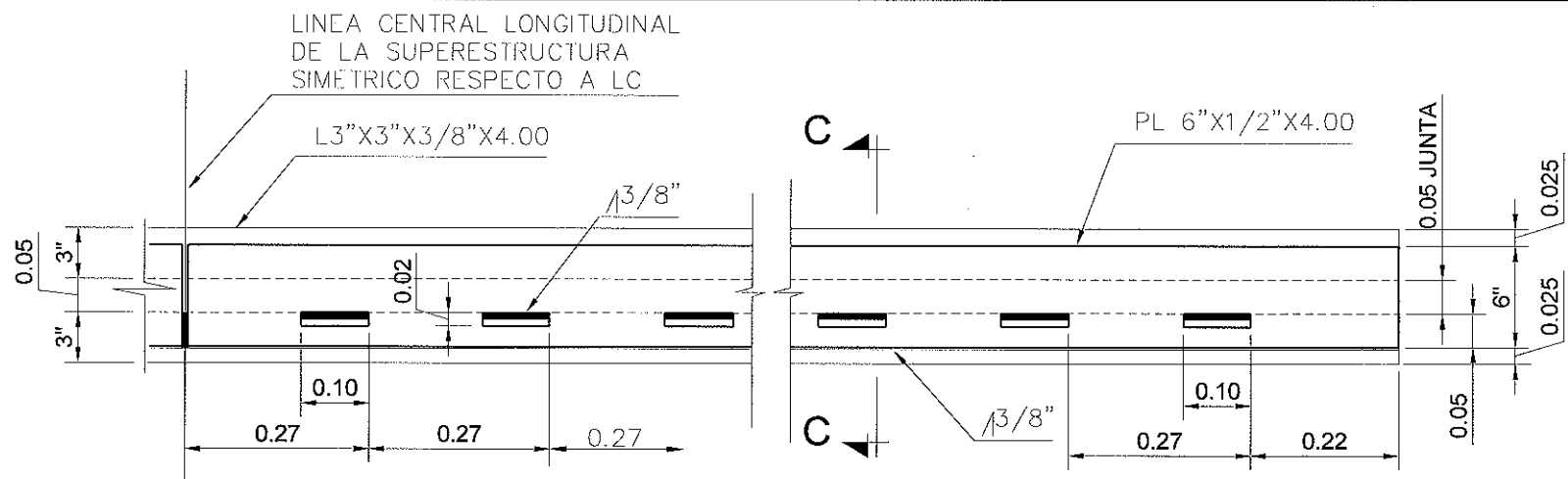


ELEVACION DE ESTRIBOS

ESCALA 1:50



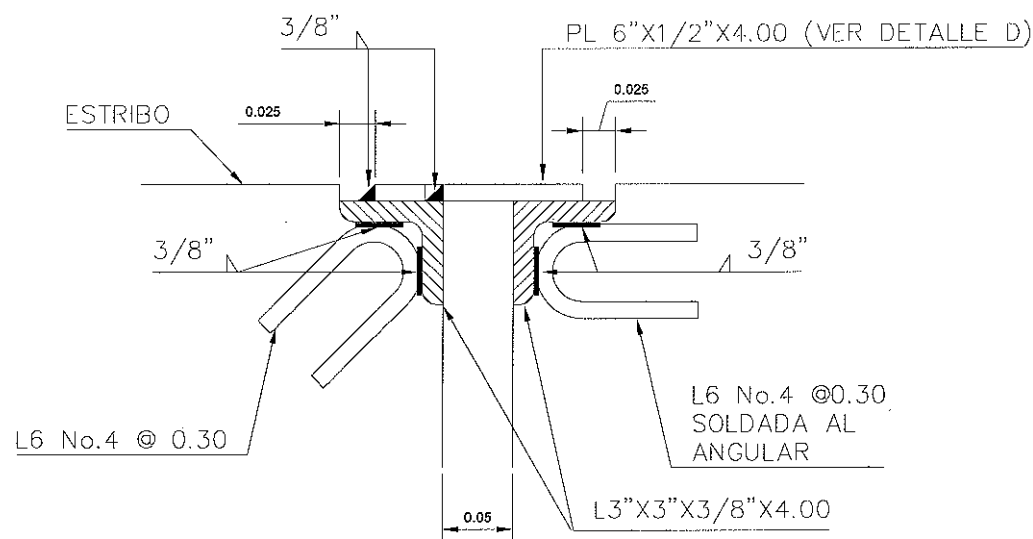
	PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXION DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II	
	UBICACION: ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.	
EPESISTA: GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON	DISEÑO: G.M.	H O J A 4 / 7
CONTENIDO: ESTRIBOS Y DETALLES	ESCALA: INDICADA	FECHA: 27 DE JUNIO 2010



DETALLE D

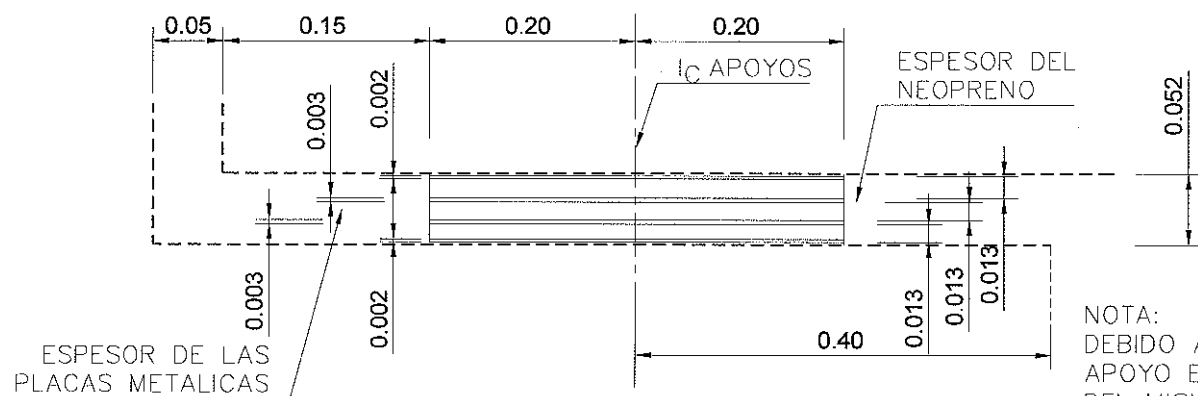
PLANTA, DISTRIBUCION DE AGUJEROS PARA SOLDADURA

ESCALA 1:10



SECCION C-C

ESCALA 1:5

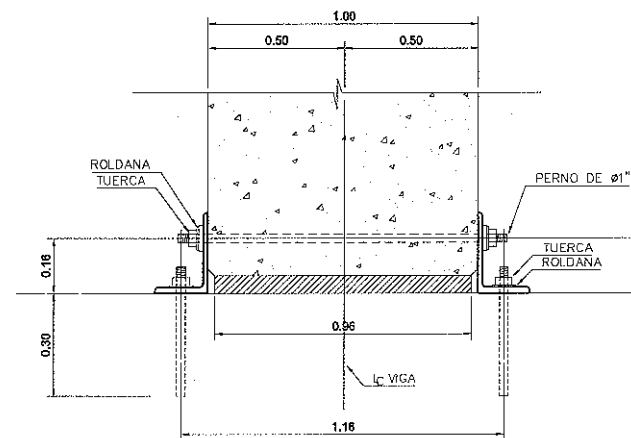


NOTA:
DEBIDO A LA ENVOLTURA DEL APOYO EL ESPESOR TOTAL DEL MISMO ES DE 0.052 m.

DIMENSIONES APOYOS SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1:5

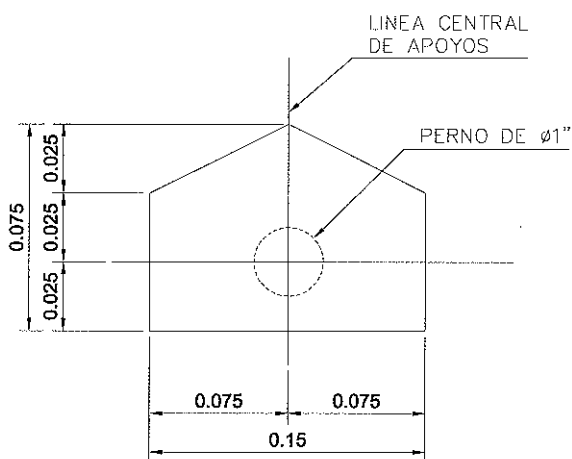
NOTA:
LA UNION ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METALICAS DEBE HACERSE CON UN PEGAMENTO QUE EVITE SU SEPARACION.



PERFIL

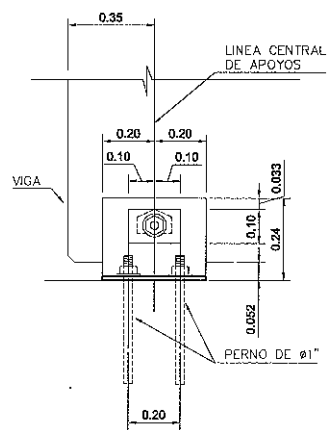
ESCALA 1:20

NOTA:
EN LAS PLACAS DE LOS APOYOS SE USARAN 3 ALMOHADILLAS ELASTOMERICAS DE DUREZA 70. TODAS LAS PLACAS TIENEN LAS MISMAS DIMENSIONES 0.013*0.96*0.40



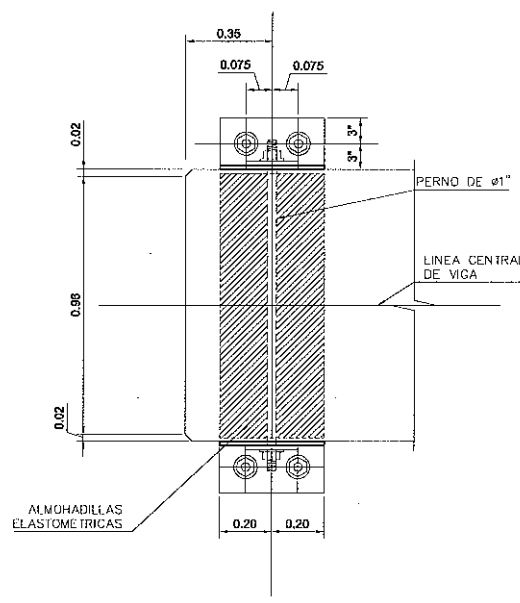
DETALLE DEL AGUJERO DEL ANGULAR

ESCALA 1:1



ELEVACION

ESCALA 1:20



PLANTA DETALLE DE APOYOS

ESCALA 1:20

PROYECTO: Facultad de Ingeniería
DISEÑO DE PUENTE VIBRATORIO
PARA LA CONEXION DE LA ALBERLOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II

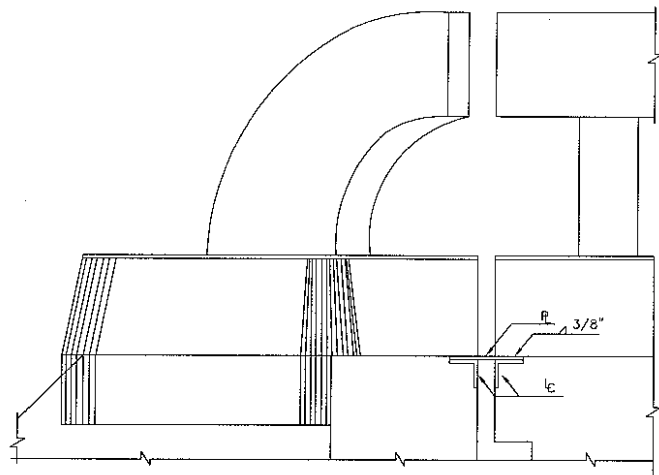
UBICACION:
ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.

EPESISTA:
GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON

CONTENIDO:
NEOPRENO Y JUNTA

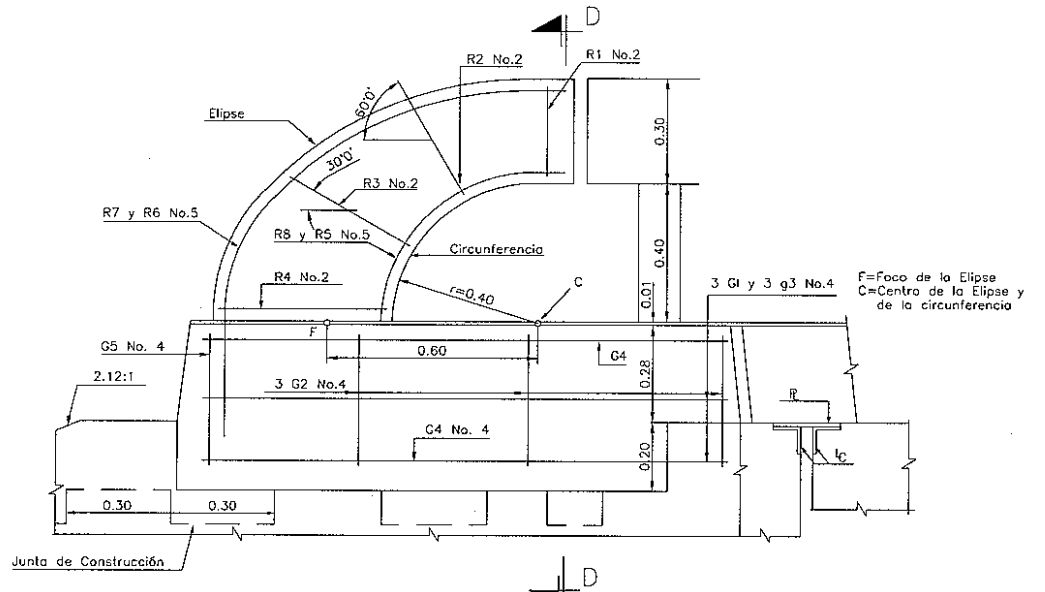
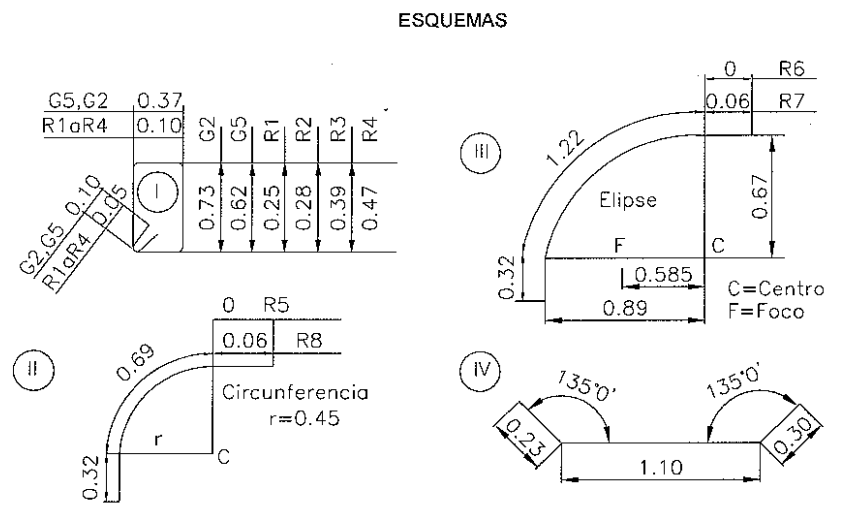
DISEÑO: GJM
DIBUJO: GJM
ESCALA: INDICADA
FECHA: 27 DE JUNIO 2010

H O J A
6
7

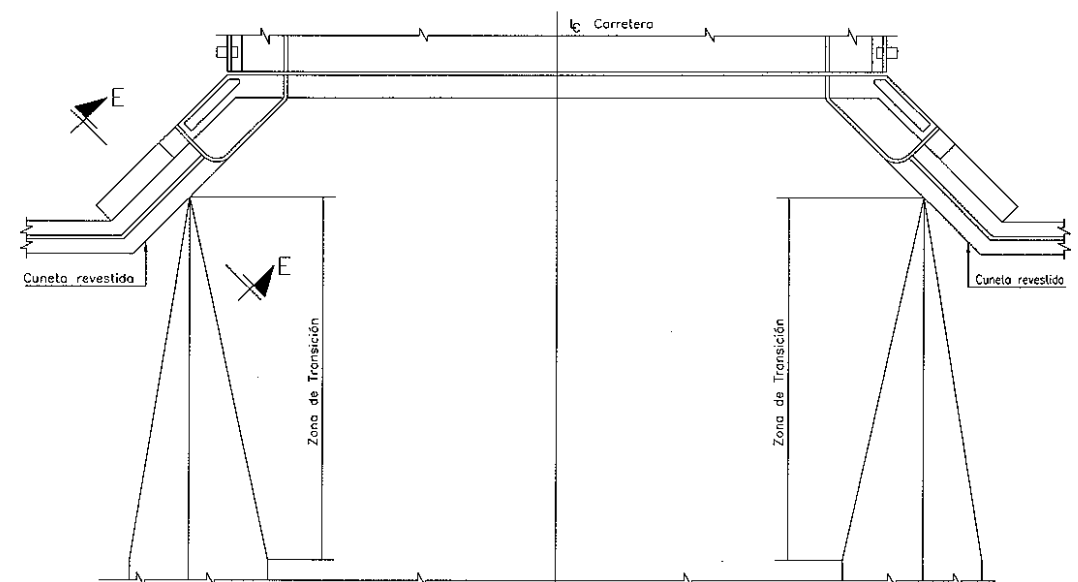


VISTA A-A
Escala 1:100

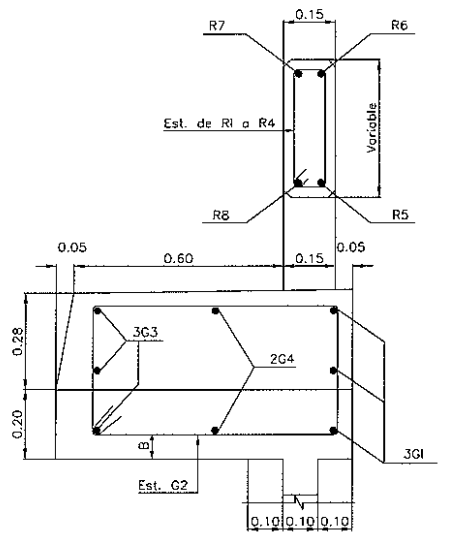
PLANILLA DE MATERIALES								
Loc.	Conc.	Ref.	Tipo	Dióm.	Long.	Cant.	Det.	Peso
Remate del Pasamanos	0.06 Mtrs. ³	9 Kgs.	R1	No. 2	0.80	I	I	1 Kg.
			R2	No. 2	0.86	I	I	
			R3	No. 2	1.08	I	I	
			R4	No. 2	1.24	I	I	
			R5	No. 5	1.01	I	II	1.5 Kg.
			R6	No. 5	1.54	I	III	2.5 Kg.
			R7	No. 5	1.60	I	III	2.5 Kg.
			R8	No. 5	1.07	I	II	1.5 Kg.
Remate del Guardaruedas	0.37 Mtrs. ³	20 Kgs.	G1	No. 4	0.95	3	Recto	3 Kg.
			G2	No. 4	2.40	3	I	7 Kg.
			G3	No. 4	1.63	3	IV	5 Kg.
			G4	No. 4	1.31	2	Recto	3 Kg.
			G5	No. 4	2.18	1	I	2 Kg.



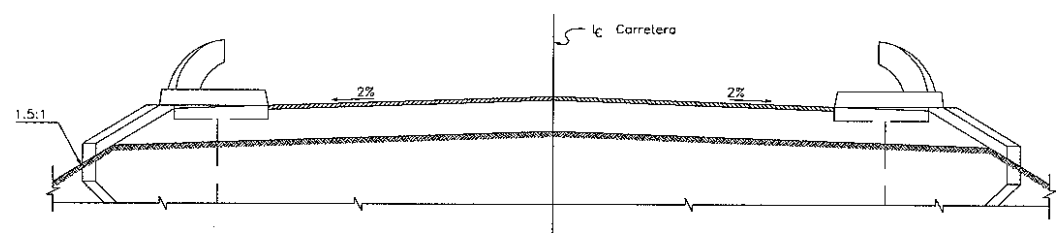
ELEVACION B-B Y REFUERZO
Escala 1:100



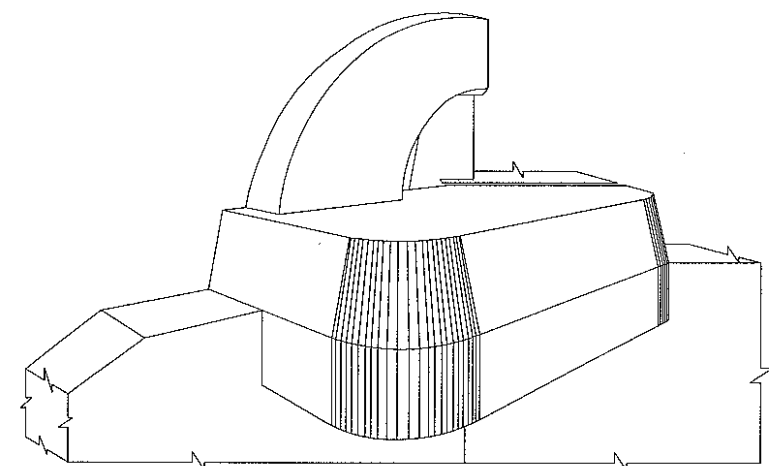
PLANTA
Escala 1:500



SECCION D-D
Escala 1:100



ELEVACION
Escala 1:500



PESPECTIVA
Escala 1:100



PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA LA CONEXIÓN DE LA ALDEA LOS CERRITOS Y EL ASENTAMIENTO EL PARAISO II

UBICACION: ZONA 18, CIUDAD CAPITAL, GUATEMALA.

EPESISTA: GUILLERMO ALBERTO MEJIA DUBON

CONTENIDO: REMATE DE BARANDAL

DISEÑO: G.M. ESCALA: INDICADA

DEBULO: G.M. FECHA: 27 DE JULIO 2010

H O J A: 7