

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



GUIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE BAJO
DIFERENTES REGLAMENTACIONES USADAS EN EL
SALVADOR

PRESENTADO POR:

LAURA CRISTINA CASTILLO MARTÍNEZ
WILKIE RODRIGO GONZÁLEZ QUINTANILLA
JOSÉ ROBERTO MARTÍNEZ DÍAZ

PARA OPTAR AL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 2009

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. ING. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERON

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**GUIA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE BAJO
DIFERENTES REGLAMENTACIONES USADAS EN EL
SALVADOR**

Presentado por :

**LAURA CRISTINA CASTILLO MARTÍNEZ
WILKIE RODRIGO GONZÁLEZ QUINTANILLA
JOSÉ ROBERTO MARTÍNEZ DÍAZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO
ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO
ING. GUILLERMO CANDELA GARCÍA**

San Salvador, Noviembre de 2009

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO

ING. JOSÉ RANULFO CÁRCAMO Y CÁRCAMO

ING. GUILLERMO CANDELA GARCÍA

A G R A D E C I M I E N T O S .

En primer lugar ofrecemos un agradecimiento a nuestros asesores: Ing. Adry Flores, Ing. Ranulfo Cárcamo e Ing. Guillermo Candela por habernos brindado parte de su tiempo, por compartir sus conocimientos y experiencias para desarrollar el presente trabajo de graduación.

Damos gracias también a todas aquellas personas que directa o indirectamente nos apoyaron y que estuvieron pendientes de la culminación de este proyecto.

M U C H A S G R A C I A S .

DEDICATORIA .

A DIOS TODO PODEROSO :

Por haberme dado sabiduría para el desarrollo de este trabajo; paciencia para lograr apaciguar las ansias de ver terminado este proceso, por darme fortaleza y serenidad en momento difíciles, por haberme dado la oportunidad de llegar a culminar este paso tan importante en mi vida y compartirlos con mis seres más amados.

A MI MADRE: ALMA RUTH MARTÍNEZ .

MI PADRE: JOSÉ ERNESTO CASTILLO .

Que gracias a su esfuerzo y su cariño he logrado uno de mis sueños; no hay manera de pagarles el sacrificio que han realizado para poder brindarme la oportunidad de terminar mis estudios, este triunfo no es solamente mío es de Uds. también. Les estaré ETERNAMENTE AGRADECIDOS.

A MIS HERMAN@S:

Que me apoyaron con su cariño y están conmigo en todo momento.

A MI ABUELA, SANTOS CRISTINA Y MI ABUELO JOSÉ LUIS .

Por su amor sincero y su apoyo.

A MIS TÍOS Y FAMILIARES .

Por creer en mí.

A MIS SOBRINOS ADRIANA, ALEJANDRO Y ALESSANDRO .

Por alegrarme la vida.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS JOSÉ ROBERTO Y WILKIE RODRIGO . Por su paciencia, cariño y apoyo que nos brindamos en este largo proceso . Gracias por hacer esta etapa única y porque siempre serán parte importante de mi vida .

A NIÑA LUPITA . Por recibirnos durante todo el proceso de este trabajo en su hogar y brindarnos su cariño ; nos hizo sentir como en nuestra propia casa . Gracias por su apoyo , por su paciencia y por sufrir y gozar junto a nosotros todos los momentos de alegrías y tristezas . Infinitas gracias .

A MIS AMIG @ S . Por brindarme su cariño y apoyo .

LAURA CRISTINA CASTILLO MARTÍNEZ

D E D I C A T O R I A .

Para lo mas importante en mi vida: mi familia, abuelas, y en especial a mi querida madre dedico este humilde texto logrado con esfuerzo. Gracias por apoyarme en las etapas de mi vida y mostrarme el buen ejemplo.

A las personas que físicamente no se encuentran entre nosotros y que demostraron el valor de la humildad y perseverancia ante la vida.

A todas las niñas y niños que por motivos que se encuentran fuera de sus posibilidades impiden que puedan estudiar.

A mis viejos amigos de la universidad y nuevos amigos, y atentamente a mi mejor amiga que siempre me apoya en momentos de desanimo.

Como pájaros en el aire!

W I L K I E R O D R I G O G O N Z Á L E Z Q U I N T A N I L L A

DEDICATORIA .

A Dios: Por ser la guía en mi camino, ser mi luz en las tinieblas y por darme la vida para lograr uno de mis grandes sueños.

A mi madre Guadalupe Díaz: Por ser el regalo más grande que Dios me pudo haber dado en mi vida, por ser mi mentora y mi maestra, por sus consejos, por su confianza, por sus llamadas de atención, pero sobre todo, por su amor incondicional que me muestra. Gracias madres, este trabajo es dedicado a usted.

A mis hermanos Norman, Jessica y Nelson: Por su apoyo, sus consejos, sus palabras de ánimo en mis momentos más difíciles y por ser un complemento importante para mi vida. Norman y Jessica, gracias por enseñarme que en la vida uno tiene que seguir siempre adelante, y Nelson, gracias por ser como eres, nunca cambies y sigue adelante con tus sueños.

A mis Abuelos: Por darme el cariño que un nieto necesita recibir y por siempre creer en mí. Abuelito, esta tesis va dedicada especialmente para usted.

A Nelson David Monterrosa Aguilar: Por ser un mentore en mi vida, por sus consejos y por su apoyo.

A los Ing. Ranulfo Cárcamo, Ing. Adry Flores e Ing. Guillermo Candela: Por haber aceptado guiarnos por este proyecto que decidimos realizar, por sus correcciones y consejos, y por darnos el gusto de brindarnos su sabiduría para lograr cumplir nuestro objetivo.

A mis compañeros de tesis, Wilkie González y Laura Castillo: por su amistad incondicional, su cariño, su paciencia y sobre todo, por formar parte de esta lucha y alcanzar así, no importando las inclemencias, la meta que nos propusimos alcanzar.

A Karla Patricia Zavala Espinoza: Por acompañarme en el transcurso de mi carrera universitaria, por su apoyo, y sobre todo, por ser una gran amiga.

A mis amigos: Por estar siempre conmigo en las buenas y en las malas, por comprender mis malos ratos y sobre todo, por brindarme su amistad.

JOSÉ ROBERTO MARTÍNEZ DÍAZ

INDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCION GENERALxlvii
----------------------------	--------

TOMO I

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.3. OBJETIVOS	4
1.4. ALCANCES	5
1.5. LIMITACIONES	6
1.6. JUSTIFICACIONES	8
1.7. ANTECEDENTES DE PUENTES EN EL SALVADOR	10
1.8. PROCESO DE ADJUDICACIÓN DEL PROYECTO DE UN PUENTE EN EL SALVADOR	27

CAPITULO 2: GENERALIDADES DE PUENTES VEHICULARES.

2.1. INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO	54
2.2. GENERALIDADES	55
2.2.1. CONCEPTO	55
2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	55
A. Según el material con el cual se construyen	56
B. Según el obstáculo que salvan	69
C. Según el sistema estructural predominante	70
D. Según la tipología	71
E. Zona de emplazamiento	88

2.2.3. COMPONENTES ESTRUCTURALES DE UN PUENTE VEHICULAR...	89
A. Superestructura.....	89
B. Subestructura.....	119
C. Fundaciones.....	143
2.2.4. ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES.....	153
2.2.4.1. La socavación como efecto del agua.....	154
2.2.4.2. Tipos de socavación.....	156
2.2.4.3. Métodos para reducir la socavación.....	162
2.3. PLANEACIÓN DEL PROYECTO DE UN PUENTE.....	163
A. Información de ingeniería básica.....	163
a. Estudios Topográficos.....	164
b. Estudios hidrológicos e hidráulicos.....	165
c. Estudios geológicos y geotécnicos.....	178
d. Estudios de la Morfología.....	187
e. Estudios de la Geomorfología.....	188
f. Tectonismo.....	188
g. Estudios de riesgo sísmico.....	193
h. Estudios de impacto ambiental.....	193
i. Estudios de tráfico.....	198
j. Estudio de trazo y diseño vial de los accesos.....	198
k. Geometría general y proyecto geométrico.....	200
l. Geometría de detalles.....	200
m. Drenaje.....	207
n. Señalización.....	209
B. Elementos básicos del proyecto.....	209
a. Normas generales.....	209
b. Materiales.....	210
c. Documentación a presentar.....	211
d. Planos.....	215

e. Informe Final.....	218
2.4. MATERIALES UTILIZADOS EN PUENTES VEHICULARES.....	220
a) Concreto Reforzado.....	221
b) Concreto Presforzado.....	226
c) Acero estructural.....	243
2.5. CONSIDERACIONES EN PUENTES VEHICULARES.....	253
2.5.1. CONSIDERACIONES FUNCIONALES.....	253
B) Drenaje transversal.....	255
C) Anchos en carreteras de gran importancia (autopistas).....	256
D) Distancias libres.....	259
E) Aceras.....	263
F) Cordones.....	264
G) Mediana.....	265
I) Superelevación.....	267
J) Superficie de rodamiento.....	267
K) Juntas de expansión.....	268
2.5.2. CONSIDERACIONES TÉCNICAS Y ECONÓMICAS.....	270
2.5.3. CONSIDERACIONES ESTÉTICAS.....	273
2.6. PROCESOS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES.....	274
2.6.1. MÉTODOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.....	274
2.6.2. CLASIFICACIÓN BÁSICA DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES DE CONCRETO.....	274
A) In situ.....	275
B) Prefabricación.....	276
2.6.3. FACTORES QUE INCIDEN EN LA ELECCIÓN DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO.....	285
2.7. MODELADO.....	286
2.7.1. SUPERESTRUCTURA.....	289
2.7.2. MODELADO DE LA SUBESTRUCTURA.....	311

2.7.3. CONCLUSIONES DEL MODELADO EN PUENTES	313
2.8. CARGAS EN PUENTES	314
2.8.1. NORMATIVAS APLICADAS AL ANALISIS Y DISEÑO	
ESTRUCTURAL DE PUENTES EN EL SALVADOR	314
A. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método	
LRFD	314
B. Código de especificaciones para construcción de concreto estructural	
ACI 318	316
C. Código de especificaciones para la construcción de acero estructural	
AISC	316
2.8.2. CARGAS Y ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO DEL LRFD	317
2.8.2.1. Cargas aplicadas en el diseño de puentes	317
2.8.2.2. ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO	334
2.8.2.2.1. Estado Límite de servicio	334
2.8.2.2.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura	334
2.8.2.2.3. Estado Límite de Resistencia	336
2.8.2.2.4. Estado Límite de Evento extremo	337
2.8.3. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA	339
2.9. HIPOTESIS DE CARGAS EN PUENTES VEHICULARES	342
2.9.1. Carga muerta	342
2.9.2. Sobrecarga vehicular de diseño	342
2.9.3. Excitación sísmica	344
2.9.4. Desarrollo de líneas de influencia	345
2.9.5. Combinaciones de carga en puentes	347

T O M O II

**CAPITULO 3: GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE
ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.**

3.1. INTRODUCCIÓN	349
3.2. GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE	351
3.3. GUÍA DE DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE	354
PASO # 1: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DEL SITIO	354
PASO # 2: SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL PUENTE	355
a) Selección del tipo de cimentación.....	355
b) Selección de la subestructura.....	358
c) Selección de la superestructura.....	364
PASO # 3: PREDIMENSIONAMIENTO	366
a) Tablero.....	366
b) Vigas Longitudinales.....	368
c) Estribos.....	369
d) Soportes intermedios o pilas.....	370
e) Cimentaciones superficiales y profundas.....	376
PASO # 4: DEFINICION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES	376
PASO # 5: MODELADO DE UN PUENTE	378
PASO # 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	405
PASO # 7: REVISIÓN DE RESULTADOS	407
PASO # 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE	410
PASO # 9: DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO	468

**CAPITULO 4: APLICACIÓN DE LA “GUIA PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN
PUENTE.”**

4.1. INTRODUCCIÓN AL CAPITULO	483
4.2. APLICACIÓN DE LA GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE EN EJEMPLO PRÁCTICO	484
PASO # 1: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DEL SITIO	484
PASO # 2: SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL PUENTE	488
PASO # 3: PREDIMENSIONAMIENTO	493
PASO # 4: DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES	497
PASO # 5: MODELADO DE UN PUENTE	498
PASO # 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL	561
PASO # 7: REVISIÓN DE RESULTADOS	563
PASO # 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.....	566

CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES	640
RECOMENDACIONES	641
BIBLIOGRAFIA	642
ANEXOS	645
ANEXO No.1: GLOSARIO	646
ANEXO No. 2 : ANEXOS DEL CAPITULO 4	651
ANEXO No. 3: PLANOS	719

INDICE DE FIGURAS.

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

FIG. 1. 1 Colapso del puente Eureka sobre el boulevard del ejército, San Salvador, El Salvador.....	9
FIG. 1. 2 Colapso del puente Eureka sobre el boulevard del ejército, San Salvador, El Salvador.....	10
FIG. 1. 3 Puente Cuscatlán, El Salvador.....	13
FIG. 1. 4 Destrucción del Puente Cuscatlán en 1984, El Salvador.....	14
FIG. 1. 5 Puente de Oro, El Salvador.....	15
FIG. 1. 6 Vista del puente de Oro actual, El Salvador.....	15
FIG. 1. 7 Puente en forma de Arco sobre el río Torola en Morazán, El Salvador.....	20
FIG. 1. 8 Puentes construidos a través del FISDL a) San Martín, b) Atiquizaya vista frontal y c) Atiquizaya vista lateral. El Salvador.....	33

CAPITULO 2: GENERALIDADES DE PUENTES VEHICULARES.

FIG. 2. 1 Puente de madera que utilizó el hombre primitivo.....	57
FIG. 2.2 Puente sobre el río Kwait, que muestra la evolución en la construcción de puentes de madera.....	57
FIG. 2. 3 Puente de mampostería de piedra en forma de arco.....	58
FIG. 2. 4 Puente de Coalbrookdale, Inglaterra.....	60
FIG. 2. 5 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado.....	64
FIG. 2. 6 Curvas de los diferentes materiales utilizados en la construcción de puentes..	68
FIG. 2. 7 Viaducto de Millau en Francia.....	69

FIG. 2. 8 Paso a desnivel de vigas de concreto preesforzado, Hermano Lejano, El Salvador.....	70
FIG. 2. 9 Puente de vigas simplemente apoyadas (isostático) un tramo.....	71
FIG. 2. 10 Elementos principales de un puente colgante.....	72
FIG. 2.11 Puente Colgante “El Jobo” sobre el río paz, ubicado entre Ahuachapán – Frontera Las Chinamas; departamento de Ahuachapán, El Salvador.	72
FIG. 2. 12 Golden Gate Bridge, uno de los más famosos, y récord de longitud del vano central durante muchos años. San Francisco (California), EE.UU.	73
FIG. 2. 13 Puente atirantado con doble plano de atirantamiento	75
FIG. 2. 14 Puente atirantado con plano único de atirantamiento	76
FIG. 2. 15 Diferentes distribuciones de los cables en puentes atirantados: a) Arpa, b) Abanico y c) Divergentes.....	77
FIG. 2. 16 Torre de un puente atirantado.....	77
FIG. 2. 17 Configuración de las torres de sustentación.....	77
FIG. 2. 18 Elementos principales de un puente tipo arco.....	78
FIG. 2. 19 Arco de hormigón armado con tímpano macizo.....	80
FIG. 2. 20 Arco con tablero superior.....	80
FIG. 2. 21 Puente con tablero intermedio.....	80
FIG. 2. 22 Puente con tablero Inferior.....	81
FIG. 2. 23 Puente Basculante.....	81
FIG. 2. 24 Puentes de elevación vertical.....	82
FIG. 2. 25 Puente Giratorio.....	83

FIG. 2. 26 Puente con armazón lateral.....	87
FIG. 2. 27 Puente tipo Bailey.....	87
FIG. 2. 28 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado.....	91
FIG. 2. 29 Puente con vigas de concreto pretensado.....	93
FIG. 2. 30 Puente con vigas de concreto postensado.....	93
FIG. 2. 31 Secciones transversales típicas de vigas de acero tipo I.....	94
FIG. 2. 32 Puente con tablero de losa maciza.....	95
FIG. 2. 33 Puente con tablero de losa aligerada.....	95
FIG. 2. 34 Puente de vigas T.....	96
FIG. 2. 35 Ilustración de puente de tablero de viga cajón.....	97
FIG. 2. 36 Elementos de un puente de armadura de tablero superior.....	98
FIG. 2.37 Puente de armazón lateral.....	98
FIG. 2.38 Típicas formas de arcos (Bóvedas).....	100
FIG. 2.39 Puente Colgante “Cuscatlan” sobre el río Lempa. Localizado en la carretera panamericana antes de ser derivado en el conflicto armado	102
FIG. 2.40 Puente tipo Bailey “El Carrizo”, entre los cantones Oratorio.....	104
FIG. 2.41 Puente tipo Super Span.....	104
FIG. 2.42 Diafragmas transversales en vigas de acero.....	106
FIG.2.43 Ejemplo de una armadura donde se distinguen diferentes tipos de Arriostramiento.....	107
FIG. 2. 44. Ejemplo de tipos de barandales.....	108
FIG. 2. 45. Tipos de Calzadas.....	109

FIG. 2. 46. Ejemplo de una acera.....	110
FIG. 2. 47 Ilustración de drenajes en puentes.....	111
FIG. 2. 48 Junta abierta.....	113
FIG. 2. 49 Juntas rellenas con sello plástico.....	114
FIG. 2. 50 Juntas de mortero epóxico.....	114
FIG. 2. 51 Juntas de mortero epóxico.....	115
FIG. 2. 52 Juntas de polímero asfáltico.....	116
FIG. 2. 53 Juntas de polímero asfáltico.....	116
FIG. 2. 54 Juntas de polímero asfáltico.....	117
FIG. 2. 55 Juntas de polímero asfáltico.....	117
FIG. 2. 56 Juntas de polímero asfáltico.....	118
FIG. 2. 57 Juntas con placas deslizantes.....	118
FIG. 2. 58 Partes de la subestructura.....	119
FIG. 2.59 a) Apoyo elastomérico reforzado, b) Apoyo elastomérico con placas deslizantes; en la primera figura de cada tipo observamos el apoyo sin deformar, mientras en la segunda el apoyo sometido a cargas.....	122
FIG. 2. 60 Apoyo elastomérico restringido, en la primera figura observamos el apoyo sin deformar, mientras en la segunda el apoyo sometido a cargas.....	123
FIG. 2. 61 Apoyos de depósito.....	124
FIG. 2. 62 Apoyos móviles a base de placas metálicas.....	126
FIG. 2. 63 Apoyos deslizantes con superficie de teflón.....	127
FIG. 2. 64 Apoyo móvil con rodillos de cilindros.....	128

FIG. 2. 65	En la fotografía se aprecia la viga cabezal que soporta el tablero de vigas y los topes sísmicos unidos a las vigas longitudinales, los cuales no les permiten a éstas ningún tipo de movimiento.....	128
FIG. 2. 66	Estribo con barra antisísmica.....	129
FIG. 2. 67	Componentes de un estribo.....	131
FIG. 2. 68	Estribo tipo silla.....	132
FIG. 2. 69	Estribos completamente cerrados.....	133
FIG. 2. 70	Estribo celular cerrado.....	134
FIG. 2. 71	Estribo de gravedad.....	135
FIG. 2. 72	Pila tipo marco.....	138
FIG. 2. 73	Pila tipo marco, ubicada en el Blvd. Tutunichapa.....	139
FIG. 2. 74	Pila tipo pared, Blvd. Los Héroes (Int. Alameda Juan Pablo II), El Salvador.	139
FIG. 2. 75	Pila tipo pared.....	140
FIG. 2. 76	Pila tipo cabeza de martillo.....	141
FIG. 2. 77	Pila tipo cabeza de martillo, sobre Paso 3° nivel Blvd. Venezuela.....	141
FIG. 2. 78	Pila tipo columna aislada.....	142
FIG. 2. 79	Paso a desnivel Árbol de la Paz, El Salvador.....	142
FIG. 2. 80	Zapata aislada.....	144
FIG. 2. 81	Zapata de muro o corrida.....	144
FIG. 2. 82	Zapata combinada en vista de perfil transversal.....	145
FIG. 2. 83	Zapata combinada en vista de perfil longitudinal y en planta.....	145

FIG. 2. 84 A sentamiento diferencial.....	148
FIG. 2. 85 Caja de fundación circular en el puente Bolognesi.....	149
FIG. 2. 86 Proceso de construcción de pilote Colado in Situ.....	151
FIG. 2. 87 Características de flujo alrededor de una pila.....	155
FIG. 2. 88 Características de flujo alrededor de un estribo.....	155
FIG. 2. 89 Socavación general en el lecho del río.....	156
FIG. 2. 90 Ejemplo de reducción del área hidráulica del cauce.....	157
FIG. 2. 91 Ejemplo de socavación en la curva del río.....	158
FIG. 2. 92 Ejemplo de socavación en el margen del río.....	158
FIG. 2. 93 Esquema de las erosiones general y local en pila de un puente.....	159
FIG. 2. 94 Ejemplo de socavación local en pilas.....	160
FIG. 2. 95 Ejemplo de socavación local en estribos.....	161
FIG. 2. 96 Modelo físico a fondo móvil – Estribo protegido con bloques de hormigón adheridos a geotextil.....	162
FIG. 2. 97 Mapa de temperatura media anual (C°) en El Salvador.....	172
FIG. 2. 98 Mapa de humedad relativa anual (%) en El Salvador.....	173
FIG. 2. 99 Velocidad media (Km/h) y rumbo dominante anual del viento en El Salvador	175
FIG. 2. 100 Precipitación promedio anual – Periodo: 1971-2001.....	176
FIG. 2. 101 Mapa de susceptibilidad a deslizamientos.....	180
FIG. 2. 102 Mapa de susceptibilidad a inundaciones.....	181
FIG. 2. 103 Mapa de susceptibilidad a licuefacción.....	182

FIG. 2. 104 Enjam bre sísmicos.....	190
FIG. 2. 105 Representación de las zonas volcánicas terciarias (volcanes antiguos) y zonas del Cuaternario (volcanes jóvenes).....	191
FIG. 2. 106 Zonificación sísmica de El Salvador.....	192
FIG. 2. 107 Baranda vehicular y peatonal en el caso en que la calzada termine en el borde del tablero.....	202
FIG. 2. 108 Cuando la calzada está adyacente a una acera.....	202
FIG. 2. 109 Elementos adicionales de la estructura de un puente.....	203
FIG. 2. 110 Alas del Estribo.....	206
FIG. 2. 111 Esquem a de drenaje de una obra de paso.....	208
FIG. 2. 112 Curva de esfuerzo deformación del concreto.....	222
FIG. 2. 113 Relación esfuerzo – deformación idealizada del acero.....	223
FIG. 2. 114 Torones de 7 hebras. De izquierda a derecha: 3/8pulg, 3/8pulg. hendido, 1/2pulg, 9/16pulg, 0.6pulg, 0.6pulg. con vaina de arenilla em bebida.....	233
FIG. 2. 115 Comparación de pérdida por relajación.....	234
FIG. 2. 116 Anclaje de barras.....	236
FIG. 2. 117 Sistem a típico de postensión multitorón.....	237
FIG. 2. 118 Tipos de anclaje de izquierda a derecha: 1. Anclaje AS, 2. Anclaje AE, 3. Anclaje AR, 4. Anclaje PA, 5. Anclaje PC.....	238
FIG. 2. 119 Sistem a monotorón.....	239
FIG. 2. 120 Sistem a monotorón.....	239
FIG. 2. 121 Torón autoprotegido no adherente.....	240

FIG. 2. 122 Tipos de ductos: izquierda - ducto de plástico, derecha – Ducto metálico.	241
FIG. 2. 123 Inyección de lechada en ductos.	242
FIG. 2. 124 Secciones y tipos de acero estructural.	246
FIG. 2. 125 Curvas esfuerzo-deformación del acero estructural.	248
FIG. 2. 126 Perfiles definidos por la especificación ASTM .	249
FIG. 2. 127 Otros tipos de perfiles de acero definidos en la especificación ASTM .	250
FIG. 2. 128 Perfiles de acero formado en frío.	250
FIG. 2. 129 Diagrama de un cable de acero.	252
FIG. 2. 130 Ejemplo de Alineamiento Horizontal recto (Puente Cuscatlán).	254
FIG. 2. 131 Ejemplo de drenaje transversal (Paso a desnivel Hermano Lejano).	255
FIG. 2. 132 Esquema de ancho de autopista a considerar.	256
FIG. 2. 133 Ejemplo de distancia libre vertical (Paso a desnivel Terminal de occidente).	260
FIG. 2. 134 Distancias libres mínimas horizontales mínimas para pasos a desnivel.	261
FIG. 2. 135 Ejemplo de acera de un puente.	263
FIG. 2. 136 Ejemplo de cordón de un puente.	264
FIG. 2. 137 Ejemplo de mediana en un puente.	265
FIG. 2. 138 Ejemplo de baranda de un puente.	266
FIG. 2. 139 Ejemplo de superelevación.	267
FIG. 2. 140 Ejemplo de superficie de rodamiento de asfalto.	268
FIG. 2. 141 Ejemplo de junta.	269
FIG. 2. 142 Armadura de pilote .	275

FIG. 2. 143 Armadura de pila tipo pared.....	275
FIG. 2. 144 Encofrado de pila tipo pared.....	275
FIG. 2. 145 Colado de estribo de concreto in situ.....	275
FIG. 2. 146 Refuerzo del acero para losa de un puente colada in situ.....	276
FIG. 2. 147 Puente con vigas premoldeadas.....	277
FIG. 2. 148 Montaje de vigas prefabricadas.....	278
FIG. 2. 149 Montaje de losas prefabricadas.....	278
FIG. 2. 150 Montaje de vigaprefabricada viga de lanzamiento.....	279
FIG. 2. 151 Fases del proceso de construcción mediante encofrado trepador.....	281
FIG. 2. 152 Muros y estribos prefabricados.....	282
FIG. 2. 153 Muros de sostenimiento prefabricados.....	283
FIG. 2. 154 Avance de los carros en forma simétrica hacia el centro del claro.....	284
FIG. 2. 155 Sistema de voladizos sucesivos.....	285
FIG. 2. 156 Idealización de la grilla: (Figura izquierda) Losa; (figura derecha) Malla (grilla) correspondiente.....	292
FIG. 2. 157 Ajuste incorrecto de malla cerca de los soportes.....	293
FIG. 2. 158 Ejemplo de elementos en bordes de la grilla.....	294
FIG. 2. 159 Vista en planta de puente tipo losa de dos claros.....	294
FIG. 2. 160 Malla de la grilla: (a) Planta, (b) Sección transversal.....	295
FIG. 2. 161 Borde en voladizo con rigidizante en su extremo.....	296
FIG. 2. 162 Tablero de puente con voladizo: (a) Sección, (b) Planta.....	297

FIG. 2. 163 Modelo de grilla de puente con voladizo: (a) Sección transversal con segmentos respectivos, (b) Sección transversal con espaciamientos entre elementos de la grilla, (c) Planta de la grilla.	298
FIG. 2. 164 Tablero celular: (a) Geometría original; (b) Forma deformada.....	299
FIG. 2. 165 Sección transversal de losa hueca.....	299
FIG. 2. 166 Grilla de tablero de puente.....	299
FIG. 2. 167 Segmento longitudinal.....	300
FIG. 2. 168 Ancho de ala efectiva para vigas diafragma: (a) Planta en el borde del tablero, (b) Sección de viga "L".....	301
FIG. 2. 169 Tablero de puente tipo viga-losa.....	302
FIG. 2. 170 Grilla generada para un puente tipo viga-losa.....	302
FIG. 2. 171 Sección del diafragma.....	303
FIG. 2. 172 Ejemplos de puentes celulares.....	304
FIG. 2. 173 Sección longitudinal del puente celular para flexión transversal.....	304
FIG. 2.174 Tablero celular: (a) sección transversal, (b) Sección longitudinal.....	305
FIG. 2.175 Grilla del tablero celular.....	305
FIG. 2. 176 Mallas alternativas de elementos finitos: (a) Elementos finitos en forma de cuadriláteros inclinados, (b) elementos finitos triangulares.....	306
FIG. 2. 177 Tablero largo y estrecho: (a) Vista en planta, (b) Diseño de grilla, (c) Diseño de grilla alternativa.....	307
FIG. 2. 178 Tablero corto y amplio: (a) Vista en planta, (b) Diseño de grilla ortogonal a bordes para esviajes significativos.....	308

FIG. 2. 179 Diseño de grilla de un tablero curvo.....	308
FIG. 2. 180 Panel de malla según método.....	309
FIG. 2. 181 Panel de malla según método.....	310
FIG. 2. 182 Características del camión de diseño.....	324
FIG. 2. 183 Mapa de zonificación sísmica de El Salvador.....	329
FIG. 2. 184 Esquema de cargas debida al camión de diseño.....	342
FIG. 2. 185 Esquema de cargas debida al tándem de diseño.....	343
FIG. 2. 186 Esquema de cargas para puentes continuos.....	344
FIG. 2. 187 Modelo para el cálculo de líneas de influencia.....	346
FIG. 2. 188 Línea de influencia para reacción A.....	346
FIG. 2. 189 Línea de influencia para reacción B.....	346
FIG. 2. 190 Línea de influencia para momento en un punto cualquiera.....	347

CAPITULO 3: GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.

FIG. 3.1 Subtipos de estribo de extremo abierto.....	360
FIG. 3.2 Subtipo de estribo de extremo cerrado.....	360
FIG. 3.3 Tope sísmico de concreto. Vista frontal.....	363
FIG. 3.4 Combinación de tope sísmico de concreto y acero. Vista frontal.....	364
FIG. 3.5 Valor de "S": a considerar, $h_{mín}$ calculadas para el predimensionamiento.....	368

FIG. 3.6 Dimensiones aproximadas para varios componentes de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad: a) Muros de mampostería y b) Muros de concreto.	369
FIG. 3.7 Pila de forma rectangular con capa o cabeza de martillo.	372
FIG. 3.8 Pila sólida. ²¹	372
FIG. 3.9 Pila de forma circular con cabeza de martillo.	373
FIG. 3.10 Pila de múltiples columnas de forma rectangular.	373
FIG. 3.11 Pila de múltiples columnas de forma circular.	374
FIG. 3.12 Pila de pared sólida disminuida gradualmente.	374
FIG. 3.13 Pila de múltiples niveles aperturada.	375
FIG. 3.14 Pila de sección de cajas huecas.	375
FIG. 3.15 Ambiente gráfico del programa SAP2000.	379
FIG. 3.16 Sistema de ejes locales de los elementos de marco.	382
FIG. 3.17 Momentos y fuerzas internas en los elementos de marco.	383
FIG. 3.18 Ejemplo de definición del sistema de coordenadas.	385
FIG. 3.19 Menú para modificar el sistema de coordenadas.	386
FIG. 3.20 Ventana de ingreso de datos de modificación del sistema de coordenadas.	386
FIG. 3.21 Menú para la creación de materiales.	387
FIG. 3.22 Ventana de ingreso de propiedades de materiales.	388
FIG. 3.23 Ventana de ingreso de propiedades de la sección.	389
FIG. 3.24 Creación de barras.	390
FIG. 3.25 Asignación de la sección transversal de barras.	391
FIG. 3.26 Asignación de apoyos típicos.	392

FIG. 3.27 Asignación rigidez de apoyos de resorte.....	393
FIG. 3.28 Asignación excentricidad de barras.....	394
FIG. 3.29 Puente de vigas “T” modelado con el método de la malla.....	395
FIG. 3.30 Ejemplo de creación de caso de carga.....	396
FIG. 3.31 Ejemplo de creación de combinaciones de carga.....	397
FIG. 3.32 Ventana de asignación de cargas en nudos.....	398
FIG. 3.33 Ventana de asignación de carga puntual en barras.....	399
FIG. 3.34 Ventana de asignación de carga lineal distribuida en barras.....	400
FIG. 3.35 Ejemplo de barras cargadas.....	400
FIG. 3.36 Ventana de creación del tipo de propiedad de las secciones.....	402
FIG. 3.37 Ventana de creación del tipo de propiedad de las secciones no prismáticas.....	403
FIG. 3.38 Ventana de creación de enlaces.....	404
FIG. 3.39 Modelo de un puente con enlaces entre superestructura y subestructura.....	405
FIG. 3.40 Ventana para la selección de casos de carga analizar.....	406
FIG. 3.41 Menú y ventana de análisis estructural.....	407
FIG. 3.42 Ejemplo de despliegue de resultados del SAP2000.....	408
FIG. 3.43 Ventana para selección de resultados a desplegar.....	409
FIG. 3.44 Ejemplo de diagrama de M agnel.....	419
FIG. 3.45 Ejemplo de ubicación en zona de cables.....	420
FIG. 3.46 Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga.....	426

FIG. 3.47 Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad.....	427
FIG. 3.48 Típica aplicación de las sobrecargas para estructura convencional.....	427
FIG. 3.49 Esquema de empujes activo y pasivo sobre un muro de retención.....	429
FIG. 3.50 Soportes intermedios o pilas de un puente.....	432
FIG. 3.51 Corte longitudinal típico de pila tipo pared, martillo y arco.....	434
FIG. 3.52 Corte transversal de una pila tipo pared.....	434
FIG. 3.53 Corte transversal de una pila tipo arco.....	435
FIG. 3.54 Corte transversal de una pila tipo cabeza de martillo.....	435
FIG. 3.55 Ubicación de carga viva para el eje transversal de un puente de dos carriles.....	437
FIG. 3.56 Ubicación de la carga viva en el eje longitudinal de un puente continuo.....	438
FIG. 3.57 Reacciones por carga viva transmitida desde la superestructura a la subestructura.....	439
FIG. 3.58 Momento cortante y fuerza axial en las secciones de análisis del cuerpo de una pila.....	441
FIG. 3.59 Secciones críticas para cortante y momento en cimentaciones de concreto reforzado (a-a, b-b Secciones críticas para momento; c-c y d-d secciones críticas para cortante).....	441
FIG. 3.60 Secciones críticas de la columna y de las proyecciones de la cabeza de una pila tipo cabeza de martillo.....	442
FIG. 3.61 Secciones críticas para una zapata aislada.....	442
FIG. 3.62 Cargas que actúan en una zapata.....	443

FIG. 3.63 Zona de acción del cortante en dos direcciones.....	448
FIG. 3.64 Secciones críticas para cortante.....	450
FIG. 3.65 Secciones críticas para esfuerzos flexionantes.	452
FIG. 3.66 Grupo de pilotes.....	457
FIG. 3.67 Fuerzas en pilotes.	458
FIG. 3.68 Esquem a de líneas de rotura y dim ensiones de tram o de baranda.....	461
FIG. 3.69 M om entos desarrollados en las líneas de rotura de la cuña.....	462
FIG. 3.70 Línea de rotura para una sección extrema de baranda cercana a la junta.	462
FIG. 3.71 M om entos desarrollados en la línea de rotura de la cuña en una sección extrema cercana a una junta.....	463
FIG. 3.72 G anchos norm ales para la arm adura principal.....	469
FIG. 3.73 G anchos norm ales para los estribos y estribos cerrados.....	469
FIG. 3.74 Separación m ínim as entre barras de acero de refuerzo.....	471
FIG. 3.75 Configuración posible de los paquetes de barras.....	472
FIG. 3.76 Extensiones m ínim as del refuerzo en losas sin vigas.	480

**CAPITULO 4: APLICACIÓN DE LA “GUIA PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN
PUENTE.”**

FIG. 4. 1 Perfil del terreno natural y proyección de la rasante del puente.....	486
FIG. 4. 2 Ubicación de los elementos del puente.....	486
FIG. 4. 3 Sección hidráulica del cauce del río.	487

FIG. 4. 4 Características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente. Ver plano completo en Anexos.....	487
FIG. 4. 5 Perfil de ubicación de los sondeos realizados en el lugar de construcción del puente.....	488
FIG. 4. 6 Estribo de mampostería de piedra.....	491
FIG. 4. 7 Soportes intermedios. Múltiples columnas.....	492
FIG. 4. 8 Sección transversal de la propuesta del sistema Viga-Losa.....	493
FIG. 4. 9 Geometría de la superestructura.....	495
FIG. 4. 10 Geometría del estribo de mampostería de piedra, sin escala.....	496
FIG. 4. 11 Geometría de la pila (Sin escala).....	497
FIG. 4. 12 Secciones de las barras de la malla a modelar.....	499
FIG. 4. 13 Dibujo de la malla.....	500
FIG. 4. 14 Definición de las secciones de las barras.....	501
FIG. 4. 15 Vista tridimensional del modelo.....	501
FIG. 4. 16 Vista tridimensional del apoyo elastomérico.....	503
FIG. 4. 17 Sistema de coordenadas de los elementos tipo resortes (Local).....	505
FIG. 4. 18 Asignación de propiedades al apoyo elastomérico.....	506
FIG. 4. 19 Modelado de los apoyos elastoméricos.....	506
FIG. 4. 20 Modificadores de peso y masa para la losa.....	508
FIG. 4. 21 Modificadores de carga para las vigas longitudinales.....	508
FIG. 4. 22 Cargado del modelo con la sobrecarga muerta. (DW).....	510
FIG. 4. 23 Hipótesis de carga peatonal. (PL).....	511

FIG . 4 . 24 Hipótesis de mayor reacción en apoyo izquierdo (H 1)515

FIG . 4 . 25 Separación de camiones de diseño para hipótesis.516

FIG . 4 . 26 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 1) – Camión de diseño.....517

FIG . 4 . 27 Hipótesis de mayor reacción en apoyo central (H 2) – Camión de diseño....518

FIG . 4 . 28 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 2) – Camión de diseño.....519

FIG . 4 . 29 Hipótesis de mayor reacción en apoyo izquierdo (H 3).....520

FIG . 4 . 30 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 3) – Tandem de diseño.521

FIG . 4 . 31 Hipótesis de mayor reacción en apoyo central (H 4) – Tándem de diseño...522

FIG . 4 . 32 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 4) – Tandem de diseño.523

FIG . 4 . 33 Carga de Carril de Diseño (H 5).....524

FIG . 4 . 34 Cargado con la Carga de Carril de Diseño.525

FIG . 4 . 35 Carga de Carril de Diseño (H 5 ESPECIAL).526

FIG . 4 . 36 Cargado de la Carga de Carril de Diseño especial (H 5 ESPECIAL).527

FIG . 4 . 37 Hipótesis para momento flector negativo (H 6) - Camión de diseño.528

FIG . 4 . 38 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 6) –Camión de diseño.....529

FIG . 4 . 39 Hipótesis (H 6) –Tándem530

FIG . 4 . 40 Cargado de Hipótesis (H 6) –Tándem531

FIG . 4 . 41 Hipótesis para momento flector positivo (H 7) – Tándem de diseño.....532

FIG . 4 . 42 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 7) – Tándem de diseño.533

FIG . 4 . 43 Hipótesis para momento flector positivo $D=4.3$ (H 8) – Camión de diseño.534

FIG . 4 . 44 Cargado del modelo con la Hipótesis (H 8) – Camión de diseño.....535

FIG . 4 . 45 Hipótesis para momento flector positivo (H 9) – Tandem de diseño.....536

FIG. 4. 46 Cargado del modelo con la Hipótesis (H9) Máximo momento positivo – Tándem de diseño.....	537
FIG. 4. 47 Hipótesis para momento flector positivo (H10) – Camión de diseño.....	538
FIG. 4. 48 Cargado de Hipótesis (H10) para Momento flector positivo- Camion de diseño.....	539
FIG. 4. 49 Hipótesis (H11) Máximo Cortante cercano a pila– Tándem de diseño.....	540
FIG. 4. 50 Cargado de Hipótesis (H11) Máximo Cortante cercano a pila– Tándem de diseño.....	541
FIG. 4. 51 Hipótesis (H12) Máximo Cortante cercano a estribo izquierdo– Tándem de diseño.....	542
FIG. 4. 52 Cargado de Hipótesis (H12) Máximo Cortante cercano a estribo– Tándem de diseño.....	543
FIG. 4. 53 Hipótesis (H13) Máximo Cortante cercano a estribo izquierdo– Camión de diseño.....	544
FIG. 4. 54 Cargado de Hipótesis H13 (Camión de diseño).....	545
FIG. 4. 55 Hipótesis (H14) Máximo Cortante cercano a pila– Camión de diseño.....	546
FIG. 4. 56 Cargado de Hipótesis H14 (Camión de diseño).....	547
FIG. 4. 57 Hipótesis de carga de frenado BR1 para camión HL-93.....	549
FIG. 4. 58 Hipótesis de carga de frenado BR2 para Tándem.....	550
FIG. 4. 59 Hipótesis de carga de frenado BR3.....	551
FIG. 4. 60 Ejes Globales X-Y.....	553
FIG. 4. 61 Espectro de respuesta utilizado.....	553

FIG. 4. 62	Introducción del espectro de respuesta al modelado	554
FIG. 4. 63	Asignación de masa al modelado.....	555
FIG. 4. 64	Definición de cargas.....	556
FIG. 4. 65	Creación de Combinaciones.....	556
FIG. 4. 66	Análisis estructural del modelo.....	562
FIG. 4. 67	Ventana que se muestra durante el análisis estructural.....	562
FIG. 4. 68	Ventana que despliega el tipo de análisis realizado al modelo.....	563
FIG. 4. 69	Despliegue de resultados en ventana grafica.....	564
FIG. 4. 70	Despliegue de tablas de resultados.....	564
FIG. 4. 71	Despliegue de resultados tablas.....	565
FIG. 4. 72	Exportacion de tablas en formato excel.....	565
FIG. 4. 73	Sección transversal de viga propuesta.....	568
FIG. 4. 74	Ventana de resultados con valor de momento positivo máximo.....	569
FIG. 4. 75	Ventana de resultados con valor de momento negativo máximo.....	569
FIG. 4. 76	Sección transversal de viga para momento positivo.....	574
FIG. 4. 77	Sección transversal de viga para momento negativo.....	574
FIG. 4. 78	Ventana de resultados con valor de cortante positivo máximo.....	576
FIG. 4. 79	Ventana de resultados con valor de cortante negativo máximo.....	576
FIG. 4. 80	Distribución del refuerzo transversal para la viga longitudinal.....	579
FIG. 4. 81	Sección de diafragma.....	582
FIG. 4. 82	Ventana de resultados con valor de momento positivo máximo.....	582
FIG. 4. 83	Ventana de resultados con valor de momento negativo máximo.....	583

FIG. 4. 84 Sección del Diafragma.....	584
FIG. 4. 85 Ventana de resultados con valor de cortante positivo máximo.....	584
FIG. 4. 86 Ventana de resultados con valor de cortante negativo máximo.....	585
FIG. 4. 87 Sección de losa propuesta.....	587
FIG. 4. 88 Sobrecarga muerta.....	587
FIG. 4. 89 Carga peatonal.....	587
FIG. 4. 90 Carga de carril de diseño.....	588
FIG. 4. 91 Carga de camión.....	588
FIG. 4. 92 Resultados máximos para momento positivo y negativo.....	588
FIG. 4. 93 Numeración de apoyos de pila.....	590
FIG. 4. 94 Ventana de resultados de apoyo central de pila.....	590
FIG. 4. 95 Ventana de resultados de deformaciones en apoyo central de pila.....	591
FIG. 4. 96 Apoyo elastomérico que cumple la normativa de la AASHTO.....	597
FIG. 4. 97 Geometría del muro de mampostería a diseñar.....	598
FIG. 4. 98 Ubicación del empuje activo.....	599
FIG. 4. 99 Áreas para el cálculo de estabilidad del estribo.....	602
FIG. 4. 100 Geometría final del estribo de mampostería.....	606
FIG. 4. 101 Ventana de resultados para combinación de servicio H2 – Frenado 1.....	609
FIG. 4. 102 Ilustración de variables usadas para el diseño por cortante.....	614
FIG. 4. 103 Ventana de resultados con valor de cortante en sección crítica de cabeza de pila.....	615
FIG. 4. 104 Detallado de la sección típica de cabeza de martillo.....	619

FIG. 4. 105 Sección de columna.....	623
FIG. 4. 106 Distribución de acero transversal en pila.....	626
FIG. 4. 107. Sección transversal de pila.....	626
FIG. 4. 108 Distribución de pilotes.....	629
FIG. 4. 109 Esquema de las fuerzas axiales y momentos.....	630
FIG. 4. 110 Sección de pilote.....	635

INDICE DE TABLAS.

CAPITULO 1: GENERALIDADES.

Tabla 1. 1 Puentes construidos durante las décadas de 1920 -1930.....	12
Tabla 1. 2 Puentes construidos durante las décadas de 1940 -1950.....	18
Tabla 1. 3 Evolución de los puentes en El Salvador.....	21
Tabla 1. 4 Puentes Carreteros en Vías Interurbanas.....	23
Tabla 1. 5 Puentes Carreteros en Vías Urbanas.....	24
Tabla 1. 6 Total de Puentes Carreteros en el país.....	24
Tabla 1. 7 Tipos de Puentes en Vías Interurbanas.....	26
Tabla 1. 8 Tipos de Puentes en Vías Urbanas.....	27
Tabla 1.9 Nivel de desempeño de contratistas (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).....	39
Tabla 1. 10 Calificación de contratistas (Manual del Banco de Contratistas. FISDL). ...	39
Tabla 1.11 Parámetros de calificación y contratación (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).....	40
Tabla 1. 12 Propuesta de Personal (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).	42
Tabla 1.13 Criterios de evaluación técnica y económica (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).	42
Tabla 1. 14 Criterios de evaluación técnica y económica	46

CAPITULO 2: GENERALIDADES DE PUENTES VEHICULARES.

Tabla 2. 1 Elementos principales de la superestructura.....	90
Tabla 2. 2 Guía para seleccionar el tipo de pila.....	137
Tabla 2. 3 Distorsión angular.....	147
Tabla 2. 4 Coeficiente de dilatación por temperatura de algunos materiales de la construcción.....	170
Tabla 2. 5 Dimensiones y pesos nominales del acero usado en El Salvador para los elementos estructurales de puentes de concreto reforzado.....	223
Tabla 2. 6 Ensayos para el concreto fresco.....	224
Tabla 2. 7 Características de las mezclas de concreto según su clase, usada para puentes.	225
Tabla 2. 8 Ensayos para el acero de refuerzo.....	226
Tabla 2. 9 Torón de siete hebras de alambre de baja relajación G 270 (F's=270ksi=1860MPa).....	230
Tabla 2. 10 Torón de siete hebras de alambre de baja relajación grado 250 (F's=250ksi=1720MPa).....	231
Tabla 2. 11 Barras deformadas de presfuerzo G 150 (F's =150 ksi=1030MPa).....	232
Tabla 2. 12 Ventajas del acero estructural.....	244
Tabla 2. 13 Desventajas del acero estructural.....	245
Tabla 2. 14 Clasificación del acero estructural según la especificación ASTM.....	247

Tabla 2. 15 Ensayos de control de calidad del acero estructural según la especificación ASTM	253
Tabla 2. 16 Alineamiento Horizontal y Vertical de un Puente.	254
Tabla 2. 17 Resumen de Consideraciones de Drenaje Transversal.	256
Tabla 2. 18 Anchos de Carreteras de Gran Importancia.	257
Tabla 2. 19 Ancho mínimo de carril/ancho de hombre para volúmenes de diseño en calles colectoras (Vehículos por día).	258
Tabla 2. 20 Anchos recomendables de secciones de caminos (Autopistas).	258
Tabla 2. 21 Anchos de carril mínimo para volúmenes de diseño (Vehículos por día).	259
Tabla 2. 22 Distancias libres mínimas.	262
Tabla 2. 23 Especificaciones para los barandales.	266
Tabla 2. 24 Especificaciones para la Superelevación en puentes.	267
Tabla 2. 25 Criterios para la Superficie de Rodamiento.	268
Tabla 2. 26 Criterios para las juntas.	269
Tabla 2. 27 Consideraciones técnicas y económicas.	271
Tabla 2. 28 Consideraciones técnicas y económicas.	272
Tabla 2. 29 Tabla Densidades para diferentes materiales.	321
Tabla 2. 30 Incremento por carga dinámica, IM	326
Tabla 2. 31 Categorías de importancia.	330
Tabla 2. 32 Coeficiente de Sitio (AASHTO LRFD Tabla 3.10.5.1 -1).	331
Tabla 2. 33 Perfiles de suelo y su respectiva descripción.	331
Tabla 2. 34 Factores de modificación de respuesta – Subestructuras.	332

Tabla 2. 35 Factores de modificación de respuesta – Uniones	333
Tabla 2. 36 Estados límites de servicio.....	335
Tabla 2. 37 Estados límites de resistencia.....	338
Tabla 2. 38 Estados límites de evento extremo.....	339
Tabla 2. 39 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga	340
Tabla 2. 40 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	341
Tabla 2. 41 Combinaciones de cargas para puentes.....	347

CAPITULO 3: GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.

Tabla 3. 1 Estudios de Ingeniería Básica – Condiciones Naturales del lugar.	354
Tabla 3. 2 Estudios de Ingeniería Básica – Condiciones Técnicas de Servicio. ¹	355
Tabla 3. 3 Criterios para la selección del tipo de cimentación.....	356
Tabla 3. 4 Clasificación de suelos rocosos y su respectiva capacidad admisible.	356
Tabla 3. 5 Clasificación de suelos granulares y su respectiva capacidad admisible.....	357
Tabla 3. 6 Clasificación de suelos finos y su respectiva capacidad admisible.....	357
Tabla 3. 7 Criterios para la selección del tipo de cimentación superficial y profunda. .	358
Tabla 3.8 Estribo de extremo abierto.....	359
Tabla 3. 9 Consideraciones para diferentes tipos de pilas.....	361
Tabla 3. 10 Consideraciones para diferentes tipos apoyo.....	362
Tabla 3. 11 Criterios para seleccionar topes sísmicos.....	363

Tabla 3. 12 Tipos de Superestructura según Luz del Tramo.....	365
Tabla 3. 13 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.....	367
Tabla 3. 14 Resumen de relaciones profundidad a claro para vigas.....	368
Tabla 3. 15 Resumen de dimensiones recomendables.....	371
Tabla 3. 16 Clases de concretos y sus usos.....	377
Tabla 3. 17 Tipos de acero para concreto reforzado y presforzados.....	378
Tabla 3. 18 Estados límites correspondientes a diferentes elementos de un puente.....	410
Tabla 3. 19 Requisitos del Estado Límite de Servicio.....	411
Tabla 3. 20 Factores de resistencia.....	412
Tabla 3. 21 Esfuerzos internos en elementos de concreto reforzado.....	412
Tabla 3. 22 Métodos para el diseño de apoyos en puentes.....	421
Tabla 3. 23 Relación entre el tipo de relleno y la rotación en el muro requerida para alcanzar el estado activo o pasivo en muros rígidos de contención.....	429
Tabla 3. 24 Valor de k_0 según el estado de consolidación.....	430
Tabla 3. 25 Descripción de las cargas actuantes en pilas.....	433
Tabla 3. 26 Análisis y diseño de pilas para puente.....	440
Tabla 3. 27 Requerimientos para los ganchos estándar.....	468
Tabla 3. 28 Especificaciones de ganchos normales para estructura principal.....	469
Tabla 3. 29 Especificaciones de ganchos normales para estribos cerrados.....	470
Tabla 3. 30 Diámetros mínimos de doblado.....	470
Tabla 3. 31 Requisitos de separación del acero de refuerzo.....	471

Tabla 3. 32 Especificaciones para los paquetes de barras.....	472
Tabla 3. 33 Requisitos para tendones y ductos de postensado.....	473
Tabla 3. 34 Protección para concreto colado in situ.....	473
Tabla 3. 35 Protección para concreto presforzado colado in situ.....	474
Tabla 3. 36 Protección para concreto presforzado hecho en fabrica.....	474
Tabla 3. 37 Protección para concreto presforzado hecho en fábrica.....	475
Tabla 3. 38 Requisitos para refuerzo en columna.....	476
Tabla 3. 39 Requerimientos de refuerzo para elementos a flexión.....	477
Tabla 3. 40 Requisitos para la integridad estructural en estructuras de concreto.....	478
Tabla 3. 41 Requisitos para el refuerzo de losa en dos direcciones.....	479

**CAPITULO 4: APLICACIÓN DE LA “GUIA PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN
PUENTE.”**

Tabla 4. 1 Estudios de ingeniería básica – Condiciones naturales del lugar.....	484
Tabla 4. 2 Estudios de ingeniería básica – Condiciones técnicas de servicio.....	485
Tabla 4. 3 Descripción de las propiedades del suelo ubicados en los sondeos descritos en la FIG. 4.5.....	489
Tabla 4. 4 Selección del tipo de cimentación.....	490
Tabla 4. 5 Pesos índices de los materiales utilizados en el diseño del puente.....	507
Tabla 4. 6 Hipótesis para la sobrecarga viva.....	513

Tabla 4.7 Hipótesis de carga consideradas para el diseño de los elementos de un puente.	
.....	548
Tabla 4.8 Combinaciones de carga (3 carriles cargados).....	559
Tabla 4.9 Combinaciones de carga (Dos carriles cargados).	560
Tabla 4.10 Numeración de barras en SAP2000 para vigas y diafragmas.	566
Tabla 4.11 Momento positivo máximo para vigas longitudinales.	567
Tabla 4.12 Momento negativo máximo para vigas longitudinales.	567
Tabla 4.13 Cortante positivo máximo para vigas longitudinales.	567
Tabla 4.14 Cortante negativo máximo para vigas longitudinales.	568
Tabla 4.15 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal para momento positivo.	573
Tabla 4.16 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal.	575
Tabla 4.17 Numeración de barras en SAP2000 para vigas y diafragmas.	580
Tabla 4.18 Momento positivo máximo para diafragmas.....	580
Tabla 4.19 Momento negativo máximo para diafragmas.....	581
Tabla 4.20 Cortante positivo máximo para diafragmas.	581
Tabla 4.21 Cortante negativo máximo para diafragmas.	581
Tabla 4.22 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal para el diafragma.....	583
Tabla 4.23 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo transversal para el diafragma.....	585

Tabla 4. 24 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del acero de refuerzo para la losa.....	589
Tabla 4. 25 Datos de diseño inicial (Estado Limite de Servicio).....	593
Tabla 4. 26 Datos de geometría inicial y Propiedades mecánicas de elastómero.....	594
Tabla 4. 27 Esfuerzo de compresión máximo.....	594
Tabla 4. 28 Proponer longitud mínima de apoyo.....	594
Tabla 4. 29 Espesor total mínimo del elastómero.....	594
Tabla 4. 30 Espesor total del elastómero.....	595
Tabla 4. 31 Factor de forma.....	595
Tabla 4. 32 Esfuerzo de Compresión.....	595
Tabla 4. 33 Esfuerzo de Compresión.....	595
Tabla 4. 34 Estabilidad de apoyo elastomérico.....	596
Tabla 4. 35 Refuerzo de placas de acero.....	596
Tabla 4. 36 Resumen de Diseño.....	597
Tabla 4. 37 Cálculo del peso propio del estribo.....	603
Tabla 4. 38 Cargas aplicadas al estribo y sus correspondientes factores de carga.....	605
Tabla 4. 39 Cálculo de resultantes según estados límites.....	605
Tabla 4. 40 Revisión de resultados por el método LRFD de la Especificación AASTHO.	606
Tabla 4. 41 Combinación: Servicio 1.....	630
Tabla 4. 42 Calculo de fuerzas en pilotes.....	631
Tabla 4. 43 Combinación: Resistencia 1.....	631

Tabla 4. 44 Calculo de fuerzas en pilotes.....	632
Tabla 4. 45 Combinación: Extremo 1.....	632
Tabla 4. 46 Calculo de fuerzas en pilotes.....	633

INTRODUCCIÓN GENERAL.

Dentro del presente trabajo de graduación los lectores encontrarán los conceptos básicos de una estructura civil que ha acompañado al ser humano desde la época de su invención que es desconocida, es decir que nos referimos a los puentes, cuyo ingenio se debe a la necesidad de salvar un obstáculo de forma segura. Los puentes han evolucionado con el tiempo, empezando desde puentes sencillos de madera para uso peatonal, y que con el progreso de la tecnología constructiva y del uso de nuevos materiales se han logrado construir puentes monumentales para uso vehicular. Este texto se divide en 5 capítulos que contienen los aspectos teóricos y prácticos básicos de los puentes vehiculares para los tipos mayormente encontrados en nuestro país, mostrando las diferentes definiciones generales, tipologías estructurales, materiales de construcción, consideraciones en lo referente a economía, construcción, estética, entre otros. Además se dedica un capítulo que desarrolla la parte teórica del modelado de un puente siguiendo un método adoptado por muchos diseñadores que es llamado “Analogía de la malla”, siguiendo con el diseño de los diferentes elementos que constituyen la estructura, que es regido por el reglamento de la AASHTO LRFD, edición 2004, cuyo origen es estadounidense y que es retomado debido a que en nuestro país no existen reglamentos para puentes. Además se aplica un ejemplo práctico de diseño para desarrollar los pasos generales que siguen un orden lógico, desde aspectos importantes como la selección del sitio donde se ubica el puente, los diversos estudios de ingeniería tal como los estudios del suelo que se utilizan para seleccionar la tipología más adecuada del puente y poder seleccionar así mismo el material para su construcción, posteriormente se realiza el dimensionamiento de todo el puente en base a la forma del terreno de la zona, el predimensionamiento de cada elemento que constituye la estructura para su modelación, análisis estructural y diseño. Estos pasos siguen un ciclo iterativo y que concluye con la estructura final del puente. Para finalizar se muestran algunas conclusiones y se brindan algunas recomendaciones que puedan orientar a los lectores en lo que se refiere a las estructuras de puentes vehiculares en la rama de la ingeniería civil.

C A P I T U L O 1

C O N S I D E R A C I O N E S G E N E R A L E S

1.1. ANTECEDENTES.

Los puentes vehiculares son estructuras que proporcionan una vía de paso para salvar obstáculos sobre ríos, lagos, carreteras, etc., en los que pueden circular desde vehículos livianos a pesados. Los puentes tienen su origen en la misma prehistoria, posiblemente el primer puente de la historia fue un árbol que se usó para conectar las dos orillas de un río y permitir el paso peatonal, ó tal vez usó este mismo árbol derribado por la naturaleza y aprendió que de esa manera podría cruzar caminos e inicio la practica de construir puentes.

Luego vinieron los puentes colgantes (pasarelas colgantes), es aquí donde el hombre empieza a poner a prueba su ingenio, para poder construir una obra en donde no podía usar más material que el que la naturaleza le brindaba. Constituidos principalmente por lianas o bambú, trenzado, las pasarelas colgantes se fijaban en ambos lados de la brecha a salvar, bien a rocas, o a troncos de árboles. Durante el paso del tiempo los puentes fueron teniendo mejoras y es así como surgen los puentes en voladizo. Estos puentes eran usados cuando los claros a salvar superaban la longitud de los troncos disponibles. Se construían empotrando troncos en las paredes de los márgenes de la brecha, de esta manera era posible salvar la distancia entre los extremos de los voladizos con un sólo tronco. Al igual que ocurre en la mayoría de los casos, la construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a la necesidad que de ellos se sentía. Recibió su primer gran impulso en los tiempos en que Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban nuevos países, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada.

La red de comunicaciones del Imperio Romano llegó a sumar 90,000 Km., de excelentes carreteras.¹ A la caída del Imperio sufrió el arte de construir puentes un grave retroceso, que duró más de seis siglos. Si los romanos tendieron puentes para salvar obstáculos a su

¹ *Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes en El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.2003 (Pág. 14 - 16).*

expansión, el hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones. El puente era, por tanto, un punto débil en el sistema defensivo feudal. A fines de la baja Edad Media renació la actividad constructiva, principalmente merced a la labor de los Hermanos del Puente, rama benedictina. El progreso continuó ininterrumpidamente hasta comienzos del siglo XIX.

Posteriormente con el incremento vehicular, el crecimiento poblacional y la necesidad de transporte surgieron los puentes vehiculares.

La evolución del conocimiento, la tecnología, la experiencia y la necesidad de eficiencia en puentes, permitió el desarrollo de nuevas técnicas, normativas y reglamentos para el diseño y construcción de estos, influidos además por los materiales disponibles y las consideraciones económicas, entre otros factores.

A partir de 1840 se presencia un desarrollo muy rápido y amplio de la construcción de puentes ligada esencialmente a la realización de nuevas líneas de ferrocarril. Otra causa que produjo la construcción de muchos puentes fue la intensa actividad económica generada por la revolución industrial, la cual produjo un aumento del tráfico por carretera.

La construcción de puentes en esta época se vio beneficiada por las mejoras en las pastas de mortero con la invención del cemento Pórtland.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Ante la falta de una normativa específica para el análisis y diseño de puentes en nuestro país, se recurre a normativas internacionales que han sido utilizadas por profesionales salvadoreños dedicados al análisis y diseño de puentes, como se puede mencionar por ejemplo las Especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Cabe mencionar que cada una de las normas internacionales contemplan los parámetros como: el tipo de cargas, variaciones extremas de temperatura y humedad, etc. que no son aplicables a las condiciones de nuestro país, además debido a la poca enseñanza e

información sobre la aplicación de estas normativas no se tiene una base sólida sobre el análisis estructural de los elementos constitutivos de un puente. Por tales motivos se procederá a la elaboración de una “Guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de un puente bajo diferentes reglamentaciones usadas en El Salvador”, cuya finalidad será que facilitará la interpretación y el análisis para cada uno de los elementos de un puente diseñados bajo diferentes reglamentos.

Este trabajo de graduación pretende ser un aporte para ampliar las pocas fuentes de información acerca del análisis y diseño de un puente, para ser consultado por estudiantes de la carrera de la ingeniería civil así como también por profesionales dedicados a esta rama, en donde se aprecie en forma práctica los pasos a seguir para la ejecución de un proyecto de un puente, y lo más importante contribuir a la comprensión de la aplicación de las normativas actuales para evitar errores en el análisis y diseño de los elementos de un puente.

1.3. OBJETIVOS.

GENERAL.

- ⇒ Desarrollar una guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de un puente para facilitar el entendimiento de las bases de diseño.

ESPECÍFICOS.

- ⇒ Establecer las tipologías de puentes que se utilizan en El Salvador.
- ⇒ Obtener información sobre parámetros importantes para el diseño estructural en nuestro país como: uso de suelos, topografía, hidrología, clima y sismología.
- ⇒ Proponer y establecer criterios para el diseño estructural de puentes tanto de concreto, acero y mixtos.

- ⇒ Generar hojas de cálculo y aplicar un Software para la modelación y análisis del ejemplo de diseño estructural de un puente.

- ⇒ Establecer una metodología del diseño estructural de los componentes de un puente.

1.4. ALCANCES.

El trabajo de graduación comprenderá una guía para el diseño estructural de los elementos constitutivos de un puente elaborando una metodología usando los reglamentos como el ACI 318 (American Concrete Institute), AISC (American Institute Steel Construction), AASHTO (American Association of Highway and Transportation Officials), y otros. Se incluirá información acerca de la cantidad de puentes existentes en el país, clasificada por tipologías y por departamento; esta información será proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas de su inventario de puentes, dejando abierta la posibilidad de que existan más estructuras que las inventariadas por el MOP, debido a que no sólo a este ministerio se le adjudica la ejecución del proyecto de un puente, sino también a Alcaldías cuando los proyectos son rurales; Organismos Internacionales como: BID (Banco Internacional de Desarrollo), etc., por lo que algunos de los puentes que se encuentran en el interior de la república no son tomados en cuenta en el inventarios que maneja el MOP. Debido a lo mencionado; la investigación a realizar del proceso de adjudicación de un proyecto de un puente dependerá de la disponibilidad de las instituciones mencionadas para la obtención de la información.

Si bien en las generalidades sobre puentes se definirán los conceptos de los diversos tipos que existen y las diferentes tipologías, este trabajo de graduación será dirigido hacia los puentes vehiculares, y no se tomarán en cuenta puentes atirantados, colgantes, cercha, bailey. Es decir se analizarán los más utilizados en el país como lo son los tipo caja, losa, bóvedas, mixto, vicajón, vipres y arcos.

Además se describirán en forma general aspectos necesarios para la ejecución de la construcción de un puente, como lo son las investigaciones preliminares que van desde los aspectos hidrológicos, geológicos, geotécnicos, topográficos, climáticos, sísmicos, arquitectónicos, procesos constructivos; para luego concentrarnos en la razón de ser de este trabajo de graduación que es la parte de análisis y diseño estructural de los elementos constitutivos de un puente. Por lo que cada elemento de los tres grupos que componen a un puente; superestructura, subestructura e infraestructura; se analizarán y se aplicarán los métodos de diseño incluidas en las normativas, antes mencionadas.

Para la comprensión de las normas mencionadas se detallarán aspectos como antecedentes, versiones, estructuración, filosofías de diseño que contemplan, cargas y factores de carga y tipologías consideradas en ellas; pero aplicando solamente aquellos parámetros que corresponden a las condiciones de nuestro país, ya que las normas aplicadas son muy extensas, no se pretende abarcar en su totalidad de las disposiciones contenidas en ellas. Esta descripción de las normativas a utilizar sustentará el desarrollo del análisis y diseño de los elementos constitutivos, tanto de la superestructura como de la subestructura e infraestructura, analizando solamente las tipologías ya mencionadas. La tipología de los ejemplos prácticos, se seleccionarán en base a la más utilizada en El Salvador, proponiéndolos de uno y dos claros; se tomará un puente ya existente por facilidad de la obtención de los estudios necesarios para su diseño.

Para la modelación de la estructura de los puentes del ejemplo práctico se aplicará el SAP2000 versión 11, además de elaboración de hojas de cálculo complementarias para la presentación y evaluación de datos. Se incluirá el detallado de los elementos diseñados mediante planos estructurales, que se presentarán en anexos.

1.5. L I M I T A C I O N E S .

En toda investigación, se presentan circunstancias que restringen el desarrollo de esta; en el trabajo de graduación “Guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de

un puente bajo diferentes reglamentaciones usadas en El Salvador”, las limitaciones a considerar son las siguientes:

- Los antecedentes de puentes en El Salvador relativo al diseño de éstos bajo los reglamentos disponibles a lo largo del tiempo, se limita a la información proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas y entrevistas con profesionales en el área, así mismo en lo referente al inventario de puentes en nuestro país y de ciertos trabajos de graduación que retom an este tem a.
- Nuestro país no posee reglamentos propios para el diseño de los elementos constitutivos de un puente, por lo que el desarrollo de la investigación se ve obligado a retomar los reglamentos extranjeros más accesible para los diseñadores estructurales en El Salvador.
- Deficiencia en el tem a de análisis y diseño estructural de puentes, debido a la poca inform ación o carencia de asignaturas especializadas en dicho tem a.
- La inform ación que dependa de instituciones públicas o privadas quedará sujeta a la disponibilidad de la ayuda que éstas nos proporcionen.
- Poca inform ación de fuentes bibliográficas que desarrollen tem as específicos sobre puentes.
- La inform ación sobre el anteproyecto de un puente será desarrollada en forma general, sin tomar un lugar en específico.
- Se lim itará el ejemplo práctico a puentes de uno y dos claros, simplemente apoyados, ya sean éstos continuos o discontinuos y la tipología a utilizar será la m ás utilizada en nuestro país.

- La guía se aplicará solamente a puentes vehiculares.

- Se aplicarán las consideraciones, que cada normativa incluye en sus filosofías de diseño, que más se apeguen a las condiciones del país.

- En el trabajo de graduación no se tomarán en consideración puentes de las siguientes tipologías: atirantado, colgante, cercha y bailey.

1.6. JUSTIFICACIONES.

El Puente vehicular es un elemento clave en el sistema de transporte por varias razones: controla la capacidad del sistema de transporte y la más importante es que si el puente falla, el sistema falla.

Cuando un puente se encuentra fuera de servicio, el sistema de transporte se ve restringido en su funcionamiento, el tráfico debe ser desviado por rutas alternas que no han sido diseñadas para absorber el incremento de volumen vehicular, por lo que el usuario del sistema de transporte experimenta un incremento en el tiempo de viaje y gastos de gasolina. Normalmente estos incrementos no son retribuidos al usuario hasta que el puente es reparado o reemplazado, tal como lo sucedido el 4 de octubre de 2004 con la falla del puente Eureka que se encuentra sobre el Boulevard del Ejército (**Ver FIG. 1.1 y 1.2**).

Algunos de los problemas en estos sistemas suceden por que la vida útil de éstos ya llegó a su fin ó al abandono de los puentes sin su debido mantenimiento. Otros aspectos pueden ser porque se ha realizado un mal proceso constructivo y en algunas ocasiones se debe a que el diseño que se les realizó a estos no fue el adecuado. En nuestro país hay algunas obras del puente que no se diseñan adecuadamente, como se podría poner de ejemplo las juntas del paso a desnivel que se encuentra sobre el Árbol de la Paz, las cuales con el paso del tiempo han empezado a deteriorarse y provocar así incomodidad de los usuarios de éste; otro ejemplo de un mal diseño es lo ocurrido sobre el paso a

desnivel que se encuentra sobre el boulevard del ejército enfrente de la fabrica M O L S A , en el que el mal diseño de los barandales no tuvo la capacidad de resistir el impacto de un camión, el cual casi cae sobre la vía inferior. Además, en nuestro país no se tienen normas específicas para el diseño de puentes, y las que existen para algunos elementos son muy antiguas, por ejemplo: la “norma técnica para diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes’’, que es muy pobre para la aplicación en el área de puentes, por tal motivo se hace necesaria la elaboración de una “Guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de un puente bajo diferentes reglamentaciones usadas en El Salvador” para que sirva como guía de diseño para los elementos de un puente y además para que puedan usarla tanto profesionales como estudiantes que estén interesados en el tema.

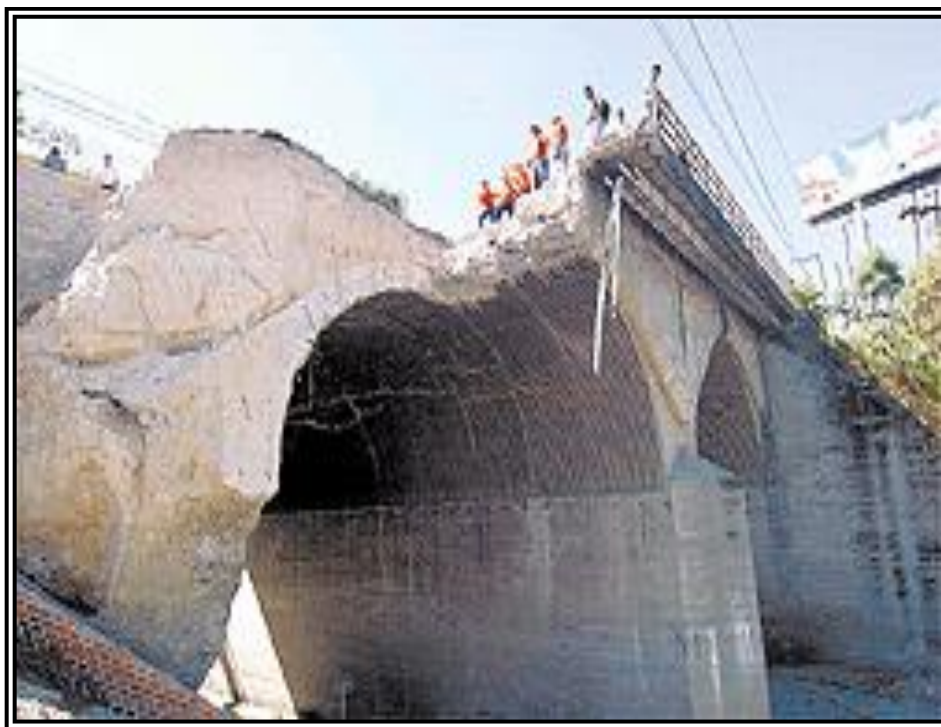


FIG . 1 . 1 Colapso del puente Eureka sobre el boulevard del ejército, San Salvador, El Salvador.²

² Fuente: www.elsalvador.com



FIG. 1. 2 Colapso del puente Eureka sobre el boulevard del ejército, San Salvador, El Salvador.³

1.7. ANTECEDENTES DE PUENTES EN EL SALVADOR .

No se puede describir con certeza cuál fue el primer puente que se construyó en El Salvador, pero desde épocas muy antiguas, los puentes han ido evolucionando con las nuevas técnicas de diseño y construcción tanto a nivel mundial como en nuestro país.

Las nuevas necesidades tanto comerciales como de transporte fueron factores importantes para la búsqueda de modernización de las carreteras e implícitamente de los puentes. Uno de los avances importantes fue la construcción del ferrocarril que une San Salvador, Santa Ana, Sonsonate, Ahuachapán y Acajutla; que fue construido por la empresa inglesa Salvador Railway Company, y en 1920 la empresa norteamericana International Railway of Central America (IRCA) completó la línea férrea que une al oriente del país con San Salvador y sigue hasta Metapán para unirse con los ferrocarriles de Guatemala. Para estas mismas épocas, se empezaron a pavimentar las calles de San Salvador con la llegada del automóvil en el año 1915 y un poco después los camiones y autobuses⁴.

³ *Idem 3*

⁴ *Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador".*

La evolución de los puentes en nuestro país se ha dado siguiendo los cambios más que todo de los materiales utilizados para su construcción, siendo los primeros puentes de piedra, madera hasta llegar a las formas más modernas como los puentes de concreto reforzado, preesforzados, postensados, etc.

A continuación se detalla brevemente los principales puentes en nuestro país, tomando en cuenta algunos aspectos como el tipo de materiales, características geométricas, tipología estructural.

Antes de 1888 existieron solamente puentes peatonales de madera, fue hasta en ese mismo año, que se construyó un puente vehicular de éste material con un claro de 16m, está ubicado sobre el río Agua Caliente en la autopista de Santa Ana hacia el cantón Zapotitán. Mediante un programa de las Naciones Unidas, fue dada la asistencia técnica por un técnico Peruano, la técnica constaba en tratar la madera. En los nudos, las uniones eran realizadas con placas metálicas y pernos, dándole una forma de viga macomber, los estribos eran elaborados de mampostería. En la **Tabla 1.1** se muestran los puentes construidos durante los años 1920 y 1930.

Construcción de Puentes.	Tipo
En Carretera a Moncagua se construyeron tres puentes de concreto.	Vicon
Un Puente de acero en carretera Santa Tecla – El Guarumal.	Cercha
Zona Occidental, Candelaria La Frontera, se terminaron dos puentes de concreto.	Vicon
Carretera San Salvador - Zacatecoluca fue reparado los puentes de madera de Comalapa, Las flores, Tilapa y Huiscoyolapa.	Madera
Sobre Quebrada Consuquiapa se construyó puente con estribos de piedra y cemento.	Bóveda
En la carretera que conduce al balneario de Los Negros, vía Santa Cruz, se repararon puentes de madera provisionales en los lugares denominados “El Cajón de Los Lagartos” y “La Puertecita”.	Madera

Continuación Tabla 1.1...

Construcción de Puentes.	Tipo
Chalatenango: Construcción de Puentes en sectores: Lempa - Citalá, a San Ignacio y La Reina	Bóveda
Construcción de un puente metálico colgante de 60 metros de luz sobre el Río Las Cañas. También sobre el Río "Guaza" se instaló otro puente metálico.	Cercha
Construcción de los puentes sobre los ríos Santa Rosa, Chapeltique y Río Seco. Los dos últimos de acero.	Cercha
Construcción de puente sobre el río "Talnique" y otro sobre quebrada "El Zope" (La Libertad).	Cercha y Mixto
Carretera Usulután - Jucuapa, puente al sur oeste de Santa Elena, (de mampostería).	Bóveda

Tabla 1.1 Puentes construidos durante las décadas de 1920-1930⁵.

En los años 40 se construyeron nuevos puentes, como el puente sobre el río Jiboa en el Departamento de La Paz, fue inaugurado en 1942. Originalmente era de 11 pilas, 7 vigas metálicas tipo W y con una losa de 20cm de espesor, ésta llevaba un simple tejido con hierro liso redondo y hierro liso cuadrado con diámetro de 5/8", compuesto de 12 claros de 12.5m, cada uno. Con el tiempo comenzó a fallar por asentamiento y desviación de la pila número 10, así como la pila número 8 que sufrió asentamientos también. Sobre la pila 9 y un estribo que está en perfecto estado y la pila número 7 se apoyó el otro puente Bailey de dos claros, con un claro simple y un claro doble, de 27.43 y 39.63m de longitud, respectivamente.

En los años 40, los puentes importantes entre los que destaca el puente colgante en el Paso de San Lorenzo del Río Lempa, uno de los más largos de los emplazados sobre la Carretera Panamericana (CA-1). El Puente Cuscatlán, como se le denominó, se inició en el mes de Marzo del año 1940, fue terminado el lunes 25 de mayo de 1942, y ante

⁵ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.

delegados de la Secretaría de Fomento y Obras Públicas, se llevaron a cabo las pruebas de resistencia bajo cargas móviles H-15, y se firmó el acta de recepción correspondiente. Fue inaugurado el sábado 6 de Junio de 1942, construido con fondos propios del Estado en la presidencia del General Maximiliano Hernández Martínez. Su tramo colgante central de 250 m sostenido por 2 series de 16 cables de acero de 2 pulgadas de diámetro cada uno, prestó sus servicios durante 42 años, se encontraba ubicado en el kilómetro 90 de la Carretera Panamericana (CA-1), (Ver FIG. 1.3).

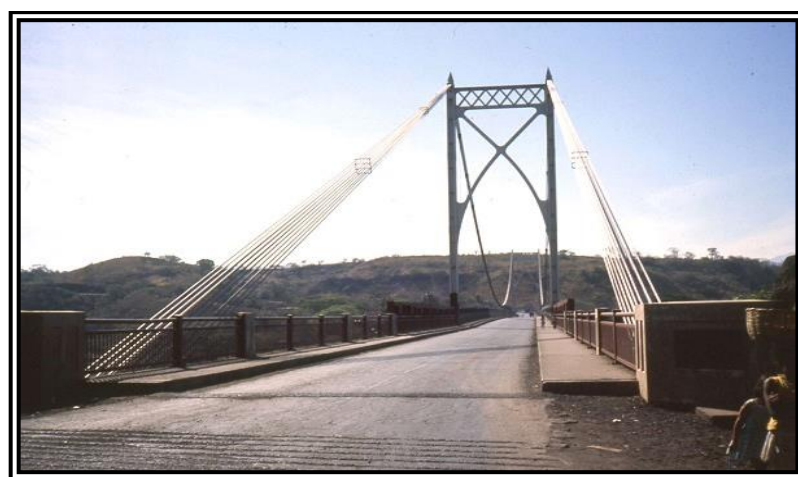
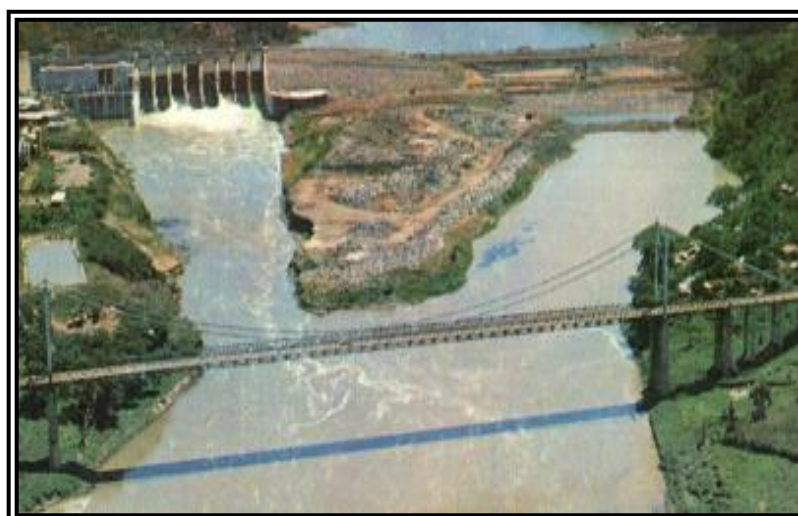


FIG. 1.3 Puente Cuscatlán, El Salvador.⁶

⁶ Fuente: skyscrapercity.com

El puente Cuscatlán, fue dinamitado el 1 de Enero de 1984 en la época del conflicto armado; los explosivos fueron colocados en el claro central del puente, por lo que se desplomó en su totalidad (ver FIG. 1.4). En la actualidad, el puente es de estructura Vicajón con una longitud total 397 m, correspondiente a cinco claros; de 63.5 m en cada extremo y tres claros intermedios de 90 m. Fue inaugurado en el año de 1999 y la empresa encargada de la construcción de “nipón corp. Co. LTD” de Japón.

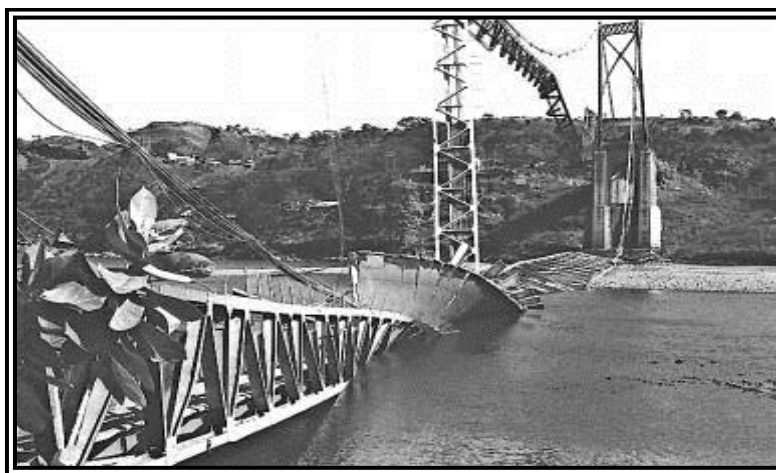


FIG. 1. 4 Destrucción del Puente Cuscatlán en 1984, El Salvador.⁷

Con el transcurso del tiempo, la creciente y acelerada demanda de facilidad y de rapidez en los transportes terrestres, estimulada por el desarrollo tecnificado de la agricultura, industrias del oriente del país y el intercambio comercial con los países Centroamericanos, se hizo necesario la construcción de otra vía paralela a la carretera Panamericana y un nuevo paso sobre el río Lempa sobre la carretera del Litoral (CA -2), donde se construyó el Puente de Oro. El puente de Oro tuvo un costo de 6 millones de colones y solo dos puentes más en el mundo eran como éste: uno en Inglaterra y el Golden Gate en la bahía de San Francisco. Era un puente colgante modificado por su diversidad de elementos conectados como un rompecabezas, sin soldaduras; la unión se realizó con remaches y pernos (Ver FIG. 1.5), el puente de Oro en San Marcos Lempa fue dinamitado el jueves 15 de octubre de 1981.

⁷ Fuente: *elsalvador.com*



FIG . 1. 5 Puente de Oro, El Salvador.⁸

La reconstrucción del puente de Oro se inició en 1997, por la donación de la República de Japón. Actualmente la superestructura está constituida por vigas cajón, una vista del nuevo puente la podemos observar en la FIG . 1.6.



FIG . 1. 6 Vista del puente de Oro actual, El Salvador.

⁸ Fuente: skyscrapercity.com

A continuación se muestra el **Tabla 1.2** con algunos de los puentes construidos durante los años 1940 a 1950.

Zona Oriental	
Carretera San Miguel - Santa Rosa - Río Goascorán	<ul style="list-style-type: none"> - Puento provisional sobre el Río "Agua Caliente", de 44m de largo, de construcción liviana, de vigas de celosía, para una carga de H-15 - Puento Urbina, 2 de Enero 1945 - 1947 - Caja de 14x2x2
Carretera Interamericana, tramo San Miguel - La Unión - Valle Siramá - Río Goascorán	<ul style="list-style-type: none"> - Bóveda de 15' - Una caja de 2.5x2 - Puento río "Pasaquina" - Puento río "Goascorán" - Puento El Lagartero, 15 de Abril 1946 - 10 de Enero de 1947
Carretera San Miguel - Chirilagua - El Cuco	<ul style="list-style-type: none"> - 2 Puentes (1947), Tipo Super Span
Tramo La Unión - Pasaquina - Goascorán	<ul style="list-style-type: none"> - Bóveda de 15' y 5' (1942)
Zona Central	
Carretera Troncal del Norte	<ul style="list-style-type: none"> - Puento en el Paso de Colima del río Lempa - Bóveda de 6' - 2 Bóvedas de 15'

Continuación Tabla 1.2 ...

<p>Carretera Troncal San Salvador-Zacatecoluca</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Puente "Sepaquiapa", de 100' de luz (1940) - Puente "Guaxala", de 75' de luz (1940) - Puente "Guiscoyolapa" (1940-1941) - Puente "Tilapa" (1940-1941) - Puente "Jalponga" (30.49 m.), 1942 - Puente "Jiboa" (1941-1942) - Puente "Amayo" (18 m.) (1941-1942) - Bóveda en río "Ulapa", 1942 - Bóveda en quebrada "Huacachala", 1942 - Bóveda en quebrada "Quitapereza", 1942 - Bóveda de 5', 1 de 12', y 4 de 15'
<p>San Salvador - Santa Tecla</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Doble Bóveda de 20' (1947)
<p>San Salvador</p>	<p>- Se construyó, en el sitio donde estaba el "Puente de los Suspiros", una bóveda de mampostería y arco de concreto, de 3.66 m de luz y 26.82m de longitud.</p>
<p>Carretera Interamericana</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Puente en el Paso de San Lorenzo sobre río Lempa. Inaugurado el 6 de Junio de 1942. Período de construcción: Marzo 1940 - Junio 1942
<p>Troncal del Norte: Apopa - Guazapa</p>	<p>Puente, lugar llamado El Grama</p>
<p>Carretera San Salvador - Sonsonate</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Acajutla - Puente sobre el río "Las Cenizas", (36.63m) 1942 - Bóveda de 6' (1942)
<p>Zona Occidental</p>	

Continuación Tabla 1.2...

Tramo Santa Ana - Metapán	- Puente de mampostería y hierro sobre el río "Amayito" - Prolongación de la bóveda de 12' de La puerta de La Laguna
Carretera a Santa Ana	Se sustituye un paso a nivel con el ferrocarril de El Salvador por un paso inferior, a la altura de El Congo. Hubo necesidad de construir un puente de mampostería y concreto.
Carretera Santa Ana - Metapán.	Puente "Guajoyo"

Tabla 1.2 Puentes construidos durante las décadas de 1940-1950⁹.

En la década de los años 50 se construyeron más puentes, entre los cuales está el puente "Don Luis de Moscoso" en la ruta de San Miguel - La Unión, ubicado en el kilómetro 143 (CA1), sobre el río Grande de San Miguel, éste fue derribado por detonación en el año 1987, originalmente era de tipo metálico de cerchas tipo Pratt.

En la actualidad hay un puente tipo Bayley del modelo doble triple de 134m. En estos años, los barandales de los puentes eran entre 60 y 80cm de altura, los cuales básicamente sólo daban protección a los vehículos. Se debe destacar que en esta época surge en nuestro país el concreto presforzado y sobresale la construcción de puentes mixtos.

Durante las décadas siguientes se construyen muchos puentes en las nuevas carreteras como la troncal del norte, pero sin la trascendencia que tuvieron otros puentes como el Cuscatlán y puente de Oro por la gran innovación en su tiempo.

⁹ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.

En la actualidad, la mayor parte de puentes en el país son de concreto reforzado, presforzado y mixtos; algunos de los puentes existentes sobrepasaron el período para el cual su diseño ha sido preparado, o su vida útil ya caducó.

En la capital de nuestro país se dió un crecimiento en la construcción de pasos a desnivel entre los años 1990 hasta el presente, aunque la mayoría de estos no se contemplan parámetros importantes para el análisis y diseño de sus elementos constitutivos, por ejemplo la deficiencia en el diseño de juntas de muchos puentes.

Se puede comprobar por los medios de comunicación que las reparaciones de dichos elementos se ponen en proceso de licitación, tal como es el caso de la Reparación de juntas del paso a desnivel “Árbol de la Paz” en San Salvador (En Abril de 2008), incurriendo en gastos sobre los puentes relativamente nuevos.

Otro aspecto sobresaliente para el estado de los puentes en nuestro país es la falta de mantenimiento, prácticamente los puentes son abandonados y con el paso del tiempo se pueden observar fácilmente daños en las estructuras, como por ejemplo, el paso a desnivel sobre el Boulevard del ejército en Soyapango, en el cual las vigas y apoyos de placa de acero presentan corrosión, que es perjudicial para un material vulnerable a este fenómeno.

El puente sobre el río San José, ubicado en la ciudad de Metapán data de la época colonial, éste era del tipo bóveda¹⁰, arco de fachaleta de barro, con una longitud de 7.5m. En 1996 se montó un puente Bailey doble simple de 27.47mts, debido que la antigua bóveda quedó fuera de uso cuando el agua del río se desbordó sobre ella, erosionando los laterales, haciendo mayor el claro y dificultando el paso sobre ella. Sobre el mismo río aún se encuentra en uso un puente tipo bóveda que también data de la época colonial, éste se encuentra ubicado en el departamento de Santa Ana, sobre el tramo de la carretera CA12 - Metapán - El Ronco¹¹.

La falta de mantenimiento y abandono no se da solamente para los puentes vehiculares, sino que también para el transporte ferroviario.

¹⁰ *Fuente: Tesis “Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales”, 1998.*

¹¹ *Fuente: Ministerio de obras públicas: Listado general de puentes, versión preliminar (SAP).*

En un diagnóstico realizado en el año 2005, se determinó que la estructura del puente ferroviario sobre el río Acelhuate presenta daños y que no se garantiza el paso adecuado del ferrocarril, los inviernos han causado erosión en las bases del viaducto¹².

Dentro de los nuevos puentes que se destacan, se tiene el puente en forma de arco que se encuentra en el departamento de Morazán; sobresaliendo en su construcción el difícil acceso a la zona y su construcción en época de invierno (Ver FIG. 1.7).

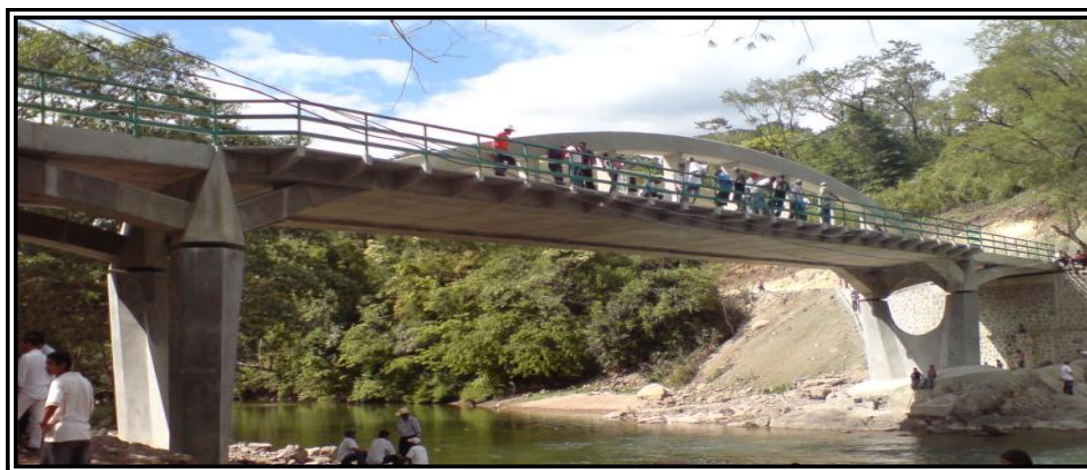


FIG. 1.7 Puente en forma de Arco sobre el río Torola en Morazán, El Salvador.¹³

Con la construcción de la nueva carretera “Longitudinal del norte” posiblemente se construyan muchos más puentes, posibilitando la práctica del diseño variado de los elementos de cada puente dependiendo de su tipología.

Para finalizar se muestra la **Tabla 1.3**, en la que se detalla la evolución de los puentes en nuestro país, mostrando el año y su tipología hasta el año 2002.

¹² Fuente: *El Diario de hoy*.

¹³ Foto propiedad del grupo de tesis: “Guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de un puente bajo diferentes reglamentaciones usadas en El Salvador”.

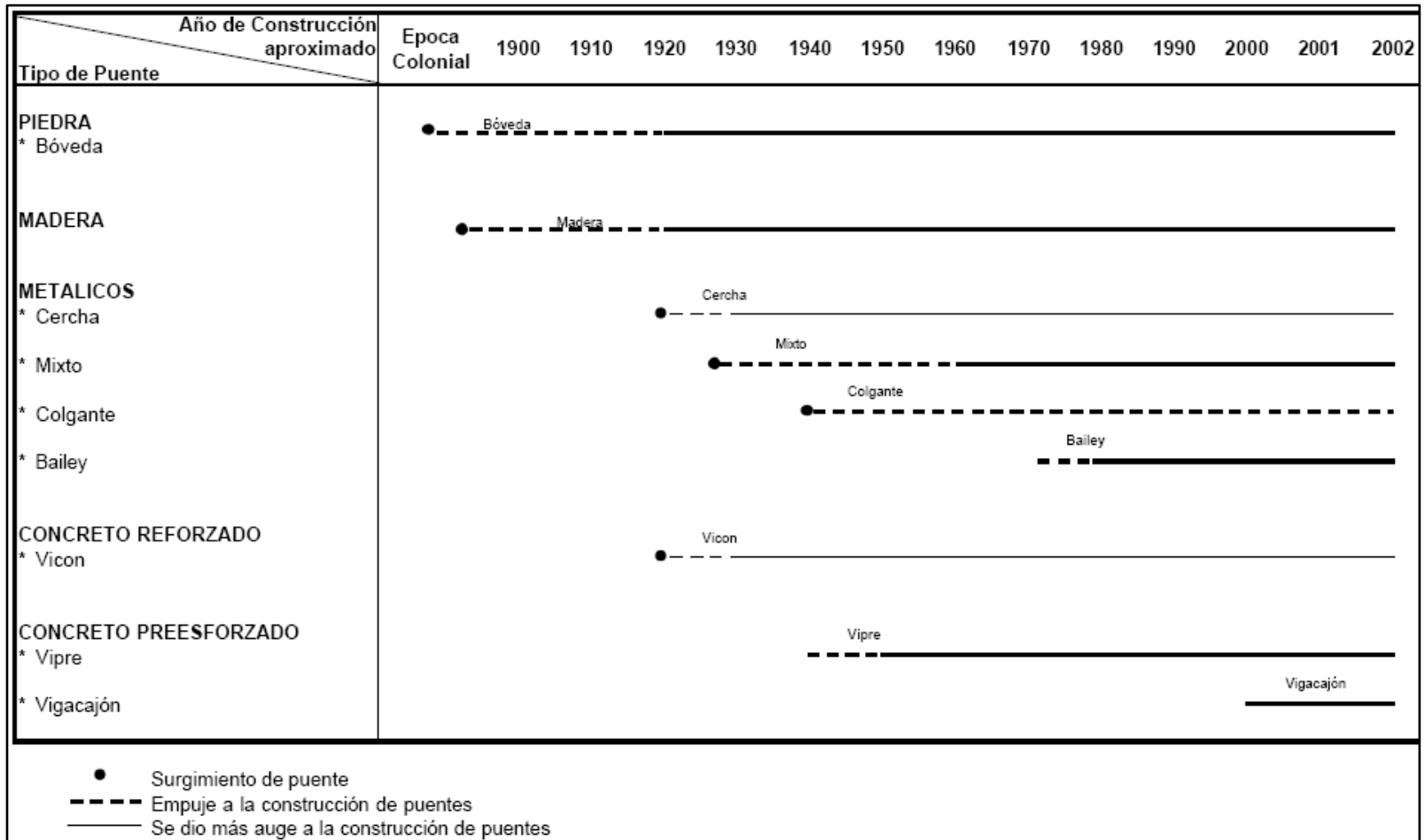


Tabla 1.3 Evolución de los puentes en El Salvador¹⁴

¹⁴ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento preventivo y rutinario de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Méndez Meléndez El Salvador.

1.7.2. INVENTARIO DE PUENTES EN EL SALVADOR.

El Ministerio de Obras Públicas (MOP) a través de la Unidad de Planificación Vial (UPV) ha realizado un inventario de puentes carreteros, de 1189 ubicados en vías Interurbanas y 99 en vías urbanas haciendo un total de 1288 y ese número crece todos los años con nuevos proyectos de carreteras y obras viales. Estos puentes, inventariados por la UPV, **no representan la totalidad de puentes en el país**, en primer lugar porque estos puentes solo corresponden a la red vial que están bajo la responsabilidad directa del MOP y segundo, porque el inventario que se presenta cubre hasta Julio del 2003 pudiéndose haber construido más obras hasta la fecha actual. Cabe mencionar además que existen muchas obras de paso (incluyendo puentes carreteros) cuya responsabilidad es de otras entidades públicas como son: municipalidades y FOVIAL, por consiguiente no se toman en cuenta en este inventario. Teniendo en cuenta lo anterior, se muestra a continuación la distribución de estas obras de paso por departamento.

DEPARTAMENTO	N° DE PUENTES	% POR DEPTO.
Ahuachapán	46	3.9
Santa Ana	74	6.2
Sonsonate	79	6.6
Chalatenango	126	10.6
La Libertad	107	9.0
San Salvador	101	8.5
Cuscatlán	35	2.9
La Paz	113	9.5
Cabañas	35	2.9
San Vicente	70	5.9
Usulután	78	6.6

Continuación Tabla 1.4 ...

San Miguel	121	10.2
Morazán	71	6.0
La Unión	133	11.2
SUB TOTAL:	1,189	100.0

Tabla 1.4 Puentes Carreteros en Vías Interurbanas.¹⁵

La Tabla 1.4 muestran la distribución de puentes en vías interurbanas por departamento, siendo Chalatenango, La Unión, y San Miguel los departamentos que más cuentan con este tipo de estructuras, sumando entre ellos un poco más del 30% del total de puentes interurbanos registrados en el país. Esta superioridad se debe a las características hidrológicas y topográficas de la zona que cubre cada departamento; para el caso, Chalatenango posee quebradas y zonas montañosas con muchos nacimientos de ríos; San Miguel y La Unión son atravesados por ríos cuyas aguas desembocan en el Océano Pacífico.

De la Tabla 1.5 se puede observar la superioridad de puentes carreteros que la zona urbana del departamento de San Salvador posee con respecto al resto de zonas urbanas de los distintos departamentos. La capital reúne prácticamente el 78% de obras de paso vehiculares, en zonas urbanas; mientras que, nueve de los catorce departamentos no reportan estructuras de este tipo, en sus respectivas zonas urbanas. El 22% restante, está repartido entre cuatro departamentos que incluyen a Santa Ana y San Miguel (las ciudades de mayor importancia en el occidente y oriente del país, respectivamente), los porcentajes mencionados sólo corresponden a los puentes bajo la responsabilidad del MOP. Cabe mencionar que la construcción de puentes y pasos elevados en el Gran San Salvador ha sido motivada por la cantidad de vehículos que a diario circulan en las ciudades que lo conforman. Los pasos a desnivel pretenden, pues, disminuir los

¹⁵ Sistema de Administración de Puentes (SAP), Ministerio de Obras Públicas (MOP).2003

problemas de congestionamiento que sufre el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

DEPARTAMENTO	N° DE PUENTES	% POR DEPTO.
Santa Ana	5	5.0
Sonsonate	6	6.1
San Salvador	77	77.8
La Paz	7	7.1
San Miguel	4	4.0
SUB TOTAL:	99	100.0

Tabla 1.5 Puentes Carreteros en Vías Urbanas.¹⁶

En la **Tabla 1.6** se observa que de la totalidad de puentes carreteros, responsabilidad del MOP, solamente el 7.7% están ubicados en zonas urbanas; mientras que el 92.3% restante se distribuye en vías interurbanas.

TIPO DE PUENTE	N° DE PUENTES	% POR TIPO
Interurbanos	1189	92.3
Urbanos	99	7.7
TOTAL DE PUENTES:	1288	100.0

Tabla 1.6 Total de Puentes Carreteros en el país.¹⁷

El inventario descrito anteriormente, está contenido en el Sistema de Administración de Puentes (SAP); el cual, además, clasifica a los puentes con base a los elementos de la superestructura que los conforman, como se muestra a continuación:

¹⁶ *Idem 15*

¹⁷ *Idem 15*

ARCO	Son puentes cuyo elemento principal es un arco que sirve de sustentación a los otros elementos.
BAILEY	Son puentes metálicos prefabricados de carácter provisional.
BOVEDA	Son puentes construidos en forma de parábola invertida, pueden ser de concreto o mampostería de piedra o de ladrillo. Se debe de especificar el elemento predominante del cual está fabricado.
CAJA	Son puentes tipo cajón cuya estructura es una figura geométrica rectangular cerrada y hecha, en la mayoría de los casos, de concreto.
CERCHA	Son puentes donde la superestructura es una estructura metálica reticulada.
COLGANTE	Son puentes cuyos elementos principales son cables de acero los cuales sujetan otros elementos.
LOSA	Son puentes cuyo elemento principal es la losa de concreto que al mismo tiempo sirve de tablero.
MADERA	Son puentes cuyo elemento principal es la viga de madera.
MIXTO	Son puentes cuyo elemento principal es la viga metálica de alma llena y el tablero de concreto.
SUPER-SPAN	Son puentes tipo bóveda cuya estructura es una lámina metálica y sobre la cual se construye un relleno.
VICAJON	Puentes cuyos elementos principales son las vigas cajón.
VICON	Puentes cuyos elementos principales son las vigas de concreto reforzado.
VIPRES	Puentes cuyos elementos principales son las vigas de concreto presforzado.
OTRO	Es un puente construido con materiales o características distintas a todas las otras clasificaciones.

Los puentes que ha sido inventariados por el MOP están distribuidos por tipo, como se muestra en la siguiente tabla:

TIPO DE PUENTE	N ° DE PUENTES	% POR TIPO
Bailey	18	1.5
Boveda	454	38.2
Caja	67	5.6
Cercha	16	1.3
Colgante	2	0.2
Losa	247	20.8
Madera	1	0.1
Mixto	146	12.3
Otro	26	2.2
Super-Span	31	2.6
Vicajón	12	1.0
Vicon	102	8.6
Vipres	67	5.6
SUB TOTAL:	1,189	100.0

Tabla 1.7 Tipos de Puentes en Vías Interurbanas.¹⁸

De la **Tabla 1.7**, se observa la preferencia por la bóveda, por el puente tipo losa, por el mixto y el de vigas de concreto como solución al problema planteado al querer salvar un obstáculo en las vías interurbanas. Ciertamente (según la **Tabla 1.7**), ocho de cada diez puentes inventariados pertenecen a estas tipologías. Esta preferencia se debe a que en nuestro medio las luces a salvar son, por lo general, pequeñas y al poco conocimiento del funcionamiento, diseño, proceso constructivo, etc. de una tipología distinta, como por ejemplo, los puentes colgantes, atirantados o pórticos. De estos últimos, sólo se encuentran registrados dos de tipo colgante (que representan tan sólo el 0.2% del total de puentes en vías interurbanas) y ninguno de tipo atirantado y pórtico.

¹⁸ *Idem 15*

La **Tabla 1.8** muestra que la preferencia por la bóveda y el puente de vigas de concreto se mantiene en las zonas urbanas. De hecho, la refleja que, prácticamente, seis de cada diez puentes ubicados en zonas urbanas corresponden a estas tipologías.

TIPO DE PUENTE	N° DE PUENTES	% POR TIPO
Bailey	1	1.0
Bóveda	38	38.4
Caja	8	8.1
Losa	6	6.1
Mixto	9	9.1
Otro	11	11.1
Vicajón	6	6.1
Vicon	15	15.1
Vipre	5	5.0
SUB TOTAL	99	100.0

Tabla 1.8 Tipos de Puentes en Vías Urbanas.¹⁹

1.8. PROCESO DE ADJUDICACIÓN DEL PROYECTO DE UN PUENTE EN EL SALVADOR.

El proceso de adjudicación de un proyecto, en este caso un puente vehicular, debe de seguirse una serie de pasos y requisitos que están dados por instituciones como Alcaldías, Gobierno Central y demás dependencias del estado. Las cuales se rigen por la Ley de Adquisiciones y Contrataciones de la Administración Pública (LACAP), a continuación se desarrollan dichos pasos a seguir, para el caso de Alcaldías, FISDL y MOP.

➤ ALCALDIAS.

¹⁹ *Idem 15*

Se detallan a continuación los pasos generales para licitar cualquier tipo de proyecto, dentro de estos proyectos se encuentran los puentes, realizados a través de las alcaldías municipales de El Salvador.

Estos son documentos que forman parte de un expediente de licitación de bienes y servicios o ejecución de obras, información que se proporciona en la Unidad de Adquisición y Contratación Institucional (UACI) de la Alcaldía de Ayutuxtepeque.

Se nos explicó que estos pasos son generales y dentro de cada paso puede haber diferentes procesos, además estos procedimientos están regidos por la Ley de Adjudicación y Contrataciones de la Administración Pública (LACAP). Por lo que es necesario hacer referencias a esta ley para que el proceso este dentro del marco legal, para su adecuado y confiable resultado.

Dentro de la alcaldía se manejan dos modalidades de licitación, por invitación y pública.

1. Acuerdo municipal para licitar la obra.

Concejo Municipal autoriza a la UACI que se licite el proyecto, en este paso no se sabe a cuánto asciende el monto del proyecto.

2. Carpeta técnica.

UACI solicita al proyecto que se contrate un formulador de la carpeta.

El Concejo Municipal autoriza a la UACI que se contrate un formulador.

UACI presenta al Concejo Municipal oferta de formuladores de la carpeta.

Concejo Municipal adjudica la contratación del formulador de la carpeta.

Además cuando lo adjudica y si aplica se elabora contrato con el formulador de la carpeta seleccionado, posteriormente se emite la orden de inicio para formular la carpeta técnica.

Se elabora la carpeta técnica provisional.

3. Acuerdo municipal de aprobación de carpeta técnica (ejecución de obras).

UACI recepciona la carpeta y envía a una revisión para darle el visto bueno. El proyecto revisa la carpeta, si hay observaciones se las hace saber a la UACI para

que el formulador las corrija, si no hay observaciones le dan el visto bueno y siempre se le envía a la U A C I.

La U A C I rem ite al Concejo M unicipal la carpeta pata su aprobación.

El concejo M unicipal aprueba la carpeta técnica.

4. Bases de licitación

LA U A C I determina la modalidad del proyecto y solicita al Concejo M unicipal la ejecución del proyecto bajo la modalidad determinada.

Concejo M unicipal aprueba la modalidad y avisa a la U A C I.

Se atiende la modalidad y U A C I elabora las bases de licitación.

5. Acuerdo municipal de aprobación de bases de licitación.

U A C I envía al Concejo M unicipal las bases de licitación para su corrección y aprobación.

6. Acuerdo municipal de venta de bases de licitación.

7. Acuerdo municipal de erogación de fondos para pagar publicación de aviso de licitación.

8. Aviso de licitación.

U A C I elabora lista corta de ofertantes a participar en la licitación, si es por invitación, de lo contrario no y la envía al alcalde para su aprobación.

Alcalde aprueba lista y se lo comunica a la U A C I.

Se publica en el periódico el aviso de licitación.

9. Cartas de invitación a participar en la licitación. (Licitación pública por invitación).

10. Registro de entrega de cartas de invitación.

11. Registro de entrega de bases de licitación.

U A C I entrega bases de licitación de acuerdo a calendario a los ofertantes.

12. Registro de recepción de ofertas.

U A C I recepciona ofertas en sobres cerrados.

13. Informe de recepción de ofertas.

U A C I apertura oferta según la programación en presencia de los ofertantes.

14. Acta de recepción y apertura de ofertas.

U A C I levanta acta de recepción de ofertas, la cual es firmada por los ofertantes presentes en la apertura.

15. Solicitud de formación de la comisión evaluadora de ofertas. U A C I solicita al alcalde municipal se apruebe la comisión de evaluación de oferta.

Alcalde municipal conforma y aprueba la comisión de evaluación de oferta e informa a la U A C I.

16. Nota de formación de la comisión evaluadora de ofertas.

U A C I convoca a la comisión de evaluación de oferta.

Comisión evalúa ofertas.

17. Informe de evaluación de ofertas.

U A C I levanta el acta de evaluación de oferta y el respectivo informe y lo envía al consejo municipal.

18. Acta de recomendación y evaluación de ofertas.

19. Acuerdo municipal de adjudicación.

Consejo municipal adjudica la ejecución del proyecto tomando como base el informe, el acta y las recomendaciones de la comisión de evaluación de oferta.

20. Resolución de adjudicación.

21. Notificación de resolución.

U A C I notifica a los concursantes la adjudicación tanto al ganador como al perdedor.

22. Registro de recepción de notificación de resolución.

23. Acuerdo municipal de erogación de fondos para pagar aviso de adjudicación.

24. Aviso de adjudicación.

U A C I publica en el periódico la adjudicación del proyecto.

25. Contrato.

U A C I convoca a firma de contrato a ofertante ganador.

U A C I a través de jurídicos prepara el respectivo contrato y convoca a firmar.

26. Garantías.

27. Cartas de invitación para participar en supervisión (ejecución de obras).
28. Registro de entrega de cartas de invitación.
29. Ofertas de supervisión.
30. Acuerdo municipal de adjudicación para la supervisión.
31. Contrato de supervisión.
32. Garantías.
33. Orden de inicio (ejecución de obras).
34. Acta de recepción parcial.
35. Acta de recepción final.
36. Bitácora (ejecución de obras).
37. Planos de obra terminada.

► **FISDL.**

La historia del Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local (FISDL) se remonta a 1990. El 31 de octubre de ese año, el entonces llamado Fondo de Inversión Social (FIS) de El Salvador se creó, mediante el decreto legislativo 610, como un organismo de carácter temporal. Su misión era la disminución de los efectos negativos del ajuste estructural en los sectores más vulnerables, es decir, aquellos en extrema pobreza.

La actividad primaria del FIS era financiar pequeños proyectos de infraestructura y la dotación de equipo para programas en las áreas de salud, educación, agua potable y saneamiento, medio ambiente, electrificación y desarrollo comunitario.

Una vez definidas sus características y propósitos, el Fondo de Inversión Social inició sus operaciones con fondos gubernamentales, bajo un esquema industrializado de ejecución de proyectos sociales, según la cual los primeros proyectos presentados por las comunidades eran los que se ejecutaban más rápidamente.

• **FUNCIONES.**

Para asegurar la adecuada operatividad, el FIS tendrá las siguientes funciones:

- a) Captar y administrar recursos nacionales o extranjeros, a cualquier título,

- b) Otorgar financiamiento a grupos de personas naturales o jurídicas, municipalidades e instituciones públicas o privadas, para la ejecución de proyectos de obra y servicios de acuerdo a las prioridades y procedimientos establecidos por esta Ley y su Reglamento, y los requisitos y lineamientos potestativos del Consejo de Administración.
- c) Evaluar y dar seguimiento a los proyectos en ejecución constatando sus niveles de avance y progresiva satisfacción de las demandas y, cuando sea necesario, adoptar modificaciones a los mismos,
- d) Asegurar la adecuada y eficiente inversión de los recursos que se canalicen en la ejecución de los proyectos, fijando montos máximos y los controles y auditorías que resulten necesarios.

El patrimonio del FIS lo constituyen:

- a) Los recursos financieros o en especies que le asigne el Gobierno de la República, sean éstos propios o provenientes del exterior,
- b) Los recursos financieros o en especies que le otorguen organismos internacionales,
- c) Los recursos financieros o en especies que provengan de operaciones como fideicomiso, herencias, legados, donaciones u otros conferidos o constituidos por personas naturales o jurídicas, nacionales o extranjeras, los cuales podrán ser deducidos en la declaración del Impuesto sobre la Renta.

El FISDL clasifica sus proyectos de acuerdo a topologías, por lo que existe una sección de Caminos y Puentes; en la página web de esta entidad podemos buscar muchos proyectos de puentes que se han realizado en todo el territorio salvadoreño, entre los que podemos mencionar los que se aprecian en las **FIG. 1.8.**



FIG. 1. 8 Puentes construidos a través del FISDL a) San M artín, b) A tiquizaya vista frontal y c) A tiquizaya vista lateral. El Salvador.

La adjudicación de proyectos se fundamenta en varios documentos que guían tanto al formulador como a la parte supervisora, que son los que específicamente nos interesa, de dichos proyectos para que el proceso sea normalizado, es decir, que todos los que participen en el proceso, lo hagan bajo los mismos términos. Entre los documentos que proporciona el FISDL para que los participantes se informen de los procedimientos y reglas que como institución manejan son:

- Documentos de concurso público para la prestación de servicios de formulación / supervisión de proyectos.
- Documentos de licitación pública para la adquisición de obras.
- Guía para la formulación de las carpetas técnicas del FISDL (sin supervisión).
- Guía para la realización de proyectos del FISDL.
- Guía para la supervisión externa de proyectos de infraestructura del FISDL.
- Manual de banco del contratista.
- Formularios.

Para proceder a la descripción de los citados documentos es necesario definir los tipos de contratistas que el FISDL contempla:

- **Formulador:**

Elabora la carpeta técnica de proyectos de conformidad a la Guía de Formulación de Proyectos del FISDL y los términos de referencia entregados por el contratante.

- **Realizador:**

Ejecuta el proyecto de conformidad a la Guía del Realizador de Proyectos del FISDL y demás documentos contractuales.

- **Supervisor:**

Presta servicios de seguimiento a la ejecución de los contratos en cumplimiento y de conformidad a la Guía de Supervisión de Proyectos del FISDL y demás documentos contractuales.

También es necesario saber que es adjudicación, el FISDL lo define de la siguiente manera:

“Es el acto mediante el cual el comprador o contratante, previo estudio de las propuestas presentadas:

- i. Selecciona la que, ajustándose sustancialmente a los documentos de licitación, resulte la oferta evaluada como la más baja; y
- ii. Comunique este hecho en forma oficial a los oferentes.

Es la formalidad más importante del proceso de licitorio, ya que cumple con el objetivo principal de dicho proceso, que es la selección del oferente que suministre los bienes y los servicios conexos o realizará la obra de que trate la licitación respectiva. La adjudicación equivale a la "aceptación" de la "oferta" del oferente.”

- **Descripción de los documentos que rigen el proceso de adjudicación de proyectos en el FISDL.**

- a) **Guía para la supervisión externa de proyectos de infraestructura del FISDL.**

La Guía de Supervisión forma parte de los Documentos Contractuales y tiene por objeto normalizar los procesos a seguir por el Supervisor para cumplir con la parte técnica y administrativa necesaria para la realización física de los proyectos.

El Supervisor está obligado a conocer todos los documentos contractuales del Realizador y en especial, los planos y especificaciones técnicas que respaldan el proyecto, así como los procesos administrativos que regirán el contrato y que se

expresan tanto en esta Guía como en la Guía de Realización y en los demás Documentos Contractuales que sirvieron de base para la adjudicación del contrato, el contrato mismo y los demás documentos relacionados.

b) Guía para la formulación de las carpetas técnicas del FISDL (sin supervisión).

La Guía para la Formulación de las Carpetas Técnicas del FISDL, tiene por objeto normalizar la documentación necesaria para respaldar, tanto la parte técnica, su financiamiento, así como la parte administrativa necesaria para la realización física de los proyectos.

La Guía divide a los proyectos en varias etapas con el propósito de que las partes involucradas puedan tomar las decisiones pertinentes en cuanto a los aspectos no solamente técnicos, sino principalmente económicos y definir en una etapa temprana la factibilidad del proyecto y sus características.

De esta forma se pretende minimizar la formulación de carpetas que respalden proyectos cuyos costos y alcances no han sido adecuadamente evaluados por los diferentes actores.

Por otra parte, la preparación en forma escalonada permitirá al Contratante ejercer un adecuado control para el avance del desarrollo del proyecto y permitirá al Formador ejercer adecuadamente el control de calidad requerido y explicado en el apartado de PLAN DE CONTROL DE CALIDAD, de la Guía.

c) Guía para la realización de proyectos del FISDL.

La Guía para la Realización forma parte de los Documentos Contractuales y tiene por objeto normalizar los procesos a seguir por el Realizador para cumplir con la parte técnica y administrativa necesaria para la realización física de los proyectos.

El Realizador está obligado a conocer todos los documentos contractuales y en especial, los planos y especificaciones técnicas que respaldan el proyecto, así como los procesos administrativos que regirán el contrato y que se expresan

tanto en esta Guía como en la Guía de la Supervisión y en los demás Documentos Contractuales que sirvieron de base para la adjudicación del contrato, el contrato mismo y los demás documentos relacionados.

En forma general el proceso que realiza el FISDL para la adjudicación de un proyecto es el siguiente:

1. Convocatoria a retiro de bases de licitación o concurso.

Las bases de licitación incluyen los siguientes ítems:

- Fuentes de los recursos.
- Oferentes con capacidad para contratar.
- Oferentes impedidos para ofertar.
- Costo de preparación y presentación de oferta.
- Visita al lugar de la obra.
- Documentos del proceso, como:
 - ⇒ Instrucciones generales a los oferentes (IG O)
 - ⇒ Instrucciones Especificas a los Oferentes (IE O)
 - ⇒ Condiciones Generales del Contrato (CG C)
 - ⇒ Condiciones Especificas del Contrato (CE C)
 - ⇒ Términos de Referencia
 - ⇒ Criterios de calificación y evaluación
 - ⇒ Formularios tipo
 - ⇒ Anexos
 - ⇒ Guía del Supervisor/Formulador
- Preparación de oferta
 - ⇒ Sobre 1: Documentación General y oferta técnica.
 - ⇒ Sobre 2: Oferta económica

2. Consultas.

Aclaración de ofertas

Todo ofertante que requiera aclaración de los documentos del proceso, podrá solicitarla al contratante, este responderá a toda solicitud de aclaración por

escrito, y enviara, además, de una copia de su respuesta a todos los oferentes que hayan adquirido los documentos del concurso.

3. Adendas y enmiendas a las bases de licitación o concurso.

Modificación de los documentos del proceso.

El contratante podrá modificar los documentos del proceso, hasta tres días hábiles de la presentación de las ofertas excepto en caso fortuito o fuerza mayor o podrá ampliar el plazo para dicha presentación, por medio de adendas.

4. Recepción de ofertas.

El oferente presentara el original y las dos copias de la oferta en sobres cerrados separados que identificaran cada uno como ORIGINAL y COPIA, respectivamente.

5. Apertura de ofertas.

El contratante abrirá las ofertas en acto público a la hora, fecha y en la dirección fijados, y en presencia de los representantes de los oferentes que desean asistir, los cuales firmaran el acta para dejar constancia de su presencia.

Ninguna oferta será rechazada en el acto de apertura, salvo las ofertas tardías.

6. Evaluación de ofertas.

La evaluación de las ofertas se realizara de conformidad, en primer lugar, al Banco del Contratista y luego con los Documentos de concurso público para la prestación de servicios de formulación / supervisión de proyectos y los Documentos de licitación pública para la adquisición de obras.

BANCO DEL CONTRATISTA.

El Fondo de Inversión Social para el Desarrollo Local de El Salvador (FISDL) dispone de un Banco de Contratistas como instrumento para facilitar a los Gobiernos Municipales e instituciones del Gobierno Nacional, una base de datos activa de profesionales y entidades que respondan a las exigencias de calidad y que cumplan con las demandas que se requieren para el funcionamiento institucional y los proyectos que se realizan para el fortalecimiento local. El Banco es actualizado anualmente en cumplimiento a lo

establecido en la Ley de Adquisiciones y Contrataciones de la Administración Pública (LACAP).

El Banco del Contratista tiene como objetivo disponer y mantener actualizado un Banco de información básica de personas naturales y jurídicas clasificadas por su **experiencia y especialidad**, así como de sus **antecedentes** en el **cumplimiento** de contratos, para participar en procesos de selección, adjudicación y contratación de bienes, obras, o servicios de consultoría que sean financiados con fondos del FISDL, transferidos y/o administrados.

Con base al Banco del Contratista se hace una **precalificación** de los participantes en el proceso de licitación, en los que se clasifica a los contratistas según el nivel de desempeño y categorías como se puede observar en las **Tablas 1.9, 1.10 y 1.11**.

a) Niveles de desempeño.

Estará determinado por el desempeño técnico y administrativo en la ejecución de los contratos y será aplicable a todo tipo de contratista.

<p>Nivel A.</p>	<p>Nivel Máximo: Calidad y eficiencia en el desarrollo de los contratos. Los contratistas ubicados en este nivel tendrán prioridad para ser invitados a participar en contrataciones directas, procesos de libre gestión, licitaciones /concursos públicos por invitación de acuerdo a su categoría.</p>
<p>Nivel B.</p>	<p>Nivel Medio: Ubicación de toda persona natural y jurídica al ingresar al Banco de Contratistas</p>
<p>Nivel C.</p>	<p>Nivel en el cual el Contratista podrá seguir participando en procesos de licitaciones o concursos, pero para formalizar contrato deberá presentar garantía de cumplimiento de contrato (fiel cumplimiento) con un monto del 50% mayor que el establecido en las bases del proceso correspondiente.</p>

Continuación Tabla 1.9

Nivel S.	<p>Suspensión. Nivel en el que será ubicado todo contratista que resulta en incapacidad para contratar. Se ubicará en este nivel al contratista por haber incurrido en incumplimientos o faltas desde leves a graves. La Incapacidad para contratar, surtirá efecto a partir del día siguiente en que quede firme la sanción administrativa impuesta. Podrán existir Suspensiones de corto, mediano y largo plazo dependiendo de la gravedad de la falta cometida.</p> <p>Se ubicaran en este nivel además todas las personas naturales o jurídicas que se encuentren incapacitadas para contratar de acuerdo al Artículo 25 y 158 de la L A C A P.</p>
Nivel I.	<p>Inhabilitación. Se ubicarán en este nivel a contratistas que apliquen al menos una de las siguientes condiciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Empleados del Gobierno Nacional en su lugar de trabajo. • Por fallecimiento o incapacidad permanente. • Se ubicaran en este nivel además todas las personas naturales o jurídicas que se encuentren impedidas para ofertar de acuerdo al Artículo 26 de la L A C A P. • Contratistas inactivados en proceso de actualización de información del Banco

Tabla 1.9 Nivel de desempeño de contratistas (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).

b) Calificación de contratista**Infraestructura**

Montos mínimos para Calificar en cada Categoría:

Categoría 1	Experiencia mínima 4 proyectos con montos desde \$ 6,000.00.
Categoría 2	Experiencia mínima 4 proyectos con montos desde \$12,000.00.
Categoría 3	Experiencia mínima 4 proyectos con montos desde \$60,000.00 a excepción de Infraestructura Eléctrica con montos desde \$30,000.00.
Categoría 4	Experiencia mínima 4 proyectos con montos desde \$115,000.00 a excepción de Infraestructura. Eléctrica con montos desde \$95,000.00.
Categoría 5	Experiencia mínima 4 proyectos con montos desde \$460,000.00 a excepción de Infraestructura. Eléctrica con montos desde \$230,000.00.

Tabla 1.10 Calificación de contratistas (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).

a) Parámetros de calificación y contratación Infraestructura

Tipo de contratista	Especialidad subespecialidades	Categ	Nº de Proj. para calificar	Mínimo de proyectos para calificar	Mínimo límite para contratar
Formulador Realizador y Supervisor	INFRAESTRUCTURA • Edificaciones. • Infraestructura Hidráulica	1	4	Desde US\$ 6,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 30,000
	• Caminos, Calles y/o Accesos. • Carreteras. • Puentes Vehiculares	2	4	Desde US\$ 12,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 75,000
	• Infraestructura Marítima	3	4	Desde US\$ 60,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 230,000
	OPRAS DE SANEAMIENTO • Tratamiento y Disposición Final de Resechos Sólidos. • Estaciones de Transferencia	4	4	Desde US\$ 115,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 575,000
	• Gerencia Técnica de Botaderos • Tratamiento y Disposición Final de Resechos sólidos Biológico Infecciosos.	5	4	Desde US\$ 460,000 c/u	ABIERTO
	INFRAESTRUCTURA ELÉCTRICA	1	4	Desde US\$ 6,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 30,000
		2	4	Desde US\$ 12,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 75,000
		3	4	Desde US\$ 30,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 115,000
		4	4	Desde US\$ 95,000 c/u	Hasta Catorce de US\$ 345,000
		5	4	Desde US\$ 230,000 c/u	ABIERTO

Tabla I. II Parámetros de calificación y contratación (Manual del Banco de Contratistas BSD).

Se asignará categoría de conformidad a parámetros de calificación descritos en el Cuadro de Calificación de Contratistas y Límites para Contratar proyectos descritos anteriormente. El nivel de desempeño de ingreso será .B., a excepción de los que según historial de desempeño en el FISDL u otras instituciones del Gobierno Nacional y Municipalidades, reporten incumplimientos contractuales, a quienes se les ubicara en otro nivel inferior.

Al obtener el contratista esta precalificación, posteriormente se evalúa la oferta técnica y económica bajo los lineamientos de los documentos descritos anteriormente, y se procederá de la siguiente manera:

El contratante examinará las ofertas para determinar si están completas, contienen errores aritméticos, si se han presentado las garantías requeridas, los documentos han sido debidamente firmados y si en general, las ofertas están en orden. Antes de proceder a la evaluación detallada se verificara que la oferta contenga:

- La garantía de mantenimiento de oferta.
- Oferta económica.
- Solvencia vigente de la Dirección General de Impuestos Internos.

Criterios de calificación y de evaluación.

La adjudicación del proyecto se asignara al que OBTENGA MAYOR PUNTAJE en los criterios de evaluación técnica y económica, los cuales según el FISDL se calificara sobre un máximo del 75% para la oferta técnica y 25% para la oferta económica, los cuales se desglosan a continuación:

Primero se procederá a realizar un análisis minucioso de las operaciones aritméticas del plan de oferta, a fin de corregir los errores que pudieran existir y así determinar el valor real de la misma, los valores resultantes se considerarán como las ofertas definitivas.

Oferta técnica.

El oferente deberá incluir dentro del personal propuesto para la prestación de servicios, profesionales graduados para los cargos de:

SERVICIOS DE SUPERVISIÓN	SERVICIOS DE FORMULACIÓN
a) Gerente del Proyecto.	a) Gerente del Proyecto.
b) Residente del Proyecto.	b) Coordinador Directo.
c) Especialistas.	c) Especialistas.

Tabla 1.12 Propuesta de Personal (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).

Criterios de evaluación técnicos y económicos

Se evaluarán las ofertas técnicas y económicas de acuerdo a los criterios y ponderaciones de la **Tabla 1.13**.

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.	TOTAL PUNTOS.	PUNTAJE MÍNIMO.
<p>a) CAPACIDAD Y EXPERIENCIA DEL PERSONAL. El personal propuesto deberá contar con experiencia en proyectos de similar naturaleza, complejidad y monto. En caso que el oferente sea Persona Natural, el criterio a.1) y a.2) será aplicado sobre el mismo oferente.</p>	75	45
<p>a.1) Capac. y Exp. del Gerente del Proyecto: 4 proyectos o más: 25 puntos. 3 proyectos: 20 puntos. 2 proyectos: 15 puntos. 1 proyecto: 10 puntos. 0 proyectos: 0 puntos.</p>		
<p>a.2) Capac. y Exp. del Residente o Coordinador del Proyecto: 4 proyectos o más: 25 puntos. 3 proyectos: 20 puntos. 2 proyectos: 15 puntos. 1 proyecto: 10 puntos. 0 proyectos: 0 puntos.</p>		
<p>a.3) Capac. y Exp. de los Especialistas: 4 proyectos o más: 25 puntos. 3 proyectos: 20 puntos. 2 proyectos: 15 puntos. 1 proyecto: 10 puntos. 0 proyectos: 0 puntos. La calificación de los especialistas será el promedio de la calificación de todos los Requeridos.</p>		
<p>b) PRECIO DE LA OFERTA: (Oferta económica más baja/Oferente que se evalúa) X 25</p>	25	N/A
TOTAL PUNTAJE	100	60

Tabla 1.13 Criterios de evaluación técnica y económica (Manual del Banco de Contratistas. FISDL).

Las ofertas que no alcancen un puntaje igual o mayor a 60 puntos serán descalificadas, al igual que aquellas que no alcancen el puntaje mínimo de acierto a cada criterio. La comisión evaluadora recomendará la adjudicación a la oferta que obtenga el mayor puntaje en la evaluación técnica y económica.

7. RESULTADOS DE LA LICITACIÓN O CONCURSO .

El contratante adjudicará el contrato al oferente cuya oferta se ajuste a las bases del proceso y alcance el mayor puntaje de criterios de evaluación técnicos y económicos

8. RECURSO DE REVISIÓN .

9. CONTRATACIÓN .

CIERRE DE LA LICITACIÓN O CONCURSO .

➤ M O P .

El Ministerio de Obras Públicas a través de la Unidad de Adquisiciones y Contrataciones Institucionales (UACI) y la Unidad de Planificación Vial (UPV), desarrollan el proceso de adjudicación de proyectos de puentes de acuerdo a diferentes documentos en donde se indica las condiciones bajo las cuales se rige dicho proceso, tanto para el diseño, contratación y supervisión de proyectos de puentes. Cabe destacar que además de los documentos propios que dicha entidad (MOP) maneja; sus procesos de adjudicación también están sujetos a la Ley de adquisiciones y Contrataciones de la Administración Pública (LACAP).

Las condiciones y especificaciones técnicas que contempla el Ministerio de Obras Públicas para el proceso de licitación están constituidas por los documentos siguientes:

a) Parte I: Instrucciones a los Ofertantes .

En las Instrucciones a los ofertantes se expone

- 1) Todos aquellos datos que los ofertantes deben conocer para la elaboración de sus ofertas, el procedimiento que deben seguir y los formatos que deben utilizar para presentarlas.

- 2) Los datos y documentos que los ofertantes deben aportar para su identificación, el contenido técnico y económico que deben proporcionar referente al trabajo a efectuar y que servirá posteriormente para evaluar las ofertas presentadas; y,
- 3) Los criterios de evaluación que se seguirán en la selección y se ponen a disposición los formatos relativos a toda la documentación a presentar.

b) Parte II: Condiciones Particulares del Proyecto (CPP)

En las Condiciones Particulares del Proyecto se presentan los datos particulares y específicos de cada uno de los procesos, aspectos como nombre del proyecto, valores de fianzas y anticipos, tiempo de ejecución, plan de oferta, etc.

c) Parte III: Condiciones Generales de Contratación.

En las Condiciones Generales de Contratación se expone:

- 1) Las condiciones técnicas y económicas bajo las cuales los suministros y servicios deben llevarse a cabo;
- 2) Las instrucciones referentes a personal asignado, reportes y documentación, notificaciones y comunicaciones a lo largo del contrato; y
- 3) Otras circunstancias especiales.

d) Parte IV: Condiciones Técnicas

En las Condiciones Técnicas se establece:

- 1) La magnitud y el alcance del servicio de mantenimiento a desarrollar; y;
- 2) Las normas y procedimientos que deben cumplir las diferentes actividades a ejecutarse.

e) Parte V: Modelo de Contrato

El contrato, cuyo modelo forma parte de los documentos de las Condiciones y Especificaciones Técnicas, es inamovible en sus términos. Por consiguiente, la oferta técnico-económica debe ser elaborada teniendo en cuenta la obligatoriedad de sus términos. El referido contrato contiene los derechos y obligaciones del contratista y el FOVIAL, con sujeción a las cláusulas del mismo y de acuerdo con las instrucciones que para su interpretación diere el FOVIAL al contratista, en virtud del cual el contratista se obliga a ejecutar el proyecto, y el segundo a compensar por ello al

contratista de conformidad a la forma de pago y a los requisitos establecidos en dicho contrato.

El contratista responderá de conformidad a los términos del contrato, especialmente por la calidad técnica de los trabajos que desarrolle y de las prestaciones y servicios realizados; así como de las consecuencias por las acciones u omisiones incorrectas en la ejecución del contrato.

f) Parte VI: Manual de Seguridad Vial e Imagen Institucional en Zonas de Trabajo del FOVIAL.

El Manual de Seguridad Vial e Imagen Institucional en Zonas de Trabajo del FOVIAL contiene los mecanismos a seguir para controlar el tráfico en las zonas de trabajo, la seguridad vial y todo lo relacionado con la imagen institucional.

Tales documentos tienen como finalidad informar al ofertante del alcance de los servicios requeridos, las obligaciones que adquiere para con el FOVIAL en el caso de ser adjudicatario y los procedimientos a que deberá someterse y respetar para elaborar y presentar las respectivas ofertas.

• **Criterios de evaluación de las ofertas.**

El contrato se adjudicará al ofertante que presente la oferta más conveniente para los intereses del FOVIAL, tomando en consideración sus ventajas técnicas, financieras y económicas, tanto desde un punto de vista del monto de la inversión y de acuerdo con los criterios de evaluación.

En cumplimiento a lo establecido por la Ley de Adquisiciones y Contrataciones de la Administración Pública (LACAP), la evaluación de las ofertas será realizada por la comisión nombrada para tal efecto. La Evaluación se efectuará de la siguiente manera:

➤ **FASE 1:** Evaluación preliminar.

La primera de las fases de evaluación estará referida a la revisión de la documentación solicitada.

➤ **FASE 2:** Evaluación de la oferta técnica.

Aquellas ofertas que hayan superado la fase de evaluación preliminar entrarán a la fase de evaluación de la oferta técnica. El puntaje asignado a la fase de evaluación es del cien puntos (100) a evaluar en forma indicada en la siguiente tabla, que se distribuye así:

Factores de evaluación	Puntaje máximo
TOTAL	100
1. Alcances	10
2. Metodología	20
3. Personal	20
4. Programación de los trabajos solicitados	10
5. Equipo del ofertante disponible para el proyecto.	40

Tabla 1.14 Criterios de evaluación técnica y económica

Cada criterio será evaluado con el puntaje asignado. Las ofertas que alcancen por lo menos 70 puntos en esta fase pasaran a la evaluación de la oferta económica.

- **FASE 3:** Evaluación de la oferta económica. La evaluación de las ofertas económicas se realizará de la siguiente manera: Se revisarán las operaciones aritméticas de las ofertas, se harán las correcciones necesarias. Si hay discrepancia entre el total de la oferta y la suma total de las partidas, la suma total de las partidas prevalecerá y el total de la oferta será corregido.

El contrato será adjudicada al ofertante que cumpliendo con los requisitos mínimos establecidos en los presentes términos presente el monto más bajo.

El contrato será adjudicado dentro de los NOVENTA (90) días después de la presentación de ofertas.

Si a la convocatoria se presentara un sólo ofertante, se dejará constancia de tal situación en el acta respectiva. Si la oferta cumpliera con los requisitos

establecidos y estuviera acorde con los precios del mercado, se adjudicará a ésta la contratación de que se trate. En el caso que la oferta no cumpliera con los requisitos establecidos, la Comisión de Evaluación de Ofertas procederá a recomendar declararla desierta y a proponer realizar una nueva contratación directa.

Contenido de la oferta técnica

La oferta deberá contener de forma ordenada y debidamente identificada mediante sus respectivos separadores, la siguiente información:

Oferta técnica.

1. Información General.

- Nombre de la Persona Natural o Jurídica.
- Dirección.
- Teléfono.
- Fax.
- Dirección de Correo Electrónico (E-mail).
- Número de Identificación Tributaria de persona Natural o Jurídica (NIT).
- Número de Registro Fiscal.
- Tiempo de validez de la oferta.
- Carta compromiso del contratista (FORMATO FT-1.08).

En caso de resultar ganador, el adjudicatario deberá presentar la siguiente documentación:

- Declaración Jurada de no estar incluido en las prohibiciones o inhabilitado para contratar (FORMATO FT-1.03);
- Fotocopia de Escritura de Constitución de la Sociedad y de sus modificaciones si las hubiere, certificadas por notario (en caso de ser sociedad);
- Fotocopia certificada por notario de DUI del ofertante o de su representante legal o apoderado en caso de personas jurídicas, o del pasaporte en caso de extranjeros;

- Fotocopia del NIT y Registro del IVA, certificada por notario;
- Copia de credencial de representante legal del ofertante o Escritura de Poder, según sea el caso, certificada por notario (no aplica a personas naturales);
- Copia de Balance y Estado de Resultados correspondiente al último ejercicio contable finalizado, con firma y sello de representante legal y de una firma de auditoría externa;
- Declaración jurada de Solvencia de obligaciones Tributarias (FORMATO FT-1.10).
- Declaración jurada de equipo propiedad del ofertante que será asignado al proyecto (FORMATO FT- 1.06)

Declaración de equipo a arrendar para ser asignado al proyecto (FORMATO FT- 1-07)

2. Enfoque Técnico

- Alcance de los servicios
- Metodología
 - Metodología para la realización de todos los trabajos
 - Control de calidad: El ofertante presentará la forma como controlará la calidad de los trabajos y materiales. En este detalle de control de calidad se definirá el tipo y cantidad mínima de los ensayos a realizar.
- Personal asignado al estudio.
 - Presentar organigrama con los nombres y las posiciones de los profesionales.
 - Presentar Currículo del personal asignado, carta compromiso y títulos de los profesionales (legibles).
 - En caso de subcontratos deberá presentará la documentación solicitada para el personal asignado.
- Programa de Trabajo.
- Equipo del ofertante asignado al proyecto.
 - Se deberá diferenciar el propio del alquilado.

Contenido oferta económica.

La oferta económica deberá contener ordenada y debidamente identificada, la siguiente información:

- 1) Costo total para la ejecución de los servicios solicitados en conformidad a lo descrito en las Condiciones y Especificaciones Técnicas.
- 2) Costo de las partidas para la ejecución del proyecto, estos deberán de estar en función a las cantidades de obras definidas en el PLAN DE OFERTA, presentadas en las Condiciones Particulares del Proyecto.
- 3) Dentro del monto total de la oferta presentada deberán estar considerados los costos derivados de al menos los siguientes conceptos:
 - a) Estudios, control de calidad, materiales utilizados, mano de obra contratada, herramientas, equipos, transportes y servicios suministrados por el contratista.
 - b) Los imprevistos necesarios para la terminación de la obra para ejecutar todo el trabajo proyectado y comprendido bajo el contrato.
 - c) Cualquier imprevisto, dificultad u obstrucción que surgieran o se encontraran en la realización de la obra hasta su final aceptación por el FOVIAL.
 - d) Todos los gastos, horas extras, y riesgos de cualquier clase relacionados con la referida realización de la obra.
 - e) Todos los gastos ocasionados por o como consecuencia de suspensiones o interrupciones del trabajo en la forma prevista en los documentos contractuales.
 - f) Gastos generales, utilidades y todos los demás gastos necesarios para el cumplimiento satisfactorio de las estipulaciones de los documentos contractuales.
 - g) Los impuestos, tributos, derechos o imposiciones aplicables en El Salvador.

h) Subcontratos. Cuando por razones especiales, que habrán de justificarse, y en las condiciones establecidas en las Condiciones Generales de Contratación, parte de los servicios deban ser subcontratados y así se haya incluido en la Oferta Técnica, se detallará aquí el costo de tal o tales subcontratos, cuyo monto total (suma del monto de todos los subcontratos) no debe sobrepasar el treinta por ciento (30%) del monto total de la oferta. En hojas separadas anexas de la oferta económica, se desglosarán el o los subcontratos en sus principales componentes de costos.

El procedimiento para la adjudicación en el de diseño del proyecto de un puente comprende las siguientes etapas:

Gestión de contratación del estudio:

- Se hace la solicitud de opinión técnica al Ministerio de Hacienda (MINHA).
- El Ministerio de Hacienda (MINHA) da la Opinión Técnica.
- Se hace la solicitud de autorización de operación de crédito al Ministerio de Hacienda (MINHA).
- Se prepara el borrador de Términos de Referencia (TDR).
- El Ministerio de Hacienda (MINHA) da la autorización de operación de crédito.
- Modificación de autorización de operación de crédito al Ministerio de Hacienda (MINHA).
- Autorización de Operación de Crédito por Ministerio de Hacienda (MINHA).
- Preparación de Aviso para presentar intención de participar en Concurso por parte de empresas Consultoras registradas en Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP).
- Se envía el aviso al Development Business para su Publicación.
- Se hace la publicación de aviso en Revista Development Business y en dos periódicos Nacionales.

- Se prepara la Solicitud de Financiamiento.
- Se solicita el financiamiento al Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP).
- Se aprueba el financiamiento por el Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP).
- Finalización de período de presentación de intención de participación de empresas Consultoras al Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP).

Precalificación de Consultoras y Selección de firma para realizar el estudio.

- Se procede a la aprobación del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de la precalificación.
- Se selecciona la Firma para realizar el estudio.
- Se hace la invitación a participantes precalificados y se entrega las Bases de Concurso.

Preparación de ofertas técnicas y económicas.

- Período de elaboración de ofertas, de consultas y de emisor de Adendas: el cual depende del tipo de proyecto y la necesidad que se tenga de este.
- Se procede a la presentación de ofertas.
- Se hace la evaluación de ofertas técnicas.
- Aprobación Acta de Calificación Ofertas Técnicas Ministerio de Obras Públicas (MOP).
- Aprobación del Proceso por Consejo Directivo Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP).
- Se hace la invitación de apertura oferta económica
- Apertura Oferta Económica.
- Si es necesario, se hace un proceso de negociación.
- El Ministerio de Obras Públicas (MOP) solicita aprobación de Monto Negociado.

- El Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP) solicita al Ministerio de Hacienda el Acuerdo Ministerial.
- El consejo directivo del Fondo Salvadoreño de Estudios de Preinversión (FOSEP) aprueba el monto.
- Se firma el contrato.
- Se hace la nota de orden de inicio.

Desarrollo del estudio.

- Se da la orden de inicio.
- Se presenta el informe inicial.
- Se revisa el informe inicial.
- Se presenta el informe de diagnóstico.
- Se presentan informes de Avances.
- Se revisan los informes de avances.
- Se presenta el informe final.
- Se revisa el informe final.
- Se aprueba el diseño.

C A P I T U L O 2

G E N E R A L I D A D E S S O B R E

P U E N T E S V E H I C U L A R E S

2.1. INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO .

En este capítulo se desarrollaran los temas introductorios para el estudio de puentes vehiculares, entre estos temas están las generalidades que incluye establecer un concepto de “*Puente Vehicular*”, establecer una *clasificación* a partir del material con el que se construyen, obstáculo que salvan, tipología y zona de emplazamiento, identificar los componentes estructurales, y comprender los diferentes fenómenos físicos que afectan al puente, tal como los tipos de *socavación* y las formas para reducirla. Otro de los temas desarrollados se refiere a la planeación del proyecto de un puente, en donde se describirá dos partes esenciales que deben llevarse a cabo, como lo son la *Información de Ingeniería Básica* y los *Elementos Básicos del Proyecto* que se refiere a las normas generales aplicadas en el proyecto, documentación a presentar, planos e informe final. Además se hará la descripción de los *Materiales Utilizados en Puente Vehiculares*, como lo son el concreto reforzado, concreto presforzado y acero estructural; posteriormente se abordarán las *Consideraciones en Puentes Vehiculares, los procesos constructivos*, ya que juega un papel importante para la realización de un proyecto. En la guía propuesta se modelará a través de un software (SAP 2000) los elementos de un puente por lo que es necesario conocer y comprender la teoría para aplicar el programa. Pero para modelar también es necesario conocer sobre las *cargas y estados límites, combinaciones de carga e hipótesis de carga* por lo que también en este capítulo se describirán las cargas aplicadas a puentes vehiculares y a las condiciones de nuestro país. La especificación a utilizar será la AASHTO LRFD 2004, ya que es la que se utiliza en los proyectos de puentes en El Salvador y en el extranjero. Los temas del presente capítulo deben ser comprendidos y asimilados por el lector ya que es básicamente el fundamento teórico para poder aplicar la guía propuesta en el capítulo 3.

2.2. GENERALIDADES.

2.2.1. CONCEPTO.

Los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo de los tiempos para superar las diferentes barreras naturales ó artificiales, como lo son ferrocarriles, otras vías, canales, etc. con las que se han encontrado y poder transportar así sus mercancías, permitir la circulación de las gentes y trasladar sustancias de un sitio a otro.

Por lo que definiremos como puente *a una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar y obstáculos artificiales, como vías férreas o carretera con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancía.*²⁰

En El Salvador como en el resto del mundo, se construyen diferentes tipos de puentes, los cuales se clasifican dependiendo de diversas condiciones para una mejor comprensión.

2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.

Como se mencionó los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos, como los siguientes:

- A. Según el material con el cual se construyen.
- B. Según el obstáculos que salvan.
- C. De acuerdo al sistema estructural predominante.
- D. Según su tipología.
- E. Zona de emplazamiento.

A continuación se desarrollará la clasificación anteriormente mencionada:

²⁰ Fuente: www.construaprende.com/tesis02/2006/09/12-definicion-de-puente.html

A . Según el material con el cual se construyen .

En esta clasificación se abordará con detalle, cada material que se utilizó desde los tiempos primitivos, como la madera, hasta tener el material más utilizado para las construcciones, como lo es el concreto.

a) Puentes de madera .

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones²¹, un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial (Ver FIG. 2.1). Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de este material, pero los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en cuanto hubiera dinero para ello²², además de que los puentes de madera también tienen una capacidad de carga más limitada, y sobre todo más difícil de calcular, debido a las características no uniformes del material y la dificultad de ejecutar los nudos. Actualmente los puentes de madera son construidos para pasos peatonales como en pasarelas y parques.

Los dos problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

- En primer lugar el propio material, que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida especialmente.
- En segundo lugar su vulnerabilidad al efecto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba muchos puentes de madera, y por ello siempre ha habido una clara consciencia de su debilidad frente a las acciones destructivas del propio río.

²¹ Desde tiempos remotos, el hombre primitivo, utilizó la madera para construir viviendas, armas, obras como puentes, etc.

²² Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsmadera.htm



FIG . 2. 1 Puente de madera que utilizó el hombre primitivo²³.

Del tronco aislado, se pasó al tablero de varios troncos adosados; es el puente de vigas simplemente apoyadas. Posteriormente arcos de madera, y vigas trianguladas. El puente Emilio sobre el Tíber en Roma, fue primero de madera y luego de piedra. Vigas trianguladas de madera se hicieron muchas en los primeros puentes de ferrocarril, como se muestra en la FIG . 2.2, posteriormente vigas mixtas de madera y hierro, y a mediados del S. XIX prácticamente desaparecieron.

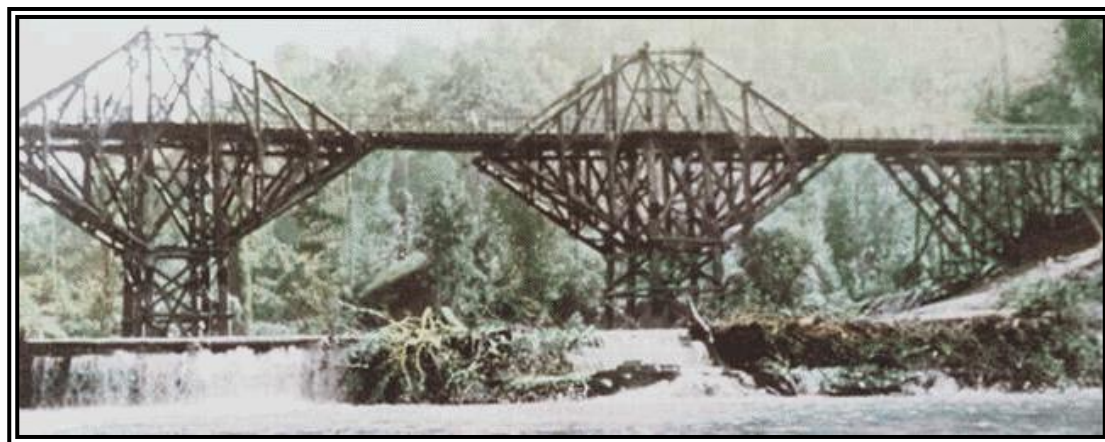


FIG . 2. 2 Puente sobre el río Kwait, que muestra la evolución en la construcción de puentes de madera²⁴.

²³ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsmadera.htm

²⁴ Idem 23.

b) Puentes de mampostería.

Al igual que la madera, la piedra es un material que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Aparte de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo o el hormigón en masa. Las estructuras de piedra que sirven para salvar luces de cierta importancia, derivan del arco formado por dovelas yuxtapuestas; son las bóvedas y las cúpulas (FIG. 2.3). Por ello los puentes de piedra, que deben salvar los ríos, utilizan siempre bóveda como estructura resistente.



FIG. 2.3 Puente de mampostería de piedra en forma de arco²⁵.

El puente de piedra es el puente histórico por excelencia. Actualmente el arco de piedra como técnica para hacer puentes es solamente historia, con el arco se aprovechan las características beneficiosas de su geometría (trabajan fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión), y pueden ser utilizados para vencer luces de hasta 10 m²⁶. Prácticamente ya no se construyen más puentes de este tipo pues resultan excesivamente costosos, salvo casos excepcionales en parques o lugares naturales protegidos, con una

²⁵ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsmamposteria.htm

²⁶ Fuente: www.publiespe.espe.edu.ec/academicas/puentes/puentes.htm

intención puramente paisajística, y muchos de ellos son de hormigón chapados de piedra.

Aunque en la actualidad se usa la mampostería para construir elementos como los estribos y aletones, que forman parte de la subestructura de un puente vehicular.²⁷

La construcción de los puentes de piedra es bastante simple, y en términos generales no plantea problemas distintos a los de cualquier obra; solamente la cimentación plantea problemas singulares, pero su dificultad es debida al río, no a su estructura.

Todas estas cualidades hacen del arco el sistema estructural más perfecto, y casi podríamos decir que único, para construir puentes con los materiales de construcción durables que se conocían hasta la aparición del hierro: la piedra y el ladrillo. Por ello, mientras sólo existieron estos materiales, no hubo ningún cambio sustancial en los puentes de arco, aunque si se mejoró la técnica de ejecución de los mismos que llegó a ser muy sofisticada.

c) Puentes metálicos.

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales como la madera o la mampostería, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras, y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente; hay diferencia considerable de características y de calidad entre los aceros actuales, y el hierro fundido que se utilizó en un principio.

Coalbrookdale marcó el principio de una nueva era en los puentes, que dio lugar a su espectacular desarrollo en el siglo XIX. Entre la construcción del puente de Coalbrookdale (Ver FIG. 2.4), un arco de medio punto de 30 m de luz, con una

²⁷ *Idem* 26

estructura poco clara, y la construcción del puente de Firth of Forth, un puente cantiléver para ferrocarril con dos vanos de 521 m de luz, terminado en 1890.²⁸

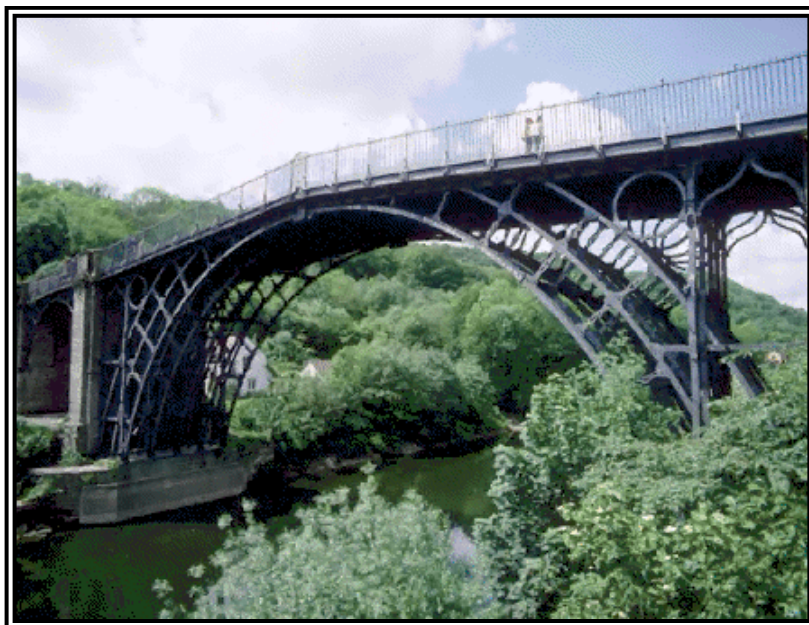


FIG . 2. 4 Puente de Coalbrookdale, Inglaterra.²⁹

El rápido desarrollo a principios del s. XIX de los puentes metálicos se debió básicamente a dos causas fundamentales: En primer lugar, el nuevo material tenía muchas más posibilidades que los anteriores, porque su capacidad resistente era mucho más alta. En segundo lugar, se empezó a conocer con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras, lo que permitió, a la hora de proyectar un puente, dimensionar sus distintos elementos cuantificando su grado de seguridad, y con ello ajustar al máximo sus dimensiones.

Los puentes sobre vigas metálicas pueden cubrir luces de hasta 45 m (similar si se usa elementos presforzados), mientras que con puentes metálicos en celosías se ha alcanzado los 80 m, y con puentes metálicos en arco se ha llegado hasta 100 m, constituyendo luces importantes.³⁰

²⁸ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsmetal.htm

²⁹ Idem 28

³⁰ Fuente: www.publiespe.espe.edu.ec/academicas/puentes/puentes.htm

Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la construcción han sido, la fundición, el hierro forjado y el acero, los cuales se desarrollan a continuación:

i) Puentes de fundición: Los puentes de fundición aparecen por primera vez a fines de siglo XVIII en Inglaterra y luego en Francia. Las disposiciones de estos puentes de fundición se inspiran directamente en los puentes de madera. Los primeros puentes metálicos se hicieron de hierro fundido; la mayoría tienen estructuras poco claras, heredadas de los de piedra y de madera. En el puente de Coalbrookdale sobre el río Severn, el primero de los puentes metálicos, construido en 1779, se aligeraron los tímpanos mediante anillos concéntricos como se había hecho en muchos puentes de madera. La fundición es un material frágil con una débil resistencia a tensión, el cual bajo el efecto de esfuerzos complejos ofrecía una resistencia mínima al colapso. La mayoría de estos puentes tuvieron que ser demolidos y reemplazados.

ii) Puentes de hierro forjado: Los puentes de hierro fueron iniciados a principios del siglo XIX paralelamente a la fundición. El hierro forjado es un hierro tratado a base de golpeo para aumentar su resistencia y mejorar su regularidad, era más caro que la fundición, al exigir más trabajo de elaboración, pero poseía una resistencia a la tracción muy superior al de fundición³¹. De este modo, los constructores disponían por primera vez de un material que permitía realizar los tres grandes tipos de puentes: puentes suspendidos, puentes de vigas y los puentes de arco. Actualmente se laminan en caliente fabricando chapas y perfiles metálicos, elementos que han conformado en gran medida las estructuras metálicas.

Mediante transcurrió el tiempo y se fueron mejorando las técnicas se empezó a utilizar el cable formado por hilos de hierro, el cual dio las propiedades necesarias para la construcción de puentes con luces considerablemente largas. Ejemplos de grandes puentes colgantes con cables de hierro son: el puente Berwick, construido en 1820 con una luz de 137 m. y el puente de Cincinnati con una luz de 335 m., y otros.

³¹ *Fuente:* Tesis: "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes en El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 20.

El hierro forjado es el material de los puentes de la segunda mitad del s. XIX, la época de los grandes viaductos de ferrocarril en viga triangulada; de este material son las vigas en celosía y los arcos de Eiffel.

iii) Puentes de acero: A finales del s. XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se empezó a utilizar el acero para construir puentes. Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología. El primer gran puente en el que el acero fue muy ampliamente usado es el de Saint-Louis sobre el Mississippi, al cual le siguió el puente de Brooklyn, El primero un puente de 3 arcos de 153, 159 y 153 m, de luz, y el segundo un puente colgante de Acero con 487 m, de luz central.³²

d) Puentes de concreto reforzado.

El concreto reforzado apareció a finales del s. XIX y se desarrolló a principios del XX, después de varias tentativas. Aunque los primeros pasos del concreto se remontan al siglo III A. de C. Los romanos utilizaban ya conglomerantes hidráulicos: morteros de cal e incluso, para ciertas construcciones, cal hidráulica. Pero fue hasta que se dispuso de cemento y hierro, y varios inventores tuvieron la idea de sumergir elementos metálicos en mortero plástico, con esto, se inventó el concreto reforzado. A partir de 1906, la construcción de los puentes de concreto reforzado se desarrolló ampliamente, siguiendo básicamente los tres grandes tipos empleados desde las primeras realizaciones: la losa, la viga y el arco.

El concreto reforzado es la unión del acero y el concreto, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El concreto es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tensiones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de concreto, en el borde que debe resistir las tensiones, y debido a la adherencia entre los dos materiales; el acero resiste las tensiones y el concreto las compresiones.

³² *Idem 31*

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero a través de una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el concreto, uno de los mecanismos básicos para que el concreto armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltos transversales, y así son las barras actuales.

Al principio, únicamente losas planas de 10 m, de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras hasta de 15 m, de claro. Para claros mayores se seguía recurriendo al acero estructural. Sin embargo, pronto se observó que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales. Pero no sólo ésta característica ha hecho del concreto un material sobresaliente en la construcción de puentes, sino también, se le añaden las estupendas propiedades mecánicas y la gran durabilidad que tiene, con un mantenimiento mucho menor al de un puente de acero.

Después de la Segunda Guerra Mundial se construyeron puentes de concreto reforzado, algunos de ellos de luz grande, (**Ver FIG. 2.5**), pero rápidamente se impuso el concreto pretensado y los puentes de concreto armado han quedado reducidos a las losas de pequeña luz, aunque cabe mencionar que se hacen puentes tipo arco con concreto reforzado con luces considerables.

Los puentes de concreto reforzado, han tenido éxito con luces de hasta 30 m³³. Luces superiores son inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso y de su costo.

³³ **Fuente:** Tesis: Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes en El Salvador. Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.2003.Pág. 62



FIG. 2. 5 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado³⁴.

El gran éxito de este material universal en la construcción puede explicarse si se consideran sus numerosas ventajas, como las siguientes:

1. Tiene una resistencia considerable a la compresión en comparación con materiales como la madera, mampostería y acero.
2. El concreto reforzado tiene una gran resistencia al fuego y al agua. Durante incendios de intensidad media, los miembros de concreto reforzado con un recubrimiento adecuado sobre las barras de acero de refuerzo, sufren sólo daño superficial sin fallar.
3. Las estructuras de concreto reforzado son muy rígidas.
4. Requiere de poco mantenimiento.
5. Comparado con otros materiales, tiene una larga vida de servicio. Bajo condiciones apropiadas, las estructuras de concreto reforzado pueden usarse indefinidamente sin reducción de su capacidad de carga. Esto se explica ya que la resistencia del concreto aumenta con los años, debido al largo proceso de solidificación de la pasta de cemento.

³⁴ http://www.contecsa.com.sv/res/Default/clip_image0016.jpg

6. Una característica especial del concreto es la posibilidad de colocarlo en una variedad de formas que van desde simples losas, vigas y columnas, hasta grandes arcos y cascarones.
7. En muchas regiones, se aprovecha de materiales locales baratos (arena, grava y agua) para la elaboración de concreto.
8. Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje, en comparación con otros materiales, como el acero estructural.

Para usar adecuadamente el concreto, debemos estar familiarizados con los puntos débiles de éste, por lo que describiremos también algunas de las desventajas del concreto armado a continuación:

1. El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que se requiere de la ayuda de un refuerzo a tensión (el acero).
2. Se requieren cimbras para mantener el concreto en posición hasta que haya endurecido lo suficiente. Además, pueden requerirse obras falsas o apuntalamientos para apoyar cimbras hasta que los miembros de concreto adquieran suficiente resistencia para soportarse por sí mismos.
3. La construcción de estructuras de concreto reforzado conduce a miembros pesados, esto se vuelve muy importante en estructuras de gran claro, donde el gran peso muerto tiene un fuerte efecto en los momentos flexionantes.
4. Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a la dosificación y mezclado. Además, el colado y el curado del concreto no son tan cuidadosamente controlados como la producción de otros materiales como el acero estructural y la madera laminada.

e) Concreto presforzado.

El preesfuerzo puede definirse como la imposición a una estructura de esfuerzos internos que son de carácter opuesto a los causados por las cargas. La tecnología del concreto presforzado (pretensado y postensado) tradicional permitió superar parcialmente las limitaciones de los puentes de concreto reforzado. El concreto pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el concreto

reforzado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones externas e internas, actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tesa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el concreto, de forma que nunca tenga tensiones o que éstas tengan un valor reducido. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de concreto pretensado. Con el concreto pretensado se evita la fisuración que se produce en el concreto reforzado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el concreto armado porque se produciría una fisuración excesiva, además se tienen las siguientes ventajas del concreto preesforzado:

1. Se pueden utilizar miembros más pequeños (que los hechos con concreto armado) para soportar las mismas cargas o miembros del mismo tamaño para claros más largos. Esto representa una ventaja importante, porque el peso de los miembros es una parte considerable de las cargas totales de diseño en las estructuras de concreto.
2. Los miembros preesforzados no se agrietan bajo cargas de trabajo y por ello tienen mejor aspecto y son más impermeables, lo que implica una mayor protección contra la corrosión del acero.
3. Los miembros preesforzados sin agrietar requieren aún menos mantenimiento y duran más que los miembros de concreto reforzado agrietados.
4. Los momentos negativos causados por el preesfuerzo producen combaduras en los miembros, y en consecuencia las deflexiones totales resultan menores.
5. Secciones más rígidas, mayor resistencia a la fatiga y al impacto, en comparación con las estructuras comunes de concreto reforzado.

El concreto presforzado requiere el uso de concretos y aceros de alta resistencia, así como de cimbras más complicadas, con mayor costo de mano de obra, además de las siguientes desventajas:

1. Se requiere un control más estricto en la fabricación.

2. El costo de los dispositivos de anclaje terminales y de las placas que se requieran. El concreto presforzado no ha hecho desaparecer el concreto reforzado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el concreto pretensado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se pretensaban longitudinal y transversalmente. Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios. Incluso puentes losa con luces de hasta 20 m se pueden hacer exclusivamente con armadura pasiva³⁵, aunque hay que tener en cuenta la fisuración, porque muchas veces, aun siendo admisible, es excesivamente visible. En los años 60, el concreto pretensado se desarrolló rápidamente en el campo de los puentes. El incremento de la industria del pretensado y la prefabricación permitió el empleo cada vez más frecuente de vigas pretensadas y prefabricadas en los puentes. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción. Con el concreto preesforzado se ha llegado a implementar soluciones viables en puentes de más de 45 m de luz³⁶. Generalmente se han utilizado dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en el colado y tensado in situ, o el colado y tensado previo, que son los elementos prefabricados. A los ingenieros franceses se debe el descubrimiento del concreto armado y del pretensado, y a ellos y a los alemanes se debe el desarrollo de su tecnología, aunque en éste ha habido aportaciones de ingenieros de muchos países. Habiendo descrito los materiales que se usan para la construcción de puentes, a continuación se presenta una serie de curvas que identifican cada tipo de material como la madera, piedra (mampostería), acero, concreto armado y concreto preesforzado.

³⁵ Tesis: Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes en El Salvador. Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 24.

³⁶ Idem 35

En las curvas mostradas en la FIG. 2.6 se compara costo versus la luz medida en metros que se puede alcanzar. Se puede observar que, en el caso de los puentes de piedra, tenemos luces hasta aproximadamente 10 m y el costo tiene un comportamiento con una pendiente muy pronunciada, lo que quiere decir que resulta muy costoso el hecho de construir puentes con piedra para un rango estrecho de luz.

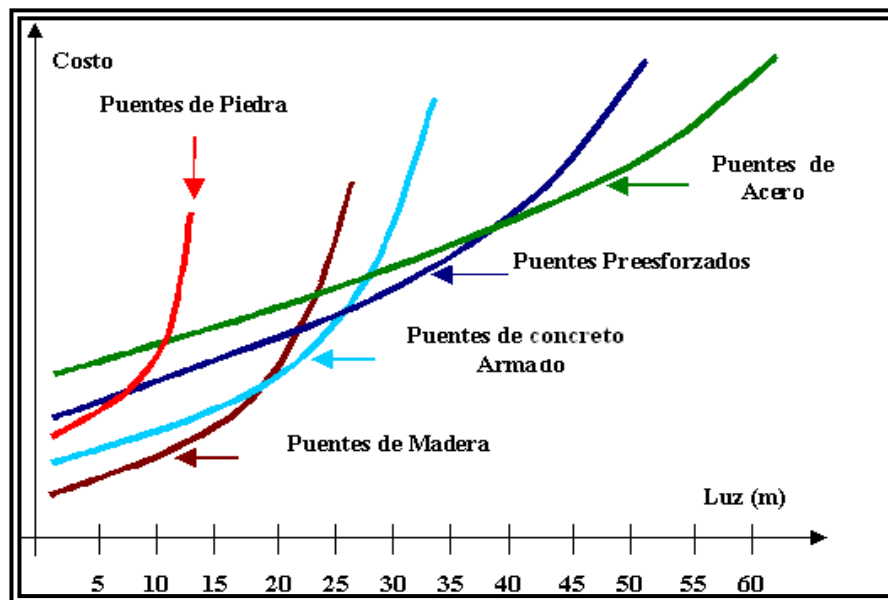


FIG. 2.6 Curvas de los diferentes materiales utilizados en la construcción de puentes.

En los puentes de madera, la luz hasta donde aproximadamente se puede hacer uso de este material es a 25 m, la curva se tiende a suavizar un poco, pero siempre se observa que resulta costoso construir este tipo de puentes.

En la curva que representa el material de concreto armado, tenemos que se alcanzan luces de un poco más de 30 m, lo que según la teoría planteada anteriormente, resulta económico, sin embargo con luces mayores la curva se hace cada vez más vertical con lo que el costo aumenta y el margen de luz a cubrir se reduce.

Con el concreto presforzado, como se mencionó, se logran luces mayores que con el concreto armado, observando que la curva nos indica luces de hasta aproximadamente 50 m, con un costo que varía más suavemente que los materiales ya mencionados (piedra, madera, concreto armado). Y finalmente los puentes de acero

alcanzan luces de más de 60 m con un costo que varía poco en un rango amplio de luz, en comparación con los demás materiales.

Con estas curvas podemos tener una mejor apreciación del comportamiento de los diversos materiales que se emplean en la construcción de puentes, pero además cabe mencionar que no sólo un tipo de material se emplea, ya que puede hacerse construcciones mixtas, como en la actualidad. Generalmente se hace esta clasificación dependiendo del material utilizado en la superestructura.

B. Según el obstáculo que salvan.

Continuando con la clasificación planteada anteriormente, describiremos los puentes según el obstáculo que salvan, teniendo los siguientes tipos:

- **Viaductos:** Por su parte, el término **viaducto** está generalmente reservado para el caso en que esas estructuras viales se construyan por necesidades urbanas o industriales (como los pasos elevados dentro de las ciudades o de los complejos industriales), o para evitar el cruce con otras vías de comunicación (como los intercambiadores de tránsito en las autopistas). Ver **FIG. 2.7**.



FIG. 2.7 Viaducto de Millau en Francia³⁷.

- **Pasos elevados:** puentes que cruzan autopistas, carreteras o vías de tren. (ver **FIG. 2.8**)

³⁷ Fuente: www.blogporerror.blogspot.com/2007/07/las-8-super



FIG. 2. 8 Paso a desnivel de vigas de concreto preesforzado, Hermano Lejano, El Salvador.³⁸

- *Carretera elevada:* puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos.

C. Según el sistema estructural predominante.

Un sólo tipo de sistema estructural nunca será cierto en toda la estructura de un puente, a menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos, basta decir que un tablero simplemente apoyado de un puente, está formado por un conjunto altamente hiperestático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores), cuyo análisis estático es complicado de realizar.

Hoy en día, con la posibilidad de utilizar las computadoras las complicaciones se han reducido notablemente. Este tipo de clasificación es cierta sí se hacen algún tipo de consideraciones, como por ejemplo: Se denomina "puente isostático" a aquel cuyos

³⁸ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág.25.

tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen (Ver FIG. 2.9).

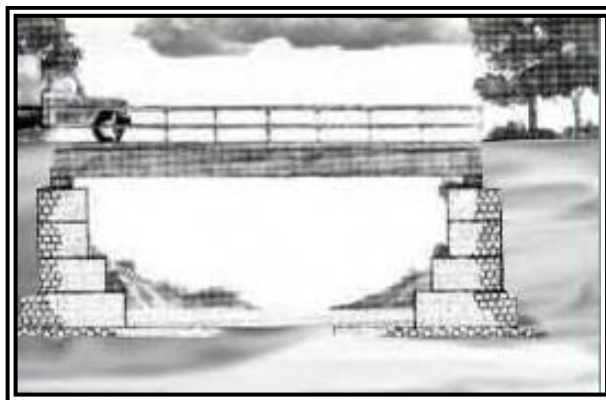


FIG. 2.9 Puente de vigas simplemente apoyadas (isostático) un tramo.

Se denomina "puente hiperestático" aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

D. Según la tipología.

a) Colgantes.

Los elementos principales (Ver FIG. 2.10) de estos puentes son sus **cable principal** (**cables tensores**), los cuales poseen forma de catenaria y se encuentran apoyados o suspendidos de torres altas y ancladas por sus extremos a macizos de anclaje, además de que sostienen una serie de **tirantes (cables verticales)** que están sujetos a la superficie de rodamiento. Generalmente la fundación de éste tipo de puente se compone de dos elementos los cuales son: las pilas en forma de **torres y macizos o anclajes** a tensión en los extremos. Aunque existe un elemento esencial para la estabilidad de la estructura que consiste en una **viga longitudinal rigidizadora**, ó armadura de refuerzo, la cual se conforma de una cercha larga, continua y esbelta, la cual puede ir por encima o por debajo de la calzada (**armadura de refuerzo**). En muchos puentes esta cercha se utiliza para alojar un segundo piso a la estructura, en donde eventualmente puede ir una vía férrea. Si esta viga rigidizadora no es provista, la carga viva rodante tenderá para ciertas posiciones de carga a formar una onda a lo

largo de la calzada y los vientos laterales podrán causar oscilaciones muy peligrosas, provocando la caída de la estructura.

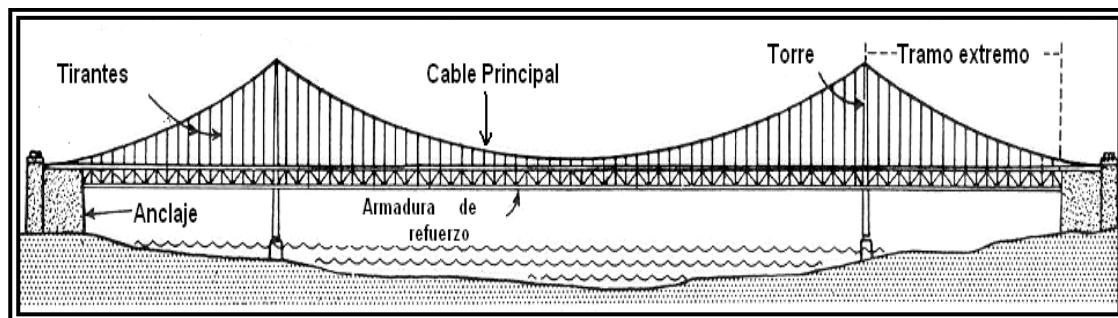


FIG . 2. 10 Elementos principales de un puente colgante ³⁹.

En nuestro país se han construido puentes de éste tipo, el más grande tiene una longitud de 123 m, y está ubicado entre Ahuachapán – El Jobo (Frontera con Guatemala) sobre el Río Paz ⁴⁰. (Ver FIG . 2.11).



FIG . 2. 11 Puente Colgante “El Jobo” sobre el río paz, ubicado entre Ahuachapán – Frontera Las Chinamas; departamento de Ahuachapán, El Salvador. ⁴¹

³⁹ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontscables

⁴⁰ Fuente: Tesis: “Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador”. Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.2003.Pág. 70

⁴¹ <http://www.laschinamas.com/archivos/blair.html>

Las torres han sido siempre los elementos más difíciles de proyectar de los puentes colgantes, por eso en ellas se han dado toda clase de variantes. En los años 20's fueron adquiriendo ya una forma propia, no heredada, adecuada a su función y a su material; la mayoría tienen dos pilares con sección cajón de alma llena, unidos por riostras horizontales, o cruces de San Andrés. Las torres no plantean problemas especiales de construcción, salvo la dificultad que supone elevar piezas o materiales a grandes alturas. Las torres de los puentes metálicos se montan generalmente mediante grúas trepadoras ancladas a ellas, que se van elevando a la vez que van subiendo las torres. El montaje del tablero se ha hecho en muchos de los grandes puentes colgantes por voladizos sucesivos, avanzando la ménsula desde una péndola a la siguiente, de la que se cuelga; el avance se hace simétricamente desde la torre hacia el centro del vano principal y hacia los extremos. Desde el propio tablero ya construido se van montando piezas más o menos grandes, elevándolas mediante grúas situados sobre él, hasta cerrar el tablero en el centro del vano. Así se construyó el puente George Washington, el Golden Gate (Ver FIG. 2.12) y muchos de los puentes modernos japoneses.



FIG. 2. 12 Golden Gate Bridge, uno de los más famosos, y récord de longitud del vano central durante muchos años. San Francisco (California), EE.UU.

Otro sistema de montaje, que se ha utilizado en la mayoría de los últimos grandes puentes, y en todos los de sección en cajón, consiste en dividir el tablero en dovelas de sección completa que se llevan por flotación bajo su posición definitiva, y se elevan a ella desde los cables principales, una vez situadas en su posición definitiva se cuelgan de las péndolas. La secuencia de montaje en este caso es generalmente el inverso del anterior; se empiezan a colgar las dovelas centrales, y se avanza simétricamente hasta llegar a las torres.

b) A tirantado .

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. El desarrollo tecnológico ha creado los cables de alta resistencia (torones de acero galvanizado), usados con formas estructurales nuevas: los modernos “puentes atirantados”, con cables rectos, conformados por torones paralelos de diámetros pequeños (15 mm), y se anclan individualmente. Estos cables de peso reducido son mucho más fáciles de colocar y reemplazar que los antiguos cables colgantes, en los cuales el proceso de colocación era muy demorado y su reemplazo prácticamente imposible.

El puente atirantado admite variaciones significativas, tanto en su estructura como en su forma; no hay más que pasar revista a una serie de puentes atirantados para ver las diferencias que hay entre ellos:

- Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal, aunque ya se construyen con varias torres de tipo continuo.
- Pueden tener dos planos de atirantamiento situados en los bordes del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- Las torres se pueden iniciar en los cimientos, o se pueden iniciar a partir del tablero, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.
- Pueden tener tirantes paralelos, radiales, o divergentes.

- Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados.
- Las torres pueden tener diversas formas; pueden estar formadas por dos pilas, por una sola, pueden tener forma de A, forma de A prolongada verticalmente, etc.

La preferencia actual en la construcción de puentes atirantados se debe a varias razones:

- Su valor de novedad.
- Al igual que los puentes colgantes o los arcos superiores la estructura trasciende por encima del tablero, y por ello son puentes que se hacen presentes al viajero.
- Permite hacer puentes ligeros con tableros de canto reducido y por ello puede ser adecuado en luces más pequeñas de las que económicamente es competitivo.
- El puente atirantado admite variaciones significativas tanto en su estructura como en su forma y ésta es una característica que los diferencia de los puentes colgantes y de los arcos superiores.

En los puentes atirantados caben dos disposiciones de los haces de tirantes, y los dos se utilizan con frecuencia:

- **Doble plano de atirantamiento:** Los tirantes se disponen en planos verticales o inclinados que contienen los bordes del tablero donde se anclan (Ver FIG 2.13).



FIG . 2. 13 Puente atirantado con doble plano de atirantamiento ⁴²

⁴² Fuente: Tesis "Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática". Autor: Marvin Alexander Cardoza Quijada. El Salvador. 2005. Pág.61

- **Plano único de atirantamiento:** Los tirantes se disponen en un plano vertical que contiene el eje longitudinal del tablero, donde se anclan (Ver FIG. 2.14).

Ambas soluciones tienen ventajas e inconvenientes, aunque en los puentes de mayor luz se impondrá siempre la solución de doble plano porque es más estable a las acciones del viento; además, el tablero, al estar colgado de los bordes, no necesita rigidez a torsión como necesita la solución de plano único.

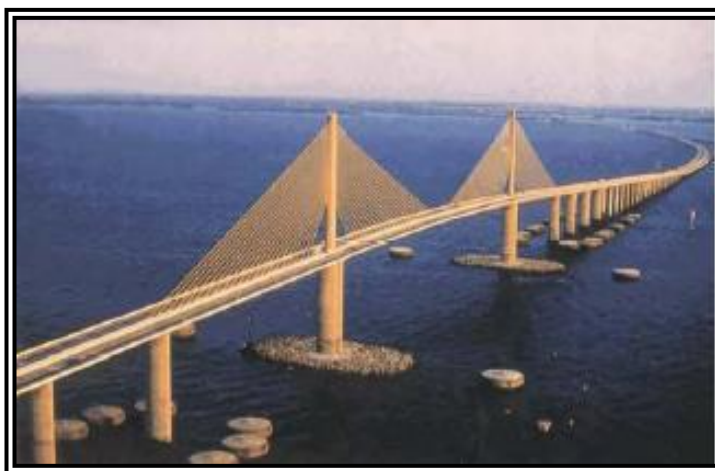


FIG. 2.14 Puente atirantado con plano único de atirantamiento⁴³

Hay diferentes alternativas en cuanto la forma de distribuir los cables en la pila de soporte, pudiendo tener: **forma de arpa:** con los cables atirantados paralelos entre si y anclados en la pila a diferentes alturas (Ver FIG. 2.15a), **forma de abanico** los cables atirantados se anclan en la pila en un solo punto y desde allí parten en forma de abanico a la losa de calzada (Ver FIG. 2.15b) y **forma divergentes:** constituye una alternativa intermedia la cual exige menos material y simplifica el anclaje y la forma de transmisión de las cargas a la pila (Ver FIG. 2.15c). Los tirantes en forma de abanico o divergentes funcionan mejor que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz.

⁴³ *Idem 42*

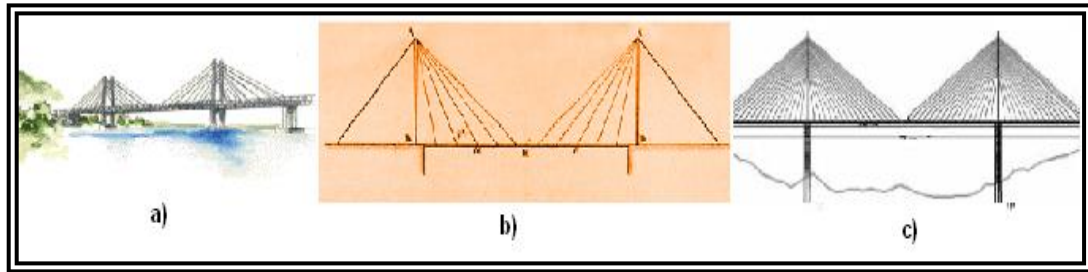


FIG . 2. 15 Diferentes distribuciones de los cables en puentes atirantados: a) Arpa, b) Abanico y c) Divergentes.

Las torres, en los grandes puentes atirantados con planos de atirantamiento en ambos bordes del tablero, pueden ser análogas a las de los puentes colgantes: dos pilares verticales o ligeramente inclinados, unidos entre sí por vigas horizontales. (Ver FIG . 2.16 y 2.17)

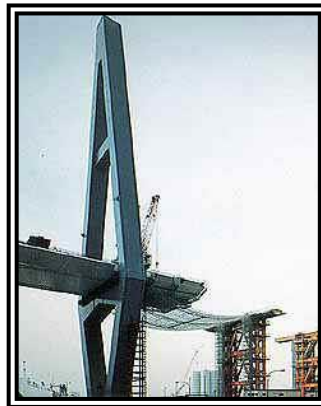


FIG . 2. 16 Torre de un puente atirantado.

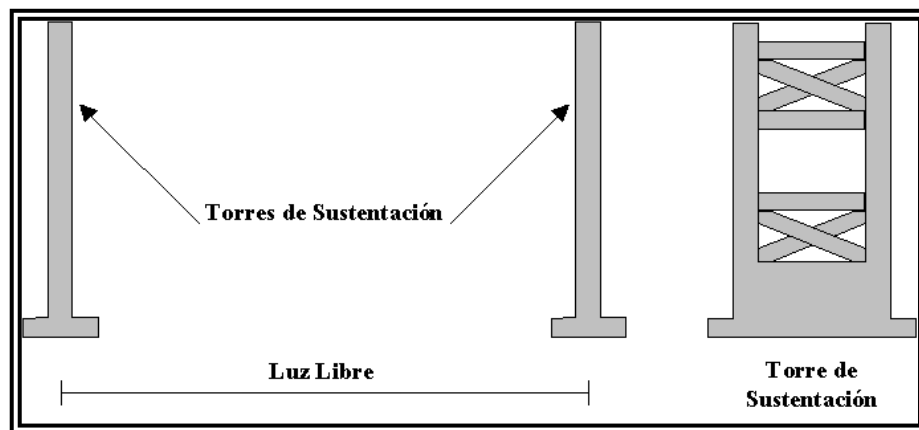


FIG . 2. 17 Configuración de las torres de sustentación.

c) En arco.

Un puente de arco es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se halla una estructura con forma de arco por donde se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes. En la FIG. 2.18 podemos observar los principales elementos de un puente de arco. Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical, el arco es una estructura resistente que, gracias a su forma, salva una determinada luz mediante una pieza lineal curva o poligonal, sometida básicamente a esfuerzos de compresión, evitando o reduciendo los esfuerzos de flexión a valores poco significativos en su comportamiento estructural. Es por tanto la estructura más adecuada para los materiales aptos para resistir a compresiones, porque en él, las tensiones se pueden evitar o reducir al mínimo.

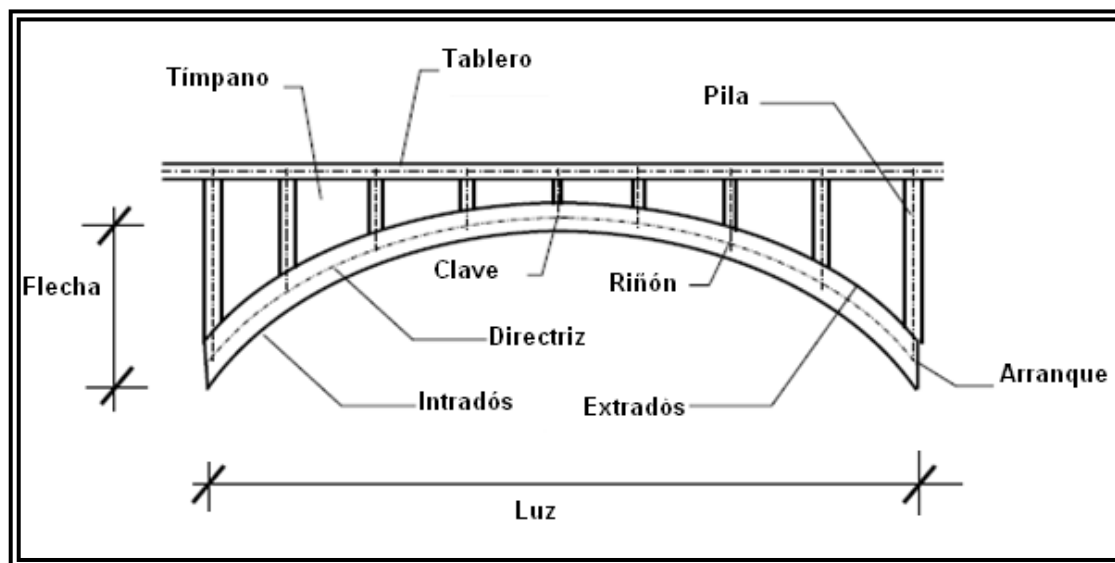


FIG. 2. 18 Elementos principales de un puente tipo arco.

Las principales cualidades del arco es que trabaja sin esfuerzos de tensión por lo que no se necesitan materiales resistentes a tensión, además de que solamente se transmiten esfuerzos axiales, evitándose las flexiones. Para que esto se cumpla, no

solo se requiere la forma de arco, también son necesarias ciertas restricciones en los apoyos. Lo que originan reacciones horizontales, las cuales deben ser soportadas por el suelo, por lo que la cimentación debe poseer propiedades mecánicas adecuadas.

Los arcos pueden ser empotrados o articulados en los extremos, y se puede introducir también una tercera articulación en el clave; generando así el arco tri-articulado que se ha utilizado con mucha frecuencia porque tiene la ventaja de ser isostático. Además, los empujes horizontales pueden ser compensados con preesfuerzo a nivel del tablero, de forma que la reacción en los apoyos es puramente vertical, estos puentes se denominan "bow-string" (arco-tirante).

Cuando la distancia a salvar es grande pueden estar hechos con una serie de arcos, aunque ahora es frecuente utilizar otras estructuras más económicas. Las estructuras con múltiples arcos ya eran usadas por los antiguos romanos para construir puentes. Este tipo de puentes fueron inventados por los antiguos griegos, quienes los construyeron en piedra. Más tarde los romanos usaron cemento en sus puentes de arco. Los romanos usaron solamente puentes de arco con forma semicircular, pero se pueden construir puentes más largos y delgados mediante figuras elípticas o de catenaria invertida.

Si son de acero, pueden construirse con articulaciones doble, con los goznes en los estribos solamente, o triple, en cuyo caso existe una articulación más situada en la clave del arco. Los arcos de celosía vertical o de arcadas macizas pueden estar unidos a los estribos de forma rígida, en cuyo caso componen un arco fijo no articulado. Las articulaciones tienen por objeto permitir los pequeños desplazamientos causados por las variaciones de carga y temperatura. Los puentes arqueados de concreto armado más corrientes son del tipo fijo, con tímpano abierto o macizo; en ambos casos han de ser de tablero superior.

Los arcos de tímpano macizo, (Ver FIG. 2.19) pueden salvar en un solo tramo toda la anchura del obstáculo ó ser multivanos; al igual que los de tímpano aligerado. Los hay de tablero superior (Ver FIG. 2.20), tablero intermedio (Ver FIG. 2.21) y tablero inferior (Ver FIG. 2.22).

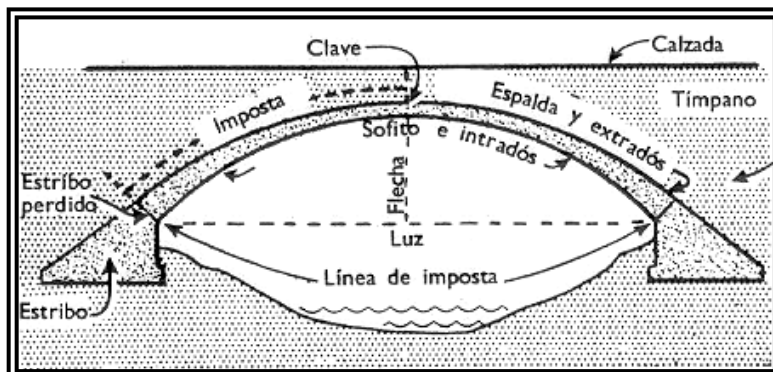


FIG . 2. 19 Arco de hormigón armado con tímpano macizo.⁴⁴

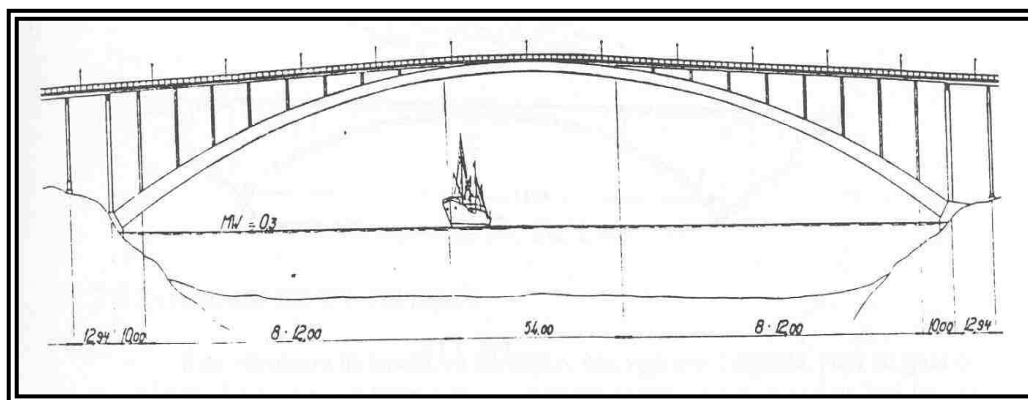


FIG . 2. 20 Arco con tablero superior.

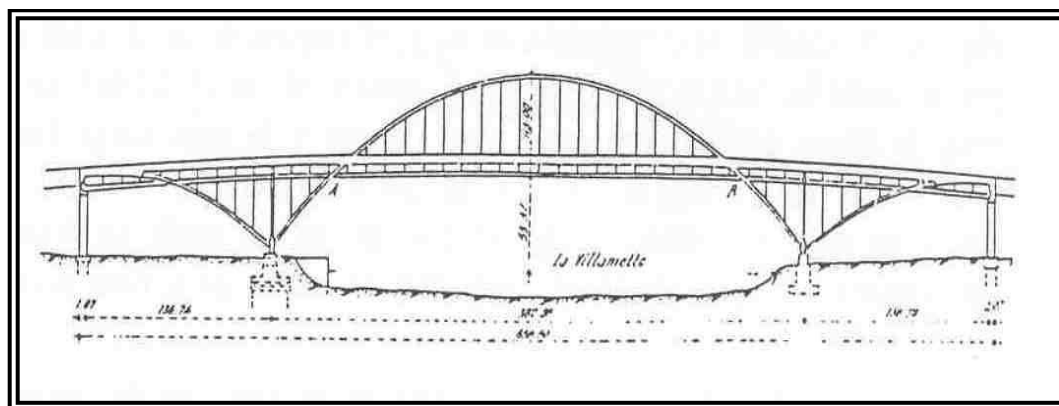


FIG . 2. 21 Puente con tablero intermedio.

⁴⁴ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsarcos.htm

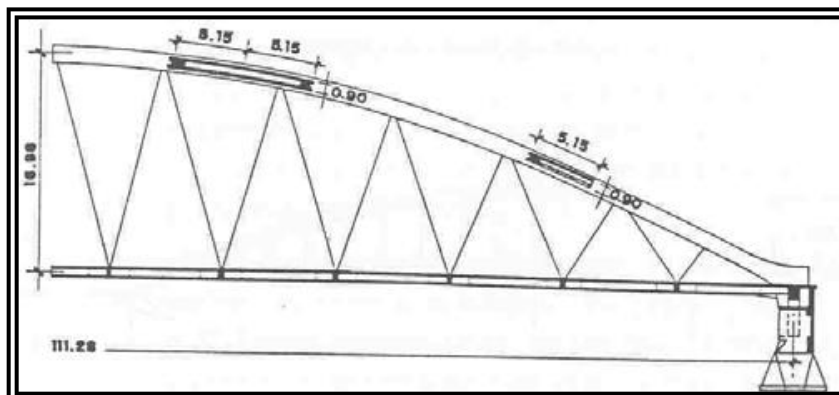


FIG . 2. 22 Puente con tablero Inferior.

d) M ó viles.

Este tipo de puente utilizado en algunos países para salvar ríos y canales navegables, donde existe un denso tráfico de embarcaciones y donde no es económico diseñar un puente con altura ó gálibo suficiente para permitir el paso de embarcaciones. Entre los puentes m óviles tenemos los basculantes, de elevación vertical y giratorios, que se describen a continuación.

- **Puentes Basculantes:** Los puentes basculantes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos (Ver FIG . 2.23). Son los más clásicos de los m óviles y los que más se utilizan actualmente. Son también los primeros, porque los famosos puentes levadizos medievales eran de este tipo.

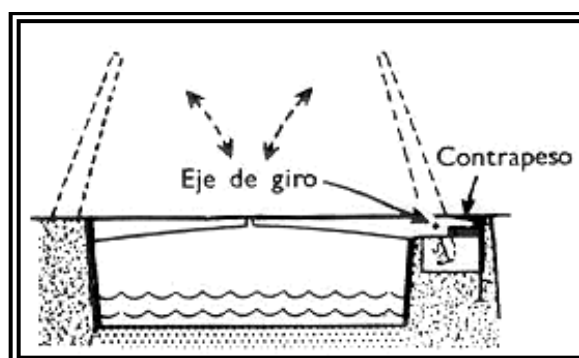


FIG . 2. 23 Puente Basculante.⁴⁵

⁴⁵ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsbasculantes.htm

Los puentes levadizos iniciales de madera consistían en un tablero simplemente apoyado a puente cerrado, y atirantado durante el movimiento. Eran siempre de una hoja, porque giraban sobre un apoyo y se elevaban tirando del otro. Los tirantes, formados por cadenas o cuerdas, se recogían con un cabrestante manual, y ello hacía girar el tablero sobre uno de sus apoyos, mediante una rótula. También se utilizaron puentes levadizos de dos hojas, con el vano móvil dividido en dos semivanos que se levantaban desde sus extremos; en ellos la estructura cerrada tiene que seguir estando atirantada para ser estable; es por tanto una estructura atirantada en las dos situaciones, abierto y cerrado.

Se han construido muchos puentes de ambos sistemas, y cada uno tiene sus ventajas e inconvenientes, pero en general, si la luz no es grande, es más sencillo y económico el de una sola hoja porque requiere un único mecanismo y se centraliza toda la operación de movimiento. En la actualidad no suelen ser atirantados, son vigas en voladizo con un contrapeso oculto en los estribos o pilas.

- **Puentes de elevación vertical:**

Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, (Ver FIG. 2.24), cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación.

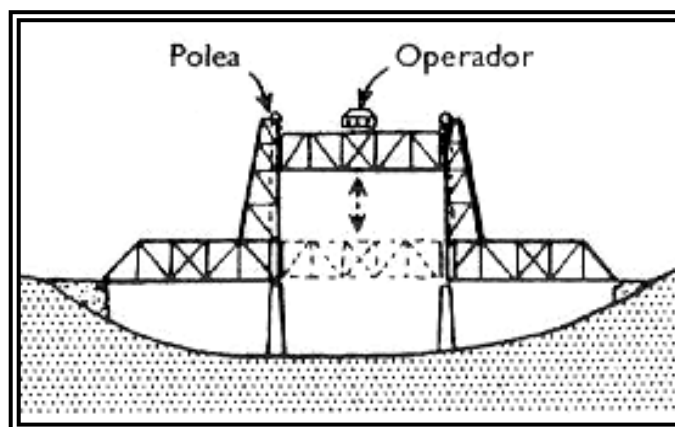


FIG. 2.24 Puentes de elevación vertical.⁴⁶

⁴⁶ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontselevacion.htm

Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algún puente de pequeña luz se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero, y por ello, a puente cerrado nada evidencia su condición de móvil. El puente de desplazamiento vertical es adecuado y resulta más económico que los demás para luces grandes y por ello los mayores puentes móviles son de este sistema. El mayor de todos ellos es el Arthur Kill cerca de Nueva York, de 170 m de luz, y un gálibo de navegación de 41 m con el puente levantado; se terminó en 1959 y sustituyó a uno giratorio con dos vanos de 76 m de luz.

- **Puentes giratorios:** En los puentes giratorios de eje vertical caben, igual que en los basculantes, dos posibilidades de apertura: o bien girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde; o bien girar dos semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal.

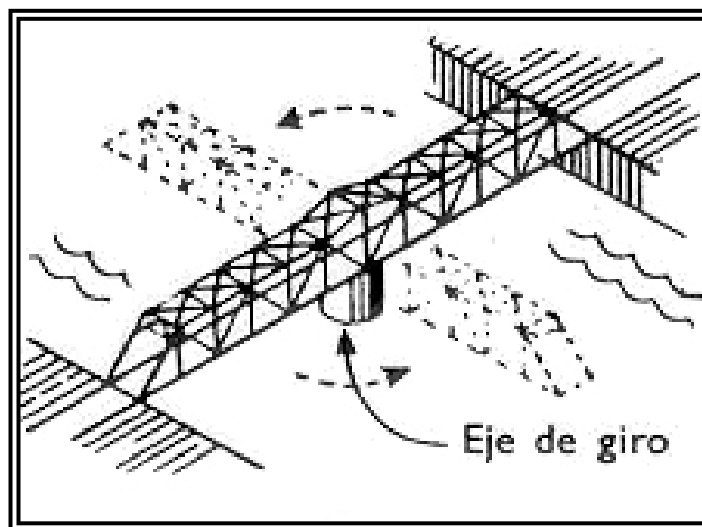


FIG. 2. 25 Puente Giratorio.⁴⁷

⁴⁷ Fuente: www.galeon.com/puentes/tipos/pontsgiratorios.htm

El clásico puente giratorio es el primero, con una tipología muy característica, análoga en casi todos los construidos; es una viga triangulada con tablero inferior, máximo en el apoyo central y mínimo en los extremos, y una pila gruesa en el centro que aloja la maquinaria de giro. (Ver FIG. 2.25).

La solución de dos semivanos compensados que giran sobre las pilas laterales se ha utilizado en raras ocasiones, si bien los de mayor luz son de esta forma.

e) Losa maciza.

- Un tramo.
- Varios tramos (isostática e hiperestática).
- Articuladas o Gerber.

f) Con vigas simplemente apoyadas.⁴⁸

- **Puentes de un solo tramo:** Es el tipo de puente más elemental y de construcción más sencilla. Normalmente son ejecutados de concreto reforzado vaciado en sitio, de vigas pretensadas ó postensadas, de vigas de acero y de celosías de acero. Pueden construirse en luces que oscilan entre de 15 m. y hasta de 300 m. Dependiendo del material utilizado y del sistema de construcción empleado.
- **Puentes de varios tramos simples:** Son los obtenidos uniendo varios tramos de vigas en una sola luz sin continuidad y con apoyos intermedios. Tienen el inconveniente de tener muchas juntas de dilatación, pero son aptos para asentamientos diferenciales pequeños en terrenos de pobre calidad.
- **Puentes de vigas articuladas ó Gerber:** Son aquellos puentes con vigas simples con volados, en cuyos extremos se articulan y apoyan tramos simples, resultando un sistema estáticamente determinado. Son muy aptos para terrenos de mala calidad, pero requieren mayor mantenimiento debido a las juntas de dilatación y las articulaciones indispensables.
- **Puentes con Pilas tipo cónsolas:** Este diseño es particularmente apto para puentes isostáticos en curva, debido a que la consola puede tener un ancho radial,

⁴⁸ Fuente: www.documentos.arq.com.mx/Detalles/7730.html

permitiendo construir puentes en curva con tramos rectos. También es conveniente en puentes muy largos con elementos prefabricados, como es el caso del Puente sobre el Lago de Maracaibo con una luz total de 8.676 m, en el cual las consolas con 189 m. de luz tienen la variante de no estar en cantilever sino atrantadas con cables a torres en forma de A de 92 m de altura.

- **Puentes Continuos:** Los puentes continuos son los que siempre tienen dos tramos ó más, apoyándose tanto en los apoyos extremos como en los apoyos intermedios en forma simple, sin que exista continuidad alguna con los soportes, y sin juntas de dilatación internas. Pueden tener cualquier tipo de sección transversal, a saber: losa maciza, viga T, viga cajón celular de concreto, viga palastro de acero, viga cajón de acero y aun en grandes cerchas de acero. Para luces hasta 35 m. se diseñan normalmente con peralte o canto constante.

g) Pórticos.⁴⁹

- **Puentes Apórticados:** Los puentes apórticados son aquellos en los cuales la superestructura y la infraestructura están unidas rígidamente en los nodos a los efectos de flexión. Los pórticos pueden ser ejecutados en concreto armado, en acero y en concreto postensado. Para luces medias ó grandes que sobrepasan los 30 m deben ser de sección variable y preferentemente postensados. Son especialmente aptos para pasos a dos niveles.
- **Pórtico Trilátero Biarticulado:** El pórtico trilátero biarticulado constituye una estructura clásica de la época de posguerra cuando comenzaron a dotarse las carreteras y autopistas con distribuidores de tránsito y pasos a dos niveles. También se difundió ampliamente como paso a dos niveles para ferrocarriles. Generalmente por economía son de sección variable y requieren casi siempre estar articulados en los extremos inferiores de los pies del pórtico, a fin de no transmitir a las fundaciones momentos flectores. Hoy en día su tecnología resulta costosa en comparación con otros tipos de puentes

⁴⁹ Fuente: www.documentos.arq.com.mx/Details/7730.html

- ***Pórticos con soportes inclinados:*** Los pórticos con pies inclinados son una variedad de pórtico de tres luces, donde los soportes centrales son inclinados permitiendo mayor luz central, lo cual es muy conveniente cuando se trata de salvar grandes vanos. Deben estar fundados en sitios rocosos ó con muy buen sistema de fundación.
- ***Puentes Pórtico con triángulos:*** En este tipo de pórtico también llamado Gable Bent, el soporte ó pié y el tramo lateral forman un triángulo de barras. El apoyo de los dos triángulos de barras puede ejecutarse de forma articulada, convirtiéndolo en una estructura prácticamente isostática desde el punto de vista fundaciones.

h) Armadura metálica .

El acero es un material que soporta muy bien los esfuerzos de flexión, compresión y tensión, y esta propiedad se emplea en la construcción de puentes metálicos en arco o de vigas de acero.

La armadura es una viga compuesta por elementos relativamente cortos y esbeltos conectados por sus extremos. La carga fija del peso del pavimento y la carga móvil que atraviesa el puente se transmiten por medio de las vigas transversales del tablero directamente a las conexiones de los elementos de la armadura. En las diversas configuraciones triangulares creadas por el ingeniero diseñador, cada elemento queda o en tensión o en compresión, según el patrón de cargas, pero nunca están sometidos a cargas que tiendan a flexionarlos.

Este sistema permite realizar a un costo razonable y con un gasto mínimo de material estructuras de metal que salvan desde treinta hasta más de cien metros, distancias que resultan económicamente imposibles para estructuras que funcionen a base de flexión, como las vigas simples descritas anteriormente.

La armadura funciona de forma análoga a la viga. La hilera superior de elementos, llamado *cordón superior*, queda en compresión, al igual que el patín superior de la viga. Los elementos que forman el cordón inferior, como el patín inferior de la viga, quedan en tensión.

Los elementos verticales y diagonales que van de uno a otro cordón quedan en tensión o en compresión según la configuración y según cambia la posición de la carga móvil. Los elementos sujetos sólo a tensión bajo cualquier patrón de carga posible son esbeltos. Los demás elementos son más masivos (Ver FIG. 2.26).



FIG. 2. 26 Puente con armazón lateral⁵⁰

El puente tipo Bailey entra en la categoría de puentes metálicos y cabe dentro del contexto de armazón lateral, es usado en forma provisional cuando un puente existente a colapsado por razones estructurales, o por fenómenos naturales, por lo que se recurre a este tipo de puente que es prefabricado para no interrumpir el paso vehicular y la comunicación entre poblaciones.



FIG. 2. 27 Puente tipo Bailey.⁵¹

⁵⁰ *Idem 42*

⁵¹ *Fuente: www.wikipedia.es/enciclopedia/Puente_Bailey*

i) Alcantarillas.

Son estructuras menores, aunque pueden llegar a alcanzar cierta importancia en función de circunstancias específicas. Se utilizan como pasos a través de terraplenes, por lo cual quedan enterradas detectándose su presencia por los cabezales que asoman en cada extremo por prolongación de la misma alcantarilla.

Se diferencian 4 tipos:

- *Alcantarillas de cajón:* formadas por dos paredes laterales, tapa y fondo, generalmente de sección constante y cartelas en las esquinas. Algunas veces no tienen relleno encima por lo cual las cargas rodantes estarán en contacto con la tapa; otras veces tienen relleno encima, no mayor de unos 8 m. A menor tamaño del cajón, el relleno puede ser mayor.
- *Alcantarillas circulares:* Son tubos enterrados, diámetros no menores de 90 cm, para facilitar su limpieza; tubos de diámetros grandes son muy costosos.
- *Bóvedas de concreto armado:* Son estructuras que resisten grandes rellenos encima de su techo. Casi siempre formadas por secciones de espesores variables y con geometría de arcos circulares y parabólicos.
- *Alcantarillas metálicas:* formadas por chapas acanaladas, de acero galvanizado, premoldeadas para formar tubos de diámetro, previsto. Funcionan como estructuras elásticas ó flexibles, por lo cual se adaptan a las presiones del relleno que soportan.

E. Zona de emplazamiento.

- *Rural:* son puentes que se encuentran en municipios no muy desarrollados, donde la mayoría salvan ríos para el cruce de medios de transporte propios de la zona, estos puentes no suelen tener luces muy grandes y el material usado para su construcción son de la zona, por economía.
- *Urbana:* son puentes que se encuentran en ciudades donde el tráfico que fluye es de considerable magnitud, se pueden usar estas estructuras para salvar ríos o quebradas, pasos a desnivel, etc.

- *Semiurbana o Periférica*: esta clasificación corresponde a puentes que se encuentra en las afueras de las principales ciudades del país, estos pueden ser también pasos a desnivel, puentes que crucen ríos, etc., estos forman parte de vías que alivian el tráfico de las ciudades dando a los usuarios alternativas para reducir el tiempo de trasladarse de un lugar a otro, y evitar el congestionamiento de dichas ciudades.

2.2.3. COMPONENTES ESTRUCTURALES DE UN PUENTE VEHICULAR.

En un puente se distinguen las siguientes partes esenciales:

- A. La superestructura,
- B. La subestructura y
- C. La infraestructura o fundaciones.

A. Superestructura.

Es la parte superior de un puente, que une y salva la distancia entre uno o más claros.

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras.

De acuerdo al Inventario Estado de Condición del Puente (IECP) del Sistema de Administración de Puentes (SAP), propiedad del Ministerio de Obras Públicas; la superestructura está formada por dos partes:

- Elementos Principales.
- Elementos Secundarios.

Los que se detallan a continuación:

- **Elemento Principal.**

Es el elemento que transmite las cargas vivas (tránsito) y muertas (peso propio de la superestructura) a los apoyos extremos e intermedios de la infraestructura (estribos y pilas). Los elementos principales de la superestructura son de acuerdo al tipo de puente, entre éstos están:

ELEMENTO PRINCIPAL	TIPO DE PUENTE
Losa	- Losa
	- Caja
Viga	- Vicon
	- Vipres
	- Vicajón
	- Madera
	- Mixto
Estructura metálica	- Cercha
	- Bailey
Arco	- Super-Span
	- Bóveda
Cable	- Colgante
Otros	- Madera u otro tipo no especificado

Tabla 2.1 Elementos principales de la superestructura⁵².

a) Losa.

La estructura de éste tipo de puente, consiste en una plancha de concreto reforzado o preesforzado, madera o metal, y sirve de tablero al mismo tiempo. Los puentes del tipo losa sólo alcanzan a salvar luces pequeñas, generalmente hasta 10mts., esto se debe a que el costo se incrementa para luces mayores y por el peso propio de la misma estructura.

b) Vigas.

Los puentes de vigas utilizan como elemento estructural vigas paralelas al eje longitudinal de la carretera, que soportan esfuerzos de componente vertical y transmiten las cargas recibidas a las pilas y estribos del puente. Sobre las vigas se dispone una losa de concreto reforzado que sirve de base a la calzada. Las vigas más simples están formadas por tablonces de madera, perfiles de acero laminado o secciones rectangulares de concreto reforzado. Las vigas son perfiles en L, U, T, O, H

⁵² Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 61

o I. Generalmente en nuestro medio solo se utilizan perfiles en “T”, “H” e “I”. En los puentes de vigas de concreto reforzado estos perfiles forman vigas simples, paralelas al eje longitudinal de la carretera y equidistantes entre sí, apoyadas en sus extremos sobre los estribos del puente. Casi todos los puentes situados transversalmente a las vías y autopistas son de este tipo, pudiendo salvar distancias desde los veinte a los cuarenta metros.

➤ **Viga “T”.**

Vigas de Concreto Reforzado: Se le llama así por su semejanza con la letra “T” (Ver FIG. 2.28), y porque su colado es monolítico. La parte superior forma la losa o piso del puente y la parte inferior el cuerpo de la viga. En la mayoría de las construcciones se utiliza el concreto reforzado, debido a la resistencia que presenta a la flexión, ya que lleva unas armaduras metálicas, generalmente de acero que proporciona la resistencia necesaria para soportar fuerzas longitudinales o de flexión.

Se le llama así por su semejanza con la letra “T” (Ver FIG. 2.28), y porque su colado es monolítico. La parte superior forma la losa o piso del puente y la parte inferior el cuerpo de la viga.

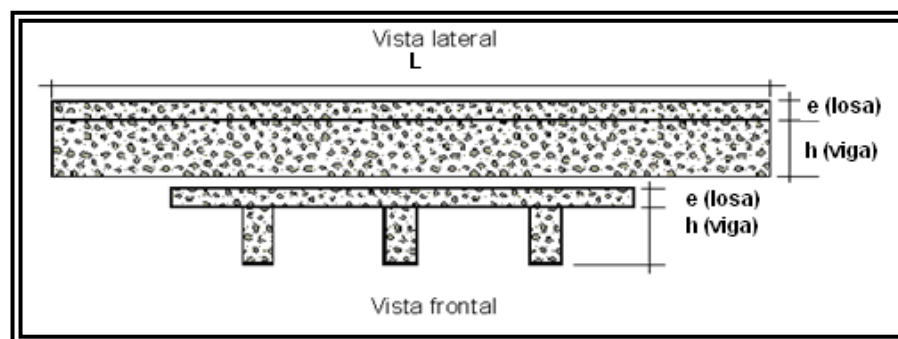


FIG. 2.28 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado⁵³.

Nomenclatura para las figuras 2.28, 2.29 y 2.30.

e = espesor de la losa

h = altura de la viga

L = longitud de la losa

⁵³ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 62.

En la mayoría de las construcciones se utiliza el concreto reforzado, debido a la resistencia que presenta a la flexión, ya que lleva unas armaduras metálicas, generalmente de acero que proporciona la resistencia necesaria para soportar fuerzas longitudinales o de flexión.

Las vigas de concreto reforzado pueden ser prefabricadas o elaboradas «in situ» mediante encofrados, y son las más usuales en la construcción convencional de pequeña y media longitud. Los puentes de vigas de concreto reforzado alcanzan luces de hasta 25 m. Luces superiores son inconvenientes para éste tipo de puente por el incremento desmedido de su peso y de su costo.

El principal problema constructivo constituyen los encofrados que, en su configuración tradicional, solamente pueden ser utilizados en cauces de ríos poco profundos y poco caudalosos. En ríos de cauces profundos o sumamente caudalosos, se suele construir un encofrado tipo arco para no provocar un incremento excesivo de costos de construcción (se construye algo similar a un puente provisional de madera o de acero que sirve de encofrado para el puente definitivo de concreto).

➤ **Viga “I”.**

Vigas de Acero y de Concreto Preesforzado: Es una viga de acero o de concreto preesforzado en forma de la letra I (Ver FIG. 2.29 y FIG. 2.30). Las vigas de acero están compuestas de placas y angulares fundidos, soldados, remachados o empernados.

Este tipo de viga tiene la siguiente característica: la placa vertical (alma) es muy grande en comparación con las placas superior e inferior (patín) (Ver FIG. 2.31). Los puentes sobre vigas de acero pueden vencer luces de hasta 45 m, similar a los de concreto preesforzado.

La ventaja en los puentes de concreto preesforzado es la reducción en el peso de la estructura, comparado con los de concreto reforzado. Generalmente se han utilizado dos variantes constructivas de esta tecnología, una consiste en el tensado in situ y la otra el tensado previo.

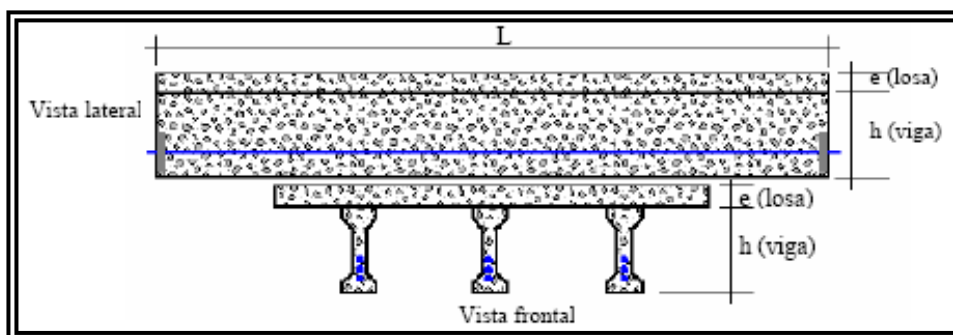


FIG . 2. 29 Puente con vigas de concreto pretensado⁵⁴.

Para construir un elemento **pretensado** es necesario que antes de colocar el concreto se mantengan tensionados los tendones o alambres entre anclajes externos, hasta que el concreto se haya endurecido; entonces se pueden liberar los tendones y se produce la transmisión del preesfuerzo al elemento.

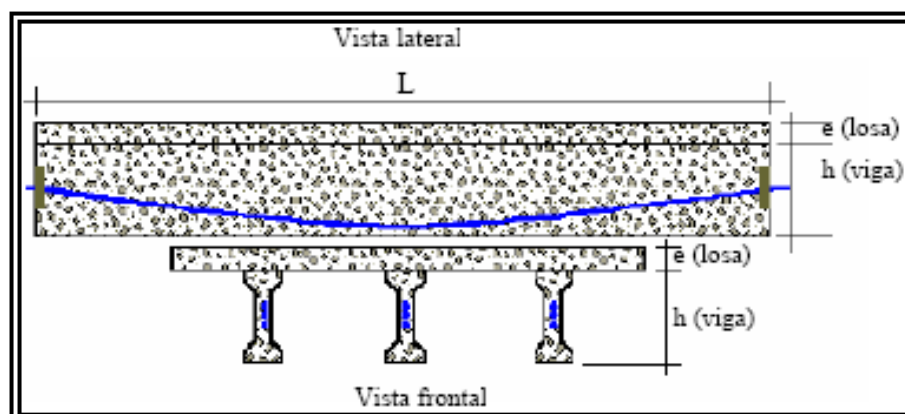


FIG . 2. 30 Puente con vigas de concreto postensado⁵⁵.

Los elementos **postensados** se tensionan después de que el concreto de la viga se ha endurecido y se anclan mecánicamente en los extremos, mediante cuñas.

➤ Viga "H".

⁵⁴ Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador".
Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 64,

⁵⁵ Idem 54

Este tipo de viga tiene la siguiente característica: Cuando la relación alma-patín es pequeña la viga I se convierte en viga H. Tanto la viga I como la H, este tipo de vigas pueden ser de acero estructural o de concreto preesforzado.

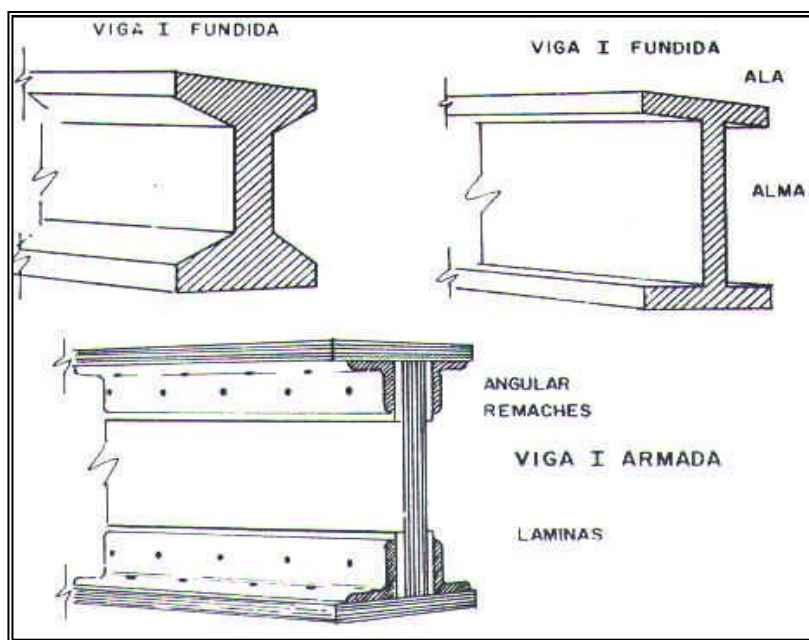


FIG. 2.31 Secciones transversales típicas de vigas de acero tipo I⁵⁶.

c) Tableros.

- **Tablero de losa maciza:** De concreto armado o pretensado, es la solución más simple de un puente y la más usada para claros cortos (menores de 10 m), porque es exclusivamente la materialización de la plataforma de la calzada, diseñada con el espesor necesario para resistir la flexión debida a su luz. En la FIG. 2.32 se muestra el esquema de un puente con tablero de losa maciza.

⁵⁶ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 65.

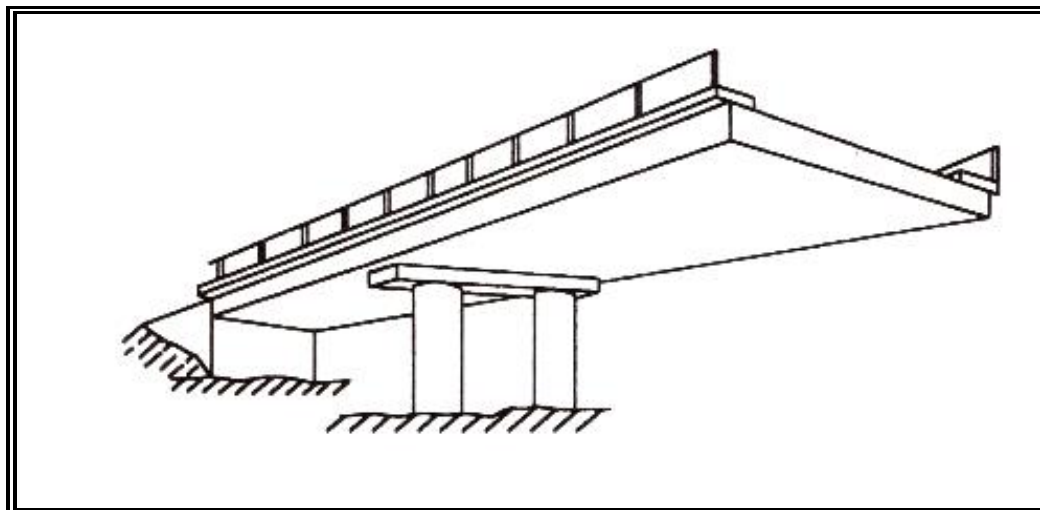


FIG . 2. 32 Puente con tablero de losa maciza⁵⁷.

- *Tablero de losa aligerada*: Se desarrolló después de la losa maciza reduciendo concreto en su alma para disminuir el peso, pero sin reducir considerablemente la inercia. Los aligeramientos de la sección transversal suelen ser circulares por facilidad y economía de ejecución, aunque rectangulares son más eficaces (Ver FIG . 2.33).

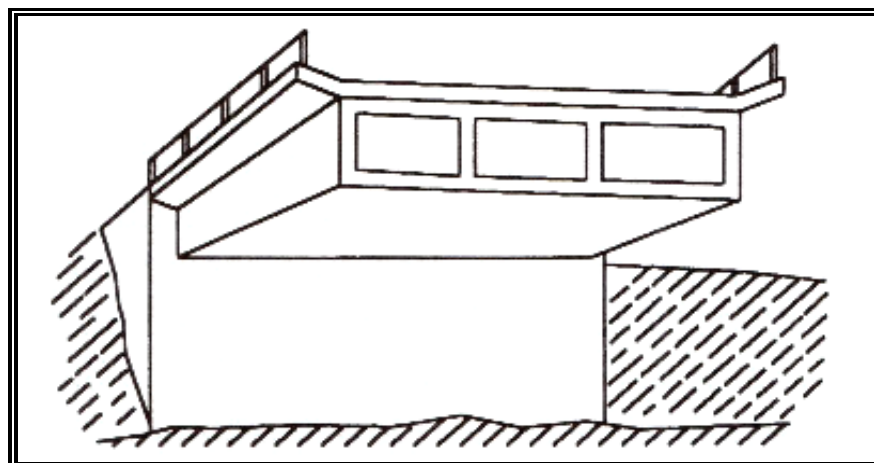


FIG . 2. 33 Puente con tablero de losa aligerada⁵⁸.

⁵⁷ Fuente: Tesis "Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática". Autor: Marvin Alexander Cardoza Quijada. El Salvador. 2005. Pág.45.

- **Tablero de vigas de alma llena:** Es la solución que más se utiliza en los puentes metálicos y en los de concreto. Este tablero está formado por una serie de vigas longitudinales, unidas entre sí por la losa superior que materializa la plataforma del puente. En los puentes con luz corta se utilizan secciones T, las cuales son vigas rectangulares combinadas con la parte superior de la losa (Ver FIG. 2.34); en los puentes con luces mayores se utiliza la sección en doble T, mediante un ensanchamiento de la parte inferior de la viga para aumentar su inercia.

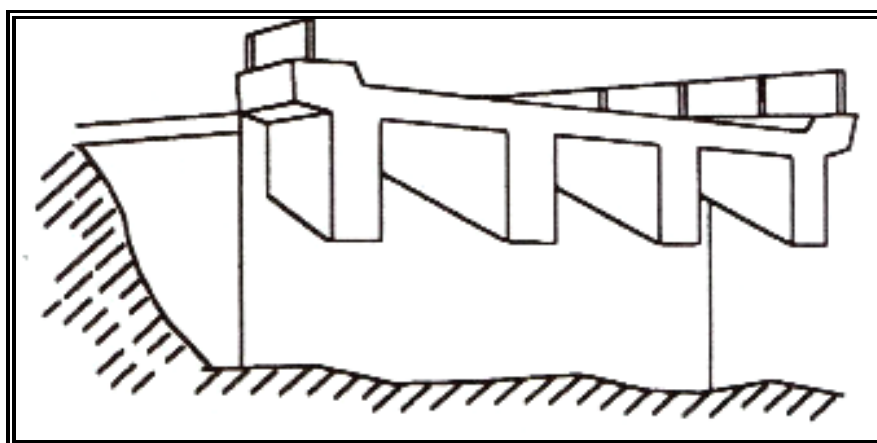


FIG. 2.34 Puente de vigas T⁵⁹.

- **Tablero de vigas cajón:** En las vigas cajón se consigue la máxima eficiencia resistente en puentes de concreto, porque tienen la máxima eficacia a la flexión y también a la torsión, lo que en puentes de gran luz puede ser importante. La sección en cajón es clásica de los puentes de alma llena tanto metálicos como de concreto pretensado. En las vigas cajón, la provisión de espacio en las celdas abiertas es una ventaja para la instalación de servicios públicos como electricidad y agua potable; dando, de esta forma, una ventaja estructural y estética. La FIG. 2.35 ilustra un puente con tablero de vigas cajón.

⁵⁸ *Idem 56. Pág. 46.*

⁵⁹ *Idem 57.*



FIG. 2.35 Ilustración de puente de tablero de viga cajón⁶⁰.

Al aumentar la luz del puente viga; existen dos opciones: aligerar el alma, lo que da lugar a las vigas en celosía o vigas trianguladas; o aumentar al máximo la eficiencia de la sección, lo que da lugar a las vigas cajón. (Ver FIG. 2.35).

Las vigas según la condición de los apoyos pueden ser isostáticas e hiperestáticas. Una solución isostática, es fácil de estudiar teóricamente y fácil de construir; por ello ha sido y será una de las soluciones más utilizadas en los puentes de luces pequeñas y medias. En el puente de varios vanos se puede repetir el tablero de vigas simplemente apoyado en cada uno de ellos; pero la solución más eficaz desde el punto de vista estructural es la viga con múltiples apoyos. La ventaja de esta solución es que la flexión cambia de signo del centro del vano a los apoyos y por ello los momentos flectores máximos se reducen considerablemente. Para el caso de vigas con carga uniformemente distribuida, el máximo momento de una solución isostática, se da en el centro de la viga en una longitud mayor que en el caso de una viga empotrada en sus extremos; en la cual, los momentos máximos, se dan en los empotramientos de la misma, reduciéndose en un 33% con respecto al máximo de la viga isostática. La ley de momentos flectores varía a lo largo de

⁶⁰ Fuente: Tesis "Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática". Autor: Marvin Alexander Cardoza Quijada. El Salvador. 2005. Pág. 48.

una viga, por tanto, el canto que requiere para resistir la flexión también varía a lo largo de ella; esto da lugar a las vigas de peralte variable que se emplean más frecuentemente en los puentes con múltiples apoyos que en los isostáticos. Según la estructura que se adopte, la variación de momento será distinta y por ello la variación de peralte será también diferente.

d) Armadura Metálica.

Se puede denominar *armadura* a un puente de tablero cuyas vigas armadas están unidas por encima o por debajo del nivel del tablero por elementos de arriostramiento, y *armazón lateral* (Ver FIG. 3.36) a un puente que no tiene arriostramiento uniendo a sus cordones superiores.

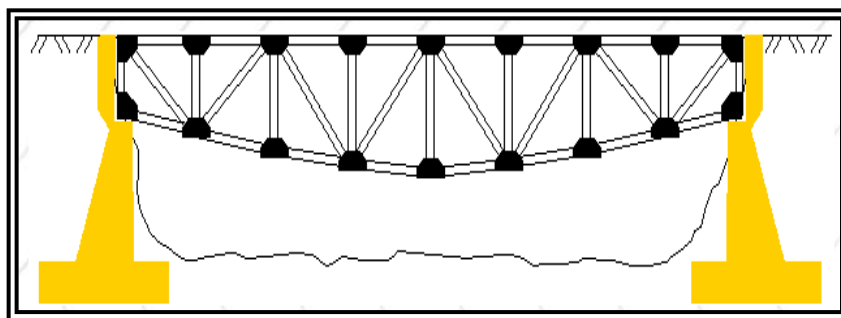


FIG. 2. 36 Elementos de un puente de armadura de tablero superior⁶¹.



FIG. 2. 37 Puente de armazón lateral⁶².

⁶¹ Fuente: www.miliarium.com/.../Puentes/TiposPuentes.asp.

e) Arco (Bóveda).

Las bóvedas, son puentes que generalmente se construyen con mampostería de piedra, aunque en época pasada también se empleó el ladrillo de obra. Las técnicas de construcción son muy sencillas y tienen la característica de ser resistentes y durables. Debido al material que se utiliza para su construcción, es que se adopta como elemento estructural principal el arco.

El arco o bóveda es una forma que le permite a una estructura sostenerse sobre dos apoyos relativamente distantes utilizando materiales que sólo resisten compresión: una fuerza que tiende a contraer la estructura, empujando a un elemento contra el otro. Los puentes en arco o abovedados aprovechan las características beneficiosas de la geometría estructural en arco, ya que ésta forma trabaja fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión. Generalmente se utilizan para vencer luces de hasta 10 m.

Los arcos presentan problemas en la construcción de los apoyos, puesto que tienden a empujar a éstos hacia afuera además de hacia abajo. Mientras menos profundo sea el arco, mayor será la carga que ejerza sobre sus apoyos. Las formas de arco más comunes en puentes son el semicircular o de medio punto (Ver FIG. 2.38a), el de más fácil construcción y menos empuje, y el rebajado (Ver FIG. 2.38c), que permite mayor espacio bajo el puente. Se recurre a un arco rebajado o elíptico (Ver FIG. 2.38b), cuando la carretera no va a cruzar a suficiente altura sobre el cauce del río, con lo cual se facilita el paso de las crecientes y minimiza el empuje de la corriente contra su subestructura.

⁶² Fuente: www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_artte.



Arco de medio punto o semicircular

(a)



Arco elíptico

(b)



Arco rebajado

(c)



Arco parabólico

(d)

FIG . 2. 38 Típicas formas de arcos (Bóvedas)⁶³.

f) Cable.

Los puentes que se incluyen en esta sección tienen en común que sus estructuras se basan en el cable, el elemento con el que se consigue la máxima eficiencia para esfuerzos de tensión. Es en este sentido, que los puentes de grandes luces que se construyen actualmente son colgantes o atirantados.

Las estructuras de cables son las ideales para las grandes luces por varias razones:

⁶³ Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 69

- i. El cable es un elemento que trabaja exclusivamente a tensión, que es la forma ideal de resistencia del acero. En principio se puede pensar que una barra de acero en tensión y otra en compresión son equivalentes, porque la capacidad de resistir del acero es análoga para ambas sollicitaciones; pero esa equivalencia no es cierta. Al someter una barra a dos fuerzas de compresión en sus extremos aparece, a causa de su esbeltez, el fenómeno del pandeo; es decir, se hace inestable a partir de un cierto valor de la fuerza axial, porque un mínimo desplazamiento transversal genera una flexión que a su vez incrementa el desplazamiento (y por tanto la flexión) continuando el fenómeno hasta que se llega a un punto de inestabilidad (o de pandeo) a partir del cual la pieza se rompe por flexocompresión. Por esta razón, una barra comprimida necesita rigidez a flexión a diferencia de la barra tensionada que no la necesita. La barra en tensión puede llegar a la esbeltez que le permita la capacidad resistente del material que lo compone, sin que en ello intervenga ningún otro factor; a diferencia de la comprimida, donde la esbeltez interviene en su capacidad resistente.
- ii. El cable se compone de elementos delgados que, además de dar la flexibilidad, permite aumentar al máximo su capacidad resistente; debido a que en el acero, gracias a los tratamientos que se le pueden dar, se consiguen resistencias cada vez mayores según se va reduciendo el diámetro del alambre (trefilado).
- iii. El cable, si está formado por hilos o cordones delgados, se puede montar hilo a hilo, lo que permite hacer cables de grandes diámetros en puentes de grandes luces con medios de montaje sencillos.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, los puentes que utilizan los cables como elementos resistentes básicos, son los colgantes y los atirantados. Los puentes colgantes están formados por dos cables tensores de acero que sostienen a través de cables la superficie de rodamiento. Los cables tensores se apoyan en torres y se anclan a grandes bloques de concreto situados, a modo de estribo, en los extremos del puente. La tensión que se produce por el peso del puente suspendido se convierte en una fuerza vertical hacia abajo en las torres y en una tensión angular hacia arriba en

los macizos de anclaje. Los cables de los puentes colgantes, están compuestos por miles de alambres paralelos de acero galvanizado, generalmente de 5 mm de diámetro, agrupados para formar una sección circular, llevan un arrollamiento en espiral de alambre que mantiene su forma cilíndrica al tiempo que las impermeabiliza. En nuestro país se han construido puentes de éste tipo, como se podría mencionar el puente Cuscatlán antes de que esto fuera derivado en el tiempo del conflicto armado en el país. (Ver FIG. 2.39).

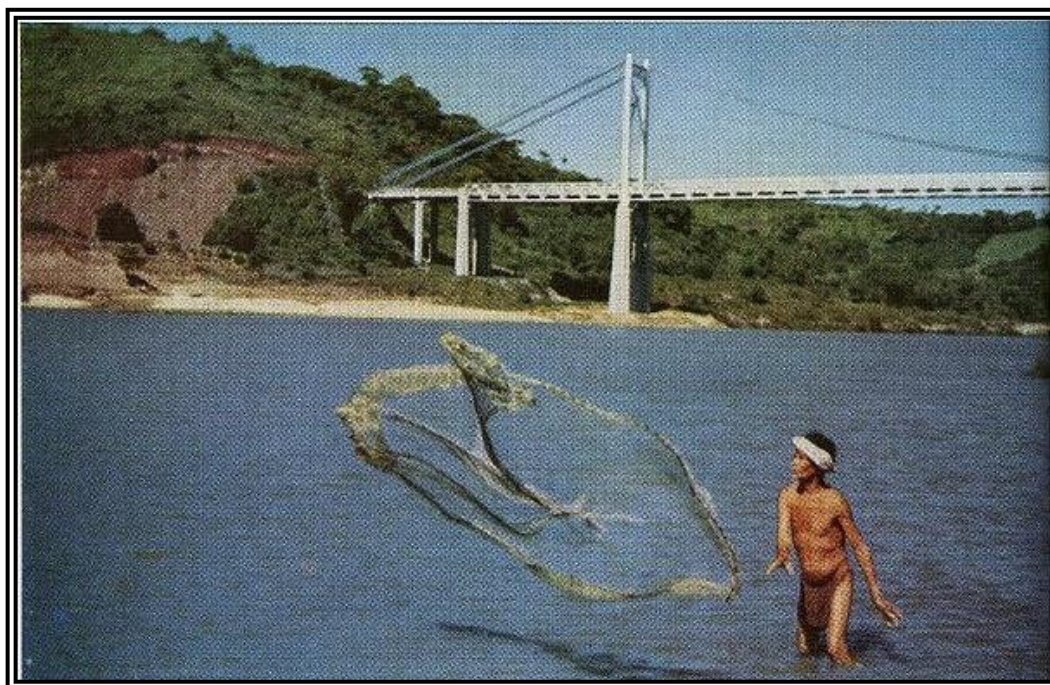


FIG. 2.39 Puente Colgante “Cuscatlán” sobre el río Lempa. Localizado en la carretera panamericana antes de ser derivado en el conflicto armado⁶⁴.

En los puentes atirantados, la estructura resistente está formada por los tirantes y el propio tablero, que equilibra las componentes horizontales de las fuerzas de atirantamiento mediante una compresión en el mismo hacia las pilas, aunque también puede funcionar a tracción hacia el centro; la colaboración del tablero, hace que la cantidad de acero en los cables de un puente atirantado sea menor que la de un puente

⁶⁴ Fuente: www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=347820&page=5

colgante equivalente en luz y ancho⁶⁵. A pesar de esta ventaja, los puentes atirantados tienen y tendrán luces máximas mucho menores que las de los colgantes, ello es debido fundamentalmente a lo caro que resultan las pilas (que han de ser bastante más altas que en las soluciones colgantes), a la compresión que se introduce en el tablero y a la dificultad de montar tirantes muy largos.

Los elementos fundamentales de la estructura resistente de este tipo de puente son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándole una serie de apoyos intermedios equivalentes a resortes más o menos rígidos. Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado

g) Tipo Bailey. (Prefabricados).

Este tipo de puente entra en la categoría de puentes metálicos y cabe dentro del contexto de armazón lateral. Los puentes tipo Bailey, constituyen un tipo muy importante de puentes metálicos, ya que se los utilizan por su rapidez de construcción (los más pequeños pueden ser armados en 24 horas). Además, éste tipo de puente como el Mabey son muy utilizados en nuestro medio porque son constructivamente modulares. Aunque de estos dos tipos el que más se construye o se utiliza es el Bailey; ya que generalmente son los más adquiridos por donaciones extranjeras.

Los puentes metálicos tienen dos tipos de limitantes: su costo por utilizar materiales importados, y la necesidad de un mantenimiento considerable.

⁶⁵ Fuente: Fernández Troyano, Leonardo. "Tierra sobre el Agua".



FIG. 2. 40 Puente tipo Bailey “El Carrizo”, entre los cantones Oratorio y San José, en Hobasco, El Salvador.⁶⁶

h) Súper Span.

Estos puentes son similares a las bóvedas (Ver Fig. 2.41); al momento de su construcción se han utilizado láminas de acero para formar el encofrado del arco, éstas láminas son empernadas para darle más seguridad al encofrado. Al terminar de construir el puente, las láminas que se utilizaron para el encofrado en muchas ocasiones no son retiradas, es por ésta razón que se les ha dado el nombre de super span y la diferencia entre éste tipo de puente y la bóveda es que en la parte abovedada (arco) la compone una cubierta de lámina y su similitud es que en la parte superior es un relleno.



FIG. 2. 41 Puente tipo Super Span⁶⁷.

⁶⁶ Fuente: ns.mop.gob.sv/modules.php?name=News&file=arti.

- **Elemento Secundario.**

Son elementos complementarios de la superestructura siendo necesarios para la estabilidad de la estructura y posibilitan el tránsito por el puente. Entre los elementos secundarios tenemos:

- a) Diafragmas transversales.
- b) Arriostramientos.
- c) Barandales.
- d) Calzada.
- e) Aparatos de Apoyo.
- f) Aceras.
- g) Drenajes y
- h) Juntas.

- a) **Diafragmas transversales.**

Los diafragmas son considerados como elementos simplemente apoyados, que sirven como rigidizadores entre vigas, y que a su vez transmiten fuerzas a las vigas longitudinales a través del cortante vertical, el cual es transmitido por el apoyo directo de la losa sobre la viga y por medio de varillas de acero que traspasan la viga longitudinal. Por lo general el tablero de la superestructura de un puente debe construirse conjuntamente; por lo que primero se construyen las vigas y luego el diafragma y losa en un colado monolítico. Según el artículo 8.12.2 de las especificaciones de la AASHTO, establecen que los diafragmas se coloquen uno en cada extremo del puente, a una distancia más o menos de 50 cm del borde del tablero y en puntos intermedios donde no se rompa la continuidad de la losa y sea necesario apoyar los bordes de ésta sobre el diafragma. Por lo general, los diafragmas transversales, tienen entre 15 a 20 cm de espesor.

⁶⁷ Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 72.



FIG. 2. 42 Diafragmas transversales en vigas de acero.⁶⁸

b) Arriostramiento.

Permiten mantener los elementos estructurales en posición correcta, se usan generalmente en las estructuras metálicas, y según su ubicación en la estructura puede clasificarse como:

- *Arriostramiento del portal:* El arriostramiento del portal se encuentra en la parte superior en los extremos de una armadura de paso a través y proporciona estabilidad lateral y transferencia de cortante entre armaduras.
- *Arriostramiento transversal:* Los puntales transversales son miembros estructurales secundarios que se atraviesan de lado a lado entre armaduras en nudos interiores y al igual que el arriostramiento del portal proporcionan estabilidad lateral y transferencia de cortante entre armaduras.

⁶⁸ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 74.

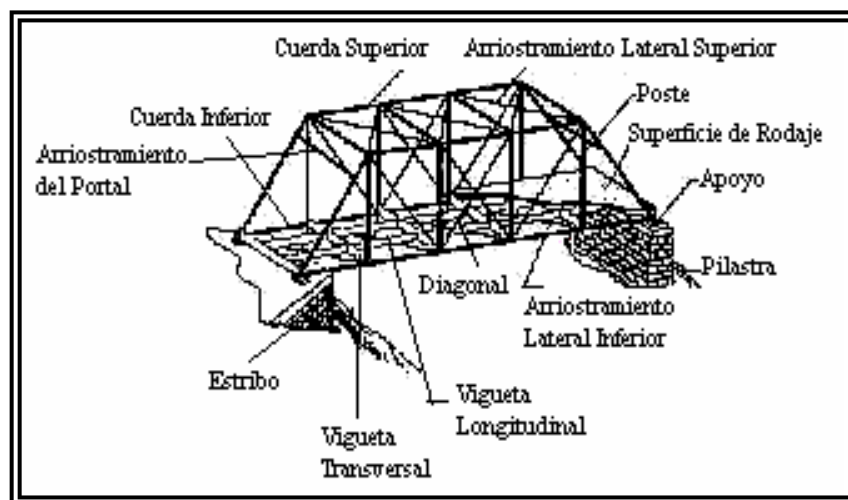


FIG . 2. 43 Ejemplo de una armadura donde se distinguen diferentes tipos de Arriostramiento.⁶⁹

- *Arriostramiento lateral superior*: Los puntales laterales superiores están situados en el plano de la cuerda superior y proporciona estabilidad lateral entre las dos armaduras y resistencia contra los esfuerzos provocados por el viento.
- *Arriostramiento lateral inferior*: Los puntales laterales inferiores están situados en el plano de la cuerda inferior y proporcionan estabilidad lateral y resistencia a los esfuerzos por viento.

c) Barandas.

Son elementos de seguridad que se encuentran a los costados del puente, su función es la de canalizar el tránsito y eventualmente evitan la caída de vehículos y personas. Las barandas consisten en postes y pasamanos de concreto reforzado, postes de concreto reforzado y pasamanos metálicos o postes y pasamanos metálicos. En El Salvador generalmente se opta por los barandales de concreto reforzado, ya que tienen la ventaja de tener un mantenimiento más económico al de un barandal metálico, aunque el aspecto estético no sea muy atractivo.

Las especificaciones AASHTO definen 3 tipos de barandales: peatonales, para bicicletas y para tráfico. Estos tipos de barandales también pueden combinarse entre

⁶⁹ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 75.

si, para convertirse en tráfico – bicicleta, tráfico – peatonal, peatonal – bicicleta. (Ver FIG . 2.44).



(a) Barandales y pasamanos de concreto



(b) Barandales y pasamanos metálicos



(c) Barandal metálico con bordillos de concreto reforzado (Barandal tipo ASSHTO)

FIG . 2. 44. Ejemplo de tipos de barandales⁷⁰.

d) Calzadas.

La calzada o superficie de rodamiento proporciona el piso para el tránsito de los vehículos y se coloca sobre la cara superior de la losa estructural. En el caso de ser un puente tipo bóveda o super span, la calzada va sobre el relleno de ésta estructura, si

⁷⁰ Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 76.

fuese un puente modular iría sobre los tablonces de madera o puede ser la misma madera la calzada.



(a) Concreto



(b) Asfalto



(c) Grava



(d) Madera



(e) Metal (Lámina Troquelada)

FIG . 2 . 45. Tipos de Calzadas⁷¹.

Generalmente la calzada es colocada después de colada la losa, aunque existen también calzadas coladas integralmente con la losa estructural. Cuando se utiliza esta técnica se le designa como piso monolítico. Las calzadas en nuestro país generalmente son de concreto asfáltico o de concreto hidráulico, aunque pueden

⁷¹ Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 77.

encontrarse de balastro, metálicas o madera, y se considera que no proporciona capacidad de carga a la estructura. (Ver FIG. 2.45).

e) Aceras.

Las aceras son aquellos elementos que forman parte del puente con la finalidad de dar paso a los peatones con seguridad. Las aceras se construyen monolíticamente con la losa, éstas están separadas de la losa por un cordón a un nivel superior. (Ver FIG. 2.46).



FIG. 2. 46. Ejemplo de una acera⁷².

f) Drenajes.

La función de los drenajes es la de evacuar el agua de la superficie de la superestructura de los puentes lo más rápido posible. En puentes construidos con pendientes, generalmente no se requieren disposiciones para el drenaje longitudinal, ya que el agua es transportada por el bombeo transversal hasta las cunetas y luego hasta el extremo más bajo del puente desde donde son evacuadas hacia la calzada.

⁷² Fuente: Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 82.



(a) Drenaje situado a un costado de la losa - (Drenaje de acero).



(b) Drenaje situado bajo la losa - (Drenaje de PVC).



(c) Drenaje situado a un costado del barandal de concreto, con pasamanos metálicos - (Drenaje de rejillas).

FIG. 2. 47 Ilustración de drenajes en puentes⁷³

Si el puente no tiene pendiente en el sentido longitudinal, para evacuar el agua superficial, generalmente se utilizan tubos de PVC con diámetro aproximado de 3

⁷³ **Fuente:** Tesis "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág. 84.

pulgadas colocados aproximadamente al punto medio entre los postes del barandal; en nuestro medio se utiliza ésta clase de dispositivos.

En la parte inferior de las losas se recomienda la colocación de cortagotas con la función de evitar que por adherencia el agua escurra hasta las vigas, y pueda ocasionar problemas de corrosión.

g) Juntas.

Las juntas son dispositivos que permiten el libre movimiento causado por eventos sísmicos, cambios de temperatura y vibraciones excesivas causadas por tráfico pesado sobre la estructura. En un puente se pueden distinguir los siguientes tipos de juntas:

1. Junta de contracción.
2. Junta de dilatación o expansión.
3. Juntas de construcción.

1. Juntas de contracción:

Son aquellas que tienen objeto de controlar el agrietamiento en el concreto producido por fenómenos de contracción. Debido a éste efecto, una vez efectuadas las juntas, las unidades siempre tendrán una longitud inferior a la longitud del concreto cuando fue vaciado. Este tipo de juntas, se utilizan en pavimentos, canales, muros, etc. Y normalmente dividen la estructura de concreto en varias unidades, pudiendo mantenerse la continuidad con barras de anclaje u otro sistema.

2. Juntas de dilatación o expansión:

Son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Algunos proyectos de puentes interrumpen los tableros para cubrir requerimientos estructurales de diseño y construcción, para garantizar los movimientos reológicos como cambios de temperatura, efectos de retracción o flujo plástico, acortamientos por pretensado, cargas de tráfico, asentamientos diferenciales o tolerancias requeridas, compatibles con las condiciones de apoyo. En tales casos, en la estructura se deben considerar movimientos permisibles que

garanticen un desempeño adecuado para los diferentes estados límites de utilización del puente, donde el deterioro o la falla de las juntas pueden comprometer su seguridad. De acuerdo con su conformación y tomando en cuenta el procedimiento constructivo, las Juntas de expansión se pueden clasificar de la siguiente manera:

Juntas abiertas: Esta es la primera junta conocida, por lo tanto se encuentran en puentes viejos de corta luz, con un ancho que varía entre 1 cm y 5 cm. Su ventaja es el costo inicial de construcción relativamente bajo. Da paso al agua y a elementos que traban el funcionamiento de la junta, lo que ocasiona la necesidad de reparaciones costosas en los elementos circundantes.

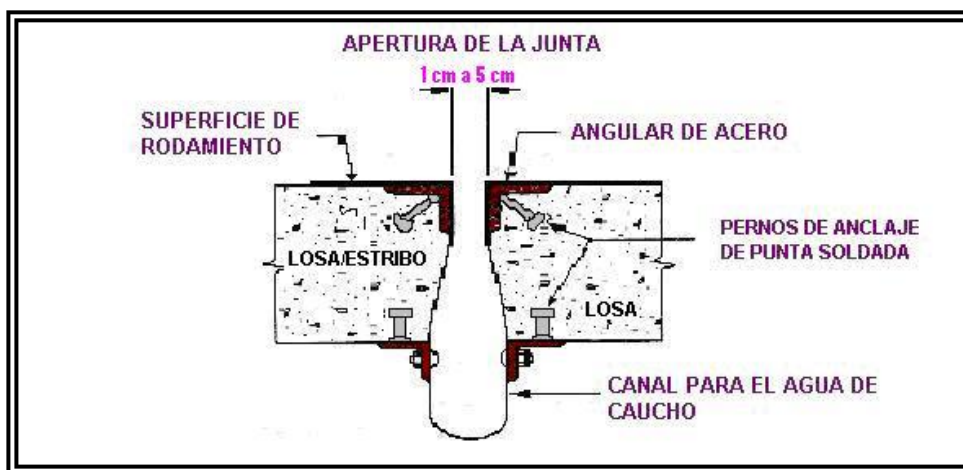


FIG. 2. 48 Junta abierta.⁷⁴

Juntas rellenas moldeadas: estas se dividen en:

- **Rellenas con sello plástico:** Son vaciadas en sitio y soportan movimientos hasta de 3.5 cm. Son fáciles de construir al colocar en el fondo de la ranura un tope o manguera de soporte, luego poliestireno expandido y después un sello plástico o masilla negra de consistencia semi-dura, combinación de asfaltos refinados, resinas plastificantes y fibra de asbesto. No son costosas. El problema se presenta por la fricción del tope y elementos químicos y mecánicos

⁷⁴ Fuente: www.monografias.com/trabajos5/juntas/juntas.shtml#intro41

ajenos a la junta que despegan el tope, lo que permite la entrada del agua, ocasionando un deterioro acelerado de esta. También el sello sufre desgaste por cargas cíclicas de tráfico y cambios de temperatura que la endurecen.

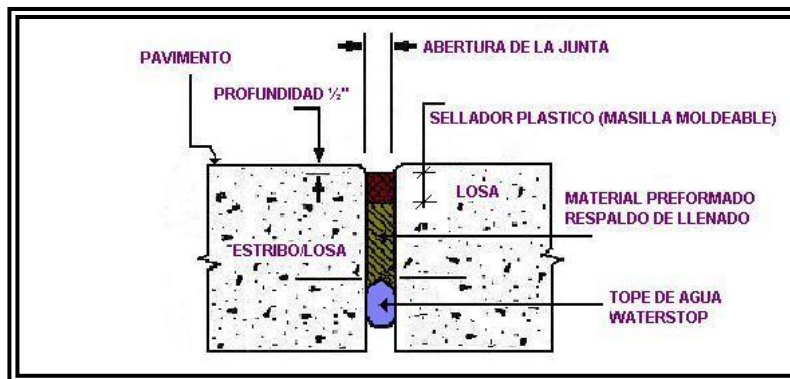


FIG . 2. 49 Juntas rellenas con sello plástico.⁷⁵

- **De mortero epóxico:** Están conformadas por 2 guardacantos hechos con un mortero epóxico a ambos lados de la ranura, rellenas con una manguera en encofrado perdido y un elastómero vaciado en sitio, adherido solo a las paredes laterales de los guardacantos. Los movimientos permitidos están en el orden de 2.5 veces el ancho de la ranura o 5 cm. Son impermeables, con gran resistencia a los impactos de la carga viva sobre la superficie.

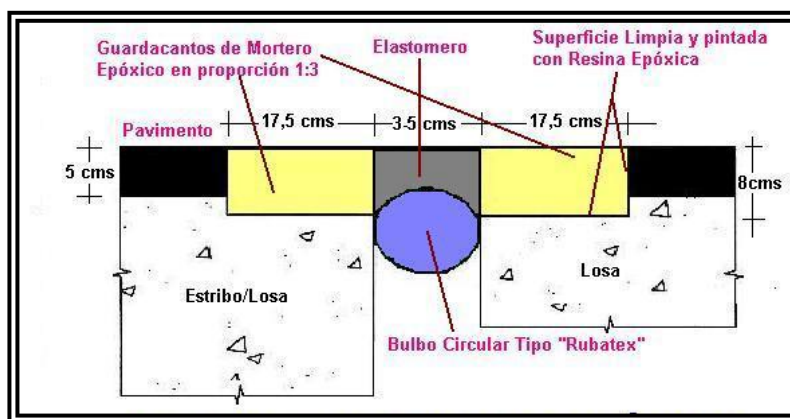


FIG . 2. 50 Juntas de mortero epóxico.⁷⁶

⁷⁵ Idem 74

⁷⁶ Fuente: www.elprisma.com/apuntes/ingenieria_civil/juntaspuentes/

- De grout expansivo:** son diseñadas para trabajar bajo movimientos no mayores de las 6.5 cm ; tienen la misma conformación estructural de la junta de mortero epóxico, buscando sustituirlas para bajar los costos. En este mismo tipo de juntas se experimentan los mismos problemas al desprender el elastómero por fatiga del material. Los guardacantos tienden a fallar por corte, al golpearse los elementos estructurales bajo cargas cíclicas y también por efectos de retracción.

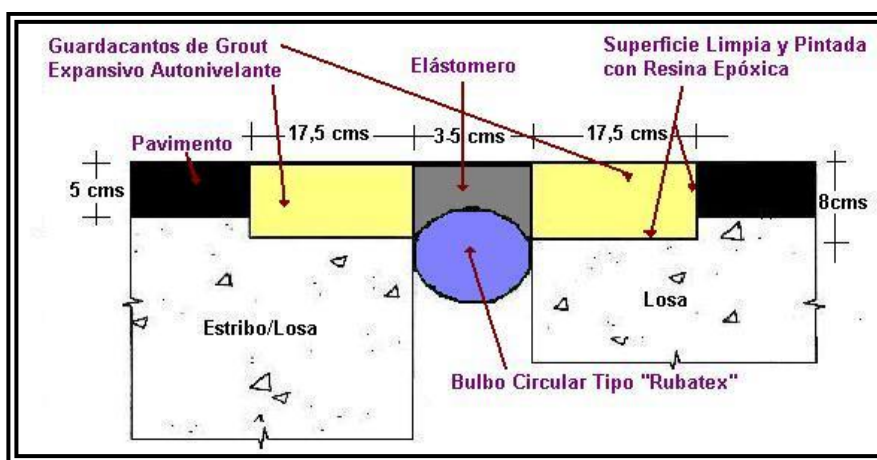


FIG. 2. 51 Juntas de mortero epóxico.⁷⁷

- De polímero asfáltico:** Llamadas genéricamente juntas elásticas, se han utilizado mucho como juntas de reposición hasta en grandes viaductos y en obras nuevas resultan excelentes para movimientos de hasta 6 cm , pero no aceptan movimientos verticales. Son de rápida instalación y puesta en servicio de la vía, completamente impermeable, dan confort, seguridad y comodidad para el usuario del puente. La junta no debe tener un espesor menor a 8 cm , la diferencia debe ser suplida con grout expansivo de nivelación. La junta combina el uso de pletinas de refuerzo ó distribuidor que soporta la carga viva, y sobre ella un Polímero Asfáltico Modificado con un agregado dosificado, mezclado y vaciado en sitio.

⁷⁷ Idem 76

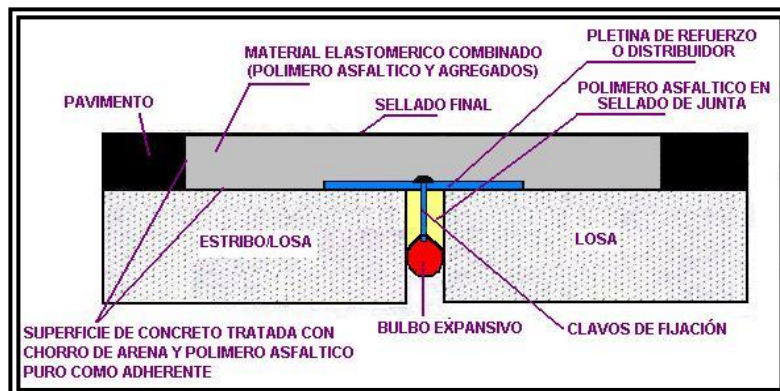


FIG . 2. 52 Juntas de polímero asfáltico.⁷⁸

- De silicone:** Son juntas rellenas de una mangueral de apoyo y un material de silicone que hace las veces de sello ó elastómero. Se utilizan para trabajar en puentes cuyas juntas no excedan movimientos mayores de 3.75cm y luces pequeñas. El silicone debe ser colocado en lugares que no tengan temperaturas mayores a los 32°C y menores de 4°C. Son muy económicas, completamente impermeables y durables. El tiempo de secado total del material esta alrededor de las 48 horas. Se preparan 2 guardacantos paralelos a ambos lados de la ranura, de concreto de 350 Kf/cm² ó de Grout expansivo que forman un nicho para recibir el perfil de goma y sellar con la silicona.

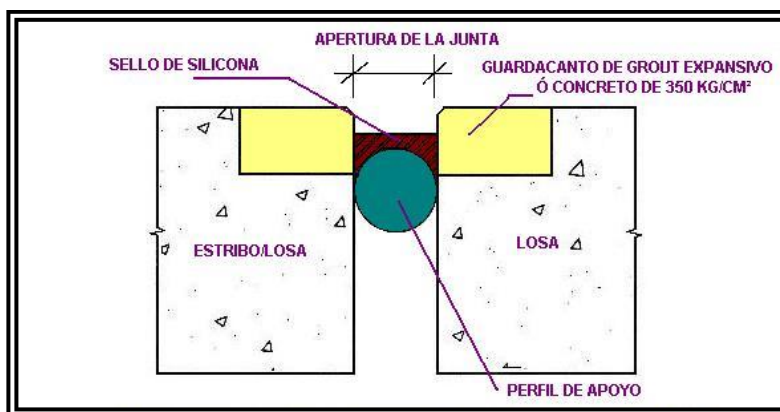


FIG . 2. 53 Juntas de polímero asfáltico.⁷⁹

⁷⁸ *Idem 78*

⁷⁹ *Fuente: www.elprisma.com/apuntes/ingenieria_civil/juntaspuentes/*

Juntas rellenas premoldeadas (preensambladas):

- **De sello de compresión:** Son juntas populares donde el sello es de neopreno, y soporta movimientos que van de 2.5 cm. hasta 10 cm. Entre sus ventajas se cuentan la variedad de opciones, su impermeabilidad relativa, la facilidad de instalación y su costo.

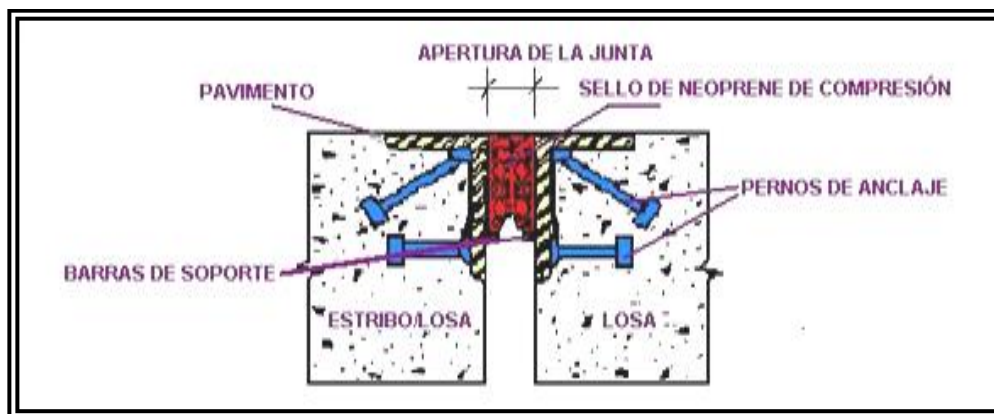


FIG . 2. 54 Juntas de polímero asfáltico.⁸⁰

- **De placa dentada:** Se ha utilizado en puentes de tramos medianos y largos. Se adaptan a movimientos totales desde 10 cm hasta 60 cm siendo esta su mayor ventaja y sus desventajas se refieren a la posible acumulación de desechos y tierra, que obstruyen el canal de movimiento de abertura y cierre de la junta.

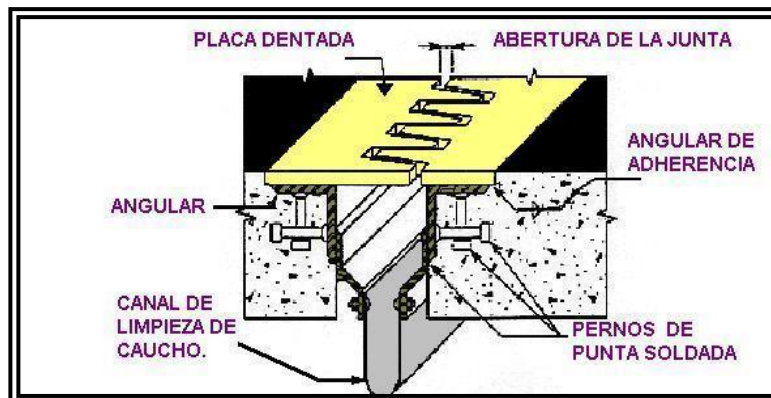


FIG . 2. 55 Juntas de polímero asfáltico.⁸¹

⁸⁰ Idem 79

⁸¹ Idem 79

- **De placa de diente de sierra:** Se aplica en puentes de tramo mediano, con movimientos totales de 7.5cm. La ventaja que presenta es la facilidad de cambiarla en mantenimiento, soldando fácilmente las placas de acero de cada diente. Su desventaja es que no posee un sistema de canal para recoger agua y desechos.

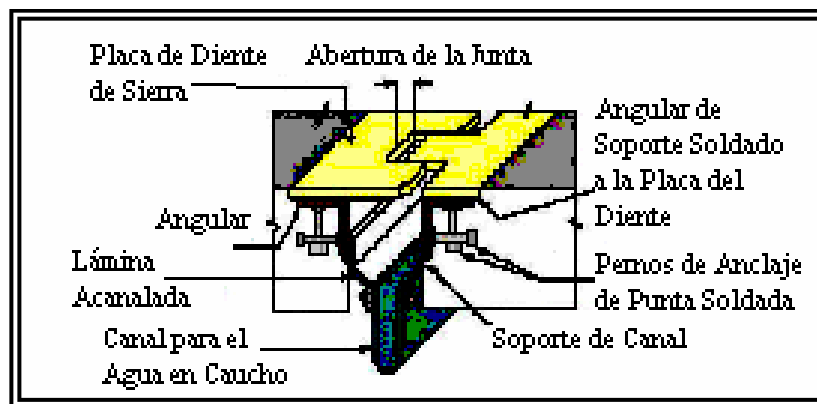


FIG. 2. 56 Juntas de polímero asfáltico.⁸²

- **Con placas deslizantes:** Estas se utilizan frecuentemente en puentes medianos, ajustándose a movimientos totales de 10 cm; su ventaja es que restringe al mínimo el paso del agua, pero con el tiempo la placa deslizante tiende a zafarse ocasionando deterioros de todos los elementos circundantes de la junta.

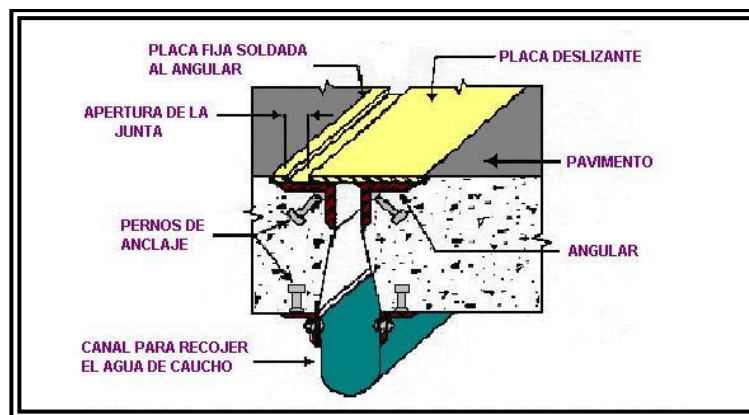


FIG. 2. 57 Juntas con placas deslizantes.⁸³

⁸² Fuente: Tesis: "Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes en El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador.2003.Pág. 90

⁸³ Idem 79

3. Juntas de construcción.

Estas juntas corresponden a la interrupción de la etapa del vaciado de concreto. Pueden ser coincidentes con las juntas de contracción o expansión, o puede requerirse su continuidad para obtener la integridad de la estructura debiendo adherirse apropiadamente la segunda capa de concreto. Una junta de construcción que queda intencionalmente no adherida, puede funcionar a su vez como junta de contracción.

Las juntas de construcción son colocadas con un propósito similar a las de expansión: Permitir movimientos a la estructura en caso de fenómenos sísmicos o vibraciones excesivas causadas por tráfico pesado sobre la estructura.

B. Subestructura.

Es la parte de la estructura del puente destinada o encargada de soportar las cargas originadas en la superestructura, así como las originadas por los animales, personas y vehículos. (Ver FIG. 2.58).

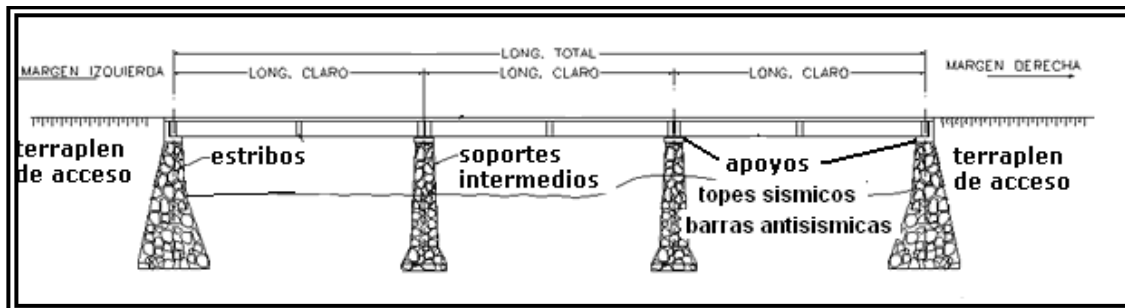


FIG. 2. 58 Partes de la subestructura.

A continuación se explicara con detalle cada una de las partes que conforman la subestructura.

a) Apoyos.

Los apoyos son conjuntos estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y

de otra índole inducida por la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales⁸⁴.

La mayoría de los apoyos se construyen de acero, neopreno, bronce, o una combinación de estos materiales. Las partes metálicas expuestas de estos apoyos son generalmente protegidas de los efectos del deterioro de los elementos por una pintura o un sistema de galvanizado. Además, los otros elementos de puentes son generalmente diseñados para minimizar la acumulación de materiales extraños y la acumulación de agua en o cerca de los apoyos.

Las fuerzas aplicadas en los apoyos incluyen el peso del tablero y accesorios, cargas del tráfico, cargas de viento y cargas producidas por sismos. Los movimientos en los apoyos incluyen traslaciones y rotaciones. Las traslaciones son causadas comúnmente por contracciones y efectos por temperatura y pueden ocurrir en dirección transversal y longitudinal. Los movimientos de rotación son producidos por las cargas de tráfico, las tolerancias de construcción, y los asentamientos desiguales de la fundación. En el diseño de estos se toma en cuenta, que la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo sean compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados del tablero y los proyectos se detallan de forma que es posible el reemplazo de los mismos.

En general, Según los movimientos que permiten los apoyos, estos se pueden clasificar en apoyos fijos y apoyos móviles. Los **apoyos fijos** permiten únicamente deflexiones angulares restringiendo los desplazamientos horizontales; estos tipos de apoyos deben ser diseñados para resistir las componentes verticales y horizontales de las reacciones.

Los **apoyos de tipo móvil** permiten que en el soporte intermedio o extremo de un puente, en el que existe uno de éstos, se mueva libremente hacia delante y hacia atrás, debido a la expansión y/o contracción ocasionadas por los cambios de temperatura; o debido a los cambios de longitud del puente ocasionados por las cargas vivas,

⁸⁴ **Fuente:** Tesis "Análisis estructural de la subestructura de puentes según especificaciones AASHTO. Autor: Pedro Roberto Castro Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.7.

evitando la aparición de reacciones horizontales perjudiciales en los apoyos del puente. Este tipo de apoyo también se utiliza en estribos para absorber los movimientos debidos a la presión de la tierra.

Entre los apoyos disponibles en la construcción de puentes están:

➤ **Apoyos Elastoméricos.**

Los desplazamientos y rotaciones a los que son sometidas las estructuras deben ser absorbidos por los aparatos de apoyo, garantizando así un funcionamiento correcto y evitando tensiones innecesarias.

La principal función de los aparatos de apoyo es la de absorber movimientos en una o varias direcciones así como transmitir cargas de un elemento a otro.

Los apoyos elastoméricos son generalmente utilizados en concreto preesforzado o vigas de acero, de longitudes de claro cortas y moderadas. Son hechos de “elastómero” (caucho natural o sintético). Estos apoyos están contruidos de neopreno y acero al carbono moldeado en una masa sólida libre de vacíos. Los apoyos de dilatación elastoméricos son diseñados para adaptarse a los movimientos horizontales y verticales por la deformación del “elastómero”. A la vez absorbe esfuerzos cortantes locales, pero rígido contra cambios volumétricos. Bajo cargas de compresión, el elastómero se expande lateralmente.

Los apoyos elastoméricos pueden ser simples (constituidos solamente por elastómeros), para sostener cargas grandes sin deflexión excesiva, se refuerza utilizando almohadillas elastoméricas reforzadas con fibra de vidrio, lona de algodón y de acero. Un apoyo elastomérico muy utilizado por sus propiedades físicas y económicas es el apoyo de neopreno. También pueden ser laminados (compuestos por capas de elastómeros, unidos entre sí por láminas pegadas de acero (**Ver FIG. 2.59 d**)). Los apoyos elastoméricos son diseñados para absorber las acciones que se muestran en la figura **FIG. 2.59 a**, **FIG. 2.59 b** y **FIG. 2.59 c**.

El apoyo elastomérico fijo está generalmente restringido contra el movimiento horizontal por el uso de barras de anclaje que se prolongan desde la superestructura a través del apoyo dentro de la subestructura.

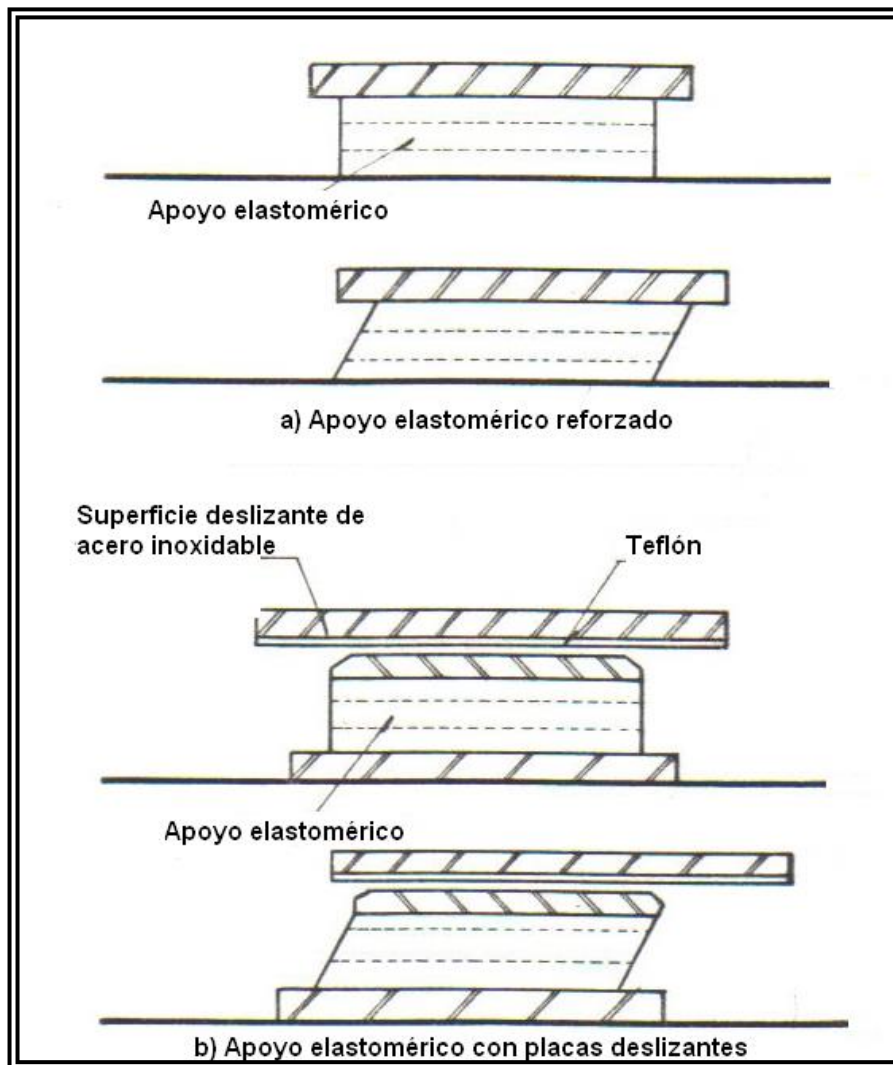


FIG . 2. 59 a) Apoyo elastomérico reforzado, b) Apoyo elastomérico con placas deslizantes; en la primera figura de cada tipo observamos el apoyo sin deformar, mientras en la segunda el apoyo sometido a cargas.⁸⁵

Los apoyos elastoméricos pueden incluir el uso de placas de carga en las caras superior e inferior del apoyo para fijarlo en su posición y ayudarlo en la distribución de las cargas, este esquema se muestra en la FIG . 2.60.

⁸⁵ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.9.

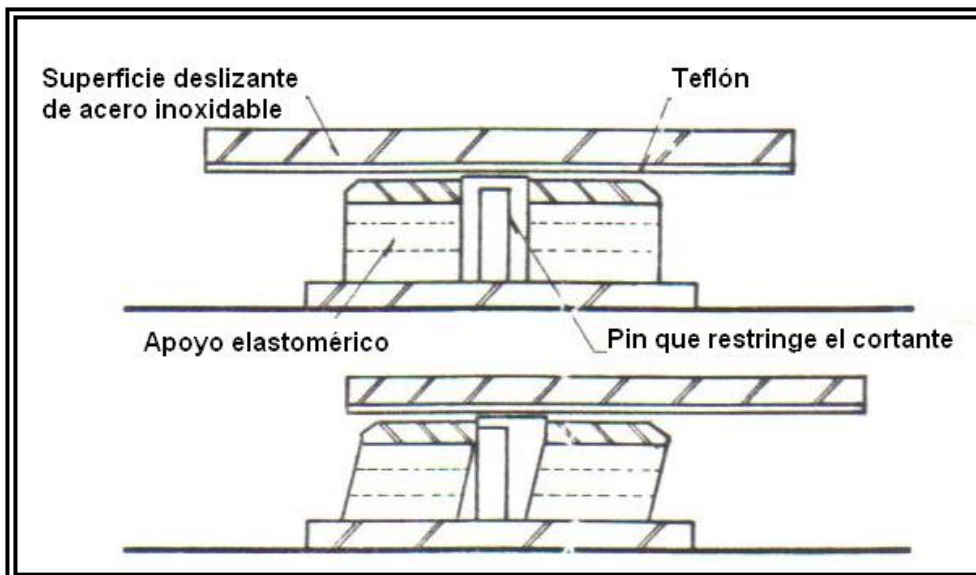


FIG . 2. 60 A p o y o e l a s t o m é r i c o r e s t r i n g i d o , e n l a p r i m e r a f i g u r a o b s e r v a m o s e l a p o y o s i n d e f o r m a r , m i e n t r a s e n l a s e g u n d a e l a p o y o s o m e t i d o a c a r g a s .

La capacidad de un apoyo elástico para absorber las deflexiones angulares y los movimientos longitudinales de la superestructura dependen de:

- El espesor total del apoyo, ya sea simple o laminado.
- El factor de forma, que es una relación entre el área de la cara cargada y la suma de las áreas laterales libres para abombarse.
- Las propiedades mecánicas del elastómero.

Esta última característica depende de los espesores del apoyo, ya que a medida crece el espesor de este la carga admisible es mayor. Además, la mayor parte de la deformación plástica lugar en los primeros diez días de carga. En su resistencia al deterioro, el neopreno es superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente. La vida útil del neopreno es de aproximadamente 40 años, sin darle ningún tipo de mantenimiento dura hasta 35 años.⁸⁶

- **A p o y o s d e d e p ó s i t o (P o t) .**

⁸⁶ Fuente: Tesis "Manual de construcción de puentes de concreto". Autor: Denis Aníbal Aquino Vásquez. El Salvador. 2004. Pág.113.

En puentes rectos con pilas que forman ángulos rectos con la superestructura, el movimiento rotacional que puede ser absorbido ocurre sobre un eje fácilmente determinable.

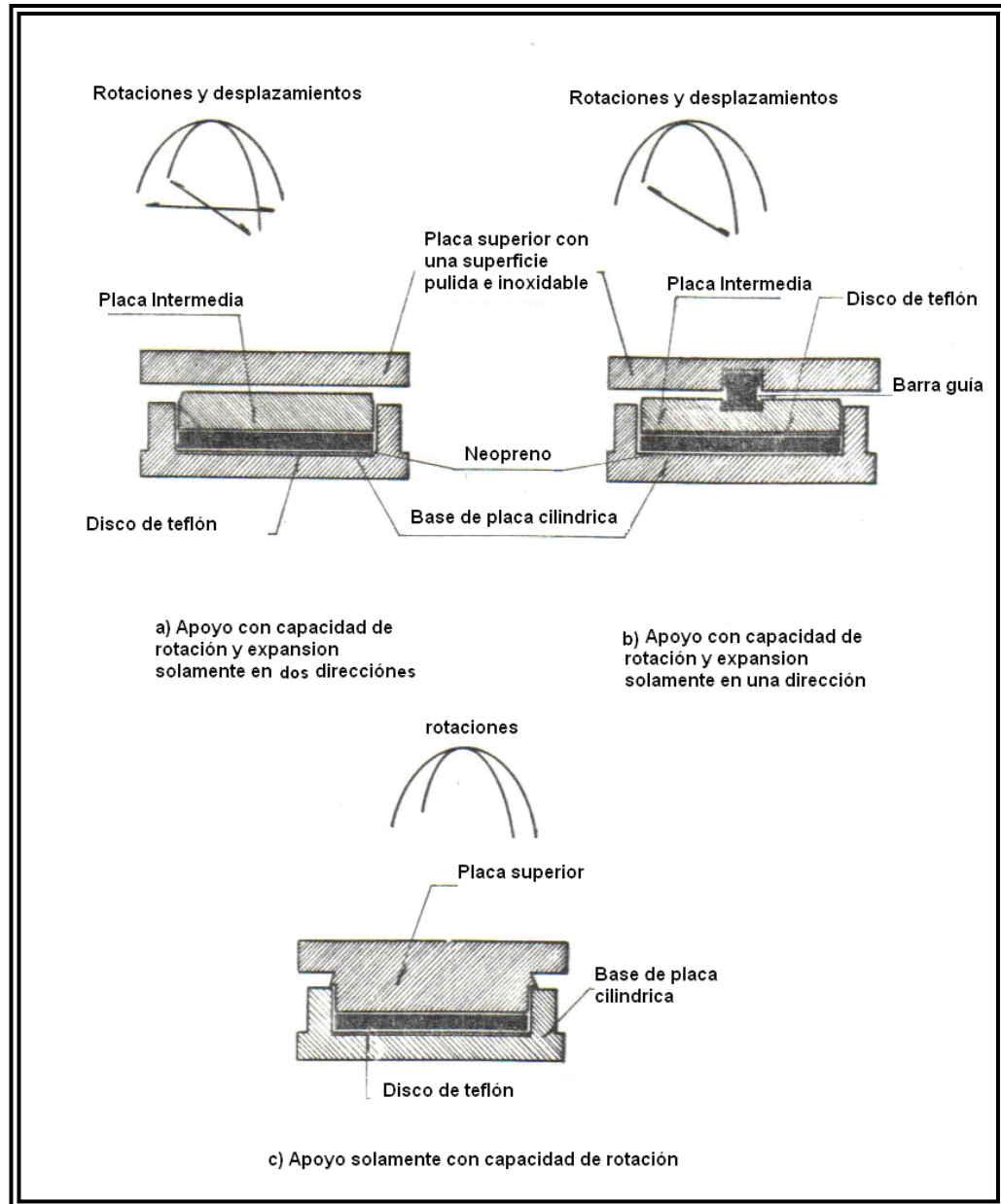


FIG. 2. 61 Apoyos de depósito⁸⁷

⁸⁷ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.10.

En puentes curvos y puentes rectos en el cual el eje longitudinal no forma un ángulo recto con la orientación del obstáculo a salvar (puentes esviados), el movimiento rotacional ocurre sobre más de un eje y no es fácilmente predecible. Para resolver este problema, los apoyos de depósito tienen la característica de acomodarse al movimiento rotacional que se desarrolle sobre cualquier eje. Utiliza un disco elastomérico duro para soportar las cargas verticales y una llave de metal en el centro del apoyo para resistir cargas horizontales.

Los movimientos rotacionales son absorbidos por la deformación del elastómero y los traslacionales mediante el uso de un deslizante, teflón. La FIG. 2.61, ilustra gráficamente los elementos principales de este tipo de apoyos. Como se muestra, los apoyos ofrecen libre traslación y rotación en cualquier dirección (FIG. 2.61 a), o pueden restringir la traslación en una dirección (FIG. 2.61 b), o en todas las direcciones (FIG. 2.61 c).

- **Apoyos metálicos.**

Son preferentemente de acero estructural, acero o hierro fundido. Sus componentes básicos son una unidad superior fija con pernos en la superestructura y una unidad inferior anclada a la subestructura, insertado entre éstas, una placa deslizante, si es necesario, para centrar y absorber las deflexiones angulares y en el caso de los apoyos de expansión, para los movimientos longitudinales de la superestructura.

Para longitudes menores de 15 m⁸⁸ (aproximadamente 50 pies) no es necesario hacer provisiones para deflexiones angulares, sin embargo para longitudes mayores sí. En este caso los apoyos pueden consistir en dos placas planas de acero en contacto una con otra FIG. 2.62. Para claros mayores de 15 m (50 pies) la AASHTO requiere placas curvas, articulaciones o pasadores. Para apoyos de expansión se agregan además de placas deslizantes, mecedoras, rodillos o cojinetes elastoméricos, si es necesario.

⁸⁸ Estos valores son de índole orientativa, ya que las deflexiones son relacionadas con la rigidez y no a la luz del puente.

El grueso de las placas y otras dimensiones verticales deben ser adecuados para resistir los esfuerzos flexionantes, los cuales se obtienen repartiendo las cargas de las líneas de contacto superior en las áreas de apoyo.

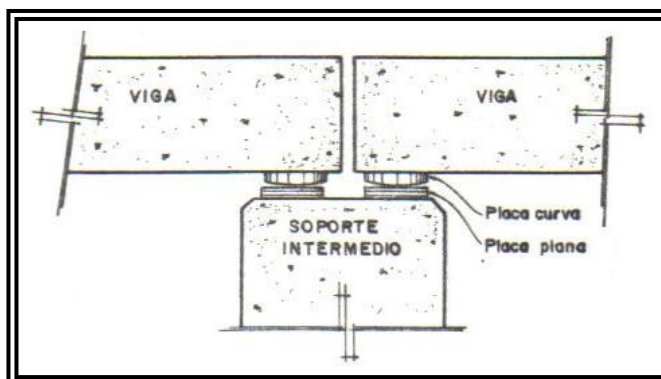


FIG . 2. 62 Apoyos móviles a base de placas metálicas.

- **Apoyos deslizantes.**

Con el apareamiento del componente químico Teflón (TFE) como material para fabricar apoyos deslizantes, los elaborados a base de placas de acero sobre acero se consideran poco eficientes. El teflón tiene el más bajo coeficiente estático de fricción y para efectos de cálculo de la fuerza longitudinal en la subestructura puede tomarse como 0.06. El teflón se utiliza en los apoyos combinados con placas de acero corriente, de acero inoxidable y de neopreno. El fin de estas combinaciones es producir una resistencia moderada a la compresión, estabilidad química y una fuerza de fricción. El espesor usual de la capa de teflón unida a una capa de otro materiales de alrededor $3/32$ ". (Ver FIG . 2.63). Estos apoyos utilizan una placa de metal plana que se desliza contra otra para acomodar las traslaciones. La superficie de apoyo que se desliza produce una fuerza friccionante, la cual es reducida utilizando TFE o PTFE (polytetrafluoroethylene) conocido también de este modo, como material lubricante del deslizamiento. Durante su aplicación, una placa de acero es cubierta con PTFE contra otra placa que normalmente es de acero inoxidable. Los apoyos deslizantes pueden utilizarse solo, cuando las

rotaciones causadas por la deflexión de los apoyos son despreciables o como un componente de otros tipos de apoyos.

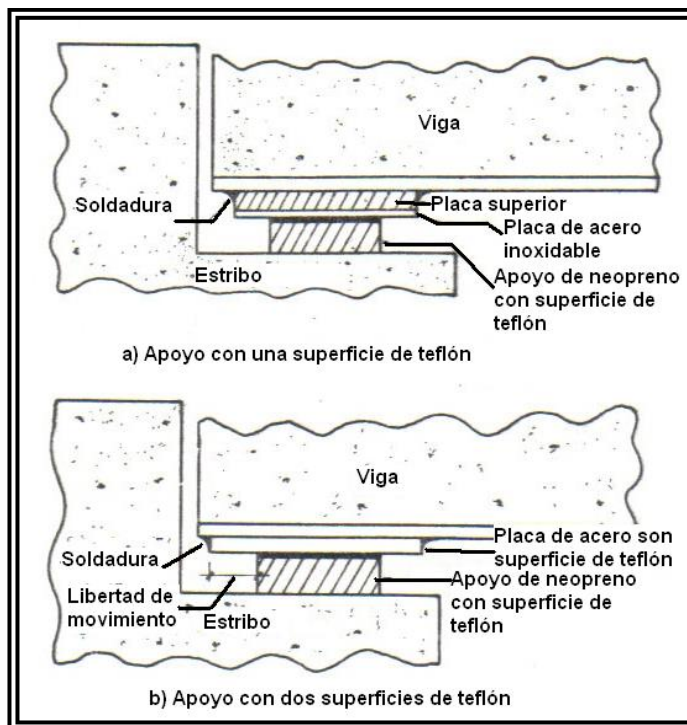


FIG. 2. 63 Apoyos deslizantes con superficie de teflón.⁸⁹

- **Apoyos de rodillo.**

Compuestos de uno o más rodillos entre dos placas de acero, paralelas. Los apoyos de rodillo simples pueden facilitar rotaciones y traslaciones en la dirección longitudinal, mientras que un grupo de rodillos sólo permite traslaciones longitudinales; sin embargo, las rotaciones pueden generarse combinando rodillos con un apoyo de pasador. Son utilizados tanto en puentes de concreto como puentes de acero. Los apoyos de rodillo simples tienen una capacidad de carga vertical limitada respecto a los apoyos de rodillo múltiple.⁹⁰ (Ver FIG. 2.64).

⁸⁹ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.14.

⁹⁰ Fuente: Tesis "Manual de construcción de puentes de concreto". Autor: Denis Aníbal Aquino Vásquez. El Salvador. 2004. Pág.111.

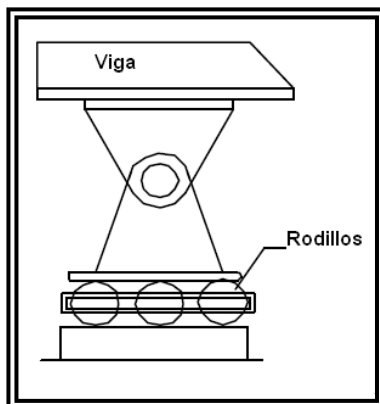


FIG . 2 . 64 A p o y o m ó v i l c o n r o d i l l o s d e c i l i n d r o s ⁹¹

b) T o p e s s í s m i c o s .

Son enlaces de concreto ubicados debajo de los separadores y entre una viga longitudinal al eje del puente y otra, sirven para reducir el desplazamiento en el sentido transversal del eje del puente que pudiera llegar a ocurrir en caso de un sismo fuerte; su construcción se hace integral con el concreto del asiento del estribo con refuerzo mínimo de temperatura y de dimensiones aproximadas 50cm x 40cm x ancho del apoyo de vigas, dejando una junta de 10cm con el resto de la viga para así poder moldear en esta zona la cara extrema de la viga. (V e r FIG . 2.65)

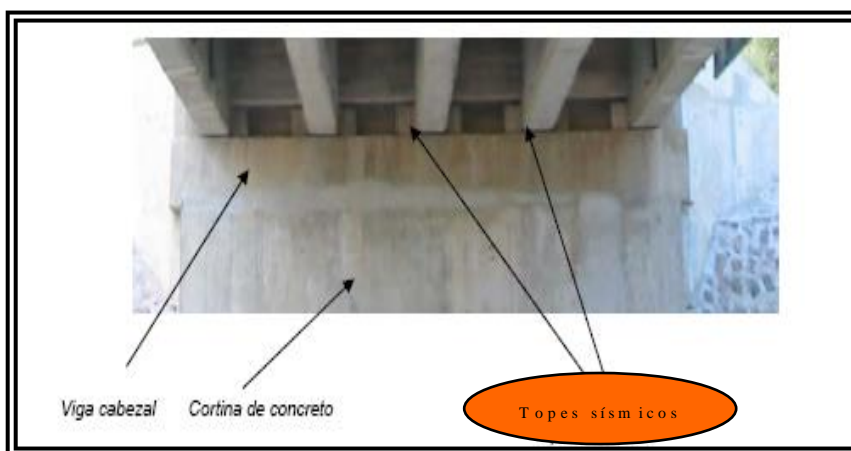


FIG . 2 . 65 En la fotografía se aprecia la viga cabezal que soporta el tablero de vigas y los topes sísmicos unidos a las vigas longitudinales, los cuales no les permiten a éstas ningún tipo de movimiento.

⁹¹ Fuente: Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág.81.

c) Barras antisísmicas.

Sirven para que en caso de sismo, las vibraciones de estribos y tablero del puente ocurran lo más armónico posible, evitando que vigas y apoyos se separen durante el terremoto y caigan las vigas al vacío (Ver FIG. 2.66). Estas barras se empotran en asiento del estribo, previamente se engrasan y forran en el poliducto para evitar su oxidación, la punta saliente queda fija en el lleno del diafragma. Se usan barras de acero.



FIG. 2.66 Estribo con barra antisísmica

d) Estribos (soportes laterales).

Los estribos son estructuras en los extremos de un puente, usados con el propósito de transmitir las cargas del tablero hacia la cimentación, dar un soporte lateral al terraplén y además ofrecer protección contra la erosión; por lo cual, en muchos casos es utilizado como muro de retención. Por lo que un estribo puede definirse como una

combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente.

Los estribos son construidos a base de concreto reforzado, mampostería reforzada y mampostería de piedra (tipo muro de gravedad).

Las diferencias que se pueden mencionar entre los estribos y los muros convencionales son:

- a. Los estribos soportan las reacciones extremas del claro del puente.
- b. Los estribos están restringidos en la parte superior por el tablero del puente.⁹²

Generalmente un estribo consta de las siguientes partes: el asiento del puente o viga cabezal, cuerpo o columna de estribo, muros de ala, base del estribo y fundación (**Ver FIG. 2.65**). Estas partes las detallaremos a continuación:

El **asiento del puente** (también llamado cargadero o viga cargadero) es la parte del estribo donde son colocados los apoyos, y que soportan directamente la superestructura. El **cuerpo** es el que sostiene el asiento del puente y soporta el ancho del terraplén que se encuentra directamente en el extremo de la superestructura. Los **aletones** son generalmente construidos a base de concreto reforzado o mampostería de piedra y tienen por objeto contener el relleno de los costados y contrarrestar la erosión. El cuerpo y los aletones pueden o no ser monolíticos, tener fundaciones separadas o estar los aletones unidos en voladizo al cuerpo, los aletones tienden a flexionarse diferente al cuerpo, tanto en magnitud como en dirección. Por ello cuando el cuerpo está construido monolíticamente con los aletones, los esfuerzos en las juntas indicaran refuerzos especiales. La **base** es la parte inferior del estribo, éste puede ser de ladrillo, mampostería o de concreto. La base del estribo está diseñada y construida con la finalidad de recibir, transmitir y distribuir el peso y la carga de la estructura a través de los estribos, pilas, aletones o muros de gravedad al suelo o a los pilotes. Las cimentaciones como pilotes o cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la

⁹² **Fuente:** Tesis " Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador". Autor: Wilson Francisco Mendoza Maldonado. El Salvador. 2003. Pág.94.

estructura no son capaces de soportar la carga, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable. (Ver FIG. 2.67).

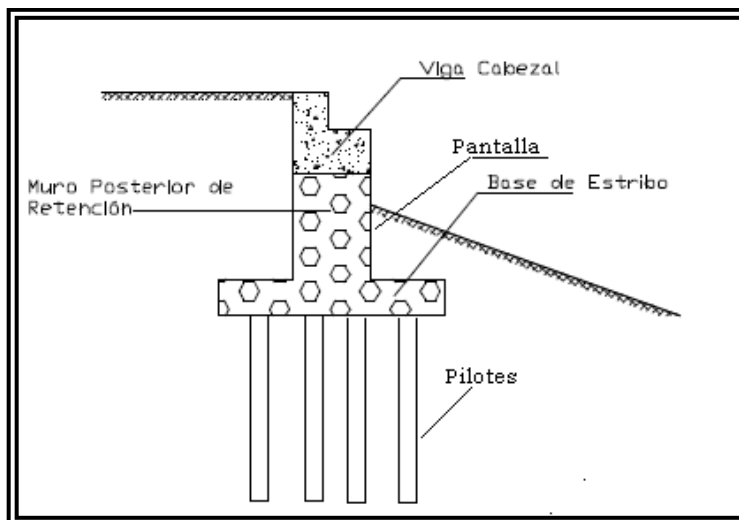


FIG. 2. 67 Componentes de un estribo.

En base a las características específicas de los estribos se puede establecer la siguiente clasificación:

- **Estribos de silla.**

La construcción del estribo es independiente del tablero. Este tipo de estribo permite que el diseñador controle las fuerzas que son transmitidas al estribo mediante el ajuste de dispositivos de apoyo entre el tablero y el estribo. La disponibilidad de dispositivos de conexión permite construcciones de puentes

largos, particularmente, para puentes de concreto presforzado y de acero. Son construidos después de que el terraplén del camino está por llegar a su nivel final. Este tipo de estribo ayuda a evitar la mayoría de los problemas causados por la vibración de los vehículos en el pavimento de acceso al puente y elimina la dificultad de obtener una adecuada compactación en los rellenos adyacentes de los relativamente altos muros de los estribos cerrados. (Ver FIG. 2.68).

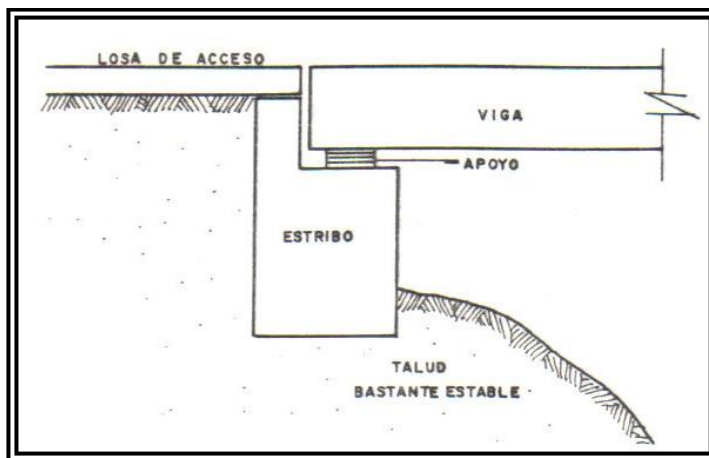


FIG. 2. 68 Estribo tipo silla.⁹³

- **Estribos completamente cerrados.**

Son construidos cerca del camino o de la corriente a cruzar. Retienen la elevación total de los terraplenes de acceso al puente. Este tipo de estribo es el más caro, pero reduce el costo total del puente al disminuir el largo de los claros, y son indicados donde el derecho de vía es crítico. Los estribos completamente cerrados pueden ser colados monolíticamente con la superestructura o estar unidos a ella a través de apoyos móviles o fijos (Ver FIG. 2.69), caso en el cual los aletones estarán unidos al estribo por medio de juntas de expansión con llaves. Para estribos no oblicuos, esto posibilita que la pared del estribo rote sobre su base y permita la contracción y expansión de la superestructura, asumiendo que la rotación es

⁹³ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág. 17.

posible. También permiten asentamientos diferenciales entre la fundación del muro y de los aletones.⁹⁴

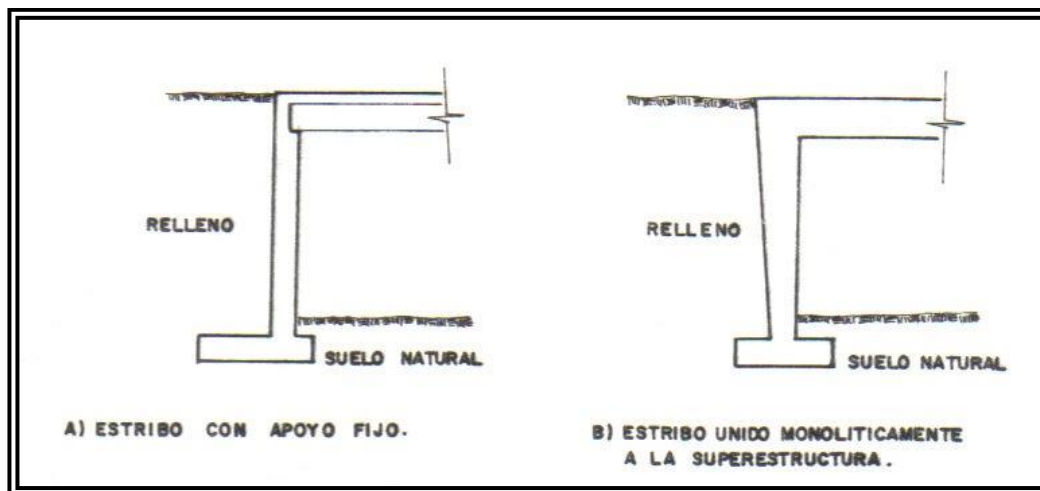


FIG . 2. 69 Estribos completamente cerrados.

Una característica objetable de este tipo de estribos es la dificultad asociada con la colocación y compactación del terraplén de acceso. Para no provocar un desalineamiento vertical en el proceso de colocación y compactación del material del terraplén de acceso, el estribo se comienza a construir hasta que el terraplén está casi a su nivel.

Otras desventajas de este tipo de estribo es que por su baja amplitud horizontal reducen la visibilidad, aumentando el peligro de colisión y comúnmente se observan asentamientos diferenciales.

- **Estribos celulares cerrados.**

Estos estribos son también llamados estribos tipo bóveda. Generalmente estos estribos son una combinación de pilas (muro frontal) y estribos tipo sillas, unidos entre sí a través de vigas. Los muros laterales actúan como cortinas que ocultan lo que en realidad es un claro corto terminal.

⁹⁴ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.19.

Los estribos celulares son frecuentemente usados donde el claro principal de la superestructura requiere un estribo tipo silla muy alto, o donde se necesite acortar el claro principal. (Ver FIG. 2.70).

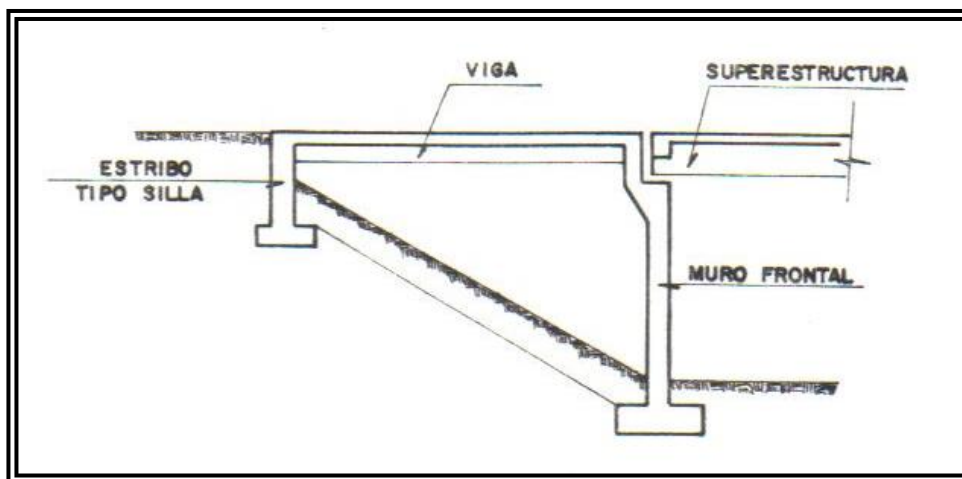


FIG. 2.70 Estribo celular cerrado.⁹⁵

- **Estribos tipo muro de gravedad.**

Son construidos generalmente a base de mampostería de piedra aunque se les proporciona en la parte superior una pieza de concreto reforzado, con el objeto de soportar a la superestructura del puente y diluir las cargas concentradas en cargas uniformemente distribuidas, logrando así eliminar esfuerzos concentrados que puedan ser perjudiciales para la mampostería de piedra. (Ver FIG. 2.71). Los estribos tipo muro de gravedad presentan la siguiente ventaja:

1. El costo de los materiales es relativamente bajo, especialmente cuando hay canteras cerca del emplazamiento del puente.

Y entre las desventajas podemos mencionar:

- a) La piedra colocada en bruto y unida con mortero no es un material homogéneo, aunque así se considere para efectos de análisis.

⁹⁵ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.21.

- b) Su proceso constructivo es lento y fácilmente se incurre en fallas constructivas (piedra sucia, vacíos, dispersos en todo el volumen, mortero mal proporcionado o mal mezclado, etc.).
- c) Comparativamente, los volúmenes de materiales utilizados para retener una cuña de terreno específica, son muchos mayores que los utilizados en otro tipo de estribo.
- d) Esto se debe a que el tipo de muro en mención trabaja básicamente por pesos, lo que es perjudicial en caso de tener suelos de cimentación con baja capacidad de carga.

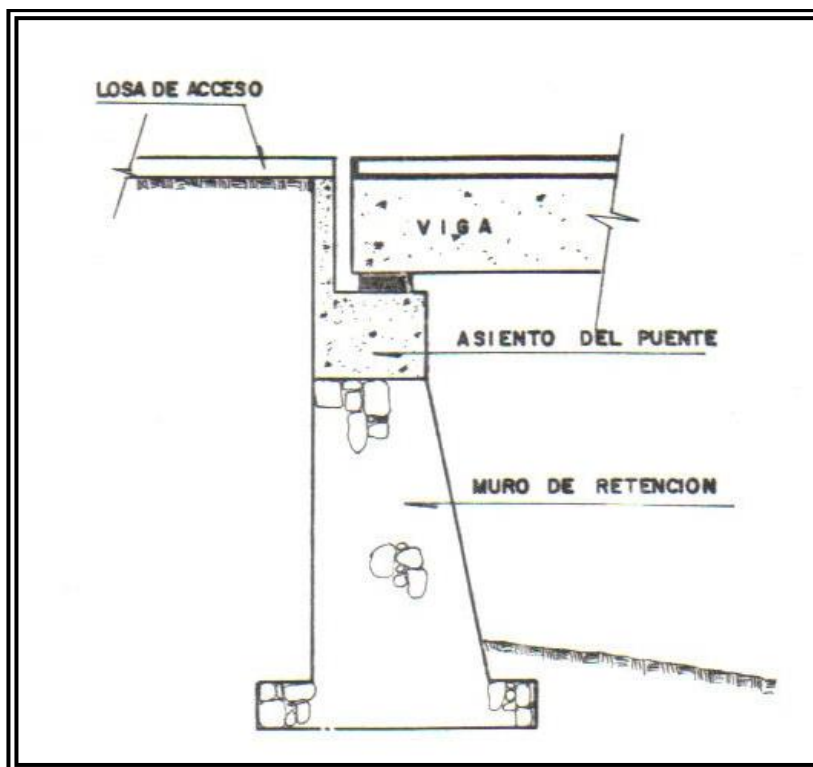


FIG . 2. 71 Estribo de gravedad.

e) Pilas (soportes intermedios).

Los soportes intermedios (pilas) tienen como función primordial la transmisión de las cargas horizontales y verticales provenientes de la superestructura hacia las cimentaciones.

Las fuerzas que soporta cualquier plano horizontal de una pila son:

- Fuerzas verticales. Carga muerta de la superestructura; carga móvil de la superestructura; peso propio de la pila arriba del plano considerado; carga por impacto.
- Fuerzas laterales. Presión debida al viento sobre la superestructura; presión debido al viento sobre la pila y presión debida al agua.
- Fuerzas longitudinales. Frenaje, se considera un 5% de la carga móvil aplicada a la distancia de 1.20 m sobre la rasante del camino (A.A.S.H.T.O); presión de viento, se considera intensidad de 100kg/m² sobre el área expuesta (generalmente despreciable)⁹⁶.

La gran variedad de tipos de soportes intermedios, para puentes, obedecen a su forma y el material utilizado para su construcción. También el tipo de superestructura influye en la clase de pila que debe ser ocupada en un puente.

Los tipos de pilas se establecen de acuerdo con la conectividad estructural que tienen con el tablero, su forma y su configuración de marco. Según su conectividad con el tablero, se clasifican en monolíticas o en voladizo, según la forma se clasifican en sólida o hueca; redonda, octogonal, hexagonal, o rectangular y según su configuración de marco se tipifican en columna simple, cabeza de martillo, marco de múltiples columnas y tipo pared. La selección del tipo de pila está basada en los requisitos funcionales, estructurales, geométricos y estéticos y depende de muchos factores como el tipo de tablero por ejemplo, los tableros de acero son normalmente soportados por pilas en voladizo, mientras que los tableros de concreto, colados en el lugar, son soportados por marcos monolíticos. Otro factor a considerar es, si está sobre un canal o no; así por ejemplo, las pilas tipo pared son preferibles en cauces de río, ya que permiten construirse en proporciones delgadas e hidrodinámicas, mientras que las pilas marco de columnas son utilizadas en puentes carreteros. La altura de las pilas, es otro factor a considerar para su selección ya que las pilas más altas a menudo

⁹⁶ **Fuente:** Tesis "Manual de construcción de puentes de concreto". Autor: Denis Aníbal Aquino Vásquez. El Salvador. 2004. Pág.99.

requieren secciones transversales huecas para reducir el peso de la misma. La **Tabla 2.2** resume una guía general para seleccionar el tipo de pila.

TABLERO DE CONCRETO COLADO IN SITU		
Sobre agua	Pilas altas	Pila simple, pilar, secciones transversales huecas, monolíticas; fija en el fondo.
	Pilas cortas	Pilas tipo pared, sección transversal sólida, monolíticas fijas en el fondo.
Sobre tierra	Pilas altas	Marcos de columna simple o columnas múltiples, secciones transversales sólidas para la mayoría de los casos, monolítica, fijas en el fondo.
	Pilas cortas	Marcos de columna simple o columnas múltiples, sección transversal sólida, monolíticas, fijas en el fondo.
TABLERO PREFABRICADO DE CONCRETO PRESFORZADO		
Sobre agua	Pilas altas	Pila tipo pared o cabeza de martillo, secciones transversales huecas para la mayoría de los casos, en voladizo, podría utilizar la combinación de pilas de cabeza de martillo con base de pila tipo pared y pilar gradualmente reducido.
	Pilas cortas	Pila tipo pared o cabeza de martillo, secciones transversales huecas para la mayoría de los casos, en voladizo.
Sobre tierra	Pilas altas	Pilas de martillo y posiblemente marcos rígidos de columnas múltiples, secciones transversales huecas para pilar simple y secciones transversales sólidas para marcos rígidos, en voladizo.
	Pilas cortas	Pilas cabeza de martillo y marcos rígidos (marcos columnas múltiples), secciones transversales sólidas, en voladizo.

Tabla 2.2 Guía para seleccionar el tipo de pila⁹⁷.

⁹⁷ Fuente: Tesis "Manual de construcción de puentes de concreto". Autor: Denis Anibal Aquino Vásquez. El Salvador. 2004. Pág.100.

A continuación explicamos los tipos de soportes intermedios más usuales son:

- **Tipo marco.**

Este consiste en dos o más columnas, generalmente ubicadas en un mismo plano transversal al eje longitudinal del puente, o en un mismo plano que forma un ángulo menor de 30° con el eje longitudinal del mismo, éstas se encuentran unidas en sus extremos superiores por una viga, convirtiéndose todo el conjunto en un marco estructural. La altura de estas pilas depende: de las cargas a soportar, de la topografía del terreno y de la altura de la pila sobre el nivel del terreno. Un ejemplo de este soporte intermedio se ilustra en la FIG . 2.72 y FIG . 2.73.

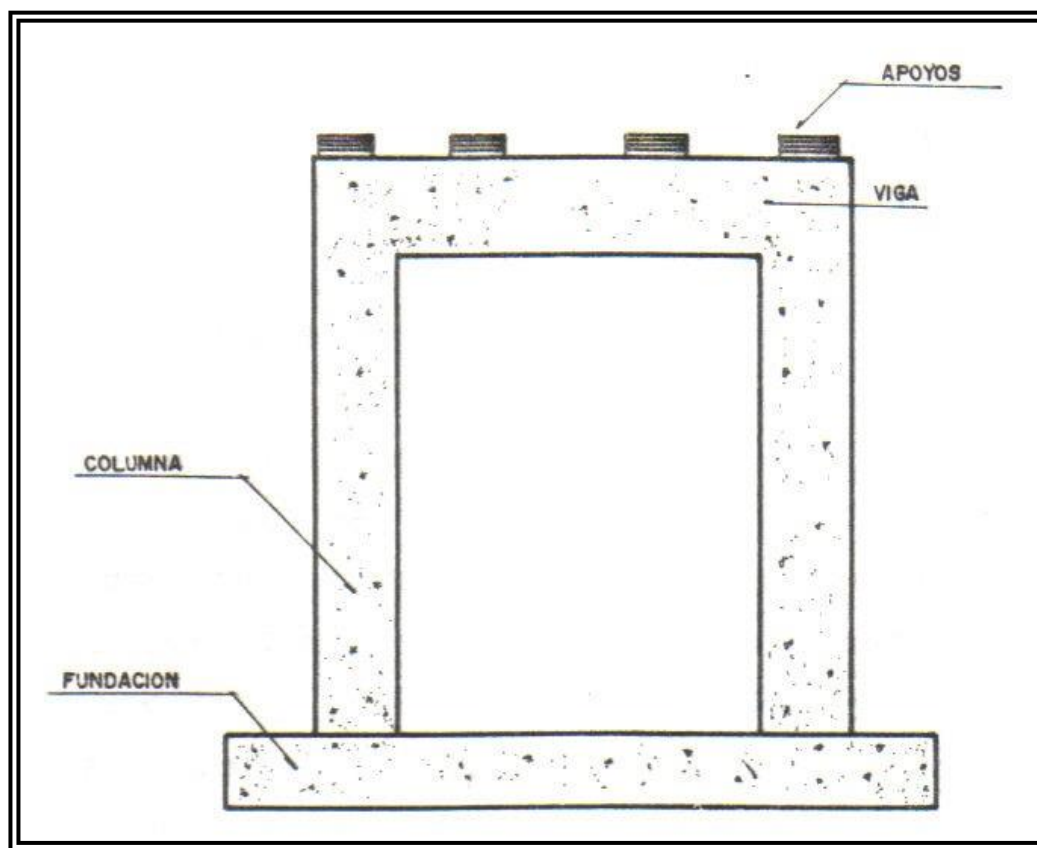


FIG . 2. 72 Pila tipo marco⁹⁸.

⁹⁸ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.24.



FIG. 2. 73 Pila tipo marco, ubicada en el Blvd. Tutunichapa (Sobre Prol. Universitaria), El Salvador.⁹⁰

- **Tipo pared o tipo pantalla.**

La forma de este tipo de pila es sencilla, consiste únicamente en una pared cuyo largo está orientado transversalmente al eje longitudinal de la superestructura y su espesor es relativamente pequeño en comparación a su largo, las partes principales de esta pila son: el cuerpo y la cimentación (Ver FIG. 2.74 y FIG. 2.75) Estas paredes son construidas usualmente de concreto reforzado y son utilizadas generalmente en casos de paso a desnivel sobre más de dos carriles.



FIG. 2. 74 Pila tipo pared, Blvd. Los Héroes (Int. Alameda Juan Pablo II), El Salvador.

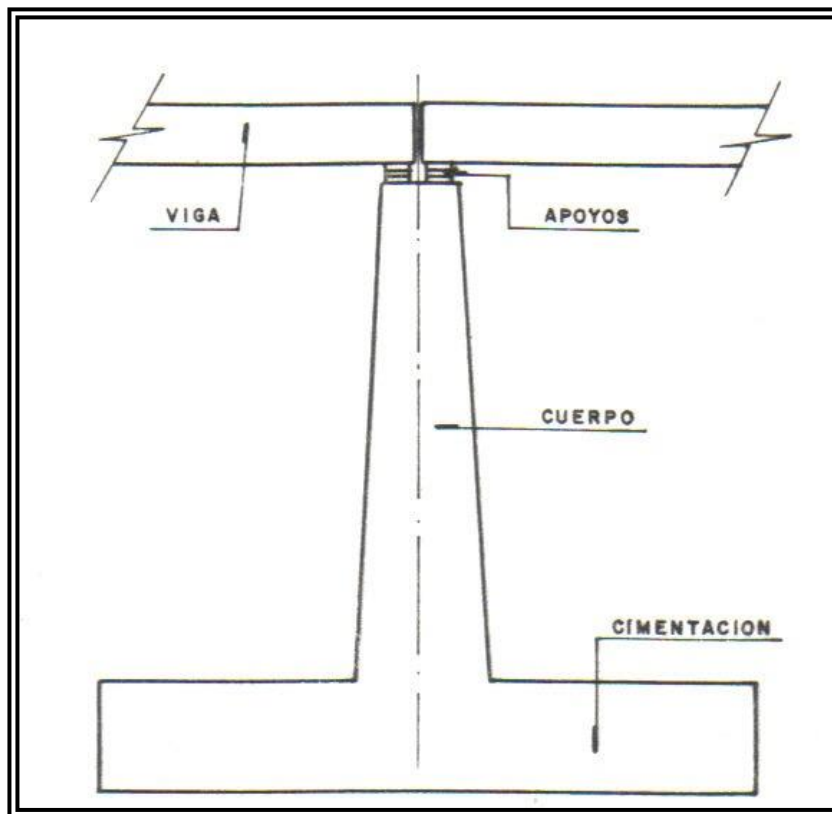


FIG . 2. 75 Pila tipo pared⁹⁹.

- **Tipo Cabeza de Martillo.**

Este tipo de soporte es apropiado para apoyar una superestructura consistente en un par de vigas, ubicando cada una de las vigas en cada extremo del patín de la pila. Sin embargo, se usa para el número de vigas que se precise, en función de la sección transversal del tablero. La construcción de tales soportes pueden ser a base de concreto reforzado o una combinación de éste con acero estructural. Las partes que componen este tipo de soporte intermedio son: cabeza, columna y cimentación (Ver FIG . 2.76 y FIG . 2.77).

⁹⁹ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.25.

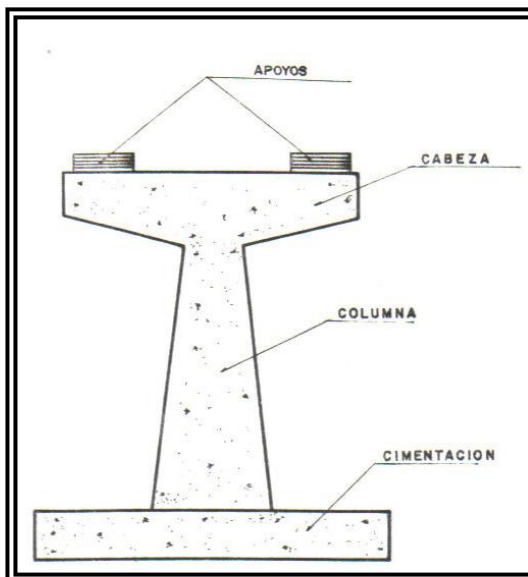


FIG. 2. 76 Pila tipo cabeza de martillo¹⁰⁰.



FIG. 2. 77 Pila tipo cabeza de martillo, sobre Paso 3° nivel Blvd. Venezuela (Int. 49° A v. Sur), El Salvador.

- **Tipo columna aislada.**

Esta es la forma más sencilla de soporte intermedio; éste es utilizado generalmente para apoyar una superestructura consistente en vigas cajón, aunque también son soportadas losas, macizas o aligeradas. La sección transversal de la columna (pila)

¹⁰⁰ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág. 26.

puede ser rectangular, circular u otra forma regular apropiada a las necesidades (Ver FIG. 2.78 y FIG. 2.79). La construcción de dichas pilas puede consistir de concreto reforzado o de acero estructural con pedestal de concreto reforzado.

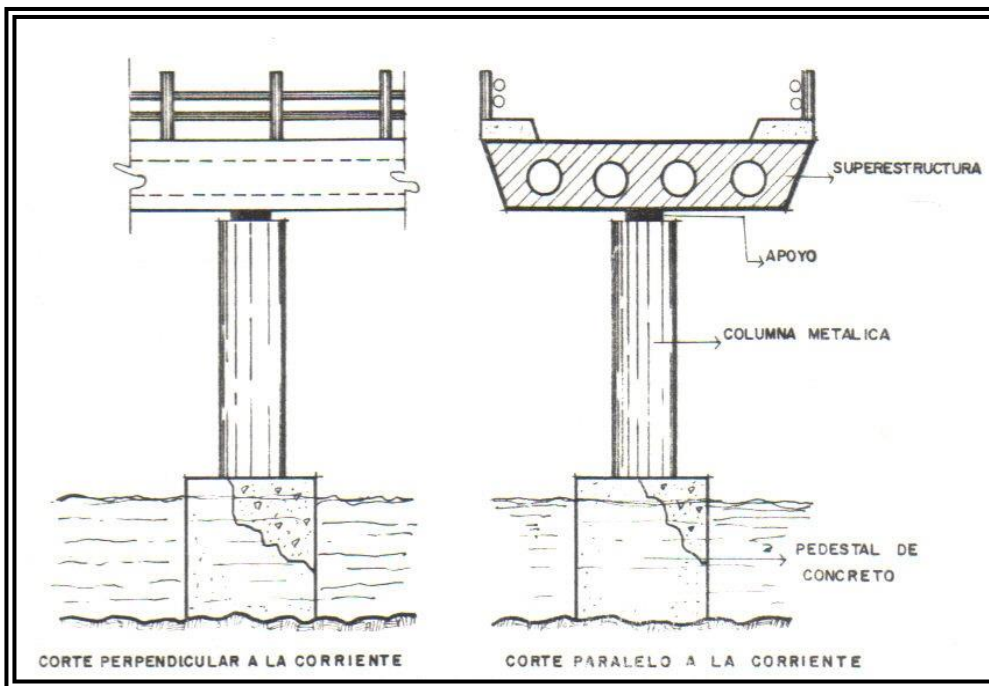


FIG. 2. 78 Pila tipo columna aislada¹⁰¹.



FIG. 2. 79 Paso a desnivel Árbol de la Paz, El Salvador.

¹⁰¹ Fuente: Tesis "Análisis estructural de la subestructuras de puentes según normas AASHTO". Autor: Pedro Roberto Padilla Sánchez. El Salvador. 1992. Pág.26.

C . F u n d a c i o n e s .

Las fundaciones son los elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura y subestructura al suelo de cimentación, sin sobrepasar su capacidad de carga.

Debido a que la resistencia del suelo es generalmente menor que las pilas, columnas y muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados (excepto en suelos rocosos).

A continuación se describen los tipos de cimentaciones que se pueden tener en una estructura de puentes.

T i p o s d e c i m e n t a c i o n e s .

a) C i m e n t a c i o n e s s u p e r f i c i a l e s .

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante.

La mayor limitante para este tipo de cimentación superficial, la impone la capacidad de carga del suelo, y por lo tanto, solo es posible dar algunos criterios para el correcto diseño de algunos detalles de esta. Puede haber otros aspectos importantes que pueden provocar inestabilidad en la estructura de puentes, por lo que en algunas ocasiones es conveniente disponer de otros tipos de cimentaciones como los que se describen mas adelante.

En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se producirán deterioros. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

1. Zapatas aisladas (Ver FIG . 2.80).

Este tipo de cimentación es usualmente rectangular vista en planta y es la forma más común para columnas. En este tipo es necesario proporcionar acero en la parte inferior de la zapata en ambos sentidos para soportar la tensión debido a la flexión generada por la presión del suelo sobre los voladizos. También se exige que se disponga acero en las zapatas para controlar grietas por temperatura y retracción

por secado del concreto en la cara superior de la zapata debido a tensiones generadas por estos fenómenos.

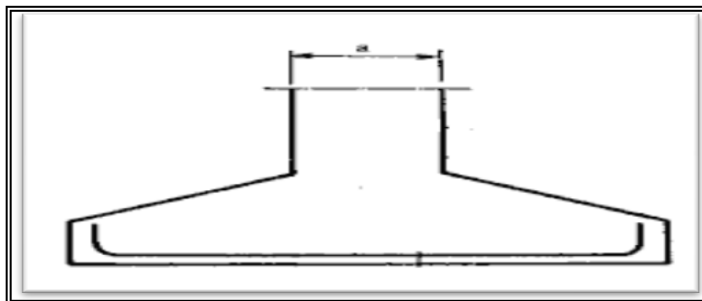


FIG . 2. 80 Zapata aislada¹⁰².

2. Zapatas de apoyo de tipo continuo, pueden ser:

- i. Zapata de muro o corridas (ver FIG . 2.81).

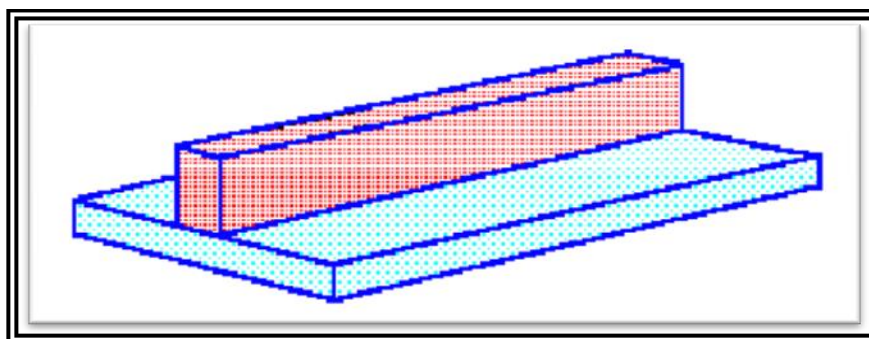


FIG . 2. 81 Zapata de muro o corrida¹⁰³.

Este tipo de cimentación es usualmente usada para soportar paredes de muros o pantallas que soportan cargas verticales, laterales o empujes de tierra y cuyas dimensiones junto con otros elementos del muro deben garantizar factores de seguridad contra volteo (Debido al empuje de tierra, empuje sísmico, empuje de líquidos), hundimiento (Debido a la capacidad de carga del suelo) y traslación (Debido a la fricción entre la zapata corrida y el suelo).

¹⁰² Fuente: procuno.com/images/ARTICU58.html

¹⁰³ Fuente: publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon08-a.htm

ii. Zapatas combinadas (Ver FIG. 2.82 y 2.83).

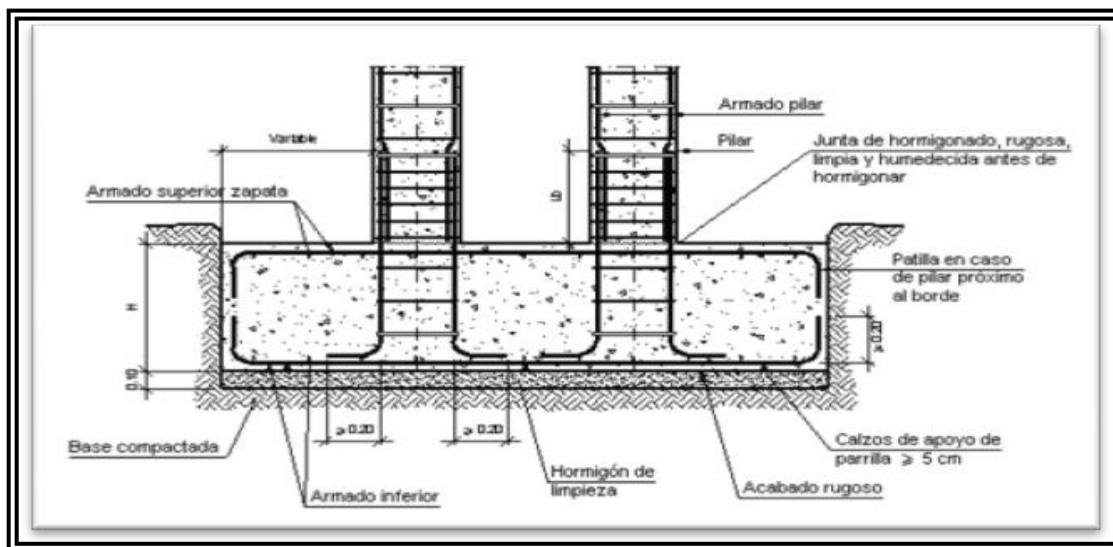


FIG. 2. 82 Zapata combinada en vista de perfil transversal¹⁰⁴.

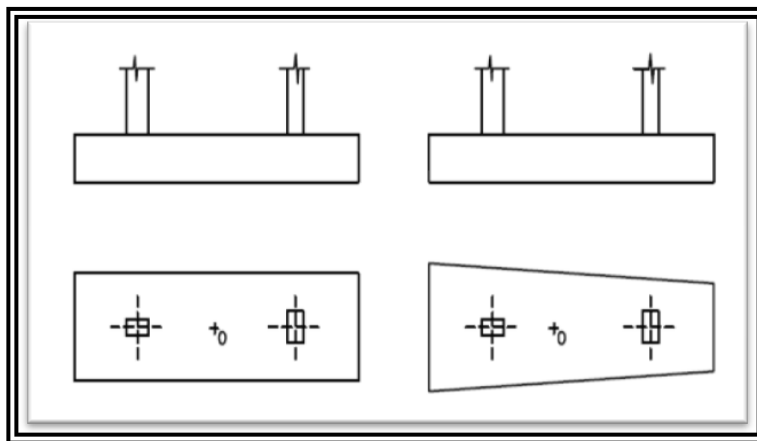


FIG. 2. 83 Zapata combinada en vista de perfil longitudinal y en planta¹⁰⁵.

Las zapatas combinadas se utilizan cuando existen columnas suficientemente cerca entre ellas, en las que sería poco práctico disponer de zapatas aisladas pudiendo darse el caso que se traslapen entre sí. Además, posiblemente la colindancia no sea un problema a de construcción para optar por zapatas aisladas

¹⁰⁴ Fuente: Cimentaciones superficiales especiales.

¹⁰⁵ Idem 104

conectadas por una viga de fundación en el caso que exista una zapata con gran excentricidad. Si las columnas se encuentran a una distancia relativamente grande, es posible disponer de zapatas aisladas cuando la capacidad de carga del suelo superficial sea adecuada, sino es posible se debe optar por el tipo de cimentaciones semiprofundas o profundas.

El nivel de desplante de las cimentaciones superficiales suele quedar determinado por la prevención a erosiones ocasionadas por el flujo eventual del agua, por el ataque erosivo a las márgenes (en el caso de estribos) y por consideraciones análogas.

Desde este punto de vista, probablemente no son convenientes profundidades menores de 2.00m, aún en los casos más favorables. Otra consideración que suele interesar, al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial de un puente, es la posibilidad de que existan cavernas u oquedades en el terreno de manera natural, o bien, la presencia de ductos, colectores, y minas de arena, entre otros. Adicionalmente, la profundidad de desplante permite la protección del elemento estructural al intemperismo atmosférico, aumenta la capacidad de carga y favorece la resistencia a fuerzas laterales.

A continuación se detallan ciertas sugerencias para los tipos de suelo adecuados para una cimentación superficial.

3. Suelo de cimentación.

Para cimentaciones superficiales se deben considerar las sugerencias obtenidas de la norma técnica de cimentaciones española, la cual sugiere que no debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, rellenos sanitario o industrial, ni rellenos no controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación o puente y deberán ser reemplazados con materiales adecuados.

Además la norma restringe los asentamientos que pueda tener las estructuras sobre cimentaciones superficiales, la cual indica que en suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total y la

distorsión angular permisible (α) de la estructura de puente es $L/300$ obtenida de la **Tabla 2.3.**

DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Limite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Limite en que la perdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Limite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Limite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Limite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m.
1/750	Limite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Tabla 2.3 Distorsión angular¹⁰⁶.

Donde "L" es la longitud entre apoyos de la superestructura del puente, ya sean continuos o simples, ver **FIG. 2.84.**

¹⁰⁶ Fuente: Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones, España.

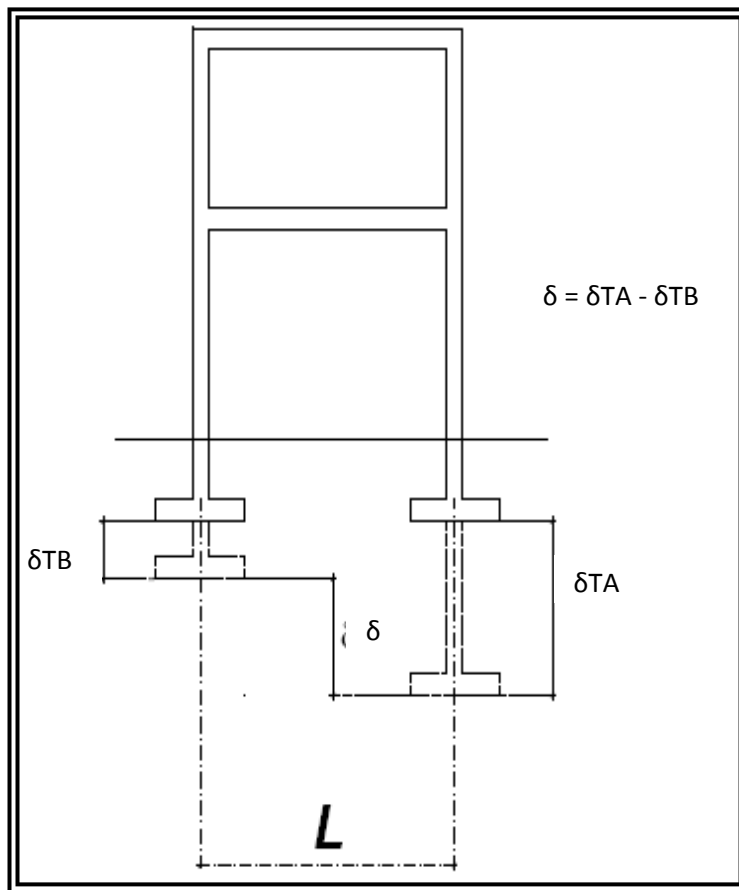


FIG. 2. 84 A sentamiento diferencial.

A continuación se definen las cimentaciones semiprofundas con un ejemplo gráfico de este tipo.

b) Cimentaciones semiprofundas.

Las **cajas de cimentación**, pozos de cimentación o también conocidos como "*caissons*": Son en realidad soluciones intermedias entre las cimentaciones superficiales y las profundas, por lo que en ocasiones se catalogan como semiprofundas. Algunas veces durante el proceso constructivo de estos, se deben realizar trabajos bajo el nivel freático, en ríos y mar, en ese caso se trabaja en cámaras presurizadas para suelos permeables o flojos debido a la posible inundación de la cámara de excavación.

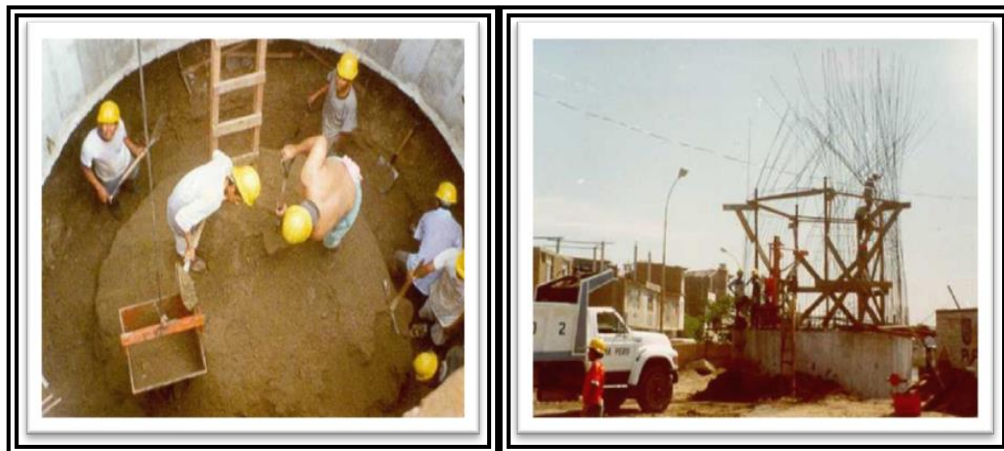


FIG. 2. 85 Caja de fundación circular en el puente Bolognesi¹⁰⁷.

Al comenzarse la excavación de la tierra al interior de la caja, el peso de la misma a comenzará a hundirla. En la medida que se va hundiendo se va progresivamente aumentando la pared que aun sobresale fuera del terreno (ver FIG. 2.85), hasta llegarse a la profundidad deseada, algunas decenas de metros.

Una vez llegados a la profundidad deseada, se construye un tapón de concreto en la base, de forma que el peso de la estructura que ha de construirse sobre la cimentación se reparta uniformemente sobre toda la sección de la caja, que puede llegar a ser de hasta 12 - 15m de diámetro, en el caso de ser circular, y tener largo de más de 20m caso sea rectangular. Solamente se puede realizar en terrenos blandos debido al proceso de hundimiento, a menos que el diámetro de la caja permita el uso de maquinaria para la excavación. Este método de cimentación ha quedado bastante en desuso debido a los pilotes de gran diámetro que son más sencillos de construir.

A continuación se definen las cimentaciones profundas y en qué casos pueden ser prácticas.

c) Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga

¹⁰⁷ Fuente: <http://es.wikipedia.org>.

que se les transmite, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable.

Otros motivos para usar las cimentaciones profundas (pilotes) son:

1. Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
2. Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
3. Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.

El hecho de llevar la cimentación hasta el primer estrato resistente que se encuentre no es suficiente, aunque esta sea la decisión que a menudo se toma, la cimentación profunda debe analizarse de la misma manera que la que es poco profunda. Como la cimentación superficial, también la cimentación profunda, incluyendo los estratos de suelo o roca situados debajo, deben ofrecer seguridad y no asentarse excesivamente por efecto de las cargas de la estructura que soportan.

Hay dos formas de cimentaciones profundas generalmente aceptadas: pilotes y pilares. Los pilotes son elementos relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno. Aunque algunas veces se hinca en el terreno pilotes de diámetros mayores del 1.50m, la limitación para la hincada de los pilotes la impone la maquinaria, generalmente los diámetros para pilotes prefabricados son inferiores a 60cm. Además, los pilotes pueden fabricarse en el lugar de la construcción, en cuyo caso se pueden hacer pilotes de diámetros mucho mayores que los prefabricados.

No se puede hacer una distinción precisa entre pilotes y pilares, porque hay cimentaciones que combinan las características de ambas.

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste y resistencia a la penetración o resistencia por punta. Ambas dependen de las características del pilote y del terreno, y la combinación idónea es el objeto del proyecto (ver **FIG 2.86**).

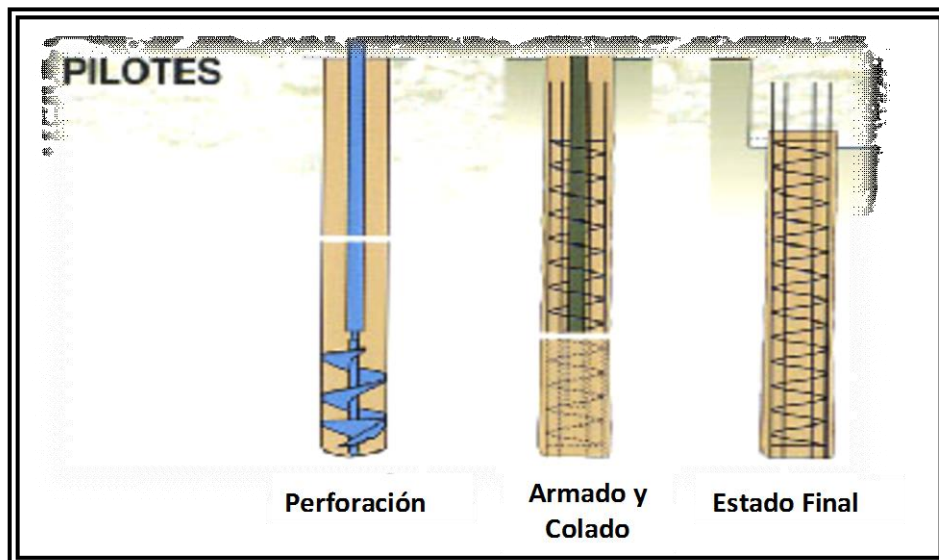


FIG. 2. 86 Proceso de construcción de pilote Colado in Situ¹⁰⁸.

Clasificación de los pilotes por el material.

- Pilotes de concreto reforzado colados in-situ.
- Pilotes de concreto reforzado prefabricados.
- Pilotes de acero estructural.
- Pilotes compuestos.
- Pilotes de madera.

Clasificación de pilotes por la forma de transferencia de cargas.

- *Acción de punta.*

Si el pilote se instala por hincado, el suelo inmediatamente alrededor de la punta está profundamente alterado por efecto de la hinca. Esta transformación de la estructura del suelo puede ser favorable por efecto de la densificación. Como ocurre en los suelos sueltos (arena), pero puede ser desfavorable en los suelos cementados o preconsolidados. La rotura producida por la hinca puede resultar en una disminución de capacidad portante que no se recupera con la readaptación producida a través del tiempo.

¹⁰⁸ Fuente: <http://images.google.com.sv>

Los pilotes preperforados y colados en el lugar (in situ) en general producen una alteración menor en las propiedades resistentes del suelo alrededor de la punta del pilote. Este sistema podría ser favorable en suelos cementados o preconsolidados, sin embargo al no densificar el suelo circundante puede ser desfavorable ante pilotes hincados en suelos granulares sueltos.

- *Acción lateral.*

La transferencia de carga por acción lateral se produce fundamentalmente a través de dos clases de fenómenos:

- a. Adherencia entre el suelo y la superficie del pilote y,
- b. Fricción desarrollada por la presión existente en la superficie de separación entre suelo y pilote.

Uso de los pilotes.

Los pilotes de carga que soportan las cimentaciones son los más comunes. Estos pilotes transmiten la carga de la estructura a través de estratos blandos a suelos más fuertes e incompresibles o a la roca que se encuentre debajo o distribuyen la carga a través de los estratos blandos que no son capaces de resistir la concentración de la carga de un cimiento poco profundo. Los pilotes de carga se usan cuando hay peligro de que los estratos superiores del suelo puedan ser socavados por la acción de las corrientes o las olas o en los muelles y puentes que se construyen sobre el agua.

También los pilotes de tracción se usan para resistir fuerzas hacia arriba, como en las estructuras sometidas a subpresión, tales son los edificios cuyos cimientos están situados por debajo del nivel freático, las obras de protección de presas o los tanques soterrados. También se emplean para resistir el vuelco en muros y presas y como anclaje de los cables que sirven de contravientos en las torres o retenidas en los muros anclados.

Los pilotes cargados lateralmente soportan las cargas aplicadas perpendicularmente al eje del pilote y se usan en cimentaciones sometidas a fuerzas horizontales, como son los muros de sostenimiento de tierras, los puentes, las presas y los muelles y como

defensas. Si las cargas laterales son grandes, los pilotes inclinados pueden resistirlas más eficazmente. Estos son pilotes que se hincan con un cierto ángulo.

A continuación se detalla el efecto de socavación al que puede ser sometido las bases de un puente en un río.

2.2.4. ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES.

La socavación es un fenómeno natural que afecta principalmente al cauce de ríos y arroyos naturales, pero que no se limita a éstos; ya que la remoción del material del fondo o de las orillas puede ocurrir en cualquier corriente o masa de agua en movimiento. Para el interés en puentes más que todo, la socavación puede afectar el cimiento de éstos, ya que son elementos artificiales (no naturales) que son construidos por el hombre y que modifican el estado del cauce que la misma naturaleza ha formado a lo largo del tiempo.

Para el estudio de este fenómeno se describe a continuación los eventos surgidos a lo largo del tiempo.

En 1976 un autor británico reunió la información de 143 casos de fallo o rotura de puentes en todo el mundo y presentó una clasificación de sus causas: un fallo fue debido a corrosión, 4 fallas debidas a la fatiga, 4 fallas al viento, 5 fallas a un diseño inadecuado, 11 fallas a los terremotos, 12 fallas a un procedimiento inadecuado de construcción, 14 fallas fueron por sobrecarga e impacto de embarcaciones, 22 fallas por materiales o ejecución defectuosos y finalmente 70 fallas fueron causados por las avenidas (de los cuales 66 fueron debidos, a la socavación, un 46 %). Seleccionando las fallas o roturas más recientes el 56 % eran debidos a las avenidas. Estos datos llaman la atención sobre la importancia de los aspectos hidráulicos en el proyecto de los puentes, entre los cuales se cuentan: la elección del caudal de proyecto, el emplazamiento del puente atendiendo a la estabilidad del cauce que cruza, su alineación respecto a la corriente, las dimensiones del vano o vanos (longitud y alturas libres) y su capacidad de desagüe; la sobre elevación aguas arriba por la obstrucción parcial del cauce de avenidas

y finalmente las erosiones por estrechamiento de la corriente y las erosiones locales en pilas y estribos.

A juzgar por los datos, la erosión local, causante de tan alto número de fallos de puentes, no es correctamente evaluada, ya sea por un desconocimiento del fenómeno físico o por una falta de atención al mismo en las fases de proyecto y ejecución¹⁰⁹.

2.2.4.1. La socavación como efecto del agua.

En todo problema de cimentación de subestructuras de puentes, la socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea el material de lecho y de las bancas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas de falla en puentes. La subestructura del puente consiste principalmente de estribos y pilares. Estos componentes inducen características particulares de flujo que pueden conducir a erosión local del lecho. Un pilar genera una condición de flujo muy característico en su vecindad, aguas abajo de la pila se presentan corrientes de eje vertical (wake vortex) vistos usualmente como remolinos mientras que aguas arriba de la pila, en la base y a los alrededores se presentan corrientes de eje horizontal (horseshoe vortex). Por las características de las líneas de corriente, las corrientes de eje horizontal son los responsables de la mayor parte de la socavación producida.

La geometría de una pila influencia significativamente la profundidad de socavación puesto que ésta refleja la intensidad de los vórtices de eje horizontal en la base de la pila.

La **FIG. 2.87** muestra una representación gráfica del problema.

Los estribos de un puente generan también características típicas de flujo, la cual se describe de la siguiente manera: “El flujo alrededor de estribos es caracterizado por la presencia de una aceleración que va desde aguas arriba del estribo hacia la sección más contraída del río ubicada justo aguas abajo de la punta del estribo, luego se produce una desaceleración del flujo. Aguas abajo del estribo, el flujo principal es separado de un remolino muy grande por medio de una vía de vórtices. Dependiendo de la geometría, la vía de vórtices forma la separación entre el flujo principal y uno o más remolinos. Luego

¹⁰⁹ Fuente: navarro.cl/defensa/puentesypeaje/Puentes/INFORMETECNICORUTA148.htm

de cierta distancia el flujo uniforme es alcanzado otra vez”¹¹⁰. La FIG. 2.88 muestra una representación gráfica del proceso.

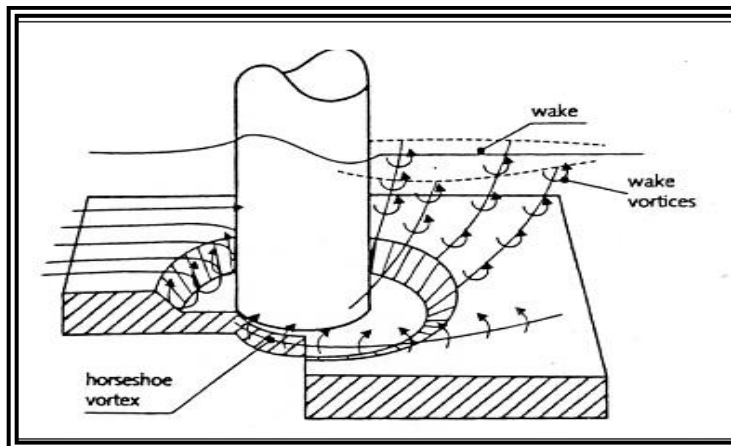


FIG. 2. 87 Características de flujo alrededor de una pila¹¹¹.

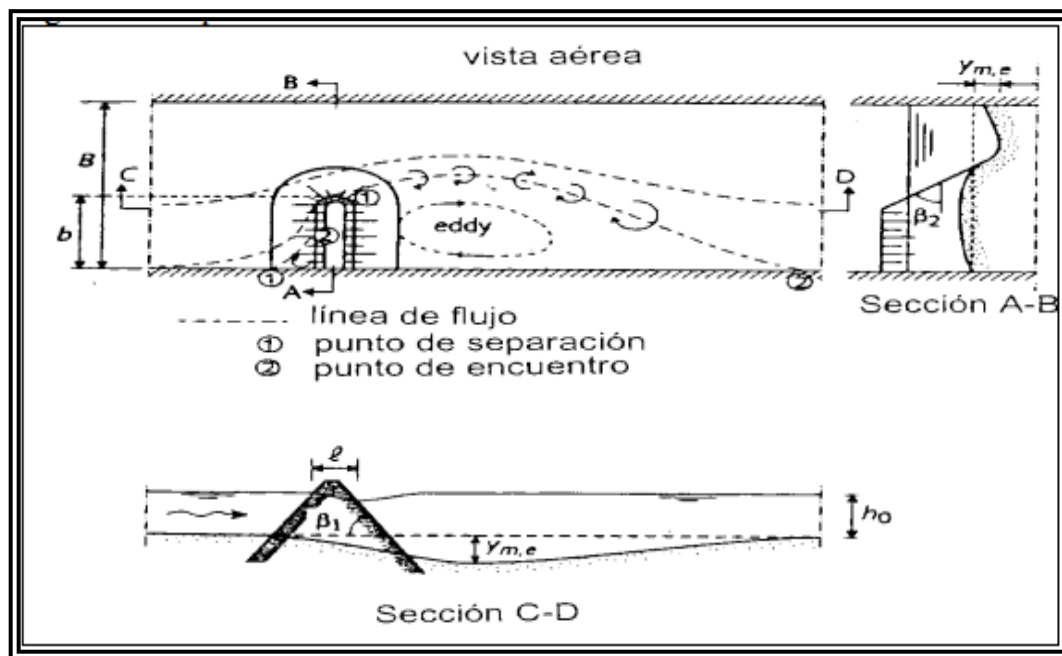


FIG. 2. 88 Características de flujo alrededor de un estribo¹¹².

¹¹⁰ Fuente: Hoffmans y Verheij (1997).

¹¹¹ Fuente: Herlich (1984).

¹¹² Fuente: "Procesos morfológicos en rios relevantes en el diseño de puentes", Roberto Campaña Toro.

A continuación se describen los tipos de socavación que se pueden dar y su definición respectiva.

2.2.4.2. Tipos de socavación.

La socavación que una corriente de aguas produce en el cauce por donde circula, puede presentarse de formas diversas, las cuales son:

- a) Socavación normal o general.
- b) Socavación en estrechamiento.
- c) Socavación en curvas.
- d) Erosión en márgenes.
- e) Socavación local en pilas.
- f) Socavación local en estribos.

a) Socavación normal o general.

Es el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido, que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.

Para suelos sueltos la que inicia el movimiento es la velocidad mayor, manteniéndose un movimiento generalizado; y en suelos cohesivos la que inicia el movimiento será la velocidad capaz de poner en suspensión las partículas. La velocidad en suelos sueltos depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La velocidad en suelos cohesivos depende de las características del material del fondo y del tirante (Ver FIG 2.89).

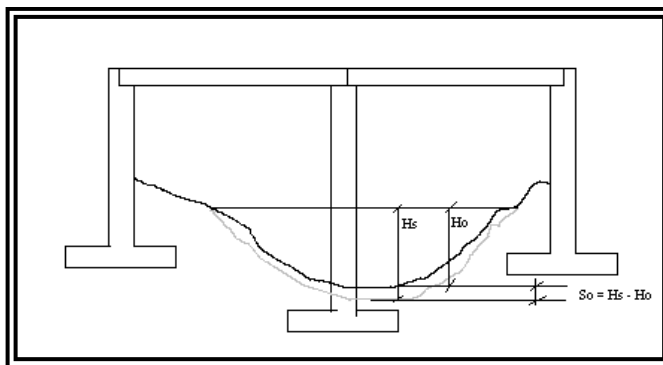


FIG. 2.89 Socavación general en el lecho del río.

b) Socavación en estrechamiento.

Es la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. (Ver FIG 2.90).

Por ejemplo, en la subestructura de un puente, los cambios que éste impone son:

1. Cambio de velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente; cuando ocurre una avenida aumenta la velocidad y como consecuencia la capacidad de transportar sedimentos.



FIG . 2. 90 Ejemplo de reducción del área hidráulica del cauce ¹¹³.

c) Socavación en curvas.

Cuando un río describe una curva, existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de la curvatura a caminar más aprisa que los situados más al interior. Por esa razón la capacidad de arrastre de los sólidos en los filetes más alejados es mayor que la de los filetes internos y la profundidad de la erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. (Ver FIG 2.91).

¹¹³ Fuente: www.conselldemallorca.net.



FIG . 2. 91 Ejem plo de socavación en la curva del río¹¹⁴.

d) Erosión en márgenes.

Es la que se produce en los materiales térreos solubles que forman sus orillas, si el ataque se produce en estratos susceptibles situados bajo otros que no lo son, producirá embovedamiento causante de inestabilidad en los taludes de la propia margen. (Ver FIG 2.92)



FIG . 2. 92 Ejem plo de sovación en el margen del río¹¹⁵.

¹¹⁴ Fuente: es.wikipedia.org.

¹¹⁵ Fuente: www.sepcam.sc.gov.bo.

e) Socavación local en pilas.

La erosión causada por el flujo alrededor de obstáculos, como pilas de puentes, se llama erosión local (Ver FIG. 2.93 y 2.94). La explicación física del fenómeno es que alrededor de la pila se dan velocidades localmente mayores que las velocidades medias de la corriente, y van acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila. Este sistema de vórtices es el principal responsable de la socavación. Como en otros fenómenos de erosión, hay una dependencia mutua entre el flujo y el foso, de manera que a largo plazo, si las condiciones hidráulicas son permanentes se alcanza un equilibrio en la forma y tamaño de los fosos. Hay dos modalidades distintas de erosión local en pilas: en la primera la corriente no es capaz de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices sí son capaces de socavar la pila, mientras en la segunda existe un transporte general de sedimentos en el lecho al mismo tiempo que la erosión local.

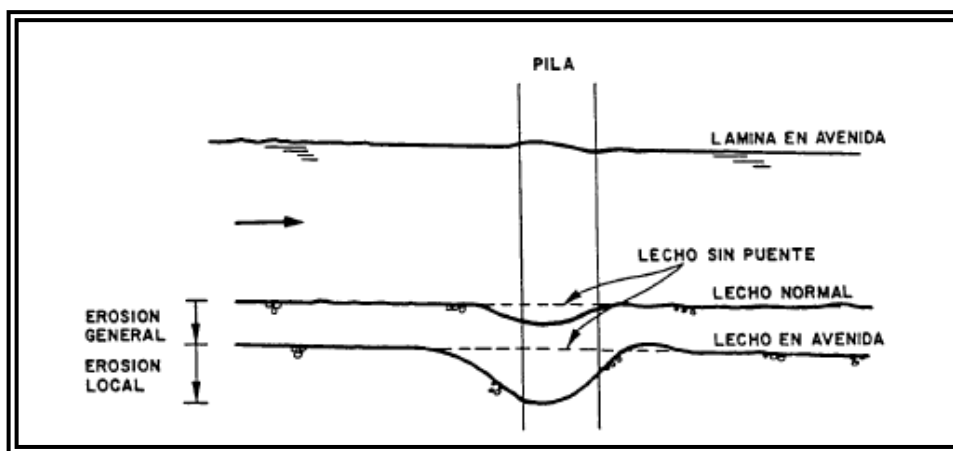


FIG. 2. 93 Esquema de las erosiones general y local en pila de un puente.

Esta última es la modalidad normalmente en avenidas. La naturaleza del equilibrio del foso es distinta en uno y otro caso: en el primero no existe erosión en el foso una vez alcanzado el equilibrio (se llama erosión de aguas claras), mientras en el segundo caso la cantidad de material transportado por la corriente que entra en el foso se compensa por la cantidad que sale (erosión en lecho vivo). Curiosamente los fosos de equilibrio en las mismas condiciones permanentes son aproximadamente iguales,

aunque el proceso de erosión es más lento en el primer caso. Por otra parte el foso máximo parece formarse si la corriente es tal que el fondo está en el límite entre el estado de reposo (aguas claras) y el movimiento general de lecho (lecho vivo).



FIG. 2.94 Ejemplo de socavación local en pilas¹¹⁶.

Cuando se coloca una pila de un puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de éste, y por lo tanto en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, producirá en la pila una socavación local.

Los parámetros que influyen en la socavación local al pie de las pilas de un puente son:

1. Parámetros hidráulicos:

- Velocidad media de la corriente.
- Tirante frente a la pila.
- Distribución de velocidades.
- Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

2. Parámetros de fondo:

- Diámetro de los granos (granulometría).
- Forma de los granos.

¹¹⁶ Fuente: www.inco.gov.co

- Grado de cohesión/cimentación.
- Peso específico sumergido.
- Estratificación del suelo.

3. *Parámetro geométricos de la pila*

- Ancho.
- Relación largo – ancho.
- Perfil de la sección horizontal.

4. *Parámetros de ubicación del puente*

- Contracción de la sección.
- Forma del río en planta.
- Obras de control de gasto que se hayan construido aguas arriba o aguas abajo.

f) Socavación local en estribos.

Es análoga a la de pilas de puentes, sin embargo, existen diferencias en los métodos técnicos y experimentales para su determinación. Este tipo de erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el estribo, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tiene los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forme con la corriente. (Ver FIG. 2.95).



FIG. 2.95 Ejemplo de socavación local en estribos.

2.2.4.3. Métodos para reducir la socavación.

2.2.4.3.1. Protección contra la socavación local al pie de la pila.

A continuación se describen algunas formas para combatir el fenómeno de erosión:

1. Diseño de la pila con formas biseladas con el fin de disminuir la zona de separación y la formación de la vorticidad causante de la socavación.
2. Disposición de material granular resistente a la erosión en el lecho, tales como, guijarros y cantos rodados.
3. Ubicación de la pila en sitios donde el lecho tenga características de no erosionabilidad.
4. Colocando aguas arriba de la pila un obstáculo, de tal manera que el efecto del obstáculo combinado con el de la pila produzca al pie de ésta, una zona de depósito de material.

2.2.4.3.2. Protección contra la socavación local al pie de los estribos.

Para el caso de los estribos se puede hacer una sustitución del material del lecho análoga a la descrita para las pilas, aunque es una mejor solución construir espigones que orienten el flujo de agua, encauzándola de tal manera que no produzca erosión. Otra manera es colocando mallas geotextiles en el fondo del lecho y sobre éstas se pegan bloques de concreto para contribuir en la resistencia a la erosión, ya que aumentan la rugosidad, lo que va reflejado en la pérdida de velocidad del flujo de agua. Ver FIG. 2.96 en un modelo de prueba a escala.

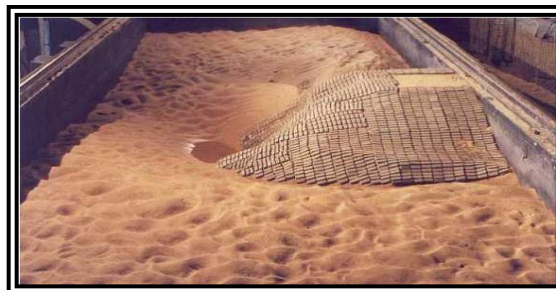


FIG. 2.96 Modelo físico a fondo móvil – Estribo protegido con bloques de hormigón adheridos a geotextil¹¹⁷.

¹¹⁷ Fuente: "Erosiones locales y por contracción en puentes en planicies", Pablo Spalletti.

2.3. PLANEACIÓN DEL PROYECTO DE UN PUENTE.

Existen muchos factores que gobiernan la elección del tipo de puente a utilizar. Pueden ser de índole económica, técnica, ambiental, social, etc.; que aportan condiciones propias a respetar. Mediante la apropiada evaluación de las condiciones y su ordenamiento por prioridades, pueden establecer las características básicas que deberá poseer el modelo del puente a utilizar, que satisfagan las condiciones planteadas. Generalmente el modelo a emplear será el que resulte más económico, de entre los posibles.

Se requieren estudios multidisciplinarios cuyos datos son clasificados en dos grupos:

A. Información de la ingeniería básica: Son aquellos estudios que se requieren para la concepción de las alternativas de diseño del proyecto.

B. Elementos básicos del proyecto: Son aquellos elementos cuyo uso determina las dimensiones y las características de detalle del proyecto.

A continuación se explica cada literal mencionado:

A. Información de ingeniería básica.

En este grupo de datos se establecen dos tipos de exigencias que deben cumplir los puentes, las cuales son, en primer lugar las **condiciones naturales del lugar**, que son las situaciones ya existentes a las que habrá que adaptarse con la obra. Por lo que es imprescindible a nivel de anteproyecto, realizar los siguientes estudios principales:

- a. Estudios topográficos.
- b. Estudios hidrológicos e hidráulicos.
- c. Estudios geológicos y geotécnicos.
- d. Estudios de la morfología.
- e. Geomorfología.
- f. Tectonismo.
- g. Estudios Sísmicos.
- h. Impacto ambiental.

Y en segundo lugar las **condiciones técnicas de servicio**, en donde se busca investigar todas aquellas condiciones bajo las cuales se va a ver solicitado el puente durante su vida útil. Tal información es necesaria para diseñar los elementos que conforman un puente, con el fin de que cumpla a cabalidad las funciones demandadas, entre las que se encuentran:

- i. Estudios de tráfico.
- j. Estudio de trazo y diseño vial de los accesos.
- k. Geometría general y proyecto geométrico.
- l. Geometría de Detalles.
- m. Drenaje.
- n. Señalización.

La investigación de las condiciones mencionadas, facilitan el desarrollo del proyecto, ya que se establecen características físicas, mecánicas y geométricas para el diseño del puente, así como también es una secuencia de requisitos necesarios para la realización de la carpeta técnica correspondiente a un proyecto (ver glosario) de un puente. Cabe aclarar que los estudios pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad de la obra, es decir, que según las condiciones predominantes en el sitio de emplazamiento del puente y de la importancia de éste, se tomarán los estudios que se requieran.

a. Estudios Topográficos.

Los estudios topográficos tienen como finalidad los siguientes ítems¹¹⁸:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

¹¹⁸ Fuente: Manual de diseño de puentes. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú. 2003.

Lo anterior se lleva a cabo mediante técnicas como trazo de perfiles que ofrecen criterios que definen mejor la ubicación del puente; indicando los posibles accesos, desniveles a modificar, zonas de protección, etc. Al rendir este informe, además de proporcionar el nombre del río, quebrada, camino correspondiente, tramos del camino en el cual se encuentra, etc. La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

b. Estudios hidrológicos e hidráulicos.

Los resultados son valiosos en los diseños de puentes que salvan un río. Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán, según las necesidades del proyecto, lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce, así como de información histórica proporcionada por los habitantes del área del proyecto que permite evaluar los niveles de crecidas máximas que ellos recuerdan, resultando esto un importante parámetro de comparación, que sobre todo, es real y no fruto de cálculos, que solo son aproximaciones a la realidad.
- Estudio de la cuenca global para el cálculo del nivel de aguas máximos.

- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, como es SNET.
- Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.
- Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos con base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).
- Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log - Normal, etc.) para seleccionar el mejor. Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.
- Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.

- Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.
 - Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.
 - Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.
 - Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce.
 - Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
 - Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.
 - Evaluación de las estimaciones de socavación total.
 - Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.
- Según lo descrito anteriormente con los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer los siguientes parámetros útiles para el diseño de un puente¹¹⁹:

1. Ubicación óptima del cruce.

¹¹⁹ Fuente: *Manual de diseño de puentes. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú. 2003.*

2. Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
3. Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
4. Área de flujo a ser confinada por el puente.
5. Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
6. Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
7. Si la corriente deposita o socava.
8. Profundidades de socavación general, por contracción y local.
9. Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
10. Obras de protección necesarias.
11. Previsiones para la construcción del puente.
12. Coeficiente de rugosidad del cauce (n de Manning).
13. Velocidad superficial indicando el procedimiento usado.
14. Frecuencia y duración de las crecidas máximas extraordinarias, época del año en que se efectúan.
15. Si el cauce es estable o divagante o si tiene tendencia a divagar.
16. Si hay que realizar alguna canalización.
17. Si el remanso afectará las propiedades vecinas.

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto deben establecerse las características hidrogeodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce.

Es importante considerar alterar lo menos posibles el cauce, utilizando de manera adecuada los apoyos y estribos así como un mínimo uso de soportes intermedios con su eje longitudinal paralelo al cauce; pero si esto no es posible se debe considerar la movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de

socavación, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

El estudio debe indicar los periodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las previsiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.

En el aspecto hidrometeorológico se recolecta la información sobre las variables del clima, la precipitación, los caudales y niveles de las corrientes naturales y los sedimentos que transportan las corrientes. A continuación desarrollaremos cada aspecto hidrometeorológico que influyen en el diseño de la estructura de un puente.

- **Climatología.**

El estudio climatológico se orientará a la definición de los principales rasgos climáticos de la zona, para establecer basándose en ellos, la incidencia que éstos tendrán en la obra, determinando los coeficientes o valores medios servirán de partida para el diseño a realizar. Se consultaran las publicaciones existentes de la División de Meteorología e Hidrología del Sistema Nacional de Estudios Territoriales (SNET) o cualquier otro organismo, en lo referente a los datos climáticos de la zona del proyecto.

- **Temperatura.**

Entre los factores climáticos que inciden en un proyecto de puentes tenemos la temperatura, este parámetro es muy importante ya que los materiales que componen una estructura, en este caso la estructura de un puente, sufren cambios en sus dimensiones debido a acciones como las variaciones de la temperatura y en la humedad.

Estos cambios volumétricos producen movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura por lo que se inducen fuerzas internas si la estructura no tiene libertad para moverse.

Las sollicitaciones que pueden introducirse por estos efectos son mucho mayores de lo que suele pensarse, pero tienen una peculiaridad que hace que estas acciones difieran radicalmente de las cargas impuestas: su efecto se disipa parcialmente o

totalmente si la estructura tienen movimiento o reacomodo con el tiempo. Los efectos de temperatura son generales en todas las estructuras aunque unos materiales son más sensibles a ellas que otras. Los efectos de cambios de humedad son particularmente importantes en estructuras de concreto, por los problemas de contracción por fraguado, y en estructuras de madera. Al hablar de temperatura, también debemos abordar los cambios de esta, que influyen directamente en los materiales debido a que estos se dilatan al elevarse la temperatura y se contraen cuando ésta se reduce.

Los coeficientes de dilatación de los principales materiales que se emplean en las estructuras se muestran en la **Tabla 2.4**. Se observa que α es muy similar para el concreto y el acero (del orden de 10×10^{-6}) lo cual favorece al trabajo en conjunto de ambos en el concreto reforzado, ya que al cambiar la temperatura, el concreto y el acero sufren deformaciones prácticamente iguales y por tanto no hay tendencia al corrimiento de las barras dentro de la masa de concreto, ni se genera esfuerzos en el área de contacto entre los dos materiales por este efecto.

MATERIAL	$\alpha, 1/^\circ\text{C} \times 10^{-6}$	MATERIAL	$\alpha, 1/^\circ\text{C} \times 10^{-6}$
Acero	12	Mampostería de piedra	8
Concreto	10*	Madera	4 a 5
Aluminio	24	Cobre	17
Mampostería de barro	6	Plástico	70

* Varía entre 8 y 14 dependiendo del tipo y de la cantidad de agregado grueso en la mezcla.

Tabla 2.4 Coeficiente de dilatación por temperatura de algunos materiales de la construcción ¹²⁰

Cuando los efectos de temperatura son debido a la temperatura ambiente, estas temperaturas de diseño se basan con datos meteorológicos, el Sistema Nacional de Estudios Territoriales en su página web, proporciona mapas de temperaturas de El Salvador como el que se muestra en la **FIG. 2.97**, que se refiere a la temperatura media anual de nuestro país, medida en grados centígrados.

Los efectos de temperatura y de cambios volumétricos en general, pueden reducirse por medio de juntas distribuidas adecuadamente, de manera que la estructura quede dividida en porciones independientes en las que los cambios volumétricos no induzcan esfuerzos excesivos.

La decisión de usar juntas o diseñar para los esfuerzos introducidos por los cambios volumétricos no siempre es clara.

- **Humedad.**

Pero la dilatación no es el único efecto que sufren los elementos de las estructuras sino también algunos materiales cambian significativamente de volumen al ser sujetos a variaciones de humedad, entre éstos figuran especialmente la madera, algunos tipos de mampostería y el concreto. En este último, son muy importantes las contracciones que sufre al secarse durante el proceso de fraguado. La magnitud de estas contracciones depende de diversos factores, principalmente entre ellos, la cantidad de agua en la mezcla, la forma de curado, la humedad del ambiente y la cantidad de refuerzo.

Los efectos de contracción son similares a los cambios de temperatura y pueden tratarse de la misma forma; las deformaciones por contracciones deben sumarse a las de temperatura.

Al igual que para la temperatura también se tienen mapas que nos muestran las humedades en el país, ya que es como se menciono se debe considerar para efectos de contracción en algunos materiales que se utilizan para la construcción de puentes. Los porcentajes de humedad relativa se muestran en la **FIG. 98**, que nos facilita la visualización de los porcentajes de humedades de diferentes zonas de El Salvador.

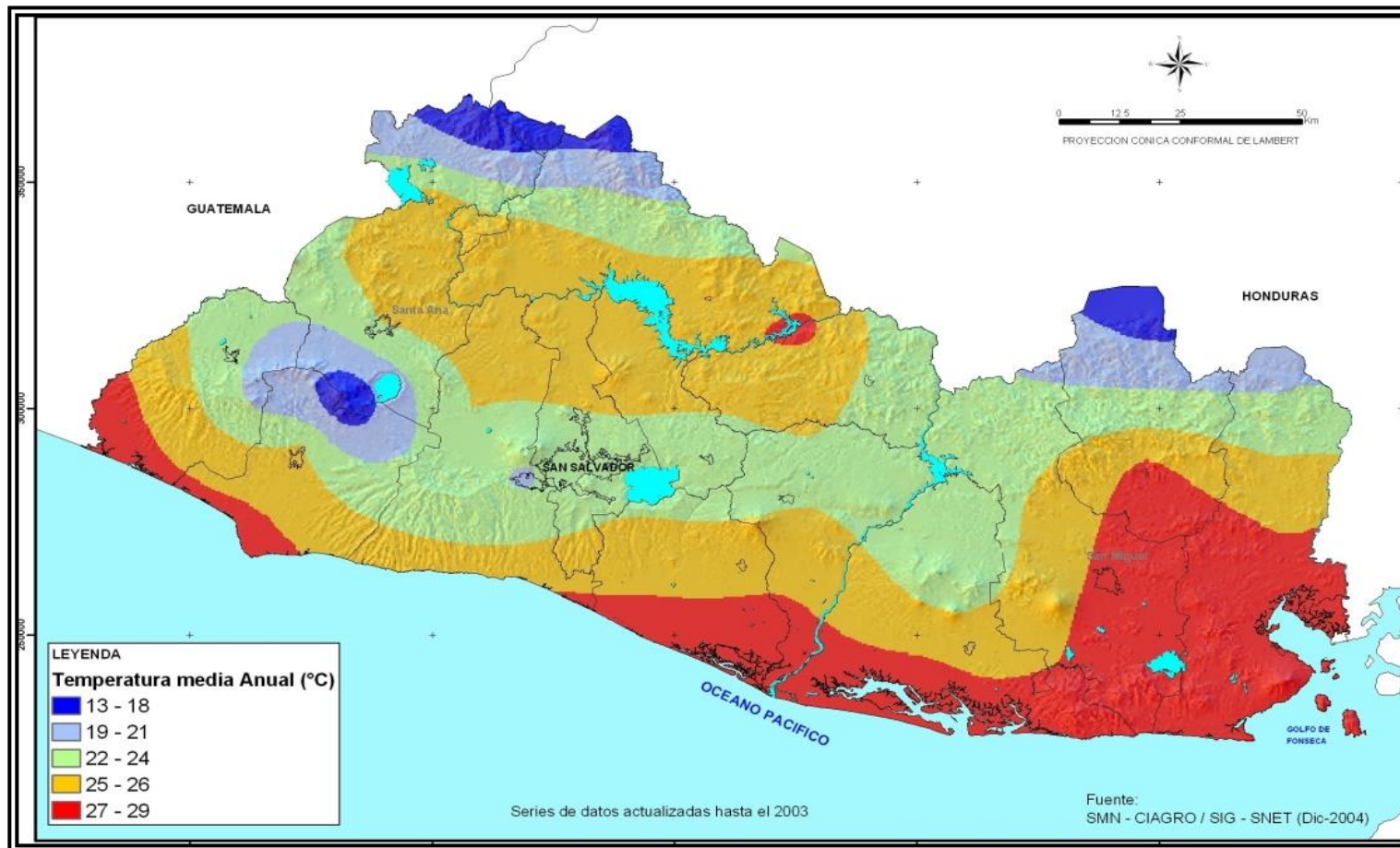


FIG 2.97 Mapa de temperatura media anual (°C) en El Salvador.¹²¹

¹²¹ Fuente: www.snet.gob.sv

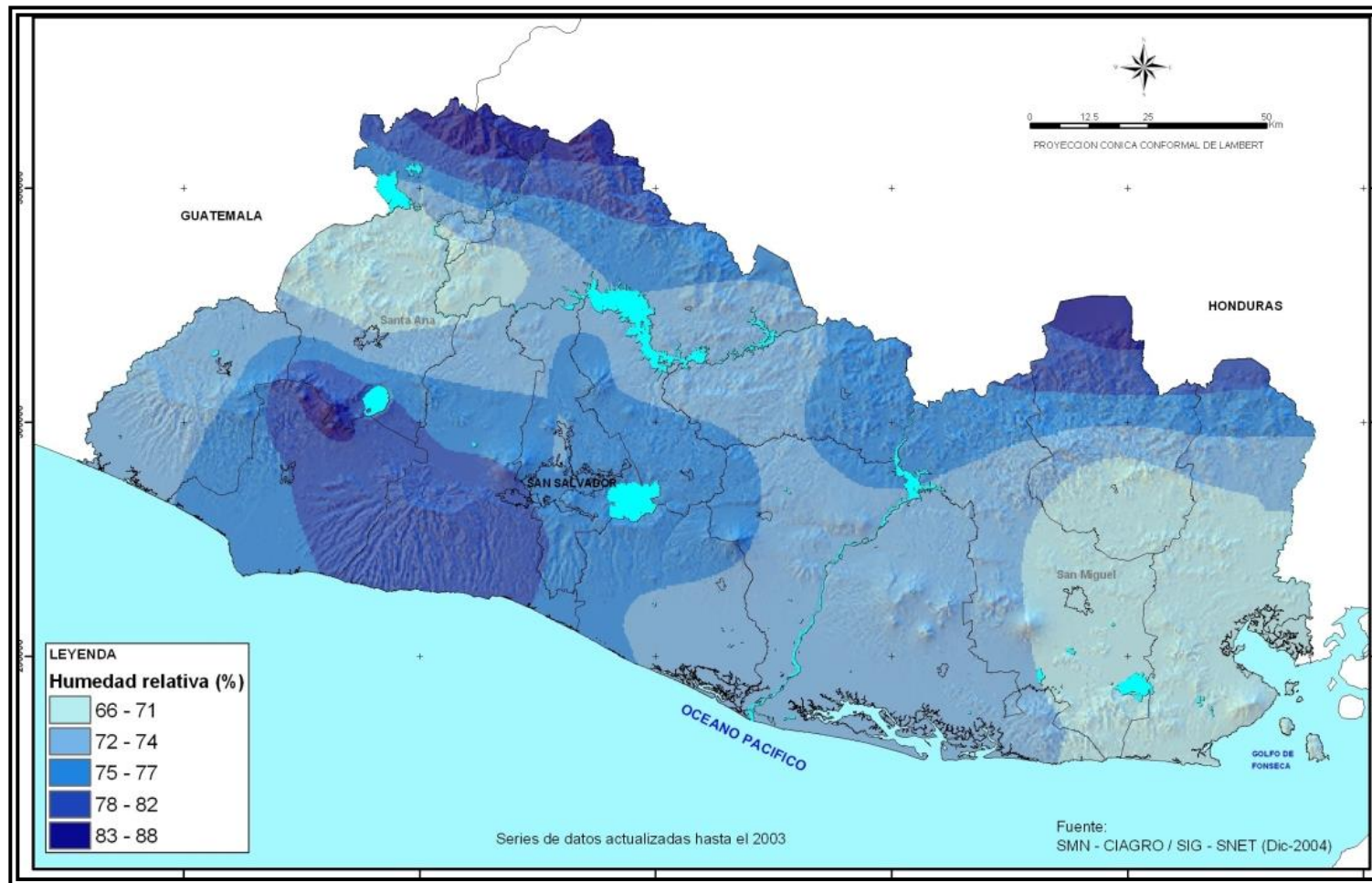


FIG 2 98 Mapa de humedad relativa anual (%) en El Salvador¹²²

¹²² Fuente: www.snet.gob.sv

- **Viento.**

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocien a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una **acción accidental** desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que intervienen y de los factores de carga que se deben adoptar. En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presenten la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Esto lo podemos observar en el mapa de velocidad media y rumbo dominante anual del viento en El Salvador en la **FIG. 99**, la cual es una herramienta para considerar este efecto al momento de diseñar la estructura de un puente.

- **Precipitación.**

Los estudios de la precipitación analizan el régimen de lluvias en la región a partir de los datos de estaciones pluviométricas y pluviográficas. El análisis comprende la variabilidad de la precipitación en el tiempo, su distribución sobre el área de estudio, la cuantificación de los volúmenes de agua que caen sobre la zona y las magnitudes y frecuencias de los aguaceros intensos. Datos que se muestran en mapas de precipitación promedio anual (**Ver FIG. 2.100**)

- **Caudal medio.**

El régimen de caudales de una corriente está relacionado con las lluvias y con las características de su cuenca hidrográfica. Este régimen define los estados de caudales mínimos, medios y máximos en los sitios que han sido seleccionados para captación de agua o para construcción de obras hidráulicas. La metodología que se utiliza depende de la información disponible y de las necesidades del proyecto. Pueden utilizarse análisis estadísticos y probabilísticos de series históricas de caudales o balances hidrológicos.

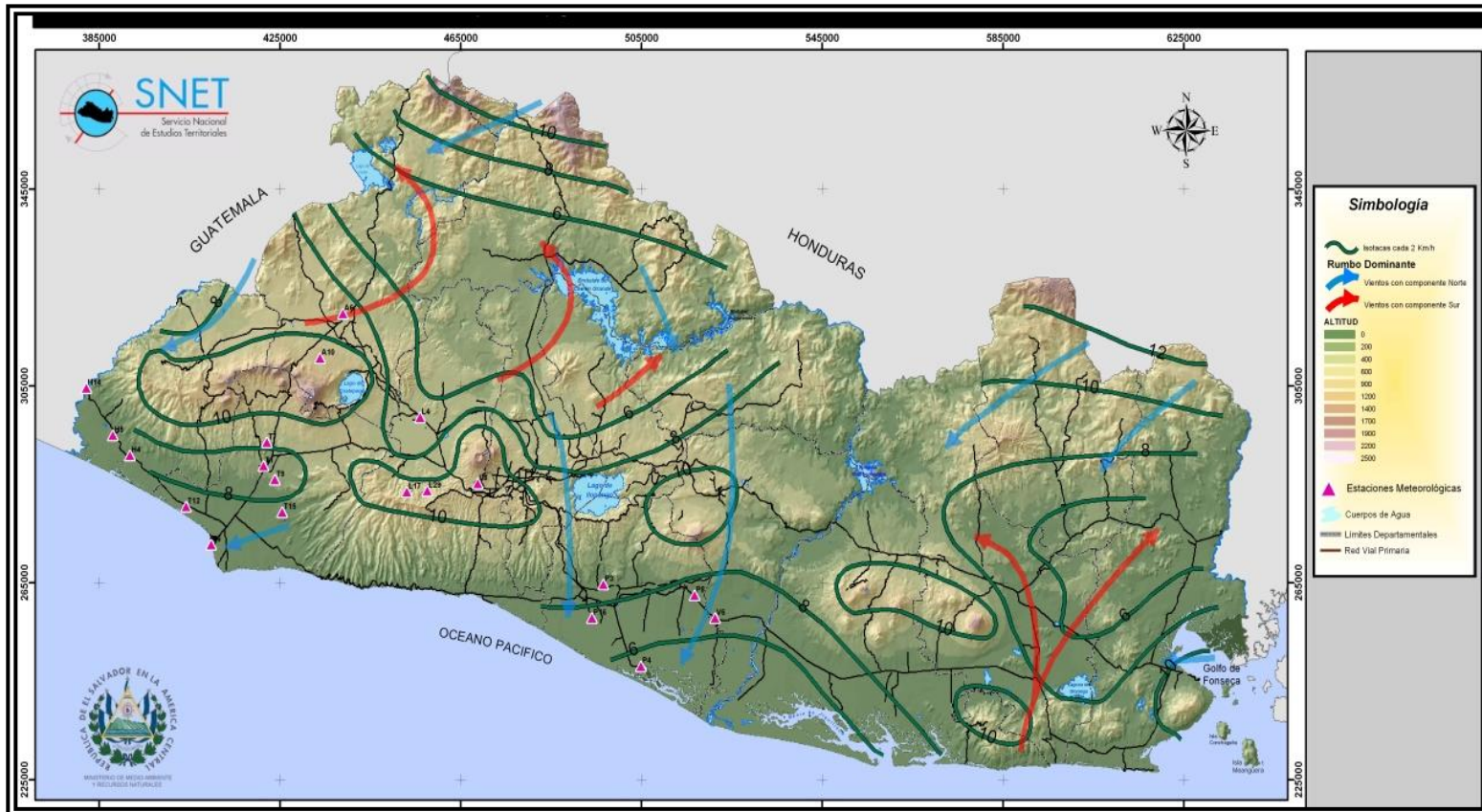


FIG 2 99 Velocidad media (Kmh) y rumbo dominante anual del viento en El Salvador¹²³

¹²³ Fuente: www.snet.gob.sv.

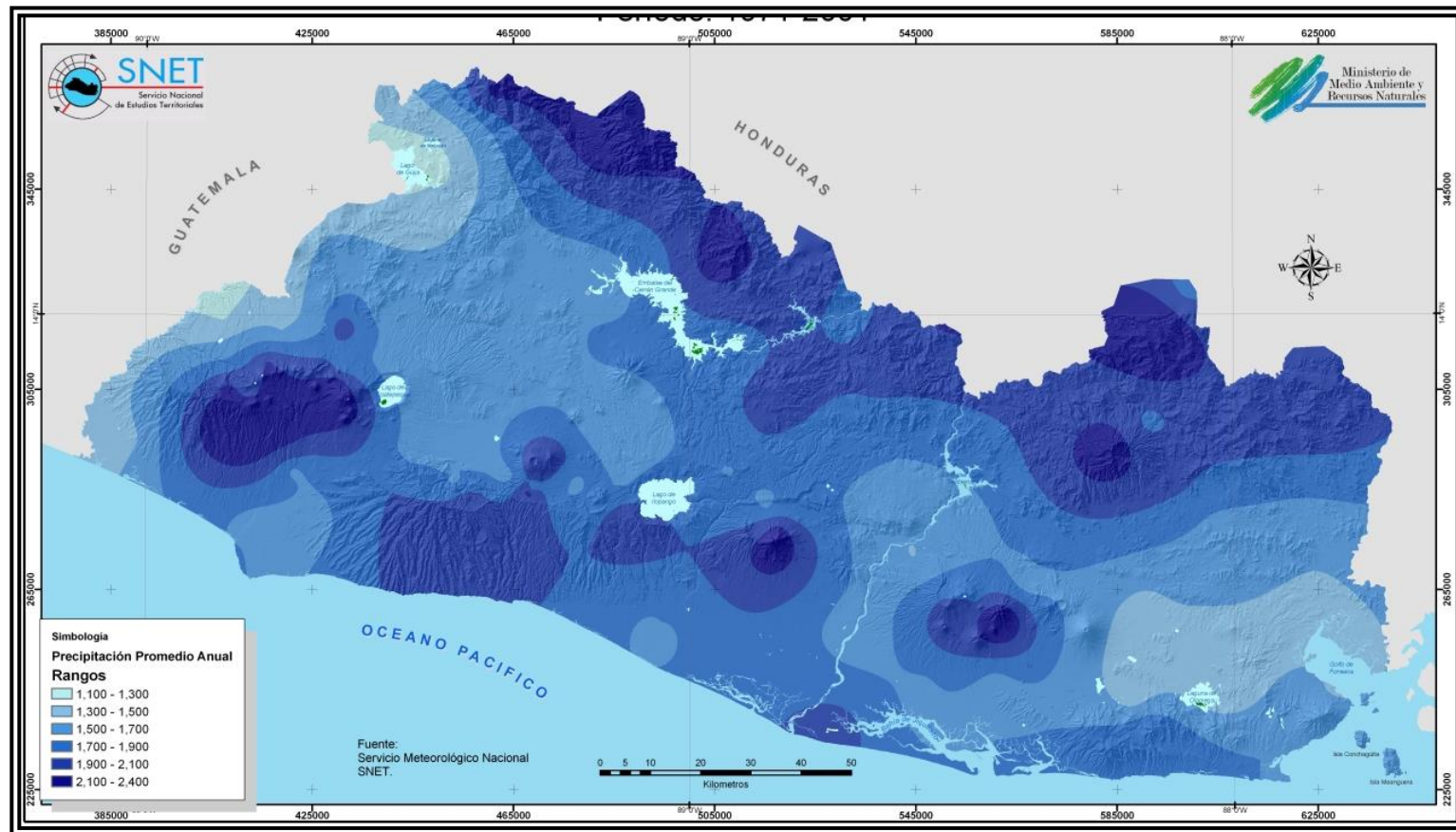


FIG 2 100 Precipitación promedio anual – Período 1971-2001¹²⁴

¹²⁴ Fuente: www.snet.gub.sv

• **Interrelación de los estudios hidrológicos e hidráulicos con los Estudios Geológicos y Geotécnicos.**

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, o si estará apoyada sobre roca o suelo, etc. y deberá estar por debajo de las profundidades de socavación estimadas¹²⁵.

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- Perfil estratigráfico del suelo.
- Tamaño, graduación del material del lecho.
- Secciones transversales del cauce.
- Vista en planta del curso de agua.
- Características de la cuenca.
- Datos de erosión en otros puentes.
- Historial de avenidas.
- Ubicación del puente respecto a otras estructuras.
- Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.).
- Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meándrico, recto, trenzado, etc.).
- Historial erosivo del curso de agua.

¹²⁵ Fuente: *Manual de diseño de puentes. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú. 2003.*

- Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro.
- Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente.

A continuación se presenta lo referente a los estudios geológicos y geotécnicos necesarios para la evaluación del suelo sobre el que se construirá una obra civil, considerando parámetros mecánicos y evaluaciones geológicas, entre otros.

c. Estudios geológicos y geotécnicos.

Los estudios geológicos y geotécnicos son importantes ya que establecen tanto las características geológicas de las diferentes formaciones que se encuentran en el lugar de emplazamiento, así como también el establecimiento de las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Los estudios a realizar deberán considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio cuya cantidad será determinada en base a la importancia del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información existente y descripción de la geología a nivel regional y local.
- Zonificación geológica de la zona.
- Descripción morfológica y geomorfológica.
- Definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelos y/o rocas.
- Definición de zonas de deslizamientos, aluviones inundaciones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro, así como posibles licuefacciones. (ver FIG. 2.101, FIG. 2.102 y FIG. 2.103)
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.

- **Geología.**

La geología es uno de los aspectos más importantes que se deben considerar en el lugar de construcción de un puente y en sus cercanías, ya que de esto depende que la obra de paso sea estable y además sea económica.

Es necesario detectar el tipo de suelo o roca que se encuentra en el lecho, en los taludes del río y cercanías. En el lecho del río se pueden encontrar arenas muy finas y gravas, cantos rodados aguas arriba así como también lechos rocosos tanto aguas abajo como aguas arriba del río. En los taludes, se puede encontrar una estratigrafía muy variada; los diferentes materiales que lo componen pueden variar en dureza, diámetros y espesores.

Las rocas al estar en continuo contacto con el agua, el aire y el sol, se someten a cambios de temperatura provocando fuerza internas, intemperismo, metamorfización; que dan origen al fracturamiento y desintegración de la roca, hasta formar el suelo.

Los Estudios geotécnicos comprenderán:

- a) Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- b) Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.
- c) Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- d) Definición de tipos y profundidades de cimentaciones adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- e) Para la obtención de más información referente a las condiciones del suelo se realizarán ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- f) Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

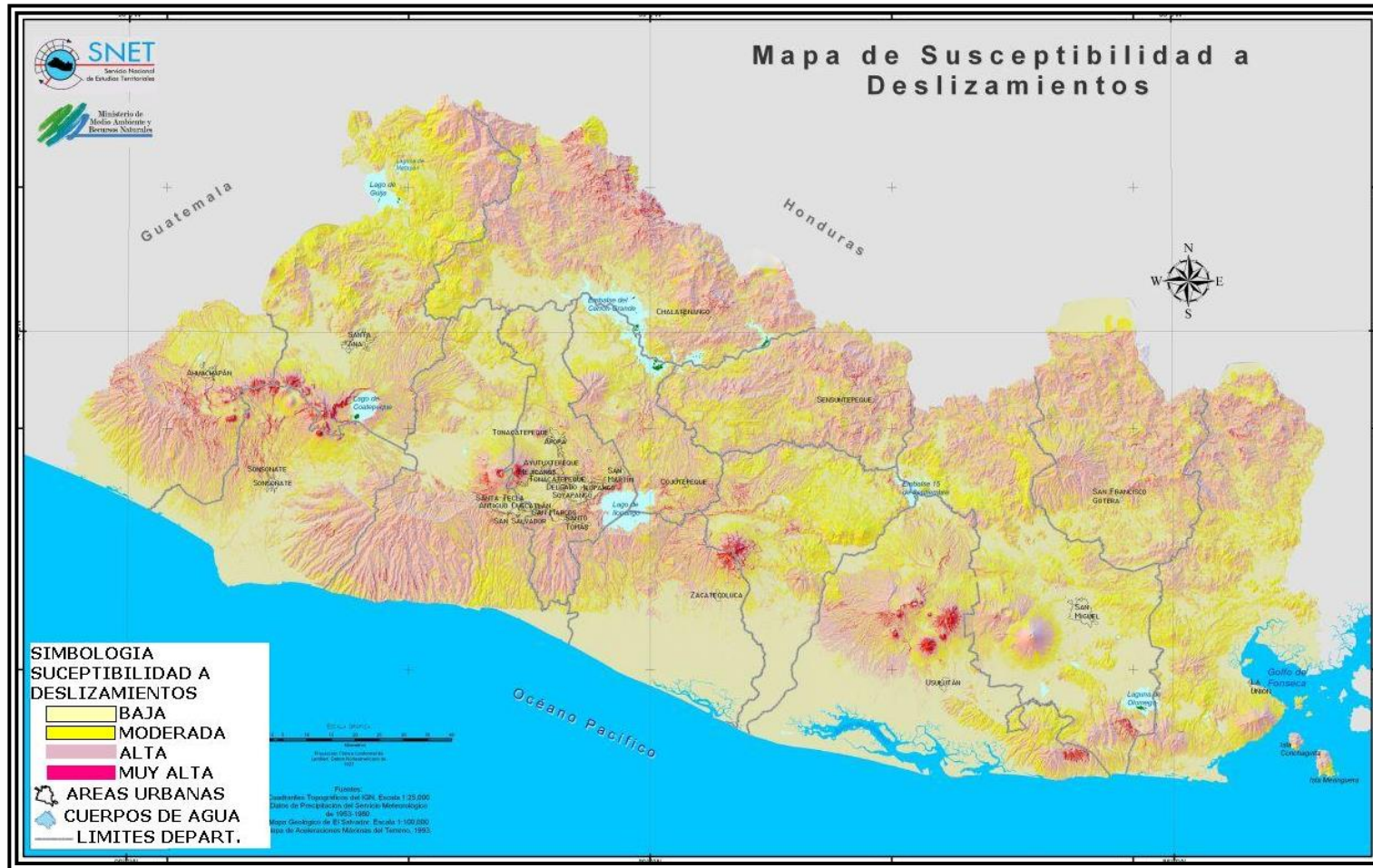


FIG 2 10 Mapa de susceptibilidad a deslizamientos¹²⁶.

¹²⁶ Fuente: www.snet.gob.sv

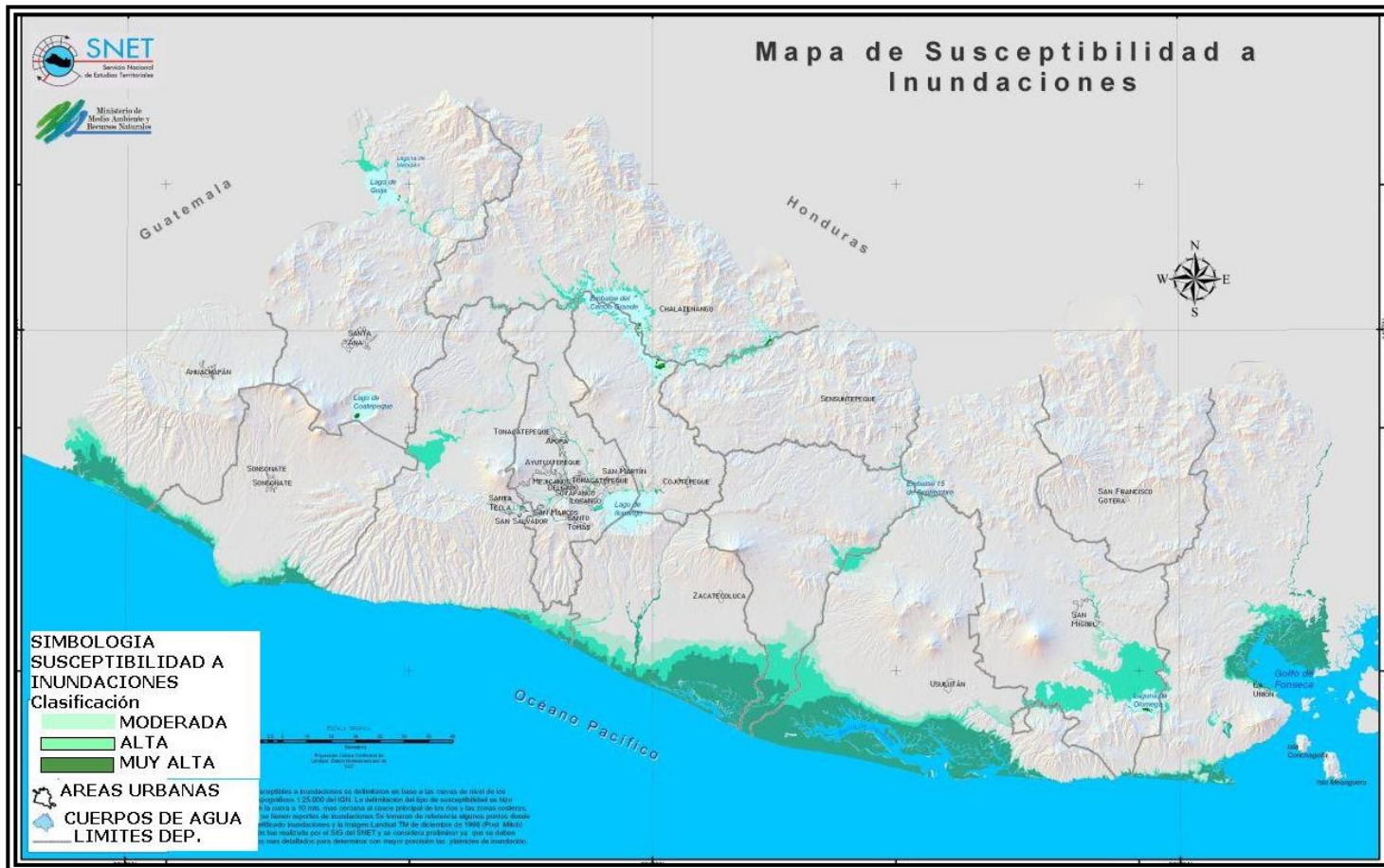


FIG 2.102 Mapa de susceptibilidad a inundaciones¹⁷

¹⁷ Fuente: www.snet.gob.sv

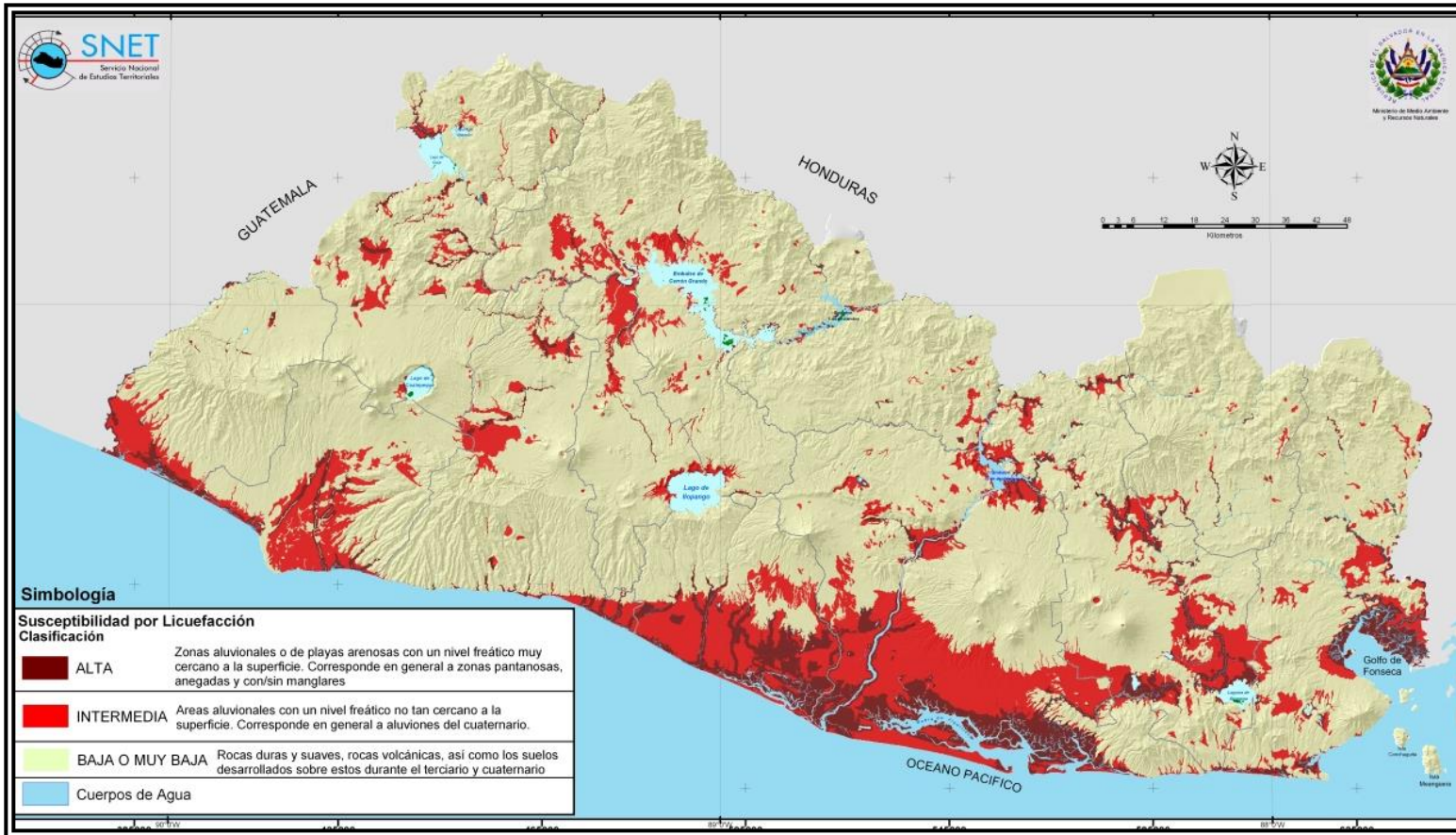


FIG 2 10M de susceptibilidad a licuefacción¹²⁸

¹²⁸ Fuente: www.snet.gob.sv

- **Ensayos en suelos:**

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT), basado en la norma ASTM D 1586 – 99. Con este método de ensayo se obtiene una muestra representativa de suelo a través de una perforación con barrena, además de medir la resistencia de dicho suelo a la penetración.
- Ensayo de Veleta de Campo según norma ASTM D 4648. Consiste en insertar una veleta de cuatro hojas en el extremo de una muestra inalterada o remoldeada y rotarla a razón constante para determinar el torque o momento requerido para hacer que una superficie cilíndrica sea cizallada por la veleta. El torque o momento aplicado se correlaciona con valores de resistencia al corte.
- Ensayo de Permeabilidad, de Pozo, basado en la norma ASTM D 4750. Este método de ensayo describe el procedimiento para medir el nivel de un líquido en un agujero o pared, y determinar la estabilidad del nivel del líquido en un agujero.
- Ensayo de Refracción Sísmica, basado en la norma ASTM D 4428. este método de ensayo está restringido a la determinación de ondas sísmicas de compresión y corte.

- **Ensayos en rocas:**

- Ensayo de Compresión Uniaxial en Roca débil, basado en la norma ASTM D 4555. Este método de prueba cubre la medición de la deformabilidad y fuerza de especímenes largos in situ de roca débil por medio de una prueba de compresión uniaxial. Los resultados de la prueba toman en cuenta el efecto de ambos comportamientos del material intacto y de las discontinuidades contenidas dentro del bloque de espécimen.
- Determinación de la Resistencia al Corte Directo, en discontinuidades de roca, basado en la norma ASTM D 4554. Este método de prueba cubre la medición de la fuerza de corte directo pico y fuerza de corte directo residual de discontinuidades en roca in situ como una función del esfuerzo normal a el

plano cortado. Este plano es usualmente una discontinuidad significativa, la cual puede o no ser rellenada con un material como o suelo.

- Ensayo de Carga en Placa Flexible, basado en la norma ASTM D 4395. Los resultados de este método de ensayo son usados para predecir el desplazamiento de masa en la roca.
- Ensayo de Carga en Placa Rígida, basado en la norma ASTM D 4394. Igual en que ensayo anterior, sirve para la obtención de resultados los cuales son usados para predecir el desplazamiento en una masa de roca causado por cargas de una estructura o de una construcción subterránea.
- Ensayo con el Método de Fracturamiento Hidráulico, basado en la norma ASTM D 4645. Este método de prueba cubre la medición de la deformabilidad y fuerza de especímenes largos in situ de roca débil por medio de una prueba de compresión uniaxial. Los resultados de la prueba toman en cuenta el efecto de ambos comportamientos del material intacto y de las discontinuidades contenidas dentro del bloque de espécimen.

- **Ensayos de laboratorio.**

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

- **Ensayos en suelos:**

- Contenido de humedad, basado en la norma ASTM D 2216. Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido gravimétrico de agua (humedad gravimétrica) de una muestra de suelo.
- Gravedad específica, basado en la norma ASTM D 854. Este método de ensayo se utiliza para determinar la Gravedad Específica de los partículas sólidas del suelo, la cual brinda gran ayuda en el cálculo de diferentes propiedades, entre las que se pueden citar: relación de vacíos, en el análisis hidrométrico; así como predecir el peso unitario del suelo.

- Distribución granulométrica, basado en la norma ASTM D 422. Esta prueba persigue determinar la clasificación de un suelo por el tamaño de partículas individuales; valiéndose de la curva granulométrica y de los valores de los coeficientes de uniformidad y curvatura.
- Determinación del límite líquido y límite plástico (Límites de Atterberg), basado en la norma ASTM D 4318. La utilización de este ensayo es para la determinación de los límites líquidos y plásticos de un suelo. La relación entre la plasticidad y el contenido de agua, así como entre este último y las características mecánicas del suelo, permite usar la plasticidad como una medida de las condiciones de trabajabilidad del suelo. Esta propiedad se presenta en las arcillas de grado variable.
- Ensayo de corte directo, basado en la norma ASTM D 3080. Este método de ensayo es utilizado para determinar la fuerza de corte en un suelo drenado consolidado por medio del corte directo.
- Ensayo triaxial, basado en la norma ASTM D 2850. Este ensayo se utiliza para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, el cual es un dato de importancia primordial para conocer el grado de estabilidad de las obras de tierra, y en la actualidad son utilizadas para obtener las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de suelos.
- Ensayo de consolidación, basado en la norma ASTM D 2435. Esta prueba consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo de tipo fijo (rígidamente unido al cuerpo de la celda), o flotante (libre de desplazarse verticalmente), y contenido entre dos piedras porosas. Todo el conjunto descansa sobre una celda de agua a la que tiene libre acceso el agua de poro de la muestra; siguiendo posteriormente con una secuencia de cargas establecidas de antemano, midiendo a la vez la compresión de la muestra bajo dicha presión, por medio de un cuadrante indicador que opera sobre la tapa de carga.

- Ensayo de permeabilidad, basado en la norma ASTM D 2434. Este prueba es utilizada para calcular el coeficiente de permeabilidad de un suelo. Este es una constante de proporcionalidad relacionada con la facilidad de movimiento de un flujo a través de un medio poroso.
 - Ensayo de compactación Proctor, basado en la norma AASHTO T 180. Este método de ensayo cubre los procedimientos de compactación utilizados para determinar la relación entre el contenido de humedad de los suelos cuando son compactados en un molde de diámetro definido, por medio de un apisonador con una altura de caída constante.
 - CBR, basado en la norma AASHTO T 193. Describe el procedimiento de ensayo para la determinación de un índice de resistencia de los suelos denominado valor de la relación de soporte, que es muy conocido, como CBR (California Bearing Ratio). El ensayo se realiza normalmente sobre suelo preparado en el laboratorio en condiciones determinadas de humedad y densidad; pero también puede operarse en forma análoga sobre muestras inalteradas tomadas del terreno. Este índice se utiliza para evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y de las capas de base, sub-base y de afirmado.
- **Ensayos en rocas:**
- Determinación del módulo elástico, basado en la norma ASTM D 3148. Este método de ensayo cubre la determinación del módulo elástico del núcleo de una roca por medio de una compresión uniaxial.
 - Ensayo de compresión tri-axial, basado en la norma ASTM D 2664. Esta prueba cubre la determinación del módulo elástico del núcleo de una roca por medio de una compresión tri-axial.
 - Ensayo de compresión no confinada, basado en la norma ASTM D 2938. Este ensayo especifica el aparato, la instrumentación y el procedimiento para determinar la fuerza de compresión en el núcleo de roca.

- Se recomienda utilizar las normas ASTM o su equivalente en AASHTO, en este orden para los ensayos de suelo.

• **Interrelación de los estudios geológicos y geotécnicos con los Estudios Hidrológicos.**

En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

d. Estudios de la Morfología.

Al relieve terrestre lo caracterizan diferentes parámetros como la altura o altitud, el desnivel y la pendiente. Por las diferencias de elevación que presenta el relieve terrestre, es conveniente observar la forma de éste, donde la cuenca contribuye con el escurrimiento del agua que fluye hacia un cauce, pasando por los puntos más bajos, hasta llegar a un punto discontinuo, donde se encuentra el camino rural cortado o punto de emplazamiento de un puente.

El moldeo que presenta el relieve terrestre, constituye las formas de la superficie terrestre, las cuales se pueden generalizar en dos grupos: de morfología alta y de morfología baja. Morfología alta son formas de relieve terrestre que presentan grandes ondulaciones. En la morfología alta, predominan las grandes diferencias de elevación; en ellas, las laderas oscilan entre moderadas y abruptas, y se unen formando algunas divisiones estrechas y formas como cuchillas y picos.

En El Salvador se considera lo siguiente:

A una elevación mayor que 710 metros sobre el nivel del mar (msnm) y menor que 1910 msnm, se le puede considerar cerro. A una elevación mayor que 1370 msnm y menor que 2125 msnm, se le puede considerar volcán¹²⁹.

¹²⁹ Fuente: Atlas Geografico Universal y de El Salvador. Grupo editorial Océano. 1995.

Morfología de los cauces. La forma que presenta la sección de un cauce es muy variada, dependiendo del tipo de río, se pueden encontrar anchos de cauces pequeños y profundos, hasta cauces anchos y de menor profundidad. La mayoría de los cauces presentan un canal de forma irregular.

e. Estudios de la Geomorfología.

Los estudios geomorfológicos, permiten conocer qué tipo de formación tiene la cuenca, por ejemplo depósitos aluviales o erosivos, influencia hidrológica, principalmente agua subterránea en la cuenca, forma de la cuenca; tectónicos, el tipo de fallas geológicas que se encuentra en la zona de estudio; sismicidad de la zona donde se encuentra el proyecto.

f. Tectonismo.

El Salvador se encuentra ubicado en una zona volcánica donde la actividad sísmica es muy pronunciada, como consecuencia de su complejidad tectónica.

Existen dos zonas sísmicas:

- a) Una de ellas presenta epicentros localizados en las cercanías de la costa, los focos sísmicos se extienden a lo largo de este, aproximadamente entre 20 y 30 Km., de la costa. La mayoría de sismos percibidos en el país pertenecen a esta zona, esto lo podemos apreciar con los puntos ubicados cerca de la costa. (ver **FIG. 2.104**)
- b) Otra de las zonas sísmicas, se encuentra paralela a la cadena de volcanes jóvenes del país en la parte continental, representada también por puntos en esta región que se puede ver en los mapas presentados. (Ver **FIG. 2.104**), generando movimientos terráqueos por actividad puramente volcánica.

Los volcanes más activos se encuentran ubicados al sur de la Meseta Central de El Salvador. La actividad sísmica se origina de dos causas principales: la actividad volcánica y el diastrofismo, los cuales son llamados tectónicos.

El Tectonismo se puede observar en el terreno al detectar grietas, cortes irregulares y plegamientos en la superficie de los taludes, principalmente en los taludes del cauce o alrededores. Además de que se puede detectar al comparar el desnivel entre los taludes en ambos lados del cauce.

El Salvador está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, sin embargo, es posible distinguir una zona que prácticamente se puede considerar de muy baja actividad sísmica. Esta zona está comprendida en la región norte del país, en los departamentos de Chalatenango, Cabañas Morazán, y el norte de Santa Ana, La Libertad, San Salvador, Cuscatlán, San Vicente, San Miguel y La Unión (Zona II), ver **FIG. 2.105** En cambio en la Meseta Central del país. Está afectada por diferentes fallas sísmicas que la vuelven altamente susceptibles a fenómenos sísmicos.

Con el paso de los eventos sísmicos y con la ayuda de sistemas de monitoreo se ha modificado la zonificación sísmica, ya que es muy importante para el diseño de cualquier estructura, y en este caso, de puentes ya que es parte medular del sistema de transporte de nuestro país. A continuación se presenta el mapa de regionalización sísmica de El Salvador, **FIG. 2.106**.

En nuestro país como en cualquier otro, se debería diferenciar entre sismos provenientes de fallas en las costas oceánicas y de origen volcánico, ya que las aceleraciones de cada una de éstas pueden ser muy diferentes, generando componentes en distintas direcciones y afectando a las estructuras de una u otra forma. Para puentes es necesario analizar las componentes vertical y horizontal, aunque la componente vertical de las aceleraciones es muy importante, ya que la masa del tablero es muy significativa en el comportamiento que se genere durante un evento sísmico, provocando acciones internas diferentes y realizando diseños adecuados para la más desfavorable de las combinaciones de carga que se encuentran dentro de los reglamentos utilizados.

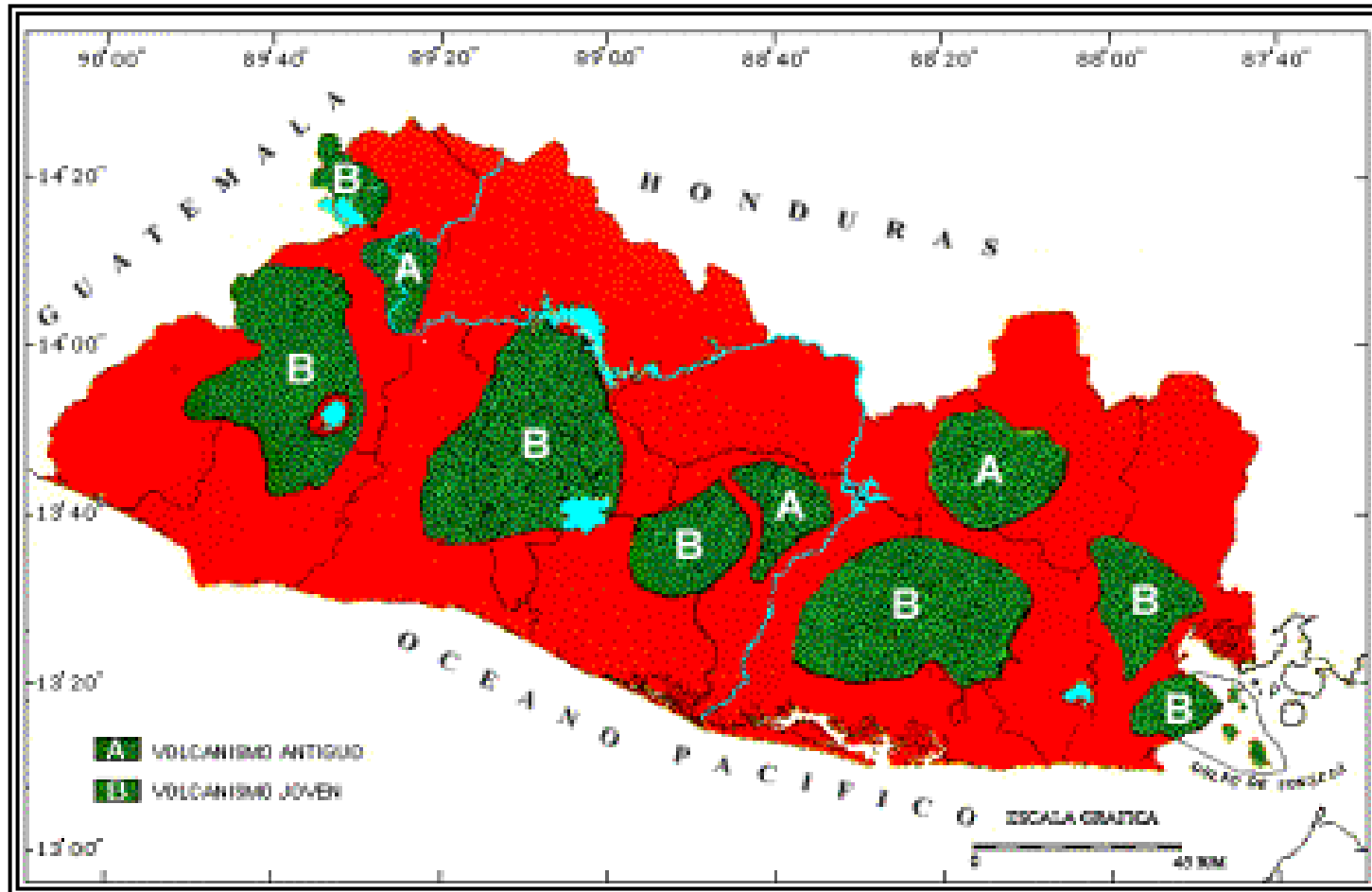


FIG 2 105 Representación de las zonas volcánicas terciarias (volcanes antiguos) y zonas del Cuaternario (volcanes jóvenes)¹³¹.

¹³¹ Fuente: www.sret.gub.sv.

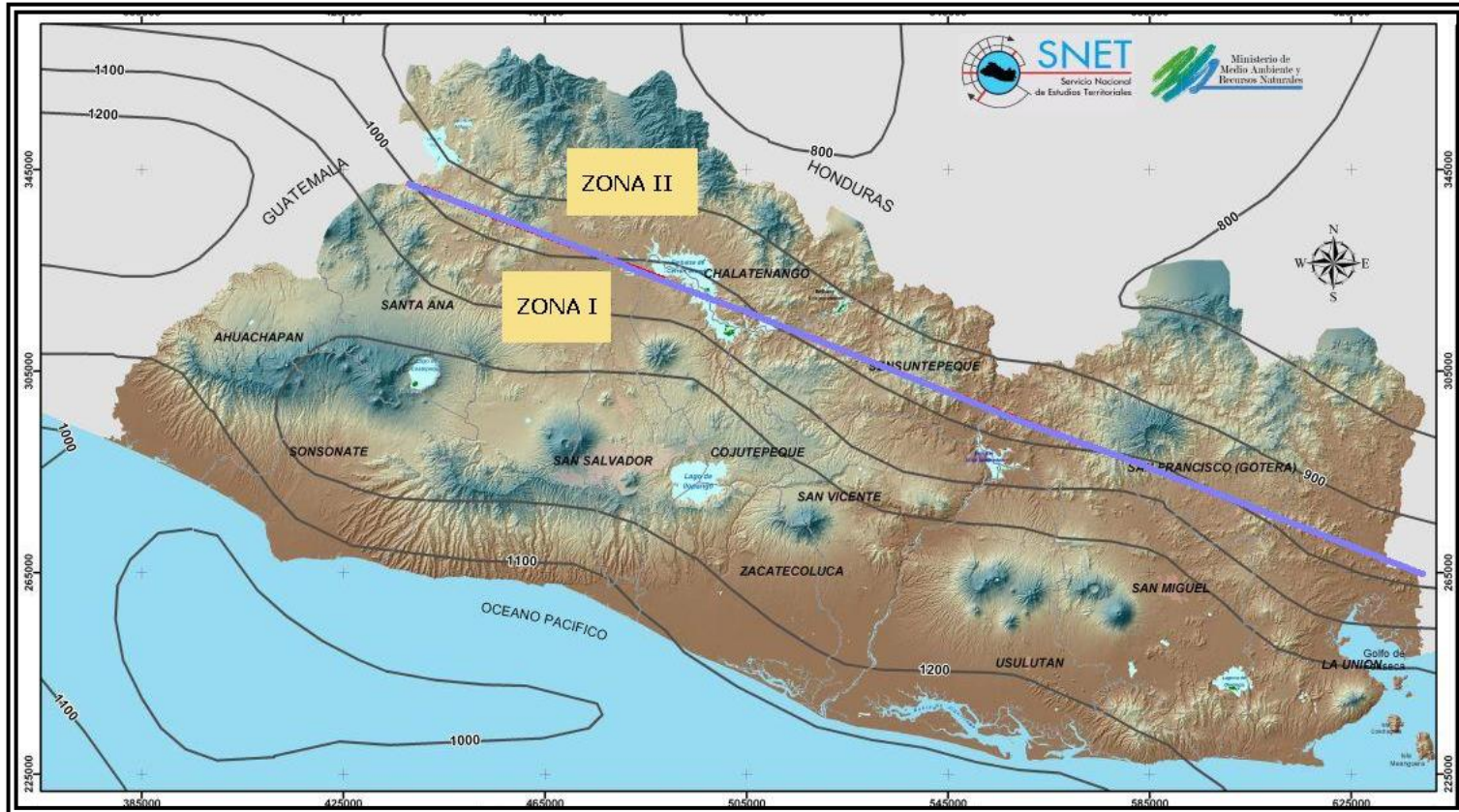


FIG 2.106 Zonificación sísmica de El Salvador.¹³²

¹³² Fuente: www.snet.gub.sv.

Históricamente, han ocurrido desastres sísmicos en las poblaciones como San Vicente, Jucuapa, Chinameca y San Salvador. Siendo los más notables, los ocurridos en la ciudad de San Salvador. En el anexo 1 se presenta una reseña de los eventos sísmicos ocurridos en El Salvador, mediante una tabla que muestra información de fecha, magnitud, profundidad, epicentro, intensidad y comentarios sobre los daños que causaron cada uno de los eventos.

g. Estudios de riesgo sísmico.

Los estudios de riesgo sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

El estudio deberá ser documentado mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- Base de datos de eventos sísmicos utilizada para el estudio
- Resultados de los estudios de geología, tectónica y sismotectónica de suelos y de la prospección geofísica.
- Hipótesis y modelos numéricos empleados, justificando los valores utilizados. Esta información deberá ser presentada con un detalle tal que permita a cualquier otro especialista reproducir los resultados del estudio.
- Espectros de respuesta a nivel del estrato rocoso y a nivel de cimentación.
- Conclusiones y recomendaciones.

h. Estudios de impacto ambiental.

Las evaluaciones de impacto ambiental son estudios que tratan de evaluar las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones, planes programas o proyectos ocasionan en la salud del hombre y en su entorno, y a través de dicho estudio, ver la realidad ambiental que habría con o sin dicha acción. Por lo tanto, la Evaluación de Impacto Ambiental es un instrumento específico para las políticas ambientales preventivas, por cuanto constituyen un instrumento idóneo para tomar

decisiones basadas en un conocimiento amplio e integrado de los efectos ambientales de una determinada acción, programa o proyecto¹³³.

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

• **Objetivos y Alcances.**

Los estudios ambientales tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

La Constitución de la República establece en el Art. 117 la protección de los recursos naturales, declarando que es de interés social su protección, desarrollo y

¹³³ **Fuente:** Tesis "Eficacia de la evaluación de impacto ambiental en la construcción del tramo uno de interconexión Nejapa Boulevard Constitución, con respecto al cumplimiento de la Ley del Medio Ambiente y su reglamento y la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y los Municipios aledaños. Autor: Alexander Antonio Cortez Grande. El Salvador. 2004. Pág. 68.

aprovechamiento, todo lo anterior con base al principio de justicia social. De esta manera el Estado está en la obligación de proteger los recursos naturales, así como lo relativo a la protección, conservación, y mejoramiento de dichos recursos lo que será desarrollado por leyes especiales. Siendo este artículo antes mencionado la base indirecta que regula la Evaluación de Impacto Ambiental la cual se encuentra regulada en la Ley del Medio Ambiente.

El Art. 60 inc. 2 Constitución dice: En todos los centros docentes Públicos o Privados, Civiles o Militares, será obligatoria la enseñanza de la historia nacional, el civismo, la moral, la Constitución de la República, los Derechos Humanos y la conservación de los recursos naturales.

Por su parte la Ley del Medio Ambiente, tiene como objeto proteger, conservar y recuperar el medio ambiente, el uso sostenible de los recursos naturales para poder mejorar las presentes y futuras generaciones; así como, normar la gestión ambiental pública y privada y la protección ambiental, como obligación básica del Estado, los Municipios y los habitantes en general; y asegurar la aplicación de los tratados o convenios internacionales ratificados por el Salvador en esta materia tal además de establecer dentro de los Instrumento de la política de medio ambiente un sistema de Evaluación Ambiental¹³⁴.

La Ley del Medio Ambiente en el Art. 5 hace una definición de términos Ambientales entre ellos lo que es Estudio de Impacto Ambiental, definiéndolo como “instrumento de diagnóstico, evaluación, planificación y control, constituido por un conjunto de actividades técnicas, científicas realizadas por un equipo multidisciplinario, destinadas a la identificación, predicción y control de los impactos ambientales, positivos y negativos, de una actividad, obra o proyecto, durante todo su ciclo vital, y sus alternativas, presentando en un informe técnico; y realizado según los criterios establecidos legalmente.” Y en el Art. 21 de la Ley del Medio Ambiente establece que actividades obras o proyectos requerirán de un

¹³⁴ *Idem* 116

Estudio de Impacto Ambiental y entre ellos las obras viales, puentes para tráfico mecanizado, vías férreas y aeropuertos; entre otras.

La metodología a seguir en un estudio de Impacto Ambiental será la siguiente:

1. Identificación de Impactos.

Consiste en identificar los probables impactos a ser investigados, para lo cual es necesario conocer primero de la manera más amplia el escenario sobre el cual incide el proyecto; cuya ubicación, ejecución y operación afectará el entorno ecológico. Así mismo, es imprescindible el conocimiento del proyecto a desarrollar, que involucra no sólo el contexto técnico sino también las repercusiones sociales y experiencias del desarrollo de este tipo de proyectos en otros escenarios.

2. Previsión de Impactos.

El objetivo en este nivel está orientado hacia la descripción cuantitativa o cualitativa, o una combinación de ambas, de las principales consecuencias ambientales que se han detectado en el análisis previo.

3. Interpretación de Impactos.

Implica analizar cuán importante es la alteración medio ambiental en relación a la conservación original del área.

4. Información a las comunidades y a las autoridades sobre los impactos ambientales.

En esta etapa hay que sintetizar los impactos para presentarlos al público que será afectado por los impactos ambientales detectados; y a las autoridades políticas con poder de decisión. La presentación deberá ser lo suficientemente objetiva para mostrar las ventajas y desventajas que conlleva la ejecución del proyecto.

5. Plan de Monitoreo o Control Ambiental.

Fundamentalmente en esta etapa se debe tener en cuenta las propuestas de las medidas de mitigación y de compensación, en función de los problemas detectados en los pasos previos considerados en el Estudio; asimismo, la supervisión

ambiental sustentada en normas legales y técnicas para el cumplimiento estricto de las recomendaciones.

• **Información mínima que requieren los estudios de Impacto Ambiental en Puentes.**

La información mínima para un estudio de Impacto Ambiental en Puentes será:

1. Fauna silvestre.
2. Flora adyacente.
3. Presencia de agua en el cauce.
4. Relieve topográfico.
5. Deforestación en los taludes del cauce.
6. Probabilidad de erosión lateral de los taludes.
7. Material sedimentado en el Lecho del cauce.
8. Presencia de recursos hidrobiológicos.
9. Valor estético del paisaje.
10. Densidad de población.
11. Red de transportes adyacentes.
12. Otras estructuras adyacentes.

El formulario Ambiental de proyectos de construcción de obras viales, puentes para tráfico mecanizado vías férreas y aeropuertos, debe proporcionar la información básica de la actividad, obra o proyecto de desarrollo, por parte del proponente o propietario de dicha obra o proyecto, dicho proponente puede ser una persona natural o jurídica, pública o privada, dicha información facilitará la elaboración del EIA¹³⁵, este formulario será presentado a la Dirección de Gestión Ambiental del MARN y a la vez el proponente debe solicitar una visita a inspeccionar el sitio donde se desarrollará el proyecto.

¹³⁵ EIA: Estudios de Impacto Ambiental.

i. Estudios de tráfico .

Los objetivos principales de este estudio son: el cálculo de los volúmenes de tránsito que circulará por la obra, verificación de la sección típica de cada ruta y determinar su capacidad y los niveles de servicio en que operarían sin y con las distintas conexiones que tienen o tendrán a lo largo de su vida útil. Adicionalmente, los resultados de este estudio serán insumo para el diseño de pavimentos por lo que es necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

La metodología a seguir será la siguiente:

- **Conteo de Tráfico.**

Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocará personal calificado, provisto de formatos de campo, donde anotarán la información acumulada por cada rango horario.

- **Clasificación y Tabulación de la Información.**

Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.

- **Análisis y consistencia de la información.**

Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.

- **Tráfico actual.**

Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.

j. Estudio de trazo y diseño vial de los accesos.

Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

Los estudios comprenden:

- **Diseño Geométrico.**

En general la localización de los puentes está determinada por el alineamiento de la vía y debe seleccionarse para que se ajuste al obstáculo que se requiere superar. Los cruces sobre corrientes de agua deben ubicarse teniendo en cuenta los costos iniciales del puente y la minimización de los costos totales incluyendo los correspondientes a la corrección del lecho, si fuere el caso, y los de las medidas necesarias de mantenimiento de la cuenca para reducir la erosión.

En los cruces sobre vías vehiculares y férreas deben preverse futuros trabajos tales como ampliación de la vía.

El diseño geométrico en puentes debe satisfacer las siguientes condiciones:

1. Cuando el puente es para superar un río o canal, el alineamiento horizontal de la carretera en el tramo del puente puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al eje de la corriente del agua.
2. El peralte utilizado en puentes localizados en curvas horizontales o zonas de transición debe cumplir con el diseño geométrico especificado en la vía y no debe superar el valor máximo permitido.
3. Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
4. Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

- **Diseño de Pavimentos.**

Determinación de las características geométricas y dimensiones técnicas del pavimento de los accesos, incluyendo la carpeta asfáltica, base y sub-base.

- **Diseño de señalización.**

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo. El documento de referencia para el diseño de la señalización es el Manual Centroamericano de dispositivos uniformes para el control del tránsito, de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA).

Durante la elaboración del proyecto geométrico es indispensable la participación de un ingeniero estructural.

Se consideran dos aspectos dentro de la geometría del proyecto de un puente:

k. Geometría general y proyecto geométrico.

Trata de la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una carretera y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

- **Desarrollo en perfil Longitudinal.**

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

- **Desarrollo en Planta.**

El desarrollo en planta del puente será en lo posible aquél que cruce el obstáculo, río o camino transversal aproximadamente a 90°. En puentes angostos y esviados, con ángulos menores que 60°, podrán ser planteadas soluciones con estructuras ortogonales convencionales, utilizando apoyos intermedios en los ejes de los puentes, tales como columnas esbeltas y pequeños estribos rectangulares.

En caso de puentes esviados relativamente grandes, la dirección transversal de los elementos de la subestructura debe ser paralela a la dirección del río o del valle. En este caso, los pilares deberían ser proyectados paralelamente a la dirección de la corriente; además, los estribos deberán ser en lo posible paralelos a las márgenes de los ríos. En taludes con pendientes elevadas, los estribos y los pilares o muros deben seguir la esviación natural. Si se proyectan columnas aisladas y esbeltas como elementos de apoyo, las soluciones convencionales sin considerar la esviación son válidas para cursos de ríos y taludes con pendientes elevadas, en la posibilidad que los estribos puedan ser colocados en la cima de los taludes. Serán consideradas las variaciones que puedan suceder en el futuro, en el alineamiento y/o ancho del puente, carretera o accidente transpuesto, tales como cambios en el curso del río o posible ampliación del puente.

l. Geometría de detalles.

Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, gálibos y dispositivos estándares.

- **Secciones Transversales.**

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente y será determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada, los siguientes elementos:

- Vías de tráfico.
- Vía de seguridad.
- Veredas.
- Ciclovía.
- Elementos de protección: barreras y barandas.
- Elementos de drenaje.

Además, por consideraciones de drenaje del tablero, las secciones transversales deberán ser en lo posible de un solo tipo y establecer:

- Pendientes transversales no nulas.
- Pendiente transversal mínima de 2% (2 cm / m), para las superficies de rodadura.

En el caso de puentes situados parcialmente en transiciones, se justifican la variación en las pendientes, las cuales deberán ser estudiadas y justificadas. La altura general de la superestructura será definida teniendo como criterio principal el control de las deflexiones del tablero. El criterio empleado en la selección de la altura será verificado por el proyectista, considerando el material y el tipo de superestructura.

- **Gálidos.**

Los gálidos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.00 m¹³⁶. El gálibo vertical sobre autopistas principales será al menos de 5.50 m, en zonas rurales. En zonas altamente desarrolladas esta magnitud puede ser reducida, previa justificación técnica. Los puentes construidos sobre vías

¹³⁶ Fuente: Manual de Diseño de Puentes. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Perú.

navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones más un metro.

- **Dispositivos Básicos de Protección.**

Barreras de seguridad de contención vehicular.

Las barreras deben ser diseñadas con altura, capacidad resistente y perfil interno adecuados. En puentes con dos vías de tráfico, puede disponerse de una barrera de mediana magnitud como elemento separador entre las dos vías. En obras urbanas, se admiten barreras especiales, más ligeras y estéticas, pero con la resistencia verificada.

Barandas.

Generalmente la protección lateral en puentes consiste en alguna de las alternativas que se mencionan a continuación. (Ver FIG. 2.107 y 2.108)



FIG. 2.107 Baranda vehicular y peatonal en el caso en que la calzada termine en el borde del tablero



FIG. 2.108C cuando la calzada está adyacente a una acera

Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas.

- **Dispositivos Básicos de Transición y Contención.**

De acuerdo a la consideración de los tipos de apoyos que tendrá el puente, se deberán disponer los elementos que constituyan la transición con la vía o carretera, los cuales son principalmente:

- a) Losas de transición
- b) Estribos
- c) Cortinas
- d) Alas

- a) **Losas de transición.**

La losa de transición es la solución más frecuente en carreteras para dar continuidad al paso entre un tablero de puente y un terraplén. El estribo del puente no presenta normalmente asientos verticales y la losa, normalmente articulada en el estribo y apoyada en el terraplén que si asienta, sirve para producir un cambio de pendiente admisible. En condiciones normales, con asientos controlados del terraplén y ejecución cuidadosa de la losa el funcionamiento es correcto, pero con cierta frecuencia aparecen problemas que afectan al confort y generan gastos de conservación importantes. Esta situación hace que éste sea un tema de atención de las administraciones de carreteras. (Ver FIG. 2.109).



FIG. 2. 109 Elementos adicionales de la estructura de un puente.

Las dificultades para compactar perfectamente los terraplenes de acceso a una obra de paso, contiguos a los estribos, facilitan la aparición de asientos. Con el paso del tiempo y del tráfico se pueden producir desnivelaciones de algunos centímetros entre el pavimento de la calzada situado sobre los terraplenes de acceso junto a los estribos, y el colocado directamente sobre éstos. Estas desnivelaciones son inaceptables por diferentes razones, entre las que se mencionan las siguientes:

- Pueden resultar peligrosas para los usuarios que circulan a gran velocidad y, en cualquier caso: originan siempre una incomodidad.
- Pueden originar efectos dinámicos importantes sobre el tablero, con un incremento sensible del coeficiente de amplificación dinámica de las cargas del tráfico.
- Las reparaciones de estas zonas obligan a cerrar algunos carriles al tráfico, produciéndose molestias al usuario y riesgos para su seguridad, y gastos elevados de conservación.

La zona de transición entre una obra de paso y sus terraplenes de acceso debe ser estudiada en el proyecto como parte integrante de la propia obra de paso, justificando en cada caso la forma de mantener la continuidad de la rasante a lo largo del tiempo.

Hay dos tipos de losas de transición, según sea el pavimento de la calzada en los accesos a la obra de paso.

- Para pavimentos bituminosos la losa es inclinada. Su cara superior, en el extremo del lado del terraplén, se situará a la profundidad de la explanada, para variar paulatinamente su rigidez en el seno del firme
- Para pavimentos de concreto vibrado la losa de transición es superficial, y se distinguirán dos casos:
 - * Si el pavimento del tablero es de hormigón vibrado, la losa de transición también formará parte del pavimento
 - * Si el pavimento del tablero es bituminoso, la losa de transición llevará el mismo pavimento, y entre ella y el pavimento de hormigón vibrado de los

accesos se dispondrá una losa intermedia no armada, de las mismas dimensiones que ésta (se puede variar algo la longitud para acoplarla a la secuencia de losas del pavimento de los accesos, y disminuir el canto a 25 cm) y provista del mismo pavimento.

La longitud de la losa de transición es función del asiento diferencial previsto entre estribo y terraplén, y de la variación admisible en el perfil longitudinal. La anchura de la losa de transición será igual a la de la plataforma.

b) Estribos.

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, además de servir como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso.

Los estribos ligeros serán usados en puentes de dimensiones comunes, existiendo tres situaciones posibles en que pueden ser empleados:

- En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los terraplenes.
- En puentes a ser construidos antes del coronamiento de los rellenos en los cortes.
- Cuando los terraplenes de acceso son construidos antes del puente.

Los estribos de gran magnitud serán usados en puentes de luces relativamente grandes, que transmiten grandes fuerzas horizontales o con terraplenes altos, ejecutados posteriormente a la construcción del puente.

c) Cortinas.

Las cortinas son elementos transversales extremos dotados, en la cara externa, de uno o dos dientes a lo largo de toda su extensión. El diente superior es obligatorio para soportar la losa de transición y el diente inferior, opcional, contribuye a la contención del terraplén y las armaduras de las cortinas.

d) Alas.

Las alas son estructuras laminares solidarias con las cortinas y con una geometría adecuada para la contención lateral de los terraplenes de acceso. Las alas deben

tener un espesor no menor que 0.25 m y confinar preferentemente toda la losa de transición. (Ver FIG . 2.110).



FIG . 2. 110 A las del Estribo

- **Juntas de dilatación .**

Las juntas de dilatación deben ser limitadas a lo estrictamente necesario, por estar constituidas por dispositivos con una vida útil limitada. Las juntas de dilatación intermedias y aquellas situadas en los estribos deben ser escogidas en función del desplazamiento previsto después de su colocación. El diseño deberá garantizar la impermeabilidad del tablero, incluyendo los extremos laterales del puente.

- **Pavimentación .**

La pavimentación de la superficie superior del puente y accesos deberá ser realizada mediante el uso de pavimentos rígidos o flexibles. Se considerarán en la elección del tipo de pavimento aspectos tales como la facilidad de obtención de los materiales, disponibilidad de equipos adecuados y la continuidad con el pavimento de la carretera. El espesor del pavimento será definido en función al tráfico esperado en la vía. En general, la ubicación de las juntas del pavimento estará alineada con la ubicación de las juntas de dilatación de la superestructura.

La especificación de juntas en el pavimento adicionadas a las juntas de dilatación de la estructura deberá ser prevista en el proyecto.

- **Aparatos de apoyo.**

Los aparatos de apoyo proporcionan la conexión para controlar la interacción de las cargas y los movimientos entre la superestructura y la subestructura del puente. En el diseño de los dispositivos de apoyo se tendrá en cuenta que la carga admisible y la capacidad de movimiento del apoyo sean compatibles con los requerimientos de carga y los desplazamientos esperados en la superestructura. El proyecto deberá ser detallado de tal forma que pueda ser posible el reemplazo de los aparatos de apoyo; en lo posible, para las operaciones de reemplazo, el proyectista deberá optar por equipos que no empleen estructuras auxiliares ni que produzcan concentraciones grandes de esfuerzos en los bordes de los elementos de la superestructura afectados en estos trabajos.

m . Drenaje.

- **Principios básicos para el drenaje.**

El drenaje transversal se efectuara por medio del bombeo que se da a la carpeta, y el drenaje longitudinal, por medio de la contraflecha del claro, o bien por la pendiente de la rasante. El agua que se drene por las cunetas del camino debe desviarse, no permitiendo, de ninguna manera, que fluya sobre el puente.

Los puentes cortos, de un solo claro, particularmente pasos superiores, pueden construirse sin drenes, efectuándose el drenaje de la calzada del puente mediante conductos abiertos o cerrados colocados en los extremos de la estructura. El drenaje longitudinal de los puentes largos se realiza por medio de drenes de dimensiones y en número suficiente para desalojar debidamente la cuneta. La disposición de los drenes del puente se hará en forma tal que el agua no descargue sobre ningún elemento de la estructura, para evitar su erosión en dicho sitio.

Se cuidará que el agua no penetre por las juntas, utilizando modelos impermeables a todo lo ancho del tablero y evitando el paso de corrientes importantes sobre ellas.

Se evitará que el agua escurra por los paramentos, disponiendo en éstos rebordes o goterones y, especialmente, encauzándola mediante bordillos y desaguándola cada 10 a 20 m, bien a través de sumideros o colectores que la lleven a unas bajantes; aunque

este último sistema puede presentar inconvenientes -posibilidad de obstrucciones y corrosiones- y por tanto no siempre resulta recomendable. Pero cuando se requieran bajadas, serán rígidas y de material resistente a la corrosión.

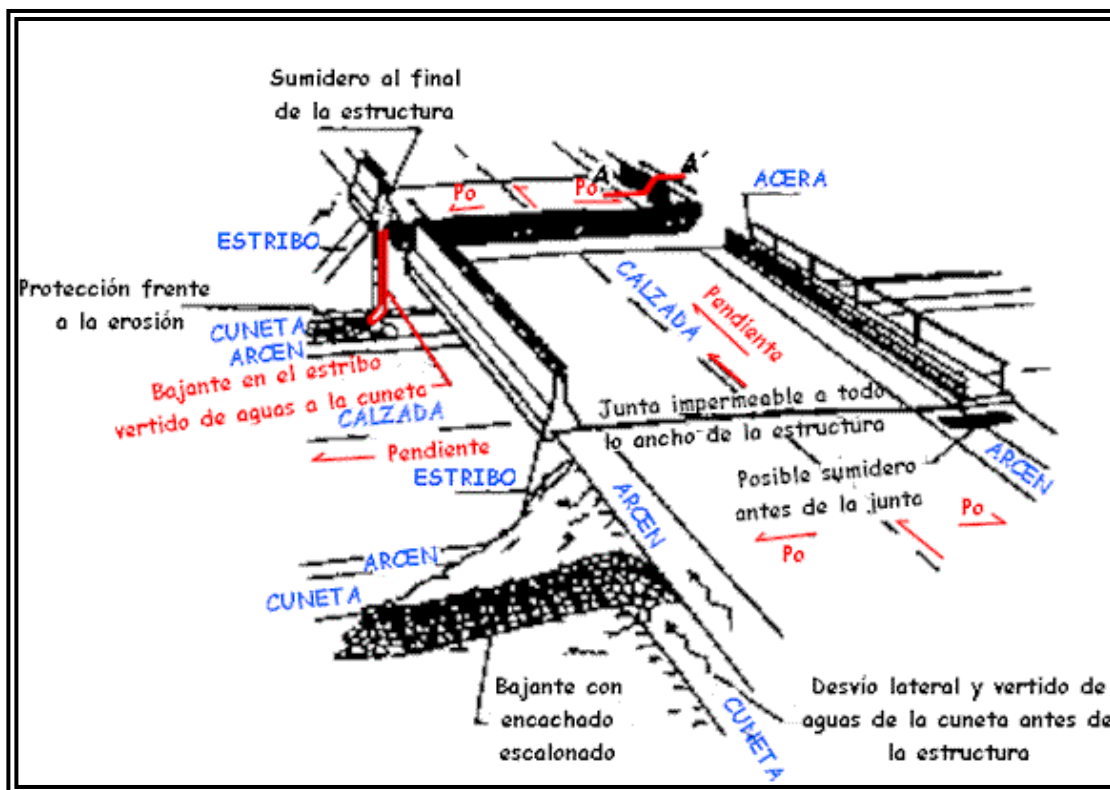


FIG. 2. 111 Esquema de drenaje de una obra de paso.

- **Drenaje de las partes internas de la estructura.**

Cuando exista la posibilidad de acumulación de agua en las partes internas de la estructura, se preverán medidas de drenaje en la parte más baja de la zona de acumulación.

- **Drenaje en estribos.**

Para estribos en zona de cortes o cuando el terraplén tiene proporciones irrelevantes, se considera al terreno natural como apoyo de los elementos de drenaje similares a los usados a lo largo de la vía. En caso de drenaje con buzones de captación, se evitará la erosión del terraplén enviando la captación sobre el terraplén fuera de los límites del puente.

- **G o t e r o s .**

Son elementos de drenaje esenciales para mantener el buen aspecto de los puentes e incrementar su durabilidad. No se recomiendan entrantes o salientes pequeñas por no ser efectivas.

n. Señalización .

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas las medidas de señalización a ser tomadas durante las etapas de construcción y de servicio del puente. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción.

B. Elementos básicos del proyecto .

Como se menciona anteriormente el proyecto de un puente consta de dos grupos, el primero que se refiere a la ingeniería básica, que ya lo abordamos a detalle, y el segundo que son los elementos básicos del proyecto, y se refiere a aquellos elementos cuyo uso determina las dimensiones y las características de del proyecto y están plasmadas en las especificaciones técnicas de todo proyecto en donde se definen dos aspectos, como lo son las normas generales y los materiales.

a. Normas generales .

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos y normas generales vigentes al momento de la convocatoria a los estudios, especificaciones, manuales, detalles estándar y principios básicos que debe ser seguido en la elaboración de los proyectos de puentes. En los casos que se indique, de acuerdo con normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

La normativa que se aplica en el país está basada en las normas internacionales, de la A.S.T.M., A.A.S.H.T.O. La construcción de puentes está en armonía con las normativas internacionales que garantizan la calidad de los materiales, procesos construcción y realización de estas estructuras.

Las normas de la A.S.T.M. (Sociedad Americana para el ensayo de materiales.), se refiere al control de calidad del concreto, con el cual se llevan a cabo estas obras, a los áridos (arena, gravas), cemento, agua y el hierro de refuerzo, y en general, a todos los materiales tomados en cuenta en la construcción tales como alambres, cables, madera, conectores, clavos, etc. Las normas de la A.A.S.T.H.O (American Association of State Highway and Transportation Officials) contenidas en el documento titulado Standard Specification for Highway Bridges, está orientada a dos fines esenciales, para fines de diseño, especificando los requerimientos de diseño de los diferentes tipos de puentes, los métodos y técnicas, el vehículo de proyecto; y delimita las características constructivas paralelamente al diseño y viceversa en la construcción en base al diseño.

La principal característica que poseen estas normas, es la especificidad técnica y el carácter legal que ofrece a las construcciones que cumplen tal normativa.

También tenemos el ACI 318 en el que están basados el reglamento de las construcciones de concreto reforzado, y el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones y la norma técnica para diseño por sismo.

Normas Técnicas de diseño incluidas en el reglamento de 1994

- Diseño por sismo
- Diseño por viento
- Diseño y construcción de estructuras de concreto
- Diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes
- Diseño y construcción de estructuras de mampostería
- Diseño y construcción de estructuras de madera
- Control de calidad de los materiales estructurales.

b. Materiales.

Esta consideración se refiere a que se deben satisfacer las especificaciones establecidas en las normas generales, para controlar la calidad de dichos materiales, entre los materiales se tiene el concreto, además de sus agregados, el acero de refuerzo, elastómeros, tornillos, placas, etc.

c. Documentación a presentar.

• Información General.

Para un proyecto nuevo se necesita hacer una descripción de la zona, ubicación geográfica, importancia de la obra con referencia a las comunicaciones que facilitara, y toda otra información de carácter general que se considere conveniente citar como por ejemplo:

- Otros estudios que se han realizado anteriormente en la zona del proyecto.
- El área económica que va a tener influencia, como puede ser industrias de significación y zonas agrícolas a las que serviría el puente.

Si se tratase de una obra sobre un puente existente o el reemplazo de este, se deberá de hacer un diagnóstico y análisis de la estructura existente, así como estudios e investigación necesarios para hacer una correcta evaluación de la obra construida.

Entre la información que se necesita recabar se puede mencionar:

- El año que se realizó la construcción de la obra y la carga que se utilizó para su diseño.
- Planos originales de la construcción y los estudios realizados para el proyecto.
- La magnitud y frecuencia del tráfico en la obra construida.
- Las vías alternas en caso de restringir o suprimir el tráfico durante la obra a realizar en el puente.

• Estudio Hidrológico e Hidráulico.

Es necesario definir la tipología, sección hidráulica y las dimensiones de todos los elementos, así como también las obras de protección necesarias para que de esta manera se pueda estimar el costo de su construcción. Las soluciones que sean consideradas como la más idóneas, serán dibujadas dándose las dimensiones de todas las partes que forman la estructura, así como datos de niveles de todos los elementos si fuere necesario en la construcción de acuerdo al tipo de obra. Entre la información que deberá llevar este informe tenemos:

- Generalidades.
- Evaluación de las condiciones actuales en el sitio de análisis.

- Índices Físicos.
- Climatología.
- Intensidades de lluvia. Elaboración de las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia.
- Calculo de caudales.
- Análisis Hidráulico.
- Propuesta y diseño de obras de protección.

• **Estudio Geotécnico y Geológico.**

Se realizara estudios del suelo en el sitio de la obra. Para proyectos de rehabilitación o refuerzo, se realizaran estudios del suelo siempre que se alteren las condiciones de fundación de la obra existente o, cuando los problemas que presente el puente sean originados por fenómenos geotécnicos o de socavación.

El informe deberá de contener las características de las diferentes pruebas que se realizaron en campo, así como los resultados y conclusiones de acuerdo a:

- Definición de la naturaleza de los materiales a excavar y sus características, además del modo de excavación que se realizo.
- Los taludes que se necesitan adoptar.
- La capacidad portante del terreno para soportar los rellenos y estructuras a construir.
- La forma de ejecutar los rellenos y cortes en el proyecto.
- Los diferentes asentamientos que puedan producirse y el tiempo necesario para que se produzcan, los coeficientes de seguridad y las medidas a tomar para disminuir dichos asentamientos y/o acelerarlos, todo esto encaminado a construir una base segura para la cimentación de los puentes.
- El tipo de material que se utilizara para relleno.

En base a toda la información y resultados de los diferentes ensayos realizados en campo y en laboratorio, se harán las respectivas conclusiones y recomendaciones sobre:

- Tipo de cimentación.

- Carga admisible sobre el terreno. Si la cimentación es profunda se deberá indicar las cargas admisible por fuste y por punta y si puede haber rozamiento negativo.
- Cota de cimentación para cimentaciones superficiales u posible profundidad de los pilotes.

- **A nálisis y D iseño E structural.**

- **Selección del tipo de estructura.**

En el proyecto, el consultor, en base a la documentación existente (Planos de la zona, secciones topográficas, perfiles del estudio geotécnico, estudio de impacto ambiental, fotografías; deberá hacer el análisis de los diferentes tipos de estructuras, así como su encaje en el entorno y la concepción de sus elementos.

Además deberá realizar croquis necesarios a escalas adecuadas, que incluyan sus elementos fundamentales y un predimensionamiento para estudiar su viabilidad y aproximación a su costo. Se elegirá razonadamente la solución final definiendo las formas, materiales y acabados de la estructura de puente.

- **Cálculo.**

Al principio de los cálculos, se incluirán las acciones consideradas, con especial referencia a los efectos sísmicos y coeficientes adoptados.

Se indicará el método de cálculo empleado (teoría de primer orden o segundo orden, elementos finitos, emparrillado) para cada uno de los elementos estructurales, así como las simplificaciones hechas para adaptarla al modelo elegido y simular su comportamiento bajo las distintas acciones. Cuando se utilicen sistemas de computación para ejecutar los cálculos, se incluirán un detalle de los datos suministrados, los métodos o algoritmos utilizados por el programa o su nombre y procedencia (si se trata de un sistema comercial de uso difundido) y la interpretación de los resultados que efectuó el consultor. Las impresiones de los resultados que contienen toda la información se agregara en los anexos.

- **Especificaciones Técnicas.**

En este informe se proporcionaran todas las especificaciones técnicas particulares que complementen las especificaciones técnicas generales, que deberán de cumplir todos

los procesos constructivos, materiales, mano de obra, etc. de todas las obras necesarias del proyecto. Para las estructuras, las especificaciones particulares deberán complementar las especificaciones generales de manera que llenen al menos los requisitos de las Especificaciones de Construcción de AASHTO. Además, las especificaciones particulares deberán estar sustentadas en prácticas normales de construcción y de acuerdo y de acuerdo a normas estándares generales aceptadas localmente para este tipo de obras, como son el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador, ASTM, ACI en su versión más reciente.

• **Presupuesto y Programación:**

El Consultor presentará en base a las partidas y formas de pago establecidas en la SIECA-2000; el presupuesto oficial de la obra para su construcción el cual incluirá partida de costos de administración de la construcción, supervisión, imprevistos, derechos de vía. Para cada uno de estos costos describirá el análisis correspondiente. También se entregará un resumen de los costos totales del proyecto con indicación de subtotales, totales y porcentajes de distribución, tal y como se maneja en el formato para presupuesto.

Se presentará análisis de costos unitarios de las partidas que intervienen en el presupuesto de la obra, además de los presupuestos parciales para los tramos identificados con la misma solución para el revestimiento de la vía, con el objeto de poder ser analizados por separado en la consecución de su financiamiento para la fase de ejecución. Para cada uno de estos, tanto para el presupuesto parcial como para el total se presentaran las respectivas Memorias de Calculo de cantidades de obra por partida.

Se detallará las partidas que se excluirán del plan de Oferta, tales como:

- Movilización
- Instalaciones Provisionales
- Topografía, etc.

Que serán consideradas, o bien en los costos indirectos o como Subcontratos.

Con relación a la programación, se elaborará un plan de obras, haciendo constar el carácter meramente indicativo que tendrá esta programación.

Se adjuntará un diagrama de barras y un diagrama de redes, representativo de las obras con indicación del plazo total estimado para la terminación de las mismas. El diagrama se confeccionará teniendo en cuenta las actividades correspondientes a las unidades de obra más importante, e incluirán los importes relativos a los trabajos a realizar en cada período, según la programación prevista.

Se elaborará, junto al diagrama de barras y redes, un cuadro de asignación del equipo, en el que se detallen la clase y cantidad de unidades a utilizar en el desarrollo de las obras. Este cuadro deberá estar respaldado por los cálculos de los rendimientos de los distintos equipos, los cuales deberán ser, a su vez, congruentes con los desgloses de precios unitarios. Se incorporará a esta información el programa de desembolsos, resultante de las programaciones de las distintas partidas. Todas las programaciones y cálculos de rendimientos, tomarán en cuenta distancias de transporte, tipos de terreno, efectos de la estación lluviosa y demás características particulares del proyecto.

d. Planos.

Como resultado de la etapa de formulación del Informe Final, el Consultor deberá presentar los planos correspondientes del proyecto, el cual deberá de contar como mínimo con lo siguiente:

Planos No. 1.

Título: **Plano de Ubicación e índice**

Siglas: **PI**

Contenido:

Índice general de todos los planos que contienen el Proyecto. Plano de localización del Proyecto en El Salvador (Escala 1/100,000) Plano de ubicación del proyecto en la zona del proyecto (Escala 1/50,000), donde se aprecien pueblos, ciudades, carreteras, etc.

Planos No. 2.

Título: **Plano de Conjunto**

Siglas: **P C**

Contenido:

Este plano debe llevar en la parte superior un plano en planta a escala mínima de 1/5,000, con la cartografía correspondiente, donde se dispondrá la ubicación del puente y características relevantes de la zona del proyecto. En la parte inferior se dispondrá el perfil longitudinal a escalas horizontal $H=1/10,000$ y vertical a escala 1/1,000. En este perfil se dibujarán las obras más importantes del proyecto.

Planos No. 3.

Título: **Estructuras y obras de protección.**

Siglas: **E S**

Contenido:

Presentar una planta, en escala mínima 1:200, que incluya planimetría, altimetría, y distribución general en planta de los elementos de la estructura. Se presentarán también elevaciones y secciones que permitan definir todas las dimensiones de todos los miembros de la estructura, tanto de la superestructura como de la sub-estructura. Para cada miembro, se especificarán sus materiales, referidos a las especificaciones técnicas del proyecto. Se especificará asimismo contraflechas, tolerancias y demás datos constructivos de interés. El refuerzo será definido en su totalidad, incluyendo cuadros de doblado. Para los elementos de concreto reforzado y presforzado, deberán presentarse por aparte planos de taller que definan todos los cortes y doblados de varillas y su distribución en planta y elevación. Esto deberá realizarse a su vez para los ductos del preesfuerzo.

Para las estructuras de importancia se especificarán secuencias de montaje y para estructuras de varios colados obligados, los puntos donde se dejarán las juntas y su tratamiento. Adicionalmente se presentarán cuadros de cantidades referidos a las partidas de las especificaciones técnicas.

Planos No. 4.

Título: **Desvíos provisionales durante la ejecución de las obras.**

Siglas: **D P**

Contenido:

En el caso de que se tenga que establecer desvíos nuevos los planos para la definición estos, deben ser independientes de los planos de alineamiento y no se deben realizar mediante croquis, sino mediante planos con curvas que como mínimo deben llevar las siguientes partes:

- Definición de la planta a escala mínima de 1/1000, donde se desarrolle el alineamiento del desvío, incluyendo toda la definición geométrica, así como las conexiones con las partes de la carretera existente sin afectar. Se definirá con los mismos criterios que la planta de la carretera principal.
- Definición del perfil longitudinal del desvío provisional. Se definirá con los mismos criterios que el perfil de la carretera principal.
- Definición de la sección tipo, incluyendo anchos de calzada, hombros, bermas, pavimento, taludes, cunetas, etc. Se definirá con los mismos criterios que la sección tipo de la carretera principal.
- Señalización provisional para los desvíos. En el caso de desvíos que aprovechen vías próximas, se deben definir los sentidos de los tráficos, así como las intersecciones, señalización, etc. En el caso de desvíos en los que se necesite la propia carretera para hacer pasar los tráficos existentes, es necesario definir las distintas fases de construcción, definiendo sentidos de tráfico, señalización, etc.

En estos dos últimos casos se evaluará la necesidad de reforzar con una capa de pavimento los segmentos de calles o carreteras a utilizar como desvíos.

En el caso de que fuera necesario proyectar obras de drenaje o cualquier otra obra para definir el desvío provisional se debe realizar con los criterios descritos anteriormente. En el caso de que no cupieran en un solo plano se realizarán más y con la nomenclatura de Planos Nos. 10.1, plano No. 10.2 etc.

Todos los detalles que se definan en un proyecto deben tener indicadas sus escalas, evitando la definición de los detalles sin escalas.

Planos No. 5.

Título: **G eología y G eotecnia**

Siglas: **G G**

Contenido:

Los planos de Geología y Geotecnia se deben realizar a escalas adecuadas en función de la longitud del tramo y de los cortes y rellenos de tierras del proyecto. Deben llevar como mínimo las siguientes partes:

- Un corte geológico de la zona del proyecto a las escalas recomendadas de 1/5,000 o 1/10,000 en horizontal y 1/500 o 1/1,000 en vertical. Se incluirán los distintos sondeos y pozos de registro realizados en la zona del proyecto, con los resultados obtenidos y definición de los materiales mediante una clasificación, bien ASTM u otra.
- Relación de todos los ensayos que se han realizado, con un cuadro de descripción de los resultados obtenidos, definiendo claramente los distintos materiales que atraviesa la zona y resaltando claramente aquellos que por su mala calidad se deben llevar a botaderos.
- Definición de todos los préstamos y canteras de la zona que el Consultor sugiera utilizar para el desarrollo de la obra, mediante planos en planta y situación de los mismos con respecto a la obra. Se definirá el uso que se pretende dar a los materiales de préstamo y canteras. Se definirán de igual forma en la traza, todos los ensayos realizados en los préstamos y canteras con los resultados obtenidos.
- Definición de los ensayos realizados en la ubicación de las estructuras y obra de drenaje mayor para determinar la capacidad portante del terreno.
- Se definirán en planos las zonas de botaderos con la disposición y capacidad de volumen de almacenamiento de los mismos.

Todos los detalles que se definan en un proyecto deben tener sus escalas indicadas, evitando la definición de los detalles sin escalas.

e. Informe Final.

Deberá contener el cien por cien (100%) de las actividades del trabajo elaborado y contratado, y descritas en los numerales de los Términos de Referencia entregados y en los documentos para licitar, incluyendo el Informe Ejecutivo, así como una

memoria descriptiva del proyecto, en el cual se detallará todo el trabajo efectuado durante el estudio.

El informe deberá constar como mínimo y orden, lo siguiente:

DOCUMENTO N° 1. MEMORIA Y ANEXOS A LA MEMORIA

1.1. MEMORIA

1.2. ANEXOS A LA MEMORIA

ANEXO N° 1	ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS
ANEXO N° 2	CARTOGRAFIA, TOPOGRAFIA Y REPLANTEO DE OBRAS.
ANEXO N° 3	GEOLOGIA, GEOTECNIA, BANCOS DE PRÉSTAMOS, YACIMIENTOS Y CANTERAS
ANEXO N° 4	ESTUDIO DE TRAFICO Y PLANEAMIENTO
ANEXO N° 5	ESTUDIO DE REVESTIMIENTO DE LA VIA
ANEXO N° 6	DISEÑO GEOMETRICO
ANEXO N° 7	CLIMATOLOGIA E HIDROLOGIA
ANEXO N° 8	DRENAJE MENOR
ANEXO N° 9	DRENAJE MAYOR
ANEXO N° 10	PROGRAMACION DE LAS OBRAS
ANEXO N° 11	DIAGRAMA CURVA - MASA
ANEXO N° 12	SEÑALIZACION VIAL
ANEXO N° 13	DERECHOS DE VIA
ANEXO N° 14	DESVIOS PROVISIONALES DURANTE LA EJECUCION DE LAS OBRAS
ANEXO N° 15	PROGRAMA DE MANEJO AMBIENTAL
ANEXO N° 16	ESTUDIO DE IMPACTO SOCIAL
ANEXO N° 17	ESTUDIO DE SEGURIDAD E HIGIENE EN EL TRABAJO.

DOCUMENTO N° 2. PLANOS.

Un juego de planos originales (en papel vegetal) y cinco juegos de copias. Así como los archivos de todos los documentos y cálculos. Estos archivos deberán estar en

formato digital de fácil lectura y los planos en AUTOCAD y entregados en Disco Compacto.

DOCUMENTO N° 3. ESPECIFICACIONES TECNICAS.

3.1. ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES (Especificaciones Generales para La Construcción de Carreteras y Puentes Regionales, SIECA. 2000)

3.2. ESPECIFICACIONES TECNICAS PARTICULARES

DOCUMENTO N° 4. PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRAS.

4.1. CANTIDADES DE OBRA .

4.2. LISTADO DE PRECIOS

4.3. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

4.3.1 PRESUPUESTO

4.3.1.1 PRESUPUESTOS PARCIALES

4.3.1.2 PRESUPUESTO GENERAL

DOCUMENTO N° 5. RESUMEN EJECUTIVO

Además se anexará a la información anterior, las memorias de cálculo de las distintas áreas incluidas en el estudio, tales como: estructuras, hidráulica, pavimentos, geometría, costos, terracería, etc.

2.4. MATERIALES UTILIZADOS EN PUENTES VEHICULARES.

La investigación de las propiedades de los materiales a utilizar en un puente vehicular es de mucha importancia, tanto por la selección de la tipología a utilizar como por el aspecto de la economía, la funcionalidad y la estética; en este apartado se hace necesaria la descripción de dichos materiales, para conocer su comportamiento. Para la selección de los diferentes materiales de la superestructura, la subestructura y las cimentaciones, las soluciones de construcción de un puente son diversas, así por ejemplo, al utilizar concreto reforzado y acero estructural para la estructura principal, y concreto reforzado

para pilas, muros y cimentaciones. Es por ello que a continuación se describen las características de dichos materiales, y son:

- a) Concreto reforzado,
- b) Concreto presforzado y
- c) Acero Estructural.

a) Concreto Reforzado.

El concreto reforzado es un material muy utilizado en la construcción de puentes en el país, por ser económico y por su relativa facilidad de colocación, por lo que se parte, para conocer sus características, del concreto simple. Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del concreto como material de construcción de puentes, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del concreto, para conocer dichas propiedades se describe el concreto simple.

a.1) El concreto simple es resistente a la compresión, pero débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir tensiones, se emplea el refuerzo del acero, generalmente en forma de varillas, colocado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto. El uso del refuerzo no está limitado a la finalidad anterior, también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

a.2) La combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama *concreto reforzado*. Dentro de las características mecánicas que posee el concreto, la de mayor importancia es la resistencia a la compresión axial (f'_c). Las resistencias a tensión, flexión, cortante, de adherencia, así como el módulo de elasticidad del concreto, presentan una fuerte relación con la resistencia a la

compresión axial, por lo que se considera esta propiedad representativa del concreto.

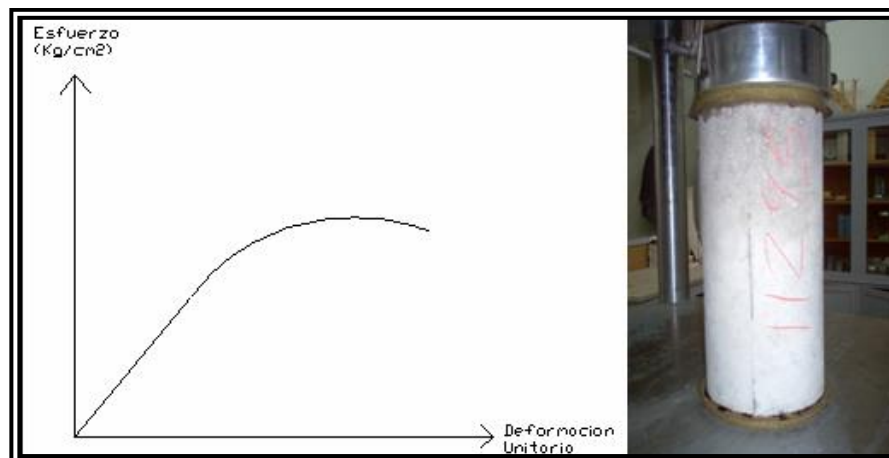


FIG. 2.112 Curva de esfuerzo deformación del concreto.¹³⁷

La resistencia a tensión del concreto, como se puede observar en la FIG. 2.112, tiene una estrecha relación con la resistencia a la compresión; para resistencias a la compresión entre 17 MPa (180 Kg/cm^2) y 23 MPa (240 Kg/cm^2), la resistencia a la tensión generalmente se considera como 1/10 de la resistencia a compresión obtenida de pruebas uniaxiales en cilindros estándar.

a.3) Acero de refuerzo.

El acero para reforzar el concreto utilizado en puentes se presenta en distintas formas; la más común es la varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente, como de acero trabajado en frío. El acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 392 MPa (4000 kg/cm^2) a 588 MPa (6000 kg/cm^2). Una propiedad importante que debe tenerse en cuenta en refuerzos con detalles soldados es la soldabilidad. La soldadura de aceros trabajados en frío debe hacerse con cuidado. Otra propiedad importante es la facilidad de doblado, que es una medida indirecta de ductilidad y un índice de su trabajabilidad. Los

¹³⁷ Fuente: www.des_ia.umich.mx.

diámetros usuales de varillas usadas en El Salvador son presentados en la **Tabla 2.5.**

VARILLA NO.	PESO NOMINAL (KG/M)	DIMENSIONES NOMINALES		
		DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm ²)	PERÍMETRO (cm)
2*	0.25	0.64	0.32	2.00
3	0.56	0.95	0.71	3.00
4	1.00	1.27	1.27	4.00
5	1.56	1.59	1.98	5.00
6	2.24	1.90	2.85	6.00
7	3.05	2.22	3.88	7.00
8	3.98	2.54	5.07	8.00
9	5.07	2.87	6.45	9.00
10	6.42	3.23	8.19	10.14
11	7.92	3.58	10.06	11.25

Tabla 2.5 Dimensiones y pesos nominales del acero usado en El Salvador para los elementos estructurales de puentes de concreto reforzado.

Por lo general se consideran las características de esfuerzo-deformación en el acero como perfectamente elasto-plástico, como se muestra en la **FIG. 2.113.**

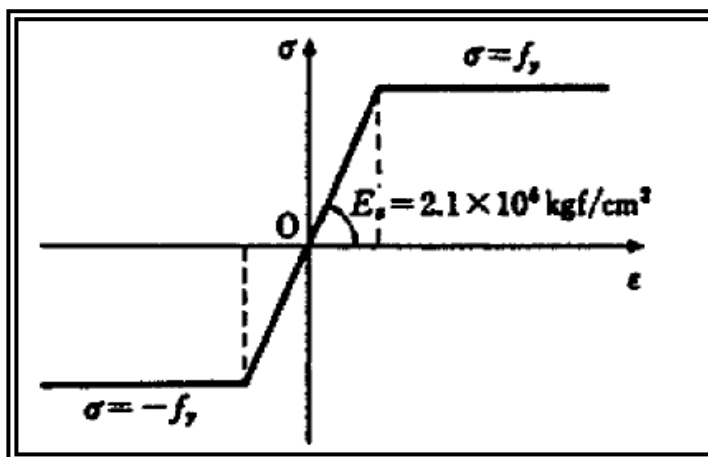


FIG. 2.113 Relación esfuerzo - deformación idealizada del acero.

a.4) Ensayos en el concreto reforzado.

El concreto reforzado es utilizado en elementos constituyentes de puentes de concreto como zapatas, estribos, losas y en estructuras complementarias como cunetas, aceras (también utilizadas en puentes de hierro), losas de aproximación y barandales. Para cada elemento hay resistencias específicas, las cuales pueden ser clasificadas según la Especificación AASHTO de la siguiente manera¹³⁸:

- ✚ El concreto de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de concreto resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- ✚ El concreto Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- ✚ El concreto Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- ✚ El concreto Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- ✚ El concreto Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

En la **Tabla 2.6** se muestran los ensayos que se realizan al concreto fresco para determinar sus características físicas y mecánicas.

ENSAYO	DESIGNACIÓN
Revenimiento del concreto fresco	AASHTO T-119/ASTM C-143
Resistencia a la compresión de especímenes de concreto	AASHTO T 23/ AASHTO T 22/ASTM C-39
Contenido de aire	AASHTO T 152/AASHTO T 192

Tabla 2.6 Ensayos para el concreto fresco.

¹³⁸ AASHTO LRFD C.5.4.2.1

Y a continuación se muestran en la **Tabla 2.7** las características de los tipos de concretos descritos.

Clase de concreto.	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación Agua-Cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASTM M 43 (ASTM 448)	Resistencia a la compresión a los 28 días
	Kg/m^3	$Kg\ por\ Kg$	%	Tamaño aberturas (mm)	MPa
A	362	0.49	-	25 a 4.75	28
A (A E)	362	0.45	6.0 ± 1.5	25 a 4.75	28
B	307	0.58	-	50 a 25	17
B (A E)	307	0.55	5.0 ± 1.5	25 a 4.75	17
C	390	0.49	-	12.5 a 4.75	28
C (A E)	390	0.45	7.0 ± 1.5	12.5 a 4.75	28
P P (HPC)	334	0.49	Según se especifica en otras secciones.	25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Según se especifica en otras secciones.
S	390	0.58	-	25 a 4.75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica.			

Tabla 2.7 Características de las mezclas de concreto según su clase, usada para puentes. ¹³⁹

a.5) Ensayos en el acero de refuerzo.

Las barras de refuerzo son fabricadas de acuerdo con las normas del ACI 315 y ACI 318. El acero de refuerzo, varillas lisas y corrugadas, es elaborado en diferentes grados de resistencia tal como se presentan a continuación.

¹³⁹ AASHTO LRFD Tabla C5.4.2.1-1.

✚ Grado 40 $F_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$

✚ Grado 50 $F_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$

✚ Grado 60 $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

✚ Grado 75 $F_y = 5,200 \text{ kg/cm}^2$

Las varillas de acero grado 40, 50, 60 son utilizadas en la construcción de puentes. El acero grado 60 es el más utilizado, pues provee económicamente la capacidad de todos los elementos estructurales que se forjan. El acero de refuerzo es almacenado donde sea protegido de la intemperie, de esfuerzos concentrados y de cualquier condición que le haga perder área transversal. Los ensayos que se realizan para determinar las características mecánicas del acero se muestran en la **Tabla 2.8**.

ENSAYO	DESIGNACIÓN
Resistencia a la tensión.	ASTM A -615

Tabla 2.8 Ensayos para el acero de refuerzo.

b) Concreto Presforzado.

El concreto presforzado es utilizado para estructuras de puentes, ya que permite disminuir las secciones de los elementos estructurales y así reducir la carga muerta generada por el peso propio de la estructura. El concepto básico del concreto presforzado es: Un concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos por medio de una fuerza de pretensado, de tal forma que la magnitud y distribución de los esfuerzos resultantes a tal fuerza, contrarrestan en cierta manera los generados debido a las cargas externas en un grado deseado. Los posibles componentes del concreto presforzado son:

- b.1)** Concreto de alta resistencia.
- b.2)** Torones de pretensado.
- b.3)** Torones de postensado.
- b.4)** Ductos.

b.5) Inyección.

Estos componentes se detallan a continuación para su mejor comprensión.

b.1) Concreto de alta resistencia.

El concreto que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en concreto reforzado ordinario. La práctica requiere una resistencia de 350 a 700 Kg/cm² para el concreto presforzado, mientras que para el postensado se puede trabajar con resistencias desde 280 Kg/cm² como valor mínimo. El concreto de alta resistencia tiene un módulo de elasticidad más alto que el concreto de baja resistencia, de tal manera que se reduce cualquier pérdida de la fuerza pretensora debido al acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico que son aproximadamente proporcionales a las pérdidas elásticas, son también menores.

Tanto en el concreto pretensado como postensado es importante conocer las deformaciones del concreto como sus esfuerzos para poder estimar la pérdida de esfuerzo en el acero y para otros efectos del acortamiento elástico, tales deformaciones se pueden clasificar en cuatro tipos:

- i. Deformaciones elásticas,
- ii. Deformaciones laterales,
- iii. Deformaciones plásticas (Fluencia lenta) y
- iv. Deformación de contracción.

Todas las deformaciones anteriormente mencionadas son imprescindibles para el análisis del concreto presforzado, a continuación se describen brevemente:

i. Deformaciones elásticas.

Esto se refiere a las deformaciones que ocurren cuando al material se le aplica una carga cualquiera, y debido a esto el material se deforma proporcionalmente a la carga sin exceder el límite elástico en donde todas las deformaciones son recuperables y no se presentan deformaciones residuales al quitar la carga impuesta al material.

ii. Deformaciones laterales.

El concepto básico de las deformaciones laterales es que cuando al concreto se le comprime en una dirección, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado. La relación entre la deformación transversal y la longitudinal se conoce como relación de Poisson, que varía de 0.15 a 0.20 para el concreto.

iii. Deformaciones plásticas (Fluencia lenta).

Se define el flujo plástico como la propiedad de muchos materiales mediante la cual continúan deformándose a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente. En los miembros tanto de concreto presforzado como postensado, el esfuerzo de compresión al nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el concreto es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. Existe una interdependencia entre las pérdidas dependientes del tiempo. En los miembros presforzados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

iv. Deformaciones por contracción.

El concreto contiene agua desde que se hace la mezcla y aún cuando se ha dado el fraguado, en tal proceso el agua deja espacios vacíos cuando se evapora y que tienden a cerrarse debido a tensiones negativas generadas en dicho proceso, éste es el motivo por lo que se da una disminución del volumen en el concreto. La velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente, y del tamaño y forma del espécimen del concreto. El secado del concreto viene aparejado con una disminución en su volumen, tal como se mencionó anteriormente, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final del endurecimiento del concreto. De esta forma, la contracción del concreto debida al secado y a cambios químicos depende solamente del tiempo y

de las condiciones de humedad, pero no de los esfuerzos. La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto que es mayor en ambientes secos que en húmedos. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado.

b.2) Torones de pretensado.

Los torones son elementos de cables producidos con siete alambres o hebras de acero de alta resistencia, seis de estos cables son enrollados en forma helicoidal alrededor de un alambre núcleo, esto es lo que se denomina Torón. Aunque el concreto presforzado puede ser producido con torones, alambres o barras, los elementos de puentes de concreto presforzado son generalmente producidos usando torones de siete hebras (alambres) conforme a la ASTM A 416 (AASHTO M 203). Estos torones son tensados previamente al colado y se mantienen de esta manera hasta que el concreto adquiere cierta resistencia, a lo cual le sigue el período de transferencia, en el que el concreto pasa a resistir por medio de adherencia la tensión de los torones. El rango de tamaño de los torones varían entre 3/8 de pulgada a 0.6 pulgadas.

Dos tipos de torones son cubiertos por la ASTM A 416: "Baja relajación" y "Relajación normal". Sin embargo, en los años recientes, el uso de los torones de baja relajación se ha incrementado progresivamente a un punto que los torones de relajación normal son usados raras veces. Generalmente dos grados para los torones son usados en la producción de concreto pretensado. Estos son los de grado 250 y 270, los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 psi (1720 MPa) y 270,000 psi (1860 MPa) respectivamente, ver las propiedades de estos en las **Tabla 2.9** y **Tabla 2.10**. En general el torón de grado 270 es usado en las vigas presforzadas de puentes y el de grado 250 es usado donde se requieren bajos niveles de precompresión.

<i>D í a m e t r o n o m i n a l (p u l g a d a s)</i>	<i>3/8 (0.95 c m)</i>	<i>7/16 (1.11 c m)</i>	<i>1/2 (1.27 c m)</i>	<i>1/2 (1.27 c m) E s p e c i a l</i>	<i>9/16 (1.43 c m)</i>	<i>0.6 (1.52 c m)</i>
<i>A r e a n o m i n a l (A * s , p u l g ²)</i>	0.085 (0.55 c m ²)	0.115 (0.74 c m ²)	0.153 (0.99 c m ²)	0.167 (1.08 c m ²)	0.192 (1.24 c m ²)	0.217 (1.40 c m ²)
<i>P e s o n o m i n a l (L b / p i e)</i>	0.29 (4.22 N / m)	0.39 (5.69 N / m)	0.52 (7.55 N / m)	0.53 (7.75 N / m)	0.65 (9.52 N / m)	0.74 (10.79 N / m)
<i>M í n i m a c a r g a d e r o t u r a (K i p s)</i>	23.0 (102 K N)	31.0 (137 K N)	41.3 (183 K N)	45.1 (200 K N)	51.8 (230 K N)	58.6 (260 K N)
<i>M í n i m a f u e r z a d e f l u e n c i a (K i p s)</i>	20.7 (92 K N)	27.9 (124 K N)	37.2 (165 K N)	40.6 (180 K N)	46.6 (207 K N)	52.7 (234 K N)
<i>0.70 F ` s A * s (K i p s)</i>	16.1 (71 K N)	21.7 (96 K N)	28.9 (128 K N)	31.6 (140 K N)	36.3 (161 K N)	41.0 (182 K N)
<i>0.75 F ` s A * s (K i p s)</i>	17.2 (77 K N)	23.3 (103 K N)	31.0 (138 K N)	33.8 (150 K N)	38.9 (172 K N)	44.0 (196 K N)
<i>0.80 F ` s A * s (K i p s)</i>	18.4 (81 K N)	24.8 (110 K N)	33.0 (146 K N)	36.1 (160 K N)	41.4 (184 K N)	46.9 (209 K N)

Tabla 2.9 Torón de siete hebras de alambre de baja relajación G 270 (F's=270ksi=1860M Pa)¹⁴⁰.

¹⁴⁰ Fuente: PCI Bridge design Manual.

<i>Diámetro nominal (pulgadas)</i>	3/8 (0.95 cm)	7/16 (1.11 cm)	½ (1.27 cm)	0.6 (1.52 cm)
<i>Área nominal (A*s, pulg²)</i>	0.080 (0.52 cm²)	0.108 (0.70 cm²)	0.144 (0.93 cm²)	0.216 (1.39 cm²)
<i>Peso nominal (Lb/pie)</i>	0.27 (3.92 N/m)	0.37 (5.39 N/m)	0.49 (7.16 N/m)	0.74 (10.79 N/m)
<i>Mínima fuerza de tensión (Kips)</i>	20.0 (88 KN)	27.0 (120 KN)	36.0 (160 KN)	54.0 (240 KN)
<i>Mínima fuerza de fluencia (Kips)</i>	18.0 (80 KN)	24.3 (108 KN)	32.4 (144 KN)	48.6 (216 KN)
<i>0.70 F's A*s (Kips)</i>	14.0 (62 KN)	18.9 (84 KN)	25.2 (112 KN)	37.8 (168 KN)
<i>0.75 F's A*s (Kips)</i>	15.0 (66)	20.3 (90 KN)	27.0 (120 KN)	40.5 (180 KN)
<i>0.80 F's A*s (Kips)</i>	16.0 (71 KN)	21.6 (96 KN)	28.8 (128 KN)	43.2 (192 KN)

Tabla 2.10 Torón de siete hebras de alambre de baja relajación grado 250

$$(F's=250 \text{ ksi}=1720 \text{ MPa})^{141}.$$

En adición a los alambres lisos, también hay disponibles torones cubiertos con epóxico y no cubiertos con epóxico. Además existen barras para presfuerzo, se describen sus propiedades en la **Tabla 2.11**.

¹⁴¹ *Idem 120.*

<i>Diámetro nominal (pulgadas)</i>	5/8 (1.59 cm)	1 (2.54 cm)	1-1/4 (3.18 cm)	1-3/8 (3.49 cm)
<i>Área nominal (A*s, pulg²)</i>	0.28 (1.81 cm ²)	0.85 (5.48 cm ²)	1.25 (8.06 cm ²)	1.58 (10.19 cm ²)
<i>Peso nominal (Lb/pie)</i>	0.98 (14.32 N/m)	3.01 (43.85 N/m)	4.39 (64.05 N/m)	5.56 (81.13 N/m)
<i>Mínima fuerza de tensión (Kips)</i>	42.0 (186 KN)	127.5 (567 KN)	187.5 (834 KN)	237.0 (1054 KN)
<i>Mínima fuerza de fluencia (Kips)</i>	33.6 (149 KN)	102.0 (453 KN)	150.0 (667 KN)	189.6 (843 KN)
<i>0.70 F's A*s (Kips)</i>	29.4 (130 KN)	89.3 (397 KN)	131.3 (554 KN)	165.9 (708 KN)
<i>0.75 F's A*s (Kips)</i>	31.5 (140 KN)	95.6 (425 KN)	140.6 (625 KN)	177.8 (790 KN)
<i>0.80 F's A*s (Kips)</i>	33.6 (149 KN)	102.0 (453 KN)	150.0 (667 KN)	189.6 (843 KN)

Tabla 2.11 Barras deformadas de presfuerzo G 150 (F's = 150 ksi = 1030 MPa)¹⁴².

b.2.1) Torones cubiertos con capa de epóxico.

Estos son torones hechos de siete hebras de alambre con una capa de epóxico orgánico en su superficie, el cual puede variar de espesor. Existen dos tipos de capas de recubrimiento, éstos son el de **capa lisa** y el de **capa con partículas de arenilla**.

El torón cubierto con **capa lisa** tiene características de poca adherencia y es dispuesto para el uso en sistemas de postensión, sistemas de postensión externa y cables (que se describirán más adelante).

El torón con recubrimiento de vaina con partículas de arenilla embebidas en la superficie es usado en sistemas adheridos presforzados y de post-tensión. Ver **FIG. 2.114**.

¹⁴² Ídem 120.

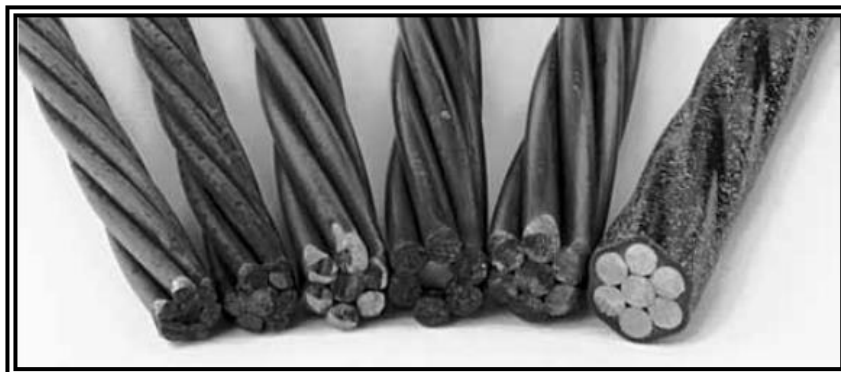


FIG. 2. 114 Torones de 7 hebras. De izquierda a derecha: 3/8 pulg, 3/8 pulg. hendido, 1/2 pulg, 9/16 pulg, 0.6 pulg, 0.6 pulg. con vaina de arenilla embebida¹⁴³.

El calor tiene un efecto en el pretensado con torones cubiertos con capa epóxica, más que todo cuando se usa la técnica del curado con vapor, la temperatura recomendable del concreto circundante al torón en el momento de la transferencia del presfuerzo debe ser limitado a un máximo de 65.5°C. El recubrimiento no será dañado si no se excede esta temperatura recomendada durante el ciclo de curado. A continuación se describen ciertos fenómenos importantes que interactúan en los torones de presfuerzo posteriormente al tensado, éstos son la Relajación, Fatiga, y la corrosión bajo tensión, los cuales se explican brevemente:

Relajación.

La relajación es la reducción de esfuerzo en un tendón de presfuerzo en función del tiempo. Cuando un torón es esforzado y mantenida en una longitud constante, el esfuerzo decrece con el tiempo, como se ilustra en la FIG. 2.115. La relajación se incrementa con el nivel de esfuerzo y la temperatura. Las pérdidas por relajación en torones de baja relajación son considerablemente menores que los de relajación normal. Sin embargo debido a otras pérdidas de presfuerzo, hay una continua reducción en el esfuerzo del torón, la cual causa una reducción en la relajación.

¹⁴³ Fuente: Ídem 120.

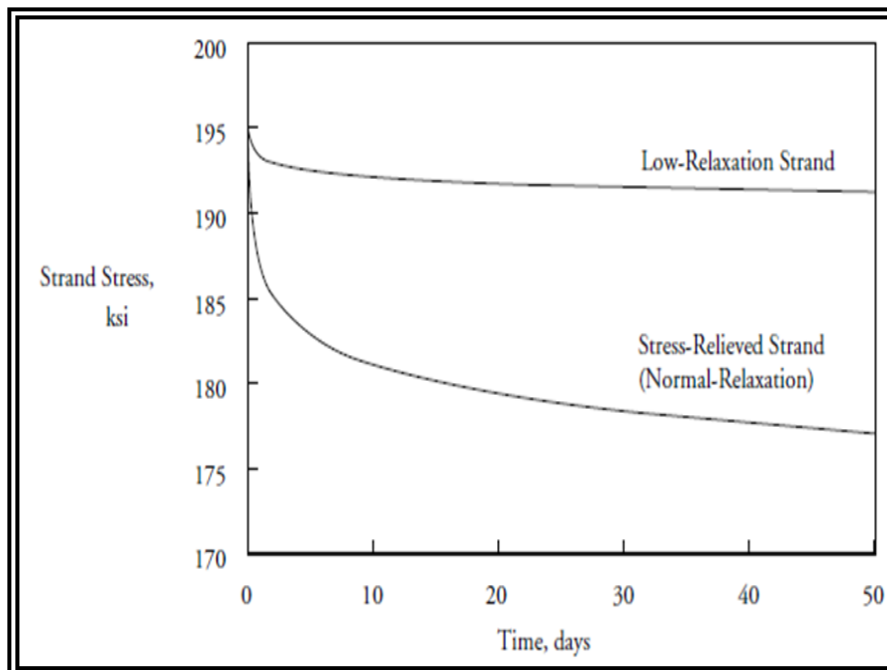


FIG. 2. 115 Comparación de pérdida por relajación¹⁴⁴.

✚ Fatiga.

Si la precompresión en un elemento presforzado es lo suficiente para garantizar una sección sin agrietamientos bajo una carga de servicio, es probable que el rango de esfuerzo en el torón no sea muy importante para que sea un factor crítico para el diseño por fatiga. Las consideraciones por fatiga no tienen mayor importancia en las especificaciones para los torones de presfuerzo en puentes, porque las vigas son diseñadas para permanecer con una sección no agrietada. Un aspecto importante para la transmisión del presfuerzo en todo el elemento tiene que ver con la condición de la superficie del torón.

En un miembro pretensado, la fuerza de presfuerzo en un torón es transferida desde el torón al concreto por adherencia. La condición de la superficie es reconocida como un factor primario al afectar la adherencia del concreto con el torón.

¹⁴⁴ Fuente: ACI 343, "Análisis y diseño de estructuras de puentes de concreto reforzado".

Corrosión bajo tensión.

La corrosión bajo tensión es una de las causas que pueden afectar la durabilidad del acero en el concreto, este tipo de falla se detecta generalmente en el concreto pretensado y postensado. El fenómeno se caracteriza básicamente en una fisuración del metal, incubándose una micro grieta que progresa y que está orientada perpendicularmente a la dirección de la carga, esto lleva a que el acero llegue a la rotura como si fuera un material frágil produciendo un desgarro brusco. Para que este fenómeno tenga lugar, deben darse varios factores al mismo tiempo: acero con aleación susceptible, nivel de tensiones adecuado, y un ambiente agresivo específico.

En una revisión de los fallos por corrosión bajo tensión realizado en estructuras de concreto presforzado y postensado, y en los cuales se usaron aceros trefilados, templados, se encontró que las causas de la mayor parte de roturas se debía a una mala calidad del concreto y defectos en el acero (en diseño, ejecución y mantenimiento), combinado con un ambiente húmedo y corrosivo.

b.3) Torones de postensado.

Como se mencionó anteriormente, y al igual que los torones de presfuerzo, un torón de postensado consiste en alambres (hebras) individuales enrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central. Para el postensado, los torones son traccionados posteriormente a que el concreto ha adquirido cierta resistencia después del fraguado y se mantienen de esta manera mediante el uso de cuñas cónicas que impiden que el acero pierda la tensión a la que ha sido sometido. El postensado es utilizado generalmente en elementos que requieren esfuerzos iniciales para contrarrestar los producidos por cargas permanentes que están restringidos a ciertas condiciones, estas pueden ser: tipo de geometría, tipología, transporte y cuando el proceso de tensado se realiza en el sitio de la construcción debido a la dificultad de transportar un elemento presforzado prefabricado o al alto costo que implica este proceso. Los sistemas de post-tensión deben ser convenientemente divididos en tres categorías dependiendo si el tendón es alambre, torón o barra. Para la construcción de puentes, los alambres no

son muy usados. En los sistemas de postensión, los torones son generalmente combinados para formar un tendón completo y puede consistir en cualquier cantidad desde un simple torón a más de 55 torones y que dependen del equipo utilizado para tensado. Los anclajes para los sistemas de torones utilizan el principio de cuña, en el cual los torones individuales son anclados con cuñas de forma cónica dentro de un anclaje de tendón. Los tendones pueden ser tensionados en planta, en el sitio de la construcción o al final posteriormente al endurecimiento del concreto in situ.

A continuación se describen el sistema de barras de postensión.

b.3.1) Sistema de barras.

Este sistema generalmente usa una sola barra en el ducto de post-tensión. La superficie de la barra puede ser lisa y con roscas roladas de longitud adecuada a ambos extremos, o en toda su longitud para que permita que la barra pueda ser cortada en cualquier punto y colocar las roscas. Las barras de post-tensión deben cumplir con las disposiciones de las norma ASTM A 722.

El sistema de barras puede ser anclada mediante una tuerca la cual se ubica al extremo de la barra y se asienta sobre un anclaje de placa o en forma de campana (Ver FIG. 2.116).

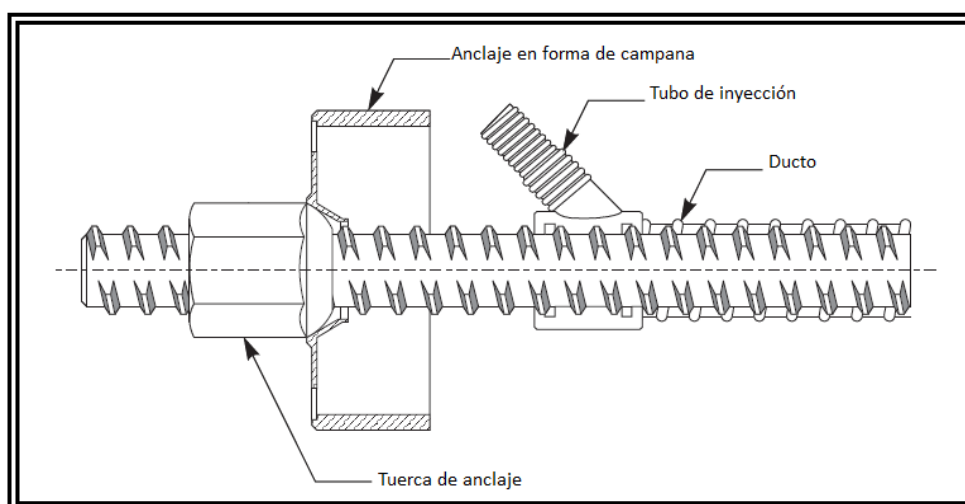


FIG. 2. 116 Anclaje de barras¹⁴⁵.

¹⁴⁵ Fuente: *Prestressed concrete design and practice*, Vernon Marshall y John M. Roberts.

b.3.2) Equipo para postensado.

b.3.2.a) Sistema Multitorón.

El equipo utilizado para provocar la tracción en los torones de acero para postensado es el gato hidráulico. Los detalles de un sistema típico multitorón se muestran en la FIG. 2.117. Este sistema utiliza comúnmente anclajes con el principio de cuña, tal como se mencionó anteriormente, en el que los torones son anclados individualmente por medio de dos o tres piezas de cuñas cónicas que se asientan en agujeros inclinados contenidos en bloques de anclaje. Los tendones pueden ser tensionados desde un solo extremo, y en el caso de tendones apreciablemente largos y con perfiles curvos se pueden tensar en ambos extremos para disminuir las pérdidas por fricción. Cuando se realiza el tensado desde un solo extremo, el tendón es anclado en su otro extremo.

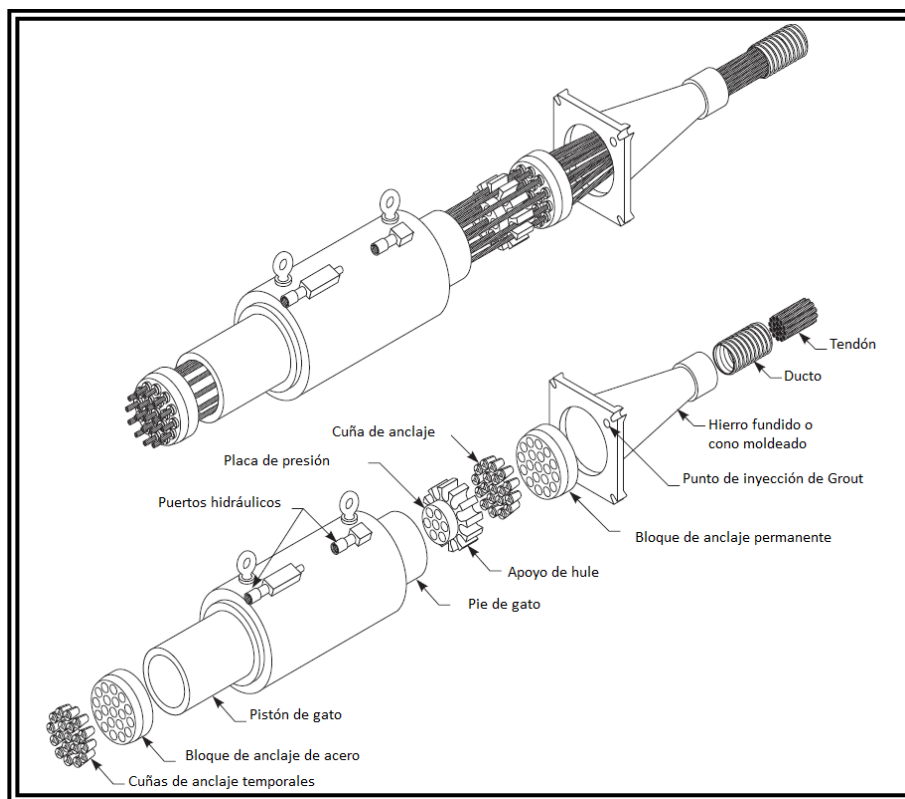


FIG. 2.117 Sistema típico de postensación multitorón¹⁴⁶.

¹⁴⁶ Idem 125.

Existen distintos sistemas de anclajes proveídos por los fabricantes, los cuales son diseñados para contener los tendones de sistemas particulares. En la FIG. 2.118 se puede observar algunos de los distintos tipos de anclajes proveídos por un fabricante en particular.



FIG. 2. 118 Tipos de anclaje de izquierda a derecha: 1. Anclaje AS, 2. Anclaje AE, 3. Anclaje AR, 4. Anclaje PA, 5. Anclaje PC¹⁴⁷.

1. **AS activo simple:** Los anclajes activos o móviles son los que van situados en el extremo de los cables y desde el cual se aplica la fuerza de tensado.
2. **AE activo para postensado externo:** Diseño especial para trabajar ante sollicitaciones dinámicas en los extremos de tendones externos y asegurar la correcta protección anticorrosiva.
3. **AR activo con rosca:** Se usa cuando el Proyecto exige ajustes en la fuerza de tensado posteriores al gateo.
4. **PA pasivo por adherencia:** Pasivo o fijo, se unen cuando el proyecto solo exige el tensado desde un extremo del cable. Si existe espacio para la longitud de adherencia, los PA son los más apropiados.
5. **PC pasivo con cabezas:** Se usan en el lado desde el otro extremo al tensado, cuando no se admiten los PA, ni existe acceso para utilizar los AS como pasivos.

¹⁴⁷ Fuente: <http://www.mexpresa.com/productos/presfuerzo.php#multiitoron>.

b.3.2.b) Sistema monotorón

La distinción del sistema monotorón es que cada tendón comprende un único torón de siete hebras de acero. Este sistema es usualmente no adherido. Los detalles de un sistema típico monotorón junto a la secuencia de construcción de una losa postensada es mostrado en la **FIG. 2.119**.

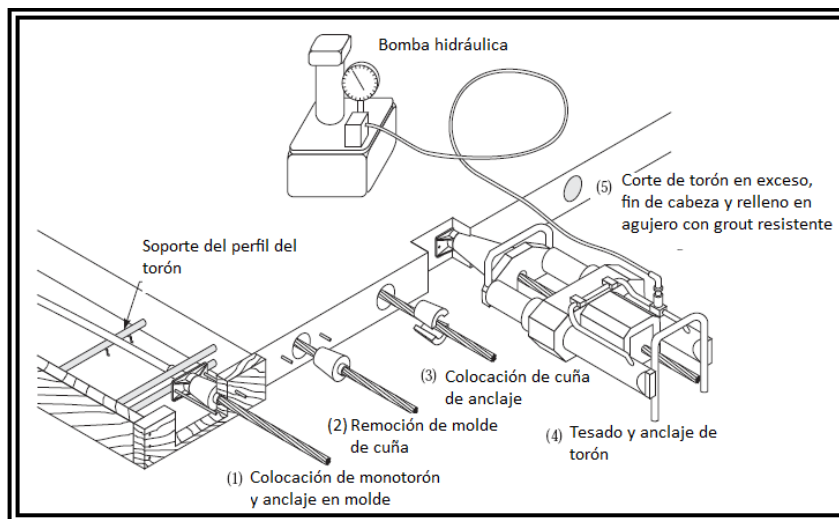


FIG. 2.119 Sistema monotorón¹⁴⁸.

El anclaje de los sistemas monotorón se realiza mediante el mismo concepto de cuñas con placas de anclaje individual, ver **FIG. 2.120**.

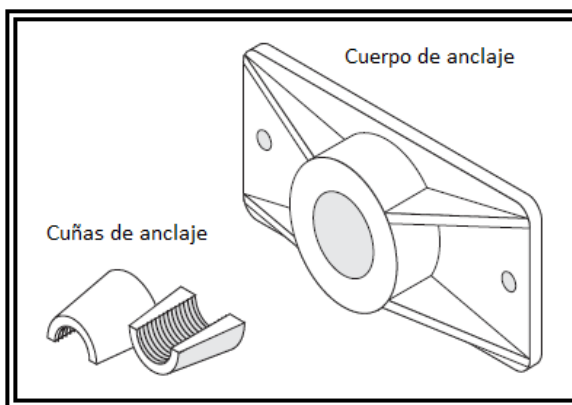


FIG. 2.120 Sistema monotorón¹⁴⁹.

¹⁴⁸ Ídem 125.

b.3.3) Torones autoprottegidos no adherentes.

Dentro del sistema monotorón se puede utilizar otro tipo de torones que son llamados *autoprottegidos no adherentes*, que no es más que un simple torón cubierto con grasa y una vaina de polietileno de alta densidad que permiten una adherencia nula con el concreto. La FIG. 2.121 ejemplifica este tipo de torones.



FIG. 2. 121 Torón autoprottegido no adherente¹⁵⁰.

b.4) Ductos.

Los ductos para post-tensión son para torones adherentes y pueden ser tanto rígidos como semirrígidos hechos de metal o polietileno respectivamente. El uso de ductos de polietileno es generalmente recomendado en ambientes corrosivos. La FIG. 2.122 muestra los dos tipos de ductos comúnmente usados para sistemas adherentes.

¹⁴⁹ Ídem 125.

¹⁵⁰ Fuente: <http://postencreto.com/contenidos/32.htm>.

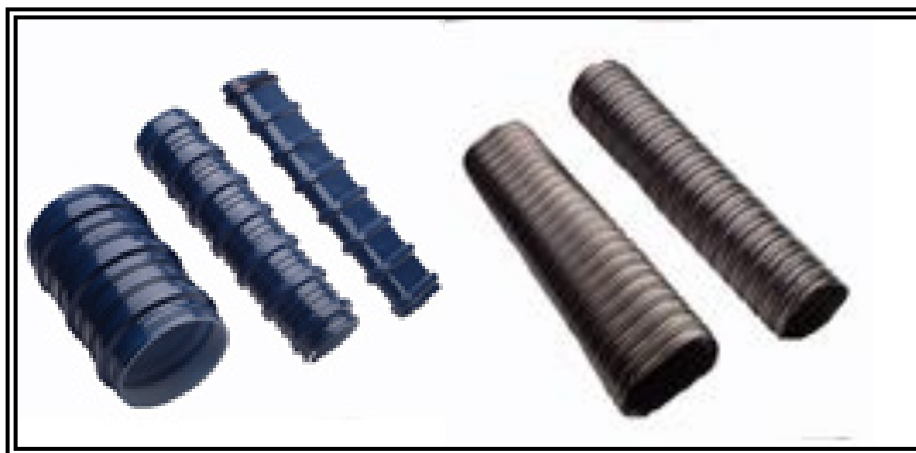


FIG. 2.122 Tipos de ductos: izquierda - ducto de plástico, derecha - Ducto metálico¹⁵¹.

b.5) Lechada de inyección.

Para poder brindar una adecuada protección del acero contra la corrosión dentro de los ductos y garantizar la adherencia entre el concreto, se debe rellenar el espacio dentro del ducto por medio de una lechada elaborada generalmente de una mezcla de cemento y agua tan pronto se haya realizado el postensado. Cuando un tendón dentro de un ducto es rellenado con la lechada, el aire tiende a ser atrapado en cambios repentinos de la sección del ducto, esta situación puede ser prevenida mediante la incorporación de tubos de ventilación en los cuales el aire pueda escapar. El diámetro recomendado para los tubos de ventilación ronda los 20 a 25 mm, y además se recomienda que estos se extiendan aproximadamente 50 cm sobre la superficie de concreto.

Para realizar el rellenado de los ductos con la lechada, los anclajes poseen agujeros especiales para este proceso, los cuales sirven para inyectar o sacar la lechada. La FIG. 2.123 muestra un típico ejemplo en un perfil de tendón y las posibles ubicaciones de los tubos de ventilación.

¹⁵¹ Ídem 127.

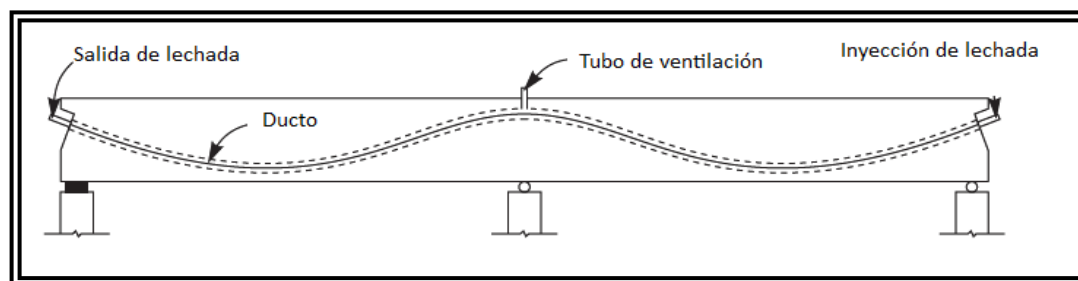


FIG. 2. 123 Inyección de lechada en ductos¹⁵².

Durante la inyección de la lechada, el flujo en el ducto debe recorrer distancias grandes en un espacio cerrado, por lo que la lechada debe mantener una adecuada fluidez. Otras cualidades de la lechada utilizada en la inyección son:

- Buena resistencia de adherencia y cortante en estado endurecido.
- No debe contener cantidades excesivas de cloruros, nitratos, sulfatos u otras sustancias que perjudiquen los materiales.
- La relación agua-cemento se debe procurar lo más baja posible y entre el rango de 0.38 a 0.43 recomendable.
- Los agregados no son usados generalmente en la lechada para la inyección. Cuando sea necesario el uso de agregados, tal es el caso cuando los ductos poseen cavidades largas, el agregado debe ser muy fino tal que sea capaz de pasar la malla de 0.60 mm. Además es recomendable que el agregado utilizado no sobrepase el 30% del peso del cemento de la mezcla.
- La resistencia de cubos de 100 mm para ensayo de la lechada, deben tener una resistencia a la compresión de al menos 20 MPa a los 7 días, y 30 MPa después de 28 días¹⁵³.

b.6) Normas y ensayos de los materiales.

Para el tipo de concreto a utilizar en el concreto presforzado, se deberá seguir las mismas normas que rigen dicho material, al igual que los ensayos realizados vistos en el literal "a.4" del presente de este capítulo y que corresponde a concreto. La única

¹⁵² Ídem 125.

¹⁵³ Ídem 125.

diferencia es que generalmente el concreto utilizado para el concreto presforzado es del orden de resistencia de 350 kg/cm^2 .

La norma ASTM A 416 cubre dos tipos de torones utilizados en estructuras de puentes, el presforzado y postensado de relajación normal y baja relajación. Dentro de esta norma se encuentran todas las propiedades mecánicas que deben cumplir los torones mencionados, entre estas propiedades están:

- a) Fuerza de fractura.
- b) Fuerza de fluencia.
- c) Elongación.
- d) Relajación.

Además se encuentran las variaciones permisibles de las dimensiones de los torones, tal como: diámetro, que depende del grado del torón (Grado 250 y 270). Los criterios de inspección, acabado, apariencia, rechazo y certificación se encuentran en esta misma norma (ASTM A 416). Los métodos de prueba para las propiedades de los torones mencionadas anteriormente se encuentran en el anexo A7 de definiciones y métodos de prueba A 370. También los torones de baja relajación deben ser probados por los métodos descritos en la ASTM E 328.

c) **Acero estructural.**

El acero es un material de primordial uso para cualquier obra civil que se quiera realizar, y en los puentes esto no es una excepción, ya que este material puede ser utilizado en sus diferentes formas, ya sea para darle el reforzamiento necesario a un elemento de concreto reforzado o presforzado, así como para soportar cargas directamente como es el caso de los perfiles estructurales.

El acero estructural, es el material estructural más usado para construcción de estructuras en el mundo. Es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98%), con contenidos de carbono menores del 1% y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso, para mejorar su resistencia, y fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie. También es usado para la

construcción de estructuras, de gran resistencia, producido a partir de materiales muy abundantes en la naturaleza.

Entre las ventajas que posee el acero estructural tenemos:

VENTAJAS	CARACTERÍSTICAS
<i>Alta resistencia</i>	La alta resistencia del acero estructural por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
<i>Homogeneidad</i>	Las propiedades del acero estructural en general no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.
<i>Elasticidad</i>	El acero estructural es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
<i>Precisión dimensional</i>	Los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
<i>Ductilidad</i>	El acero estructural permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
<i>Tenacidad</i>	El acero estructural tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
<i>Rapidez de montaje</i>	La velocidad de construcción en acero estructural es muy superior al resto de los materiales.
<i>Disponibilidad de secciones y tamaños</i>	El acero estructural se encuentra disponible en perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
<i>Costo de recuperación</i>	Las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.
<i>Reciclable</i>	El acero estructural es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
<i>Permite ampliaciones fácilmente</i>	El acero estructural permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
<i>Se puede prefabricar estructuras</i>	El acero estructural permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

Tabla 2.12 Ventajas del acero estructural.

Entre las desventajas que tiene se pueden mencionar las siguientes:

DESVENTAJAS	CARACTERÍSTICAS
<i>Corrosión</i>	El acero estructural expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
<i>Calor, fuego</i>	En el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero estructural se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.
<i>Pandeo elástico</i>	Debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicas para las columnas de acero.
<i>Fatiga</i>	La resistencia del acero estructural (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas pulsantes y alternativas).

Tabla 2.13 Desventajas del acero estructural.

A pesar de estas desventajas, es el material estructural más usado, por su abundancia, facilidad de ensamblaje y costo razonable; en El Salvador su mayor uso como material estructural ha correspondido a las varillas usadas en el concreto reforzado y concreto preesforzado, además de perfiles de concreto que son utilizados tanto en puentes como en edificios actualmente.

c.1) Clasificación del acero estructural.

La industria de la construcción ha desarrollado diferentes formas de secciones y tipos de acero (FIG. 2.124).

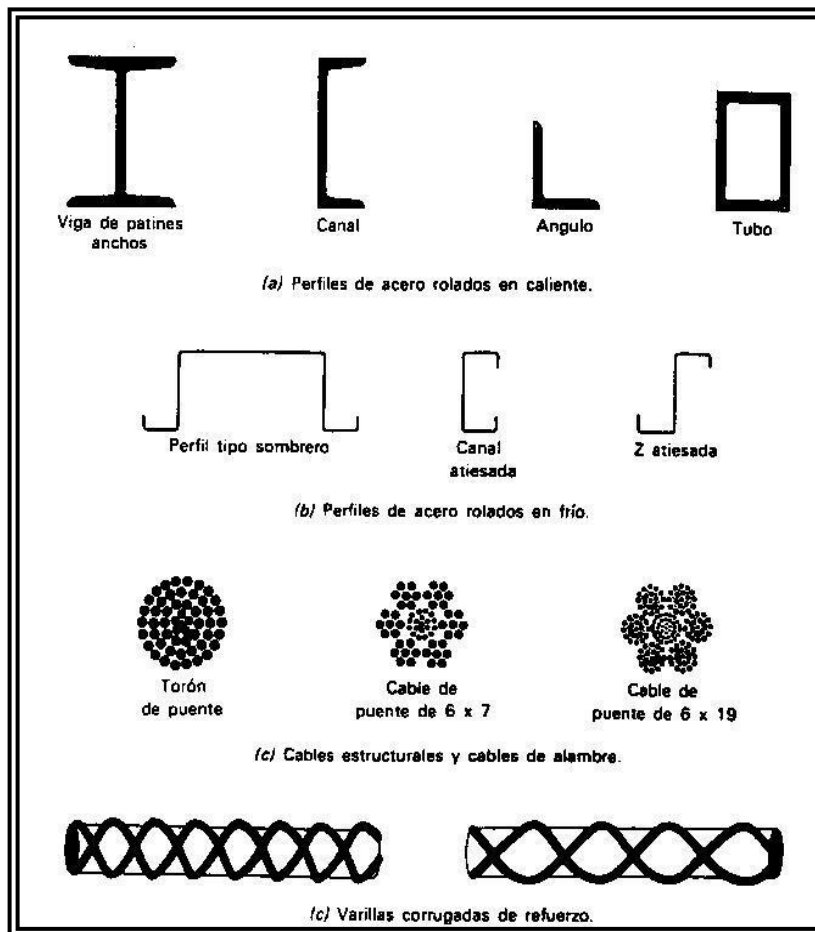


FIG. 2. 124 Secciones y tipos de acero estructural.

Las aplicaciones comunes del acero estructural en la construcción incluyen perfiles estructurales utilizados para vigas de puentes, cables para puentes colgantes, atirantados y concreto preesforzado; varillas y mallas electro soldadas para el concreto reforzado.

Como el acero estructural tiene propiedades prácticamente idénticas a tensión y compresión, por ello su resistencia se controla mediante el ensayo de probetas pequeñas a tensión. Los perfiles pueden unirse fácilmente, mediante soldadura, pernos o remaches.

De acuerdo con la ASTM (American Society of Testing Materials) el acero estructural se puede clasificar de la siguiente manera (Ver Tabla 2.14).

DESIG . ASTM	ACERO	FORMAS	USOS	F _y MÍNIMO KSI	F _u MÍNIMO TENSIÓN KSI
54	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios estructurales en general. A tornillados, remachados y soldados.	36 (248 M Pa) e < 8" 32 (313 M Pa) e > 8"	58 (400 M Pa) – 80 (551 M Pa)
99	Al carbono	Perfiles y placas e < ½"	Igual al A - 36	42 (289 M Pa)	60 (413 M Pa) – 85 (586 M Pa)
284	Al magnesio, vanadio de alta resistencia y baja aleación.	Perfiles, placas y barras. e < 8"	Igual al A - 36 Tanques	40 (392 M Pa) – 50 (344 M Pa)	60 (413 M Pa) – 70 (482 M Pa)
	Alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras e < 6"	Construcciones atornilladas, remaches. No en puentes soldados cuando F _y > 55 Ksi	42 (289 M Pa) – 65 (448 M Pa)	60 (413 M Pa) – 80 (551 M Pa)
572	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras e < 4"	Construcciones soldadas, atornillada, técnica especial de soldadura	42 (289 M Pa) – 50 (344 M Pa)	63 (434 M Pa) – 70 (482 M Pa)

Tabla 2.14 Clasificación del acero estructural según la especificación ASTM .

El acero estructural más comúnmente usado en puentes para el caso de la **Tabla 2.14**, es el denominado A-36, que tiene un punto fluencia de 36,000 psi (248 M Pa), aunque modernamente la tendencia es hacia un acero de resistencia superior, el A-572 de punto de fluencia de 50,000 psi (344 M Pa), las características estructurales del acero estructural tipo A-36 se pueden apreciar en las curvas “esfuerzo-deformación unitaria” a tensión, mostradas.

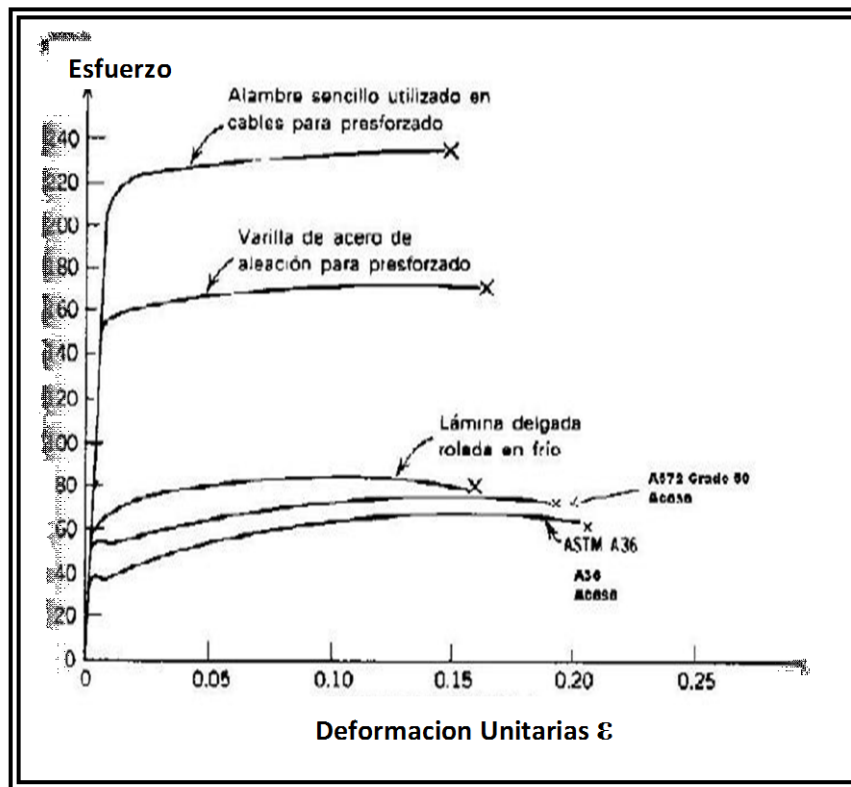


FIG. 2.125 Curvas esfuerzo-deformación del acero estructural.

En la FIG. 2.125 se pueden ver varias zonas:

Los aceros estructurales de "alta resistencia" como los usados para los cables de presforzado y aceros especiales, no presentan la fluencia definida que se muestra en la figura para los aceros tipo A-36, ni tienen el grado de ductilidad del acero estructural. En ellos, el esfuerzo de fluencia no se presenta tan claro como en los tipos A-36 y debe definirse. El acero para presforzado tiene la resistencia más alta de las mostradas: $f_{pu} = 240 \text{ ksi} (1654 \text{ MPa})$. La deformación del acero a partir de la fluencia es denominada ductilidad. Esta es una cualidad muy importante en el acero como material estructural y es la base de los métodos de diseño plástico. Permite, que la estructura absorba grandes cantidades de energía por deformación, circunstancia muy importante en zonas sísmicas, en las cuales es necesario que la estructura libere la energía introducida en su base por los terremotos. El Módulo de Elasticidad es prácticamente independiente del tipo de acero y un valor de 196.2 GPa .

c.2) Perfiles estructurales.

Los perfiles estructurales son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T.

Las dimensiones y designaciones de los perfiles estándar disponibles están definidas en las normas ASTM (FIG. 2.126). El perfil W, llamado también perfil de patín ancho, consiste en dos patines paralelos separados por una sola alma. La orientación de esos elementos es tal que la sección transversal tiene dos ejes de simetría.

La T estructural resulta de recortar un perfil W, M o S a la mitad de su altura. El prefijo de la designación es WT, MT o ST, dependiendo del perfil de origen. Similarmente, un perfil ST10 x 32.7 es recortado de un perfil S20 x 65.4 y un perfil MT3 x 10 es recortado de un perfil M6 x 20.

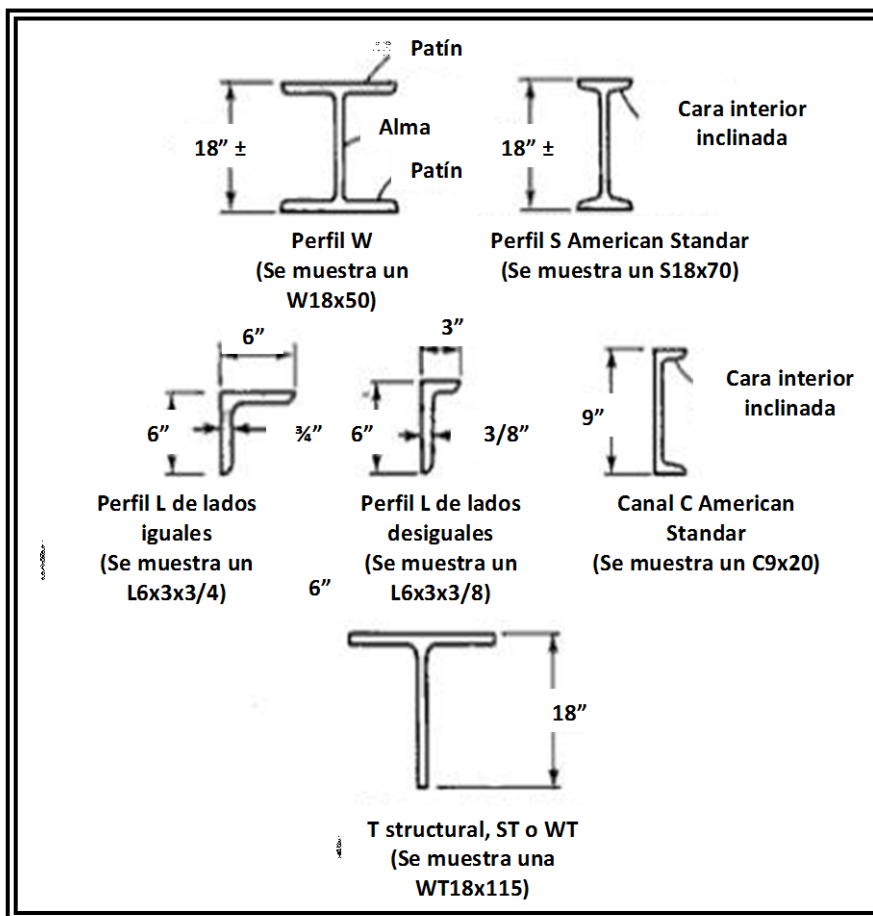


FIG. 2.126 Perfiles definidos por la especificación ASTM.

Otros perfiles usados a menudo se muestran en la FIG. 2.127. Las barras pueden tener secciones transversales circulares, cuadradas o rectangulares. Si el ancho de un perfil rectangular es de 8 pulgadas o menor, este se clasifica como barra y se designa usualmente con el ancho antes que es espesor. Las barras y las placas se forman por laminación en caliente. También se muestran perfiles huecos (FIG. 2.127) que pueden ser producidos doblando el material de la placa a la forma deseada y soldando la costura o bien por trabajado en caliente para producir un perfil sin costura.

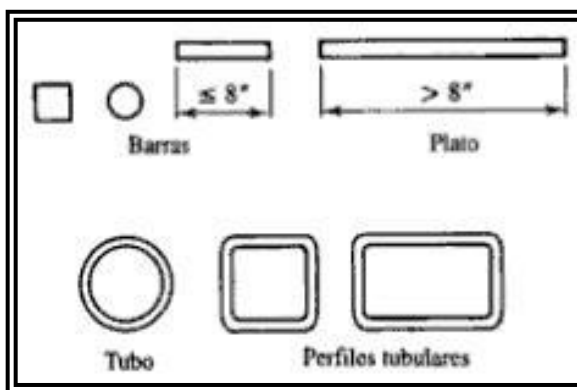


FIG. 2. 127 Otros tipos de perfiles de acero definidos en la especificación ASTM .

Otra categoría es el acero formado en frío. Los perfiles estructurales de este tipo son creados doblando material delgado como lámina o placa de acero en la forma deseada sin calentarlo. Secciones transversales típicas se muestran en la FIG. 2.128. Una ventaja de este producto es su versatilidad, ya que casi cualquier sección transversal concebible puede ser formada. En adición, el trabajado en frío incrementa el punto de fluencia del acero y bajo ciertas condiciones puede tomarse en cuenta en el diseño.

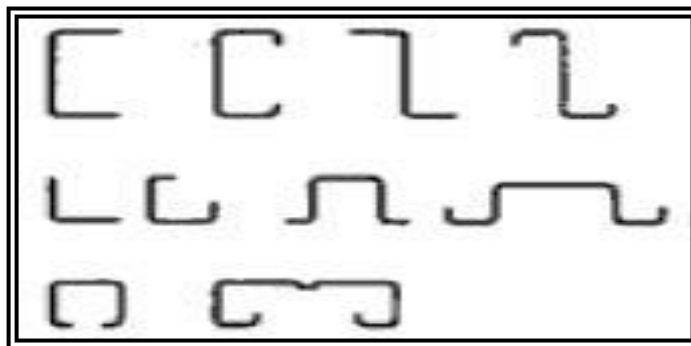


FIG. 2. 128 Perfiles de acero formado en frío.

c.3) Cables estructurales y cables de alambre.

El cable de acero estructural es usado normalmente en puentes atirantados y puentes colgantes. El Cable de Acero es una máquina simple, que está compuesto de un conjunto de elementos que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado. El conocimiento pleno del inherente potencial y uso de un cable de acero, es esencial para elegir el cable más adecuado para una faena o equipo, tomando en cuenta la gran cantidad de tipos de cables disponibles. Cada cable de acero, con sus variables de diámetro, construcción, calidad de alambre, torcido, y su alma; se diseñan y fabrican cumpliendo las Normas Internacionales como:

- American Society For Testing & Materials (A.S.T.M.)
- Deutsches Normenausschuss (D.I.N.)
- International Organization for Standardization (I.S.O.)

Los elementos que componen el cable de acero son los siguientes (Ver **FIG. 2.129**):

* **Alambre:** Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final. Una sola longitud continúa de metal producida de una varilla mediante trefilado en frío.

* **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.

* **Alma:** Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno.

* **Torones de alambres paralelos.** Alambres individuales configurados en un arreglo paralelo sin el torcimiento helicoidal.

* **Torones enrollados con trabas.** Un arreglo de alambres semejante al torón estructural excepto que los alambres en algunas capas están configurados para que queden trabados cuando se colocan alrededor del núcleo.

* **Cable:** Es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma. Cualquier miembro flexible a tensión que consiste en uno o más grupos de alambres, torones, cordeles o barras.

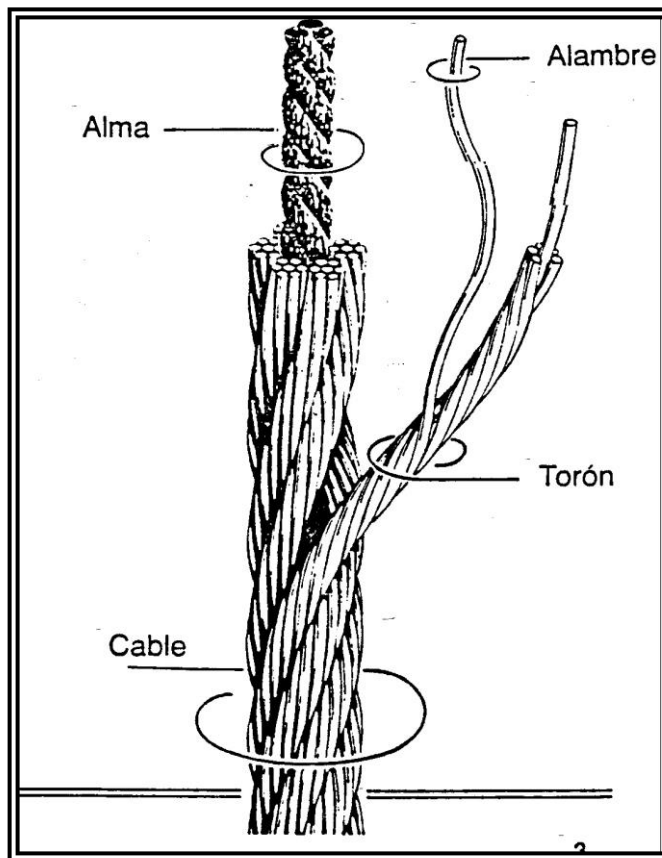


FIG. 2. 129 Diagrama de un cable de acero.

c.4) Ensayos y control de calidad.

En el acero estructural se deberá de controlar los siguientes parámetros.

* **Oxidación:** esto ocurre cuando los aceros están en contacto directo con el agua y el aire simultáneamente.

* **La Corrosión:** Está estrechamente ligada a la oxidación con la diferencia que ocurre cuando el material está expuesto a solución salina.

* **Conductividad:** un alto transmisor de corriente y a su vez se debilita mucho a altas temperaturas, por lo que es preferible utilizar aceros al níquel o al aluminio o tratar de protegerlos haciendo ventilados y evitar hacer fábricas de combustible o plásticos con este tipo de material.

Además se tendrá que tener un estricto control de calidad para las soldaduras, así como los elementos que han sido soldados. (Ver **Tabla 2.15**)

ENSAYO	NORMA
Especificación Normalizada para Perfiles de Acero Estructural.	ASTM A 992/A 992M - 06
Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Columbio-Vanadio.	ASTM A 572/A 572M - 07
Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia y Baja Aleación	ASTM A 242/A 242M - 04
Especificación Estándar para Requerimientos Generales para Barras de Acero Estructural, Placas y Perfiles.	ASTM A 6 / A 6M - 08

Tabla 2.15 Ensayos de control de calidad del acero estructural según la especificación ASTM .

Además de los materiales con que se construyen los elementos de un puente, un aspecto importante para que la estructura de puentes tenga un buen resultado desde el punto de vista estructural, funcional y estético, son las diferentes consideraciones que se detallan a continuación según varias reglamentaciones que proporcionan ciertas recomendaciones.

2.5. CONSIDERACIONES EN PUENTES VEHICULARES .

La realización de un proyecto, en este caso, de un puente vehicular, se requiere no solo es necesario garantizar la seguridad estructural mediante la adecuada selección de los materiales, sino también proveer comodidad a los usuarios y lograr eficiencia en la utilización de esta obra de paso vehicular, esto se logra mediante ciertas consideraciones como las que se describen a continuación.

2.5.1. CONSIDERACIONES FUNCIONALES .

A) Alineamiento. (Ver FIG. 2.130).

El alineamiento de un puente desde un punto de vista comprensible, es la geometría del puente, el cual está conformado por tramos rectos o curvos en planos horizontales tanto como verticales, esto se ve afectado por el trazo de la carretera donde se ubicará el puente. Existen reglamentos que tienen recomendaciones para el alineamiento de un puente, algunos de estos son:

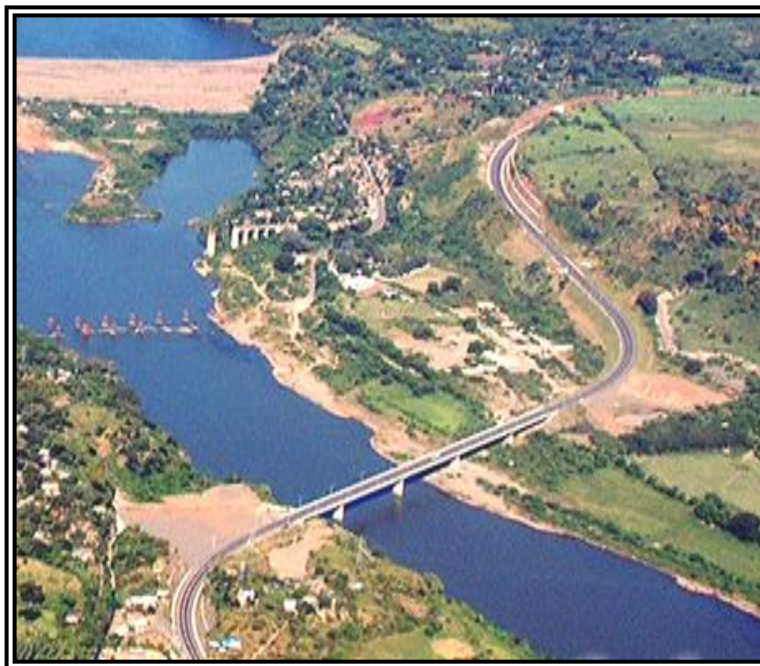


FIG. 2. 130 Ejemplo de Alineamiento Horizontal recto (Puente Cuscatlán)¹⁵⁴.

<i>Reglamento o normativa</i>	<i>Descripción acerca de la consideración</i>
<p><i>ACI 343</i> (Sección 2.1.2)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • El alineamiento horizontal y vertical de un puente será gobernado por la geometría de la carretera o canales arriba o debajo de él. • Si la carretera presenta un tramo curvo sobre el cual se ubicará un puente, la estructura más estética será un puente curvo.
<p><i>AASHTO</i> (Sección 2.3.2)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La ubicación y alineación del puente se deberían seleccionar de manera de satisfacer los requisitos de tráfico tanto sobre el puente como debajo del mismo en caso de pasos a desnivel. • Considerar posibles variaciones futuras de la alineación o el ancho del curso del agua, la carretera o las vías férreas cruzadas por el puente. • Se deben satisfacer los requisitos de la publicación “A Policy of Geometric Design of Highways and Streets” de AASHTO; cualquier excepción a la misma debe estar debidamente justificada y documentada.

Tabla 2. 16 Alineamiento Horizontal y Vertical de un Puente.

¹⁵⁴ Fuente: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=347820&page=2>.

B) Drenaje transversal.

El drenaje transversales de mucha importancia como un criterio de funcionalidad, ya que permite evacuar el agua que precipita sobre el puente, evitando el fenómeno de hidropneumático que se genera cuando una capa de agua sobre la superficie de rodadura disminuye la fricción estática entre el pavimento y las llantas del vehículo. La FIG. 2.131 demuestra la dirección como el drenaje transversal debe evacuar el agua que se logra con pendientes transversales que están entre el 1 a 3%.

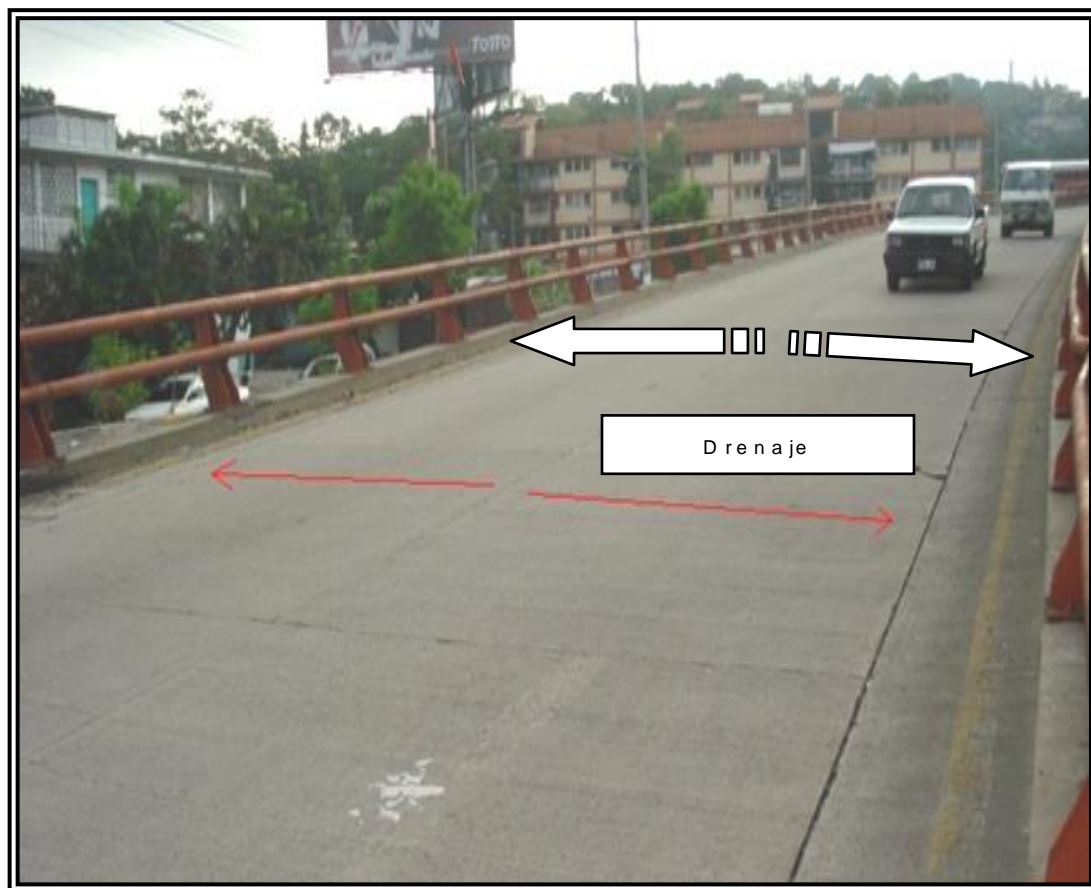


FIG. 2.131 Ejemplo de drenaje transversal (Paso a desnivel Hermano Lejano)¹⁵⁵.

¹⁵⁵ Fuente: Propiedad del grupo de tesis "Guía para el diseño estructural de elementos constitutivos de un puente bajo diferentes reglamentaciones".

<i>REGLAMENTO</i>	<i>DESCRIPCIÓN ACERCA DE LA CONSIDERACIÓN</i>
<p style="text-align: center;"><i>ACI 343</i> (Sección 2.1.3)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • El drenaje transversal de la carretera debe ser lograda por medio de una corona o superelevación en la superficie de rodamiento de la carretera, y el drenaje longitudinal debe ser logrado mediante una pendiente o gradiente. • El flujo hacia debajo de la pendiente en una sección de canaleta de una calle de aproximación al puente, debe ser interceptado y no dejar que el flujo corra sobre el puente. El drenaje longitudinal para puentes largos es logrado al proveer pendiente a la canaleta (Como mínimo de 0.5 por ciento preferible).
<p style="text-align: center;"><i>AASHTO</i> (Sección 2.3.2)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La superficie de rodamiento sobre un puente deben tener características antideslizantes, coronamiento, drenaje y peralte de acuerdo con el documento A Policy on Geometric Design of Highways and Streets o requisitos locales.

Tabla 2.17 Resumen de Consideraciones de Drenaje Transversal.

C) Anchos en carreteras de gran importancia (autopistas). (Ver FIG. 2.132).

Tanto el ACI como la AASHTO hacen referencia a “A Policy of Geometric Design of Highways and Streets”, Ver **Tabla 2.18 a la 2.21**, en las que se detallan los anchos según la capacidad de transito y velocidad permitida de la vía. Para nuestro país se puede retomar las recomendaciones del “Manual para el diseño geométrico de las carreteras regionales” de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA) que está basada en la AASHTO.

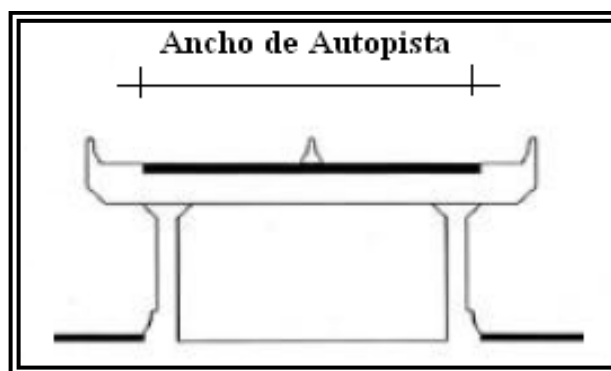


FIG. 2.132 Esquema de ancho de autopista a considerar.

REGLAMENTO	DESCRIPCIÓN ACERCA DE LA CONSIDERACIÓN
<p style="text-align: center;"><i>ACI 343 (Sección 2.2.1)</i></p>	<p>El ancho de la superficie de rodamiento (cordón a cordón) depende de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • número de carriles de tráfico, • ancho de la medianera, y • ancho de los hombros. <p>Las recomendaciones de este comité son las mismas que las que plantea el CALTRANS, que se detallaron anteriormente.</p>
<p style="text-align: center;"><i>AASHTO (Sección 2.3.2)</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> • El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la carretera de aproximación o acceso, incluyendo hombros, cordones, canaletas y aceras. • En caso de que estas disposiciones no puedan ser cumplidas, los elementos como columnas y estribos del puente deben ser protegidos por algún dispositivo de protección como barreras que deberán ser independientes al puente. • No se debería ubicar ningún objeto sobre o debajo de un puente, a excepción de una barrera, a menos de 1.20 m del borde de un carril de circulación. La cara interna de la barrera no debería estar a menos de 0.60 m de la cara del objeto o del borde de un carril de circulación (AASHTO 2.3.3.2).

Tabla 2.18 Anchos de Carreteras de Gran Importancia.

VELOCIDAD DE DISEÑO		DEBAJO DE 100	100 A 250	251 A 400	401 A 1500	1501 A 2000	ARRIBA DE 2000
20 km/h	m	2.74/0	2.74/0	3.05/0	3.05/0.91	3.05/0.91	3.66/2.44
30 km/h	m	2.74/0	2.74/0	3.05/0	3.05/0.91	3.05/0.91	3.66/2.44
40 km/h	m	2.74/0	2.74/0	3.05/0	3.05/0.91	3.05/0.91	3.66/2.44
50 km/h	m	2.74/0	2.74/0	3.05/0	3.35/0.91	3.35/0.91	3.66/2.44
55 km/h	m	2.74/0	2.74/0	3.05/0.91	3.35/0.91	3.35/0.91	3.66/2.44
60 km/h	m	2.74/0.46	3.05/0.91	3.05/0.91	3.35/0.91	3.35/1.22	3.66/2.44
70 km/h	m	2.74/0.61	3.05/0.91	3.05/0.91	3.35/1.22	3.35/1.83	3.66/2.44
80 km/h	m	3.05/0.61	3.05/0.61	3.05/0.61	3.35/1.22	3.66/1.83	3.66/2.44
90 km/h	m	3.05/0.61	3.35/0.61	3.35/0.61	3.35/1.22	3.66/1.83	3.66/2.44
100 km/h	m	3.05/0.61	3.35/0.61	3.35/0.61	3.35/1.22	3.66/1.83	3.66/2.44

Tabla 2.19 Ancho mínimo de carril/ancho de hombro para volúmenes de diseño en calles colectoras (Vehículos por día).¹⁵⁶

ANCHO MINIMO DE CARRIL	ANCHO DE HOMBRO DERECHO DESEABLE	ANCHO DE HOMBRO IZQUIERDO DESEABLE CON 6 O MAS CARRILES DE USO	ANCHO DE HOMBRO IZQUIERDO DESEABLE CON 4 O MAS CARRILES DE USO	ANCHO MINIMO DE HOMBRO IZQUIERDO
3.66 m	3.05 m (3.66*)	3.05 m (3.66*)	2.44 m (3.05 m)	1.22 m

Tabla 2.20 Anchos recomendables de secciones de caminos (Autopistas).¹⁵⁷

¹⁵⁶ Fuente: A policy of geometric design of highways and streets.

¹⁵⁷ Idem 136.

VELOCIDAD DE DISEÑO	DEBAJO DE 400	400 A 1500	1500 A 2000	ARRIBA DE 2000
50 km /h	3.35 m	3.35 m	3.35 m	3.66 m
55 km /h	3.35 m	3.35 m	3.35 m	3.66 m
60 km /h	3.35 m	3.35 m	3.35 m	3.66 m
70 km /h	3.35 m	3.35 m	3.35 m	3.66 m
80 km /h	3.35 m	3.35 m	3.66 m	3.66 m
90 km /h	3.35 m	3.35 m	3.66 m	3.66 m
100 km /h	3.66 m	3.66 m	3.66 m	3.66 m
105 km /h	3.66 m	3.66 m	3.66 m	3.66 m
110 km /h	3.66 m	3.66 m	3.66 m	3.66 m
120 km /h	3.66 m	3.66 m	3.66 m	3.66 m
ANCHO MINIMO HOMBRO				
CUALQUIER VELOCIDAD	1.22 m	1.83 m	1.83 m	2.44 m

*Con volúmenes de camiones arriba de 250 por día.

Tabla 2.21 Anchos de carril mínimo para volúmenes de diseño (Vehículos por día).¹⁵⁸

D) Distancias libres. (Ver fig. 2.133).

La distancia libre vehicular horizontal debe ser el ancho libre medido entre bordes o aceras y la distancia libre vertical debe ser la distancia libre para la circulación de vehículos medido desde la capa de rodadura hasta el punto alto en elevación.

¹⁵⁸ Fuente: Idem 136.

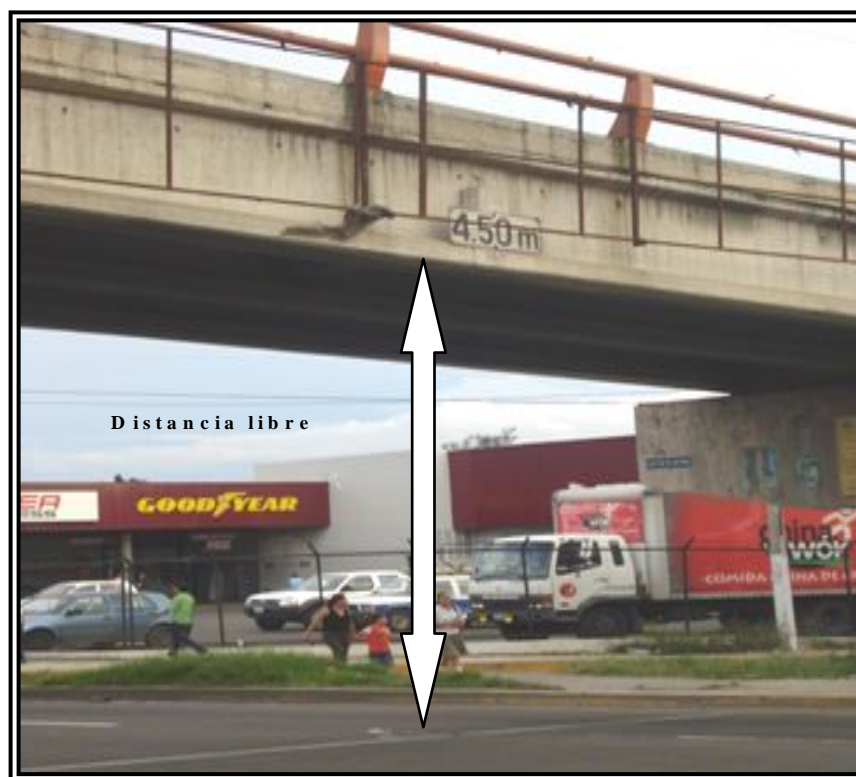


FIG. 2.133 Ejemplo de distancia libre vertical (Paso a desnivel Terminal de occidente)¹⁵⁹.

La distancia libre horizontal fuera de la superficie de circulación vehicular que recomienda el CALTRANS es de 9.10 m (30 pies) o más, con el objetivo de eliminar posibles obstáculos cerca del hombro de la vía. Esta distancia será medida desde el borde de la vía transitada hasta las columnas del puente, estribos o paredes de retención cuando esto sea factible, pero se puede disponer de distancias más pequeñas cuando no sea posible colocar la distancia recomendada (Ver FIG. 2.134). A continuación se mencionan las distancias libres mínimas, las cuales son medidas a partir del borde de la vía transitada.

✚ **Pasos a desnivel de dos carriles** – 3 m (10 pies) como mínimo a ambos lados.

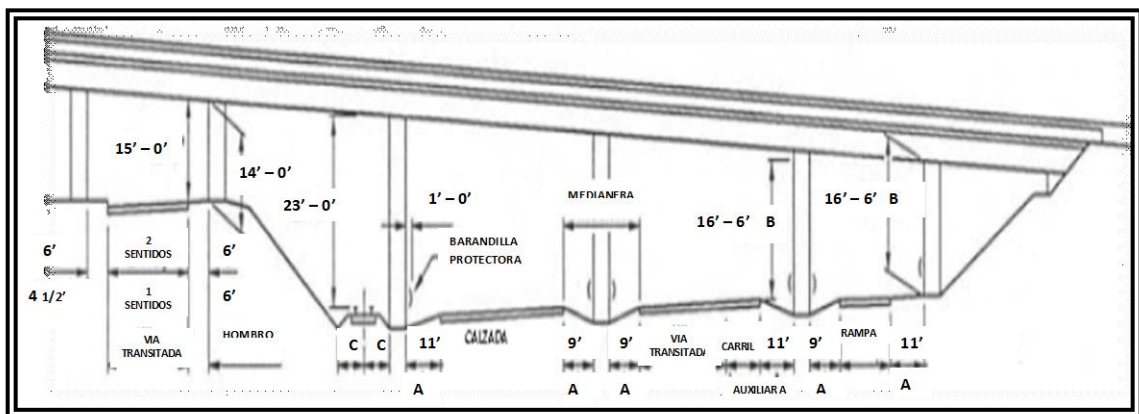
✚ **Pasos a desnivel con múltiples carriles divididos** – A la izquierda del tráfico se debe disponer de 2.75 m (9 pies), y para el lado derecho 3.35 m (11 pies). Para

¹⁵⁹ Ídem 135.

paredes extensas 3.00 m (10 pies) pueden ser adecuados para el lado derecho, y 2.45 m (8 pies) para el lado izquierdo.

✚ **Cualquier otro tipo de vías** – La distancia libre entre columnas, paredes de apoyo o estribos puede ser:

- Tráfico en dos sentidos: 1.80 m (6 pies) a ambos lados de la calzada.
- Tráfico en un sentido: 1.40 m (4.5 pies) a ambos lados de la calzada. (ver FIG. 2.134).



Notas de la figura: A. Cuando no sea disponible la distancia de 9.15 m (30 pies).

B. Distancia libre al borde del hombro.

FIG. 2.134 Distancias libres mínimas horizontales mínimas para pasos a desnivel¹⁶⁰.

Para autopistas la distancia libre vertical mínima debe ser de 5.0 m (16 ½ pies) sobre toda la superficie de tránsito de la vía inferior incluyendo también los hombros. Para carriles de cambio de velocidad y rampas, exceptuando calles colectoras en las que es posible una distancia de 4.60 m (15 pies) sobre la vía transitada y 4.30 m (14 pies) para el hombro.

A continuación se detallan las observaciones de otros reglamentos (Ver Tabla 2.21).

¹⁶⁰ Fuentes: Bridge Design Aids, CALTRANS

<i>Reglamento o normativa</i>	<i>Descripción acerca de la consideración</i>
<p><i>A C I 343</i> <i>(Sección 2.2.1)</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> • El claro libre horizontal mínimo para bajas velocidades y volúmenes bajos de tráfico en puentes debe ser 2.4m más grande que la calle de aproximación al puente. • Los claros libres verticales en autopistas principales y carreteras interdepartamentales en áreas rurales debe ser al menos 5.00 m encima de toda la superficie destinada al tráfico de los vehículos. La distancia libre vertical en cualquier otro tipo de autopistas debe ser al menos 4.25 m encima de toda la superficie destinada al tráfico de los vehículos.
<p><i>A A S H T O</i> <i>(Sección 2.3.3)</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> • La distancia libre vertical de las estructuras viales deben satisfacer la publicación "A Policy of Geometric Design of Highways and Streets" de AASHTO para la Clasificación Funcional de la Carretera; cualquier excepción a la misma se debe justificar debidamente. • Se deben investigar posibles reducciones de la luz vertical provocadas por el asentamiento de las estructuras. Si el asentamiento anticipado es mayor que 25 mm, este asentamiento se debe sumar a la luz especificada. • La luz vertical hasta las señales aéreas y pasarelas peatonales debe ser 0.30 m mayor que la luz hasta la estructura vial, y la luz vertical desde la calzada hasta el elemento inferior de las estructuras aéreas reticuladas no debería ser menor que 5.30 m. • Las distancias libres horizontales son regidas por "A policy of Highways and Streets".

Tabla 2.22 Distancias libres mínimas.

E) Aceras. (Ver FIG. 2.135).

Se le llama acera a la orilla de la calle o vía pública con pavimento adecuado para el paso de peatones.



FIG. 2.135 Ejemplo de acera de un puente¹⁶¹.

- *ACI 343 (Sección 2.2.1).*

Cuando sean requeridas aceras en puentes, éstas deben ser tan anchas como lo requieren las agencias públicas a las que les corresponde la regulación de las dimensiones de este elemento, tal como la OPAMSS para la zona de la capital de nuestro país, pero preferiblemente debería ser alrededor de 1.50 m de ancho y no menos de 1.25 m.

La AASHTO no contiene recomendaciones importantes para este elemento, pero el manual de “Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales” de la Secretaría de integración económica de Centro América (SIECA) contiene recomendaciones basadas en el manual “A Policy of Geometric Design of Highway and Streets”.

¹⁶¹ Fuente: Idem 135.

F) Cordones. (Ver FIG. 2.136).

Cordón se le llama al borde de la acera que generalmente tiene mayor elevación que la superficie de tránsito de los vehículos.

La AASHTO no contiene recomendaciones importantes para este elemento y al igual que para las aceras se puede consultar el manual de la SIECA.

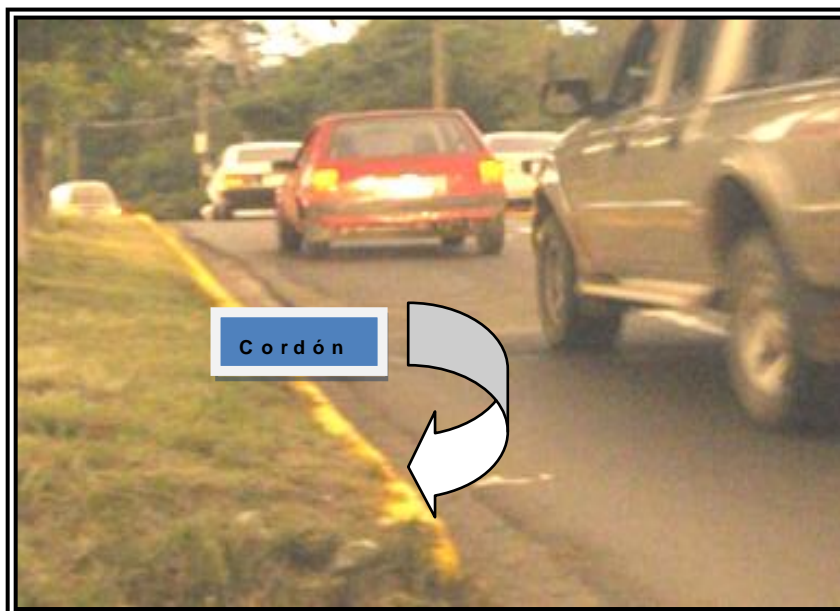


FIG. 2.136 Ejemplo de cordón de un puente¹⁶².

- *ACI 343 (Sección 2.2.1).*

Existen dos tipos de cordones, Estos son cordones **parapeto** (no permiten que los vehículos se monten sobre la acera) y el otro tipo es el **montable** (permite que los vehículos se monten sobre la acera), ambos tipos deben ser diseñados con una canaleta o cuneta para formar una combinación cordón y cuneta. El ancho mínimo recomendable para el cordón debe ser 0.225 m. Los cordones tipo parapeto son relativamente altos y deberían ser diseñados para prevenir que los vehículos se salgan de la superficie destinada a su circulación. Los cordones montables son normalmente más bajos que 0.15m y no deben ser usados en puentes.

¹⁶² Fuente: Idem 135.

G) Mediana (Ver FIG. 2.137).

Se le llama mediana al elemento que separa las calzadas de circulación de vehículos que generalmente van en distintas direcciones, tal como los describe a continuación el comité del ACI.

- *ACI 343 (Sección 2.2.1)*

En la mayoría de las autopistas, el flujo vehicular contrario al de circulación debe ser separado por franjas medianeras. Cuando sea posible, los carriles con flujo vehicular opuesto deben ser separados completamente en dos estructuras diferentes.

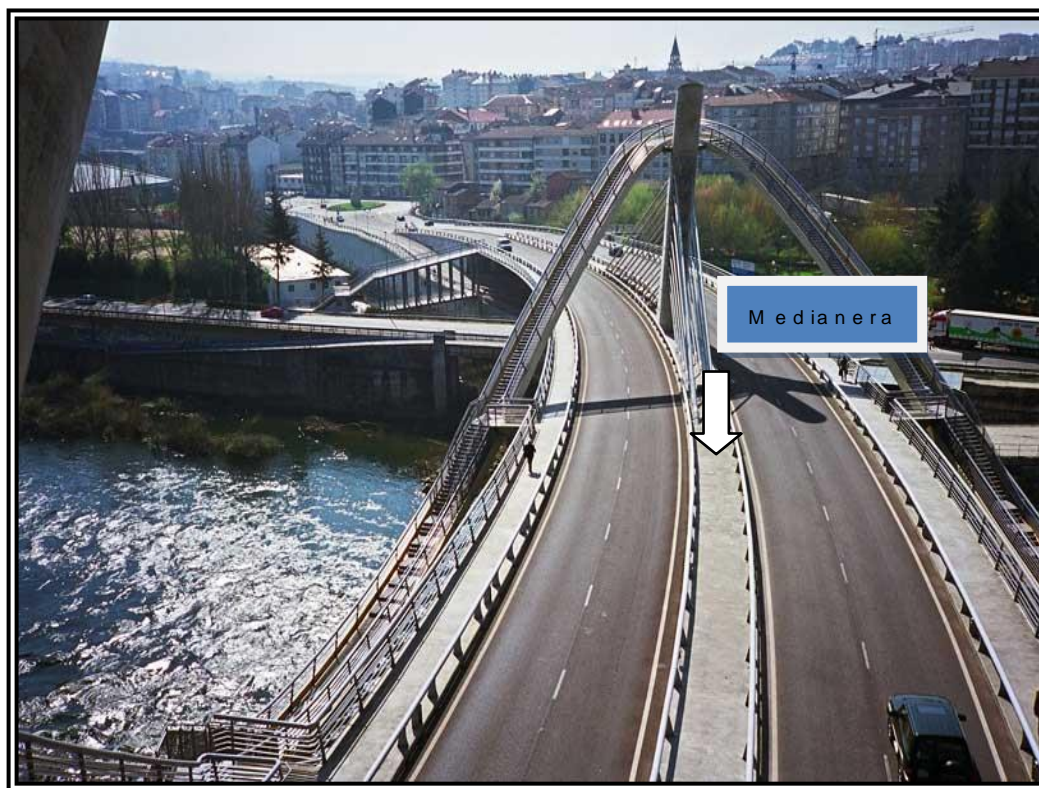


FIG. 2.137 Ejemplo de mediana en un puente¹⁶³.

La AASHTO no contiene recomendaciones significativas para este elemento y al igual que para aceras y cordones hace referencia para este tipo de elementos al documento “A Policy of Geometric Design of Highway and Street.”

¹⁶³ Fuente: webs.uvigo.es/campus/puente_milenio.jpg.

H) Barandal (ver FIG. 2.138).



FIG. 2. 138 Ejemplo de baranda de un puente¹⁶⁴.

Con respecto a este elemento los reglamentos recomiendan lo siguiente que se muestra en la **Tabla 2.23**.

<i>Reglamento</i>	<i>Descripción acerca de la consideración</i>
<i>ACI 343 (Sección 2.2.1)</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Se debe proveer de barandas para la protección de los vehículos, peatón o ambos. • Donde se provea de aceras para peatones adyacente a la calle, se debe colocar una baranda de protección para el tráfico vehicular en el borde de la vía y una baranda para peatones en el borde exterior de la acera.
<i>AASHTO (Sección 2.3.2)</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Se deben proveer barandas a lo largo de los bordes de las estructuras conforme a los requisitos de la Sección 13 de esta misma especificación. • Todas las estructuras de protección deben tener características superficiales y transiciones adecuadas para redirigir el tráfico descarrilado de manera segura.

Tabla 2. 23 Especificaciones para los barandales.

¹⁶⁴ Fuente: Idem 135.

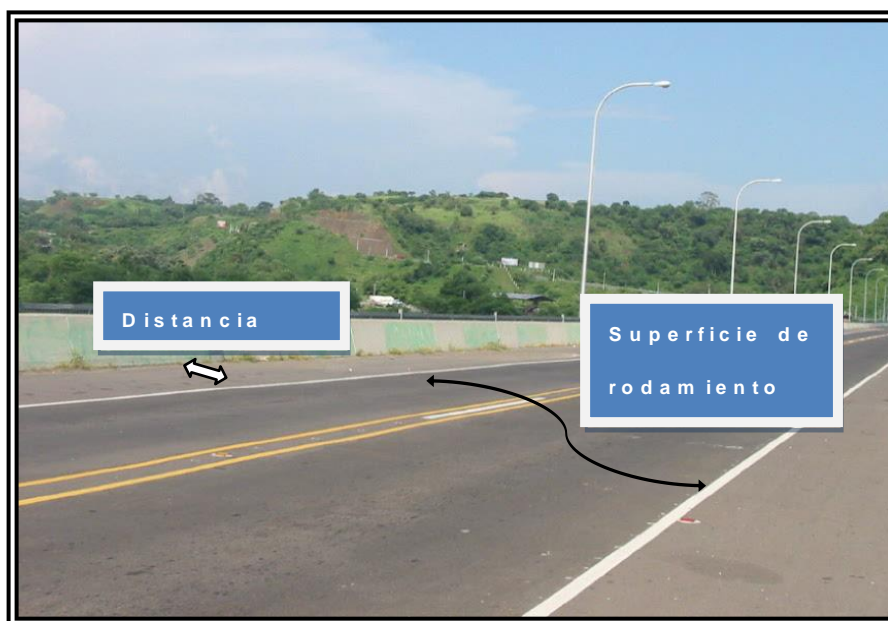


FIG . 2. 140 Ejemplo de superficie de rodamiento de asfalto¹⁶⁶.

<i>Reglamento</i>	<i>Descripción acerca de la consideración</i>
<i>ACI 343</i> (<i>Sección 2.2.1</i>)	La superficie de rodadura debe estar en concordancia con las recomendaciones del ACI 345 para pavimentos de concreto hidráulico.
<i>AASHTO</i> (<i>Sección 2.3.2</i>)	Ver la misma sección de drenaje para cualquier tipo de material (Asfalto o concreto hidráulico).

Tabla 2. 25 Criterios para la Superficie de Rodamiento.

K) Juntas de expansión. (Ver FIG . 2.141).

Las juntas de expansión son dispositivos que permiten movimientos de la superestructura debido a cambios de temperatura, desplazamientos por cargas externas, etc., y evitan que las estructuras adyacentes sufran daños.

¹⁶⁶ Fuente: Idem 135.

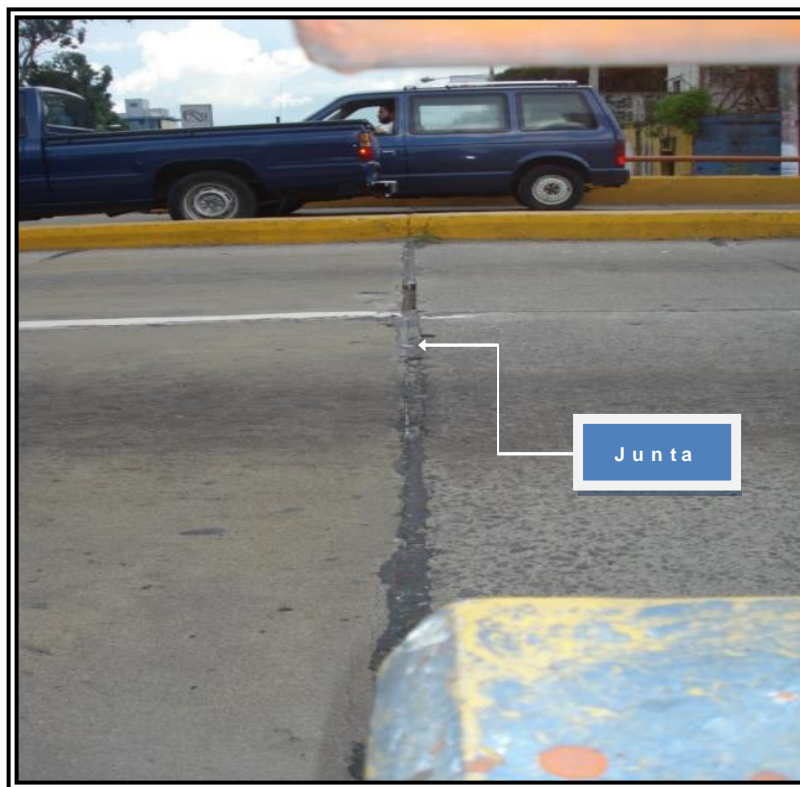


FIG. 2. 141 Ejemplo de junta¹⁶⁷.

Con respecto a este elemento los reglamentos recomiendan lo siguiente que se muestra en la **Tabla 2.26**.

<i>Reglamento</i>	<i>Descripción acerca de la consideración</i>
<i>ACI 343</i> (Sección 2.2.2)	<ul style="list-style-type: none"> Las juntas deben ser colocadas al final de los claros y otros puntos donde sea requerido. En climas húmedos deben ser selladas para prevenir la erosión o relleno de material.
<i>AASHTO</i> (Sección 2.5.2)	<ul style="list-style-type: none"> En los tableros de hormigón expuestos al tráfico los bordes de las juntas se deberían proteger contra la abrasión. Los planos de las juntas prefabricadas deben especificar que todos los elementos que componen la junta deben ser montados como una unidad.

Tabla 2. 26 Criterios para las juntas.

¹⁶⁷ Fuente: Idem 135.

2.5.2. CONSIDERACIONES TÉCNICAS Y ECONÓMICAS.

Al igual que las consideraciones funcionales, las condiciones técnicas son necesarias ya que en estas se toman en cuenta criterios básicos de diseño para los elementos estructurales de un puente, que pueden producir disminuciones en el costo total de construcción de un puente juntamente con la seguridad estructural.

ELEMENTO	CRITERIO			
	COSTO	CONSTRUCCIÓN	APARIENCIA	DISEÑO
Losa	Es la forma más económica de entre todos los tipos para claros por debajo de aproximadamente 12 metros.	Forma y detalles más simples de entre todos los tipos de superestructura.	Sencillo y simple.	Generalmente se realiza manualmente sin análisis de esfuerzos excepto para diseños poco usuales.
Losa de Concreto Presforzado. (In situ)	Más caras que las losas de concreto reforzadas.	Más difícil que las losas de concreto reforzada.	La misma apariencia que las losas de concreto reforzado.	Usadas para claros alrededor de 20 m. Recomendado para condiciones donde una muy baja relación de espesor a claro es requerida (0.030).
Losa de Concreto Presforzado. (Prefabricadas)	Son económicas cuando se ven involucrados muchos claros.	Muy simples formas de trabajo y forma.	La misma apariencia que las losas de concreto reforzado.	Disponibles para claros entre 6 y 15 m, no recomendables para puentes de claros múltiples debido al poco control sobre éstas.

Continuación Tabla 2.27... ..

ELEMENTO	CRITERIO			
	COSTO	CONSTRUCCIÓN	APARIENCIA	DISEÑO
Vigas "T"	Generalmente económicas para claros del entorno de 12 m -18 m .	Complicadas particularmente para estructuras curvas.	No muy buena apariencia visto desde abajo.	Requiere análisis de esfuerzos detallado. Relación de peralte a claro de 0.07 para claros simples, 0.06 para claros continuos.
Vigas de concreto presforzadas (Prefabricadas)	Competitivas con las vigas de acero.	Requiere grandes cuidados posteriores a su construcción.	Similar a las vigas-T, Estas vigas rectas se ven mal en puentes con alineamiento curvo.	Aplicable para claros que rondan los 9-46 m , disponibles en las formas de doble T y en forma de I.
Vigas de Acero (Soldadas)	Aplicable para claros del entorno de 18 y 91 m . Competitiva con las vigas de concreto prefabricadas.	Detalles y forma simple. El único problema puede ser el transporte de éstas.	Pueden ser atractivas a la vista y se pueden hacer curvas para seguir el alineamiento de la carretera.	La relación de peralte a claro está entre 0.06 para claros simples y 0.045 para claros continuos.

Tabla 2.27 Consideraciones técnicas y económicas.

A continuación se describen otro tipo de vigas presforzadas según la AASHTO, éstas son:

ELEMENTO	CRITERIO			
	COSTO	CONSTRUCCIÓN	APARIENCIA	DISEÑO
Vigas Doble T	Aplicadas a claros alrededor de 9.0-18.0m. Competitiva con las vigas de acero.	Complicadas particularmente para estructuras curvas.	No muy buena apariencia visto desde abajo.	El máximo peralte estándar para este tipo de vigas es de 0.8 m.
Vigas I	Aplicadas a claros que rondan los 15.0-36.5m. Competitiva con las vigas de acero.	Complicadas particularmente para estructuras curvas.	No muy buena apariencia visto desde abajo.	El máximo peralte estándar para este tipo de vigas es de 1.7m
Vigas Δ :	Generalmente económicas para claros que rondan los 36.5-46m.	Complicadas particularmente para estructuras curvas.	---	---

Tabla 2.28 Consideraciones técnicas y económicas.

*** Diafragmas (Vigas transversales).**

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las vigas longitudinales y a la superestructura en general. Estos consisten en vigas transversales, generalmente del mismo material que las vigas longitudinales, que se ubican en los extremos del puente

y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral, utilizadas más en vigas de acero pudiendo prescindir de estas en estructuras de concreto, debido a que la losa de concreto por sí misma es muy rígida y proporciona restricciones al pandeo, caso contrario de las metálicas que poseen mayor esbeltez. La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente. Es recomendable que en estructuras donde se requieran diafragmas se pueda optar por estos espaciamientos: claros mayores a diez metros con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos alrededor de cinco metros entre ellos. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas presforzadas tipo cajón con aletas pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de treinta metros.

2.5.3. CONSIDERACIONES ESTÉTICAS.

Un puente debe ser diseñado en armonía con su entorno natural y las estructuras vecinas. Lo atractivo de un puente es generalmente logrado por su forma y por el adecuado proporcionamiento de la superestructura y pilas en relación a la luz del puente y su entorno. Los colores y la textura del puente son otros aspectos importantes. Algunas consideraciones adicionales pueden ser tomadas para la apariencia del puente desde el punto de vista de los usuarios, así como alguien que observa el puente desde fuera de él. Para distintas consideraciones estéticas de varios tipos de puentes, se puede consultar el libro: "Bridge Aesthetics," que es una bibliografía compilada por Martín P. Burke, Jr., P.E., y publicado por "Transportation Research Board". En pasos a desnivel en ciudades o zonas urbanas en donde el espacio es limitado debido a edificaciones circundantes, se debe considerar que el puente debe estar correctamente dimensionado para evitar que parezca desproporcionado con las demás estructuras y no abarcar demasiado espacio. Además, se debe establecer una buena tipología que esté en armonía a la vista de los usuarios y población del lugar, y se puede mejorar con una buena iluminación nocturna con colores variables, tal como es la tendencia en los nuevos puentes en Europa.

2.6. PROCESOS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES.

Numerosos son los factores que inciden en el proceso del diseño de un puente. Cuanto mayor sea la complejidad del proyecto, una mayor cantidad de factores condicionarán el mismo, tomando cada vez más extenso el proceso de diseño. Planteado el problema de diseño de un puente, existen características que serán puntos de partida para el proyecto, en tanto que otras podrán aparecer durante el desarrollo del mismo, como por ejemplo los que dependen de los procedimientos constructivos. A continuación se indica un listado de elementos a tener en cuenta en la construcción de un puente, que no debe considerarse de ninguna manera como taxativo, completo o excluyente.

2.6.1. MÉTODOS Y SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

¿Qué entendemos por Método y por Sistema?

El *Método* define el procedimiento en general. Por ejemplo colamos en sitio o prefabricamos, pretensamos o postensamos. En cambio el *Sistema* suele referirse a un conjunto de dispositivos que aplicados con determinada tecnología permiten lograr un Método constructivo. Por ejemplo, un sistema de postensado, o bien un sistema de transporte y colocación de vigas premoldeadas mediante una Viga de Lanzamiento.

2.6.2. CLASIFICACIÓN BÁSICA DE LOS SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE PUENTES DE CONCRETO.

La clasificación básica resulta muy sencilla, definiendo tres sistemas básicos para construir un puente de concreto que, con excepción del último, son aplicables tanto a la realización de la superestructura como a la infraestructura.

Estas son:

- A) In situ.
- B) Prefabricados y
- C) Otros, los cuales se explican a continuación.

A) In situ.

Este sistema permite la ejecución de la estructura colando el concreto fresco sobre un encofrado emplazado en su posición definitiva que aloja las armaduras, activas o pasivas que han sido previamente dispuestas. Es el método constructivo de estructuras de concreto más antiguo. Desde el punto de vista de la ejecución de un puente, no siempre es aplicable, teniendo en cuenta los requerimientos de apuntalamiento del encofrado (cimbra) que dependen del emplazamiento y de la geometría del puente. Hoy en día se cuenta con sistemas de encofrados y cimbras metálicos que permiten lograr notables reducciones en los tiempos de montaje y amortización de los equipos al posibilitarse reutilizaciones de los mismos. De la FIG. 2.142 a la FIG. 2.146 se observa el proceso constructivo de los diferentes elementos de un puente con concreto reforzado colado in situ.



FIG. 2. 142 Armadura de pilote.



FIG. 2. 143 Armadura de pila tipo pared.

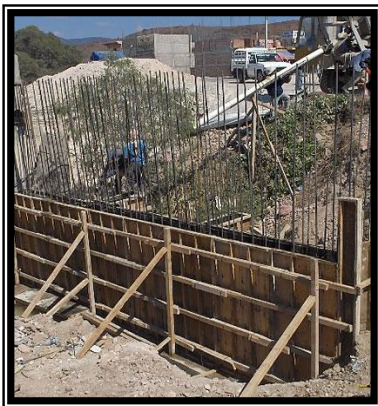


FIG. 2. 144 Encofrado de pila tipo pared.

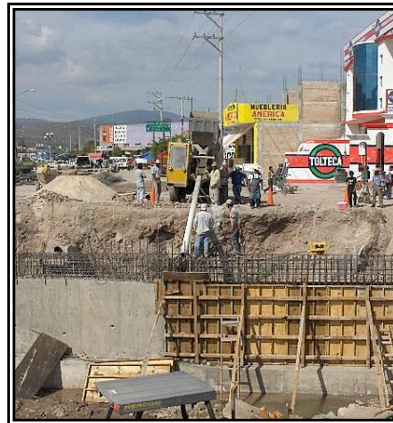


FIG. 2. 145 Colado de estribo de concreto in situ.



FIG. 2. 146 Refuerzo del acero para losa de un puente colada in situ.

B) Prefabricación .

Este método consiste en la construcción de los elementos estructurales en una ubicación ventajosa frente a la definitiva, este elemento se ha de trasladar y colocar en su posterioridad en su emplazamiento definitivo. Se pueden eliminar costosos apuntalamientos y cimbras y evitar obstáculos para la obra. Como contrapartida, se requieren equipamientos auxiliares para transporte, izaje y colocación. En la actualidad, la tecnología aplicada a estos equipos ha permitido lograr notables avances en cuanto a las magnitudes de premoldeo. Por lo tanto, en función del alcance de la prefabricación en la construcción del puente, se podrá definir:

- Prefabricación parcial (Vigas, Dovelas, Losetas, Cenefas, Defensas, etc.).
- Prefabricación total.

B.1) Prefabricación en la superestructura .

A continuación se describirá el procedimiento de construcción para cada uno de los elementos de la superestructura.

- **Tablero.**

Un alto porcentaje de los puentes construidos en todo el mundo corresponden a estructuras de luces moderadas en los que el sistema estructural para la

superestructura está constituido por un conjunto de vigas premoldeadas que soportan y son unidas por una losa "in situ" (FIG. 2.147). Este sistema se justifica por las características geográficas, la tecnología instalada y razones de tiempos y costos de obra.



FIG. 2. 147 Puente con vigas premoldeadas.

La mayoría de estos puentes responden a los llamados puentes de llanura, es decir, puentes que salvan obstáculos de moderada altura o profundidad, pero de considerable extensión y que en el caso de los ríos presentan importantes variaciones estacionales.

Generalmente estos puentes se encuentran alejados de los centros urbanos y de abastecimiento, lo cual dificulta disponer de mano de obra en el lugar, pero con un acceso a los mismos de relativa facilidad. Todos estos factores hacen de la prefabricación la opción más conveniente.

- **Montaje de los tableros.**

En la medida que la accesibilidad esté garantizada, la forma más corriente de montaje de los tableros es con grúas, tanto para las vigas principales como para la prelosas FIG 2.148 y FIG 2.149).



FIG . 2 . 148 M ontaje de vigas prefabricadas .



FIG . 2 . 149 M ontaje de losas prefabricadas .

En ocasiones es necesario recurrir a elementos auxiliares como vigas de lanzamiento, como se muestra en la FIG . 2.150, correspondiente al tramo central de un puente con un esquema estático longitudinal tipo Gerber.



FIG. 2. 150 Montaje de vigaprefabricada viga de lanzamiento.

B.2) Prefabricación en la Subestructura.

Contrariamente a lo que sucede en el caso de la superestructura, no resulta tan común el uso de la prefabricación en la construcción de los apoyos del puente.

- **Pilas.**

Si bien se han desarrollado sistemas de pórticos íntegramente prefabricados (columnas y dinteles), en la mayoría de los casos corrientes, donde se tenga un acceso relativamente fácil a la obra, la utilización de sistemas de encofrados industrializados junto con la posibilidad de bombeo de concreto y la utilización de los servicios de corte y armado en fábrica, hacen que la construcción in situ sea la alternativa más ventajosa. Los sistemas de pilas prefabricados son cada vez más usados; la clave es la repetición y modulación; si se trata de bastantes estructuras con muchas pilas, probablemente resulte más interesante económicamente hablando usar prefabricación; para un solo puente, salvo que sean muy largos, no se amortiza la inversión de la prefabricación, a no ser que se usen diseños previos de los cuales ya se posean moldes y procesos.

Para la construcción de las pilas del puente se considera una división entre pilas bajas y pilas de mayor altura, las medidas de protección a tomar entre unas y otras son bastante diferentes. Las pilas bajas generalmente se consideran aquellas con

una altura comprendida entre los cinco y los veinte metros y se suelen situar entre dos vías de comunicación, como pueden ser cruces entre carreteras o carreteras y ferrocarriles. Para la ejecución de estas pilas bajas generalmente se utilizan encofrados metálicos y la dificultad mayor consiste en integrar las pilas en el medio más que su propia ejecución. En pilas de cierta altura (más de 8 m) no se puede realizar un encofrado de toda la altura de golpe ya que no resultaría económico, además generalmente se requieren formas más específicas dado que aguantan generalmente solicitaciones mucho mayores. Así pues, a continuación, veremos de manera rápida los diferentes métodos constructivos que se emplean para la construcción de pilas de mayor altura.

- **Encofrado deslizante.**

Este sistema es el más utilizado en pilas muy altas ya que se tiene una mayor experiencia en el empleo de éste método. Consisten en un módulo de encofrado generalmente de poco más de 1 m de altura que se eleva de forma continua mediante unos gatos hidráulicos o neumáticos que producen unas elevaciones pequeñas y dan un movimiento constante al encofrado. La velocidad de elevación se regula según el tiempo de curado necesario para que la parte inferior pueda ir aguantando el encofrado y de tal manera que el concreto no se quede completamente seco y que se adhiera.

Hay que tener en cuenta que mediante la construcción por éste método se puede cambiar la sección sin mucho problema, esta es una de las ventajas del método.

Al ser el trabajo continuo se ha de disponer de varios turnos de trabajo, exige un control muy cuidadoso del concreto, ha de haber un control cuidadoso de los suministros de concreto y de su tipología y hay que evitar paradas en la producción que puede producir discontinuidades.

- **Encofrados autotrepantes.**

Es una variante del encofrado trepador aparecido antes del deslizante. Actualmente ha caído en desuso debido al mayor rendimiento del encofrado deslizante. Este tipo de encofrado se desliza verticalmente sobre el hormigón fraguado. Se

compone de un encofrado de altura igual a la de los tramos a hormigonar. Dispone de tres pernos y para el levante del encofrado se quita el perno de espera y el inferior, aflojándose el medio, se levanta el encofrado, deslizando el medio en el montante vertical y guiando el encofrado.

- **Encofrado trepador.**

Este encofrado se apoya directamente sobre la parte de la pila ejecutada con anterioridad. Una vez se sitúa en su sitio apoyado en consolas de trepa, actúa como un encofrado convencional permitiendo la colocación de refuerzo en el tramo y el concreto. Una vez se ha conseguido el fraguado necesario en el tramo superior se procede a abrir los encofrados, separándolos del hormigón y elevarlos a la posición siguiente mediante un sistema de elevación solidario, habitualmente es externo (grúas) ya que es más económico y da menos problema.

Normalmente se disponen en grupos de dos tramos de encofrado de unos dos metros y medio de altura. Se empieza realizando los dos primeros tramos y luego se mueve continuamente el de abajo a la parte superior para continuar con la progresión de la altura. En este caso, uno de los grupos actúa como soporte (consola de trepa) del siguiente. Esto es bastante rústico y caro por lo que es más económico utilizar consolas de trepa (FIG. 2.151).

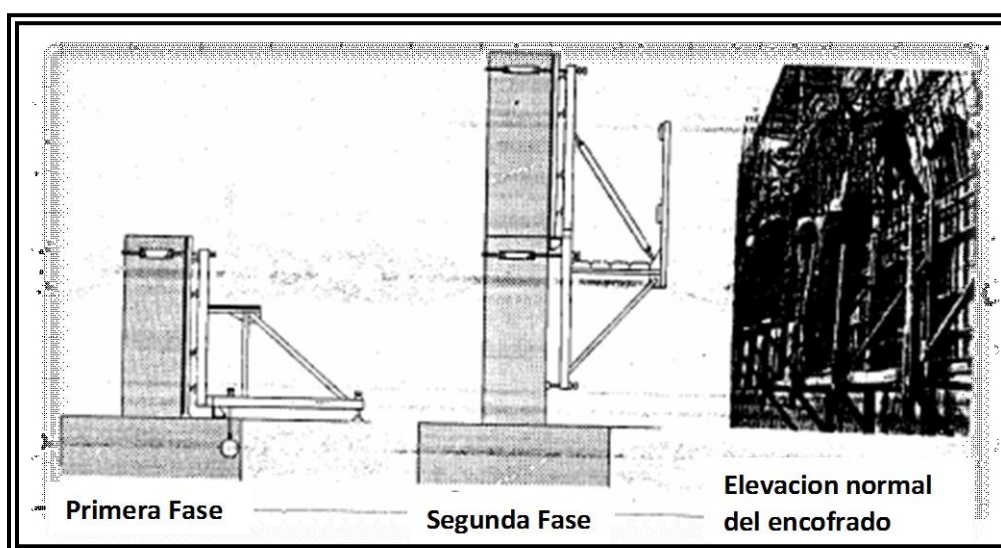


FIG. 2. 151 Fases del proceso de construcción mediante encofrado trepador.

En general este proceso es más lento que los dos nombrados anteriormente pero es un método más normalizado cuanto a materiales por lo que se puede conseguir la reutilización de los tramos en alguna otra obra y bajar los costes fijos de material constructivo. Otra de las ventajas con las que cuenta son mejores acabados y durabilidad del hormigón que en los dos casos anteriores.

- **Estribos.**

En los apoyos extremos de los puentes sucede lo mismo que para las pilas, con excepción de los estribos reales. Este tipo estructural contiene todo el empuje del terraplén, con lo cual se generan importantes superficies de muros de contención. (FIG. 2.152).

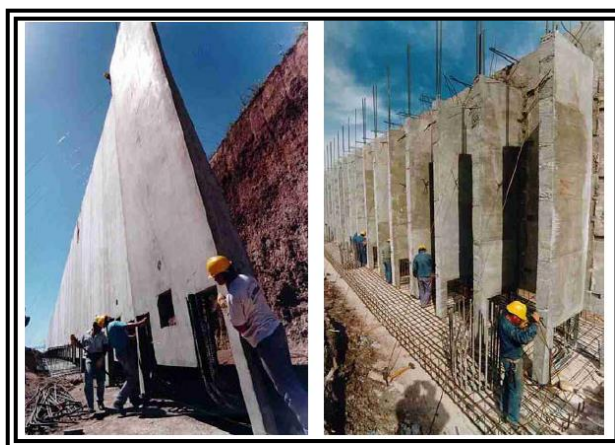


FIG. 2. 152 Muros y estribos prefabricados.

Comienza a ser de uso corriente el empleo de elementos premoldeados tipo pantalla, de características similares a los utilizados para muros de sostenimiento, que pueden ser adaptados para recibir el apoyo extremo del puente.

- **Muros de sostenimiento.**

Si bien pueden no formar parte de la estructura de un puente, su presencia resulta de suma importancia en determinadas obras viales. Estas estructuras, que deben soportar los empujes laterales de los rellenos o cuñas de deslizamiento y las sobrecargas sobre los mismos, dependiendo del caso pueden extenderse a lo largo de varios kilómetros. Grandes superficies a cubrir, exigen propuestas constructivas

adecuadas, que compatibilicen tiempos y costos razonables con buenas terminaciones.

Las grandes superficies provocan un fuerte impacto visual sobre los usuarios de las carreteras o sobre los vecinos a las mismas y deben integrarse de la mejor manera posible con el paisaje (FIG. 2.153).

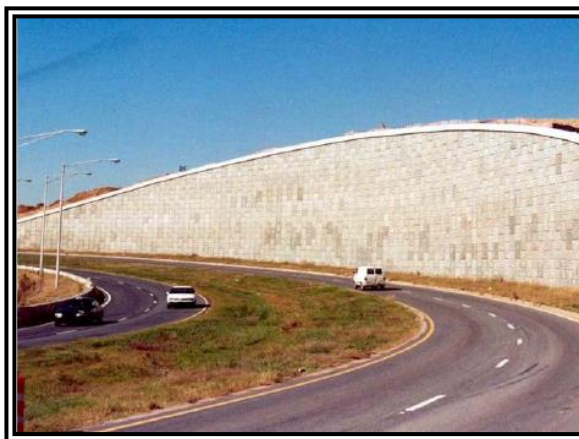


FIG. 2. 153 Muros de sostenimiento prefabricados.

Desde el punto de vista estructural, la utilización de elementos premoldeados en los paramentos permite erradicar una patología muy común en los muros, como son las fisuras por contracción. Además, por tratarse de elementos independientes entre sí, son mucho menos sensibles a los asentamientos diferenciales. El proyecto debe orientarse a lograr soluciones estandarizadas que puedan ser utilizadas en la mayor cantidad posible de lugares, permitiendo explotar al máximo las ventajas de una construcción industrializada. No debe descartarse asimismo durante la elaboración del proyecto, la posibilidad de adaptación del mismo a las diversas tecnologías existentes en el mercado proporcionadas por empresas fabricantes de elementos premoldeados.

C) Otros.

- **Sistema de voladizos sucesivos.**

Existen dos técnicas básicas para la construcción de puentes mediante el sistema de voladizos sucesivos, una de ellas emplea dovelas prefabricadas, las cuales se izan

mediante grúas y otros equipos; la otra técnica consiste en vaciar las dovelas in situ. En el segundo proceso se utiliza un sistema de obra falsa apoyada sobre los tramos ya construidos, el cual recibe el nombre de "carro"; el desplazamiento se realiza simétricamente desde los apoyos hacia los centros de las luces, a medida que avanza se van dejando construidos los tableros (Ver FIG. 2.154 y FIG. 2.155). Cada "carro" se apoya en el borde del voladizo ya construido y soporta las futuras dovelas. Para contrarrestar el peso del concreto fresco, la formaletería y el peso vivo, entre otros, el "carro" utilizaba anteriormente un contrapeso que significaba un aumento de carga muerta que debía sostener el voladizo durante la etapa constructiva. Actualmente, lo que se hace es anclar la zona posterior del "carro" al voladizo ya construido mediante barras metálicas. El desplazamiento del carro se hace apoyado en perfiles metálicos que sirven de riel a todo el sistema. Una vez anclado el "carro", se realizan las labores de armado del refuerzo y vaciado del concreto; cuando la dovela se haya endurecido y alcanzado resistencia, se procede a templar los cables. El tiempo que normalmente se invierte para la construcción de una dovela es de siete días; esta ejecución comprende el avance del "carro", el ajuste del encofrado, armado del refuerzo, cables y anclajes, llenado y por último, el tensado.



FIG. 2. 154 Avance de los carros en forma simétrica hacia el centro del claro.



FIG. 2. 155 Sistema de voladizos sucesivos.

2.6.3. FACTORES QUE INCIDEN EN LA ELECCIÓN DEL SISTEMA CONSTRUCTIVO.

En el punto anterior se mencionaron algunos aspectos que condicionan la elección del tipo constructivo. Se pueden resumir de la siguiente manera:

✚ **Obstáculo a salvar.**

✚ **Magnitudes de la obra.**

- Volumen.
- Repetitividad.
- Geometría.

✚ **Emplazamiento de la obra.**

- Distancia a centros de producción o abastecimiento.
- Accesibilidad.

✚ **Equipamiento.**

- Medios de transporte, izaje y montaje.


2.7. M O D E L A D O .

Hoy en día existen muchos software que facilitan el análisis de estructuras mediante el modelado a través de diferentes métodos, en este apartado abordaremos el modelado de diferentes elementos de puentes vehiculares. Para ello es necesario conocer la base teórica de los métodos que emplean dichos software, para una buena interpretación de los resultados obtenidos del análisis.


El modelado analítico de una estructura de puentes tiene como objetivo y finalidad de proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura. El modelado debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a las que estará expuesta. El modelo generado debe contener la geometría de la estructura, masa de todos los elementos internos y externos que participan, comportamiento de los materiales de la estructura, condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas que actúan sobre la estructura de la manera más cercana a la realidad. En cualquier tipo de modelo que se emplee para representar la estructura de un puente, es necesario utilizar ciertos elementos para describir las características del comportamiento físico entre nodos. Los tres grupos de elementos estructurales, que generalmente se emplean en modelos de puentes son: **elementos lineales, placas** (cascarones, bilineal), y sólidos (tridimensional). Los elementos lineales son de la forma de resortes, elementos viga y barra, empleados principalmente en modelos con forma de esqueletos; las placas, cascarones y elementos sólidos se emplean en modelos de elementos finitos.

Es necesario describir una palabra muy utilizada en el modelado de una estructura, es el término llamado "Discretización", que se refiere más que todo a la manera en que un sistema o estructura se extrae o divide a partir de un conjunto de puntos infinitos a una cierta cantidad finita, es decir, es la manera como la estructura es dividida en elementos que están conectados por medio de una cantidad finita de nodos. Dependiendo de la discretización y el método de análisis estructural se tendrán modelos matemáticos

sencillos o complejos. Varios de los aspectos más importantes para el modelado de la estructura de un puente son:


 **Proceso constructivo.**

Cada etapa de la construcción genera solicitaciones diferentes en los elementos a medida que se erige la estructura y que posiblemente muy desfavorables en el desempeño global de la estructura terminada.

 **Tipología del puente.**

El grado de indeterminabilidad tiende a complicar el análisis, ya que cada subsistema del puente depende grandemente de todos los demás subsistemas de la estructura, siendo necesario que todo el puente sea modelado en forma global.

Es necesario tomar una decisión de las posibles formas de modelar la estructura del puente, ya sean por partes para tomar en cuenta el proceso constructivo, o global. Por lo anteriormente descrito, puede ser que para un mismo puente se tengan varios modelos de la estructura.

 **Método de análisis**

La forma geométrica de la estructura a modelar depende en gran parte del método de análisis matemático a utilizar, por ejemplo si se deben utilizar elementos longitudinales (Barras), superficiales (Placas) o volumétricos (Sólidos). Entre los métodos más utilizados y potentes en la actualidad con la ayuda de software debido a la complejidad de variables que manejan son:

A) Método matricial.

B) Método de elementos finitos (MEF ó FEM por sus siglas en inglés).

A) MÉTODO MATRICIAL.

El *método matricial* es un método analítico y tiene semejanza con los métodos numéricos, tal como el método de elementos finitos, en la forma que utiliza matrices para resolver grandes sistemas lineales (ecuaciones), y es usado en el análisis de pórticos, armaduras y vigas. De acuerdo a lo establecido anteriormente, el método matricial es de gran ayuda para el análisis del tablero de un puente mediante el método de la grilla, también llamado método de analogía de la grilla que se describirá

más adelante. El método matricial utiliza elementos en forma de barra que tienen propiedades geométricas y mecánicas del material que están construidas, lo cual produce cierta resistencia a las deformaciones, esto es llamado rigidez y se representa mediante una matriz para cada elemento. Las barras al estar interconectadas con otras barras mediante nudos que tienen ciertas restricciones, forman un pórtico o armadura. Siendo de esta manera, la estructura completa posee una rigidez global, que se puede establecer matemáticamente mediante el acoplamiento de las matrices de rigidez de cada barra que conforman toda la estructura. Las rigideces individuales de los elementos se obtienen generando desplazamientos unitarios en los grados de libertad de cada nudo, y formulando una serie de ecuaciones que representen la proporcionalidad de las reacciones con cada desplazamiento. Cada grado de libertad genera una incógnita que debe ser resuelta, las ecuaciones son ordenadas de una manera lógica generando la matriz de rigidez. El acoplamiento se realiza por medio del principio básico de estática en los nudos, en el que las fuerzas externas en los nudos deben ser igual a la sumatoria de las reacciones internas en los extremos de cada barra. Para una estructura grande y en 3-D se genera una matriz inmensa que debe ser resuelta por los métodos existentes para calcular las variables de la matriz. Este método conlleva a lo que se le llama soluciones exactas, ya que se realiza mediante métodos analíticos, aunque de una complejidad en cuanto a igual cantidad de ecuaciones e incógnitas.

B) MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF Ó FEM POR SUS SIGLAS EN INGLÉS).

El *FEM* es un método numérico de resolución de ecuaciones diferenciales. Para ello trabaja discretizando la estructura en elementos de forma variada, los cuales pueden ser superficies (paredes o losas), volúmenes (sólidos), que se conectan entre sí mediante "nodos". El FEM parte del cálculo matricial en el planteamiento del equilibrio en los nodos mediante un sistema de ecuaciones resultado de la contribución de los elementos. Este método es muy utilizado para analizar estructuras muy complejas en cuanto a su geometría, pudiendo ser el caso de superestructuras de

puentes con características especiales tales como las de secciones variables, esviaje, alineamiento curvo, presforzado, etc.

A continuación se mencionan algunos programas comerciales especializados en puentes para poder generar modelos que se analizan mediante los métodos de rigidez anteriormente descritos:

- SAP2000.
- STAAD pro (B.E.A.V.A.S.).
- MIDAS Civil.
- LUSAS.

Aunque los modelos de ciertos tipos de puentes, no muy complejos, se pueden elaborar mediante un software de análisis estructural no especializado, éstos requieren mayor dificultad para ser generados, más que todo en la geometría de la estructura.

A continuación se describen métodos para el modelado de la superestructura de puentes comunes en nuestro país construidos de tableros de losa para claros relativamente pequeños y también para puentes viga-losa.


2.7.1. SUPERESTRUCTURA.


a) Método de elementos finitos.

Este es un método que se utiliza siempre con la ayuda de un software computacional debido a la complejidad del análisis generado, por tal motivo se harán recomendaciones para el modelado mediante el FEM utilizando ciertos conceptos básicos. Como se mencionó anteriormente, éste método utiliza elementos tipo área o sólidos. Para el modelado de los tableros de un puente, se recomienda el uso de elementos tipo área. La única limitación es el conocimiento de los conceptos que utiliza el software para el análisis estructural del tablero. Algunos programas distinguen varios tipos de comportamiento de los elementos tipo áreas. Para el software SAP2000, éstas pueden ser:

- Elemento de área tipo Membrana: La teoría del comportamiento en este tipo de área es que solamente permite fuerzas en el plano y momentos en dirección que perforan el plano del elemento de área (Perpendicularmente). En este caso

pueden ser utilizadas para hacer la modelación de elementos estructurales como paredes de cortante.

 Elemento de área tipo Plate: En este tipo de área se permite únicamente las fuerzas actuando perpendicularmente al plano y además los momentos flexionantes con dirección en el plano del elemento. Este tipo de elemento es utilizado para modelar elementos estructurales como losas.

 Elemento de área tipo Shell: Este tipo de área combina el comportamiento de los dos tipos anteriormente descritos. Es la forma adecuada para generar el modelo de los tableros de un puente, así como para las paredes de los estribos del puente.

Para tener de una manera cada tipo de comportamiento de los elementos de área, es recomendable leer el manual del software de análisis que se utilizará para el modelado, ya que estos pueden tener distintas nomenclaturas al nombrar los elementos tipo área. Primeramente en el modelado, el uso elementos finitos requiere el establecimiento de la geometría y elementos de la estructura, y posteriormente la generación de lo que es llamado **m allado** (Mesh) del elemento tipo área o sólido. El m allado se realiza para poder garantizar la conectividad de cada elemento finito que conforma toda la estructura que es discretizada mediante elementos más pequeños.

De acuerdo a lo establecido anteriormente en los conceptos de este método, la creación del modelo conlleva primeramente el establecimiento de los elementos, y en base a éstos se establece la geometría. Posteriormente se realiza el m allado que debe seguir las siguientes sugerencias.

Algunas recomendaciones para el FEM y la elaboración de la m allado son ¹⁶⁸:

1. Cuando sea posible, utilizar elementos finitos de forma regular. Esto tiende al uso de cuadrados en el caso de cuadriláteros y triángulos equiláteros en el caso triángulos. Hay dos reglas que comúnmente son usadas en cuadriláteros, y son

¹⁶⁸ Fuente: "Bridge deck analysis" de Eugene J. O'Brien y Damien L. Keogh.

que las longitudes de los lados perpendiculares no excedan la relación 2:1, y que el ángulo interno entre dos lados no tenga más de 135° .

2. Las discontinuidades en la malla deben ser evitadas. Este caso se puede dar cuando en ciertas regiones se quiere densificar la malla, por ejemplo en lugares cercanos a poyos.
3. Las dimensiones de los elementos en las direcciones longitudinal y transversal deben ser similares para lograr cumplir la recomendación 1.
4. No es necesario que se usen muchos elementos, ya que un número excesivo puede que no resulte en una precisión significativa.
5. Los nodos deben ser localizados de tal manera que coincidan con la posición de los apoyos.
6. Los soportes del modelo de elementos finitos deben parecerse lo más cercano posible a los de la losa o viga real. Esto puede requerir el uso de resortes elásticos para simular apoyos deformables o condiciones del suelo.
7. Las fuerzas cortantes cercanas a los apoyos en el modelo de elementos finitos tienden a ser no muy cercanos a la realidad y deben ser tratados con escepticismo. Sin embargo los resultados a una distancia desde el soporte a más de una vez el espesor de la losa, han sido en mucho casos razonablemente precisos.

Para puentes tipo viga-losa, se puede modelar en forma combinada, tomando las vigas longitudinales y transversales como elementos tipo barra, y la losa es modelada con elementos tipo placa (área).

b) Método de la malla.

El método de la grilla es ampliamente utilizado en el análisis de tableros de puentes. Este conlleva la modelación de la losa de un puente como una estructura hecha de un esqueleto o malla de elementos longitudinales y transversales discretizados, que están interconectados mediante nudos, ver **FIG. 2.156**. De la misma manera, para una superestructura de vigas-losa, los elementos longitudinales de la malla representan las vigas del tablero de puente y los

elementos transversales representan los diafragmas y la losa discretizada en el modelo. Las consideraciones para elaborar un modelo en base a ciertas características especiales del tablero se verán más adelante con ejemplos gráficos y sencillos. Se debe comentar que debido a que la malla es solamente una aproximación a la realidad del tablero del puente, este nunca será establecido como exacto.

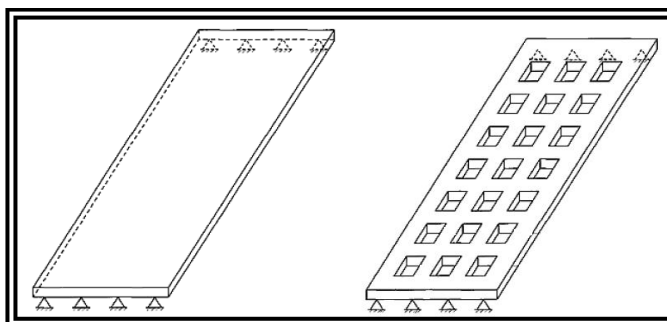


FIG. 2. 156 Idealización de la grilla: (Figura izquierda) Losa; (figura derecha) Malla (grilla) correspondiente¹⁶⁹.

Un beneficio de este método sobre otros, es que es muy comprensible aunque está siendo reemplazado por el FEM para superestructuras complejas, aunque para ciertos modelos se utiliza una combinación de elementos tipo barra y elementos de área analizados mediante el FEM.

Es difícil hacer recomendaciones específicas del uso del método de la malla, ya que es aplicado a una amplia variedad de formas de estructuras. No es necesario proveer un número excesivo de elementos en la malla hasta saturar la cantidad de datos que se obtendrán después del análisis, y hasta cierto punto, esto no garantizará una exactitud adicional. Algunas recomendaciones para el modelado de la malla son¹⁷⁰:

1. Los miembros longitudinales deben ser colocados en líneas de resistencia en la losa del puente. Las líneas de resistencia pueden consistir en concentraciones de

¹⁶⁹ Fuente: Ídem 148.

¹⁷⁰ Fuente: Ídem 148.

refuerzo, localización de tendones de presfuerzo y vigas en puentes del tipo viga-losa.

2. Donde sea posible, los miembros de la grilla deben ser localizados tal como los nudos, coincidiendo con la posición de soportes de apoyo de la losa o viga. Se debe evitar mover o inclinar los elementos para hacerlos coincidir con la posición de los apoyos (Ver FIG. 2.157), ya que esto produce complicaciones en el análisis de los resultados.

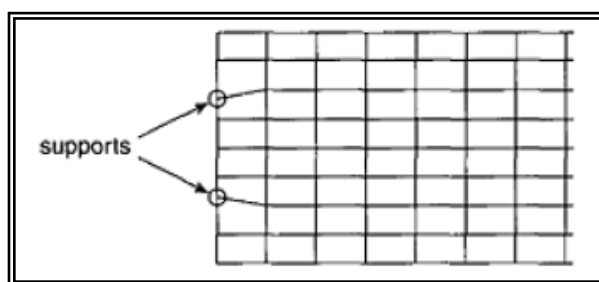


FIG. 2. 157 Ajuste incorrecto de malla cerca de los soportes¹⁷¹.

3. El espaciamiento a menudo es regido por la posición de los soportes y líneas de resistencia. Un espaciamiento razonable para las vigas longitudinales es alrededor de 1 y 3 veces el espesor de la losa. Sin embargo espaciamientos significativamente más grandes son posibles sin la gran pérdida de exactitud, particularmente en puentes amplios.
4. Las vigas transversales deben tener un espaciamiento algo similar a las vigas longitudinales, pero a menudo el espaciamiento será más grande que la de las vigas longitudinales. Una elección de entre 1 y 3 veces el espaciamiento longitudinal es razonable. Los miembros transversales también deben ser colocados coincidiendo con las líneas de resistencia transversal de la losa, tal como diafragmas reforzados arriba de las pilas del puente.
5. Si existe duda del espaciamiento de la malla, se puede realizar una comparación de los resultados de la grilla con una de grilla más refinada. Para los resultados

¹⁷¹ Fuente: Ídem 148.

de momentos flectores, al incrementar la densidad de la grilla tiende a incrementar la precisión.

6. Es recomendable que el eje de los elementos longitudinales en cada borde de la malla deba estar colocada a una distancia de 0.3 veces el espesor de la losa, medido desde el borde de la losa. Esto no quiere decir que los apoyos sean ubicados en una posición incorrecta, ver **FIG . 2.158**.
7. Los soportes de la grilla deben parecerse lo más cercano posible a los de la losa o viga real. Esto puede requerir el uso de resortes elásticos para simular apoyos deformables o condiciones del suelo.

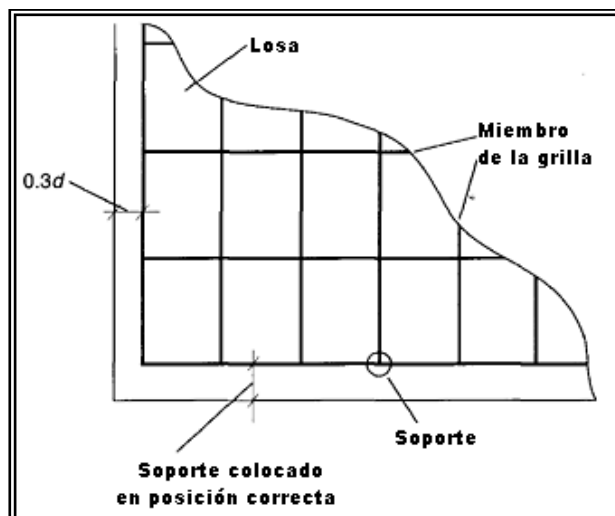


FIG . 2. 158 Ejem plo de elementos en bordes de la grilla¹⁷².

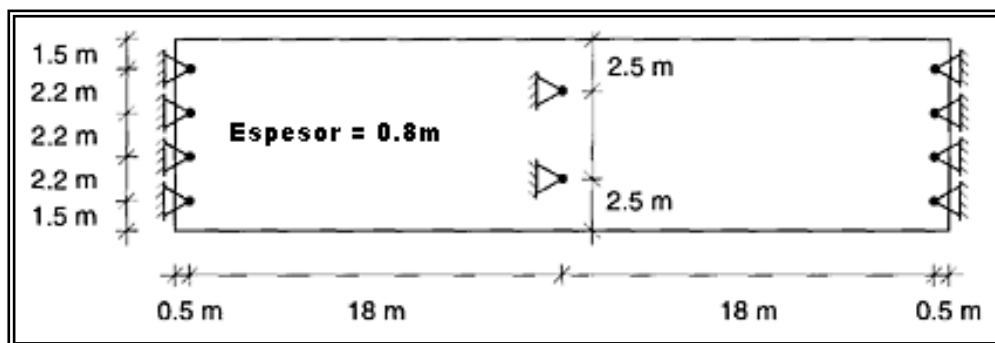


FIG . 2. 159 Vista en planta de puente tipo losa de dos claros¹⁷³.

¹⁷² Fuente: Ídem 148.

En la FIG. 2.159 muestra un ejemplo del posible arreglo de la grilla de un tablero con las características geométricas que se muestran en la FIG. 2.160 y que cumple con las recomendaciones anteriormente descritas para el modelo usando este método.

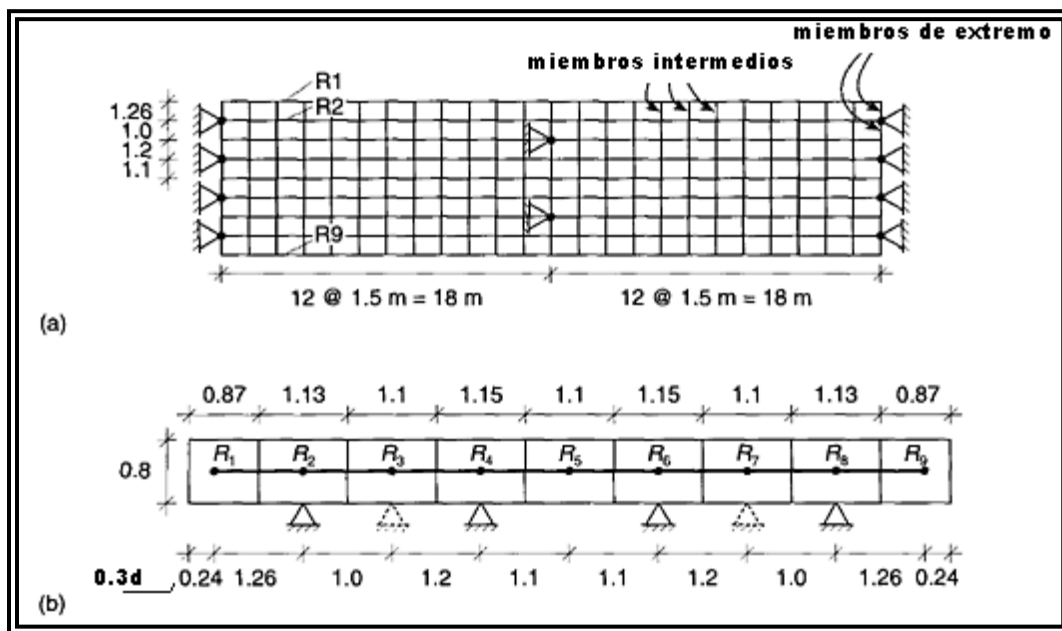


FIG. 2. 160 Malla de la grilla: (a) Planta, (b) Sección transversal¹⁷⁴.

A partir del arreglo mostrado se pueden calcular las propiedades de cada parte que conforma la malla, ya sean miembros longitudinales o transversales. Entre las propiedades necesarias se encuentran: inercia a flexión, y constante torsional de Saint Venant conocido como módulo de torsión. Debido a que el análisis para cálculo de las acciones internas es muy complicado para hacerlo en forma manual, la malla es modelada en un programa de computación que ahorra este proceso de análisis.

Dentro del modelado en el programa, la fase de asignación de dimensiones de las secciones ahorra el cálculo de las propiedades de los elementos, ya que el programa puede calcularlas automáticamente, aunque la mayoría de programas

¹⁷³ Fuente: Ídem 148.

¹⁷⁴ Fuente: Ídem 148.

permiten introducir manualmente los valores de las propiedades de los miembros de la malla para secciones complicadas, pero es más favorable dejar que el programa realice este paso. Por tales razones, y en vista que el puente a modelar en el próximo capítulo se analizará mediante un programa, solamente se describen los pasos para generar la malla y las dimensiones de sus elementos, descartando el paso de cálculo de inercia a flexión y módulo de torsión.

A continuación se describen ciertos casos particulares para algunos tableros de puentes.

2.7.1.1. Bordes de voladizo.

A menudo los tableros poseen una zona de espesor reducida en sus bordes, estos son conocidos como voladizos.

El efecto que produce un borde en voladizo es cambiar la rigidez del tablero. En puentes tipo losa, la rigidez apropiada es determinada primeramente calculada la posición del eje neutro para el tablero completo, y las propiedades de cada parte son calculadas alrededor de este eje al hacerlos de forma manual. Esto no es aplicable cuando el voladizo es de grandes dimensiones y que tenga elementos rigidizantes en su extremo, tal como se demuestra en la FIG. 2.161, debido a que el comportamiento de este tipo es diferente.

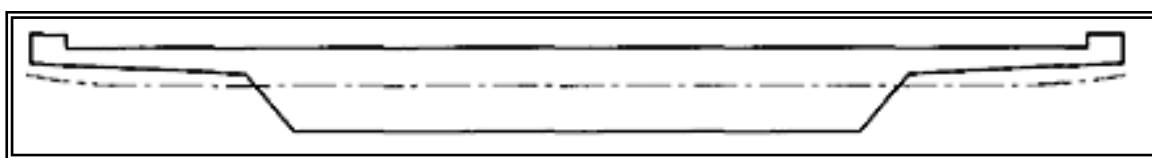


FIG. 2.161 Borde en voladizo con rigidizante en su extremo¹⁷⁵.

Para el tablero con las características geométricas detalladas en la FIG. 2.162, se puede generar una malla como se muestra en la FIG. 2.163.

Siempre el primer paso es determinar la posición del eje neutro, posteriormente se divide la sección transversal en un número de segmentos, tal como se ha

¹⁷⁵ Fuente: Ídem 148.

elaborado la grilla y se calculan las propiedades de cada segmento alrededor del eje neutro de toda la sección al hacerlo en forma manual.

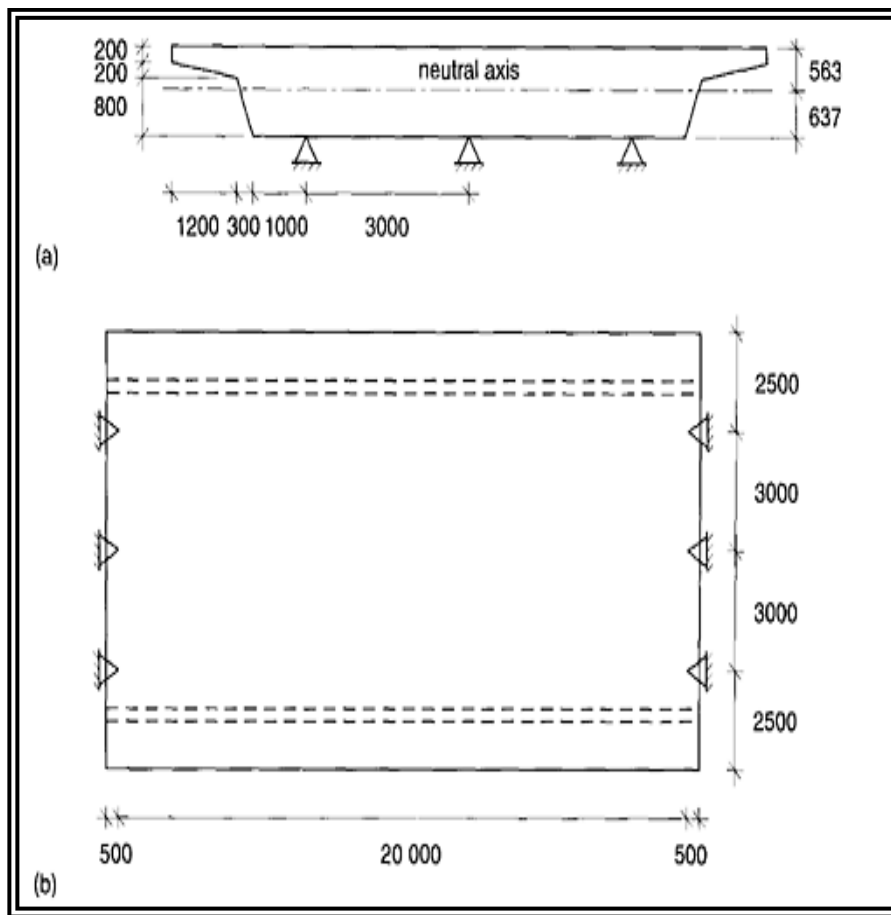


FIG. 2. 162 Tablero de puente con voladizo: (a) Sección, (b) Planta ¹⁷⁶.

Las recomendaciones anteriormente descritas se obvian cuando el modelo se hace en un programa computacional, en el que los elementos que se encuentran arriba o abajo del eje centroidal de la sección compuesta se pueden colocar con una excentricidad para que su posición sea la correcta, por consiguiente el programa considerará dicho caso particular para el cálculo de las propiedades de la sección.

¹⁷⁶ Fuente: Ídem 148.

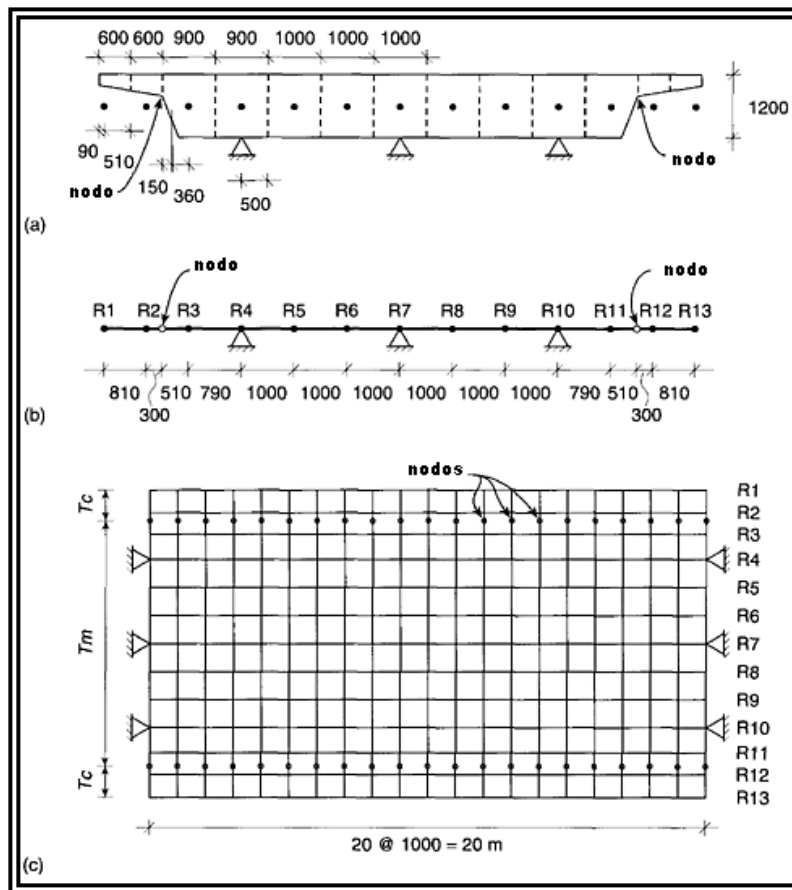


FIG. 2. 163 Modelo de grilla de puente con voladizo: (a) Sección transversal con segmentos respectivos, (b) Sección transversal con espaciamientos entre elementos de la grilla, (c) Planta de la grilla¹⁷⁷.

2.7.1.2. Losa con agujeros.

A menudo se presentan huecos longitudinales en los tableros de puentes, con el propósito de reducir el peso propio de la estructura.

Como una sugerencia para este tipo de tableros es que cuando se tienen agujeros con diámetro menor alrededor del 60% del espesor de la losa, se puede modelar la losa hueca con los mismos métodos que los usados para losas solidas. Ahora bien, cuando es excedido el límite del 60% del espesor de la losa, el comportamiento es parecido al de una sección celular. Los tableros

¹⁷⁷ Fuente: Ídem 148.

celulares tienen otro tipo de comportamiento, tal como se ilustra en la FIG. 2.164, el cual puede ser modelado usando una variación de la grilla convencional que se detallará más adelante.

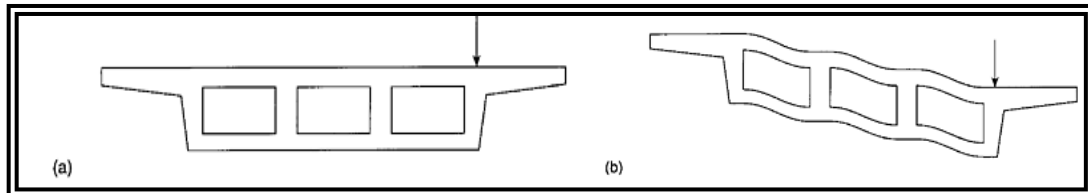


FIG. 2. 164 Tablero celular: (a) Geometría original; (b) Forma deformada¹⁷⁸.

En las FIG. 2.165 y FIG. 2.166 se muestra un ejemplo de la sección de la losa hueca 24.00 m de claro, y la forma de generar la grilla.

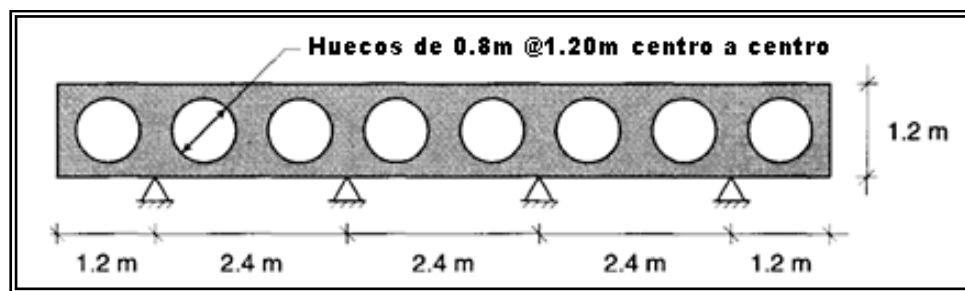


FIG. 2. 165 Sección transversal de losa hueca¹⁷⁹.

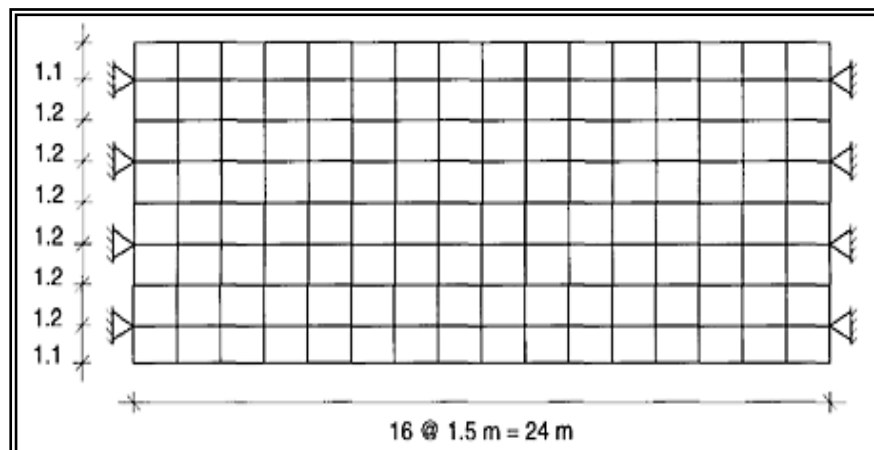


FIG. 2. 166 Grilla de tablero de puente¹⁸⁰.

¹⁷⁸ Fuente: Ídem 148.

¹⁷⁹ Fuente: Ídem 148.

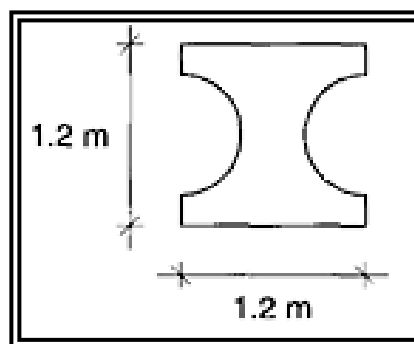


FIG . 2. 167 Segmento longitudinal¹⁸¹.

Para este tipo de tableros, fácilmente se determinan las propiedades de geométricas de los elementos longitudinales, pero la dificultad se presenta en la estimación de la inercia a flexión y módulo torsional de los elementos transversales, debido a la existencia de los agujeros en el tablero (FIG . 2.167). Se recomienda usar el método de Elliott para el cálculo manual, éste método da el valor de inercia en términos del espesor de la losa “d” y el diámetro de los agujeros “d_v”.

$$I = \frac{d^3}{12} \left[1 - 0.95 \left(\frac{d_v}{d} \right)^4 \right] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

A continuación se describe una de las tipologías más adecuadas para el modelado mediante el método de la malla.

2.7.1.3. Puentes de viga-losa.

Este tipo de puentes difieren de los puentes tipo losa, ya que una gran parte de la rigidez se concentra en vigas discretas las cuales están localizadas a lo largo del eje longitudinal de la estructura. El modelado de este tipo de tableros de puentes viga-losa, mediante el método de la malla, generalmente sigue el mismo procedimiento que para los de tipo losa. La excepción obvia es que las

¹⁸⁰ Fuente: Ídem 148.

¹⁸¹ Fuente: Ídem 148.

vigas de la malla deberán ser colocadas en la misma posición de las vigas longitudinales del tablero.

Las propiedades a considerar en las vigas de la malla son tomadas de la viga real y el tablero que se apoya sobre ellas, a diferente de los puentes tipo losa, las propiedades de la secciones para los tableros de vigas y losa son generalmente calculadas a partir de esta sección compuesta y no del centroide del tablero completo.

Los miembros transversales de la grilla deben ser colocados en las posiciones de las vigas diafragma, la losa actuará como alas para tales vigas, generando secciones "T" ó "L". Para las secciones "L" de los bordes, se recomienda un ancho de ala de $b_w + s$, donde "s" es el espaciamiento entre vigas (Ver FIG. 2.168).

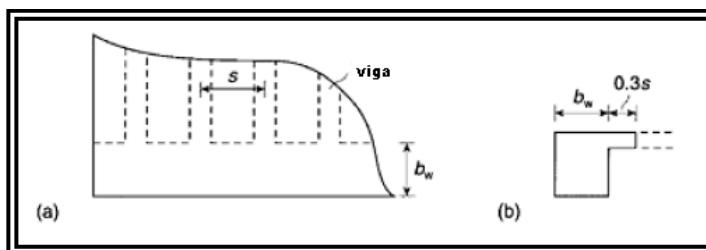


FIG. 2. 168 Ancho de ala efectiva para vigas diafragma: (a) Planta en el borde del tablero, (b) Sección de viga "L"¹⁸².

En adición a estas recomendaciones, se requieren otros miembros transversales para representar la rigidez transversal de la losa. Para tableros de losa, el espaciamiento debería estar alrededor de una y tres veces el espaciamiento de los miembros longitudinales, tal como se describió anteriormente. Este espaciamiento es también recomendado para tableros de viga-losa, aunque espaciamientos más grandes son posibles sin la pérdida significativa de precisión.

¹⁸² Fuente: Ídem 148.

Las propiedades de los miembros transversales de la grilla deben ser obtenidas de las propiedades de las vigas diafragmas o losa, cada una actuando alrededor de su propio eje. A propósito de un breve ejemplo para la elaboración de una malla, la FIG. 2.169 muestra la sección de un tablero de puentes tipo viga-losa de 20.00m de claro, centro a centro entre apoyos, y con dos diafragmas ubicados en los extremos del tablero.

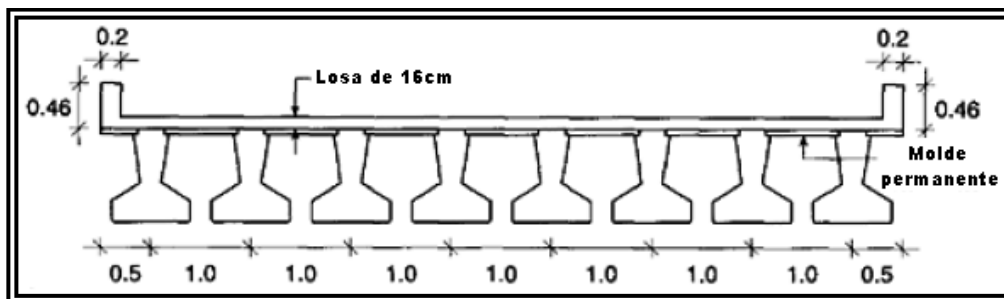


FIG. 2. 169 Tablero de puente tipo viga-losa.¹⁸³

Al generar la grilla se toman los elementos longitudinales en la posición respectiva de cada viga real. Para los elementos transversales se puede optar por una relación 2:1 centro a centro de los miembros transversales respecto a los longitudinales, la malla que se forma es la que se muestra en la FIG. 2.170.

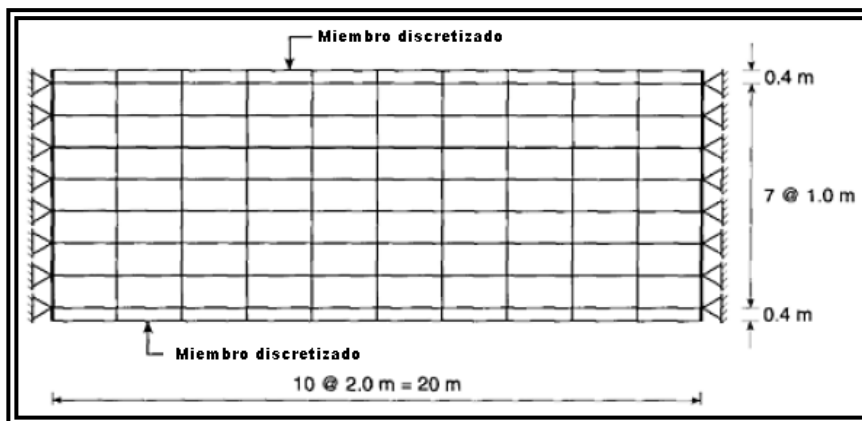


FIG. 2. 170 Grilla generada para un puente tipo viga-losa.¹⁸⁴

¹⁸³ Fuente: Ídem 148.

¹⁸⁴ Fuente: Ídem 148.

Cumpliendo con las recomendaciones que se describieron anteriormente, las propiedades de las secciones se toman alrededor del centroide de cada una de éstas. En la FIG. 2.171 se muestra el borde del tablero en la dirección transversal, pudiendo diferenciar entre los dos tipos de miembros transversales de la grilla, diafragma y losa.

Es necesario que en el modelado mediante el programa computacional se introduzca la excentricidad del elemento, para que éstos se encuentren en su posición correcta.

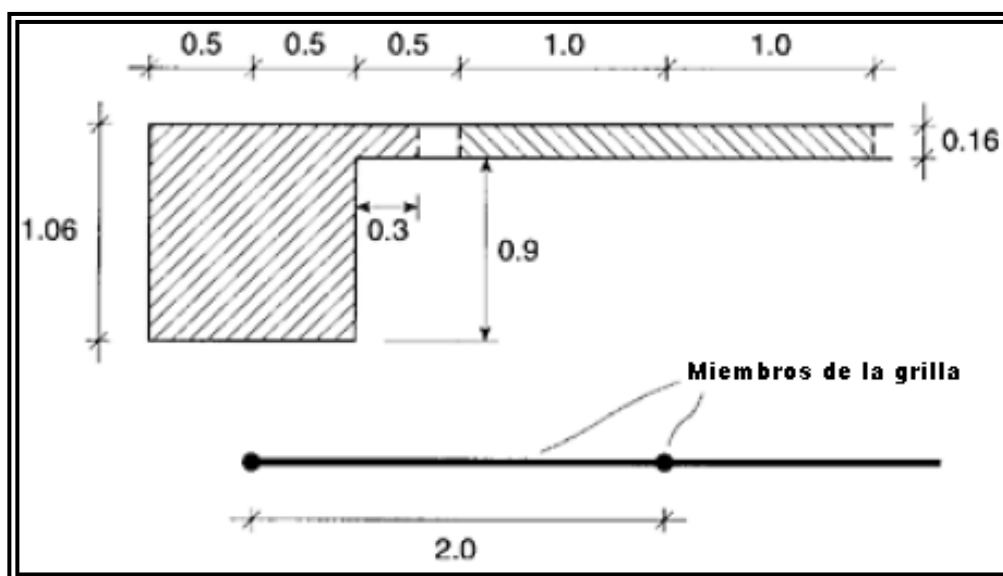


FIG. 2.171 Sección del diafragma.¹⁸⁵

A continuación se describirán ciertas recomendaciones para el método de la grilla en tableros celulares.

2.7.1.4. Puentes de tablero celular.

Los tableros celulares de puentes son formados mediante la incorporación de grandes agujeros entre el espesor de la losa, ver FIG. 2.172. Los más comunes son los tableros de tipo cajón, con una o múltiples células.

¹⁸⁵ Fuente: Ídem 148.

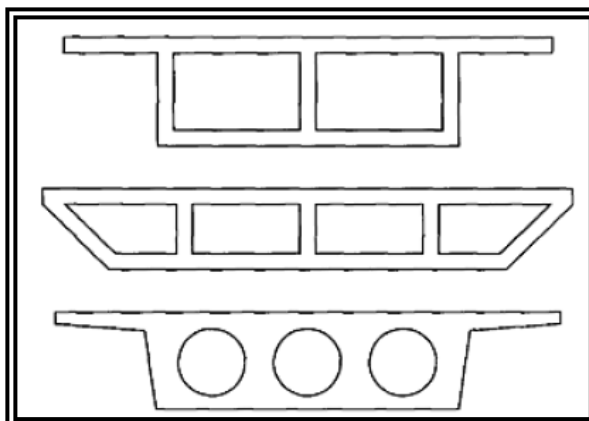


FIG . 2. 172 Ejemplos de puentes celulares.¹⁸⁶

El modelado de los tableros celulares es logrado mediante el uso de lo que es llamado la “malla flexible a cortante”. En este método el tablero es idealizado como una malla con vigas de la manera usual a las mallas anteriormente mencionadas, excepto que para los miembros transversales es aplicada un área de cortante reducida, de tal manera que se presenta una distorsión de deformaciones como en los tableros celulares reales. Para las propiedades de la sección de cada miembro longitudinal que se forma al elaborar la malla, se calcula alrededor del centroide de la figura individual, tal como en los métodos anteriores. Para los miembros transversales se utilizan las áreas de las alas superior e inferior de la célula, y se determina alrededor del eje medio de la sección del tablero, ver FIG . 2.173 .

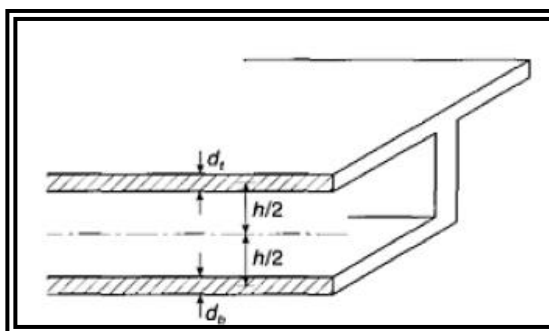


FIG . 2. 173 Sección longitudinal del puente celular para flexión transversal.¹⁸⁷

¹⁸⁶ Fuente: Ídem 148.

La FIG. 2.174 muestra la sección de un tablero celular, en el cual se dividen las células para formar la grilla con espaciamientos tal como se observa en la FIG. 2.175.

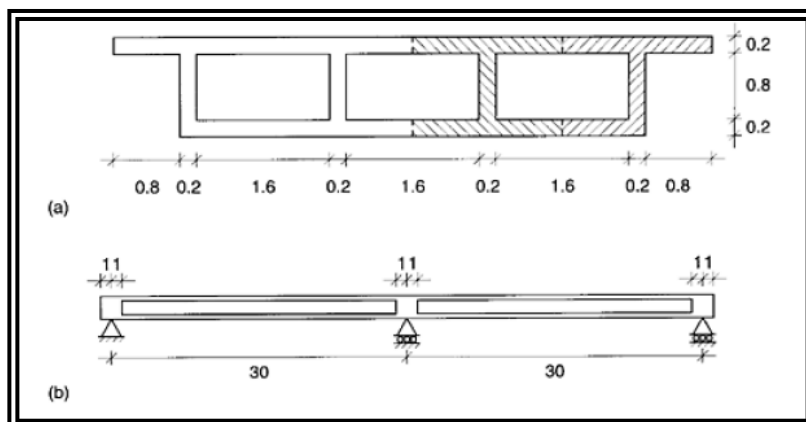


FIG. 2.174 Tablero celular: (a) sección transversal, (b) Sección longitudinal¹⁸⁸.

La división de cada célula tal como se muestra en la figura superior permite hacer la modelación de elementos de presfuerzo que varían en profundidad a lo largo de la altura de cada membrana vertical, típica en este tipo de tableros.

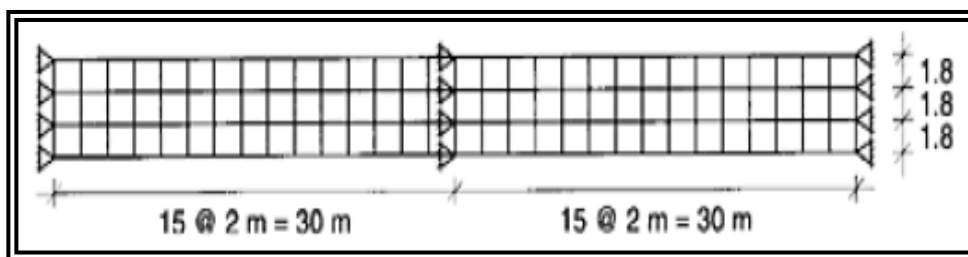


FIG. 2.175 Grilla del tablero celular¹⁸⁹.

2.7.1.5. Puentes esviados.

Muchos tableros de puentes incorporan algún grado de inclinación y otros son curvos vistos en planta. Un modelo de malla o de elementos finitos puede ser

¹⁸⁷ Fuente: Ídem 148.

¹⁸⁸ Fuente: Ídem 148.

¹⁸⁹ Fuente: Ídem 148.

elaborado para tales tableros, basados en las recomendaciones anteriores con algunas consideraciones dadas a continuación.

Un tablero con esviaje significativo conlleva a una distribución no uniforme de las reacciones entre los soportes. Se debe tener ciertos cuidados en el modelado de los sistemas de soporte. Las mayores reacciones tenderán a ocurrir en esquinas obtusas en los tableros esviados y reacciones menores en esquinas agudas. En tableros altamente esviados puede ocurrir fuerza de levantamiento en esquinas agudas, lo cual debe ser evitado.

a) Modelado de elementos finitos.

El modelado de tableros esviados o curvos mediante el método de elementos finitos deben ser elaborados siguiendo las mismas recomendaciones que para tableros rectos. Generalmente no se presentan consideraciones especiales. Solamente que cuando se utilizan mallas con elementos en forma de cuadriláteros con ángulos muy pequeños puede resultar en errores, en estos casos se puede usar un mallado como se observa en la FIG. 2.176.

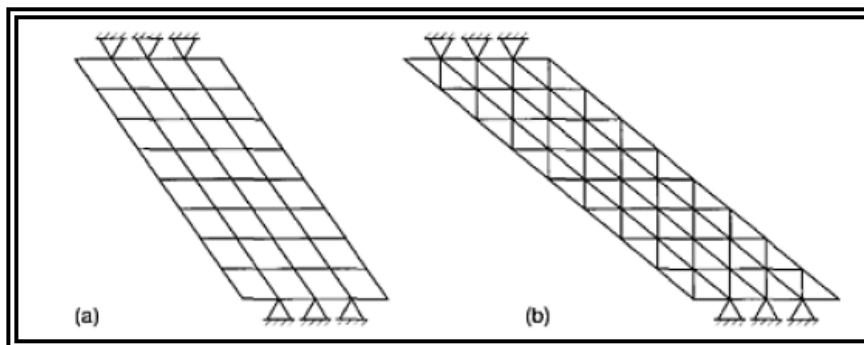


FIG. 2.176 Mallas alternativas de elementos finitos: (a) Elementos finitos en forma de cuadriláteros inclinados, (b) elementos finitos triangulares¹⁹⁰.

b) Modelado de malla.

Un modelo de malla adecuada para un tablero de puentes dependerá grandemente del ángulo de esviaje, claro del tablero, y ancho de tablero. Una

¹⁹⁰ Fuente: Ídem 148.

consideración importante es la colocación de los miembros de la grilla en la dirección de la resistencia principal del sistema. La **FIG. 2.177a** muestra un tablero de puente largo y estrecho con un gran esviaje, y la **FIG. 2.177b** muestra una malla adecuada para este tablero.

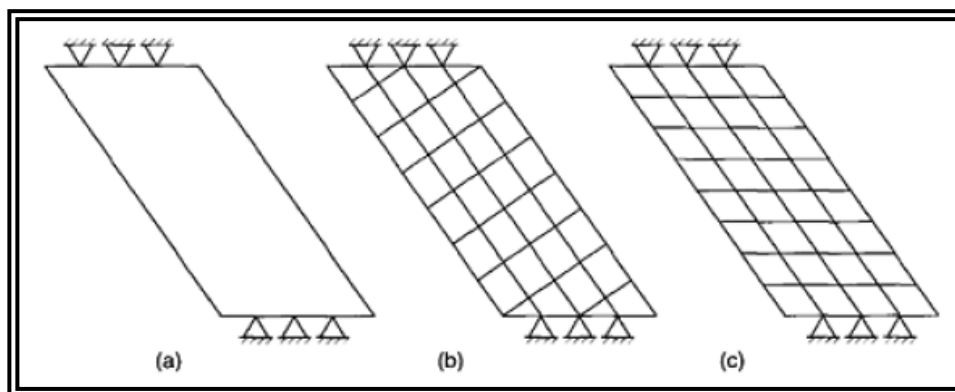


FIG. 2. 177 Tablero largo y estrecho: (a) Vista en planta, (b) Diseño de grilla, (c) Diseño de grilla alternativa¹⁹¹.

En los puentes largos, el tablero tenderá a arquearse a lo largo del esviaje, así que los miembros longitudinales de la grilla son alineados en esa misma dirección. Los miembros transversales de la grilla deben ser colocados en forma perpendicular a los miembros longitudinales para grandes ángulos de esviaje, por lo general rondando los 15 a 30° o mayores, aunque se dispone a criterio del diseñador la manera de realizar el modelo. Para excepciones a lo anteriormente descrito para los elementos transversales, se deberá colocar estos en forma paralela al refuerzo transversal, tal como se muestra en la figura **FIG. 2.177c**.

En tableros de puentes cortos y amplios con poco esviaje se pueden cumplir las mismas consideraciones de ortogonalidad entre los elementos transversales y longitudinales, ver **FIG. 2.178**.

¹⁹¹ Fuente: Ídem 148.

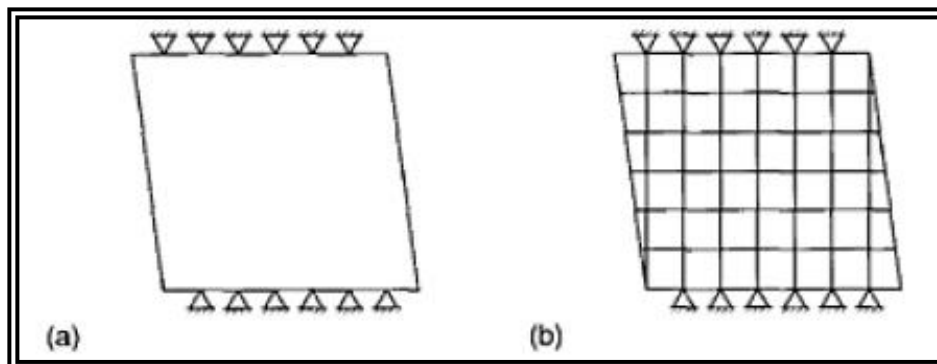


FIG. 2. 178 Tablero corto y amplio: (a) Vista en planta, (b) Diseño de grilla ortogonal a bordes para esviajes significativos¹⁹².

Para tableros curvos no se generan problemas particulares para la modelación de la grilla. Algunos programas de análisis permiten elementos curvos, pero la densidad de la grilla con elementos rectos resulta en modelos suficientemente precisos. La FIG. 2.179 muestra una malla de grilla adecuada para un tablero curvo, en el que los miembros longitudinales aunque sean rectos, siguen cercanamente la forma curva debido a la densidad de la grilla.

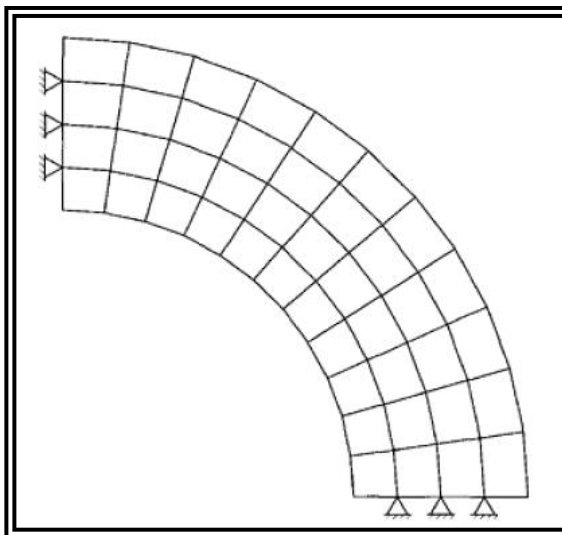


FIG. 2. 179 Diseño de grilla de un tablero curvo¹⁹³.

¹⁹² Fuente: Ídem 148.

¹⁹³ Fuente: Ídem 148.

Los elementos transversales radian desde el centro de la curva, en este caso, son aproximadamente perpendiculares a los elementos longitudinales.

A continuación se describe brevemente ciertas consideraciones para el modelado de la subestructura.

c) Cargado de nudos.

Existen varias formas de calcular las cargas de rueda de un camión de diseño, que se transmiten a los nudos del modelo de la malla de una superestructura de puente, estas son generalmente sencillas, pero requieren el conocimiento de todas las hipótesis de carga y su ubicación para que generen las mayores solicitaciones en la estructura, por lo que primeramente se deben establecer dichas hipótesis, que se mostraran más adelante. Observando cada una de las hipótesis se obtiene la ubicación precisa del eje del camión de diseño y la ubicación de las llantas de este en cada panel de elementos longitudinales y transversales conectados por nudos. Siendo de esta manera se prosigue al cálculo de fuerzas en cada nudo por medio de cualquiera de las siguientes maneras:

1. *Distancia directa de carga puntual a nudo* (Ver FIG. 2.180).

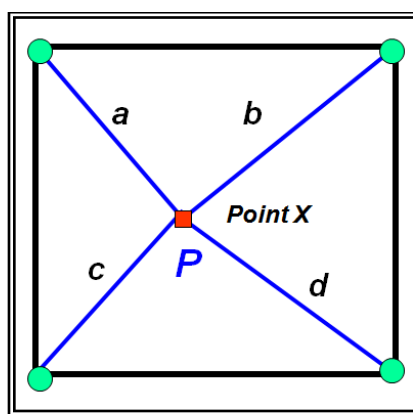


FIG. 2. 180 Panel de malla según método.

Entonces la carga equivalente que se transmite a cada nudo se calcula mediante la fórmula:

$$Q_i = \frac{\frac{1}{d_i} \times P}{\frac{1}{a} + \frac{1}{b} + \frac{1}{c} + \frac{1}{d}}$$

Donde:

Q_i : Carga en cada nudo debida a una carga puntual dentro del panel a una distancia "di" del nudo.

d_i = Distancia entre nudo y carga puntual.

2. Distancias proyectadas en los elementos de barras (Ver FIG. 2.181).

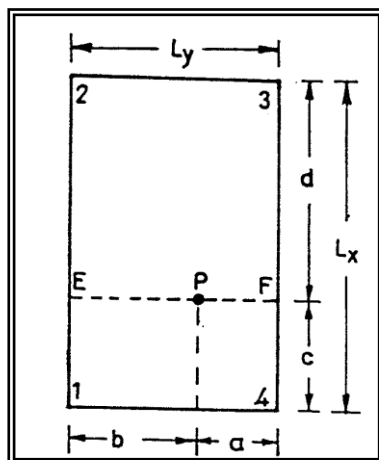


FIG. 2. 181 Panel de malla según método.

Entonces la carga equivalente que se transmite a cada nudo se calcula mediante la fórmula:

$$P_1 = \frac{a \times d}{L_x \times L_y} P$$

$$P_2 = \frac{a \times c}{L_x \times L_y} P$$

$$P_3 = \frac{b \times c}{L_x \times L_y} P$$

$$P_4 = \frac{b \times d}{L_x \times L_y} P$$

Para propósitos prácticos se proponen cualquiera de los dos métodos descritos anteriormente. En nuestro caso, utilizaremos el método descrito en el numeral 1 para el cálculo de la fuerza en cada nudo¹⁹⁴.

2.7.2. MODELADO DE LA SUBESTRUCTURA.

Entre los elementos que se modelan dentro de la subestructura están: pilas y estribos. Las pilas generalmente son construidas mediante una o más columnas que poseen una cabeza, sobre la que se colocan los apoyos de la superestructura. Por otra parte, los estribos son básicamente paredes construidas para retener un relleno de suelo para las calles de aproximación y servir de apoyo de la superestructura en los extremos de un puente, al igual que las pilas.

Los apoyos elastoméricos aunque formen parte de la subestructura, son modelados junto a la superestructura cuando el modelo es separado en sistemas, y éstos son idealizados como resortes (Spring).

A menos que se realice un modelo completo de la estructura de un puente, los elementos de la subestructura pueden ser modelados individualmente trasladando en los puntos respectivos todas las reacciones de los apoyos de la superestructura, y todas las fuerzas externas actuantes, tal como presión de suelo en estribos.

Se recomienda realizar un modelo completo de un puente cuando éste implique un alto grado de complejidad o sea sumamente hiperestático, aún para puentes isostáticos con pilas de cierta altura que requiera un cálculo más preciso de las fuerzas horizontales en los apoyos, en estos casos se deben tomar en cuenta todas las variables actuantes, tales como efectos de temperatura, fenómenos reológicos, excitación sísmica, etc.

¹⁹⁴ Nota: Existe otro método que incluye el cálculo de los momentos debidos a la fuerza puntual, dicho método se encuentra en la bibliografía "Grillage analogy in bridge deck analysis" de los autores C. S. Surana y R. Agrawal.

Se recomienda a los lectores investigar cual de los dos métodos de cálculo de cargas en los nudos conlleva a un diseño apropiado que se encuentre del lado de la seguridad para el diseño de los elementos del puente.

a) Estribos.

Cuando sea adecuado, los estribos son modelados mediante elementos de área con el método de elementos finitos que es el más adecuado para el análisis de paredes, losas o cualquier tipo de áreas con formas regulares o irregulares. Al igual que los tableros de puentes, primero se debe llevar a cabo el establecimiento de la geometría del estribo y posteriormente se realiza el mallado.

Cuando se realice un modelo computacional del estribo de puentes, las condiciones de apoyo deben ser lo más cercanas a la realidad, pudiendo ser resortes colocados a lo largo de su cimentación. Para todos los pasos en el modelado de un estribo utilizando elementos finitos, se deben cumplir las mismas recomendaciones que las establecidas para los tableros de puentes. Las conexiones entre la superestructura y subestructura, es decir los apoyos, deben ser modelados tal como se espera o se pretende que se comporten, estos pueden ser fijos (monolítico), móviles, ó una combinación de ambos.

Para analizar la estabilidad de los estribos no es necesario realizar un modelo computacional, ya que el cálculo manual no implica muchas dificultades, siempre y cuando se tomen en cuenta todas las fuerzas externas y reacciones de los apoyos de la superestructura que actúan sobre el estribo.

b) Pilas.

Para pilas en puentes no tan complejas como las torres altas y de grandes dimensiones para puentes colgantes o atirantados, se puede realizar un modelo utilizando elementos de barra. Para pilas de grandes dimensiones y de forma irregulares se puede usar un modelo de elementos finitos que son llamados sólidos o también elementos de área.

Las condiciones de apoyo de la pila deben ser muy parecidas a las de un apoyo de un estribo, aunque se pueden modelar pilas con borde fijo o que permitan cierta libertad de movimiento.

Las uniones entre superestructura y pilas deben ser lo más parecidas a la realidad, como se mencionó anteriormente para los estribos

2.7.3. CONCLUSIONES DEL MODELADO EN PUENTES.

Cualquiera que sea el método de análisis para el cálculo, el proceso de modelado deberá tener el siguiente orden:

1. *Establecimiento de la geometría.* Este paso requiere haber realizado anteriormente el predimensionamiento de la estructura a modelar y conlleva el establecimiento de todas las coordenadas particulares de los elementos que conforman el modelo y forma de la estructura a analizar.
2. *Aspectos de las fases constructivas.* El comportamiento de una estructura depende en gran medida de las etapas en su construcción, por lo que se deben establecer ciertas fases críticas en el modelado, que representen a la estructura en su etapa de construcción para establecer cómo afecta en el estado final del puente.
3. *Individualización de modelos.* El modelo puede ser separado para mayor facilidad cuando la tipología del puente lo permita, o sea cuando no exista un alto grado de complejidad e hiperestatismo y procesos constructivos.
4. *Modelado.* Al final de todas las partes consideradas, se realiza el modelado con la geometría previamente establecida, se ingresan todas las secciones de los elementos, se establecen formas de las conexiones entre elementos y los apoyos de la estructura de la estructura.

Mediante estos pasos se tiene completo el modelo de la estructura no cargada, después de este proceso se deben establecer todas las cargas y sobrecargas que actúan y su posición en el puente para poder realizar un análisis completo y obtener las acciones internas y deformaciones del puente.

Si el modelo es realizado de forma separada entre subsistemas del puente, cada uno de éstos debe seguir un orden lógico. Se debe empezar por el modelado y análisis de la superestructura, que es la que recibe las cargas externas y es soportada por los demás subsistemas, hasta llegar al último elemento que transmite las cargas al suelo de cimentación.

2.8. CARGAS EN PUENTES.

Después de describir los métodos de modelado geométrico (modelado de la estructura no cargada) de un puente, es necesario cargar los elementos. Para ello es necesario definir bajo que normativa o especificación se realizará. Por lo que a continuación se describirá en primer lugar las normativas que se utilizan en el país, y posteriormente se abordaran los tipos de carga que son aplicables a puentes vehiculares.

2.8.1. NORMATIVAS APLICADAS AL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES EN EL SALVADOR.

En El Salvador la especificación adoptada para el diseño estructural de puentes es la especificación AASHTO LRFD; esto se debe porque en nuestro país no hay una normativa propia, por lo cual se opta por tomar normativas internacionales.

La especificación AASHTO LRFD es muy amplia y completa, es decir, que cubre todos los materiales empleados en puentes como lo son las estructuras de concreto y acero; dichos materiales están contemplados además en especificaciones particulares como el ACI y el AISC. Cabe mencionar que la especificación AASHTO LRFD se basa en estas normativas (ACI y AISC), por lo que solamente es necesario hacer uso de ésta. Sin embargo como la metodología de análisis y diseño estructural plantea el uso de estos reglamentos, se hace una breve reseña de los antecedentes de las normativas mencionadas.

A. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.

Como se menciona la especificación AASHTO LRFD es adoptada para los diseños estructurales de puentes en nuestro país, esta especificación fue la primera norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes.

Desde su origen hasta comienzos de la década del setenta la única filosofía de diseño incorporada en las Especificaciones era la del diseño por tensiones de trabajo (WSD). El diseño por tensiones de trabajo establece tensiones admisibles como una fracción o

porcentaje de la capacidad de carga de un material dado, y requiere que las tensiones de diseño calculadas no sean mayores que dichas tensiones admisibles.

Desde principios de los setenta, el diseño por tensiones de trabajo se fue ajustando para reflejar la predecibilidad variable de ciertos tipos de cargas, tales como las cargas vehiculares y las cargas de viento, a través de factores de ajuste, filosofía conocida como diseño por factores de carga (LFD). Tanto el diseño por tensiones de trabajo como el diseño por factores de carga están reflejados actualmente en la Especificación. La filosofía también se amplió al considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales, de forma similar a la variabilidad de las cargas. Aunque el LFD la consideraba parcialmente, la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) toma en cuenta la variabilidad del comportamiento de los elementos estructurales de forma explícita.

El diseño por factores de carga y resistencia está basado en los métodos estadísticos, pero permite obtener resultados de forma fácilmente utilizable por los diseñadores y calculistas. Se demoró cinco años en ajustes para tener como resultado el documento, las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD. Los esfuerzos realizados incluyeron la incorporación de los conocimientos más avanzados disponibles, además de la cooperación y el aporte de la industria. Pasó por cinco borradores sucesivos, meticulosas revisiones, y han sido ensayadas sistemáticamente en la división de diseño de puentes de catorce departamentos miembros de AASHTO, así como por otras personas y organizaciones. Representan un gran avance hacia un diseño mejorado y métodos de análisis más precisos, lo que permitirá construir puentes con mayor capacidad de servicio, de mantenimiento más sencillo y niveles de seguridad uniformes, razones por las cuales se aplica dicha especificación en el país, la edición que se utilizará en el presente trabajo de graduación es la versión 2004, usando sus unidades en el sistema internacional.

B. Código de especificaciones para construcción de concreto estructural

ACI 318.

Otro de los reglamentos que en nuestro país se utiliza para el diseño de elementos de concreto es el ACI (American Concrete Institute), que es la mayor institución internacional sin fines de lucro dedicada a desarrollar, compartir y difundir el uso eficiente del cemento y el concreto mundialmente.

El código ACI 318 no es un documento oficial por sí mismo. Sin embargo es un documento reconocido mundialmente para la buena práctica en el diseño y construcción de edificaciones de concreto reforzado, por lo cual es incorporado por ley en reglamentos de construcción regional que sí tienen una connotación legal.

El Código ACI ha tenido muchos cambios desde la edición de 1989, los que se han publicado en las ediciones de 1995 y 1999, siendo la versión más reciente la del año 2008. Para el presente trabajo de graduación se ha utilizado no solo el ACI 318 sino también las referencias generales el Comité 343 titulado “Análisis y diseño de puentes de concreto reforzado”, donde se encuentran recomendaciones y lineamientos aceptables para diferentes tipo de puentes. Los temas cubiertos en estas recomendaciones son: términos comunes, consideraciones generales; materiales; construcción, diseño preliminar, los cuales están desarrollados más adelante.

C. Código de especificaciones para la construcción de acero estructural

AISC.

El más conocido y ampliamente usado es el “Manual de construcción en acero, LRFD”. Como se mencionó anteriormente, el AISC está contemplado dentro de las especificaciones de la AASHTO para el diseño de estructuras de puentes. A pesar como hemos visto que los tres reglamentos descritos son internacionales, en el país se han hecho esfuerzos por promover la creación de una normativa aplicada en puentes, como fue en el año 2003 por la “Comisión Técnica de Seguridad Estructural”, el cual solamente quedo como una mención de normativa y esta no se llevo a desarrollar.

2.8.2. CARGAS Y ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO DEL LRFD.

El principal objetivo de la filosofía de diseño LRFD es proveer una confiabilidad uniforme a las estructuras bajo varias consideraciones de carga. El LRFD, como su nombre lo indica, utiliza factores separados para cada carga y para la resistencia. Fue necesario una considerable investigación y experiencia para establecer factores apropiados. Las cargas aplicadas en puentes son las que se describen a continuación:

2.8.2.1. Cargas aplicadas en el diseño de puentes.¹⁹⁵

El ingeniero debe considerar todas las cargas que se espera sean aplicadas al puente durante su vida de servicio. Tales cargas pueden ser divididas en dos amplias categorías: las cargas permanentes y las cargas transitorias. Las cargas *transitorias* incluyen típicamente las cargas de gravedad debido a vehículos así como también las cargas laterales debido a agua, viento, flujos de hielo, colisiones de barcos, y terremotos. Además, todos los puentes experimentan fluctuaciones de temperatura periódicamente y tales efectos deben considerarse. Dependiendo del tipo de estructura, otras cargas como retracción (creep) y contracción pueden ser importantes, y finalmente, los apoyos de la superestructura pueden moverse, induciendo fuerzas en puentes estáticamente indeterminados. Las cargas transitorias, como el nombre lo dice, cambian con el tiempo y pueden aplicarse en varias direcciones y/o situaciones. Típicamente, tales cargas son altamente variables. Las cargas apropiadas para el diseño de puentes de claro corto a mediano se presentan en esta sección. El enfoque primario es en las cargas que son imprescindibles para el diseño de la superestructura. Se presentan otras cargas pero de forma limitada. Por ejemplo, el impacto de un barco es una carga muy importante y compleja que debe ser considerada para las estructuras de grandes claros sobre aguas navegables. Igualmente, las cargas sísmicas son de importancia superior en las regiones de sismicidad alta y deben ser consideradas para un puente sin tener en cuenta la longitud del claro sobre todo para el cálculo de pilas

¹⁹⁵ AASHTO LRFD sección 3.3.2.

y estribos. Cada tipo de carga se presenta individualmente con la referencia apropiada a la Especificación AASHTO LRFD Capítulo 3.

A) Cargas Permanentes.¹⁹⁶

Las cargas permanentes son aquellas que actúan durante toda la vida de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de todos los elementos de la estructura, accesorios, instalaciones de servicio (DC), superficies de rodamiento, futuras sobrecapas (DW), presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV), empuje horizontal del suelo (EH), sobrecarga de suelo (ES), fricción negativa ó Downdrag (DD). La carga muerta de los componentes estructurales y ataduras no estructurales son cargas definitivamente permanentes y deben ser incluidas en cualquier análisis.

Las cargas permanentes son las siguientes:

- Fricción negativa - (DD: Dead downdrag)
- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales - (DC: Dead Components)
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos - (DW: Dead wearing)
- Empuje horizontal del suelo - (EH: Horizontal earth pressure)
- Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado - (EL: Locked-in effects)
- Sobrecarga de suelo - (ES: Earth surcharge)
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno - (EV: Vertical earth pressure)

Estas se describen a continuación:

A.1. Peso propio y cargas muertas (DC, DW y EV).

¹⁹⁶ Cargas Permanentes: que siempre están presentes.

El peso propio se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables. El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos. A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la **Tabla 2.29**.

A.2. Cargas de suelo (EH, ES y DD).

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

- **Empuje horizontal de suelo (EH).**

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo¹⁹⁷, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s gz(x10^9) \text{ Ecuación 2.2}$$

Donde:

p = Empuje lateral del suelo (MPa).

k = Coeficiente de empuje lateral¹⁹⁸.

γ_s = Densidad del suelo (Kg/cm³).

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

Su resultante actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la superficie inferior de la zapata.

- **Sobrecarga de suelo (ES).**

¹⁹⁷ AASHTO LFRD sección 3.11.5

¹⁹⁸ AASHTO LFRD sección 3.11.5.2 al 3.11.5.7

Las condiciones para calcular esta sobrecarga son debido a sobrecargas uniformes, cargas puntuales, lineales y de faja, provocadas por el tránsito soportado en la parte superior del talud o relleno. Las ecuaciones para calcular ES se ilustran en AASTHO 3.11.6.

- **Fricción negativa (DD).**

Se deberá considerar el posible desarrollo de fricción negativa en los pilotes cuando:

- Los predios yacen sobre arcillas compresibles, limoso turbas;
- Recientemente se ha colocado relleno sobre la superficie anterior; y
- El nivel freático se ha reducido considerablemente.

Al investigar la capacidad de carga y el asentamiento de las fundaciones con pilotes las cargas de fricción negativa se deberán considerar como una carga. Si un depósito de suelo en el cual o a través del cual se han instalado pilotes está sujeto a consolidación y asentamiento en relación con los pilotes, en los pilotes se inducen fuerzas de fricción negativa. Las cargas de fricción negativa inducidas tienden a reducir la capacidad utilizable de los pilotes¹⁹⁹. La fricción negativa es una carga mientras que la fricción superficial es una resistencia. En resumen, las cargas permanentes deben ser consideradas siempre en el análisis estructural. Algunas cargas permanentes se estiman fácilmente, tales como el peso propio de los componentes, mientras que otras cargas, como las presiones de tierra laterales, son más difíciles de estimar, debido a mayores variabilidades involucradas. Donde las variabilidades son grandes, altos factores de carga son usados para los efectos de carga máximos y los más bajos factores son usados para los efectos de carga mínimos.

¹⁹⁹ AASHTO LRFD sección 10.7.1.4.

MATERIALES		DENSIDADES (Kg/cm ²)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminoso		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Concreto	Agregado de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arenas	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 \text{ MPa} < f'c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/m m)
Rieles para tránsito, durmiente y fijadores por vía		0.30
Puentes ferroviarios		

Tabla 2.29 Tabla Densidades para diferentes materiales²⁰⁰.

²⁰⁰ Tabla 3.5.1-1 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2004).

B) Cargas Transitorias.²⁰¹

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Este grupo incluyen la carga viva vehicular (LL), así como las cargas por impacto (los efectos dinámicos) (IM), las fuerzas de frenado (BR), fuerzas centrífugas (CE), los efectos de otros camiones presentes simultáneamente, fuerzas debido a empujes de agua y subpresiones (WA), los efectos de variaciones de temperatura (TG y TU), las acciones de sismo (EQ) y las acciones de viento (WS y WL).

Las cargas transitorias son las siguientes:

- Fuerza de frenado vehicular - (BR: Vehicular braking forcé).
- Fuerza centrífuga vehicular - (CE: Vehicular centrifugal forcé).
- Fluencia lenta o retracción - (CR: Creep).
- Fuerza de colisión vehicular - (CT: Vehicular collision forcé).
- Fuerza de colisión de barcos - (CV: Vessel colisión forcé).
- Terremoto - (EQ: Earthquake).
- Fricción - (FR: Friction).
- Carga de hielo - (IC: Ice load).
- Incremento por carga vehicular dinámica - (IM: Vehicular dynamic load allowance).
- Sobrecarga vehicular - (LL: Vehicular live load).
- Sobrecarga viva - (LS: Live load surcharge).
- Sobrecarga peatonal - (PL: Pedestrian live load).
- Asentamiento - (SE: Settlement).
- Contracción - (SH: Shrinkage).
- Gradiente de temperatura - (TG: Temperatura gradient).
- Temperatura uniforme - (TU: Uniform temperatura).

²⁰¹ Cargas transitorias: o sobrecargas, que pueden estar o no y con distinta intensidad, y son producidas bien por el tránsito para la cual se diseñan o por agentes externos, tanto atmosféricos como reológicos o sísmicos.

- Carga hidráulica y presión del flujo de agua - (W A : W ater load).
- Viento sobre la sobrecarga - (W L : W ind on live load).
- Viento sobre la estructura - (W S : W ind load on structure).

Se describen a continuación:

B.1. Sobrecargas vivas (LL y PL).

- **Número de carriles de diseño.**

Según el artículo 3.6.1.1.1 de la AASHTO, el número de carriles de diseño se toma como la parte entera de $w/3600$, donde “w” es el ancho libre de la calzada entre cordones y/o barreras, “w” en mm.

Los anchos comprendidos entre 6.00 y 7.20 m, deberán tener 2 carriles de diseño, cada uno de ellos con ancho igual a la mitad del ancho de la calzada.

- **Sobrecarga vehicular de diseño.**

Los requisitos generales en el artículo 3.6.1.2.1 indica que la sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Camión de diseño.

El artículo 3.6.1.2.2 de la AASHTO describe el camión de diseño, cuyos ejes de carga tienen un peso y separación tal como se muestra en la **FIG. 2.182**²⁰².

²⁰² AASHTO LRFD Figura 3.6.1.2.2-1

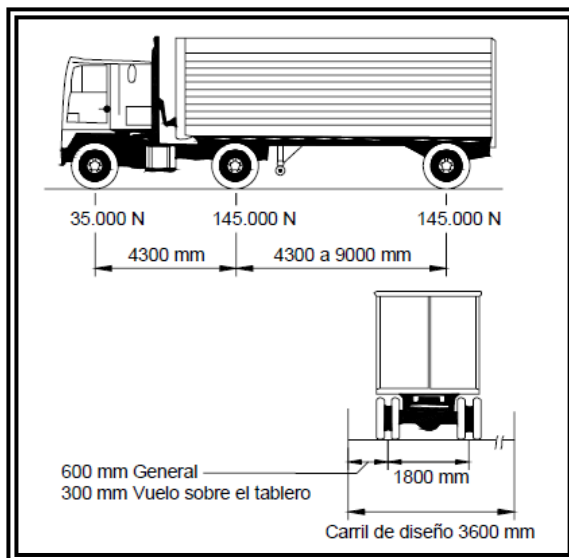


FIG. 2.182 Características del camión de diseño.

Cabe mencionar que el camión de diseño es más desfavorable en puentes de claros medios y grandes.

- **Tándem de diseño.**

El artículo 3.6.1.2.3 indica que el tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110,000 N con una separación de 1.20 m, y la separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80 m. Este efecto es más desfavorable en vanos cortos.

- **Carga del carril de diseño.**

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 m, que equivale a una presión de 31 KN/m². Este tipo de carga no estará sujeta a incremento por cargas dinámicas según el artículo 3.6.1.2.4 de la AASHTO.

B.2 Cargas de fatiga.

Las resistencias de varios componentes de acero de un puente son sensibles a esfuerzos repetitivos o fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzo que puede llegar a fracturar el material puede ser significativamente más bajo

que la resistencia a fluencia nominal. La resistencia a fatiga está típicamente relacionada a un rango de esfuerzos por cargas vivas y al número de ciclos de esfuerzo bajo condiciones de cargas de servicio. Para estimar ese rango de esfuerzos por cargas vivas se utiliza un solo camión de diseño con el espaciamiento variable entre ejes fijado a 9000 mm y un factor de carga de 0.75 como es prescrito en la Tabla 3.9²⁰³. La carga dinámica permisible (IM)²⁰⁴ debe ser incluida y el puente se asume cargado para un solo carril de carga²⁰⁵.

B.3 Cargas de peatones (PL).

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa, en todas las aceras de más de 600 mm de ancho y se considerará en forma simultánea con la sobrecarga vehicular de diseño²⁰⁶.

La barrera para el peatón y/o bicicleta debe diseñarse para una carga de 0.73 N/mm, tanto transversal como verticalmente sobre cada elemento longitudinal en el sistema de la barrera²⁰⁷. Además, la barrera debe diseñarse para sostener una sola carga concentrada de 890 N aplicada en la parte superior en cualquier posición y en cualquier dirección.

B.4 Efectos dinámicos (IM).

La superficie de la carretera no es absolutamente lisa, por lo que la suspensión del vehículo debe reaccionar a la aspereza de la carretera por la compresión y extensión del sistema de suspensión. Esta oscilación crea fuerzas axiales que exceden el peso estático durante el tiempo en que la aceleración es ascendente, y son menores del peso estático cuando la aceleración es descendente. Aunque normalmente es llamado impacto, este fenómeno es llamado más precisamente la carga dinámica.

²⁰³ AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1

²⁰⁴ AASHTO LRFD sección 3.6.2

²⁰⁵ AASHTO LRFD sección 3.6.1.4.3b

²⁰⁶ AASHTO LRFD sección 3.6.1.6.

²⁰⁷ AASHTO LRFD sección 13.8 y AASHTO LRFD sección 13.9.

La especificación AASHTO toma un método muy simplista y define el factor a aplicar a la carga estática como $(1 + IM/100)^{208}$. El incremento por carga dinámica (*IM*) de la **Tabla 2.30** es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y deslaminaciones, y
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

COMPONENTE	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75 %
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15 %
• Todos los demás Estados Límites	33 %

Tabla 2.30 Incremento por carga dinámica, IM²⁰⁹

B.5 Fuerzas de frenado y de aceleración (BR).

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

²⁰⁸ AASHTO LRFD sección 3.6.2.

²⁰⁹ AASHTO LRFD Tabla 3.6.2.1.1-1.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección²¹⁰,²¹¹.

B.6 Cargas hidráulicas (W A).

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se deberá calcular como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad)²¹².

B.7 Cargas de viento (W L y W S).

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h. Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de piso y las barandas, vistas en elevación y perpendiculares a la dirección de viento supuesta. Esta dirección se deberá variar para determinar las solicitaciones extremas en la estructura o en sus componentes. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la solicitación extrema considerada. La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de

²¹⁰ AASHTO LRFD sección 3.6.4.

²¹¹ *Nota:* en la práctica suele considerarse siempre así, uno nunca sabe lo que puede pasar en el futuro. Solo en puentes que soportan muchos carriles (tipo autopista) donde sea inverosímil que se pueda dar este caso se podría considerar frenado en ambos sentidos.

²¹² AASHTO LRFD sección 3.7.

puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales²¹³.

B.8 Solicitaciones provocadas por deformaciones superpuestas (TU, TG, SH, CR, SE).

Se deberá considerar las sollicitaciones internas que la fluencia lenta y contracción provocan a los componentes. Si corresponde, se debería incluir el efecto del gradiente de temperatura. Las sollicitaciones debidas a la deformación de los componentes resistentes, el desplazamiento de los puntos de aplicación de las cargas y los movimientos de los apoyos se deberán incluir en el análisis²¹⁴.

B.9 Cargas excepcionales (CT y CV).

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como por ejemplo las debidas a colisiones, explosiones o incendio²¹⁵.

C. Fuerzas sísmicas EQ.

La naturaleza de las conexiones entre los claros de la superestructura, entre la superestructura y la subestructura, y entre la subestructura y la fundación también es importante. Por ejemplo si una superestructura de un puente no tiene juntas de tablero y es integral con los estribos, su respuesta durante un evento sísmico es muy diferente de una con múltiples juntas de expansión. Hay también innovadoras conexiones disipadoras de energía que pueden ubicarse debajo de la superestructura sobre los estribos y pilas para aislar efectivamente a la superestructura de los efectos de la excitación del suelo. Estos dispositivos pueden reducir sustancialmente la magnitud de las fuerzas inerciales transmitidas a los componentes de la fundación y puede servir como un fusible estructural que puede reemplazarse o repararse si un gran terremoto ocurre. Las cargas sísmicas son el

²¹³ AASHTO LRFD sección 3.8.

²¹⁴ AASHTO LRFD sección 3.12.

²¹⁵ AASHTO LRFD sección 3.6.5.

producto del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , por el peso equivalente de la superestructura. El peso equivalente es función del peso real y de la configuración del puente²¹⁶.

Las especificaciones AASHTO LRFD para el cálculo de cargas sísmicas se basan en los siguientes principios²¹⁷:

- Los componentes estructurales deberían resistir los sismos leves a moderados dentro del rango elástico, sin sufrir daños significativos.
- En los procedimientos de diseño se deberían utilizar intensidades de movimiento sísmico del terreno y fuerzas realistas.
- La exposición al movimiento provocado por grandes sismos no debería provocar el colapso total ni parcial del puente. Siempre que sea posible, los daños producidos deberían ser fácilmente detectables y estar accesibles para su inspección y reparación.

C.1) Coeficiente de aceleración (A).

Determinar el coeficiente de aceleración que es apropiado para el sitio del puente²¹⁸.

En El Salvador el coeficiente de aceleración puede obtenerse del mapa de zonificación sísmica.

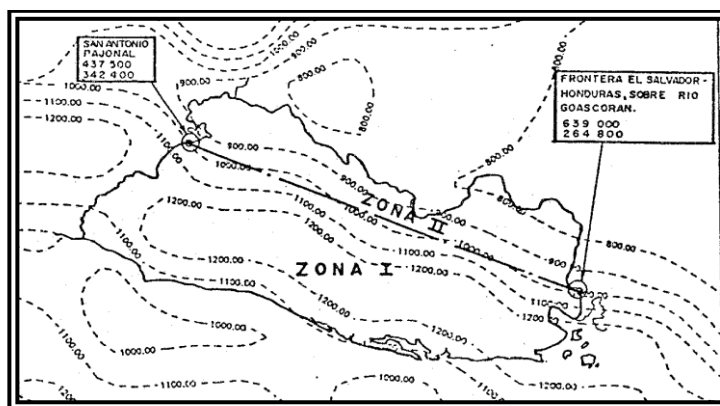


FIG. 2. 183 Mapa de zonificación sísmica de El Salvador.

²¹⁶ AASHTO LRFD sección 3.10.

²¹⁷ AASHTO LRFD sección C.3.10.1.

²¹⁸ AASHTO LRFD sección 3.10.2.

C.2) Categorías según la importancia del puente.

Después de un evento sísmico, las rutas de transporte hacia hospitales, policía, y estaciones de bomberos, centros de comunicaciones, albergues temporales y estaciones de ayuda, plantas de energía, plantas de tratamientos de agua, instalaciones militares, aeropuertos principales, refinerías, terminales de buses y trenes deben continuar funcionando. Puentes en tales rutas deben considerarse como esenciales. La **Tabla 2.31** resumen las características de las tres categorías importantes, una de las cuales debe ser asignada a cada puente.

CATEGORIA DE IMPORTANCIA	DESCRIPCION
Puentes críticos	Deben permanecer abiertos al tráfico después del sismo de diseño, 475 años de periodo de retorno, y abiertos para vehículos de emergencia después de un gran terremoto, 2500 años de periodo de retorno.
Puentes esenciales	Deben permanecer abiertos para vehículos de emergencia después del terremoto de diseño.
Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación después de un gran terremoto.

Tabla 2.31 Categorías de importancia.

C.3) Zonas sísmicas.

Ver norma técnica de diseño por sismo Y determinar la zona sísmica para cada puente, ver **FIG. 2.183**.

C.4) Coeficiente de sitio (S).

Determinar el coeficiente de sitio S , que es dependiente de las condiciones del suelo en el sitio del puente²¹⁹. Los cuatro perfiles de suelo dados en la **Tabla 2.31**. En ubicaciones donde las condiciones de suelo no son conocidas con

²¹⁹ AASHTO LRFD 3.10.5.

suficiente detalle o el perfil de suelo no se ajusta a cualquiera de los cuatro tipos, las Especificaciones AASHTO LRFD sugieren que un Perfil de Suelo Tipo II puede ser usado. El uso por defecto de esta condición de sitio puede ser no conservativo y no debe usarse a menos que los Perfiles de Suelo Tipo III y Tipo IV hayan sido descartados por un ingeniero en geotecnia.

COEFICIENTE DE SITIO	TIPO DE PERFIL DE SUELO			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Tabla 2.32 Coeficiente de Sitio²²⁰ (AASHTO LRFD Tabla 3.10.5.1-1).

C.5) Perfil de Suelo.

PERFIL DE SUELO	DESCRIPCION
TIPO I	Un perfil se deberá considerar Tipo I se está compuesto por: Roca de cualquier tipo, ya sea de naturaleza esquistosa o cristalina, o Suelos rígidos donde la profundidad del suelo es menor que 60.000 mm, y los tipos de suelo que yacen sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.
TIPO II	Un perfil compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos donde la profundidad del suelo es mayor que 60.000 mm y los tipos de suelo que yacen sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas se deberá considerar Tipo II.
TIPO III	Un perfil compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas, caracterizado por 9000 mm o más de arcillas blandas o de rigidez media con o sin capas intercaladas de arena u otros suelos no cohesivos se deberá considerar Tipo III.
TIPO IV	Un perfil compuesto por arcillas blandas o limos de más de 12.000 mm de profundidad se deberá considerar Tipo IV.

Tabla 2.33 Perfiles de suelo y su respectiva descripción.

C.6) Factores de modificación de respuesta (R).

Determinar los factores de modificación de respuesta R que reducen las fuerzas sísmicas basadas en un análisis elástico del sistema del puente²²¹.

²²⁰ AASHTO LRFD Tabla 3.10.5.1-1.

²²¹.

Los efectos de fuerzas de un análisis elástico tienen que ser divididas por los factores de modificación de respuesta dados en la **Tabla 2.34**.

SUBESTRUCTURAS	CATEGORIA DE IMPORTANCIA		
	Critica	Esencial	Otra
Pilas tipo pared – grandes dimensiones	1.5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado <ul style="list-style-type: none"> • Sólo pilotes verticales • Con pilotes inclinados 	1.5	2.0	3.0
	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Caballete de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón <ul style="list-style-type: none"> • Sólo pilotes verticales • Con pilotes inclinados 	1.5	3.5	5.0
	1.5	2.5	3.0
Caballetes multicolumna	1.5	3.5	5.0

Tabla 2.34 Factores de modificación de respuesta – Subestructuras²²².

El uso de estos factores R , generalmente mayores que 1, reconocen que cuando un evento sísmico ocurre, la energía es disipada a través de deformaciones inelásticas (rotulamiento) en la subestructura. Para asegurar una apropiada transferencia de las acciones internas de un componente a otro, los factores R para conexiones dados en la **Tabla 2.35** no se reducen y en algunos casos amplifican los efectos de las fuerzas de un análisis elástico.

²²¹ AASHTO LRFD sección 3.10.7.

²²² AASHTO LRFD Tabla 3.10.7.1-1.

UNION	TODAS LAS CATEGORIAS
Uniones superestructura-estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0.8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1.0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones	1.0

Tabla 2.35 Factores de modificación de respuesta – Uniones²²³

C.7) Combinaciones de fuerzas sísmicas.

Debido a la incertidumbre direccional de los movimientos sísmicos, deben ser considerados dos casos de carga que combinan las fuerzas elásticas de miembro resultantes de terremotos en dos direcciones perpendiculares.

Estas dos direcciones perpendiculares son usualmente el eje longitudinal y transversal del puente. Para un puente curvado, el eje longitudinal es a menudo tomado como la línea entre los dos estribos. Los dos casos de carga son expresados como²²⁴.

- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$100\% V_x \pm 30\% V_y$$

- 100% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular, la cual se expresa de la siguiente forma:

$$100\% V_y \pm 30\% V_x$$

²²³ AASHTO LFRD Tabla 3.2.10.1.2.

²²⁴ AASHTO LFRD sección 3.10.8.

2.8.2.2. ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO .

2.8.2.2.1. Estado Límite de servicio .

Los estados límites se refieren a es garantizar la funcionalidad (deformaciones, vibraciones) y la durabilidad (fisuración). El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular²²⁵. Para el estado límite de servicio, los factores de resistencia $\phi = 1.0$, y casi todos los factores de carga γ_i son iguales a 1.0. Hay cuatro diferentes combinaciones de carga del estado límite de servicio mostradas en la **Tabla 2.36** para cubrir diferentes condiciones de diseño²²⁶.

2.8.2.2.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura .

En el estado límite de fatiga y fractura tiene el propósito de limitar el desarrollo de las fisuras bajo cargas repetitivas a la que es sometido el puente, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño de este. Esto se logra considerando un juego de restricciones en un rango de esfuerzos causado por un camión de diseño²²⁷. Para el estado límite de fatiga y fractura, el factor de resistencia es $\phi = 1.0$ ²²⁸. Debido a que el único efecto de cargas que causa un número grande de ciclos repetitivos es la carga viva vehicular, éste es el único efecto de cargas que tiene un factor de carga no nulo en el estado límite de fatiga (ver **Tabla 2.39**). Un factor de carga de 0.75 se aplica a la carga viva vehicular (LL), carga dinámica (impacto) permisible (IM), y a la fuerza centrífuga (CE). El camión de diseño por fatiga está definido como un solo camión con un espaciamiento fijo entre ejes²²⁹. El paso de los camiones causa varias incursiones a esfuerzos relativamente altos, y provoca un daño acumulativo. Cuando el daño acumulado es bastante grande, empezará una grieta en el material en un punto de concentración de esfuerzos. La grieta crecerá con los ciclos de esfuerzos repetidos hasta

²²⁵ AASHTO 2004 LRFD sección 1.3.2.2.

²²⁶ AASHTO LRFD sección 3.4.1.

²²⁷ AASHTO LRFD sección 1.3.2.3.

²²⁸ AASHTO LRFD sección C1.3.2.1.

²²⁹ AASHTO LRFD sección 3.6.1.4.1

la fractura del miembro, a menos que sea observada y detenida. Si la fractura de un miembro produce colapso de un puente, el miembro es llamado "crítico a la fractura".

ESTADO LÍMITE	DESCRIPCIÓN
Servicio I	Este estado límite de servicio se refiere a la combinación de carga que se relaciona al uso operacional normal del puente con 90 km/h de viento, y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También se relaciona con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Se recomienda también utilizar esta combinación de cargas para investigar la estabilidad de taludes.
Servicio II	Este estado límite de servicio se refiere a la combinación de carga que sólo se relaciona a estructuras de acero y se encarga de controlar la fluencia y deslizamiento de conexiones críticas a deslizamiento debido a la carga viva vehicular. Esta combinación corresponde al requisito de sobrecarga para estructuras de acero que especifican ediciones anteriores de las especificaciones AASHTO.
Servicio III	Este estado límite de servicio se refiere a las combinaciones de carga relacionada exclusivamente con la tracción (tensión) en superestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración. El significado estadístico del factor 0.80 para la carga viva (sobrecarga) es que se espera que el evento ocurra cerca de una vez por año para puentes con dos carriles de tráfico, menos frecuente para puentes con más de dos carriles de tráfico, y una vez por día para puentes con un solo carril de tráfico.
Servicio IV	Se refiere a la combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción (tensión) en subestructuras de concreto pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración. El factor de 0.70 que se aplica al viento representa un viento de 135 km/h. Las subestructuras de concreto pretensado también deben satisfacer los requisitos de resistencia especificados en la Combinación de Cargas para Resistencia III del Artículo 3.4.1.

Tabla 2.36 Estados límites de servicio.

2.8.2.2.3. Estado Límite de Resistencia.

El estado límite de resistencia se refiere a considerar la resistencia y la estabilidad tanto local como global, para satisfacer la Ecuación

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \text{ Ecuación 2.3}$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \text{ (AASHTO 1.3.2.1-2)}$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado.

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \text{ (AASHTO 1.3.2.1-3)}$$

Donde:

γ_i : Factor de carga.

ϕ : Factor de resistencia.

η_i : Factor de modificación de las cargas.

η_D : Factor relacionado con la redundancia, según lo que especifica en AASHTO 1.3.3.

η_R : Factor relacionado con la redundancia, según lo que especifica en AASHTO 1.3.4.

η_I : Factor relacionado con la importancia, según lo que especifica en AASHTO 1.3.5.

Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. Los estados límite de resistencia incluyen la evaluación de resistencia a flexión, cortante, torsión, y carga axial. Los factores de resistencia ϕ estadísticamente determinados usualmente son menores que 1.0 y tienen diferentes valores para diferentes materiales y estados límite de resistencia.

Los factores de carga γ_i estadísticamente determinados son dados en cinco separadas combinaciones de carga en la **Tabla 2.39** para diferentes consideraciones de diseño. Para efectos de fuerzas debidos a cargas permanentes, los factores de carga γ_p de **Tabla 2.40** deben ser seleccionados para dar la más crítica combinación de carga de un

particular estado límite de resistencia. Tanto el máximo como el mínimo valor de γ_p pueden controlar el efecto extremo y ambos deben ser investigados. La aplicación de dos diferentes valores de γ_p puede fácilmente duplicar el número de combinaciones de carga por resistencia a considerarse. Afortunadamente, no todos los estados límite de resistencia son aplicables en cada situación y algunos pueden eliminarse por inspección. Ver **Tabla 2.37**.

2.8.2.2.4. Estado Límite de Evento extremo.

El estado límite de evento extremo se refiere a la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante una inundación, o cuando es chocado por un barco, vehículo, o flujo de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales²³⁰. La probabilidad de que estos eventos ocurren simultáneamente es sumamente baja, es decir, que el periodo de recurrencia de los eventos extremos es del mismo orden que la vida de diseño del puente, por consiguiente, ellos se especifican para ser aplicados separadamente.

Bajo estas condiciones extremas, se espera que la estructura sufra deformaciones inelásticas considerables, por lo cual se espera que los efectos de fuerza internos debidos a temperaturas uniformes (TU), gradiente de temperatura (TG), fluencia lenta (CR), contracción (SH), y asentamientos (SE) se alivien²³¹. Para el estado límite de evento extremo, $\phi = 1.0$ ²³². En la **Tabla 2.38** se describen los estados límites correspondientes a evento extremo.

²³⁰ AASHTO LRFD sección 1.3.2.5

²³¹ AASHTO LRFD sección C3.4.1

²³² AASHTO LRFD sección C1.3.2.1

ESTADO LIMITE	DESCRIPCION
Resistencia I	Es la combinación de carga básica que se relaciona al uso vehicular normal del puente sin viento ²³³ .
Resistencia II	Es la combinación de carga que se relaciona al uso del puente por vehículos permitidos ²³⁴ sin viento. Si un vehículo permitido está viajando solo, o si el control no es proporcionado para los vehículos acompañantes, puede asumirse que los otros carriles son ocupados por la carga viva básica vehicular ²³⁵ .
Resistencia III	Es la combinación de carga que relaciona al puente expuesto a una velocidad de viento que excede los 90 km/h. Los vientos altos previenen la presencia de carga viva significativa en el puente ²³⁶ . En presencia de vientos de velocidades elevadas, los vehículos se vuelven más inestables, por lo tanto, impiden la presencia de una sobrecarga importante sobre el puente ²³⁷ .
Resistencia IV	Es la combinación de carga que relaciona efectos de fuerza con proporciones de carga muerta a carga viva muy altas. El proceso de calibración estándar usado para seleccionar los factores de carga γ_i y de resistencia ϕ para el estado límite de resistencia fue llevado a cabo para puentes con claros menores de 60 m. Para los componentes primarios de puentes con claros grandes, la proporción de los efectos de fuerzas entre carga muerta y carga viva es bastante alta, y podría resultar en un juego de factores de resistencia diferentes de aquéllos encontrados aceptables para los puentes con claros pequeños y medianos. Para evitar usar dos juegos de factores de resistencia con los factores de carga del estado límite de Resistencia I, los factores de carga del estado límite de Resistencia IV fueron desarrollados para puentes de claro grande ²³⁸ .
Resistencia V	Es la combinación de carga que relaciona el uso vehicular normal del puente con una velocidad por viento de 90 km/h. El estado límite de Resistencia V difiere del estado límite de Resistencia III por la presencia de viento sobre la carga viva (W L), y viento sobre la estructura (W S) ²³⁹ .

Tabla 2. 37 Estados límites de resistencia.

²³³ AASHTO LRFD sección 3.4.1.²³⁴ Nota: Vehículos especiales expresamente autorizados por el propietario.²³⁵ IDEM 93.²³⁶ IDEM 93.²³⁷ AASHTO LRFD sección C3.4.1.²³⁸ IDEM 93²³⁹ AASHTO LRFD sección 3.4.1

ESTADO LÍMITE	DESCRIPCIÓN
Evento Extremo I	Este estado límite de evento extremo es la combinación de carga que se relaciona a sismos. Este estado límite también incluye la carga hidráulicas (WA). La carga viva parcial coincidente con el sismo debe ser considerada. El factor de carga por carga para sobrecarga γ_{EQ} debe ser determinado en base a proyectos específicos ²⁴⁰ . En ediciones anteriores se usaba de $\gamma_{EQ} = 0$, este tema aún no ha sido resuelto, pero un valor $\gamma_{EQ} = 0.5$ es razonable para un amplio rango de valores de tráfico medio diario ²⁴¹ .
Evento Extremo II	Este estado límite de evento extremo es la combinación de carga que relaciona carga de hielo, colisión con barcos y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida. El factor de carga viva de $\gamma_{EQ} = 0.5$ significa una probabilidad baja de ocurrencia de la máxima carga viva vehicular, de fuerza de colisión de un vehículo (CT), y de los eventos extremos ²⁴² .

Tabla 2.38 Estados límites de evento extremo.

2.8.3. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA.

Los factores de carga para varias combinaciones de carga y cargas permanentes se dan en las **Tabla 2.39** y **2.40**, respectivamente.

²⁴⁰ IDEM 93.

²⁴¹ IDEM 93.

²⁴² AASHTO LRFD sección C3.4.1.

Combinaciones de Cargas Estab Limite	DC DD DW EH EV ES EL	IL IM CE ER HL LS	WA	WS	WL	HR	TU CR SH	TG	SE	Usa solo una vez			
										HQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (anotar que se especifica lo contrario)	γ_F	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_F	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_F	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Solo EH, EV, ES, DW, DC	γ_F 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_F	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXIREMO I	γ_F	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXIREMO II	γ_F	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-
FATIGA – Solo IL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2.39 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga^{2B}

^{2B} AASHTO LRFD Table 3.4.1-1 (2004)

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	M Á X I M O	M Í N I M O
DC: Elementos y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (down drag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1.50	0.90
	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1.00	N/A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.95	0.90
	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Tabla 2.40 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p ²⁴⁴

²⁴⁴ AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-2 (2004)

2.9. HIPÓTESIS DE CARGAS EN PUENTES

VEHICULARES.

Una hipótesis de carga en puentes se refiere a una acción que tiene un solo origen, la cual se distribuye sobre el puente de manera que genere la mayor respuesta de éste. Estas hipótesis de carga pueden ser originadas por peso propio, sobrecarga vehicular, viento, sismo, etc. Para la mejor comprensión de lo descrito anteriormente, a continuación se mencionan las hipótesis de carga principales que contiene la AASHTO, que es la normativa que se adopta en nuestro país para el análisis de una estructura de puentes.

2.9.1. Carga muerta.

La carga muerta o permanente debe incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

2.9.2. Sobrecarga vehicular de diseño.

Según la AASHTO, la sobrecarga vehicular consiste en la combinación de:

1. Camión de diseño más carga de carril de diseño.

La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el artículo 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño (Ver FIG. 2.184), y

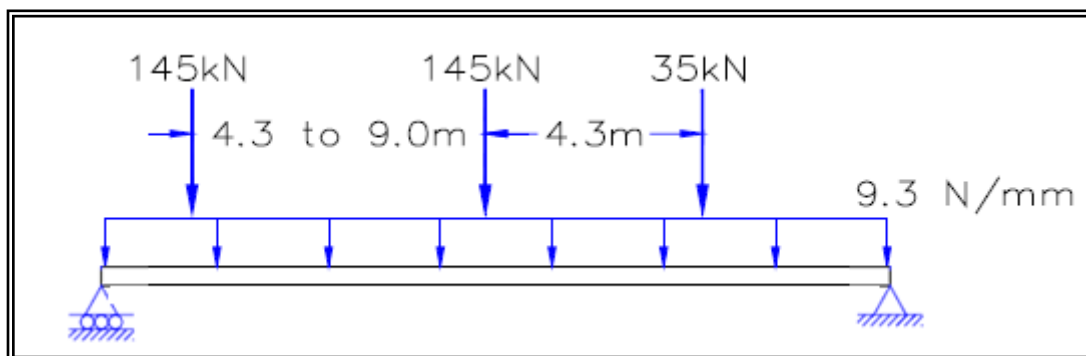


FIG. 2.184 Esquema de cargas debida al camión de diseño.

2. Tándem de diseño más carga de carril de diseño.

El tándem de diseño consta únicamente de dos ejes de llantas separados 1.2 m centro a centro, y cada uno de estos ejes transmite un peso de 110,000 N (110 kN).

- La combinación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño (Ver FIG. 2.185), o

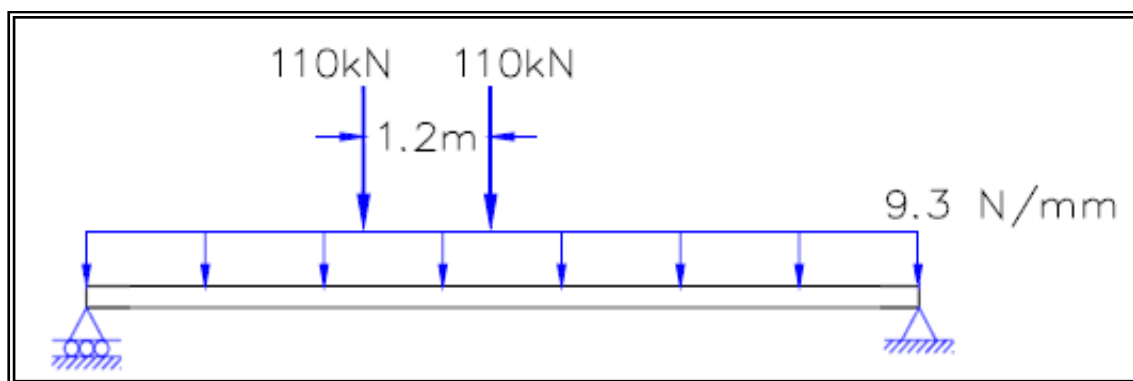


FIG. 2. 185 Esquema de cargas debida al tándem de diseño.

La carga de carril de diseño consiste en una carga uniformemente distribuida de 9.3 N/m m en dirección longitudinal para una viga, pero en el caso del análisis de un carril cargado, la carga lineal se debe transformar a carga por unidad de superficie, por lo que es necesario dividir el valor de de la carga lineal entre el ancho del carril de diseño, y que el artículo 3.6.1.2.1 de la AASHTO recomienda que sea de 3 metros. La sollicitación extrema según el artículo 3.6.1.3.1 de la AASHTO se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- En puentes continuos para momento flector negativo entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores, solamente 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.0 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145,000 N de cada camión se deberá tomar como 4.30 m. (Ver FIG. 2.186).

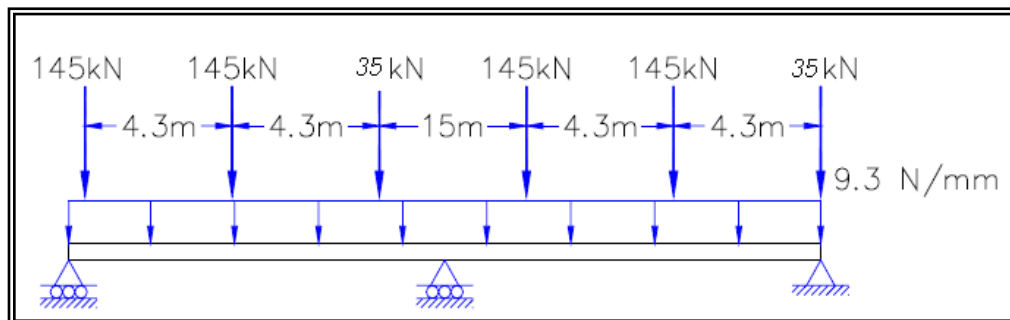


FIG. 2. 186 Esquema de cargas para puentes continuos.

El ancho de carril cargado de 3.0 m se deberá ubicar de manera que produzca solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo del tablero, 0.30 m (1pie) a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes, 0.60 m a partir del borde del carril de diseño.

Las longitudes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar completamente con la carga del carril de diseño.

2.9.3. Excitación sísmica.

Debido a que nuestro país carece de una normativa de diseño por sismo especial para estructuras de puentes, se hace necesario auxiliarse de un espectro de diseño, el cual se puede obtenerse del apartado de análisis dinámico de la norma de diseño por sismo salvadoreña y aplicarse a la estructura del puente.

La aplicación de este espectro de diseño conlleva primeramente a la obtención del período de vibración de la estructura del puente. Esta parte del análisis se puede realizar mediante la utilización de un software que permita ingresar espectros establecidos por el usuario y ser aplicado fácilmente al modelo y calcular la respuesta de la estructura.

2.9.4. Desarrollo de líneas de influencia.

Para complementar con respecto a la hipótesis de carga, a continuación se describe la distribución espacial de las cargas vehiculares sobre un puente para lograr obtener las mayores respuestas de un puente.

La mayoría de diseñadores de estructuras se basan en las máximas solicitaciones a las que está expuesta una estructura para poder diseñarla de forma segura, por lo que determinar la posición de éstas para que produzcan la situación más desfavorable se hace de gran importancia en puentes. Esta etapa se puede llevar a cabo mediante la variación de la posición de una carga puntual unitaria que simule el paso del eje de un vehículo. La variación en la posición de dicha carga puntual a lo largo del puente y el cálculo de cualquier respuesta debida a esta carga, ya sean: acciones internas, reacciones, giros, desplazamientos; genera una gráfica que indica el tipo de respuesta al que es sometido el puente en un punto preestablecido y así mismo calculado, a dicha grafica se le llama **línea de influencia**. Expresado de otra manera, una línea de influencia es la respuesta que presenta la estructura debido a la variación de la posición de la sobrecarga vehicular. La línea de influencia de una carga puntual unitaria es una herramienta útil, ya que ésta es directamente proporcional a cualquier valor que tome el eje de carga del vehículo, es decir que, para determinar el cortante o momento para una fuerza cualquiera, solamente es necesario multiplicar el valor de la ordenada de la línea de influencia respectiva en el punto donde se ubica el eje de carga, por la magnitud de la carga del eje.

Por lo anteriormente descrito, las líneas de influencia son diferentes para el tipo de acción y para el punto en análisis, por lo tanto, un punto fijo cualquiera puede tener líneas de influencia para momento, cortante, deflexión y giro.

Para un puente isostático, la línea de influencia es fácilmente determinada mediante simple equilibrio en cualquier punto. Cuando el puente es continuo, aumenta la dificultad para el cálculo de las líneas de influencia, siendo necesaria la utilización de métodos más complejos para su determinación.

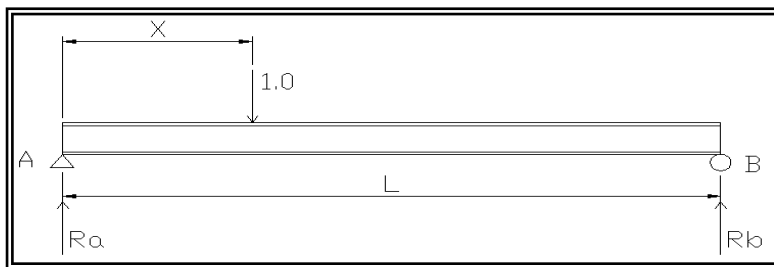


FIG . 2. 187 M odelo para el cálculo de líneas de influencia.

En la FIG . 2.187 se muestra el modelo para determinar la línea de influencia de las reacciones, como para momento en un punto dado. A continuación se muestran las líneas de influencia para cada una de las acciones en la viga simplemente apoyada.

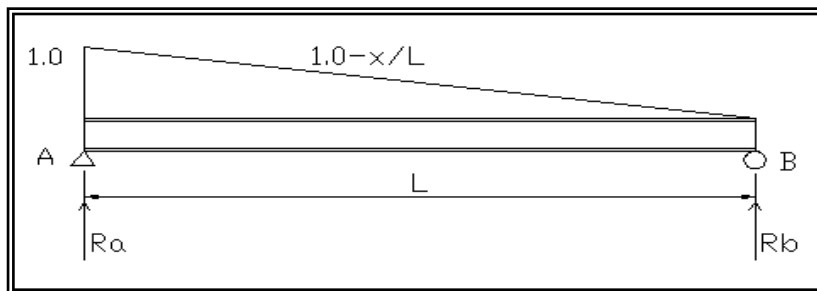


FIG . 2. 188 Línea de influencia para reacción A .

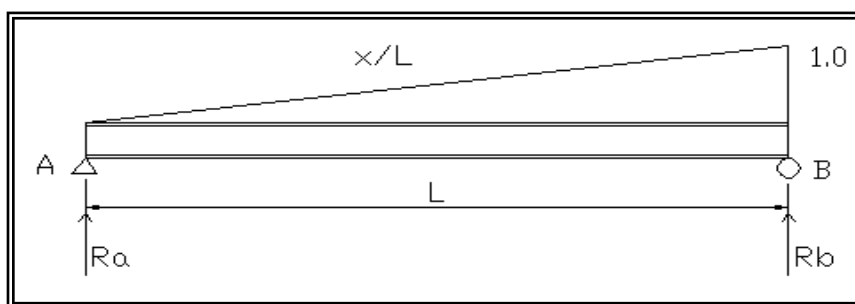


FIG . 2. 189 Línea de influencia para reacción B .

Nota: Debido a que se diseña para la carga más desfavorable, la ubicación del eje de carga de mayor magnitud estará sobre la ordenada mayor de la línea de influencia (en el apoyo), y los demás ejes estarán dentro de la viga. Para el cálculo del cortante, se multiplica el valor de la ordenada de la línea de influencia por la magnitud de la carga del eje respectivo.

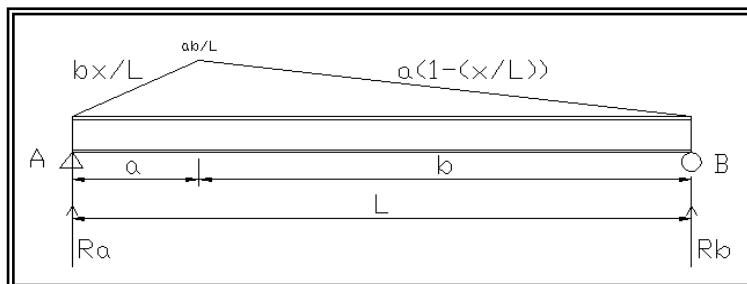


FIG. 2. 190 Línea de influencia para momento en un punto cualquiera.

En la FIG. 2.190 se puede observar que el momento máximo ocurre exactamente en el punto de análisis. Se puede comprobar que el máximo momento entre todas las posibles posiciones ocurre en el centro del claro.

2.9.5. Combinaciones de carga en puentes.

De acuerdo al método de factores de carga y resistencia (LRFD), las acciones calculadas con las hipótesis de carga se deben mayorar y combinar para poder garantizar que la estructura se comporte de una forma ideal. La AASHTO contiene la forma de combinar los efectos producidos por las hipótesis, estas se diferencian en tres grupos que son:

COMBINACIONES	DESCRIPCION
Resistencia	Este tipo de combinación contiene las acciones provocadas por el uso normal del puente, vehículos especiales y otras cargas adicionales como el efecto del viento sobre la estructura.
Evento extremo	Como su nombre lo indica, este tipo de combinaciones incluyen eventos extremos que se pueden dar o no en el período de la vida útil del puente. Entre estas se encuentran eventos sísmicos, colisiones de barcos, eventos hidráulicos, etc.
Servicio	Esta combinación toma en cuenta todas las cargas en su forma nominal (sin mayorar) para el control de las deflexiones, esfuerzos internos admisibles, presfuerzo, etc.

Tabla 2. 41 Combinaciones de cargas para puentes.

Estos tipos de combinaciones y sus factores de amplificación de cargas y la disminución de resistencia se encuentran en el artículo 3.4.1 de la AASTHO.

CAPÍTULO 3

GUÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.

3.1. INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO .

Este capítulo desarrolla los pasos necesarios de la Guía de Diseño Estructural de Elementos Constitutivos de un Puente, la cual está orientada para proporcionarle al lector una mejor comprensión de cada uno de estos, y su aplicación. Se debe mencionar que algunos pasos dentro de la guía tienen su fundamento teórico en los temas desarrollados en el Capítulo 2 del presente trabajo de graduación, por lo que solamente se hará referencia a dichos temas en su debido momento.

Todos los pasos dentro de la guía se basan en cada uno de los elementos individuales de concreto reforzado que forman parte de un puente, y que constituyen la superestructura, subestructura y fundaciones. Debido a que las consideraciones de los elementos se describen individualmente, se hizo necesario plantear una metodología de diseño estructural para cada uno de ellos.

La guía desarrolla los pasos de diseño y criterios de cada uno de los componentes del puente, que se enumeran a continuación:

- Losa,
- Vigas,
- Diafragmas,
- Apoyos Elastoméricos,
- Pilas,
- Estribos,
- Zapatas,
- Pilotes,
- Barandas.

La secuencia de pasos contenidos en este capítulo, será la que se aplicará en el **Capítulo 4** del ejemplo de diseño estructural de un puente, por lo que es necesario su correcta comprensión, y además tomar en cuenta la importancia de los temas complementarios que se encuentran en el **Capítulo 2**.

Los **objetivos** que la guía contempla son los siguientes:

- ✚ Servir de material de apoyo para asignaturas relacionadas con el diseño de elementos de puentes.
- ✚ Proporcionar una guía tanto para estudiantes como profesionales sobre los pasos a seguir en el proceso de diseño de un puente de concreto reforzado.
- ✚ Brindar y definir los criterios que se necesitan considerar en la selección de los elementos que constituyen un puente.
- ✚ Que este capítulo sirva para un mejor entendimiento en el análisis y diseño estructural de los elementos que constituyen un puente.

Los **alcances** están relacionados con los siguientes aspectos:

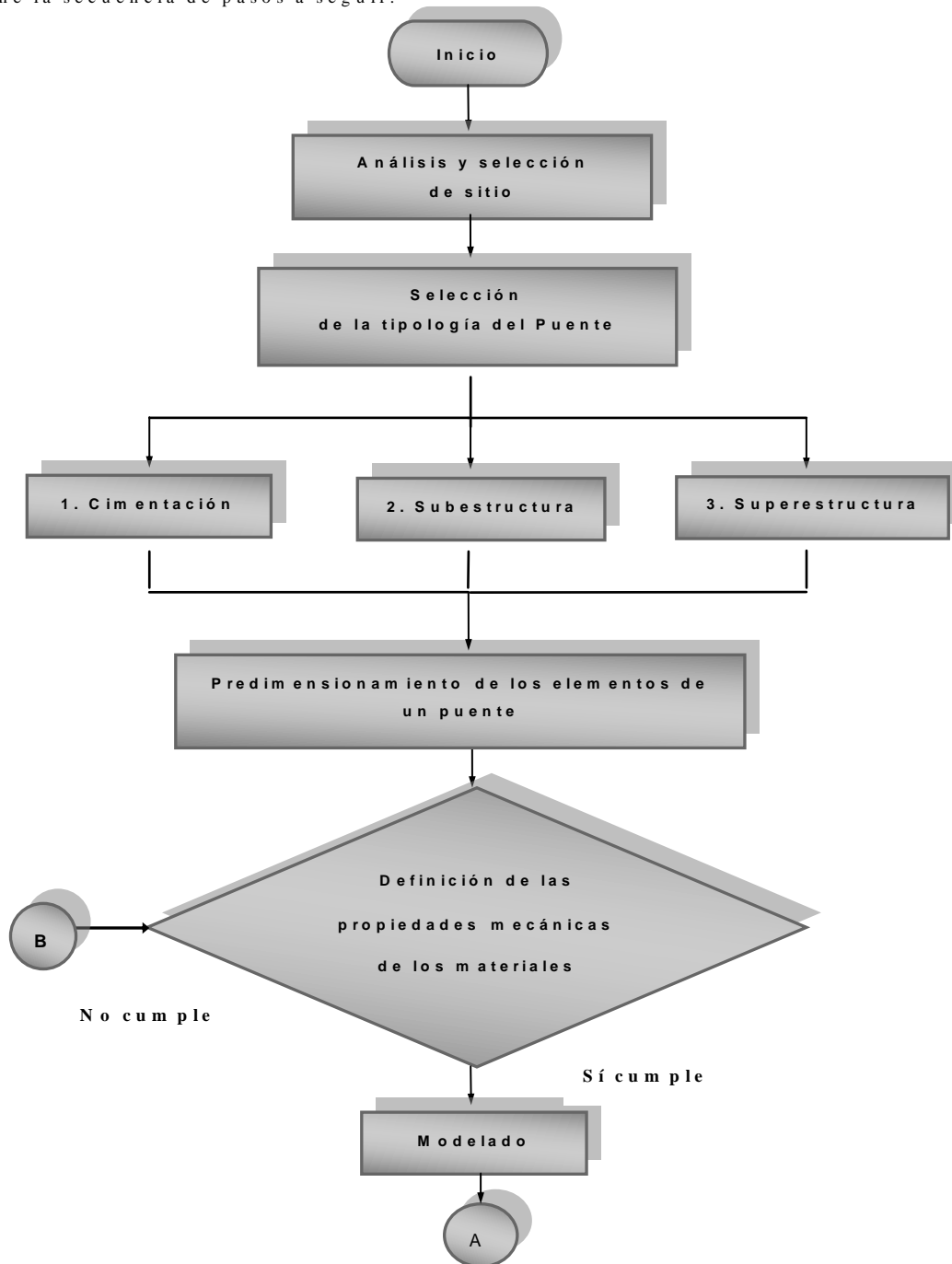
- ✚ La presente guía comprende el análisis y diseño de elementos de un puente de concreto reforzado, simples o continuos.
- ✚ Las consideraciones planteadas para la presente guía, son generales y aplicables a las condiciones de nuestro país.

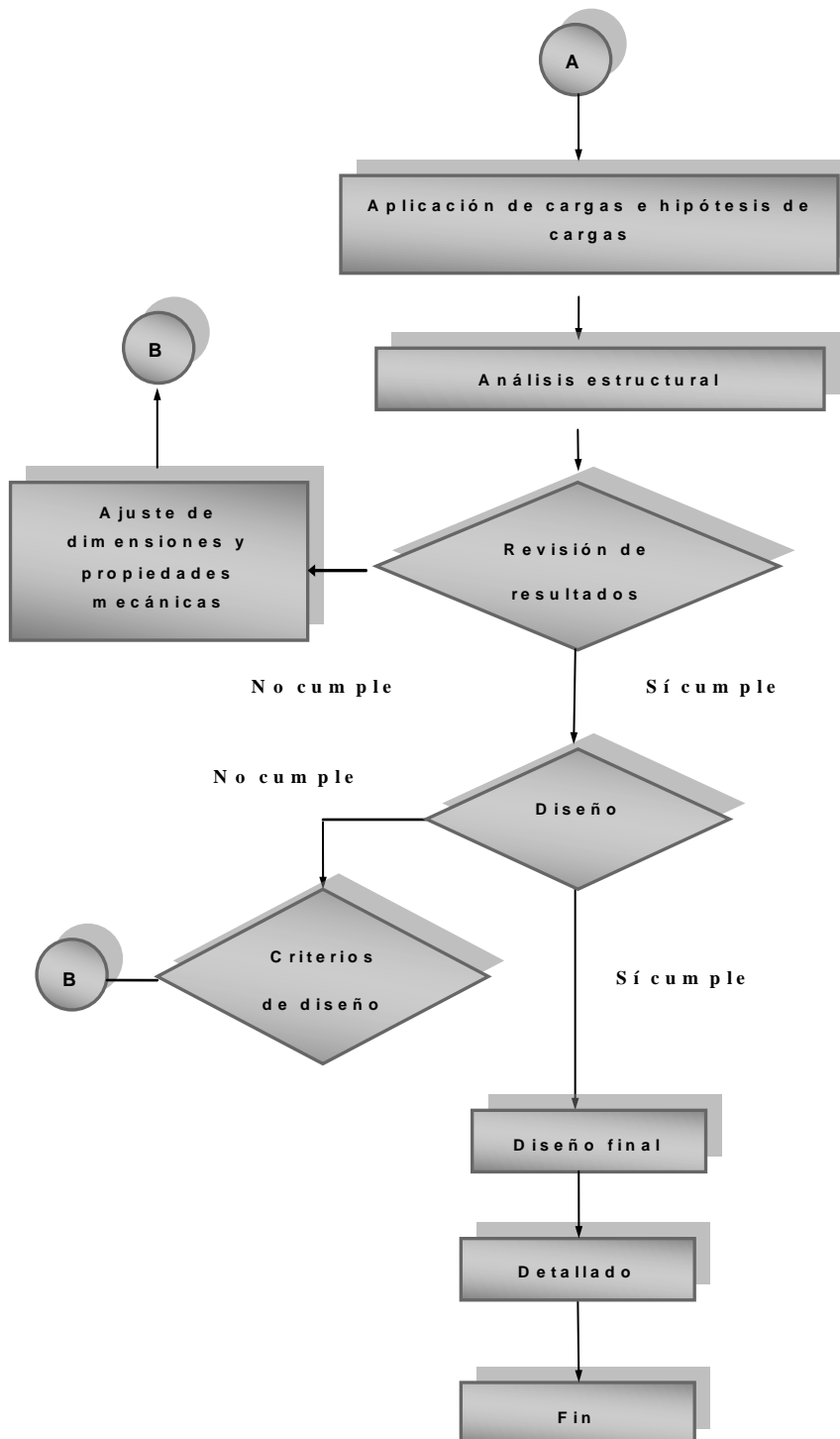
Esta guía está **limitada** por los siguientes aspectos:

- ✚ La normativa aplicada en el diseño y análisis estructural de elementos constitutivos de un puente es la Especificación AASHTO LRFD edición 2004.
- ✚ Los puentes considerados en el desarrollo de este capítulo incluye solamente puentes de concreto reforzado.

3.2. GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.

Antes de desarrollar el contenido de la guía se presentará como un flujograma que contiene la secuencia de pasos a seguir:





De los pasos definidos en el flujograma se retom a dentro de la guía desarrollada en este capítulo, el cual se realiza en forma ordenada. Se debe destacar que los estudios de las condiciones del **sitio de ubicación del puente** como primer aspecto en el flujograma, se retomó en el Capítulo 2 de este trabajo de graduación, por lo que se retom a como un paso que resume toda la información necesaria.

Con el análisis de estas condiciones se procede a la **selección del tipo de puente**, en donde se aborda en forma específica y ordenadamente partiendo desde la cimentación, subestructura, y superestructura para la mejor estructuración preliminar de los elementos resistentes.

Seguidamente se establecen las dimensiones iniciales de todos los elementos (**predimensionamiento**), y la definición de las **propiedades de los materiales** con los que se conformará la estructura, dichas propiedades están explicadas en el Capítulo 2.

Establecida la geometría inicial del puente y sus fases constructivas, se generarán los **modelos para el análisis de la estructura**. Es importante conocer las cargas que actúan sobre el puente y sus hipótesis para obtener las mayores respuestas que servirán para su diseño.

Además se destaca que para retomar las cargas y su mejor aplicación, se deben consultar los reglamentos especiales para puentes, tal como la AASHTO LRFD que es aplicada en muchos de los países de América y nuestro país.

El **análisis estructural** se realizará en el capítulo 4 mediante la ayuda de un software especial para la determinación de la respuesta del puente, en los que intervienen todos los aspectos anteriormente mencionados y que se desarrollarán dentro de este capítulo. La guía finaliza con el **diseño de los elementos** que constituyen el puente y su respectivo **detallado**, en los que intervienen otros procesos específicos para cada uno de estos. Cada parte del diseño se debe reforzar mediante el apoyo de la especificación AASHTO LRFD que debe ser obligatoriamente usada para las cargas vehiculares aplicadas en los pasos anteriores.

3.3. GUÍA DE DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.

PASO # 1: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DEL SITIO

Se analizará la información recabada, a través de los estudios realizados en el sitio donde se proyectará el puente. Con este análisis se pretende establecer la mejor ubicación de la estructura de paso. La información necesaria para realizar el análisis se lleva a cabo por medio de los estudios presentados en la **Tabla 3.1** y **Tabla 3.2**.

ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA	INFORMACIÓN A OBTENER	REFERENCIA A CAPITULO 2
Topográfico	- Perfil de terreno natural. - Definición precisa de la ubicación de los elementos del puente.	Pág. 164-165
Hidrológico y Hidráulico	- NAME (Nivel de Aguas Máxima Extraordinaria). - NAM (Nivel de Aguas Máxima).	Pág. 165-178
Geológicos y Geotécnicos	- Identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. - Zonas de deslizamientos.	Pág. 178-187
Morfología y Geomorfología	- Morfología del cauce.	Pág. 187-188
Tectonismos y Riesgos Sísmicos	- Coeficiente sísmico.	Pág. 187-193
Estudio de Impacto Ambiental	- Establecer las condiciones ambientales de la zona. - Definir el impacto que puede tener la obra en el medio ambiente.	Pág. 193-197

Tabla 3.1 Estudios de Ingeniería Básica – Condiciones Naturales del lugar. ²⁴⁵

²⁴⁵ *Nota: Si se desea profundizar en los estudios mencionados y la interrelación entre ellos, el capítulo 2, en el apartado 2.3 contiene el desarrollo de estos y otros estudios que no se utilizan para el diseño estructural. Con la combinación de las situaciones más favorables en cada estudio, se tomará la decisión de seleccionar el sitio de emplazamiento del puente.*

ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA		INFORMACIÓN A OBTENER	REFERENCIA A CAPITULO 2
	Estudios de tráfico	- Calculo de los volúmenes de tráfico.	Pág. 188
	Estudio de trazo y diseño vial de los accesos	- Características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente.	Pág. 188-200
	Geometría general y proyecto geométrico	- Desarrollo de perfil longitudinal. - Desarrollo en planta.	Pág. 200
	Geometría de detalles	- Propuestas de detalles (gálibos).	Pág. 200-209

Tabla 3.2 Estudios de Ingeniería Básica – Condiciones Técnicas de Servicio.

PASO # 2: SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Establecido el tipo de puente proyectado, se realizará la selección de los elementos que componen la cimentación, la subestructura y la superestructura del puente. Se iniciará con los elementos que transmiten la carga al suelo, es decir, las fundaciones; posteriormente la subestructura y finalizando con la superestructura; tal como se desarrolla a continuación.

a) Selección del tipo de cimentación.

Los criterios que se establecerán para seleccionar el tipo de cimentación será la presencia del fenómeno de socavación, la existencia de mantos rocosos y la capacidad de carga del suelo donde se proyecta la cimentación del puente, dichos criterios se muestran en la **Tabla 3.3**, que ayudarán al diseñador en la selección de la cimentación ya sea superficial ó profunda. La clasificación del estrato de suelo se realizará a través de los estudios geotécnicos, por lo que con dicha información y con la ayuda de la **Tabla 3.4** se identificará la capacidad admisible del suelo en el sitio de emplazamiento del puente y se seleccionará la cimentación adecuada.

TIPO DE CIMENTACIÓN	CRITERIO DE SELECCIÓN
Superficial	<ul style="list-style-type: none"> - Presencia baja o nula del fenómeno de socavación (Paso a desnivel). - Existencia de mantos rocosos superficiales. - Capacidad de carga del suelo superficial alta.
Profunda	<ul style="list-style-type: none"> - Presencia del fenómeno de socavación. - Existencia de estratos resistentes a gran profundidad. - Presencia de cargas de levantamiento.

Tabla 3.3 Criterios para la selección del tipo de cimentación²⁴⁶.

La Tabla 3.4, 3.5 y 3.6 clasifica los suelos en rocas, suelos granulares y suelos finos, respectivamente. Las rocas como las ígneas y metamórficas sanas tiene una capacidad admisible hasta de 10 MPa, los suelos granulares como las gravas y mezclas de arena y grava soportan cargas mayores a 0.6 MPa y los suelos finos como las arcillas duras pueden exponerse a cargas de hasta 0.6 MPa, para cada una de estas se indicarán las cimentaciones a construir.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO ROCOSO	CAPACIDAD ADMISIBLE (MPA)	TIPO DE CIMENTACIÓN
Rocas ígneas y metamórficas sanas (Granito, diorita, basalto, gneis).	10	Cimentaciones a construir son las superficiales.
Roca metamórfica foliadas sana (Esquistos, pizarras).	3	
Roca sedimentaria sanas. Pizarras cementadas, limolitas, areniscas, calizas sin calcificar, conglomerados cementados.	1 a 4	
Rocas arcillosas sanas.	0.5 a 1	
Rocas diaclasadas de cualquier tipo con espaciamiento de discontinuidades superior a 0.30 m, excepto rocas arcillosas.	1	

Tabla 3.4 Clasificación de suelos rocosos y su respectiva capacidad admisible.

²⁴⁶ Nota: Esta es una selección preliminar para determinar que tipo de cimentación se deberá construir, posteriormente con la clasificación y con la capacidad admisible de los suelos se tendrá un mejor panorama de las condiciones que existen en el sitio de emplazamiento del puente. Es necesario contar con un estudio de suelos completo para incluir todos los factores y criterios necesarios para una adecuada selección de las cimentaciones.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO GRANULARES	CAPACIDAD ADMISIBLE (M P A)	TIPO DE CIMENTACIÓN
Gravas y mezclas de arena y grava, muy densas.	>0.6	Cimentaciones a construir son las superficiales.
Gravas y mezclas de grava y arena, medianamente densas a densas.	0.2 a 0.6	
Gravas y mezclas de arena y grava, sueltas.	< 0.2	
Arena muy densa.	> 0.3	
Arena medianamente densa.	0.1 a 0.3	
Arena suelta.	< 0.1	

Tabla 3.5 Clasificación de suelos granulares y su respectiva capacidad admisible.

CLASIFICACIÓN DEL SUELO FINOS	CAPACIDAD ADMISIBLE (M P A)	TIPO DE CIMENTACIÓN
Arcillas duras.	0.3 a 0.6	Cimentaciones a construir son las profundas.
Arcillas muy firmes.	0.15 a 0.3	
Arcillas firmes.	0.075 a 0.15	
Arcillas y limos blandos.	< 0.075	

Tabla 3.6 Clasificación de suelos finos y su respectiva capacidad admisible.

Según el sitio más adecuado proporcionado por el estudio geotécnico, se seleccionará la **configuración** de la cimentación, ya sea **superficial** o **profunda**. Se presenta en la **Tabla 3.7** los criterios para realizar dicha selección, en el caso de las zapatas, el criterio que se empleará es el tipo de pila proyectada; y para los pilotes el criterio es la profundidad usual y máxima que proporcionará el material de dichas cimentaciones profundas²⁴⁷.

²⁴⁷ Nota: para ampliar el tema de cimentaciones superficiales y profundas se sugiere revisar el capítulo 2, en el apartado 2.2.3-C.

SELECCIÓN DEL TIPO DE ZAPATA SEGÚN PILA PROYECTADA		
PILA		CLASIFICACIÓN DE ZAPATA
Tipo columna		Aislada
Tipo marco		
Tipo múltiples columnas		Corrida
Tipo pared		
SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE SEGÚN PROFUNDIDAD		
Profundidad (m)		Material
Usual	Máxima	
15-60	Ilimitada	Acero
10-15	30	Concreto pre moldeado reforzado
10-35	60	Concreto pre moldeado presforzado
5-15	15-40	Concreto in situ encamisado
5-15	30-40	Concreto in situ sin camisa
10-15	30	Madera

Tabla 3.7 Criterios para la selección del tipo de cimentación superficial y profunda.

b) Selección de la subestructura.

La selección de la subestructura depende de la definición de varios de los elementos que la componen, los cuales tienen diferentes criterios para su selección entre estos elementos tenemos:

- i.) Estribos (Apoyos Extremos).
- ii.) Pilas (Apoyos Intermedios).
- iii.) Apoyos.
- iv.) Topes sísmicos.

A continuación se muestran una serie de aspectos de tomar en cuenta para cada uno de los elementos.

i.) Selección de Estribos (Apoyos extremos).

Los tipos de estribos que se muestran en las FIG. 3.1 y FIG. 3.2 están relacionados y cumplen los criterios presentados en la Tabla 3.8, estos están en

función de los aspectos técnicos, funcionales y económicos, los cuales ayudarán al diseñador para la selección del estribo.

CRITERIOS	CONDICIÓN	NIVEL	TIPO DE ESTRIBO	FIG.
	Altura del relleno	Bajo ≤ 3 m	Extremo abierto (Tipo asiento). Extremo abierto (tipo integral).	3.1-b 3.1-a
		Alta > 3 m	Extremo cerrado (Tipo voladizo y restringido). Extremo cerrado (Marco Rígido).	3.2-a,b 3.2-c
	Futura ampliación del puente	Adecuado	Extremo abierto (Tipo Spill through).	3.1-c
	Juntas de construcción	Elimina	Elimina	Extremo cerrado (Marco Rígido). Extremo abierto (Tipo Integral).
No elimina			Extremo cerrado (Marco restringido y voladizo). Extremo abierto (Tipo asiento y spill throught).	3.2-a,b 3.1-b,c
Confort		Alto	Extremo abierto (Todos los tipos).	3.1-3.2
		Bajo	Extremo cerrado (Todos los tipos).	3.1-3.2
Costos	Altos	Altos	Extremo abierto (para cruces en ríos). Debido a protección por erosión.	3.1
	Bajos	Bajos	Extremo abierto (para pasos a desnivel).	3.1

Tabla 3.8 Estribo de extremo abierto.

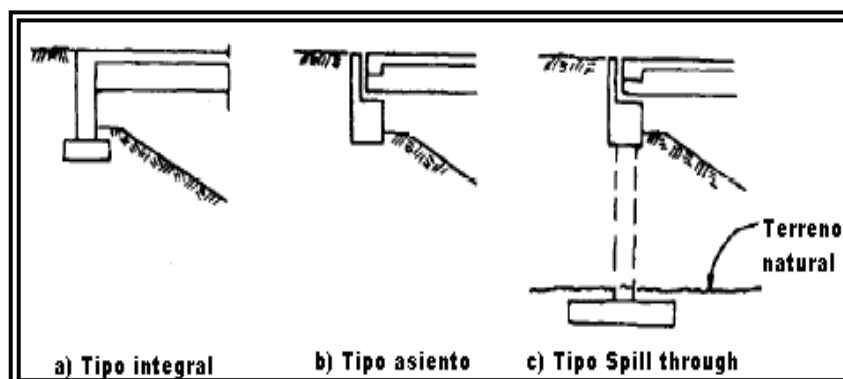


FIG . 3.1 Subtipos de estribo de extremo abierto ²⁴⁸.

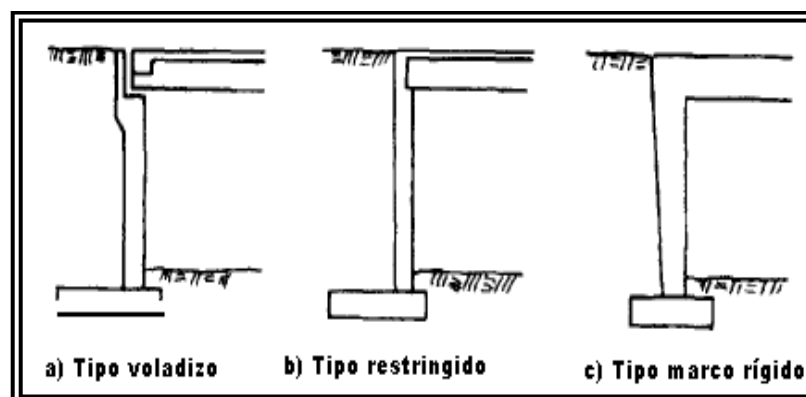


FIG . 3.2 Subtipo de estribo de extremo cerrado ^{249,250}.

ii.) Selección de Pilas (Apoyos intermedios).

Los criterios para la selección del tipo de pila se fundamenta en tres aspectos: sitio del emplazamiento, es decir cuando el obstáculo es un río o una carretera; altura de la pila, es decir de gran altura o baja altura y material del tablero, ya sea

²⁴⁸ Fuente: ACI Comité 343.

²⁴⁹ Fuente: Idem 4.

²⁵⁰ Nota: La selección de los materiales utilizados en la construcción de estribos tipo asiento, para puentes vehiculares relativamente pequeños, dependerá de la cercanía de las fuentes de abastecimiento de dichos materiales al sitio de construcción, ya que pueden ser construidos de mampostería de piedra o de concreto reforzados. Como parámetro orientativo la altura de estribos de mampostería de piedra son adecuados hasta una altura de 6 m. A más altura se podrá optar por el concreto reforzado. Si se quiere profundizar en las partes que componen un estribos, ver Capítulo 2, apartado 2.2.3.-B-d.

de concreto colado in situ o tablero prefabricado de concreto reforzado; tal como se presenta en la **Tabla 3.9**. Estos criterios ayudaran al diseñador a elegir el tipo de pila para un puente específico.

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE PILAS			
TABLERO DE CONCRETO COLADO IN SITU			
Sitio de emplazamiento	Altura	Tipo de pila	FIG. ²⁵¹
Sobre río	Pilas altas	Marcos de columna simple o columnas múltiples, pila simple, secciones transversales solidas, monolíticas; fija en el fondo.	2.78
	Pilas cortas	Pilas tipo pared, sección transversal sólida, monolíticas fijas en el fondo.	2.75
Sobre carretera	Pilas altas	Marcos de columna simple o columnas múltiples, secciones transversales sólidas para la mayoría de los casos, monolítica, fijas en el fondo.	2.72
	Pilas cortas	Marcos de columna simple o columnas múltiples, sección transversal sólida, monolíticas, fijas en el fondo.	2.73
TABLERO PREFABRICADO DE CONCRETO PRESFORZADO			
Sobre agua	Pilas altas	Pila tipo pared o cabeza de martillo, secciones transversales huecas para la mayoría de los casos, en voladizo, podría utilizar la combinación de pilas de cabeza de martillo con base de pila tipo pared y pilar gradualmente reducido.	2.76
	Pilas cortas	Pila tipo pared o cabeza de martillo, secciones transversales huecas para la mayoría de los casos, en voladizo.	2.74
Sobre tierra	Pilas altas	Pilas de cabeza de martillo y posiblemente marcos rígidos de columnas múltiples, secciones transversales huecas para pilar simple y secciones transversales sólidas para marcos rígidos, en voladizo.	2.77, 2.72
	Pilas cortas	Pilas cabeza de martillo y marcos rígidos (marcos columnas múltiples), secciones transversales sólidas, en voladizo.	2.77, 2.72

Tabla 3.9 Consideraciones para diferentes tipos de pilas. ²⁵²

²⁵¹ *Nota: La referencia de las figuras estan contenidas en el Capítulo 2, apartado 2.2.3-B-e.*

iii.) Selección de apoyos.

Los criterios para seleccionar el tipo de apoyo están en función de la restricción de la superestructura, que se refiere al tipo de movimiento permitido tanto en traslación como rotación en cualquier eje, además está relacionado con el esviaje del puente. Se muestra en la **Tabla 3.10** un resumen de los criterios para su selección.

CRITERIOS PARA SELECCIONAR APOYOS			
Restricción de la superestructura	Alineamiento apropiado	Tipo de apoyo	FIG. ²⁵³
Ninguna en rotación Ninguna en traslación	Esviaje pequeño o puentes rectos	Elastomérico	2.59 - 2.60
Ninguna en rotación Parcial o total en traslación.	Esviaje grande o puentes curvos y/o largos	Deslizante	2.63
Ninguna en rotación Parcial o total en traslación.	Esviaje pequeño o puentes rectos	Pot	2.61

Tabla 3.10 Consideraciones para diferentes tipos apoyo²⁵⁴.

iv.) Selección de topes sísmicos.

La selección de los topes sísmicos estará en función del tipo de apoyo, tal como esta explicado anteriormente, a seleccionar en los estribos y pilas, ya que restringe el desplazamiento transversal. Los criterios para su selección se tomarán según la **Tabla 3.11**, que establece que para la selección del tipo de tope sísmico se tomará en cuenta la dirección del desplazamiento de la

²⁵² *Nota:* El diseñador podrá optar por otras alternativas tomando en cuenta otros aspectos no contemplados en la tabla 3.9

²⁵³ *Nota:* La referencia de las figuras están contenidas en el Capítulo 2, apartado 2.2.3-B-a.

²⁵⁴ *Nota:* Estos tipos de apoyos son usados para puentes en donde la superestructuras y subestructura no se han construidos en una sola fase (estructura monolítica), es decir, que los subsistemas no necesariamente deben tener las mismas deformaciones, ya que pueden ser acomodados por el apoyo seleccionado. El número de apoyos a seleccionar dependerá de la configuración de la pila y la cantidad de vigas seleccionadas para sostener el tablero del puente.

superestructura, la ubicación y material de dicho elemento. Para ayudar al diseñador a comprender estos criterios; las FIG. 3.3 y FIG. 3.4 esquematizan los criterios presentados en la tabla siguiente.²⁵⁵

CRITERIOS PARA SELECCIONAR TOPES SÍSMICOS			
Dirección del desplazamiento de la superestructura	Ubicación	Material	Función
Longitudinal (Paralelo al eje del puente)	Frontal al borde longitudinal del tablero. (Cabezal del estribo)	Elastómero	Amortiguar el posible golpeteo entre superestructura y cabezal de estribo.
Transversal (Perpendicular al eje del puente)	En la FIG. 3.3 se observa un ejemplo de tope sísmico de concreto reforzado con varillas de acero, y unido en sus extremos a los apoyos a través de placas metálicas. En la FIG. 3.4 se aprecia la combinación de tope de concreto y uno metálico.	Concreto y acero.	Restringir el desplazamiento lateral de la superestructura. Generalmente los topes sísmicos de concreto son utilizados en los espacios internos entre viga y viga; y los metálicos en los extremos.

Tabla 3.11 Criterios para seleccionar topes sísmicos.

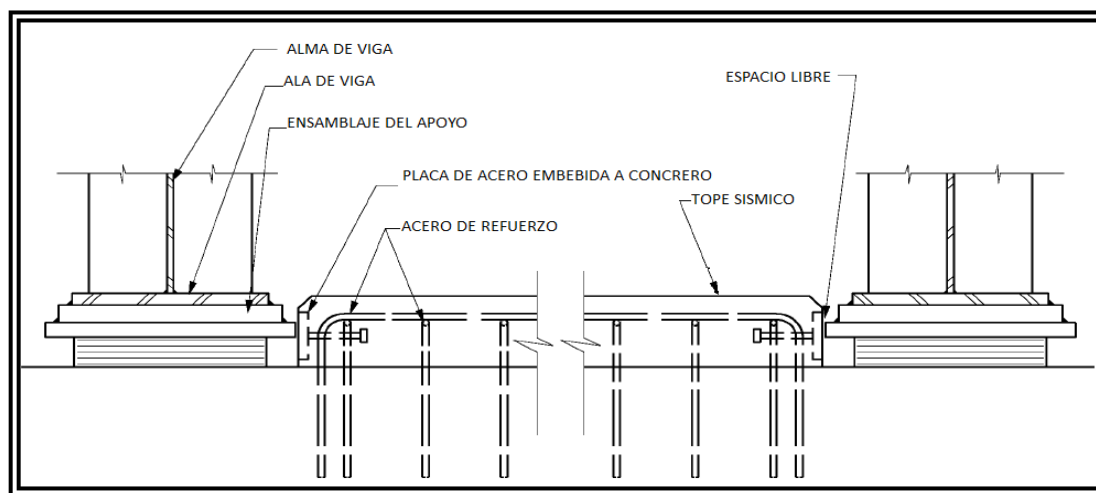


FIG. 3.3 Tope sísmico de concreto. Vista frontal.²⁵⁶

²⁵⁵ Nota: Si se desea profundizar acerca de los topes sísmicos, dirigirse al Capítulo 2 apartado 2.2.3-B-b.

²⁵⁶ Fuente: Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines, AASHTO/NSBA.

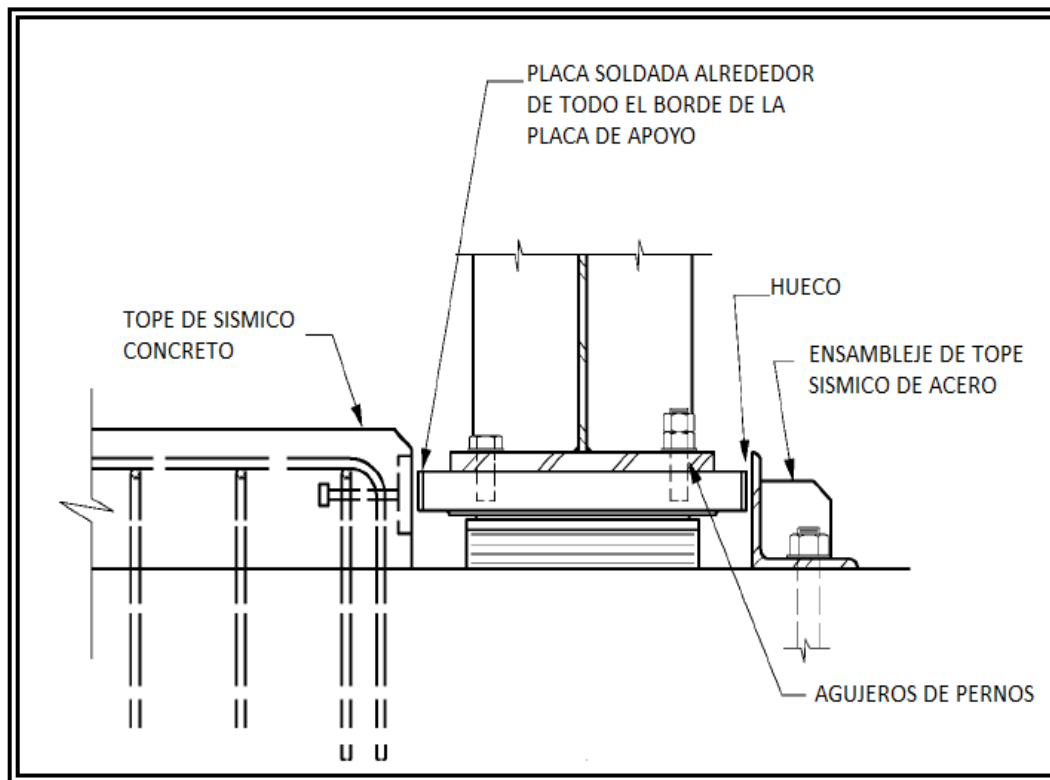


FIG. 3.4 Combinación de tope sísmico de concreto y acero. Vista frontal.²⁵⁷

c) Selección de la superestructura.

La selección de la superestructura, dependerá de la ubicación de los estribos, la cantidad y ubicación de pilas y el claro entre éstas, el número de carriles a proyectar y de la facilidad de acceso hacia el lugar de construcción. Generalmente, el criterio que predomina es el claro entre apoyos, por lo cual, es posible representar los rangos de aplicación de los diferentes tipos de superestructura en función de dicho claro. Esta representación se muestra en la **Tabla 3.12**.

²⁵⁷ *Idem 11.*

LUZ (M)	TIPO DE SECCIÓN TRANSVERSAL	FIGURA
6 a 20	Losas macizas	
	Losas nervadas	
	Losa aligeradas	
	Vigas premoldeadas de sección cajón adosadas.	
10 a 25	Vigas T múltiples de concreto reforzado	
20 a 50	Vigas Preesforzadas T	
	Vigas Presforzadas V	
20 a 40	Tablero Mixto (Vigas de Acero y Losa de Concreto)	
20 a 60	Vigas vaciadas "in situ" de concreto presforzado (secciones alivianadas o tipo Cajón)	
Inercia Constante: 20 a 60	Secciones Cajón	
Inercia Variable: 60 a 200	Secciones Cajón	

Tabla 3.12 Tipos de Superestructura según Luz del Tramo.

PASO # 3: PREDIMENSIONAMIENTO

Definir la geometría (dimensionamiento) de los elementos de los subsistemas seleccionados en el **Paso #2**. Se tomará en cuenta que en el predimensionamiento intervienen una serie de criterios a considerar, los cuales se desarrollan a continuación por cada elemento a diseñar, además estos criterios pueden variar dependiendo de los aspectos como la calidad de material, mano de obra calificada, proceso constructivo, etc. Los elementos que se necesitan predimensionar son:

- a) Tablero.
- b) Vigas longitudinales.
- c) Estribos y muros de sostenimiento.
- d) Soportes intermedios.
- e) Fundaciones superficiales.
- f) Fundaciones profundas.

El predimensionamiento de cada uno de los elementos están establecidos de la siguiente manera:

a) Tablero.

La norma AASHTO, propone el parámetro de la altura mínima de recubrimiento que se deberá de considerar al momento de dimensionar el tablero, y esta dado por la siguiente expresión:

$$h_{mín} \geq 175 \text{ mm}^{258}$$

La **Tabla 3.13**, (Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO) muestra las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para tableros de profundidad constante, que puede ser de concreto reforzado o pretensado. La segunda columna indica el tipo de apoyo que sostendrá el tablero. Los valores utilizados en la **Tabla 3.13** para el cálculo de la profundidad mínima serán:

S: Longitud de la losa entre los centros de la viga (mm).

²⁵⁸ *Nota: excluyendo de esta medida cualquier tolerancia para pulido, texturado.*

L : Longitud de tramo (luz libre o claro), (mm).



SUPERESTRUCTURA		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
		Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
		(h_{min})	
Material de la losa	Tipo de soporte ²⁵⁹	Tramos simples 	Tramos continuos 
Concreto Reforzado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Vigas cajón	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035 L	0.033 L
Concreto Pretensado	Losas	$0.030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0.027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0.045 L	0.040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033 L	0.030 L
	Vigas cajón adyacentes	0.030 L	0.025 L

Tabla 3.13 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

En la FIG. 3.5 se observa cómo se debe tomar el valor de S y las alturas mínimas que se obtendrán al usar la **Tabla 3.13**.

²⁵⁹ Nota: La referencia de las figuras están contenidas en el Capítulo 2, apartado 2.2.3-A.

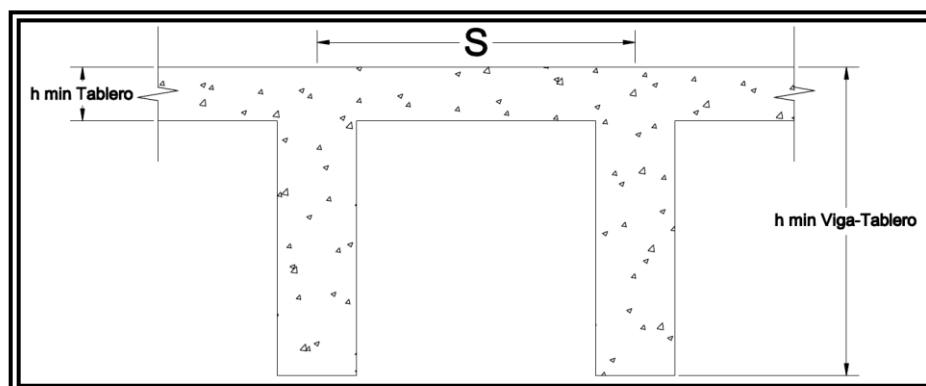


FIG. 3.5 Valor de "S": a considerar, h_{min} calculadas para el predimensionamiento.

b) Vigas Longitudinales.

Para el predimensionamiento de las vigas se utilizará las relaciones de profundidad-claro incluidas en las consideraciones técnicas y económicas para vigas de concreto reforzadas, acero estructural y pretensadas, mostradas en el Bridge Design Aids del CALTRANS (Ver **Tabla 3.14**), que son parámetros generales para los distintos tipos de viga. Debido a que el claro de las vigas generalmente es conocido, se puede establecer una profundidad de la viga según las relaciones mostradas en la **Tabla 3.13**.

TIPO DE VIGA	RELACIÓN PROFUNDIDAD/CLARO (H/L) ²⁶⁰	TIPO DE CLARO
Viga T de concreto reforzado	0.07	Simple
	0.06	Continuos
Vigas de Acero (Soldadas) Mixtas	0.06	Simple
	0.045	Continuos
Vigas de concreto presforzadas (Prefabricadas)		
Vigas Doble T:	1/16 – 1/18	No especifica
Vigas I	1/16 – 1/18	No especifica

Tabla 3.14 Resumen de relaciones profundidad a claro para vigas.

²⁶⁰ Nota: Las unidades de la profundidad (H) y el claro (L) del puente se introducirán en metros. Dado que el claro del puente es conocido generalmente, se utilizará la relación H/L para obtener un valor aproximado de la profundidad de la viga para predimensionar dicho elemento.

c) Estribos.

El predimensionamiento de estribos deberá guiarse de acuerdo a la FIG. 3.6, que muestran las proporciones generales de varios componentes del estribo.

Según la FIG. 3.6a, las dimensiones presentadas corresponde a estribos de mampostería de piedra y la FIG. 3.6b corresponde para estribos construidos de concreto reforzado.

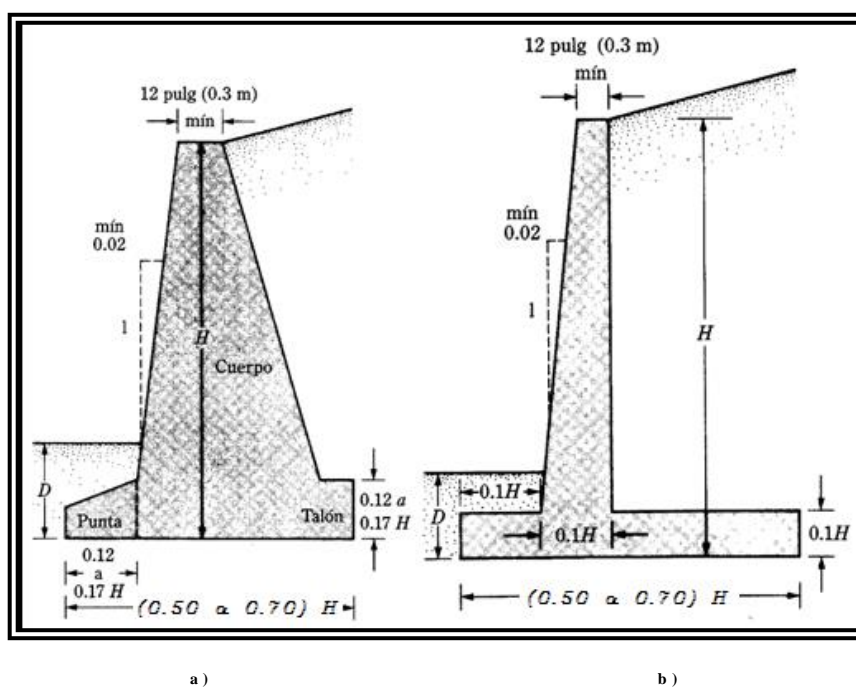


FIG. 3.6 Dimensiones aproximadas para varios componentes de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad: a) Muros de mampostería y b) Muros de concreto.²⁶¹

Para ambos tipos de estribos se presentan las siguientes dimensiones: la parte superior del cuerpo de cualquier estribo debe ser mayor a 0.30 m (12 pulg.) para colocar apropiadamente el concreto. La profundidad (D), hasta la base de la losa debe tener

²⁶¹ Nota: El artículo 11.6.1.6 de AASHTO 2004 establece se deberán proveer juntas de expansión y contracción, para estribos y muros de sostenimiento convencionales a intervalos que se encuentre entre los 9 m y 27 m, siendo una distancia recomendable entre juntas 15 m. En los estribos las juntas deberán estar ubicadas aproximadamente a la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que se apoyan sobre los estribos.

por lo menos 0.60 m (24 pulg.). Para muros con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para muros en voladizo. Sin embargo, las losas de los contrafuertes deben tener aproximadamente 0.30 m (12 pulg.) de espesor y estar espaciadas a distancias centro a centro entre $0.3H$ y $0.7H$.

d) Soportes intermedios o pilas²⁶².

Para los soportes intermedios o pilas, las FIG. 3.7 a la FIG. 3.14 muestran las configuraciones típicas para predimensionar el tipo de pila seleccionada en el paso #2, se presenta la característica de altura de la pila y su tipo de conexión con el tablero, siendo posible tener dos formas; la de tipo **monolítica²⁶³** y la conexión **apoyada o restringida²⁶⁴**.

- Para alturas del rango de cercano a 10 m se utilizará pilas sólidas con una sección transversal de $H/18$, ó pilas de múltiples columnas en forma rectangular con una sección transversal de $H/18$, ya sea que la superestructura sea monolítica o con apoyos restringidos para ambas tipologías, como lo muestra la FIG. 3.8. y la FIG. 3.10.
- Para alturas de 10 a 30 m se utilizará pilas de forma rectangular con capas o cabeza de martillo con una sección transversal de $H/18$, ver FIG. 3.7.
- Para alturas de 15 a 25 m se utilizará pilas de forma circular con cabeza de martillo con una sección transversal de $H/9$, ver FIG. 3.9.
- Para alturas de 10 a 25 m se utilizará pilas de múltiples columnas de forma circular ó pilas de pared sólida disminuidas gradualmente con una sección transversal de $H/10$ y $H/12$ respectivamente, ver FIG. 3.11 y FIG. 3.12.

²⁶² *Nota:* Puesto que las especificaciones no tienen estándares con respecto a máximo o dimensiones mínimas para una columna, o un pie de pila, el diseñador basa las dimensiones preliminares de esta en criterios de diseños anteriores, y experiencia previa.

²⁶³ *Nota:* Se refiere a que la superestructura y la subestructura están conectadas rigidamente debido a que su proceso constructivo (colado de concreto) se ha realizado en una sola fase, o distintas fases pero con juntas de colado que garanticen una adecuada adherencia entre cada una.

²⁶⁴ *Nota:* Se refiere a que la pila está conectada con la superestructura por medio de los elementos llamados apoyos que han sido descritos en el capítulo 2 de este texto, los cuales imponen ciertos grados de libertad y algunas restricciones en la conexión.

- Para alturas de 36 a 90 m se utilizará pilas de múltiples niveles aporricadas con una sección transversal rectangular hueca de H/18 y H/20 para cada una de sus dimensiones tal como lo ilustra la FIG. 3.13.
- Para alturas de 27 a 60 m se utilizará pilas de sección de cajas huecas con una sección transversal de H/18 tal como lo ilustra la FIG. 3.14.

En la **Tabla 3.15** se muestra el resumen de las dimensiones mostradas en cada figura que se utilizará para un predimensionamiento y diseño inicial. Dichas dimensiones deben ser refinadas en el diseño final.

DESCRIPCIÓN	TIPO DE CONEXIÓN CON EL TABLERO		
	MONOLÍTICO, APOYADO O RESTRINGIDO		
Pila	Altura m	Espesores (Mínimos) m	FIG.
Pila sólida	Hasta 10	H/18 (0.30)	3.8
Pila de múltiples columnas de forma rectangular	Hasta 10	H/18 (0.60)	3.10
Pila de múltiples columnas de forma circular	10 a 25	H/10 (1.00)	3.11
Pila de pared sólida disminuida gradualmente	10 a 25	H/12 (1.00)	3.12
Pila de forma rectangular con capa o cabeza de martillo	10 a 30	H/18 (0.50)	3.7
Pila de forma circular con cabeza de martillo	15 a 25	H/9	3.9
Pila de sección de cajas huecas	27 a 60	ancho H/18 (0.75)	3.14
Pila de múltiples niveles aporricada	36 a 90	Ancho H/18 y H/20 (0.75)	3.13

Tabla 3.15 Resumen de dimensiones recomendables²⁶⁵.

²⁶⁵ Fuente: Comité ACI 343

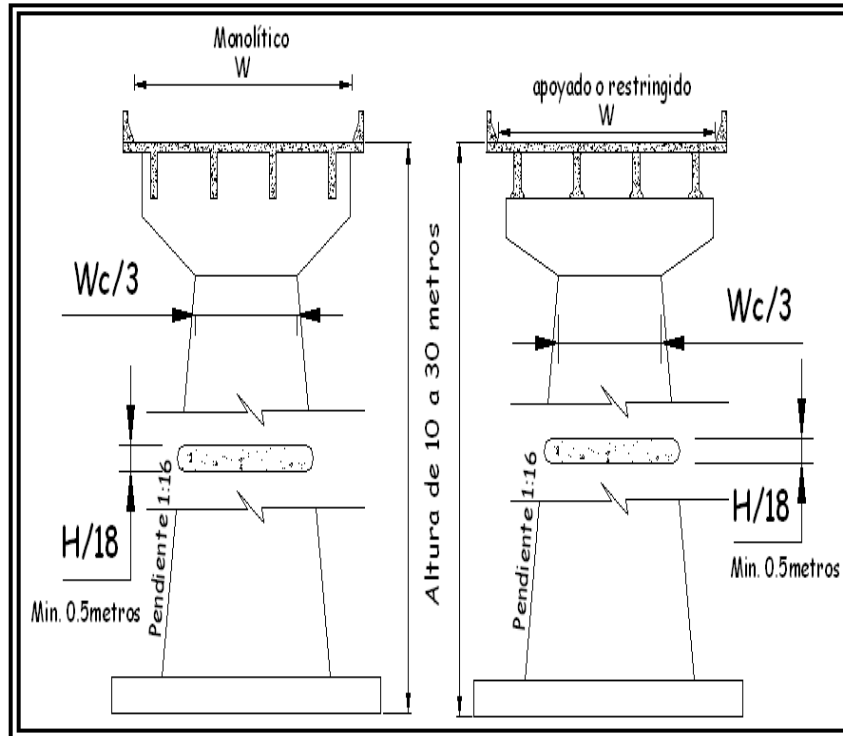


FIG. 3.7 Pila de forma rectangular con capa o cabeza de martillo.²⁶⁶

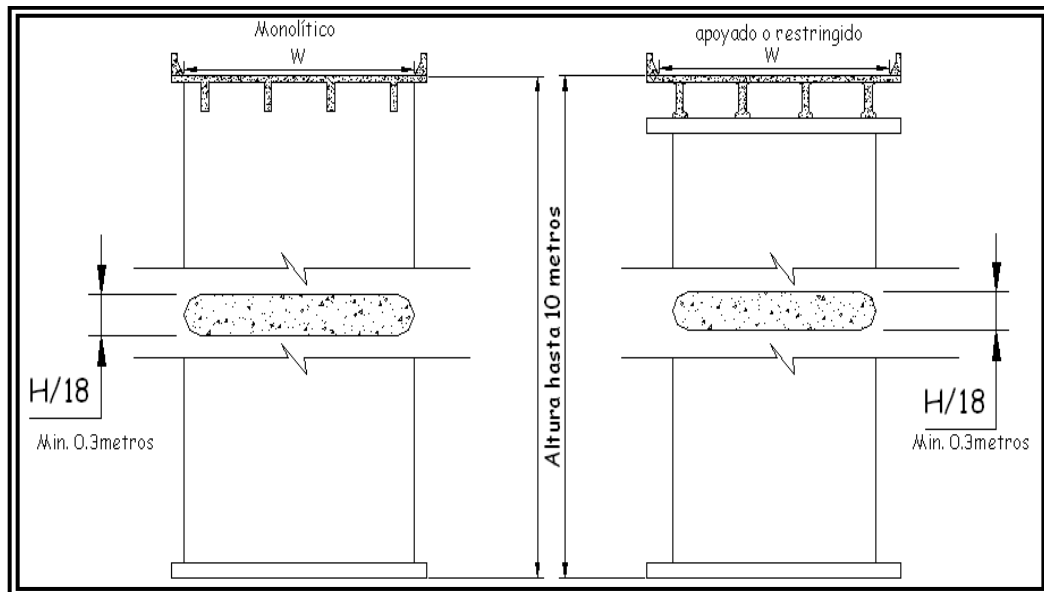


FIG. 3.8 Pila sólida.²¹

²⁶⁶ Fuente: Comité ACI 343

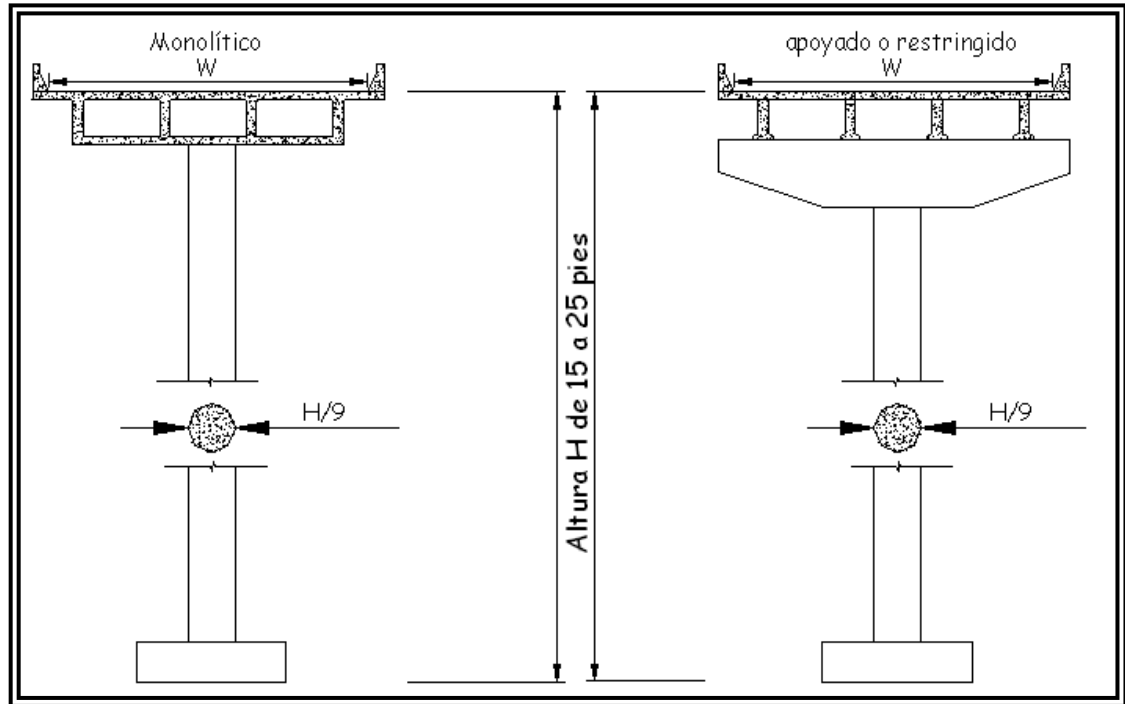


FIG. 3.9 Pila de forma circular con cabeza de martillo.²⁶⁷

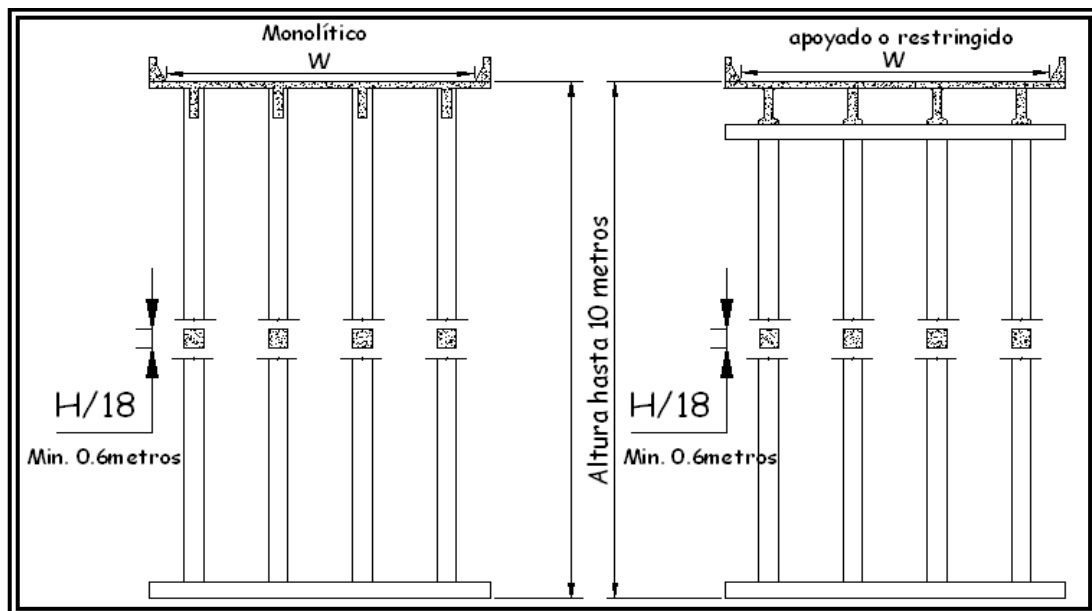


FIG. 3.10 Pila de múltiples columnas de forma rectangular.²⁶⁵

²⁶⁷ Fuente: Comité ACI 343.

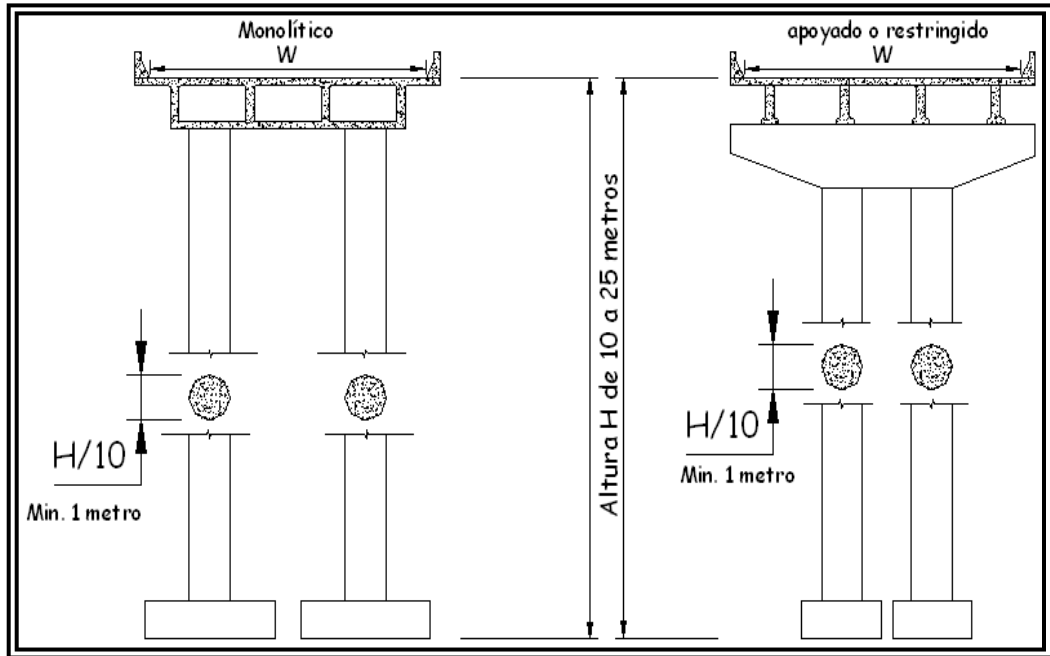


FIG . 3.11 Pila de múltiples columnas de forma circular. ²⁶⁸

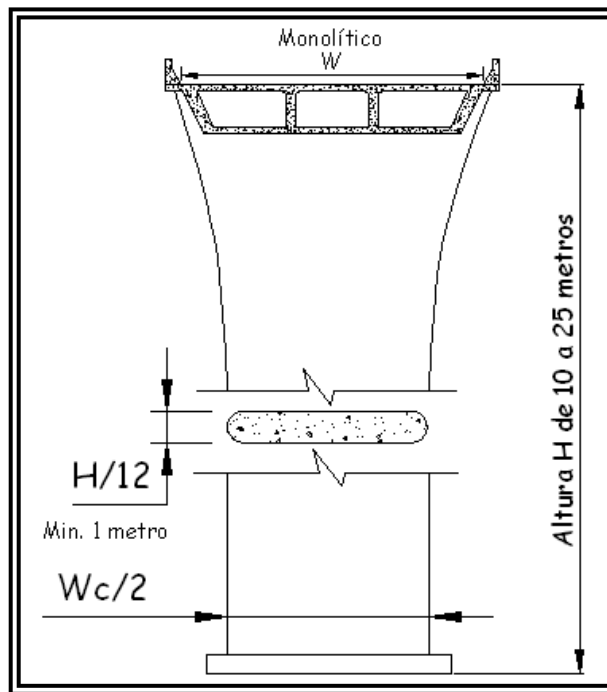


FIG . 3.12 Pila de pared sólida disminuida gradualmente. ²⁶⁶

²⁶⁸ Fuente: Comité ACI 343.

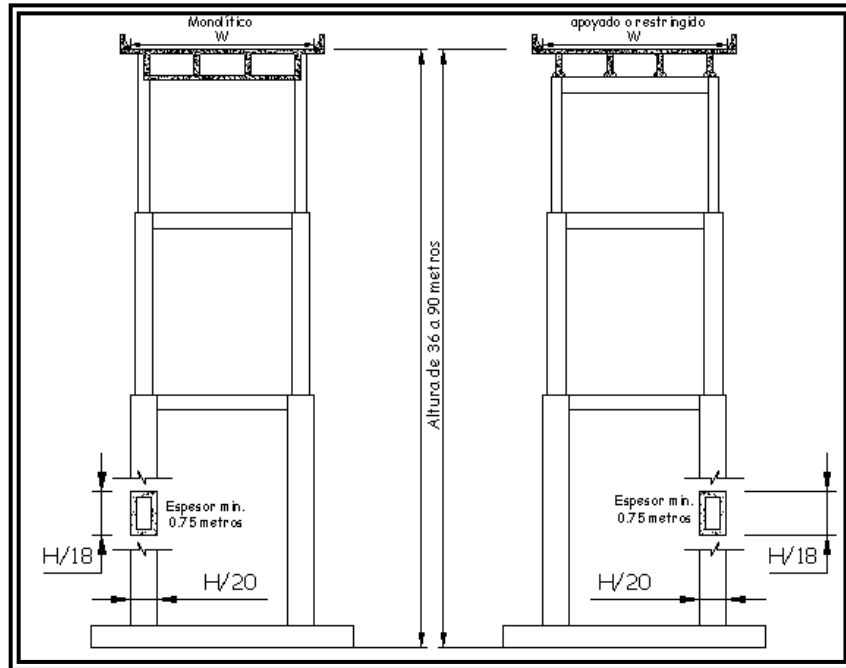


FIG . 3.13 Pila de múltiples niveles aporticada. ²⁶⁹

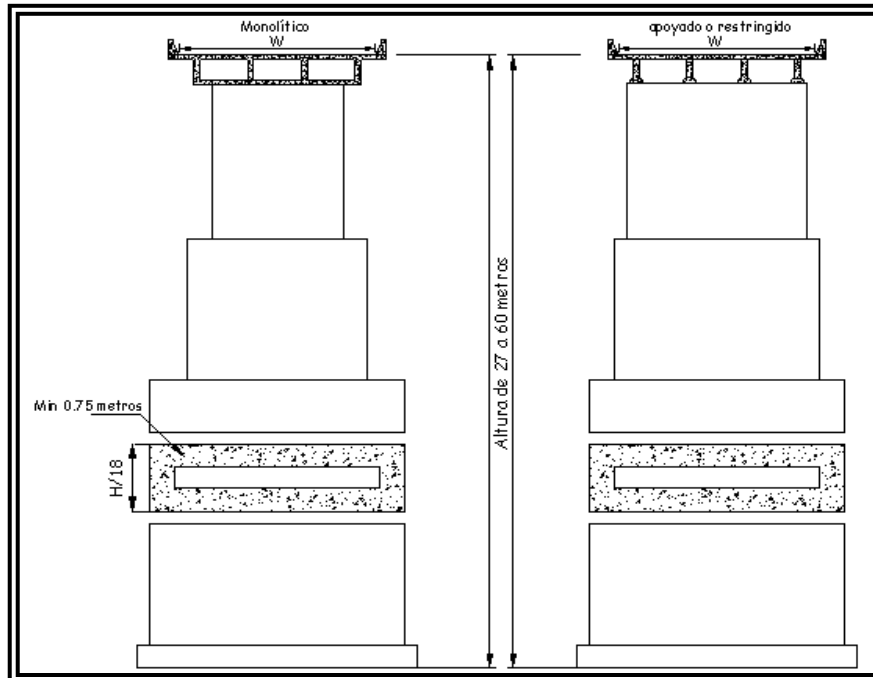


FIG . 3.14 Pila de sección de cajas huecas. ²⁶⁷

²⁶⁹ Fuente: Comité ACI 343.

e) Cimentaciones superficiales y profundas.

Generalmente el predimensionamiento de las cimentaciones se basa en el análisis de esfuerzos de trabajo debido a las cargas a la que está sometida, este paso se realiza hasta que se determine las cargas que le transmite la subestructura a la cimentación, por lo que el predimensionamiento se llevará a cabo en la etapa de análisis que se desarrollará en el **Paso # 8**.

PASO # 4: DEFINICION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES.

Las propiedades mecánicas de los materiales se elegirán de acuerdo a lo siguiente:

a) Concreto.

La **Tabla 3.16** contiene las diferentes clases de concretos, indicando el contenido mínimo de cemento, relación agua-cemento, rango de contenido de aire, tipo de agregado grueso, resistencia a la compresión mínima y el elemento en el que se puede utilizar. Esta tabla servirá como base para establecer las propiedades mínimas que debe de cumplir el concreto ya sea reforzado como presforzado, para la estructura del puente. Esta definición de las propiedades es necesaria para la etapa de modelado.

Si se desea profundizar más en las propiedades del concreto tanto reforzado como presforzado se puede consultar el **Capítulo 2** apartado 2.4 de este trabajo de graduación. En la **Tabla 3.17** se presentan las resistencias mínimas para el acero en el concreto reforzado (refuerzo longitudinal y transversal) y torones para el concreto presforzado.²⁷⁰ Es importante tener en cuenta los ensayos de los materiales para garantizar su calidad durante la construcción de la estructura del puente.

²⁷⁰ *Nota: Debido a que este trabajo de graduación está dirigido a puentes vehiculares de concreto reforzado y presforzado, las propiedades mecánicas del acero estructural no se presentan en este paso, por lo que se puede profundizar en el tema 2.4 si el lector desea diseñar elementos de dicho material.*

Clas. conc.	Mínimo contenido de cemento	Mínima Relación Agua-Cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASIMV43 (ASIM43)	Resistencia a la compresión a los 28 días	Uso de los diferentes clases de concreto
	Kg/m ³	Kg por Kg	%	Tamaño de abertura (mm)	MPa	
A A (AE ²¹)	32 32	0.49 0.45	60±1.5	25a47.5 25a47.5	28 28	Generalmente usado en todos los elementos estructurales, excepto cuando otra clase es más apropiada, y específicamente para concretos expuestos al agua de mar.
B	307	0.58	-	50a25	17	Usado en zapatas, pedestales, pilares circulares masivos, y muros de gravedad
B(AE)	307	0.55	50±1.5	25a47.5	17	
C C (AE)	30 30	0.49 0.45	7.0±1.5	125a47.5 125a47.5	28 28	Usado en secciones delgadas, tal como bandas reforzadas de menos de 100mm de espesor, para rellenos de pisos de empillados metálicos
P P (HC)	334	0.49	Según se especifica en otras secciones.	25a47.5 ó 19a47.5	Mínimo 28	Usado cuando se requiere resistencias en exceso para concretos pretensificados ²²
S	300	0.58	-	25a47.5	-	Usado para concretos depositados bajo agua y en cajones para sellar el ingreso del agua.

Tabla 3.16 Clases de concretos y sus usos

²¹ AE: Aire entrampado.


²² Se deberá limitar la dimensión nominal del agregado a 20mm

CONCRETO REFORZADO	
ACERO DE REFUERZO (Barras)	
Tipo de refuerzo	Resistencia M í n i m a a fluencia (M P a)
Longitudinal	420
Transveral	280
CONCRETO PRESFORZADO	
Tipo de refuerzo	Resistencia ú l t i m a M P a
Barras de presfuerzo	1050
Torones de presfuerzo	
Baja relajación	1900
Relajación normal	1760

Tabla 3.17 Tipos de acero para concreto reforzado y presforzados.

PASO # 5: MODELADO DE UN PUENTE

Este paso consistirá en la aplicación de un software para la generación del modelo matemático del un puente mediante la creación de la geometría, aplicación de restricciones, aplicación de cargas, hipótesis de carga y análisis estructural del un puente vehicular mediante el método de modelado de la malla. Este programa realiza un análisis del tipo matricial para resolver la estructura compuesta por elementos de barra que se encuentran conectadas por medio de nudos (Método de la malla) con cada uno de sus grados de libertad y ciertas restricciones, éste método se describió en el tema **2.7.1 literal b)** del **Capítulo 2** y es la base teórica para su aplicación en el capítulo 4 de este texto.

El modelo y análisis estructural se realizará adoptando el software **SAP2000** . Este software es parecido a la mayoría de los programas existentes para el sistema operativo Windows, ya que consta de menús y comandos que se ejecutan simplemente clickeando

sobre cada uno de ellos y desplegando ventanas en donde se ingresan los datos que se requieren. Cada uno de las etapas del modelado se describe a continuación mediante pasos sencillos que sirven de guía, y que se presentan por medio de figuras para cada ventana de utilidad del software, donde se indica además los menús y comandos a utilizar.

El ambiente del programa se muestra en la **FIG. 3.15**, en donde se observan las diferentes zonas principales:

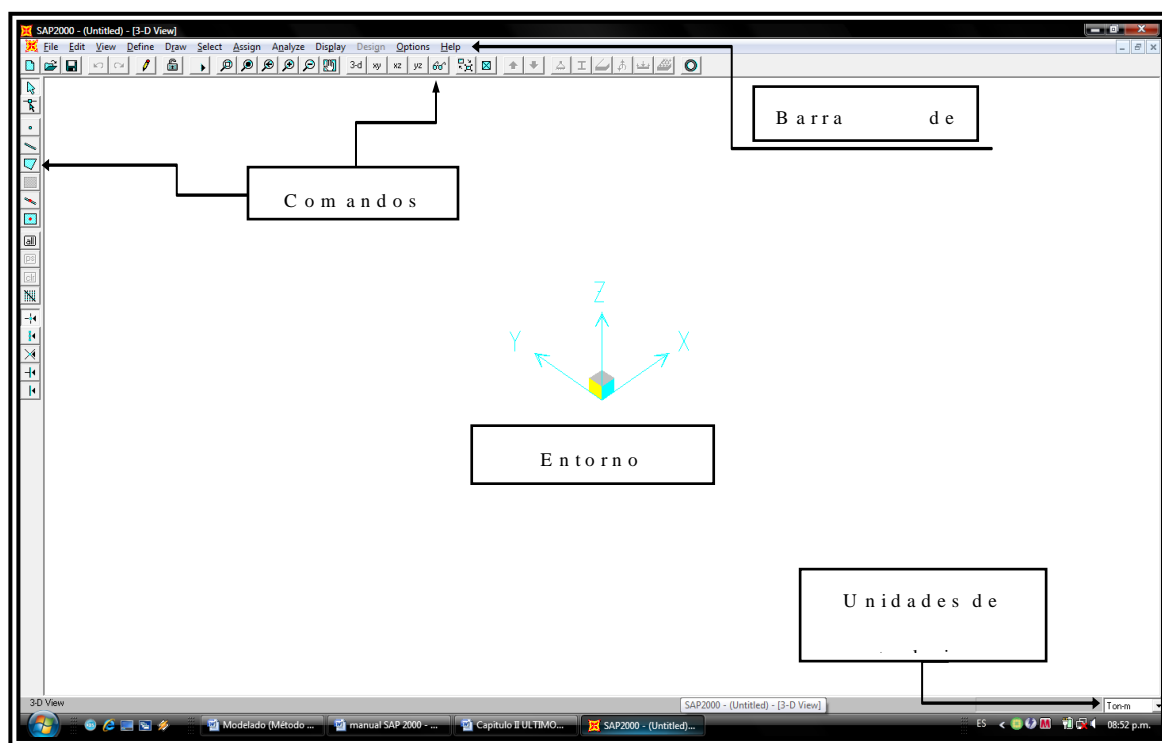
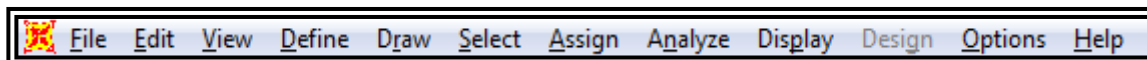


FIG. 3.15 Ambiente gráfico del programa SAP2000.

- a) **Entorno gráfico:** Area en donde se muestra gráficamente las ordenes que se le ingresan al programa.
- b) **Unidades de trabajo:** Despliega las diferentes unidades que pueden ser adoptadas para la modelación, y que pueden ser cambiadas en cualquier momento, inclusive posteriormente al análisis estructural.

- c) **Barra de menú:** Contiene todos los comandos del programa que ejecutan las ordenes que se deseen. Los menús que posee el SAP2000 con algunas de sus funciones básicas están:



- ⇒ **File.** Contiene comandos básicos como abrir, guardar los archivos creados con el programa, así también para crear nuevos modelos de plantillas existentes.
 - ⇒ **Edit.** Este menú permite editar ciertas partes del modelo creado, tal como copiar, pegar, dividir, unir elementos, así como convertir puntos a líneas, o líneas a áreas.
 - ⇒ **View.** Sirve para poder ver el modelo desde distintas posiciones mediante los comandos contenidos en este menú.
 - ⇒ **Define.** Este menú contiene comandos para crear materiales con sus propiedades mecánicas, así como las secciones de los elementos de barra, área, o sólidos.
 - ⇒ **Draw.** Por medio de los comandos contenidos en este menú se pueden dibujar puntos, líneas, áreas mediante distintas formas.
 - ⇒ **Select.** Permite seleccionar elementos de acuerdo a las propiedades de los materiales o secciones creadas con el menú “**Define**”.
 - ⇒ **Assign.** Contiene los comandos para asignar las secciones creadas en el menú “**Define**” a los elementos creados con el menú “**draw**”.
 - ⇒ **Analyse.** Con este menú se puede establecer el tipo de análisis que se desea (2-D, 3-D), y dar la orden para su ejecución.
 - ⇒ **Display.** Mediante este menú se puede desplegar información del modelo, así como los resultados del análisis estructural.
 - ⇒ **Design.** Este menú es utilizado para realizar el diseño de elementos del modelo mediante diferentes reglamentos para un material específico.
- d) **Barra de Comandos.** Estos son accesos directos a los comandos que se encuentran dentro de los diferentes menús que contiene el programa, y que permiten rápidamente ejecutar una orden.

El programa contiene una serie de opciones para la generación y modificación de diferentes tipos de modelos, así como asignación de cargas y opciones de análisis.

Los conceptos básicos del software se describen a continuación:

A) CONCEPTOS BÁSICOS DEL PROGRAMA .

a.1) Sistema de coordenada local.

El sistema de coordenadas sirve para comprender las direcciones en que se colocan ciertas propiedades como restricciones, así también como para las cargas en el modelo y los datos de salida que genera el programa. Los ejes locales para una **junta o nudo** son generalmente los mismos que el sistema de coordenadas globales X-Y-Z.

Para los elementos tipo **barras**, cada uno de estos posee su propio sistema local de coordenadas. Los ejes de este sistema local son denotados como 1,2 y 3, mostrados en la **FIG. 3.16**.

El primer eje (1) está dirigido a lo largo del elemento; los ejes restantes se generan en el plano perpendicular al elemento con una dirección que debe ser especificada por el usuario.

La orientación automática de los ejes locales 2 y 3 son determinados por la relación entre el eje local 1 y el eje global Z:

- El plano local 1-2 se da vertical, paralelo al eje Z.
- El eje local 2 se da en un sentido hacia arriba (+Z) a menos que sea un elemento vertical, en cuyo caso el eje local 2 se da en una forma horizontal a lo largo de la dirección global +X.
- El eje local 3 es siempre horizontal, se mantiene en el plano X-Y.

a.2) Angulo coordenado.

El ángulo coordenado de una barra, es usado para definir la orientación de dicho elemento, y que sea diferente a las orientaciones normales. En otras palabras, es el ángulo a través del cual los ejes locales 2 y 3 son rotados alrededor del eje local 1. La rotación para un valor positivo de ángulo (**ang**) se cuenta a partir de un giro como el de las manecillas del reloj cuando el eje local +1 apunta hacia uno mismo.

Para elementos verticales, **ang** es el ángulo entre el eje local 2 y el eje horizontal +X. Ver FIG 3.16 para los ejemplos.

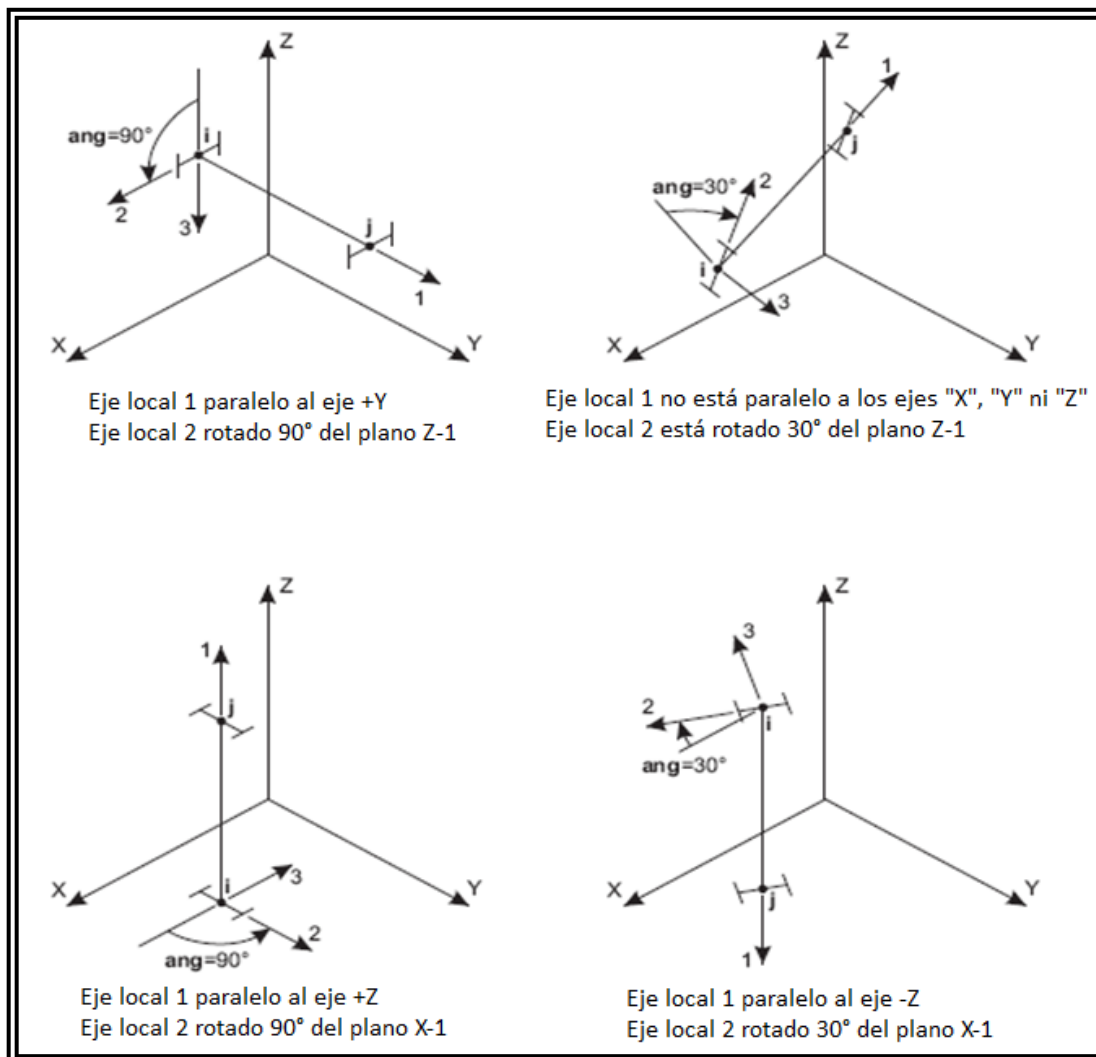


FIG. 3.16 Sistema de ejes locales de los elementos de marco.

a.3) Acciones internas resultantes.

Las fuerzas internas de los elementos son fuerzas y momentos como resultado del análisis estructural del modelo. Estas fuerzas internas pueden ser:

- P, Fuerza axial.
- V2, Fuerza cortante en el plano 1-2.

- V_3 , Fuerza cortante en el plano 1-3.
- T , Torsión ó torque.
- M_2 , Momento flexionante en el plano 1-3 (Alrededor del eje 2).
- M_3 , Momento flexionante en el plano 1-2 (Alrededor del eje 3).

La convención de signos se muestra en la **FIG. 3.17**. Las fuerzas internas positivas y torque actúan en una cara positiva van orientados en la dirección del sistema local de coordenadas de los ejes del elemento. Las fuerzas internas positivas y torque en una cara negativa van orientados en la dirección negativa del sistema local de coordenadas de los ejes del elemento.

Los momentos flectores positivos eje 2 generan compresión en la banda que se encuentra en la dirección positiva del eje local 2 y tracción en la banda de la dirección negativa de este.

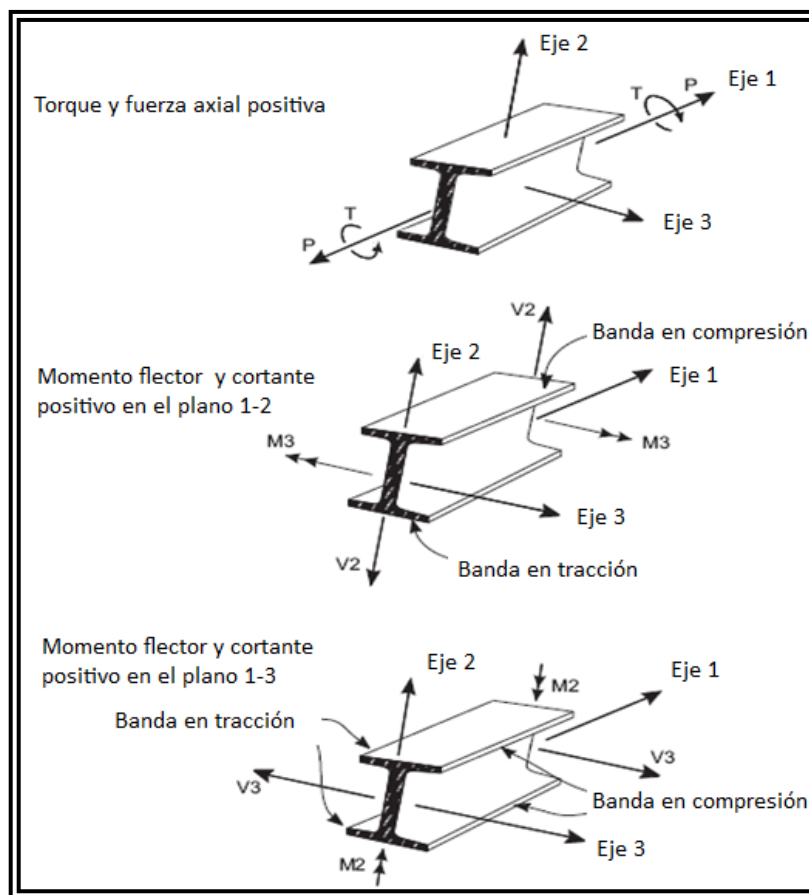


FIG. 3.17 Momentos y fuerzas internas en los elementos de marco.

Los pasos para el modelado de un puente por el método de la malla se describen a continuación:

B) DEFINICIÓN DE GEOMETRÍA.


Este paso consiste en la creación de todas las características de forma de la estructura de un puente, entre las que se pueden mencionar: dimensiones, secciones de barras, restricciones, etc. Cada uno de los pasos para la definición de la geometría se describe a continuación.

b.1) Establecimiento de las unidades de trabajo.

Este paso consiste en modificar las unidades con las que se desea trabajar si difieren con las que automáticamente carga el software. Dicha operación se puede realizar desde la ventana principal, dándole click al menú desplegable de la esquina inferior derecha del **SAP2000** (Ver **FIG. 3.15**), y seleccionando las unidades deseadas por el usuario.

b.2) Creación de un nuevo modelo.

La creación de un nuevo modelo consiste en generar un archivo de trabajo en donde se pueda crear y modificar la geometría y cargas de una estructura, éste paso se debe realizar con el menú siguiente:

- *File*  (barra de menú).
- *New model* (Dentro del menú desplegable).

Después de haber realizado estos pasos, aparecerá una ventana con la cantidad de ejes en diferentes direcciones y espaciamientos que se desean ingresar a la pantalla (Ver **FIG. 3.18**).

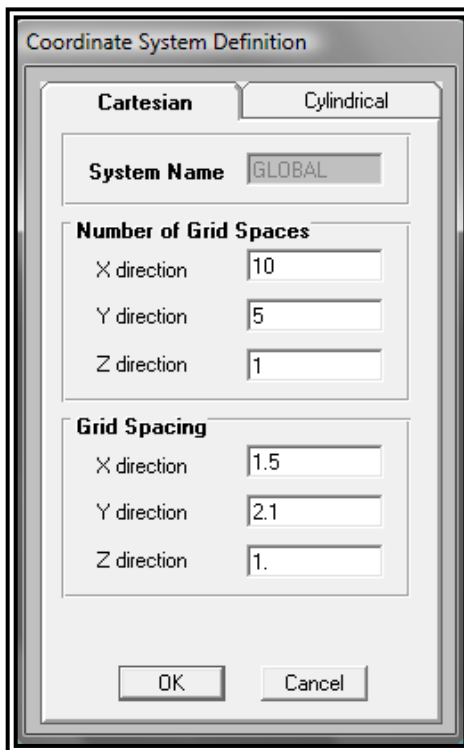


FIG . 3.18 Ejemplo de definición del sistema de coordenadas.

Los datos de entrada para la ventana de la FIG . 3.18 son:

- 1) **Number of grid spaces**, Número de espacios entre ejes en las direcciones "X", "Y", y "Z".
- 2) **Grid spacing**, Espaciamiento entre ejes "X", "Y", y "Z".

Después de haber ingresado toda la información se debe presionar el botón "OK".

b.3) Modificación del sistema de coordenadas.

Este paso puede consistir en agregar, borrar o mover cualquier eje del sistema de coordenadas creado en el paso 2 (Creación de un nuevo modelo). Se realiza por medio del siguiente menú (Ver FIG . 3.19):

- **D r a w .**
- **E d i t G r i d...**

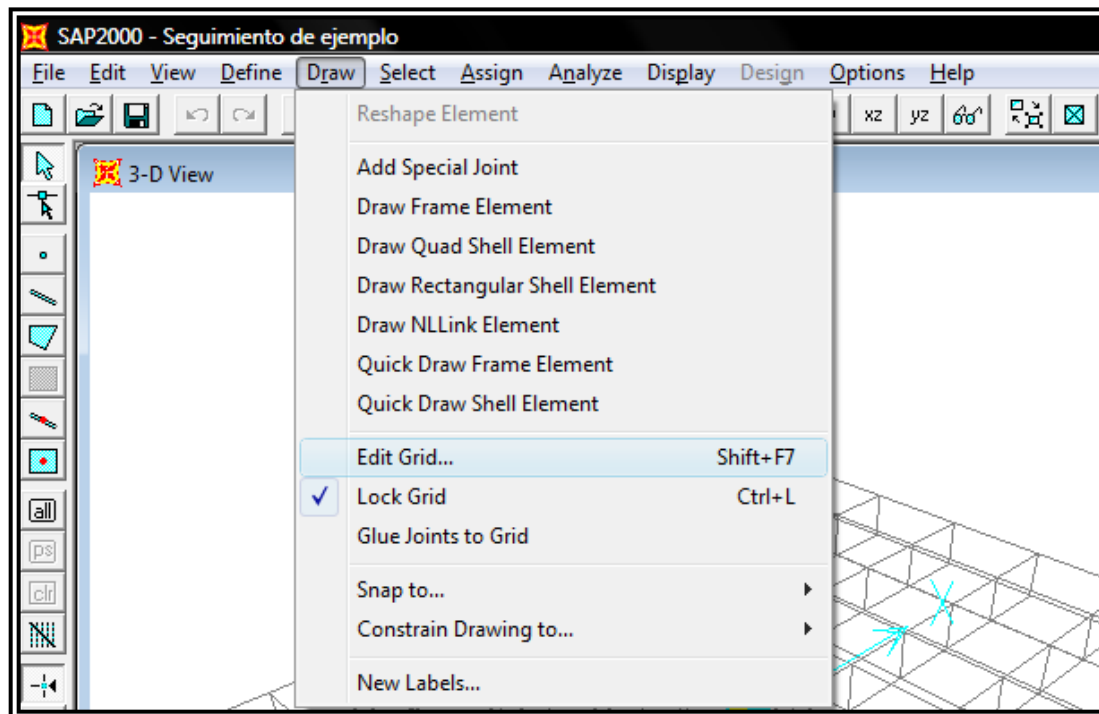


FIG. 3.19 Menú para modificar el sistema de coordenadas.

En la ventana aparecerá, se debe seleccionar la dirección deseada y se deberá crear, borrar o modificar la coordenada de los ejes (Ver FIG. 3.19).

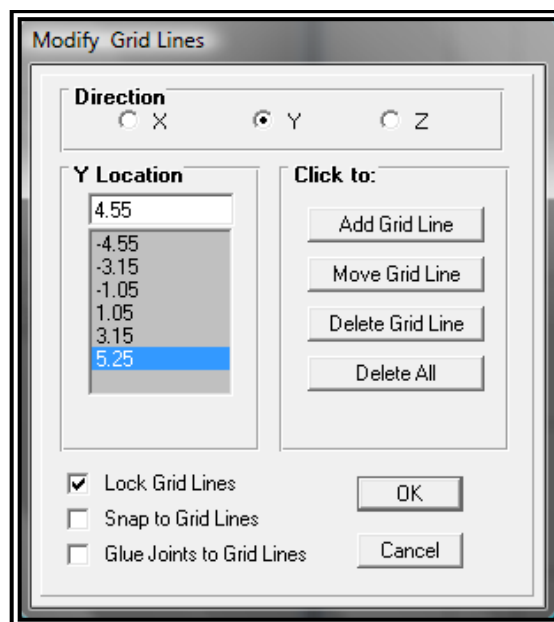


FIG. 3.20 Ventana de ingreso de datos de modificación del sistema de coordenadas.

Después de haber realizado todas las modificaciones se deberá presionar el botón “O K”.

b.4) Definición de materiales.

Este paso consiste en la creación del material a usar para los elementos de barra, el cual debe incluir sus propiedades mecánicas. Para definir un nuevo material se procede de la siguiente manera:

- *Define* (barra de menú).
- *Material* (Ver FIG . 3.21).

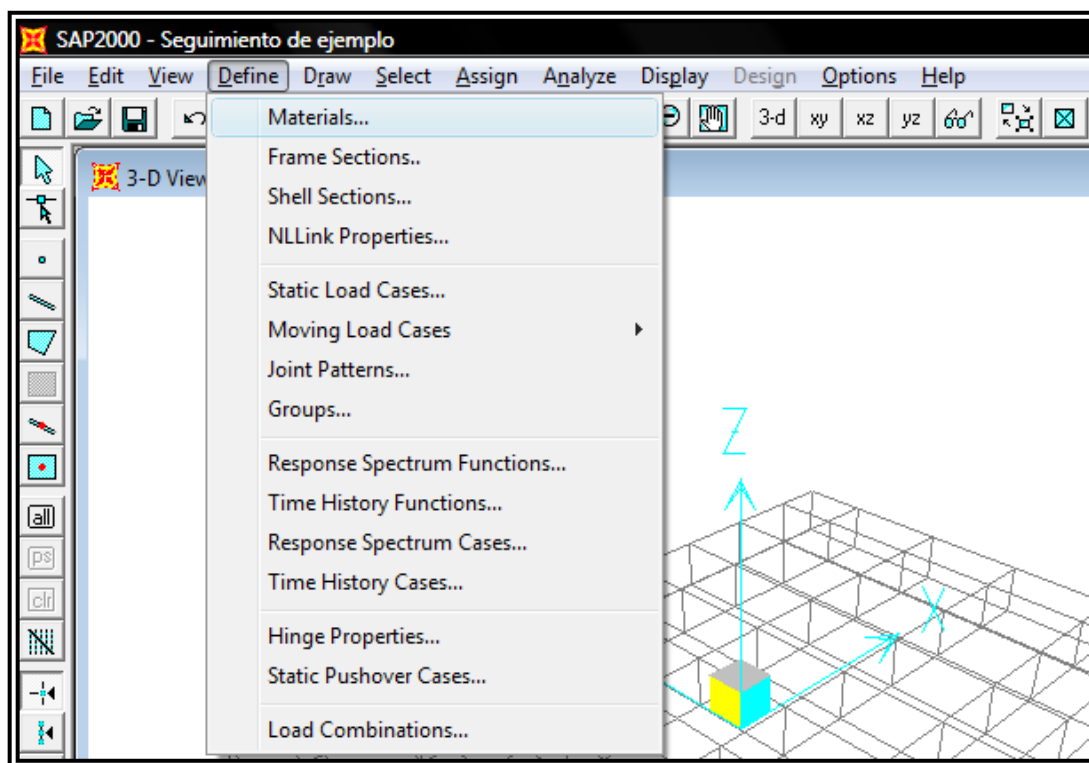


FIG . 3.21 Menú para la creación de materiales.

En la ventana que aparece se puede seleccionar AGREGAR un nuevo material, o MODIFICAR un material existente, en nuestro caso seleccionamos la opción “Agregar” (Add new material) nuevo material. Aparecerá el cuadro que se muestra en la FIG 3.22 en la que los datos de entrada son:

- 1) Masa por unidad de volumen. (ρ)

- 2) Peso por unidad de volumen. (γ)
- 3) M ódulo de elasticidad. (E)
- 4) Relación de Poisson. (ν)
- 5) Coeficiente de expansión térmica. (α)
- 6) M odulo de cortante. (G)
- 7) Resistencia del m aterial. ($f'c, fy$)

Material Property Data	
Material Name: CONC	
Type of Material: <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic <input type="radio"/> Anisotropic	Type of Design: Concrete
Analysis Property Data	Design Property Data
Mass per unit Volume: 0.2448	Reinforcing yield stress, fy: 42184.18
Weight per unit Volume: 2.4026	Concrete strength (Cylinder), fc: 2812.2785
Modulus of Elasticity: 2531050.7	Shear steel yield stress, fys: 28122.785
Poisson's Ratio: 0.2	Concrete shear strength, fcs: 2812.2785
Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06	
Shear Modulus: 1054604.5	
OK	Cancel

FIG. 3.22 Ventana de ingreso de propiedades de materiales.

b.5) Definición de secciones.

Este paso consiste en la creación de las propiedades geométricas de las barras que conforman el puente.

Para agregar una nueva sección se hace lo siguiente:

- *Define (definir)* de la barra de menú.
- *Frame sections.*

Aparecerá una ventana con un menú desplegable dentro del cual se podrá elegir entre agregar (**A dd**) los diferentes tipos de secciones:

- 1- Secciones circulares.
- 2- Secciones rectangulares.
- 3- Secciones T.

- 4- Secciones W .
- 5- Secciones de ángulos .
- 6- Secciones circulares y rectangulares huecas .
- 7- Secciones C (Canal) .
- 8- Secciones generales, entre otras .

Cuando no se encuentre una sección entre las que posee el programa, se deberá seleccionar la “**Sección general**”, la cual permite ingresar todas las propiedades geométricas necesarias para el análisis, tales como:

- 1- Momento de inercia centroidal alrededor de cada eje .
- 2- Constante torsional .
- 3- Area de sección transversal .
- 4- Area de cortante .
- 5- Módulo de sección en cada eje .
- 6- Radio de giro en cada eje .

De lo contrario, al llevarse a cabo una creación normal, el programa exige como datos de entrada, todas las dimensiones de la sección transversal (Ver ejemplo en FIG . 3.23).

FIG . 3.23 Ventana de ingreso de propiedades de la sección .

b.6) Dibujo de barras.

Este paso consiste en la creación de las barras que conformarán el modelo del puente. El programa crea automáticamente los nudos que sirven de conexión entre las barras que se interceptan entre sí. Para dibujar las barras se debe usar el menú siguiente:

- **D r a w .**



- **D r a w f r a m e e l e m e n t .** O usar el icono (Ver FIG . 3.24)

Este comando activa la herramienta de dibujo de barras, en la cual se debe dar clic en el lugar donde se desea que comience el elemento y posteriormente el final, para lo cual la cuadrícula que muestra el programa en el entorno gráfico es de gran utilidad. Cuando se desee salir del comando se debe presionar la tecla “ESC”, o el



icono

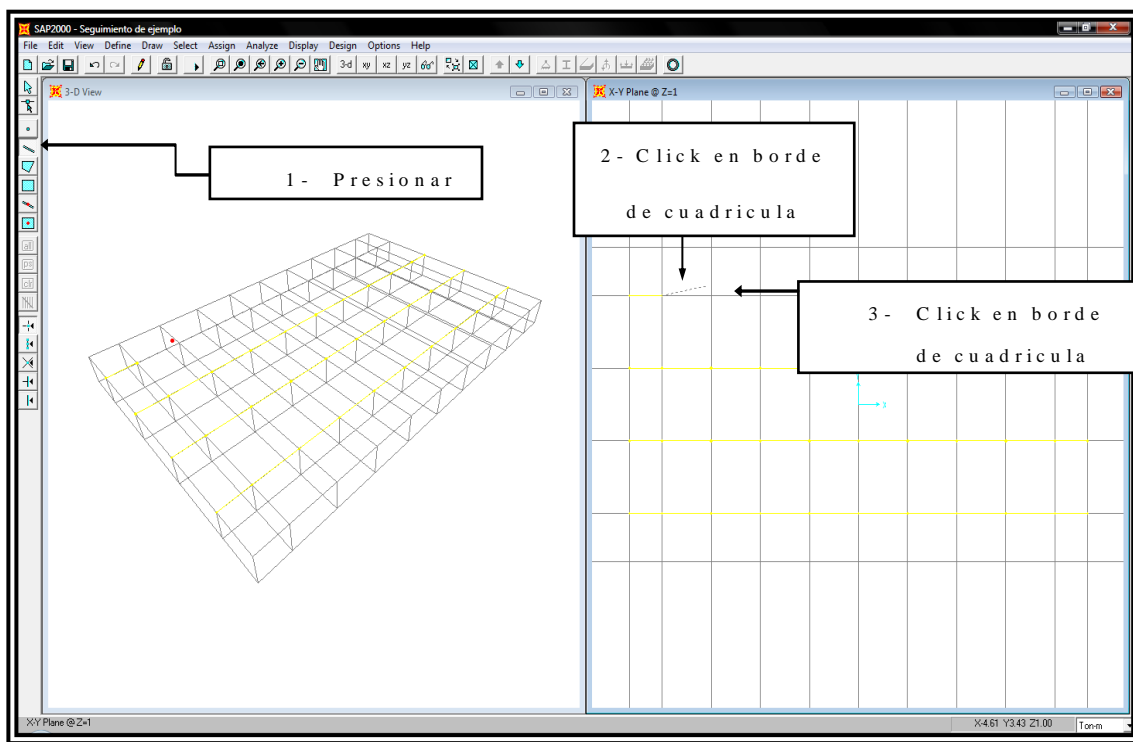


FIG . 3.24 C reación de barras.

b.7) Asignación de secciones a barras.

Este paso consiste en la asignación de las secciones transversales creadas en el **paso 5** a los elementos dibujados en el paso anterior. Primeramente se debe seleccionar el elemento de barra al cual se desea asignar una sección creada anteriormente y luego usar el menú (Ver **FIG. 3.25**):

- **A s s i g n .**
- **F r a m e**
- **F r a m e s e c t i o n .**

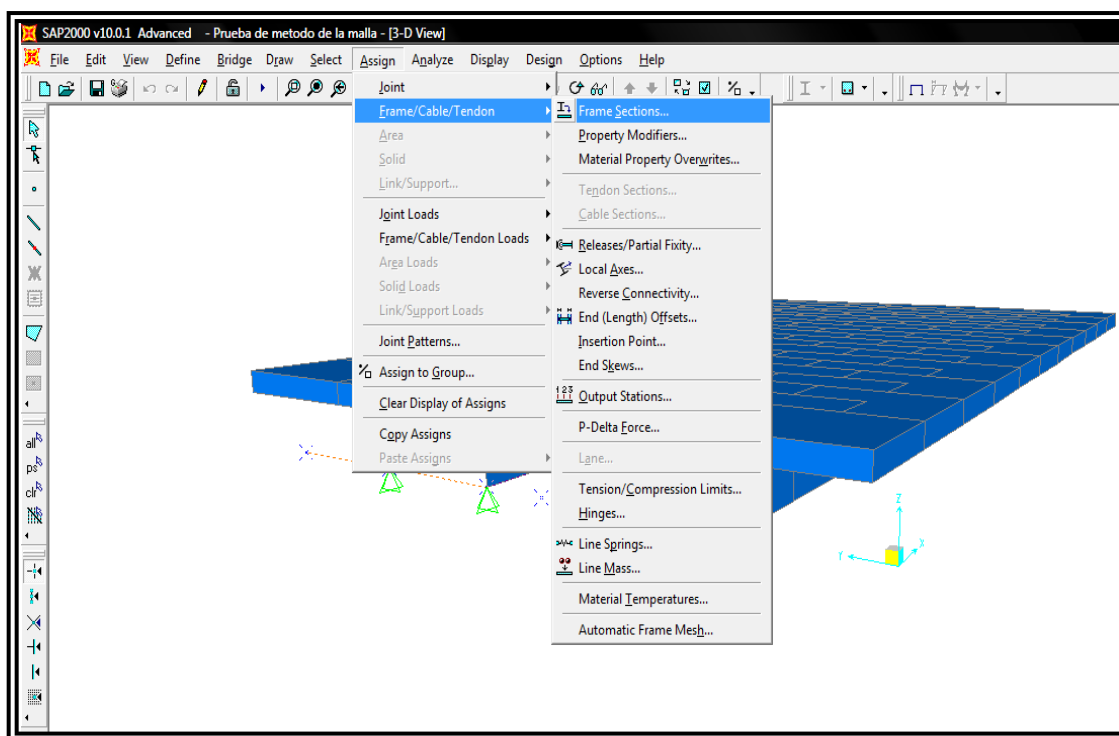


FIG. 3.25 Asignación de la sección transversal de barras.

Dentro de la ventana que aparecerá se selecciona la sección y se presiona el botón "O k".

b.8) Asignación de restricciones en apoyos.

Este paso consiste en la asignación de las restricciones en cada apoyo del tablero del puente. Las restricciones básicas que se retoman a continuación son:

a. Apoyos típicos (Empotramiento y articulación).

b. Resortes.

Que se describen a continuación:

a) *Apoyos típicos.*

El procedimiento para la asignación de un apoyo típico es el que se describe a continuación, en el cual prim eramente se debe seleccionar la junta (nudo) donde se agregará la restricción:

- **A s s i g n .**
- **J o i n t .**
- **R e s t r a i n t .**

En la ventana emergente se debe seleccionar el apoyo típico deseado y presionar el botón “O k” (Ver FIG . 3.26).

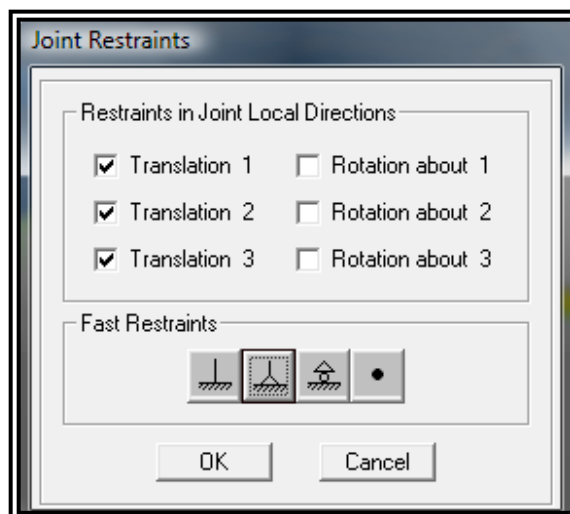


FIG . 3.26 A signación de apoyos típicos.

b) **R e s o r t e s .**

El procedimiento para la asignación de resortes es el que se describe a continuación, en el cual prim eramente se debe seleccionar la junta (nudo) donde se agregará la restricción al igual que para apoyos típicos:

- **A s s i g n .**
- **J o i n t .**
- **S p r i n g s .**

En la ventana emergente se debe ingresar los datos de la rigidez del resorte en cada dirección local (Es la misma que la global) deseada y presionar el botón “O k” (Ver FIG . 3.27).

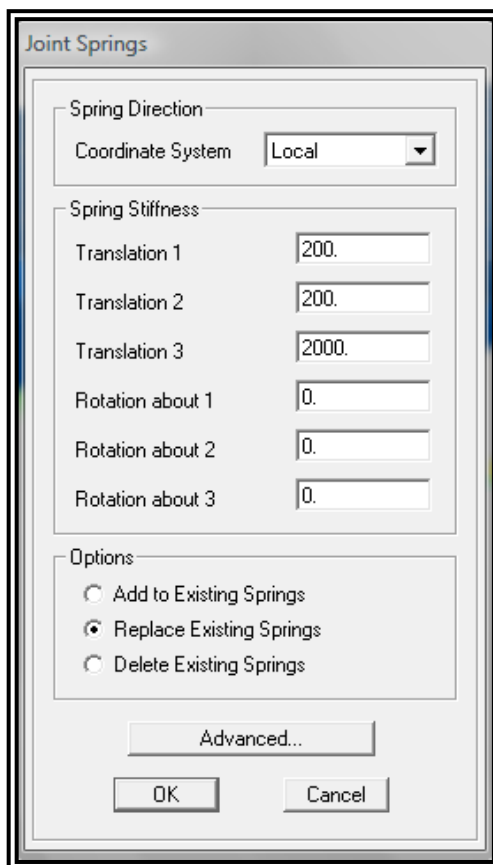


FIG . 3.27 A signación rigidez de apoyos de resorte.

b.9) A signación de excentricidad de barras.

Este paso consiste en colocar cada una de las barra en su posición correcta mediante la asignación de excentricidades. El programa permite mover los elementos a partir de varios puntos de la sección, aunque el más utilizado es el centroide. A continuación se indican los pasos para su realización.

Primeramente se deben seleccionar las barras a las que se desea asignar una excentricidad y luego se utiliza el menú siguiente:

- **A s s i g n .**
- **F r a m e .**
- **I n s e r t i o n P o i n t .**

En la ventana que aparecerá se debe seleccionar el punto de la sección transversal de la barra desde donde se mide la excentricidad e introducir el valor en la dirección global o local deseada y presionar “O k” (Ver FIG . 3.28).

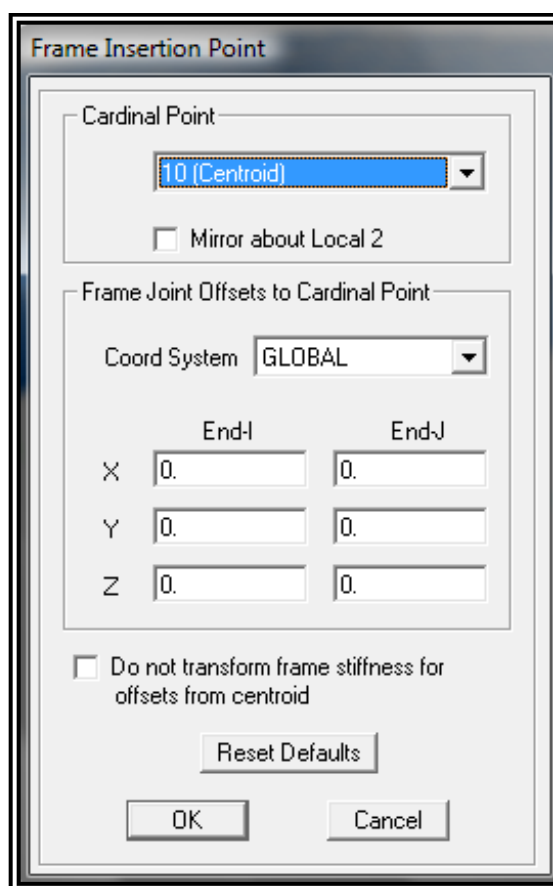


FIG . 3.28 Asignación excentricidad de barras.

Mediante los pasos básicos descritos anteriormente se puede generar el modelo geométrico de un puente mediante el método de la malla, el cual se retomó en el capítulo 2 de este texto, conteniendo toda la base teórica para la ubicación de cada uno de los elementos longitudinales y transversales del puente.

A continuación se describen los pasos para las diferentes cargas que se pueden ingresar al modelo con las herramientas del SAP2000.

C) INGRESO DE CARGAS.

El ingreso de cargas al modelo es sencillo, pudiendo modelar desde cargas puntuales, cargas distribuidas uniformes, hasta cargas linealmente variables. Así mismo se pueden ingresar cargas a los dos tipos de elementos existentes en el modelo utilizando el método de la malla, éstos son:

- Nudos (Juntas), y
- Barras.

Los pasos necesarios para el cargado de los elementos anteriormente mencionados se describen a continuación en una malla sencilla que se muestra en la FIG 3.29.

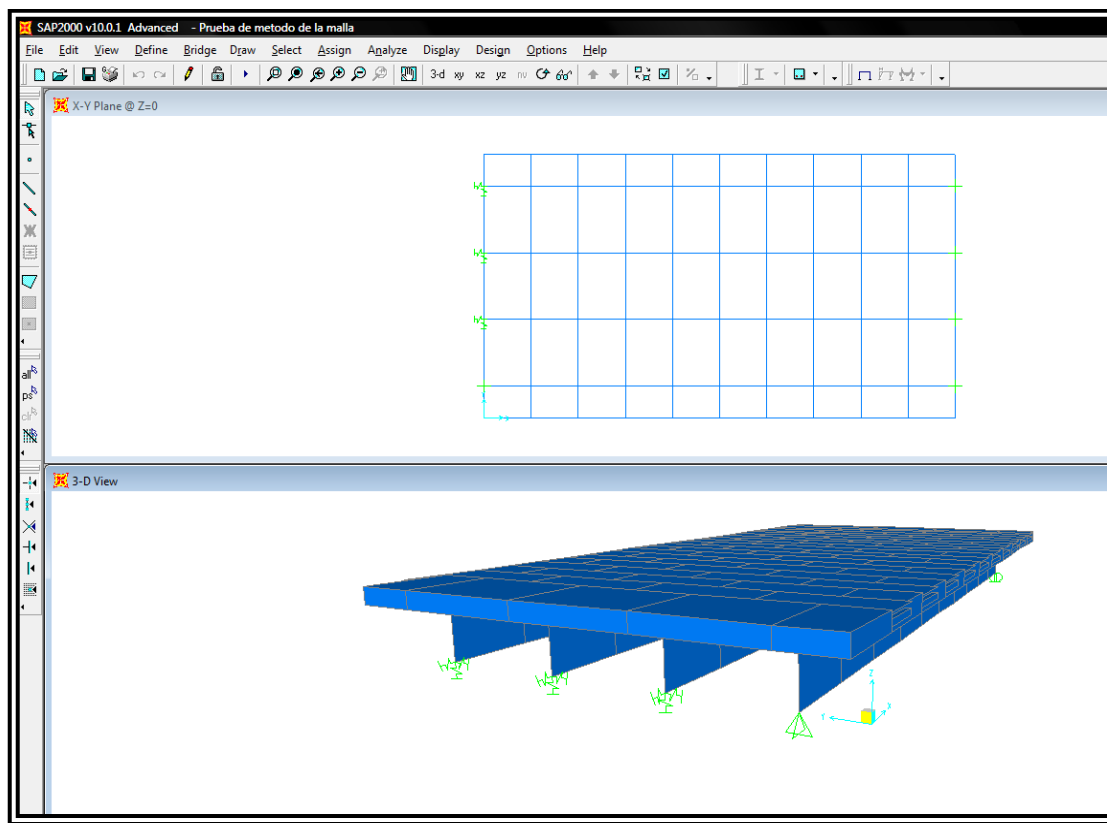


FIG . 3.29 Puente de vigas "T" modelado con el método de la malla.

c.1) Creación de casos de carga.

Este paso consiste en crear los diferentes tipos de cargas que se introducen al puente, estas pueden ser: carga muerta, sobrecarga vehicular, sismo, etc. Estas cargas se ingresan en el estado de servicio (Sin ponderar), ya que se combinarán posteriormente al análisis estructural para el respectivo diseño de los elementos del puente. Los casos de carga se crean mediante el menú:

- Define.
- Load cases.

Para cada tipo de carga se deberá crear un caso dentro de la ventana emergente, ver FIG. 3.30.

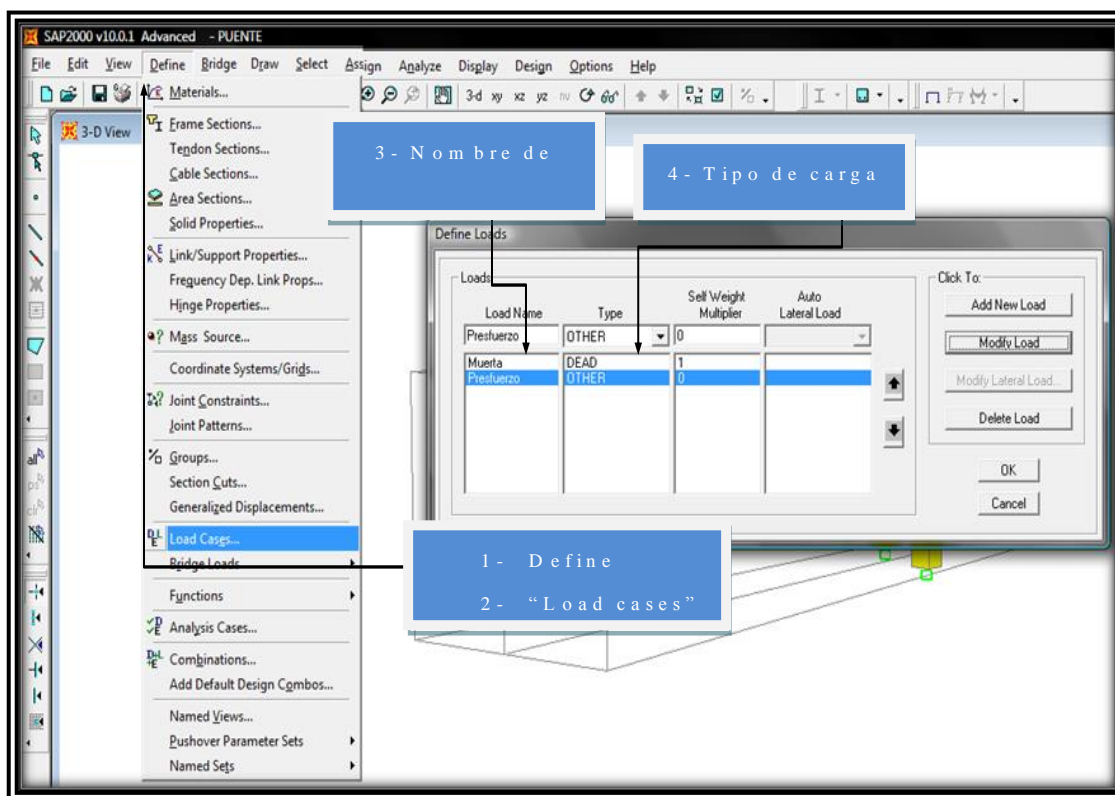


FIG. 3.30 Ejemplo de creación de caso de carga.

Posteriormente se procede a cargar el modelo, cuyos valores deben ser asignados al caso de carga que correspondan.

c.2) Creación de combinaciones.

La creación de combinaciones implica introducir los factores de mayorización de cargas para su diseño, este paso se realiza mediante el menú siguiente:

- **Define.**
- **Combinations...**

En la ventana emergente se debe presionar la opción “**Add new combo**”, con lo que aparecerá la ventana de introducción de datos, en la que se deberá crear cada una de las combinaciones de diseño (Ver **FIG 3.31**) con los datos siguientes:

- a) **Case name.** Dentro de esta opción se debe escoger el caso de carga que indica la norma para la combinación que se va a crear.
- b) **Scale factor.** Este es el factor de mayorización que indica la normativa para el diseño de los elementos.

Cuando se han introducido los datos para un caso de carga se debe presionar el botón “**Add**” para que ésta sea agregada a la combinación, así sucesivamente hasta que sea completada en cada caso de carga que interviene en la combinación.

The dialog box titled "Response Combination Data" contains the following fields and controls:

- Response Combination Name:** A text input field containing "Resistencia".
- Combination Type:** A dropdown menu currently set to "Linear Add".
- Define Combination of Case Results:** A table with three columns: Case Name, Case Type, and Scale Factor.

Case Name	Case Type	Scale Factor
viva	Linear Static	1.5
DEAD	Linear Static	1.3
viva	Linear Static	1.5
- Buttons:** "Add", "Modify", "Delete", "OK", and "Cancel".

FIG . 3.31 Ejemplo de creación de combinaciones de carga.

Para que la combinación creada sea almacenada en la memoria se deberá presionar el botón “O K” en todas las ventanas abiertas.

c.3) Cargado de nudos.

Este paso consiste en aplicar una fuerza o momento en cualquier dirección al nudo que se desee, y se realiza con el siguiente menú (Primera mente seleccionar el nudo a cargar):

- Assign.
- Joint Loads.
- Forces.

En la ventana emergente se debe ingresar la magnitud y sentido de la fuerza dependiendo del sistema de coordenadas seleccionado (Ver FIG. 3.32).



FIG. 3.32 Ventana de asignación de cargas en nudos.

c.4) Cargado de barras.

Este paso consiste en el cargado de las barras existentes en el modelo, a este tipo de elementos se puede asignar cargas puntuales o distribuidas. La manera de cargar el puente para cada hipótesis de carga se realizará en el ejemplo del capítulo

4 de este texto, por lo que los pasos que se describen a continuación son orientativos para el uso del programa.

Primera mente se debe seleccionar la barra a cargar mediante un simple clic sobre el elemento, luego:

- **A s s i g n .**
- **F r a m e l o a d s**

Para el ingreso de una carga puntual se debe seleccionar la opción “**P o i n t**”, y para una carga lineal distribuida se selecciona la opción “**D i s t r i b u t e d**”, con lo cual emergerá una ventana en donde se ingresa la ubicación de la carga a lo largo de la barra, la magnitud de la carga y su dirección dependiendo del sistema de coordenadas seleccionado (Ver **F I G . 3.33** y **3.34**).

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.5	0.25	0.75	1.
Load	2	0.	0.	0.

F I G . 3.33 Ventana de asignación de carga puntual en barras.

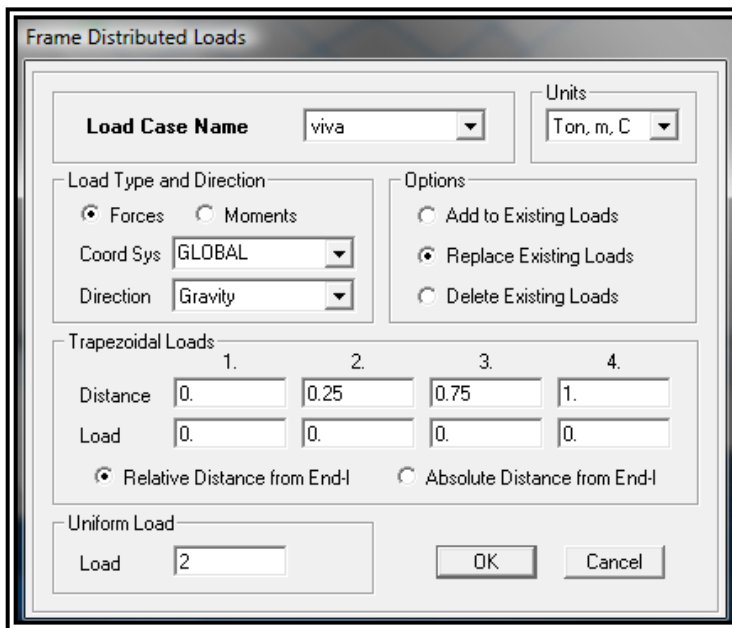


FIG . 3.34 Ventana de asignación de carga lineal distribuida en barras.

La FIG . 3.35 muestra un ejemplo de cargas ingresadas a manera de ejemplo.

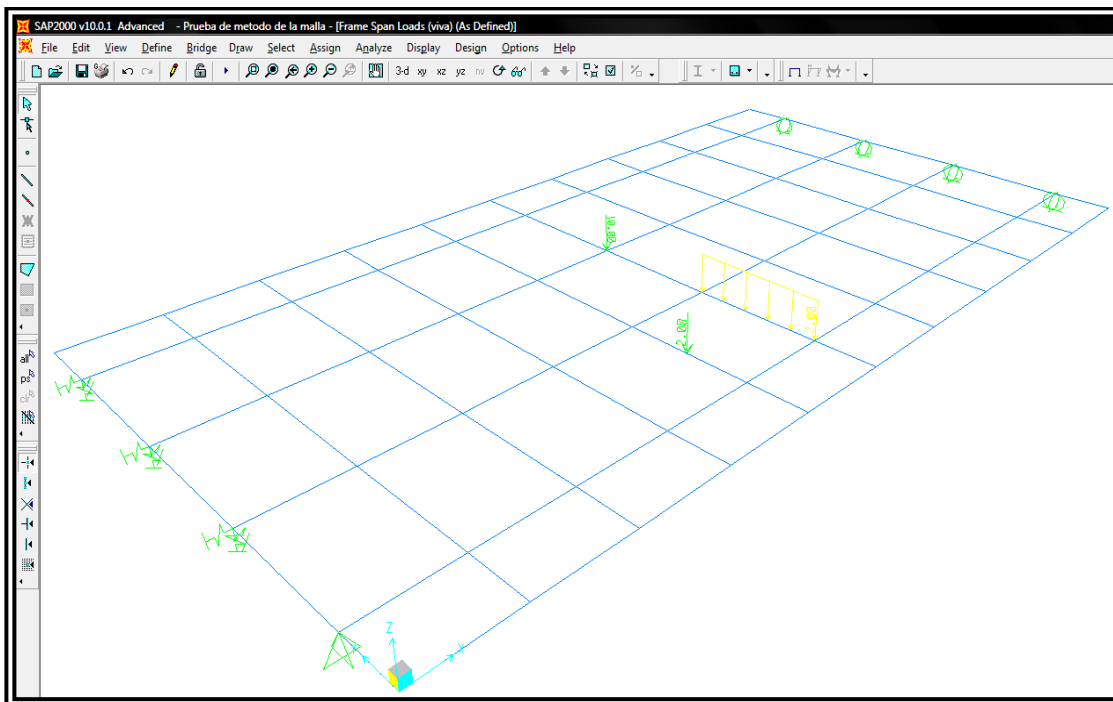


FIG . 3.35 Ejemplo de barras cargadas.

Con la finalización del modelo de la geometría del puente y la introducción de todas las cargas, se procede al análisis de este, el cual se realiza de la siguiente manera con la ayuda del SAP2000.

c.5) Guardar el modelo

Simplemente se debe guardar el modelo con la opción:

- **File.**
- **Save.**

Se le debe introducir un nombre adecuado al modelo.

D) COMANDOS ESPECIALES.

A continuación se describen algunos comandos para situaciones especiales, en modelos no muy comunes.

d.1) Barras de sección variable.

Este comando consiste en asignar una sección con propiedades geométricas variables a las barras del modelo.

Primeramente se deben crear dos secciones con propiedades geométricas diferentes mediante la ayuda del **paso 5 “Definición de secciones” del MODELO DE GEOMETRIA**. El menú para emplear esta herramienta es:

- **Define.**
- **Frame section.**

En la ventana emergente se debe seleccionar la opción **“Add nonprismatic”** de la barra desplegable (Ver **FIG. 3.36**), y presionar el botón **“Add new property”**.

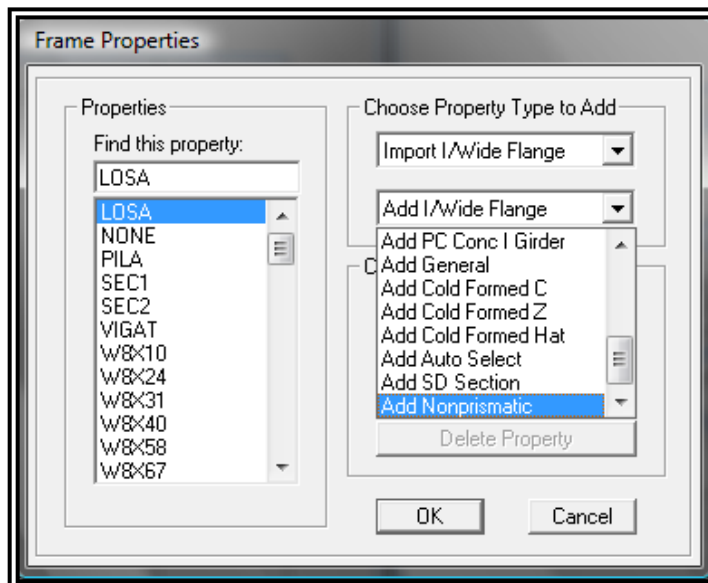


FIG . 3.36 Ventana de creación del tipo de propiedad de las secciones.

Con este paso aparecerá una nueva ventana en la que se le indicará al programa a las siguientes características de la sección variable (Ver FIG . 3.37):

1. **Start section.** En esta casilla se asigna la propiedad de la sección con que se inicia, es decir, el primer punto donde se creó la barra en el Paso 6 “Dibujo de barras” del MODELO DE GEOMETRIA .
2. **End section.** En esta casilla se asigna la propiedad de la sección con que se finaliza, es decir, el ultimo punto donde se creó la barra en el Paso 6 “Dibujo de barras” del MODELO DE GEOMETRIA .
3. **Lenght.** Colocar el valor de la unidad (1)
4. **Lenght Type.** En esta casilla se le indica que la sección será “Variable”.
5. **EI33 Variation.** Esta casilla indica la forma en que varía la sección alrededor del eje local 3 de la barra. Entre las formas que puede variar la sección se tienen: variación lineal, parabólica y cúbica.
6. **EI22 Variation.** Esta casilla indica la forma en que varía la sección alrededor del eje local 3 de la barra. Entre las formas que puede variar la sección se tienen: variación lineal, parabólica y cúbica.

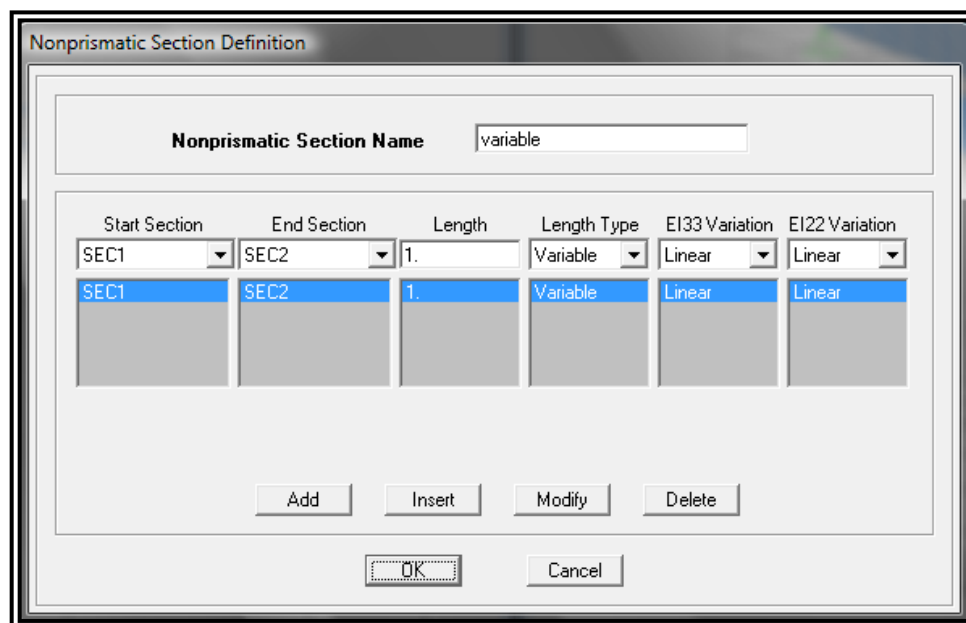


FIG . 3.37 Ventana de creación del tipo de propiedad de las secciones no prismáticas.

El último paso para crear la sección variable es presionar el botón “O K ” a todas las ventanas activas. Posteriormente a la creación de la sección no prismática se asigna a las barras que se deseen con la ayuda del Paso 7 “Asignación de secciones a barras” del MODELO DE GEOMETRIA .

d.2) Creación de propiedades de soporte/ enlace.

Estos elementos son de gran utilidad cuando se desean conectar estructuras diferentes con ciertas propiedades de rigidez, tal es el caso de las conexiones entre superestructura y subestructura. Para crear los enlaces se debe usar el siguiente menú:

- **Define.**
- **Link/ support properties.**

En la ventana emergente se debe presionar el botón “Add new property”, con lo que aparecerá una nueva ventana en donde se le indica al programa las siguientes opciones (Ver FIG 3.37):

1. **Link/ support type.** Esta opción contiene varias formas que indica el tipo de enlace que para el caso general del modelo será “Linear”.

2. Directional properties. Dentro de esta opción se indican las direcciones posibles en que el enlace tendrá los grados de libertad.

3. Properties. En esta opción se le indica al programa las propiedades de rigidez del enlace.

Con todos los datos establecidos se debe presionar el botón “**O k**” a todas las ventanas activas.

The image shows a software dialog box titled "Link/Support Property Data". It has a standard Windows-style border. At the top, there's a dropdown menu for "Link/Support Type" set to "Linear". Below it is a text field for "Property Name" containing "Apoyos" and a "Set Default Name" button. The "Total Mass and Weight" section contains input fields for "Mass" and "Weight" (both set to 0) and three "Rotational Inertia" fields (1, 2, and 3, all set to 0). The "Directional Properties" section is a table with two columns: "Direction" and "Fixed". It lists six degrees of freedom: U1, U2, U3, R1, R2, and R3. U1, U2, and U3 have checked boxes in the "Direction" column, while R1, R2, and R3 have unchecked boxes. There are "Fix All" and "Clear All" buttons at the bottom of this section. A "Properties" button with the text "Modify/Show for All..." is also present. To the right, the "P-Delta Parameters" section has an "Advanced..." button and a "Display Color" field with a yellow color swatch. At the bottom right, there are "OK" and "Cancel" buttons.

FIG . 3.38 Ventana de creación de enlaces.

d.3) Dibujo de propiedades de soporte/ enlace.

Este paso consiste en el dibujo de los enlaces sobre el modelo, el cual se realiza con el menú:

- Draw .
- Draw 2 joint link .

Al entrar en este comando se activa la opción para el dibujo de los enlaces tal como si fuera una barra, por lo que se debe dar click en los puntos deseados para unir las estructuras (Ver FIG . 3.39).

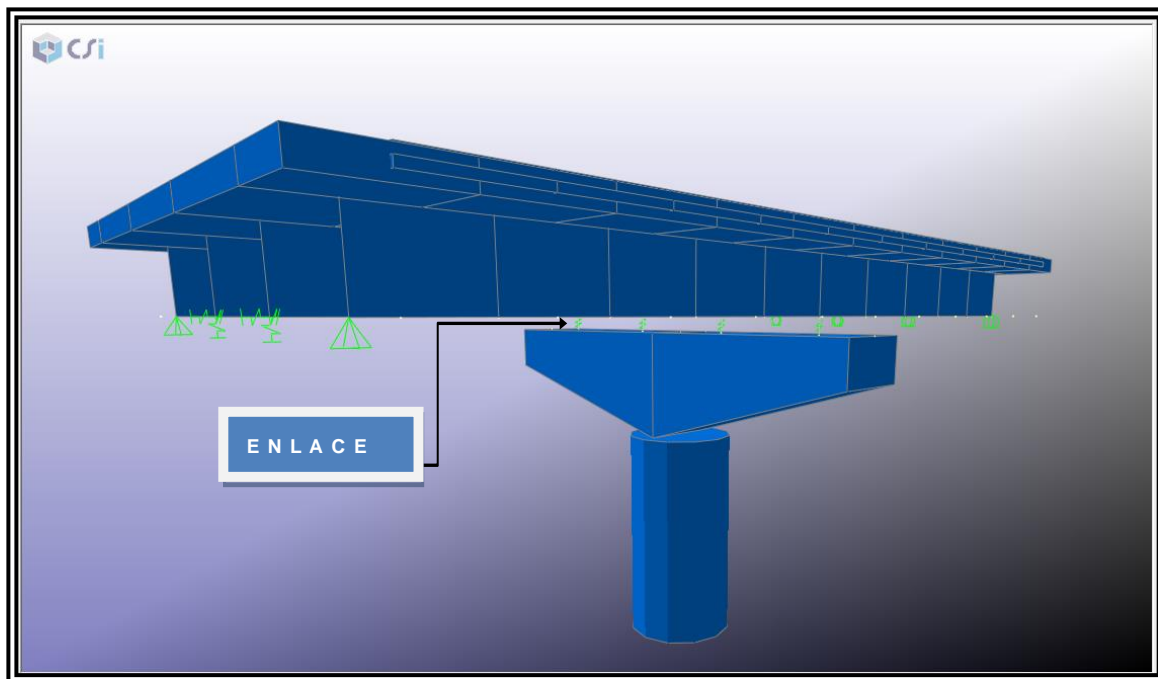


FIG . 3.39 Modelo de un puente con enlaces entre superestructura y subestructura .

PASO # 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se realizará a través del software **SAP2000**, que realizará el cálculo de todas las acciones internas del puente modelado, desde la superestructura hasta la subestructura. El proceso de análisis que realiza el programa para cada caso de carga (Ver **FIG . 3.40**) se puede observar mediante una ventana que se despliega durante el proceso (Ver **FIG . 3.41**), en el cual se muestra información general de la estructura tal como el período de los diferentes modos de vibración, ecuaciones a resolver, etc. El método de análisis utilizado es el Matricial debido a que el puente ha sido modelado mediante barras y nudos, tal como se indicó en la introducción del paso 5.



Corrida del modelo .

Este paso consiste indicarle al programa que analice el modelo creado con todos los pasos anteriormente descritos, y se realiza mediante el menú:

- **Analyse,**

- **Run analysis.**



FIG. 3.40 Ventana para la selección de casos de carga analizar.

En la ventana emergente se seleccionan los casos de carga que se deseen analizar, y presionar el botón “**Run Now**”. Cuando el análisis este completo, se puede revisar todas las acciones internas del puente que servirán para el diseño estructural del este.

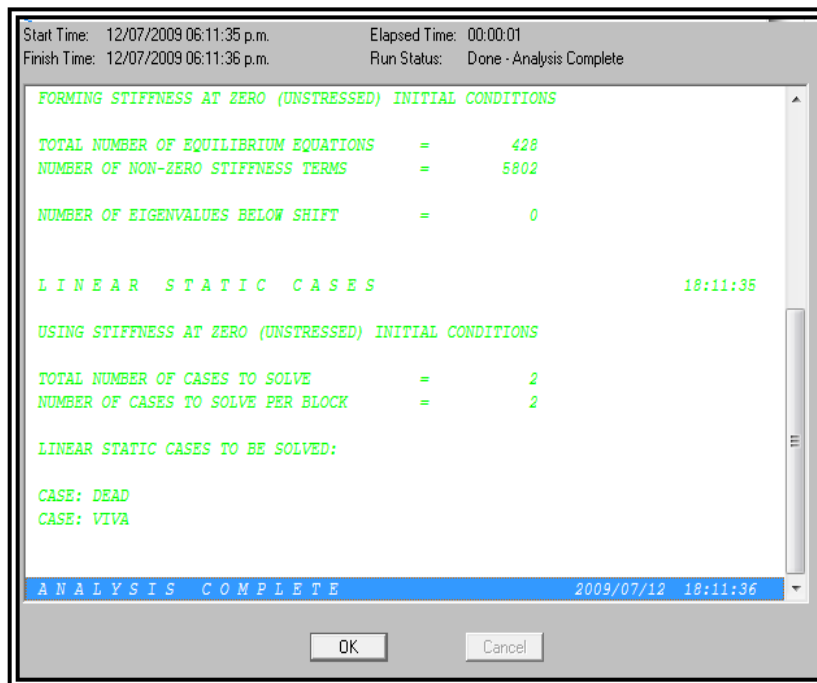


FIG . 3.41 Menú y ventana de análisis estructural.

PASO # 7: REVISIÓN DE RESULTADOS

Debe realizarse la comparación de los parámetros básicos del análisis estructural tales como acciones internas y deflexiones en el estado límite de servicio que exige la normativa que se ha adoptado para el diseño. El programa SAP2000 contiene las opciones para la revisión visual de las acciones internas en las barras y apoyos. En la FIG . 3.42 se puede observar un ejemplo de la manera en que el programa muestra la información mediante una gráfica que el diseñador puede revisar detenidamente. La forma en que se deben interpretar los resultados obtenidos se ejemplificará detenidamente en el Capítulo 4 con los valores obtenidos del análisis de un puente.

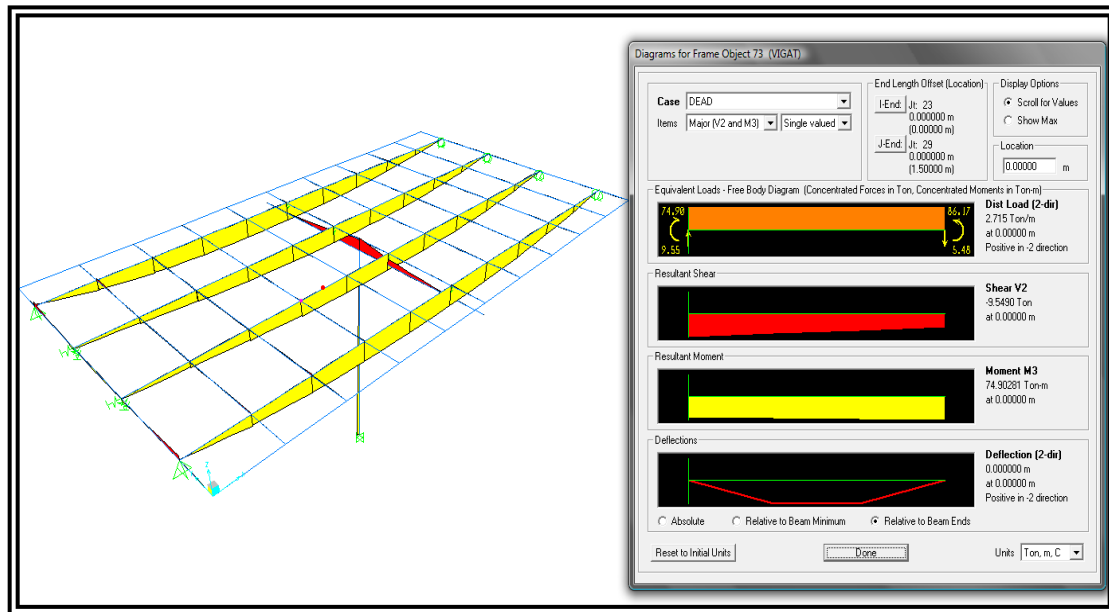


FIG. 3.42 Ejemplo de despliegue de resultados del SAP2000.

Los pasos para que el programa muestre los resultados en manera gráfica son los siguientes:

- **Display**
- **Show forces/stresses.**
- **Frame/cables**

Mediante estos comandos emergerá una ventana en el que se debe seleccionar el tipo de acción interna para el caso de carga deseado. (Ver FIG 3.43).

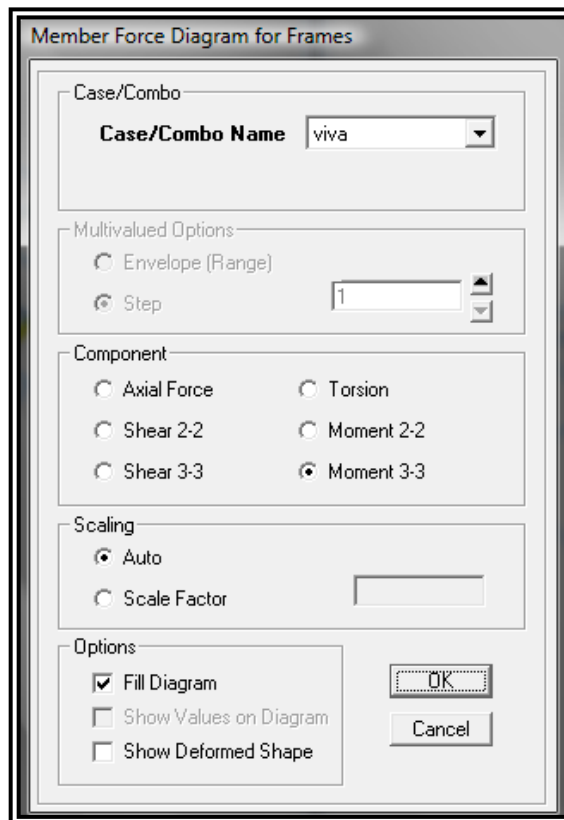


FIG. 3.43 Ventana para selección de resultados a desplegar.

Todos los pasos mencionados a lo largo de la guía de modelado mediante el Software **SAP2000** son los más básicos, por lo que se puede llevar a cabo las mismas operaciones en cualquier otro programa con los comandos respectivos de cada uno de ellos.

Se debe mencionar que puede que para el modelo de diferentes tipologías, el proceso del modelado cambie, o sea necesario el uso de comandos más avanzados que el software posea, ó que dichos comandos estén limitados de acuerdo a la versión usada, por lo que el propósito de ésta parte de la guía es orientar al lector en la introducción al modelado de puentes mediante el método de la malla utilizando un software.

**PASO # 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS
CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE**

Los pasos definidos a continuación son generales, debido a que el ejemplo práctico del **Capítulo 4** abordará específicamente este procedimiento con todas las ecuaciones que implican para su mejor comprensión.

El diseño de los elementos de concreto reforzado deberán revisarse por los estados límites presentados en la **Tabla 3.18**, según sea el elemento. Estos elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan según la AASTHO LRFD.

ELEMENTO	ESTADOS LÍMITES ²⁷³			
	Servicio	Fatiga	Resistencia	Evento extremo
Tablero	X		X	X
Vigas	X		X	X
Diafragmas	X		X	
Pilas	X		X	X
Estribos	X		X	X
Apoyos			X	
Cimentaciones superficiales	X		X	X
Cimentaciones profundas	X		X	X
Barandas			X	X

Tabla 3.18 Estados límites correspondientes a diferentes elementos de un puente.

A continuación se indican las revisiones que se realizarán para los estados Límites de Servicio, Resistencia y Evento extremo. Ya que son los tres estados requeridos a revisar para los componentes de un puente según la Especificación AASHTO LRFD.

²⁷³ *Nota:* en el capítulo 2 se desarrollan ampliamente los estados límites, por lo que si se desea profundizar acerca del tema, ir al apartado 2.8.2.

Estado límite de servicio.

El Estado Límite de Servicio incluirá la revisión de los artículos de la AASHTO LRFD que se muestran en la Tabla 3.19, para cada uno de los elementos.

ESTADO LIMITE DE SERVICIO		
Elemento	Artículo AASTHO	Revisión ²⁷⁴
Tablero Y Vigas	5.7.3.4 5.7.3.6	Limitación de la fisuración mediante la distribución de la armadura, debido a efectos térmicos, de restricción en deformaciones y condiciones de carga. Calculo de deformaciones producto de flechas y contraflechas.
Pilas y estribos	10.6.2.2 10.7.2.2	En el estado límite de servicio se deberá investigar el movimiento de las fundaciones tanto en la dirección del asentamiento vertical como en la dirección del desplazamiento lateral. Criterios para desplazamientos laterales.
Cimentaciones	10.5.2.	<ul style="list-style-type: none"> • Los asentamientos, • Los desplazamientos laterales, • La capacidad de carga estimada usando la presunta presión de contacto, y • La estabilidad global.

Tabla 3.19 Requisitos del Estado Límite de Servicio.

Estado límite de resistencia.

En este estado límite se realizarán las revisiones a elementos sometidos a esfuerzos de compresión, de tensión, flexión y torsión. Por lo que en el Estado Límite de Resistencia se debe cumplir que la resistencia última debe ser igual o menor que la resistencia nominal del elemento como lo indica la siguiente ecuación:

$$Ru \leq \phi R_n \text{ Ecuación 3.1}$$

²⁷⁴ Nota: las revisiones de estos requisitos se realizarán mediante métodos clásico de mecánica estructural o por medio de la ayuda de un software.

El valor de ϕ es un factor de resistencia que dependerá de esfuerzo interno al que está sometido un elemento de concreto, estos se describen en la **Tabla 3.20**.

FACTORES DE RESISTENCIA	
Tipo de esfuerzo	Valor de ϕ
Flexión y tracción de concreto reforzado	0.90
Corte y torsión	
• Concreto de baja densidad	0.70
• Concreto de densidad normal	0.90
Para apoyos sobre concreto	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Compresión para zonas de anclaje	
• Concreto de baja densidad	0.65
• Concreto de densidad normal	0.8
Para tensión en el acero de zonas de anclaje	1.0
Resistencia durante el hincado de pilotes	1.0

Tabla 3.20 Factores de resistencia.

Se revisarán los esfuerzos presentados en la **Tabla 3.21**, para cada uno de los elementos que se requiera diseñar.

ESFUERZOS INTERNOS A RESISTIR				
Elemento	Fuerza Axial	Esfuerzo cortante	Momento Flector	Torsión
Tablero		X	X	
Vigas		X	X	X
Pilas	X	X	X	X
Estribos		X	X	
Apoyos	X	X		X
Zapatas	X	X	X	
Pilotes	X			
Barandas		X	X	

Tabla 3.21 Esfuerzos internos en elementos de concreto reforzado.

a) Diseño de elementos sometidos a fuerza axial.

La resistencia axial nominal de los elementos comprimidos de concreto armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad \text{Ecuación 5.7.4.4-1 AASTHO LRFD}$$

Donde:

• **Para elementos con armadura en espiral:**

$$P_n = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st})] + f_y A_{st} \quad \text{Ecuación 5.7.4.4-2 AASTHO LRFD}$$

• **Para elementos zunchados**

$$P_n = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st})] + f_y A_{st} \quad \text{Ecuación 5.7.4.4-3 AASTHO LRFD}$$

Donde:

P_r : Resistencia axial mayorada, con o sin flexión (N).

P_n : Resistencia axial nominal, con o sin flexión (N).

f'_c : Resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa).

A_g : Área bruta de la sección (m^2).

A_{st} : Área total de la armadura longitudinal (m^2).

f_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura (MPa).

ϕ : Factor de resistencia especificado en la **Tabla 3.20**.

b) Diseño de elementos sometidos a flexión²⁷⁵.

La resistencia a la flexión nominal M_r , se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad \text{Ecuación 5.7.3.2.1-1 AASTHO LRFD}$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal (N-m)

ϕ : Factor de resistencia especificado en la **Tabla 3.20**.

y donde M_n está dado por la siguiente ecuación:

²⁷⁵ *Nota: la deducción de las ecuaciones presentadas en este apartado pueden verse en las Notas de ACI. 318. Que se basa primordialmente en la teoría del bloque rectangular equivalente, entre otras teorías.*

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right)$$

Ecuación 5.7.3.2.2-1 AASTHO LFRD

Donde:

A_{ps} : Área del acero de pretensado (mm^2).

f_{ps} : Tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 5.7.3.1.1-1 (MPa).

d_p : Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm).

A_s : Área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2).

f_y : Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa).

d_s : Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm).

A'_s : Área de la armadura de compresión (mm^2).

f'_y : Tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión (MPa).

d'_s : Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa).

b : Ancho de la cara comprimida del elemento (mm).

b_w : Ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm).

β_1 : Factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2.

h_f : Altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te (mm).

$a = c \beta_1$; altura del diagrama de tensiones equivalente (mm).

c) Flexión Biaxial.

Si la carga axial mayorada $\geq 0,10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rsy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad \text{Ecuación 5.7.4.5-1 AASTHO LRFD}$$

Siendo:

$$P_o = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad \text{Ecuación 5.7.4.5-2 AASTHO LRFD}$$

Si la carga axial mayorada $< 0,10 \phi f_c' A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad \text{Ecuación 5.7.4.5-3 AASTHO LRFD}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial.

P_{rxy} : Resistencia axial mayorada en flexión biaxial (N).

P_{rx} : Resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente (N).

P_{ry} : Resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente (N).

P_u : Fuerza axial mayorada aplicada (N).

M_{ux} : Momento mayorado aplicado respecto del eje X (N-mm).

M_{uy} : Momento mayorado aplicado respecto del eje Y (N-mm).

e_x : Excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = M_{uy}/P_u (mm).

e_y : Excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir = M_{ux}/P_u (mm).

d) Diseño de elementos sometidos a torsión.

La resistencia a la torsión mayorada, T_r , se deberá tomar como:

$$T_r = \phi T_n \quad \text{Ecuación 5.8.2.1-1 AASTHO LRFD}$$

Donde:

T_n : Resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo 5.8.3.6 (N-mm)

ϕ : Factor de resistencia especificado en la **Tabla 3.20**.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y (\cot \theta)}{S} \quad \text{Ecuación 5.8.3.6.2-1 AASTHO LRFD}$$

Donde:

A_o : Área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (m m^2).

A_r : Área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada (m m^2).

θ : Ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.8.3.4 con las modificaciones para las expresiones de v y V_u aquí especificadas ($^\circ$).

e) Diseño de elementos sometidos a esfuerzo cortante.

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ecuación 5.8.2.1-2 AASTHO LRFD}$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 5.8.3.3 (N).

ϕ : Factor de resistencia especificado la **Tabla 3.20**.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ecuación 5.8.3.3-1 AASTHO LRFD}$$

$$V_n = 0.25f_y'b_vd_v + V_p \quad \text{Ecuación 5.8.3.3-2 AASTHO LRFD}$$

Siendo:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f_c'}b_vd_v \quad \text{Ecuación 5.8.3.3-3 AASTHO LRFD}$$

$$V_s = \frac{A_vf_yd_v(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s} \quad \text{Ecuación 5.8.3.3-4 AASTHO LRFD}$$

Donde:

b_v : Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v , como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (mm).

d_v : Altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (mm).

s : Separación de los estribos (mm).

β : Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4.

θ : Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 ($^\circ$).

α : Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal ($^{\circ}$).

A_v : área de la armadura de corte en una distancia s (mm^2).

V_p : componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N).

f) Concreto presforzado²⁷⁶.

1) Etapa de transferencia de la fuerza de presfuerzo²⁷⁷.

En esta se debe chequear el esfuerzo generado por la fuerza de tesado que tiene su valor máximo debido a que las pérdidas de presfuerzo no se han dado y la carga externa aplicada es mínima, generalmente debida al peso propio del elemento. Si el presfuerzo es aplicado con cierta excentricidad, se debe investigar los esfuerzos de tracción generados en el concreto para evitar fisuración, más que todo en la banda superior debido a que generalmente se tiene un perfil de los torones por debajo del eje neutro del elemento, lo que genera una curvatura cóncava hacia abajo y se dan tracciones en la banda superior. Los límites de esfuerzos se encuentran en el artículo 5.9.4 de la AASHTO²⁷⁸.

2) Etapa posterior a las pérdidas en el presfuerzo.

En esta etapa se tiene lo contrario a la del numeral 1, ya que se genera el menor valor de la fuerza de tesado debido a todas las pérdidas de presfuerzo que se calculan de acuerdo al artículo 5.9.5 de la AASHTO²⁷⁹ y se da una carga externa maximizada por el uso de la estructura. Se deben chequear los esfuerzos en ambas bandas de la estructura para evitar la fisuración en el extremo traccionado.

3) Propiedades de la sección mínima.

²⁷⁶ *Nota: El proceso de diseño para miembros de concreto presforzado difiere de los demás materiales usados en la construcción, debido a que se deben chequear una buena cantidad de etapas críticas en la vida de la estructura, todas debidas a la presencia de la fuerza de presfuerzo. De todas estas etapas críticas se pueden diferenciar 2, que son las más importantes en el estado límite de servicio (Cargas sin factorar), que se desarrollan dentro de este paso.*

²⁷⁷ *Nota: Etapa en la que se aplica o se libera la fuerza de tesado al concreto en estado endurecido para elementos postensados y presforzado respectivamente (Para mayor claridad ver los terminos del glosario).*

²⁷⁸ *Nota: Límites para la tensión en el concreto.*

²⁷⁹ *Nota: Pérdidas de pretensado.*

Si los esfuerzos calculados en los numerales anteriores exceden los permisibles, se debe buscar una sección que cumpla con todos los requerimientos, esto se puede realizar mediante ecuaciones que definan el esfuerzo en la banda superior e inferior cuyas variables sean:

❖ Etapa de transferencia.

- a. Fuerza de presfuerzo (generalmente conocida o estimada anteriormente),
- b. Excentricidad (generalmente conocida o estimada anteriormente),
- c. Área de la sección (desconocida).
- d. Módulo de sección de la estructura (desconocida).
- e. Momento flexionante mínimo. (conocido, ya que es el momento por peso propio del elemento).

❖ Etapa posterior a las pérdidas.

- a. Fuerza de presfuerzo con una fracción menor a la unidad aplicada debido a la estimación de las pérdidas de presfuerzo (generalmente conocida y estimada anteriormente),
- b. Excentricidad (generalmente conocida o estimada anteriormente),
- c. Área de la sección (desconocida).
- d. Módulo de sección de la estructura (desconocida).
- e. Momento flexionante máximo. (conocido, ya que es el momento total actuante en el elemento).

Se deben chequear estos dos estados para proponer una nueva sección, por lo que se pueden generar 4 ecuaciones con desigualdades que limitan el esfuerzo en las bandas del elemento en cada etapa mediante variables dependientes e independientes. Cuando se tiene una sección con las propiedades optimizadas de tal manera que se cumplan todos los esfuerzos permisibles, se puede optimizar el diseño mediante la utilización del diagrama de Magnel.

4) Diagrama de Magnel.

El diagrama de Magnel no es nada más que las graficas de las desigualdades que se mencionan en los numerales anteriores, este diagrama sirve para poder

optimizar la fuerza de tesado y establecer el mejor perfil del tendón de presfuerzo. Ahora bien, para llevar a cabo lo anteriormente descrito, se tiene que las propiedades de la sección serán conocidas, entonces para generar graficas comprensibles para su mismo análisis, se puede plotear el inverso de la fuerza de tesado y la excentricidad de los torones, ver FIG. 3.44 como ejemplo de un diagrama de Magnel.

Una vez que el diagrama de Magnel ha sido construido, se procede a seleccionar la fuerza de presfuerzo y su excentricidad en las secciones críticas. Generalmente se selecciona la excentricidad para la menor fuerza de tesado, aunque en ciertas ocasiones está limitado a las condiciones de la sección, ya que no se puede seleccionar una excentricidad que esté fuera de una sección propuesta (Ver excentricidad limite "epl" de la FIG. 3.44).

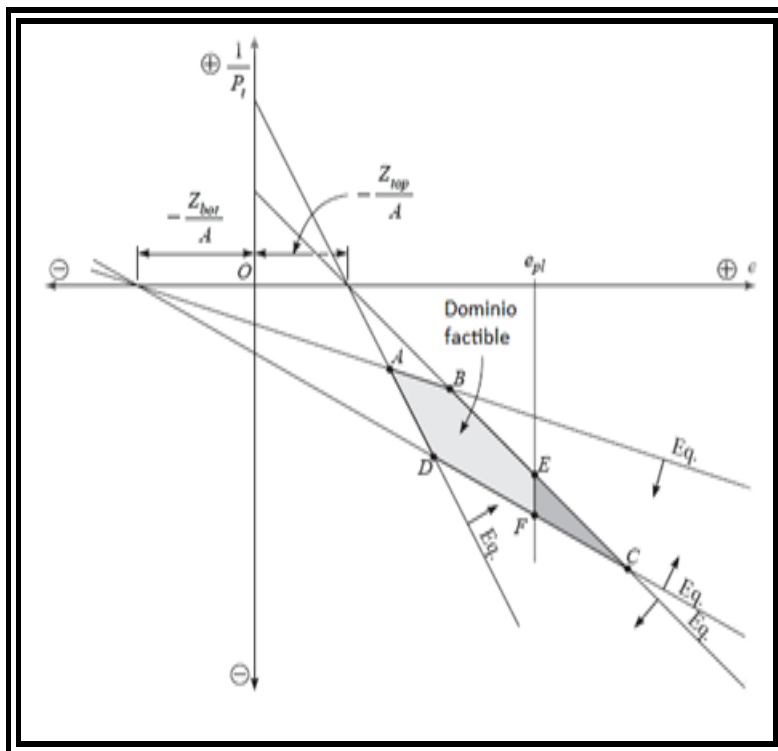


FIG. 3.44 Ejemplo de diagrama de Magnel²⁸⁰.

²⁸⁰ Fuente: ACI Comité 343

La región sombreada que se observa en la FIG. 3.44 denominada como dominio factible está ligado a las desigualdades del paso anterior (Paso 3), el cual indica que dentro de esa región se cumplirán todas las ecuaciones de los esfuerzos máximos en las bandas de la viga.

5) Establecimiento de la zona del cable de presfuerzo.

Con la fuerza de tesado calculada en el numeral anterior y utilizando las mismas ecuaciones previamente establecidas, se puede despejar para tener como única incógnita la excentricidad. Entonces se pueden generar nuevas graficas para definir el rango de valores con cada ecuación y obtener la zona del cable de presfuerzo (Ver FIG. 3.45).

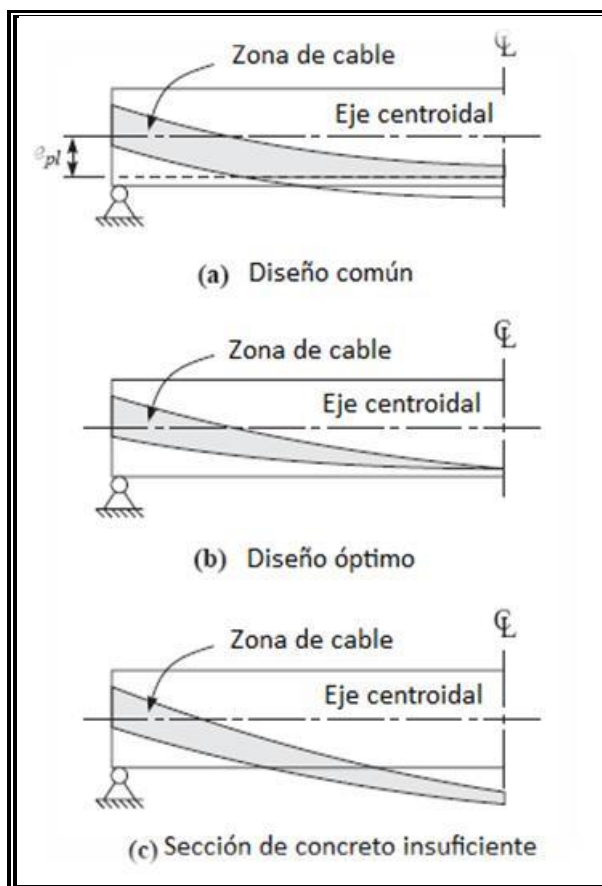


FIG. 3.45 Ejemplo de ubicación en zona de cables²⁸¹.

²⁸¹ Fuente: *Prestressed concrete design and practice*.

6) Chequeo de esfuerzos.

Con todas las características de la sección establecidas se deben calcular los esfuerzos en varios cortes a lo largo del elemento para verificar que no sobrepasen los máximos permisibles de acuerdo al artículo 5.9.4 de la AASHTO.

7) Cálculo de resistencia de diseño.

Se calcula mediante métodos básicos utilizados para concreto reforzado como el del bloque rectangular equivalente para momento y métodos para el cortante y torsión con sus simplificaciones asumidas por tal método, solo que tomando en cuenta la fuerza de tesado. Estas se deben comparar con las combinaciones mayoradas que establece la AASHTO.

Diseño de apoyos elastoméricos.

El tipo de apoyo que se diseñará es el reforzado con láminas acero. Este tipo de apoyo puede ser diseñados por medio de dos métodos establecidos por la AASHTO, éstos son "A" o "B", el procedimiento que se detallará a continuación son los referentes al método "B", en el cual se indican los requerimientos para apoyos circulares o rectangulares. La **Tabla 3.22** contiene los métodos a usar para cada tipo de apoyo posible de material elastomérico²⁸².

MÉTODOS DE DISEÑO DE LA AASHTO	
MÉTODO	TIPO DE APOYO
MÉTODO A	<ul style="list-style-type: none"> • Almohadilla plana elástica sin refuerzo. • Almohadilla reforzada con capas delgadas de fibra de vidrio. • Apoyos reforzados con láminas de acero.
MÉTODO B	<ul style="list-style-type: none"> • Apoyos reforzados con láminas de acero.

Tabla 3.22 Métodos para el diseño de apoyos en puentes.

²⁸² *Nota: Usualmente al utilizar el método "A" resulta en un apoyo con menor capacidad que utilizando el método "B", por lo que es más conservador, aunque un apoyo diseñado por el método "B" requiere mayor control de calidad y pruebas.*

Método “B” de diseño.

Según el artículo 14.7.5.1 de la AASHTO, todas las láminas de elastómero deben ser del mismo espesor. Las láminas de cubierta superior e inferior del apoyo no deben ser más gruesas que el 70% de las láminas internas.

Requerimientos de diseño.

1) Predimensionamiento del apoyo.

Se realiza mediante las cargas de servicio actuantes en el apoyo calculadas por medio del análisis estructural, y utilizando las ecuaciones básicas de esfuerzo.

- a) Proponer el ancho del apoyo, el cual debe ser menor que el ancho del elemento soportado por el apoyo (en este caso, el ancho de la viga).
- b) Calcular el largo del apoyo utilizando el esfuerzo permisible dado por el artículo 14.7.5.3.2 de la AASHTO y el ancho propuesto en el literal anterior.

2) Verificar el esfuerzo de compresión (Artículo 14.7.5.3.2).

En cualquier lámina del apoyo elastomérico, el esfuerzo promedio de compresión en el estado límite de servicio debe satisfacer:

- a) Para apoyos sujetos a deformación por cortante (No restringidos contra desplazamiento lateral):
 - Ecuación 14.7.5.3.2-1 de la AASHTO.
 - Ecuación 14.7.5.3.2-2 de la AASHTO.
- b) Para apoyos fijos sin deformación por cortante (Restringidos contra desplazamiento lateral):

Ecuación 14.7.5.3.2-3 de la AASHTO.

Ecuación 14.7.5.3.2-4 de la AASHTO.

El factor de forma para apoyos sin agujeros, necesario para el uso de las ecuaciones anteriores de la AASHTO se puede calcular mediante las ecuaciones:

- Ecuación 14.7.5.1-1 de la AASHTO.
- Ecuación 14.7.5.1-2 de la AASHTO.

3) Cálculo de deflexión por compresión (Artículo 14.7.5.3.3).

Las deflexiones de los apoyos elastoméricos debido a carga muerta y carga viva instantánea, debe ser considerada separadamente:

- a) La deflexión instantánea debido a carga viva debe ser tomada según la ecuación 14.7.5.3.3-1 de la AASHTO.
- b) La deflexión inicial debido a carga muerta debe ser tomada según la ecuación 14.7.5.3.3-2 de la AASHTO.

En ausencia de la información específica del elastómero en particular, puede usarse la ecuación C14.7.5.3.3-1, y adicionalmente la grafica C14.7.6.3.3-1 de la AASHTO para la determinación de la deformación unitaria de la lamina elastomérica del apoyo.

Las deflexiones debido a carga muerta sostenida en grandes periodos de tiempo, incluyendo fluencia lenta, deben ser tomadas según la ecuación 14.7.5.3.3-3 de la AASHTO.

Los efectos de fluencia lenta debe ser determinada de la información del material elastomérico usado. Si no es posible obtener la información necesaria del material, se pueden usar los valores de la tabla 14.7.6.2-1 de la AASHTO.

4) Chequeo de Deformación por Cortante (Artículo 14.7.5.3.4).

El apoyo debe satisfacer la ecuación 14.7.5.3.4-1 de la AASHTO.

5) Requerimiento por Compresión y rotación combinada (Artículo 14.7.5.3.5).

Las provisiones de esta sección deben aplicar al estado límite de servicio, y los apoyos deben ser diseñados para que no ocurra levantamiento²⁸³ bajo ninguna de las combinaciones de carga y su correspondiente rotación.

- Los apoyos rectangulares satisfecerán los requerimientos de levantamiento si cumplen ecuación 14.7.5.3.5-1 de la AASHTO.
- Para apoyos rectangulares sujetos a deformación por cortante, se debe satisfacer la ecuación 14.7.5.3.5-2 de la AASHTO.

²⁸³ Nota: Ver glosario.

- Para apoyos rectangulares provistos fijos contra deformación por cortante ecuación 14.7.5.3.5-3 de la AASHTO.
- Los apoyos circulares satisfacen los requerimientos de levantamiento si cumplen ecuación 14.7.5.3.5-4 de la AASHTO.
- Para apoyos circulares sujetos a deformación por cortante, se debe satisfacer ecuación 14.7.5.3.5-5 de la AASHTO.
- Para apoyos circulares provistos fijos contra deformación por cortante ecuación 14.7.5.3.5-6 de la AASHTO.

Debido a que un factor de forma grande es adecuado para resistir compresión, pero no muy adecuado para acomodar rotación, es necesario generar un estado balanceado. La tabla 14.7.5.3.5-1 de los comentarios de la AASHTO muestra ciertos valores recomendables.

6) Chequeo de Estabilidad (Artículo 14.7.5.3.6).

Los apoyos deben ser investigados por posible inestabilidad en el estado límite de servicio para las combinaciones de carga de la tabla 3.4.1-1 de la AASHTO.

Los apoyos que cumplan con la ecuación 14.7.5.3.6-1 serán considerados estables y ninguna otra revisión de estabilidad es requerida.

La ecuación 14.7.5.3.6-1 de la AASHTO expresa los valores que debe cumplir el apoyo elastomérico para su estabilidad.

Para un apoyo rectangular donde L es más grande que W , la estabilidad debe ser investigada intercambiando L y W en las Ecuaciones 14.7.5.3.6-2 y 14.7.5.3.6-3 de la AASHTO. Para apoyos circulares, la estabilidad debe ser investigada usando las ecuaciones para apoyos rectangulares con $W = L = 0.8D$.

Donde:

L : Largo del apoyo.

W : Ancho del apoyo.

D : Diámetro del apoyo para formas circulares.

Para apoyos rectangulares que no satisfacen la Ecuación 14.7.5.3.6-1, el esfuerzo debido a la carga total debe satisfacer las siguientes ecuaciones:

- Si el tablero del puente es libre de traslaciones horizontales:

Ecuación 14.7.5.3.6-4 de la AASHTO.

- Si el tablero está restringido contra desplazamiento horizontal:

Ecuación 14.7.5.3.6-5 de la AASHTO.

Un valor negativo o infinito de la Ecuación 14.7.5.3.6-5 indica que el apoyo es estable y no es dependiente de σ_s .

Si el valor de $A-B \leq 0$, correspondiente a las ecuaciones anteriormente mencionadas, el apoyo se considera estable y no es dependiente de σ_s .

7) Requerimientos del Reforzamiento (Artículo 14.7.5.3.7).

El espesor del refuerzo de acero, h_s , debe satisfacer:

- Para el estado límite de servicio:

Ecuación 14.7.5.3.7-1 de la AASHTO.

- Para el estado límite de fatiga:

Ecuación 14.7.5.3.7-2 de la AASHTO.

Si el espesor del reforzamiento de acero “ h_s ” no es especificado, el espesor mínimo debe ser 1.5 mm acorde al artículo 4.5 de la especificación para materiales de la AASHTO.

Diseño de estribos.

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura y las cargas sísmicas.

1) Selección de las dimensiones preliminares de la pared.

La selección de las dimensiones se realizan con los criterios de se han considerado en el Paso #3 de la presente guía.

2) Evaluación de cargas y presiones de tierra.

a. Combinaciones de carga y factores de carga.

De la FIG 3.46 a la FIG 3.48 se ilustra cómo se aplican típicamente los factores de carga para producir las solicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar

la estabilidad externa de los muros de sostenimiento. El factor de carga que corresponde a la sobrecarga de suelo es igual tanto para las solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales. Las cargas y esfuerzos permanentes y transitorios ilustrados en las figuras incluyen, pero no limitándose a ellos, los siguientes:

- **Cargas Permanentes.**

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH: Empuje horizontal del suelo.

ES: Sobrecarga de suelo.

EV: Empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

- **Cargas Transitorias.**

LS: Sobrecarga viva.

WA: Carga hidráulica y presión de flujo de agua.

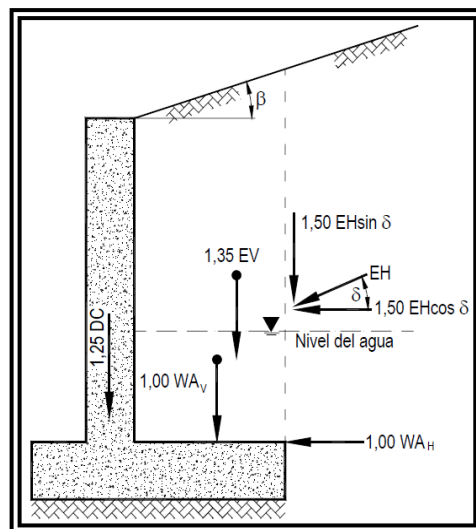


FIG. 3.46 Típica aplicación de los factores de carga para determinar la capacidad de carga²⁸⁴.

²⁸⁴ Fuente: AASHTO LRFD Sección 11.

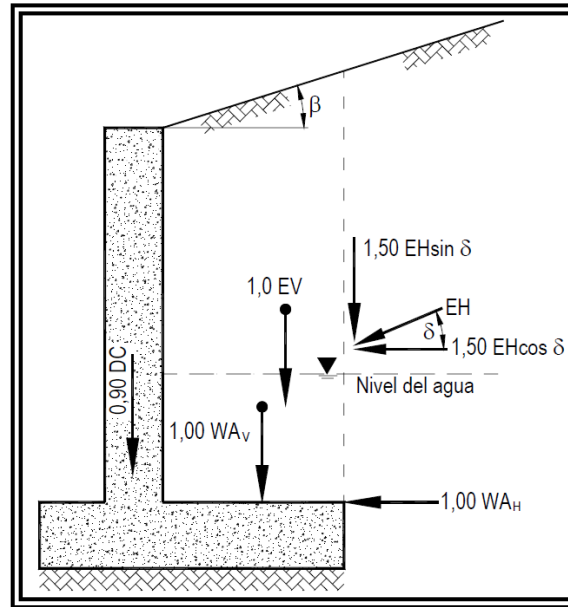


FIG . 3.47 Típica aplicación de los factores de carga para determinar el resbalamiento y la excentricidad.

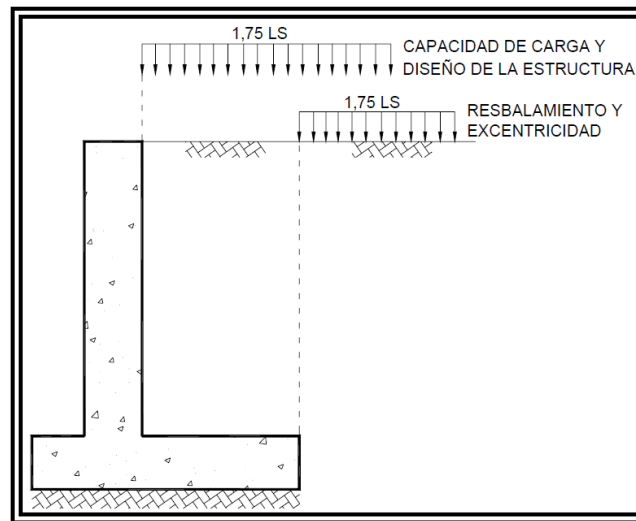


FIG . 3.48 Típica aplicación de las sobrecargas para estructura convencional.²⁸⁵

²⁸⁵ *Nota:* Si se necesita considerar una sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro solamente a los fines de evaluar la capacidad de carga de las fundaciones y el diseño de la estructura, tal como se ilustra en la Figura 3.81. La sobrecarga debida a esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad, el resbalamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución a la resistencia. De forma similar, la sobrecarga que actúa sobre el estribo de un puente se incluye solamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y el diseño de la estructura.

b. Formulación del empuje de tierras²⁸⁶. Ver FIG. 3.49.

Se considera que el empuje de tierras, en forma general, es linealmente proporcional a la profundidad del suelo, por lo tanto, se calcula para una profundidad "z" con la siguiente expresión.

$$p = k_h \gamma_s g (z_x 10^{-9}) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

p : Empuje básico de relleno (M Pa).

k_h : Coeficiente de presión lateral de relleno²⁸⁷.

γ_s : Densidad del suelo (kg/m^3).

z : Profundidad bajo la superficie del suelo (m m).

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).

A menos que se especifique lo contrario, puede suponerse que la resultante de los empujes laterales debidos al peso del relleno estará a una altura de 0.4 H sobre la base del muro, donde H es la altura total del muro, medida desde la superficie del terreno hasta la base de la cimentación²⁸⁸. La magnitud de la rotación requerida para el desarrollo de las presiones activas y pasivas se presenta en la **Tabla 3.23**.

²⁸⁶ *Nota: Teoría de Coulomb: fue el primero en estudiar el problema de las presiones laterales del terreno y estructuras de retención. Coulomb se limitó a usar la teoría de equilibrio que considera que un bloque de terreno en rotura como un cuerpo libre (o sea en movimiento) para determinar la presión lateral limitante. La presión limitante horizontal en fallo en extensión o compresión se determinan a partir de K_a y K_p respectivamente. Teoría de Mononobe Okabe: El método estático desarrollado por Mononobe y Okabe (1926) es el usado con más frecuencia en el cálculo de las fuerzas sísmicas del suelo actuando sobre el estribo de un puente.*

²⁸⁷ *Nota: El coeficiente de presión lateral debe ser considerado de acuerdo a los desplazamientos admisibles especificados o a las restricciones al movimiento del muro asumidas en el proyecto.*

²⁸⁸ *Nota: Usualmente, se suponía que la resultante quedaba ubicada a un tercio de la altura total; sin embargo, estudios experimentales sobre muros reales han demostrado que el valor de 0.4 H es una aproximación razonable a los resultados de tales estudios.*

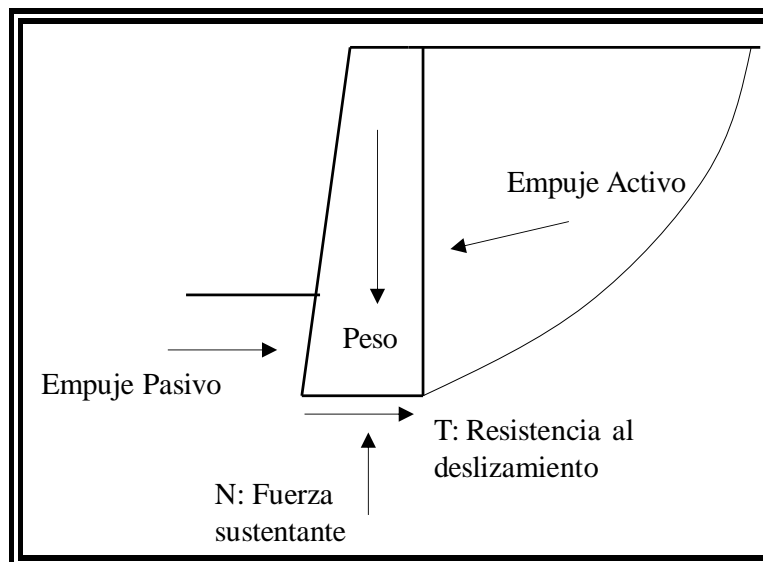


FIG. 3.49 Esquema de empujes activo y pasivo sobre un muro de retención.

Relleno	Rotación en el muro	
	Δ / H	
	Empuje Activo (E_a)	Empuje Pasivo (E_p)
Granular denso	0.001	0.020
Granular suelto	0.004	0.060
Cohesivo rígido	0.010	0.020
Cohesivo blando	0.020	0.040

Tabla 3.23 Relación entre el tipo de relleno y la rotación en el muro requerida para alcanzar el estado activo o pasivo en muros rígidos de contención.

c. Empuje de Tierras en Reposo.²⁸⁹

Se calcula tomando el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, k_o , según el estado de consolidación del suelo, representado en la **Tabla 3.24**.

²⁸⁹ Nota: El empuje de tierra en muros que se considera que no van a deflectarse o mover.

Estado de Consolidación.	k_o
Suelos normalmente consolidados.	$k_o = 1 - \text{sen} \phi_f$
Suelos sobreconsolidados ²⁹⁰ .	$k_o = (1 - \text{sen} \phi_f)(OCR)^{\text{sen} \phi_f}$

Tabla 3.24 Valor de k_o según el estado de consolidación.

Donde:

ϕ_f : Ángulo de fricción interna del suelo drenado.

d. Empuje Activo de Tierra.²⁹¹

Se calcula el coeficiente de presión lateral activo de tierras, con la siguiente ecuación:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

δ : Ángulo de fricción entre el relleno y el muro.

i : Ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal.

β : Ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical.

ϕ : Ángulo de fricción interna.

e. Empuje Pasivo de Tierra.

El cálculo del empuje pasivo de tierras se tendrá en cuenta, para el caso de suelos granulares, un coeficiente de presión lateral pasiva de tierras dado por:

$$k_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi - \delta) \text{sen}(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

²⁹⁰ Nota: Varía en función de la relación de sobreconsolidación (OCR) o de la historia de esfuerzos.

²⁹¹ Nota: En el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo. Para un análisis en condiciones de largo plazo, los empujes de tierra serán calculados usando los esfuerzos efectivos; además se adicionarán los empujes hidrostáticos en los casos que sea necesario.

Hay que tener presente que el ángulo de fricción δ no deberá tomarse mayor que la mitad del ángulo de fricción interna, ϕ . Es decir:

$$\delta < \frac{1}{2} \phi \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se calculan con la siguiente fórmula:

$$p = k_h \gamma_s g (z \times 10^6) + 2c \sqrt{k_p} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

p : Empuje pasivo (M Pa).

γ_s : Densidad del suelo (kg/m^3).

z : Profundidad bajo la superficie del suelo (m).

c : Cohesión del suelo (M Pa)

k_p : Coeficiente de presión lateral pasiva calculada con la ecuación k_p

g : Aceleración de la gravedad (m/s^2).

f. Empujes en Muros Anclados²⁹².

El empuje de tierras, en caso de muros anclados con anclajes en dos o más niveles, puede suponerse constante con la profundidad. Para muros anclados en taludes ya establecidos, el empuje de tierras P_a está dado por:

$$P_a = (0.65 \times 10^{-6}) K_a \gamma_s g h \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

P_a : Empuje de tierras (M Pa).

H : Altura total del muro (m).

K_a : Coeficiente de presión lateral activa = $\tan^2 \left(45 - \frac{\phi_f}{2} \right)$.

γ_s : Densidad efectiva del suelo (kg/m^3).

3) Cálculo de la Capacidad de Carga del Estribo.

La capacidad de carga se deberá calcular en el estado límite de resistencia según Artículo 11.6.3.2 de la AASHTO 2004.

4) Revisión por Estabilidad y Factores de Seguridad.

²⁹² Se refiere cuando los muros tienen restricciones al desplazamiento mediante anclajes a una sola altura, donde el empuje se supone linealmente proporcional a la profundidad

Se debe realizar la revisión de la estabilidad del muro que se está diseñando contra falla por:

- *Vuelco: Según Artículo 11.6.3.3.*
- *Erosión Superficial: Según Artículo 11.6.3.4.*
- *Resistencia Pasiva: Según Artículo 11.6.3.5.*
- *Resbalamiento: Según Artículo 10.6.3.3.*

Además, se debe revisar la seguridad del muro de sostenimiento o estribo contra fallas estructurales²⁹³.

Después de realizadas la revisiones correspondientes, se procede a dar las dimensiones finales que corresponden al muro de sostenimiento que se ha diseñado. Si no cumplen con la revisiones, se debe repetir este proceso hasta alcanzar el diseño que sea el más adecuado y económico.

Diseño de soportes intermedios.



FIG. 3.50 Soportes intermedios o pilas de un puente.

Se realizará la evaluación y diseño de pilas para puentes definiendo las cargas que actuaran sobre ésta, por ello se han seleccionado tres tipos de pilas las cuales son: pila tipo pared, cabeza de martillo y tipo marco²⁹⁴.

²⁹³ *Nota: Las ecuaciones y la forma de realizar las respectivas revisiones fueron impartidas en la cátedra de "Cimentaciones" que corresponde al "Ciclo VIII" del penzol de la Carrera de Ing. Civil.*

²⁹⁴ *Nota: Si se desea profundizar más acerca de estos tipos de pilas, el Capítulo II, en el apartado 2.2.3, se desarrolla toda la información acerca de dicho tema.*

1) Cargas que actúan en la pila.

CARGAS ACTUANTES EN PILAS		
DESCRIPCIÓN	LETRA	ARTICULO AASHTO LRFD
Carga muerta proveniente de la superestructura.(D W)	a	3.5.1
Carga muerta debido al peso propio de la pila. (D W)	b	3.5.1
Peso del relleno sobre la cimentación de la pila. (E V)	c	3.5.2
Carga viva más impacto proveniente de la superestructura.(L L)	d	3.6
Fuerzas longitudinales. (B R)	e	3.6.4
Carga de viento proveniente de la superestructura. (W L)	f	3.8.1.2
Carga de viento aplicada a la carga viva. (W L)	g	3.8.1.3
Carga de viento aplicada a la pila. (W L)	h	3.8.1.2
Fuerza sísmica proveniente de la superestructura. (E Q)	i	
Fuerza sísmica producida por la masa de la pila. (E Q)	j	
Fuerza de fricción en la base de la pila. (F R)	k	3.1.3
Presión hidráulica ascendente. (W A)	l	3.7.2
Presión del flujo de la corriente. (W A)	m	3.7.3
Empuje activo del suelo.(E H)	n	3.11.5
Empuje pasivo del suelo.(E H)	o	3.11.5

Tabla 3.25 Descripción de las cargas actuantes en pilas.

Estas cargas están representadas en la **Tabla 3.25** con la letra correspondiente en las **FIG. 3.51, 3.52 y 3.53** y en la **FIG. 3.54** se muestra un corte longitudinal al eje del puente, de la pila. Con la aplicación de dichas cargas se realizará el análisis en el sentido transversal y longitudinal al eje del puente, a excepción de la pila tipo pared, que por lo general sólo se analiza en el sentido longitudinal, y dependiendo de la altura de esta, puesto que en el otro sentido sus características de rigidez son tales que tienden a ser menos desfavorables las solicitaciones.

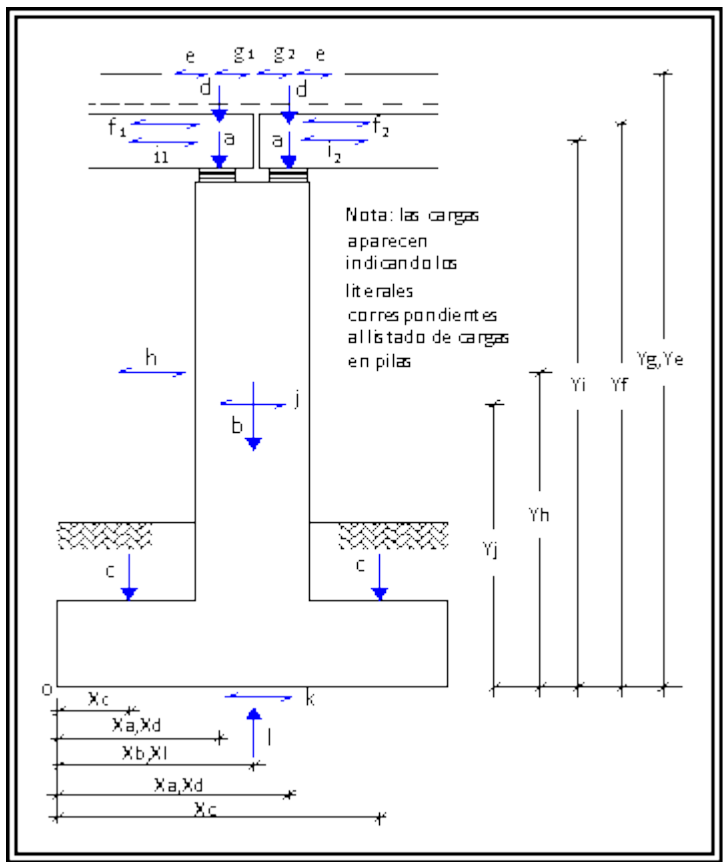


FIG . 3.51 Corte longitudinal típico de pila tipo pared, martillo y marco.

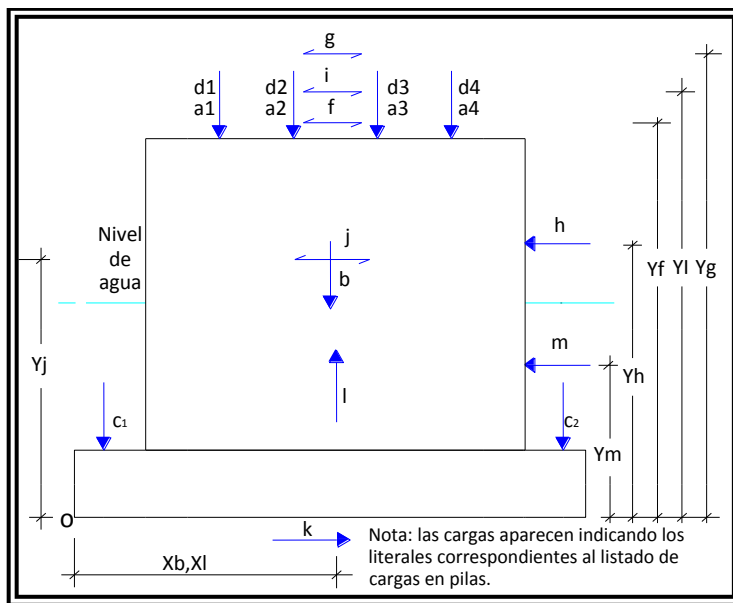


FIG . 3.52 Corte transversal de una pila tipo pared.

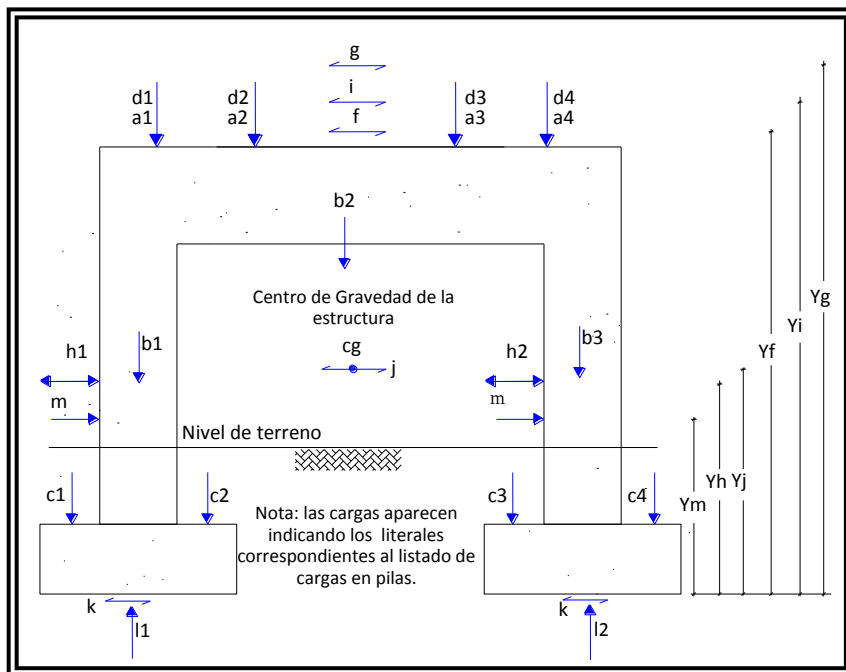


FIG. 3.53 Corte transversal de una pila tipo marco.

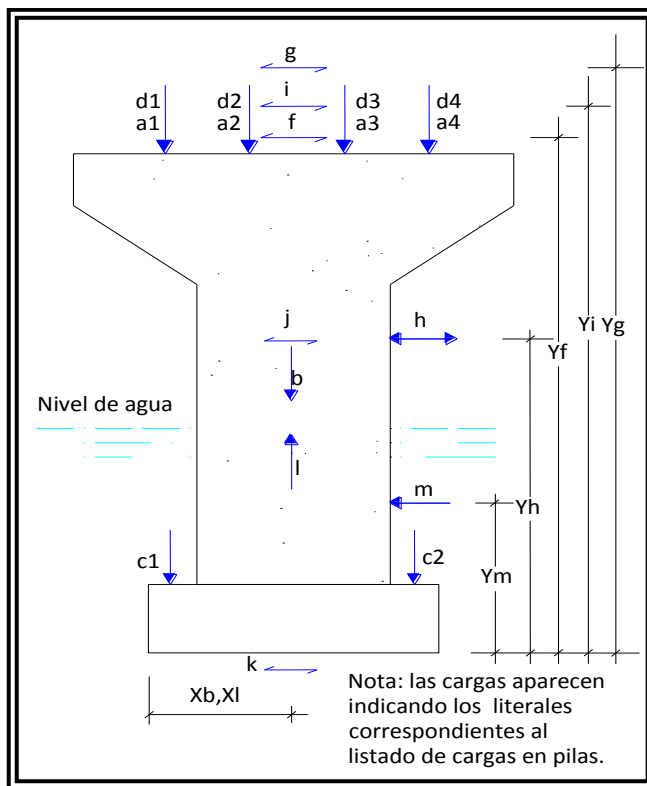


FIG. 3.54 Corte transversal de una pila tipo cabeza de martillo.

2) Análisis estructural.

Análisis de carga viva sobre la subestructura.

Este proceso, en resumen, involucrará los siguientes pasos:

- a. Análisis en el sentido transversal del puente,
- b. Análisis en el sentido longitudinal del puente y
- c. Combinación de los mismos.

Estos análisis se describirán a continuación, considerando un puente con dos carriles.

a. Análisis en el sentido transversal.

En esta fase se considera la sección transversal de la losa del puente como una viga continua con apoyos en los ejes de las vigas longitudinales del puente, y la condición de carga consiste en la colocación del camión de diseño o tandem de diseño y el carril de carga, en diferentes condiciones; en donde las reacciones obtenidas se consideran factores de distribución transversal de las acciones de carga vivas en la superestructura sobre la subestructura, recordando que estas son las más desfavorables. Así, por ejemplo para un puente de dos carriles las condiciones de carga seleccionadas para el análisis son las mostradas en la **FIG. 3.55.**²⁹⁵

b. Análisis en el sentido longitudinal.

En el sentido longitudinal el análisis de la carga viva consistirá en determinar las reacciones ejercidas sobre los apoyos por una determinada condición de carga viva actuando sobre una de las vigas longitudinales del sistema de soporte del puente. Las condiciones a analizar son aquellas que, a juicio del analista, sean las que produzcan los efectos más desfavorables para la subestructura. Así por ejemplo para un puente continuo las condiciones de carga seleccionadas para el análisis son las que se muestran en la **FIG. 3.56.**

²⁹⁵ *Nota: Debido a que resulta muy complejo analizar todas las posibles combinaciones de carga en cuanto a posición y número, el analista ha de optar por seleccionar una serie de condiciones, que a su juicio y experiencia, sean las más desfavorables para la subestructura.*

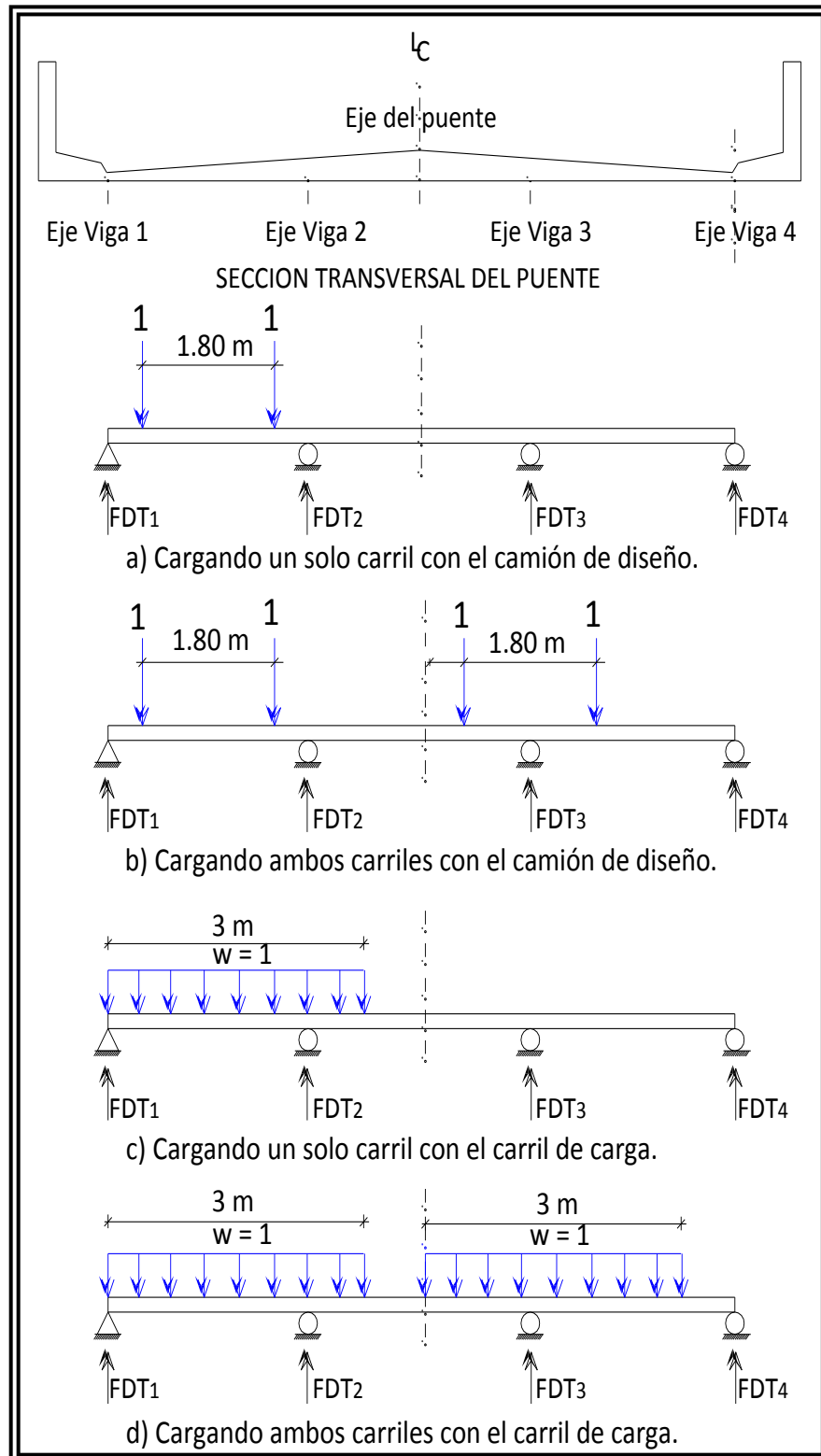


FIG . 3.55 Ubicación de carga viva para el eje transversal de un puente de dos carriles.

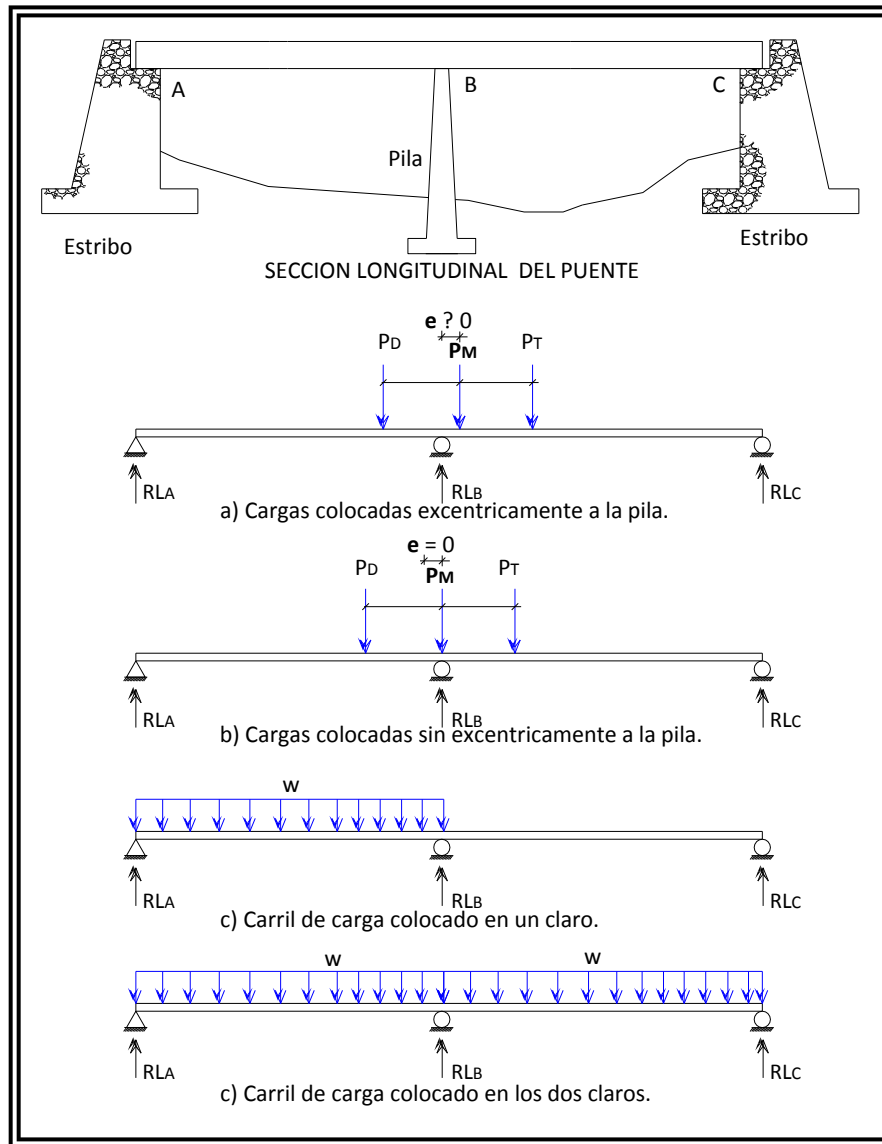


FIG . 3.56 Ubicación de la carga viva en el eje longitudinal de un puente continuo.

c. Combinación de análisis transversal y longitudinal.

Con los factores de distribución transversal y las reacciones en sentido longitudinal del puente, se determinarán las acciones con las que estará cargada la subestructura mediante el producto de los factores de distribución transversal de cada soporte y su correspondiente reacción, dicho proceso se realiza para cada condición de carga en el sentido transversal con cada condición de carga en el

sentido longitudinal, y para cada combinación de carga donde la carga viva exista.
(Ver FIG. 3.57).

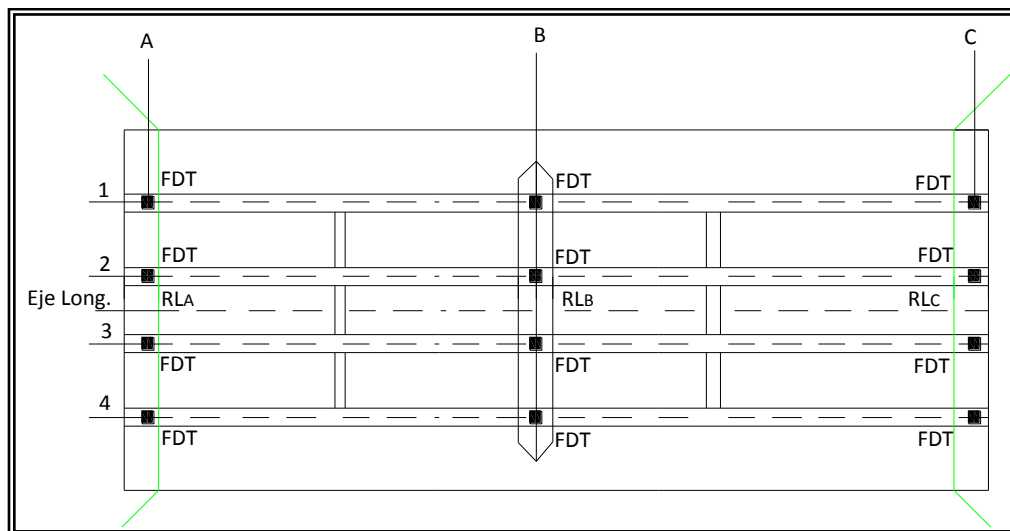


FIG. 3.57 Reacciones por carga viva transmitida desde la superestructura a la subestructura.

3) Determinación de acciones²⁹⁶.

Este análisis se refiere al cálculo de las acciones internas de la estructura, esto es, momento, esfuerzo cortante y fuerza axial.

La determinación de las acciones internas de diseño para cada uno de los tipos de pila con sus componentes específicos, depende, entre otras cosas, del material constituyente y de la forma estructural de la misma, por lo que en la **Tabla 3.26** se muestra un resumen de las condiciones críticas para cada tipo de pila.

²⁹⁶ *Nota:* Una vez revisada la estabilidad global de la pila, se efectúa el análisis estructural de la misma. El primer paso será resumir las cargas que actúan sobre la pila en los apoyos. Estas cargas junto con las cargas de la pila deben ser analizados y combinados para obtener los esfuerzos totales de diseño que resistirá la pila, ya sea en la cabeza, cuerpo o fundaciones, según sea la tipología seleccionada.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILAS					
Tipo de pila	Comportamiento estructural	Partes a analizar	Esfuerzos internos	Secciones Críticas	FIG
Pila	Vadizo	Cuerpo ²⁹⁷	Cortantes y momentos flectores	Unión cuerpo con entablado	358
		Entablado	Cortantes y momentos flectores	Concreto reforzado para cortante, a una distancia d' a partir de los bordes del cuerpo de la pila, donde d' es el peralte efectivo de la zapata. Para momento, en los bordes del cuerpo de la pila. Ver FIG 359a. Para pandeo: Para cortante, en la prolongación vertical de los bordes laterales del cuerpo de la pila. Para momento en un plano vertical situado a la mitad de la distancia entre el eje central de la pila y la prolongación vertical de los bordes laterales del cuerpo. Ver FIG 359b.	
Cabeza	Vadizo	Cabeza	Cortantes y momentos flectores	Para cortante se ubica en un plano vertical situado a una distancia d' del rostro de la columna, y para momento en una sección situada al rostro de la misma.	360
		Columna	Cortantes, momentos flectores y fuerza axial.	Secciones críticas para cortante y momento se ubican en el plano horizontal de unión con la entablado ²⁹⁸	
		Entablado	Cortantes y momentos flectores	Ver FIG 361	
Muro	Muro Rígido	Vigas	Cortantes y momentos flectores	Determinar en cualquier sección de la pila	—
		Columnas	Cortantes y fuerza axial.		
		Entablado	Momento		

Tabla 3.26 Análisis y diseño de pilas para puente.

²⁹⁷ Nota: Con el objeto de obtener cuerpos de pilas con proporciones más económicas, generalmente se determinan las acciones internas de diseño en otras secciones ubicadas a lo largo del cuerpo de la pila.

²⁹⁸ Nota: Debido a que los cargas que se aplican a la pila tipo cabeza de portillo actúan en dos direcciones, transversal (x) y longitudinal (y), las acciones de diseño en las secciones de análisis se podrá aplicar respecto a ambos ejes x y y de las mismas. Este comportamiento es conocido como efecto biaxial del elemento. Las (Ver FIG 393). Generalmente las acciones indicadas en cada una de las secciones son distintas, razón por la cual pueden analizarse otras secciones, además de la crítica, para detectarse aquellas en las cuales pueden efectuarse cambios en el dimensionamiento de las mismas.

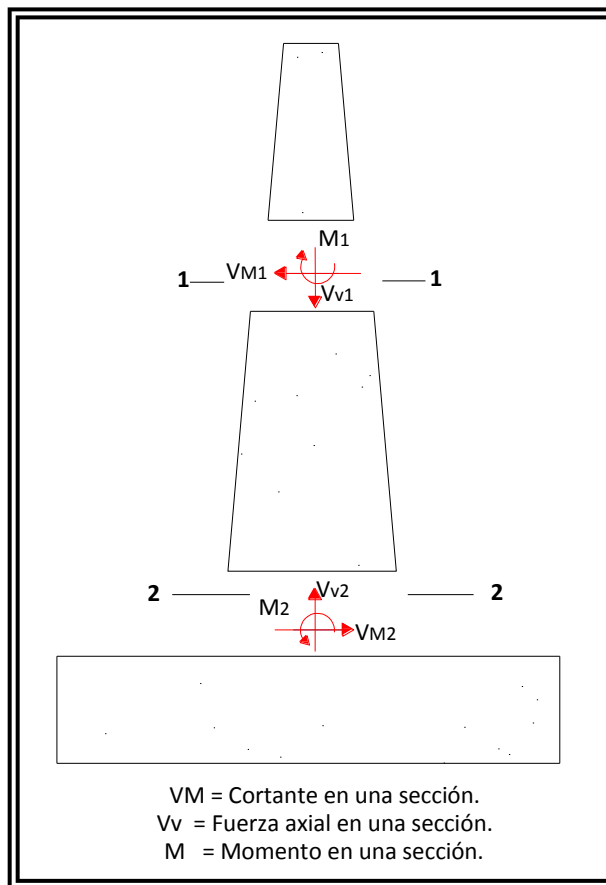


FIG . 3.58 M omento cortante y fuerza axial en las secciones de análisis del cuerpo de una pila.

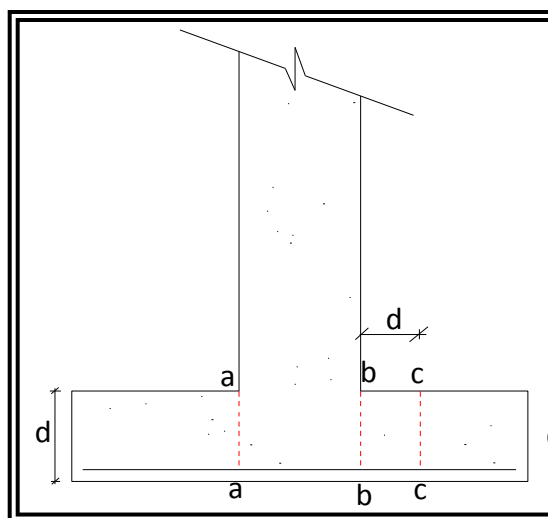


FIG . 3.59 Secciones críticas para cortante y momento en cimentaciones de concreto reforzado (a-a, b-b Secciones críticas para momento; c-c y d-d secciones críticas para cortante).

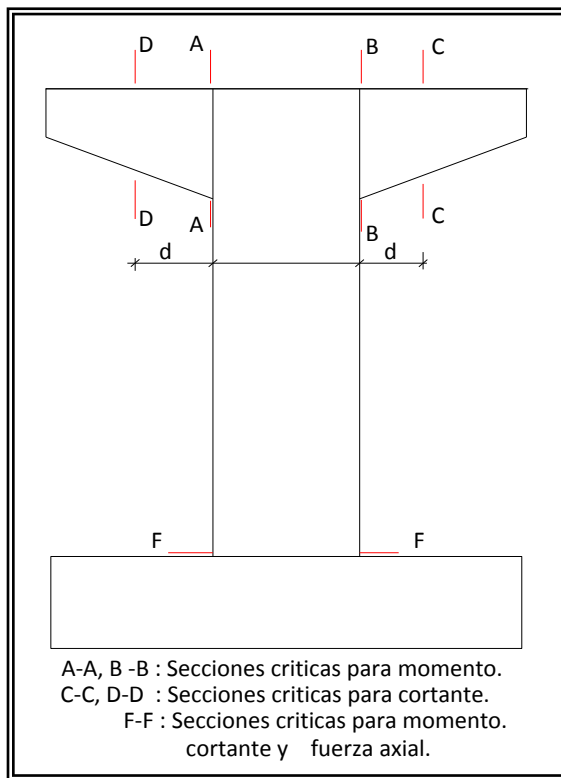


FIG . 3.60 Secciones críticas de la columna y de las proyecciones de la cabeza de una pila tipo cabeza de martillo.

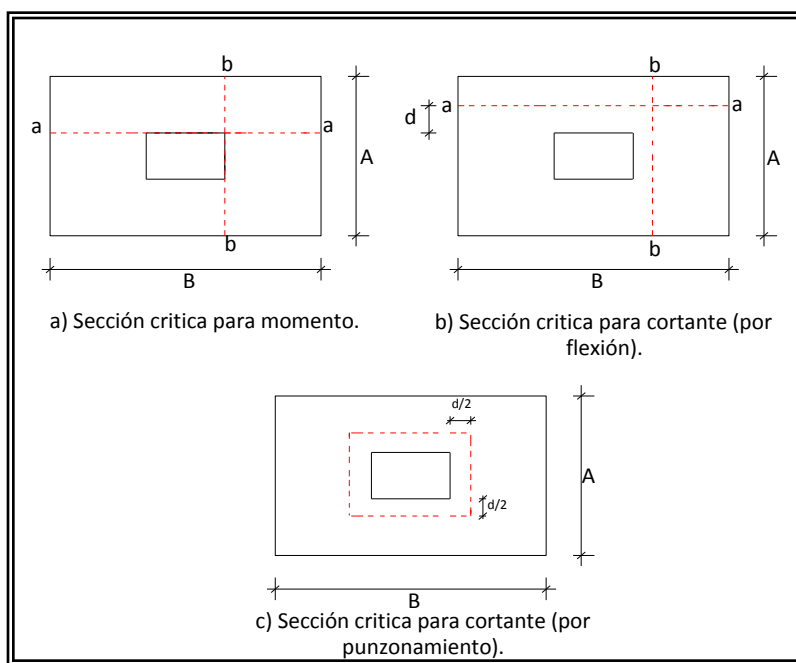


FIG . 3.61 Secciones críticas para una zapata aislada.

✚ Diseño de zapatas superficiales.

El diseño de zapatas superficiales se resume en los siguientes pasos:

1) Profundidad mínima de cimentación. (H_p)

El principal criterio para determinar la profundidad de cimentación es la capacidad portante del suelo y la posibilidad de socavación. Las zapatas ubicadas en cruces sobre cursos de agua se deberán fundar como mínimo a una profundidad de 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.²⁹⁹

2) Determinar la capacidad permisible de apoyo del suelo. (q_{adm})

La presión admisible del suelo se determina a partir de los principios básicos de la mecánica de suelos, con base en los ensayos de carga y otras determinaciones experimentales.³⁰⁰ Las zapatas que no están expuestas a la acción de las corrientes de agua se deberán fundar sobre una fundación firme.

3) Cargas que actúan sobre el elemento. (P , M)

Estas cargas y momentos de servicio se analizan para seleccionar la combinación de cargas de servicio y momentos más desfavorables. Las cargas que actúan sobre la zapata son las que le transfiere la subestructura a esta, que se simplifican en cargas axiales y momentos flectores, ver FIG. 3.62. Además está sometida a sobrecargas, y el peso del suelo sobre ellas; por lo tanto es importante conocer dichas cargas para el análisis estructural de la zapata.

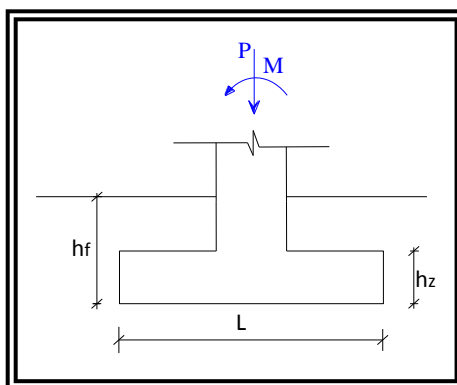


FIG. 3.62 Cargas que actúan en una zapata.

²⁹⁹ AASHTO LRFD Sección 10.6.1

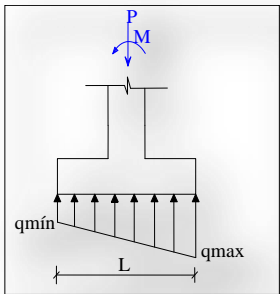
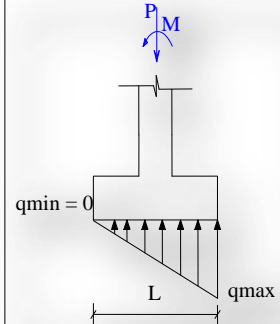
³⁰⁰ AASHTO LRFD Sección 10.6.1.1

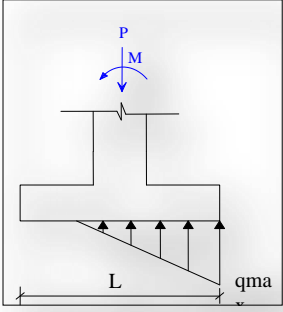
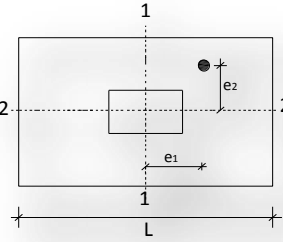
4) Calcular el área necesaria de la zapata. (Az)

Como recomendaciones sobre la configuración de la zapata, nos referiremos a los tipos de suelo que pueden estar soportando a una zapata, así por ejemplo, las zapatas sobre suelos compresibles deben cargarse de modo concéntrico para evitar la inclinación que se presentará si las presiones de contacto son en un lado de la zapata sustancialmente mayores que en el lado opuesto, esto significa que las zapatas aisladas deben colocarse concéntricamente bajo la columnas, si estamos hablando de una pila tipo marco.

El área de la zapata resulta de dividir la carga total de servicio más desfavorable entre la capacidad neta del suelo.

También nos vamos a referir en este paso a los posibles casos cuando la zapata este sometida tanto a carga axial como a momento, esto con referencia al cálculo de la excentricidad, en función de esto, los casos son los siguientes:

Esquema	Caso	Presiones máximas y mínimas
	<p> $e < L/6$. Cuando la resultante está en el tercio central. </p>	$q_{\max/\min} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$ <p><i>Ecuación 3.8</i></p>
	<p> $e = L/6$ Cuando la resultante se encuentra en el límite del tercio medio. </p>	$q_{\max} = 2 \frac{P}{A_z}$ <p><i>Ecuación 3.9</i></p>

	$e > L/6.$	<p>Cuando la resultante se encuentra fuera del tercio medio.</p>	$q_{\max} = \frac{2P}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)}$ <p><i>Ecuación 3.10</i></p>
		<p>Excentricidad alrededor de dos ejes (carga biaxial)</p>	$q_{\max/\min} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right)$ <p><i>Ecuación 3.11</i></p>

Donde:

q_{\max}, q_{\min} : Presión de contacto, (N/m^2)

P : Carga axial total en la zapata, (N).

L : Dimensión de la zapata, (m).

e : Excentricidad.

5) Determinación del área de contacto de la zapata.

5.a) Para zapatas cargadas concéntricamente el área de contacto se determina de la siguiente manera:

$$A_{\text{req}} = (1.15 - 1.25) \left(\frac{P_{\text{total}}}{q_{\text{neto}}} \right) \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde:

A_{req} : Área requerida de la zapata (m^2).

P_{total} : Sumatoria de las cargas axiales sin mayorar (N).

q_{neto} : Presión neta del suelo (N/m^2).

Se tomará el valor mayor de evaluar la ecuación anterior con las diferentes combinaciones de carga.

El cálculo de la presión neta del suelo es de la siguiente manera:

$$q_{neto} = q_{adm} - q_{(s+c)} - q_{sc} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde:

$$\text{Presión del suelo medio del suelo y concreto: } q_{(s+c)} = (h_f)(\gamma_{s+c})$$

$$\text{Peso volumétrico medio del suelo y el concreto: } \gamma_{s+c} = \frac{\gamma_s + \gamma_c}{2}$$

$$\text{Profundidad de cimentación: } h_f$$

5.b) Revisar la capacidad del suelo.

Con la determinación del área de la zapata podemos calcular el peso que genera el suelo y el concreto, así:

$$P_{s+c} = (\text{Vol})(\gamma_{s+c}) \quad (\text{N}) \quad \text{Ecuación 3.14}$$

5.c) El análisis solamente para las cargas gravitatorias se tiene:

$$P_{total} = P + P_{s+c} + P_{sc} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

$$M_{total} = M \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Cálculo de excentricidad.

$$e = \frac{M_{total}}{P_{total}} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Cálculo de presión máxima, asumiendo caso I.

$$q_{max} = \frac{P_{total}}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Comparación con la presión admisible.

$$q_{max} \leq q_{adm} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

5.d) Si hacemos el análisis solamente para las cargas gravitatorias y sismo, tenemos:

$$P_{total} = P + P_{s+c} + P_{sc} + P_E \quad \text{Ecuación 3.20}$$

$$M_{total} = M + M_E \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Cálculo de excentricidad.

$$e = \frac{M_{\text{total}}}{P_{\text{total}}} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Cálculo de presión máxima, asumiendo caso I.

$$q_{\text{max}} = \frac{P_{\text{total}}}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Comparación con la presión admisible.

$$q_{\text{max}} \leq (1.33)(q_{\text{adm}}) \quad \text{Ecuación 3.24}$$

6) Determinación de las presiones últimas máximas y mínimas netas de contacto.

Una vez que se determina el área requerida de la zapata, está debe entonces diseñarse para desarrollar la capacidad necesaria para resistir momento, cortante y punzonamiento, que producen las cargas aplicadas. Pero antes de iniciar estas evaluaciones es necesario conocer las presiones últimas máximas y mínimas netas, que las designaremos como q_{umax} y q_{umin} , y resultan de factorar las cargas presentes en el análisis, asumiendo el caso I, tendríamos lo siguiente:

6.a) Excentricidad:

$$e_u = \frac{M_u}{P_u} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

6.b) Presión máxima y mínima:

$$q_{\text{umax/min}} = \frac{P_u}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_u}{L} \right) \quad \text{Ecuación 3.26}$$

c) Presiones últimas máximas y mínimas netas:

$$q_{\text{numax}} = q_{\text{umax}} - q_{u(s+c)} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

$$q_{\text{numin}} = q_{\text{umin}} - q_{u(s+c)} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Se realiza este procedimiento para las diferentes combinaciones de carga tomándose el mayor de q_{umax} y q_{umin} , de dichas combinaciones.

Ya teniendo la distribución de las presiones de contacto se analizan las acciones mencionadas.

7) Determinación del peralte “d” de la zapata.

Se deberá analizar las condiciones de cortante en una dirección y en dos direcciones para revisar cual condición es la que rige para determinar la altura de la zapata.

7.a) Análisis por punzonamiento.

Se determina por prueba y ajuste, el peralte efectivo “d” que se requiere en la sección para que cuente con una capacidad adecuada para resistir el cortante por penetración a una distancia “d/2” de la cara de la columna para la acción en dos direcciones, (Ver FIG. 3.63). En este análisis el procedimiento es el siguiente:

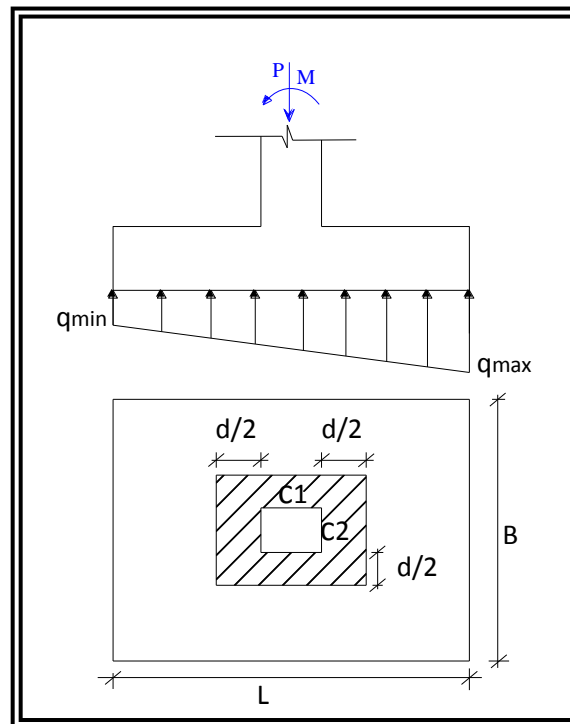


FIG. 3.63 Zona de acción del cortante en dos direcciones.

7.a.1) Asumir una altura de la zapata y calcular el peralte efectivo.³⁰¹

$$d = h_z - rec - \phi_{var} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

Donde:

h_z : Altura de la zapata, (m).

rec : Recubrimiento del acero, (m).

ϕ_{var} : Diámetro de la varilla, (m).

7.a.2) Corte en una dirección:

Cálculo del cortante actuante en la zona crítica.

$$V_u = \frac{q_{numax} + q_{numin}}{2} (A_{crit}) \quad \text{Ecuación 3.30}$$

Donde:

V_u : Cortante en la sección crítica, (N)

q_{numax} , q_{numin} : Presión última de contacto máxima y mínima, (N/m²).

A_{crit} : Área crítica donde actúa el cortante, (m²)

7.a.3) Corte en dos direcciones:

Cálculo del cortante actuante en la zona crítica.

$$V_u = \frac{q_{umax} + q_{umin}}{2} (A_z - A_{crit}) \quad \text{Ecuación 3.31}$$

Donde:

q_{umin} , q_{umax} : Presiones últimas máxima y mínima neta de contacto, (N/m²).

A_z : Área de la zapata, (m²).

A_{crit} : Área crítica para punzonamiento, (m²).

$$A_{crit} = (c_1 + d)(c_2 + d) \quad \text{Ecuación 3.32}$$

Cálculo de la contribución del concreto³⁰²:

$$V_c = \left(0.17 + \frac{0.33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Ecuación 3.33}$$

³⁰¹ **Nota**: Se suele considerar que va desde el borde comprimido hasta el centroide de la armadura; con esta fórmula queda medio diámetro de varilla arriba.

³⁰² AASHTO LRFD Ecuación 5.13.3.6.3-1

Donde:

V_c : Resistencia al corte de la sección de concreto, (N).

β_c : Relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.

b_o : Perímetro de la sección crítica (mm).

d : Peralte efectivo (mm).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del concreto a utilizar en el diseño (MPa).

7.a.4) Comparación del cortante actuante con la contribución del concreto.

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Ecuación 3.34}$$

Verificar si la altura de la zapata propuesta satisface los requerimientos en la dirección analizada, sino ajustar dicho valor hasta que cumpla con los requerimientos de la especificación.

7.b) Análisis por cortante unidireccional.

En el análisis por cortante en una dirección la sección crítica está ubicada a una distancia "d" de la columna, ver FIG. 3.64, el procedimiento a seguir se analiza a continuación:

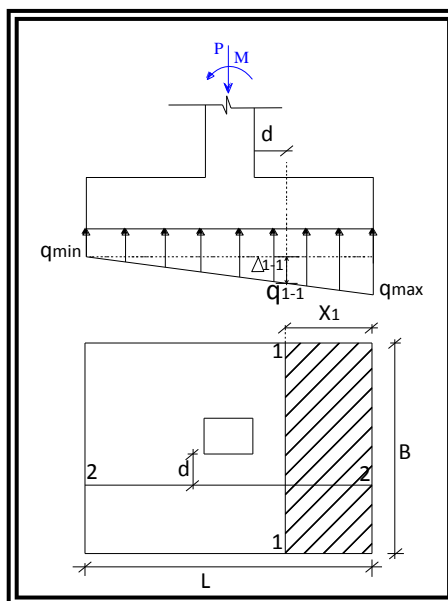


FIG. 3.64 Secciones críticas para cortante.

Para analizar por cortante debemos deducir ciertas variables que intervienen en el cálculo del cortante en la zapata, en primer lugar debemos definir la zona crítica por cortante (X_1), como se sabe esta zona crítica inicia a una distancia “d” del rostro de la columna, por lo que podemos definirla como:

Los cortantes actuantes tanto en la sección 1-1 y 2-2, expresadas en Newton son deducidos de la siguiente manera:

$$V_{u1-1} = \left(\frac{q_{u\max} + q_{u\min}}{2} \right) (X_1 B) \quad \text{Ecuación 3.35}$$

$$V_{u2-2} = \left(\frac{q_{u\max} + q_{u\min}}{2} \right) (X_1 L) \quad \text{Ecuación 3.36}$$

Obteniendo los cortantes a los que es sometida la zapata y seleccionando el mayor de las dos direcciones, se necesita saber la contribución del concreto en una dirección³⁰³:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd \quad \text{Ecuación 3.37}$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte de la sección de concreto, (N).

β : Relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.

b_o : Perímetro de la sección crítica (mm).

d : Peralte efectivo (mm).

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del concreto a utilizar en el diseño (MPa).

Finalmente se realiza la comparación del cortante actuante con la contribución del concreto.

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{Ecuación 3.38}$$

³⁰³ ASSHTO LRFD Ecuación 5.8.3.3.-3

Si el cortante actuante es menos que la resistencia de diseño del concreto se está garantizando que la zapata no será cortada por efecto del cortante. Si no cumple esta condición se tendría que ajustar dimensiones para evitar fallas del elemento.

8) Revisión por flexión.

En este paso se determina el momento resistente factorizado M_u en un plano de la cara de la columna, por lo que al revisar por flexión debemos de tener en cuenta su área crítica y es la que se muestra en la FIG. 3.65, y como podemos observar la sección crítica está en la cara de la columna, el análisis para verificar esta acción en la zapata se realiza como sigue a continuación:

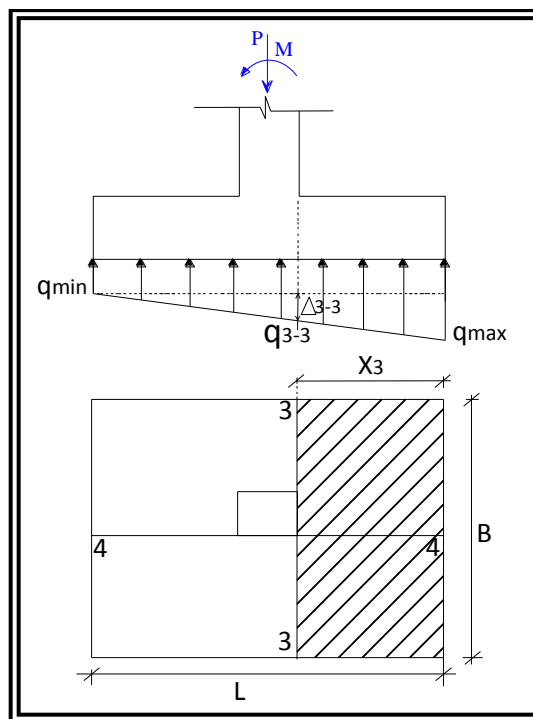


FIG. 3.65 Secciones críticas para esfuerzos flexionantes.

Para analizar por momento flector debemos deducir ciertas variables que intervienen en el cálculo del cortante en la zapata, en primer lugar debemos definir la zona crítica por momento flector (X_3), como se sabe esta zona crítica inicia en rostro de la columna.

Y el momento actuante debido a la presión en la zona crítica de la sección 3-3 y 4-4 es:

$$M_{u3-3} = (q_{\text{u min}} B) \left(\frac{X_3^2}{2} \right) + (q_{\text{u max}} - q_{u3-3}) (B) \left(\frac{X_3^2}{3} \right) \quad (N-m) \quad \text{Ecuación 3.39}$$

$$M_{u4-4} = \left(\frac{q_{\text{u max}} + q_{\text{u min}}}{2} \right) (L) \left(\frac{X_3^2}{2} \right) \quad (N-m) \quad \text{Ecuación 3.40}$$

Se selecciona el mayor de los momentos anteriormente calculados, para compararlos con la contribución del acero.

$$M_c = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.41}$$

Comparación del momento actuante con la contribución del acero. En este paso se propone el acero de refuerzo, el calibre de la varilla, el número que se dispondrá y la separación entre dichas varillas y luego se compara para revisar si cumple con la siguiente condición.

$$M_u \leq \phi M_s \quad \text{Ecuación 3.42}$$

9) Revisar los esfuerzos por aplastamiento.

Revisar los esfuerzos de aplastamiento en la columna y en la zapata en sus áreas de contacto, la especificación AASHTO establece que la resistencia por aplastamiento se define con la siguiente fórmula³⁰⁴:

$$P_n = 0.85 f_c A_1 m \quad \text{Ecuación 3.43}$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal al aplastamiento (N).

A_1 : Área debajo del dispositivo de apoyo (m^2).

m : Factor de modificación

A_2 : Área ideal (m^2).

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

► Si la superficie de apoyo es más ancha en todos sus lados que el área cargada:

³⁰⁴ AASHTO LRDF Sección 5.75

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \text{Ecuación 3.44}$$

► Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.5 \quad \text{Ecuación 3.45}$$

Diseño de cimentaciones profundas: pilotes hincados y perforados.

Nota: En la sección 10 de la AASHTO se aborda superficialmente los criterios que tienen que ver con las propiedades geotécnicas para el cálculo de la resistencia de pilotes. Para un análisis más detallado y refinado, se puede consultar el libro de Braja M. Das: “Principios de ingeniería de cimentaciones” (Quinta edición), en el capítulo 11 se encuentra con mayor énfasis las bases matemáticas para el cálculo de la capacidad de carga ya sea de un pilote individual, como de un grupo de pilotes en distintos tipos de suelos. La elección del tipo de pilote, ya sea hincado o colado in situ depende de varias condiciones particulares, tal como el equipo disponible para el hincado, accesibilidad a la zona para el transporte de pilotes prefabricados, costos, entre otros.

A continuación se describe el procedimiento para el análisis de los pilotes hincados y perforados con referencia a ciertos artículos de la sección 10 de la AASHTO.

Pilotes hincados.

a) Forma de trabajo del pilote.

De acuerdo a las condiciones del suelo, la forma de trabajar del pilote será:

- Carga por punta.
- Carga al fuste (Fricción).
- Combinación de las dos anteriores

b) Cargas que actúan sobre el elemento.

Los pilotes, tanto como las zapatas de puentes son los últimos elementos estructurales que retoman las cargas de toda la estructura y la distribuyen al suelo.

Por tanto las cargas que actúan sobre los pilotes son:

- Peso total de la estructura.
- Peso propio.
- Carga viva.
- Cargas laterales.
- Cargas de hincado (Solamente para pilotes hincados).
- Cargas de levantamiento.

El tipo de carga más sustancial en pilotes es la fuerza axial, ya que por medio de ésta se determina la armadura longitudinal del pilote, ya sea para soportar tracción o compresión.

c) Numero de pilotes.

La cantidad de pilotes depende de la capacidad de carga geotécnica, que está en función de las propiedades mecánicas del suelo. El numero de pilotes se obtiene mediante la carga total que transmite la subestructura dividida entre la capacidad de carga geotécnica que puede contribuir un solo elemento, de esa manera se propone una distribución simétrica de pilotes a lo largo y ancho de la zapata.

d) Dimensionamiento del pilote.

En base a la forma de trabajo del pilote se puede estimar el diámetro del pilote, ya sea para que este no sobrepase la capacidad de carga del suelo cuando trabaja por punta, y para transferir la carga en la superficie lateral del pilote cuando trabaja por fricción. Entonces el esfuerzo admisible del suelo permite tener un estimado del area del pilote y establecer su geometría.

e) Determinación de acciones.

Las acciones internas en pilotes se calculan siguiendo las suposiciones que se describen a continuación:

✓ **Carga axial.**

1. La sumatoria de fuerzas verticales y horizontales debe generar equilibrio.

$$P = P1 + P2 + P3 + P4 \quad \text{Ecuación 3.46}$$

Donde:

P : Capacidad de carga axial total del grupo de pilotes.

P_1, P_2, P_3, P_4 : Fuerza axial en cada pilote.

2. La sumatoria de momentos deben generar equilibrio.

$$M = (P_1 \times d_1) + (P_2 \times d_2) + (P_3 \times d_3) + (P_4 \times d_4) \quad \text{Ecuación 3.47}$$

Donde:

M : Momento de volteo total sobre zapata.

d_1, d_2, d_3, d_4 : Brazos de palanca de la fuerza axial en cada pilote.

3. La carga de compresión que transmite la columna se distribuye de igual manera a todos los pilotes, como se indica en la siguiente fórmula:

$$P' = P/n \quad \text{Ecuación 3.48}$$

Donde:

P' : Fuerza axial en cada pilote debida a fuerza de compresión transmitida por la columna.

n : Número de pilotes.

4. La relación de fuerza de pilote entre brazo de palanca es constante, tal como se observa en la FIG. 3.66 y FIG. 3.67.

$$\frac{P_1}{d_1} = \frac{P_2}{d_2} = \frac{P_3}{d_3} = \frac{P_4}{d_4} \quad \text{Ecuación 3.49}$$

Siguiendo esta suposición, cada fuerza se puede dejar en función de los brazos de palanca, como se describe en las formulas siguientes:

$$P_2 = \frac{P_1 \times d_2}{d_1} \quad \text{Ecuación 3.50}$$

$$P_3 = \frac{P_1 \times d_3}{d_1} \quad \text{Ecuación 3.51}$$

$$P_4 = \frac{P_1 \times d_4}{d_1} \quad \text{Ecuación 3.52}$$

Sustituyendo ecuaciones 3.46, 3.47 y 3.48 en ecuación 3.43 y arreglando términos se obtiene la siguiente ecuación:

$$M \cdot d_1 = P_1 \sum d_i^2 \quad \text{Ecuación 3.53}$$

Entonces la fuerza en cada pilote se calcula sustituyendo la ecuación 3.48 en las ecuaciones 3.46 a 3.48.

$$P_i' = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{Ecuación 3.54}$$

Sumando a la ecuación 3.50 a la fuerza debido a la compresión transmitida por la columna, se tiene:

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{Ecuación 3.55}$$

Donde:

d_i : Brazo de palanca de cada pilote.

P_i' : Fuerza axial en cada pilote debido a momento.

P_i : Fuerza axial total en el pilote.

Cuando existe momento biaxial, la fuerza axial total en cada pilote se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times d_{xi}}{\sum d_{xi}^2} \pm \frac{M_x \times d_{yi}}{\sum d_{yi}^2} \quad \text{Ecuación 3.56}$$

Donde:

M_x : Momento en la dirección X que transmite la subestructura.

M_y : Momento en la dirección Y que transmite la subestructura.

d_{xi} : Brazo de palanca en la dirección X para cada pilote.

d_{yi} : Brazo de palanca en la dirección Y para cada pilote.

La ecuación 3.56 es válida para pilotes hincados, tanto para pilotes perforados.

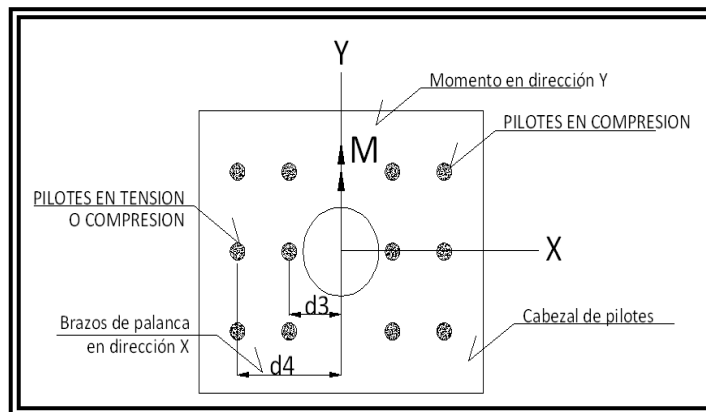


FIG. 3.66 Grupo de pilotes.

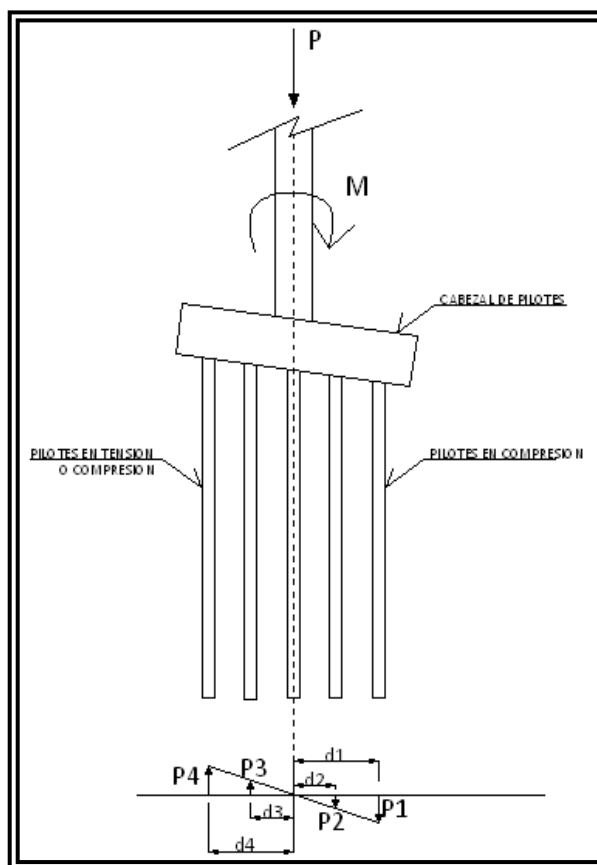


FIG. 3.67 Fuerzas en pilotes.

f) Acciones internas debidas a carga lateral.

Para calcular los momentos, desplazamientos, cortantes y giros en un pilote embebido en el suelo cuando es sometido a carga lateral y momento en la superficie del terreno se realiza mediante la "solución elástica" propuesta por Matlock y Reese³⁰⁵.

g) Combinaciones de carga.

Las fuerzas de diseño para fundaciones, incluyendo pilotes, se pueden tomar ya sea como aquellas fuerzas determinadas para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Evento Extremo I, con las cargas sísmicas

³⁰⁵ Nota: Para profundizar mejor dicho tema, se puede consultar la bibliografía "Principios de ingeniería de cimentaciones" del autor Braja M. Das.

combinadas como se especifica en el Artículo 3.10.8, o bien como las fuerzas en la base de las columnas correspondientes a la rotulación plástica de la columna como se determina en el Artículo 3.10.8.

h) Comparación de acciones con las especificaciones.

El diseño estructural de los pilotes hincados de concreto, acero y madera se deberá realizar de acuerdo con los requisitos de las Secciones 5, 6 y 8, respectivamente. Se deberá considerar cada una de las acciones que actúan sobre el pilote y se diseñará bajo la condición más desfavorable, tanto para tracción, compresión, cortante y flexión.

i) Revisión de capacidad para hincado.

Las cargas debido al procedimiento de hincado deberán ser menores a la capacidad estructural del pilote. Para profundizar mejor en este tema se puede consultar la bibliografía mencionada en el literal f anteriormente mencionado.

j) Revisión de manipulación del pilote.

Solamente para pilotes hincados, las acciones que se pueden producir por la manipulación del pilote prefabricado pueden ser:

- i. Tensiones en anclajes debido al izado del pilote.
- ii. Momento flector debido a peso propio.

Pilotes Perforados.

Se debe mencionar que la AASHTO limita la aplicación de los artículos de la subsección 10.8 para pilotes perforados que se construyen con barrenas continuas y se cuelean a medida que se extrae la barrena.

a) Cargas que actúan sobre el elemento

Al igual que los pilotes hincados, las cargas que actúan sobre los pilotes perforados, exceptuando las cargas de hincado y manipulación son:

- Peso total de la estructura.
- Peso propio.
- Carga viva.
- Cargas laterales.

- Cargas de levantamiento.

El procedimiento de diseño para este tipo de pilotes es el mismo que para los pilotes hincados, por lo que se pueden consultar los pasos anteriores desde el literal a - h

Como un resumen de los artículos de la AASHTO que abordan el tema de pilotes, y algunas de las consideraciones geotécnicas del suelo para elementos perforados son:

- Levantamiento, Artículo 10.8.1.9.
- Criterios para el movimiento lateral, Artículo 10.8.2.2.
- Asentamiento, Artículo 10.8.2.3.
- Desplazamiento lateral, Artículo 10.8.2.4
- Resistencia en el estado límite de resistencia (requisitos generales), 10.8.3.1.
- Pilotes perforados cargados axialmente, Artículo 10.8.3.2.
- Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos Cohesivos, Artículos 10.8.3.3.
- Estimaciones Semiempíricas de la Resistencia de los Pilotes Perforados en Suelos no Cohesivos, Artículos 10.8.3.4.
- Resistencia axial en roca, Artículo 10.8.3.5.
- Resistencia contra el levantamiento, Artículo 10.8.3.7.
- Cargas laterales, Artículo 10.8.3.8.
- Capacidad de un grupo de pilotes perforados, Artículo 10.8.3.9.

Diseño de barandas.

Las fuerzas de diseño son fuerzas estáticas que representan la fuerza dinámica transferida al sistema de contención por un determinado vehículo impactando a una velocidad y ángulos específicos de acuerdo a la categoría del ensayo. La fuerza del impacto se descompone en tres componentes respecto al eje de la baranda: una transversal lateral hacia afuera (F_l), una longitudinal (F_l) y una vertical (F_v) dirigida hacia abajo.

En la Tabla A 13.2-1 de AASHTO 2004 se resumen las fuerzas nominales de diseño, su longitud de aplicación y restricciones geométricas de altura propuestas para el proyecto de barandas vehiculares.

Las combinaciones de carga a tener en cuenta para el diseño de las barandas son dos:

- a. Las cargas transversal F_t y longitudinal F_l actuando simultáneamente.
- b. La carga vertical F_v solamente.

Siendo un estado límite ante un evento extremo, el diseño se realizara para el estado límite de rotura con las cargas establecidas en la Tabla A 13.2-1 de AASHTO 2004 con los coeficientes de reducción de resistencia que correspondan (generalmente en estos casos no hay reducción $\phi = 1$).

El método que se utilizará para el diseño de barandas es el de líneas de rotura. Este método dimensiona el concreto armado a rotura suponiendo la plastificación de las secciones.

Las líneas de rotura para la contención de hormigón se muestran en las figuras siguientes. En las regiones lejanas a las juntas predomina el mecanismo de rotura de tres líneas de la FIG. 3.68 donde existen dos líneas de rotura que tensionan la cara interior y una que tensiona la cara exterior de la baranda. En las cercanías de las juntas y el final de la baranda aparece una línea de rotura como muestra la FIG. 3.69 que tensiona la cara interior de la baranda.

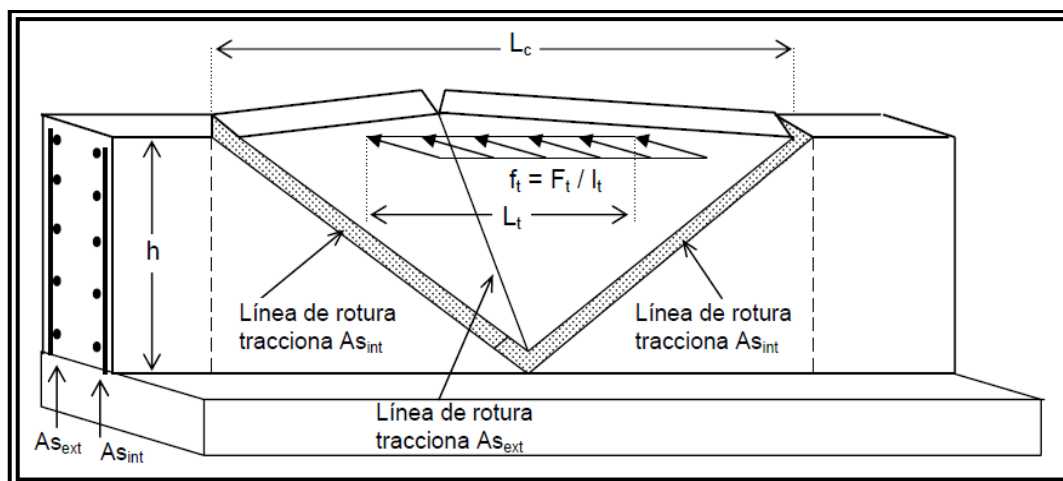


FIG. 3.68 Esquema de líneas de rotura y dimensiones de tramo de baranda.

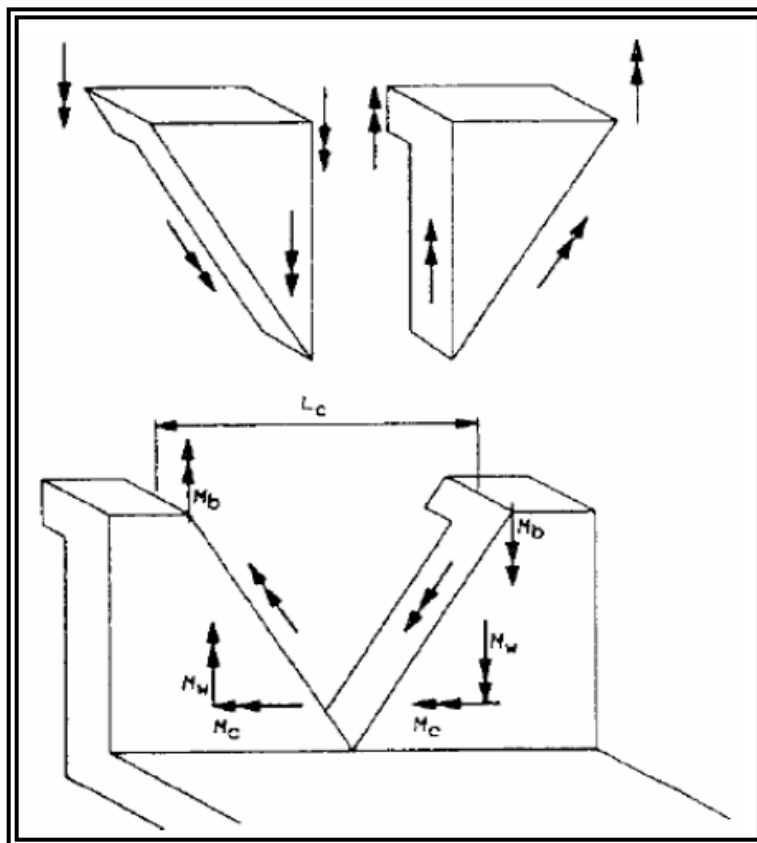


FIG. 3.69 Momentos desarrollados en las líneas de rotura de la cuña.

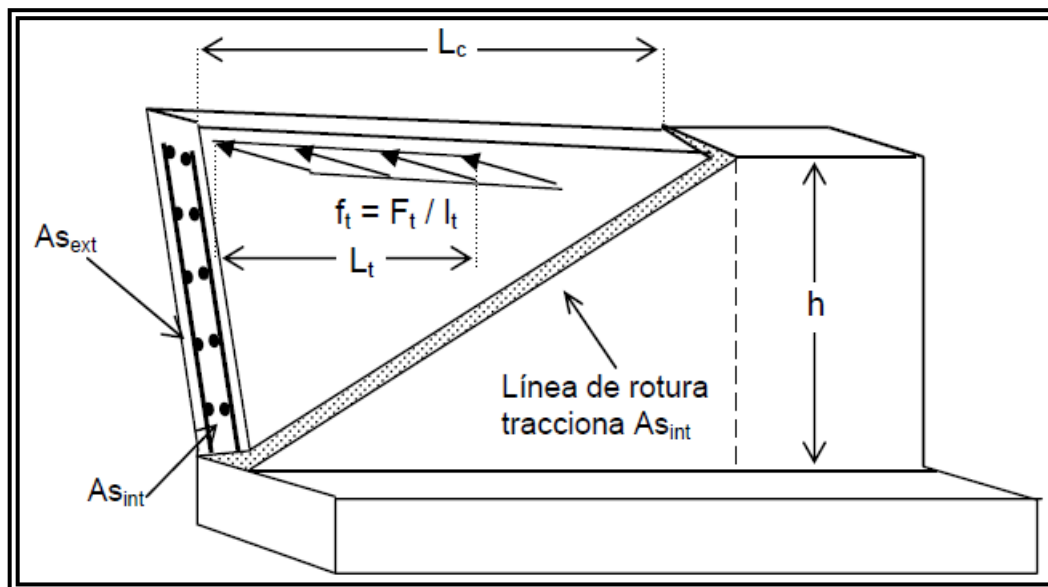


FIG. 3.70 Línea de rotura para una sección extrema de baranda cercana a la junta.

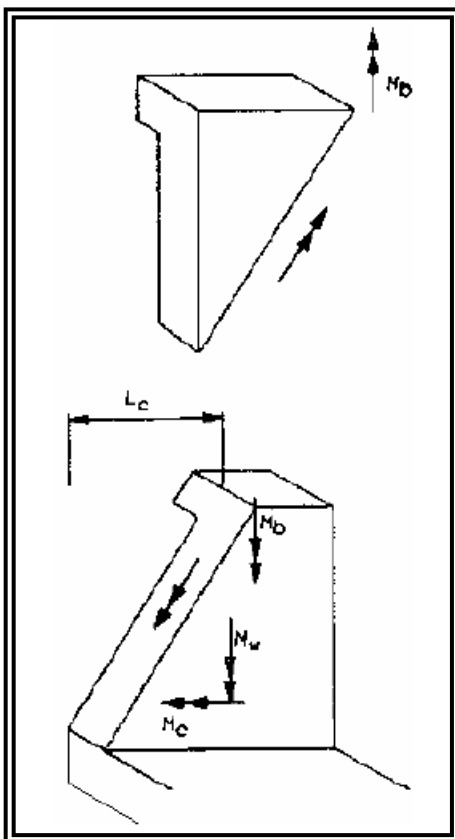


FIG. 3.71 Momentos desarrollados en la línea de rotura de la cuña en una sección extrema cercana a una junta.

a. Cálculo de la resistencia a flexión.

El análisis de la línea de rotura se realiza exclusivamente dentro de la baranda y no se prolonga al tablero ya que se supone que este tiene la suficiente resistencia para que el patrón de rotura este contenido en la baranda.

Para el caso de regiones centrales alejadas de las juntas o del final de la baranda se procede de la siguiente manera:

- Calcular la resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal, R_w , usando la ecuación A13.3.1-1 de AASHTO 2004.
- Calcular la longitud crítica del muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , utilizando la ecuación A13.3.1-2 de AASHTO 2004.

En secciones extremas cercanas a las juntas o el final de la baranda:

- Calcular la resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal, R_w , usando la ecuación A 13.3.1-3 de AASHTO 2004.
- Calcular la longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , utilizando la ecuación A 13.3.1.4 de AASHTO 2004.

b. Resistencia al corte.

Se utilizará el método de corte por fricción para evaluar la capacidad al corte en la interfaz baranda – tablero.

Se asume que la fuerza transversal F_t y la fuerza longitudinal F_l actúan simultáneamente en una longitud L_c , de manera que para calcular la fuerza de corte se utiliza:

$$V_d = \sqrt{F_t^2 + F_l^2} \quad \text{Ecuación 3.57}$$

Para calcular la resistencia al corte utilizando corte por fricción es:

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu (A_{frv} \cdot f_y + P_c) \quad \text{Ecuación 3.58}$$

Siendo:

V_n : resistencia nominal al corte en la interfaz baranda-tablero (kN).

c : cohesión en la interfaz (kN/m^2).

μ : coeficiente de fricción de la interfaz.

A_{cv} : Área de hormigón de la interfaz (m^2).

A_{frv} : Área de armadura de corte por fricción (m^2).

P_c : Fuerza de compresión (kN)

Pueden despreciarse la cohesión c y la pequeña compresión en al interfaz debido al peso propio P_c . Estando del lado seguro se puede asumir que la interfaz entre la baranda y el tablero no es intencionalmente rugosa, por lo tanto el factor de fricción μ toma el valor 0.6.

$$V_R = \phi V_n = 0.6 A_{frv} f_y (\phi = 1 \text{ para eventos extremos}) \quad \text{Ecuación 3.59}$$

De acá se verifica que la armadura dispuesta en una longitud crítica L_c permite la resistencia al corte por fricción ante el impacto, es decir $V_R \geq V_d$.

c. Guía de cálculo de barandas vehiculares de concreto armado mediante líneas de rotura.

Para el diseño de barandas vehiculares de concreto armado se adopta el método de las líneas de rotura, donde las secciones de concreto armado se plastifican, estando la armadura en fluencia con una tensión f_y y el concreto comprimido con una tensión f'_c .

Para poder aplicar las fórmulas de línea de rotura, es necesario calcular los momentos resistentes de la sección en ambas direcciones. Debido a que la sección no es de espesor uniforme, debe hacerse un análisis detallado para cada armadura y posición para luego obtener el momento resistente por unidad de longitud.

Los momentos que son necesarios obtener son: M_w momento flexional unitario alrededor del eje vertical, que involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal y M_c momento resistente flexional por unidad de longitud alrededor del eje paralelo al eje del puente que involucra a la armadura dispuesta en forma vertical.

• **Cálculo de M_w en una sección central (armadura horizontal).**

1. Se calcula la altura a del bloque de concreto comprimido para el total de la armadura de la cara a tensión de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ecuación 3.60}$$

con la particularidad de que el ancho de concreto comprendido corresponde a la altura de la baranda.

2. Calcular el brazo de palanca z para cada posición con la ecuación:

$$z = d - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

3. Calcular el momento nominal M_n de cada armadura con la ecuación:

$$M_n = F_s \cdot z = A_s f_y \cdot z \quad \text{Ecuación 3.62}$$

4. Sumar estos momentos para cada posición y así obtener el momento resistente correspondiente a la cara. Debido a que este es un momento total

de la sección de ancho h y es necesario trabajar con momentos unitarios, se calcula.

$$M_w = \frac{M_n}{h} \quad \text{Ecuación 3.63}$$

Donde h es la altura de la baranda.

5. Se calcula el momento M_w para la cara interna y la externa debido a que existen tres líneas de roturas (una vertical donde la armadura a tensión es la armadura horizontal que se encuentra hacia el exterior de la baranda y dos inclinadas donde el acero a tensión es el del interior) se pondera el momento de la siguiente forma:

$$M_w = \frac{2M_{wint} + M_{wext}}{3} \quad \text{Ecuación 3.64}$$

- **Cálculo de M_c en una sección central (armadura vertical)**

Las líneas de rotura que involucran a la armadura vertical son las dos que aparecen inclinadas en la **FIG. 3.71**, de manera que el acero a tensión es el que se encuentra en la cara interior.

1. La armadura vertical se encuentra ubicada en dos zonas netamente diferenciadas: una superior con menor altura útil y una inferior más ancha. A partir de esta división se calcula el momento M_c para cada sector superior e inferior.
2. Se obtiene la altura a del bloque de concreto comprimido para la armadura de la cara a tensión utilizando la Ecuación 3.56 para un ancho b de concreto de 1 m.
3. Se calcula el brazo de palanca z para un promedio de las alturas útiles d en cada sector utilizando la Ecuación 3.57
4. Se obtiene el momento nominal unitario M_c de cada sector con la Ecuación 3.58.
5. Para obtener el momento M_c en toda la altura de la baranda se pondera el momento de acuerdo a la altura que implica cada sector.

$$M_c = \frac{h_s M_{csup} + (h_i + h_m) M_{cinf}}{h} \quad \text{Ecuación 3.65}$$

- **Calculo de M_w en una sección extrema (armadura horizontal).**

Se produce de igual forma que para el cálculo de M_w en una sección central con la particularidad que hay que tener en cuenta que de acuerdo a la línea de rotura solo trabajaran a tensión las armaduras interiores. Además es posible que las armaduras ubicadas en la zona inferior no lleguen a desarrollar la tensión de fluencia f_y en el acero debido a que no cuentan con la longitud de anclaje suficiente. Para estos casos se aplica un factor de anclaje dado por:

$$\phi_{anclaje} = \frac{l_{anclaje}}{l_{db}} \quad \text{Ecuación 3.66}$$

donde $l_{anclaje}$ es la longitud en que la barra se encuentra efectivamente anclada y l_{db} es la longitud mínima de anclaje dada por reglamento. De este modo, aplicando el factor de anclaje correspondiente al área de cada barra es posible obtener la armadura $A_{s\acute{u}til}$ de cada posición. Obtener a con la Ecuación 3.56, z a partir de la Ecuación 3.57 y M_n utilizando la Ecuación 3.58. Finalmente se obtiene M_w de la sección, que en este caso corresponde solo a la armadura interna, aplicando la Ecuación 3.60.

- **Calculo de M_c en una sección extrema (armadura vertical).**

La manera de calcular el momento resistente unitario M_c para la armadura vertical en una sección extrema es similar al utilizado en la sección central con la única particularidad que generalmente la armadura involucrado por metro de ancho es mayor debido a que se refuerza esta zona mas débil con una menor separación de armadura vertical.

PASO # 9: DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO

Detallar correctamente las armaduras es fundamental para que las estructuras de concreto reforzado se comporten satisfactoriamente. Por lo que a continuación se detallan los requerimientos principales que se tomarán en cuenta para el detallado del acero de refuerzo, entre estas están:

- a) Ganchos normales.
- b) Diámetros mínimos de doblado.
- c) Límites del espaciamiento del refuerzo.
- d) Paquetes de barras.
- e) Tendones y ductos de postensado.
- f) Protección de concreto para el refuerzo.
- g) Detalle especial para refuerzo en columnas.
- h) Refuerzo transversal para elementos a flexión.
- i) Requisitos para la integridad estructural.
- j) Requisitos para el refuerzo de losa en dos direcciones.

Estos requerimientos los detallamos a continuación.

a) Ganchos normales.

Artículo	REQUISITOS
7.1	Ganchos estándar
7.1.1	Doble de 180° más una extensión de 4db , pero no menor de 60 mm en el extremo libre de la barra.
7.1.2	Doble de 90° más una extensión de 12db en el extremo libre de la barra.
7.1.3	Para estribos y ganchos de estribo: <ul style="list-style-type: none"> (a) Barra No. 2 y menor, doble de 90° más 6db de extensión en el extremo libre de la barra, o (b) Barra No. 6, No. 7, y No. 8, doble de 90° más extensión de 12db en el extremo libre de la barra, o (c) Barra No. 8 y menor, doble de 135° más extensión de 6db en el extremo libre de la barra.

Tabla 3.27 Requerimientos para los ganchos estándar.

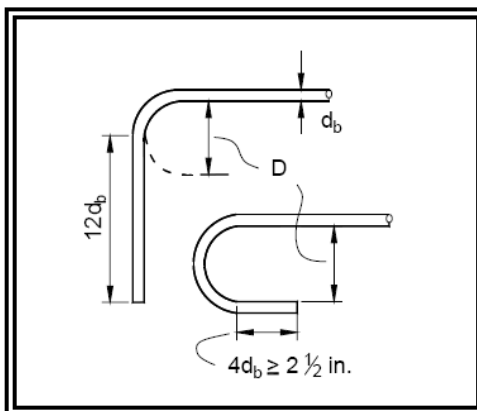


FIG. 3.72 Ganchos normales para la armadura principal.³⁰⁶

Tamaño de la barra, No.	Díámetro del mandril de doblado, D ³⁰⁷
No. 3 a No. 8	6 db
Nos. 9, No. 10, No. 11	8 db
No. 14 y No. 18	10 db

Tabla 3.28 Especificaciones de ganchos normales para estructura principal³⁰⁸.

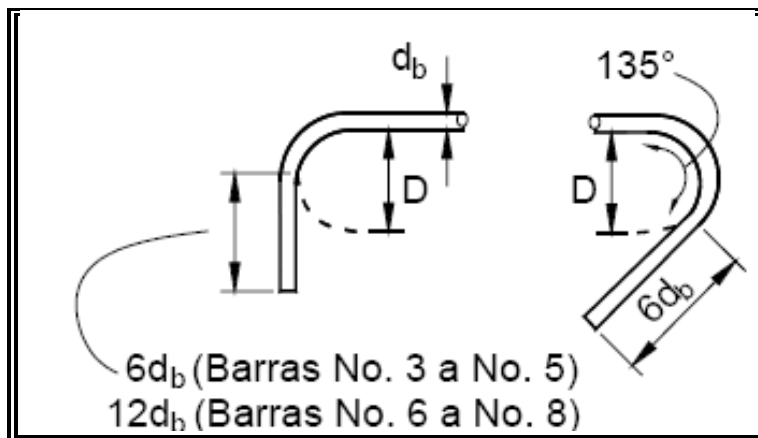


FIG. 3.73 Ganchos normales para los estribos y estribos cerrados.⁶¹

³⁰⁶ Fuente: Notas sobre ACI-318

³⁰⁷ Nota: Medido del lado interno de la barra.

³⁰⁸ Fuente: Notas sobre ACI-318

Tamaño de la barra, No.	Diámetro del mandril de doblado, D ³⁰⁹
No. 3 a No. 5	4 db
No. 6 a No. 8	6 db

Tabla 3.29 Especificaciones de ganchos normales para estribos cerrados.

b) Diámetros mínimos de doblado.

Los requerimientos del diámetro de doblado, medido en la cara interior de la barra, son que a excepción de los estribos de diámetros No. 3 a No. 5, no debe ser menor que los valores de la **Tabla 3.30**. El diámetro interior de doblado para estribos no debe ser menor que 4db para barras No. 16 y menores. Para barras mayores que No. 16, el diámetro de doblado debe cumplir con lo estipulado en la **Tabla 3.30**. Estos requisitos se resumen a continuación:

DIÁMETRO DE LA BARRA	DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO
No. 3 a No. 8	6 db
No. 9, No. 10 y No. 11	8 db
No. 14 y No. 18	10 db

Tabla 3.30 Diámetros mínimos de doblado.

c) Límites del espaciamiento del refuerzo.

Los requisitos de separación de varillas de refuerzo se detallan en la **Tabla 3.31** y se esquematizan en las **FIG. 3.74**.

³⁰⁹ Nota: Medido del lado interno de la barra.

LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO ³¹⁰	
Artículo AASHTO LRFD	REQUERIMIENTOS
7.6.1	La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser db , pero no menor de 25 mm.
7.6.2	Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.
7.6.3	En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $1.5db$, ni de 40 mm.
7.6.4	La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslapeo y los empalmes o barras adyacentes.
7.6.5	En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 mm.

Tabla 3.31 Requisitos de separación del acero de refuerzo.

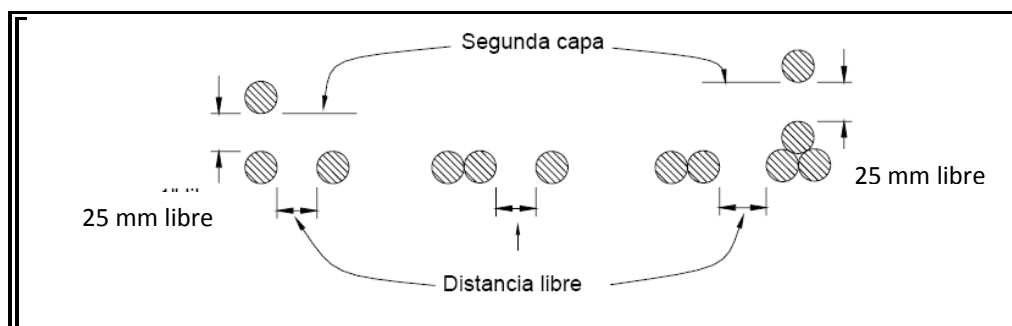


FIG. 3.74 Separación mínima entre barras de acero de refuerzo.

³¹⁰ *Nota:* El tamaño máximo nominal del agregado grueso debe de tomarse en consideración para establecer la distancia libre entre barras. Los límites mínimos se establecieron originalmente con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin crear hormigueros, y con objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano que puede causar un agrietamiento por esfuerzo cortante o retracción. El uso del diámetro "nominal" de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

d) Paquetes de barras. Ver FIG. 3.75.

PAQUETES DE BARRAS ³¹¹	
Artículo AASHTO LRFD	REQUERIMIENTOS
7.6.6.1	Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.
7.6.6.3	En vigas las barras mayores a No. 11 no deben agruparse en paquetes.
7.6.6.5	Cuando las limitaciones de espaciamiento y recubrimiento mínimo del concreto se basan en el diámetro de las barras db, un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente al que se deduzca del área total de las barras del paquete.

Tabla 3.32 Especificaciones para los paquetes de barras.

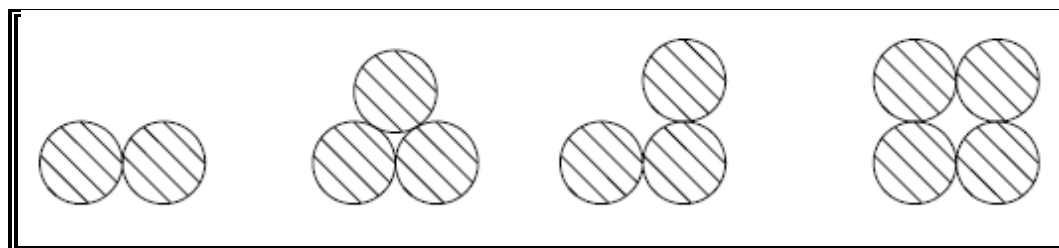


FIG. 3.75 Configuración posible de los paquetes de barras.

³¹¹ Nota: Cuando se requiere una gran concentración de armadura el uso de paquetes de barras de tamaños estándares puede ahorrar espacio y reducir la congestión, con lo cual se simplifica la colocación y compactación del concreto. Para las columnas, la práctica de formar paquetes de barras es una manera de optimizar la ubicación y orientación de la armadura y aumentar su capacidad. Otra ventaja que representa el uso de paquetes de barras es la reducción del número de estribos requeridos.

e) Tendones y ductos de postensado.

TENDONES Y DUCTOS DE POSTENSADO	
7.6.7.1	El espaciamiento entre el extremo y el centro de los tendones de preesforzado a cada lado de un elemento no debe ser menor que 4db para torones o 5db para alambres, excepto que si la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento del preesforzado inicial, f_{ci} , es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 12.7 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15.2 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento más cercano o agrupar tendones en el sector central del vano.
7.6.7.2	Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado rompa la separación entre ductos de postensado al tensionar los tendones.

Tabla 3.33 Requisitos para tendones y ductos de postensado.

f) Protección de concreto para el refuerzo.

Los requerimientos para la protección del concreto están resumidas en las siguientes tablas, tanto para elementos de concreto reforzado y presforzados.

Condiciones (Concreto colado in situ)	Rec. M í n i m o (m m)
a) Concreto colocado contra el suelo expuesto permanentemente a él	75
b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Barras No. 6 a No.18	50
Barras No. 5, alambre MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	40
c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras No. 14 y No. 18	40
Barras No. 11 y menores	20
Vigas, columnas:	
Armadura principal, estribos, espirales	40
Cáscaras y placas plegadas:	
Barra No. 6 y mayores	20
Barras No. 5, alambres MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	15

Tabla 3.34 Protección para concreto colado in situ.

Condiciones (Concreto presforzado colado in situ)	Rec. M í n i m o (m m)
a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él	75
b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros, losas, viguetas	25
Otros elementos	40
c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas	20
Vigas, columnas:	
Refuerzo principal	40
Estribos y espirales	25
Cáscaras y losas plegadas:	
Barra No. 5, alambre MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro), y menores	10
Otros refuerzos	db
pero no menos de	20

Tabla 3.35 Protección para concreto presforzado colado in situ.

Condiciones (Concreto presforzado bajo control de planta)	Rec. M í n i m o (m m)
a) Concreto expuesto al suelo o a la intemperie:	
Paneles de muros:	
Tendones de presforzado mayores de 40 mm de diámetro	40
Barras No. 11 y menores, tendones de presforzado de 40 mm de diámetro y menores, alambres MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	20
Otros elementos:	
Barras No. 14 y No. 18, tendones de presforzado mayores de 40 mm de diámetro	50
Barras No. 6 al No. 11, tendones de presforzado mayores de 16 mm de diámetro hasta 40 mm de diámetro	40
Barras No. 5 y menores, tendones de presforzado de 16 mm de diámetro y menores, alambre MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	30

Tabla 3.36 Protección para concreto presforzado hecho en fabrica.

Condiciones (Concreto preesforzado bajo control de planta)	Rec. M í n i m o (m m)
b) Concreto no expuesto a la acción de la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras No. 14 y No. 18, tendones de preesforzado mayores a 40 mm de diámetro	30
Tendones de preesforzado de 40 mm de diámetro y menores	20
Barras No. 11 y menores, alambre MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	15
Vigas, columnas:	
Refuerzo principal	db
pero no menor de 16 mm y no mayor de 40 mm	10
Estribos, espirales	
Cáscaras, y losas plegadas:	
Tendones de preesforzado	20
Barras No. 7 y mayores	15
Barras No. 5 y menores, Alambre MW 200 ó MD 200 (16 mm de diámetro) y menores	10

Tabla 3.37 Protección para concreto presforzado hecho en fábrica.

g) Detalle especial para refuerzo en columnas.

Los requerimientos para el detallado de columnas están dados en la **Tabla 3.38** Que está basada en la AASHTO LRFD.

AASHTO LRFD	REQUISITO
7.8.1	Barras dobladas por cambio de sección.
Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección deben cumplir con lo siguiente:	
7.8.1.1	La pendiente de la parte inclinada de una barra de este tipo no debe exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.
7.8.1.2	Las partes de la barra que estén arriba y debajo de la zona del doblado deben ser paralelas al eje de la columna.
7.8.1.4	Las barras en los cambios de sección se deben doblar antes de su colocación en el encofrado.
7.10.4	Espirales
7.10.4.1	Las espirales deben consistir en barras o alambres continuos espaciados uniformemente, con un tamaño y disposición que permitan su manejo colocación sin distorsión de las dimensiones de diseño.
7.10.4.2	Para elementos construidos en obra, el diámetro de barra utilizada en espirales no debe ser menor de 10 mm.
7.10.4.3	El espaciamiento libre entre hélices de la espiral no debe exceder de 80 mm ni ser menor de 25 mm. Véase también 3.3.2.
7.10.4.4	El anclaje de la espiral debe consistir en 1.5 vueltas adicionales de la barra o alambre en cada extremo de la espiral.
7.10.5	Estribos
Los estribos para elementos sometidos a compresión deben cumplir con lo siguiente:	
7.10.5.1	Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos No. 3, para barras longitudinales No. 10 o menores; y No. 4 como mínimo, para barras longitudinales No. 11, No. 14 y No. 18 y paquetes de barras. Se permite el uso de alambre corrugado o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.
7.10.5.2	El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión.
7.10.5.3	Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo ateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo.

Tabla 3.38 Requisitos para refuerzo en columna.

h) Refuerzo transversal para elementos a flexión.

AASHTO LRFD	REQUISITO
7.11.1	El refuerzo a compresión en vigas debe confinarse con estribos que cumplan las limitaciones de tamaño y espaciamiento.
7.11.2	El refuerzo transversal para elementos de pórticos sometidos a esfuerzos reversibles de flexión o a torsión en los apoyos debe consistir en estribos cerrados ³¹² o espirales colocados alrededor del refuerzo de flexión.
7.12.1	En losas estructurales donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo normal al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.
7.12.1.1	El refuerzo de retracción y temperatura debe proveerse de acuerdo con 7.12.2 ó 7.12.3 de la AASHTO LRFD.
7.12.1.2	Cuando los movimientos por retracción y temperatura están restringidos de manera significativa, deben considerarse los requisitos de 8.2.4 y 9.2.3 de la AASHTO LRFD.
7.12.2.2	En ningún caso debe colocarse el refuerzo de retracción y temperatura con una separación mayor de 5 veces el espesor de la losa ni de 450 mm.
7.12.2.3	En todas las secciones donde se requiera, el refuerzo por retracción y temperatura debe ser capaz de desarrollar f_y en tracción de acuerdo con el capítulo 12 de la AASHTO LRFD.
7.12.3.1	Se deben diseñar los tendones para que produzcan un esfuerzo promedio de compresión mínima de 0.7 MPa en el área bruta del concreto usando esfuerzos de preesforzado efectivo, después de las pérdidas, de acuerdo con 18.6.
7.12.3.2	El espaciamiento entre los tendones no debe exceder de 1.8 m.
7.12.3.3	Si el espaciamiento entre los tendones excede 1.4 m se debe colocar refuerzo adherido adicional de retracción y temperatura, de acuerdo con 7.12.2, entre los tendones en los bordes de la losa, en una zona que se extiende desde el borde en una distancia igual al espaciamiento entre los tendones.

Tabla 3.39 Requerimientos de refuerzo para elementos a flexión.

³¹² Nota: los estribos cerrados deben estar compuestos por un solo tramo de barra continua con ganchos de 90 ó 135 grados yuxtapuestos en sus extremos, o bien por uno o dos tramos de barra continua con empalmes.

i) Requisitos para la integridad estructural.

A A S H T O L R F D	R E Q U I S I T O
7.13.1	El detallado del refuerzo y conexiones, debe ser tal que los elementos de la estructura queden eficazmente unidos entre sí para garantizar la integridad de toda la estructura.
7.13.2	Para estructuras construidas en obra, los siguientes requisitos deben constituir los mínimos exigibles:
7.13.2.1	En la construcción de viguetas, al menos una barra de la parte inferior debe ser continua o debe empalmarse por traslapo con un empalme por traslapo de tracción Clase A, o un empalme mecánico o soldado que cumpla con 12.4.3, y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.
7.13.2.2	Las vigas del perímetro de la estructura deben tener un refuerzo continuo que consiste en: (a) al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras; y (b) al menos un cuarto del refuerzo de tracción para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos dos barras.
7.13.2.3	Cuando se requieran empalmes por traslapo para proporcionar la continuidad necesaria, el refuerzo superior debe ser empalmado por traslapo cerca de o en la mitad del vano y el refuerzo inferior debe ser empalmado por traslapo cerca del apoyo o en él. Los empalmes por traslapo debe ser empalmes de tracción Clase A, o empalmes mecánicos o soldados que satisfagan los requisitos de 12.14.3. El refuerzo continuo exigida en 7.13.2.2(a) y 7.13.2.2(b) debe estar rodeada en las esquinas por estribos con forma de U con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor de las barras continuas superiores, o con estribos cerrados de una pieza con ganchos con doblez mínimo de 135° alrededor del extremo de una de las barras superiores. No es necesario continuar los estribos a través del nudo.
7.13.2.4	En vigas distintas a las del perímetro, cuando no se coloquen estribos como los que se definen en 7.13.2.3, al menos un cuarto del refuerzo para momento positivo requerido en la mitad del vano, pero no menos de dos barras, debe ser continuo o debe empalmarse por traslapo sobre o cerca del apoyo con un empalme de tracción de Clase A o con un empalme mecánico o soldado de acuerdo con 12.14.3 y en los apoyos no continuos debe terminar con un gancho estándar.
7.13.2.5	Para la construcción de losas en dos direcciones, véase 13.3.8.5.

Tabla 3. 40 Requisitos para la integridad estructural en estructuras de concreto.

j) Requisitos para el refuerzo de losa en dos direcciones.

Refuerzo de losa en dos direcciones	
Artículo	Requisitos.
13.3.2	El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe exceder de 2 veces el espesor de la losa, excepto para aquellas porciones de la superficie de la losa nervadas o celulares. El refuerzo de la losa localizada sobre los espaciamientos celulares debe colocarse como se requiere en el artículo 7.12 ACI-05 ³¹³ .
13.3.3	El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe prolongarse hasta el borde de la losa y tener una longitud embebida recta o en gancho, de por lo menos 150 mm en las vigas, muros o columnas perimetrales.
13.3.4	El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse, formar ganchos o anclarse en las vigas, muros o columnas perimetrales, para que desarrolle su capacidad a tensión en la cara del apoyo, de acuerdo con las disposiciones del capítulo 12 del ACI-05.
13.3.5	Cuando la losa no este apoyada en una viga perimetral o muro en un borde discontinuo, o cuando la losa se proyecte en voladizo mas allá del apoyo, se permite el anclaje del refuerzo dentro de la losa.
13.3.6	En las losas con vigas entre los apoyos, que tengan un valor de α_f mayor de 1.0, debe proporcionarse refuerzo especial en al esquinas exteriores, tanto en la parte inferior como en la parte superior de la losa de acuerdo con 13.3.6.1 a 13.3.6.4
13.3.6.3	El refuerzo especial debe colocarse a partir de la esquina a una distancia en cada dirección igual a 1/5 de la longitud de la luz más grande.
13.3.6.4	El refuerzo especial debe colocarse en una banda paralela a la diagonal en la parte superior de la losa, y en una banda perpendicular a la diagonal en la parte inferior de la losa. ³¹⁴

Tabla 3.41 Requisitos para el refuerzo de losa en dos direcciones.

³¹³ *Nota:* El requisito de que el espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo no sea mayor que 2 veces se aplica únicamente al refuerzo de losas macizas, y no a viguetas o losas nervadas o reticulares.

³¹⁴ *Nota:* Alternativamente, el refuerzo especial debe ser colocado en dos capas paralelas a los bordes de la losa tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa.

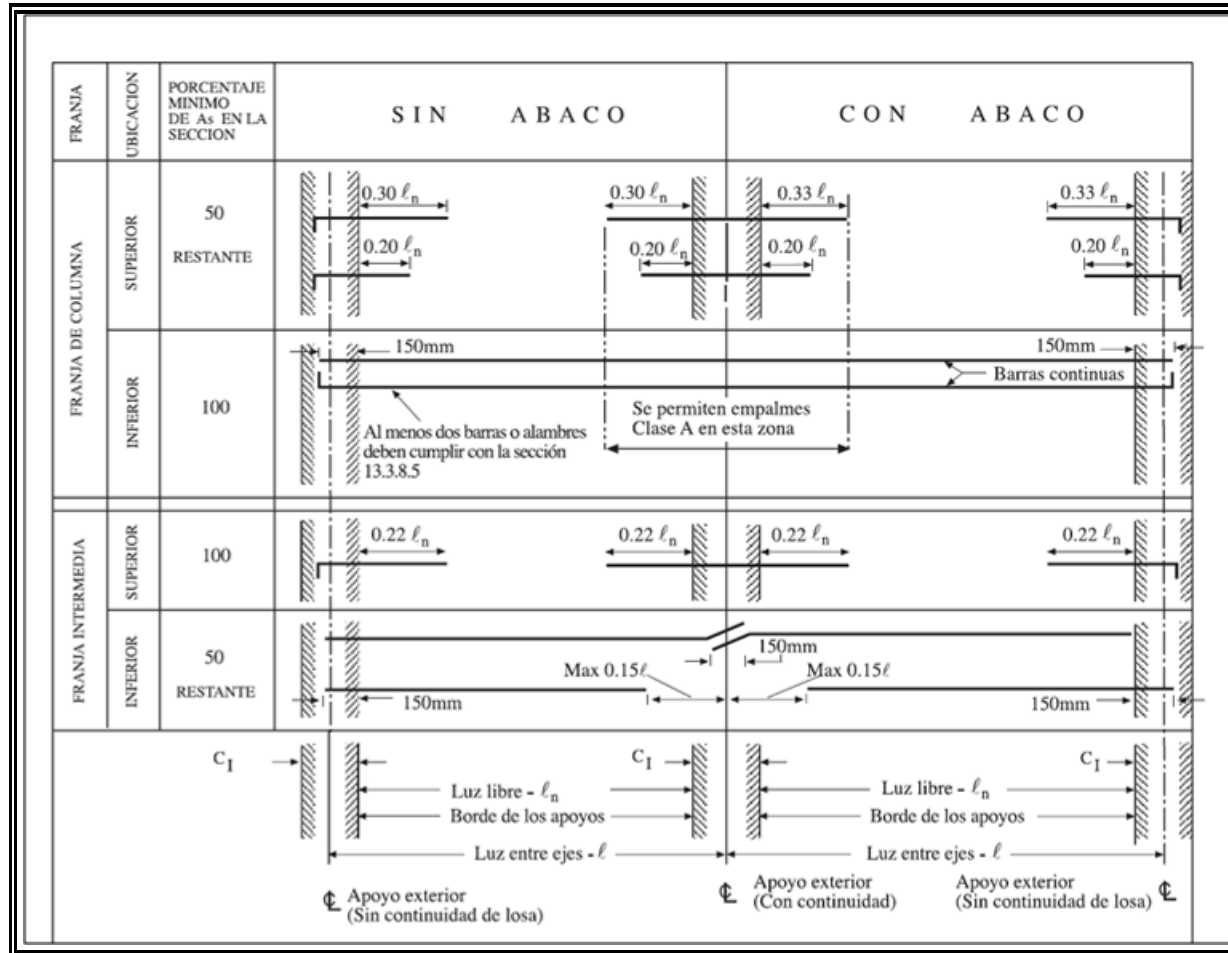


FIG 376 Extensiones mínimas del refuerzo en losas sin vigas

i) Aberturas en losas.

Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en los sistemas de losas si se demuestra por medio de análisis que la resistencia de diseño es por lo menos igual a la requerida y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deformaciones.

Se permite dejar aberturas de cualquier tamaño en la zona común de dos franjas intermedias que se intersecten, siempre que se mantenga la cantidad total de armadura requerida para la losa sin abertura.

La zona común de dos franjas de columna que se intersecten no debe interrumpirse con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna de cualquiera de los dos tramos. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por una abertura debe añadirse en los lados de ésta.

En la zona común de una franja de columna y una franja intermedia no debe interrumpirse por aberturas más de $1/4$ de la armadura en cada franja. Una cantidad de armadura equivalente a la interrumpida por la abertura debe añadirse en los lados de ésta.

C A P I T U L O 4

**A P L I C A C I Ó N D E L A “ G U Í A P A R A E L
D I S E Ñ O E S T R U C T U R A L D E
E L E M E N T O S C O N S T I T U T I V O S D E
U N P U E N T E ” .**

4.1. INTRODUCCIÓN AL CAPÍTULO .

El presente capítulo contiene la aplicación práctica de cada uno de los pasos detallados de manera teórica en el capítulo anterior, los cuales se desarrollan mediante un ejemplo sencillo de diseño estructural de los elementos que constituyen un puente vehicular. El ejemplo implica retomar desde la selección de la tipología más adecuada en base a ciertos criterios y el análisis de las condiciones del sitio de emplazamiento del puente, pasando por el predimensionamiento, selección de materiales, modelación, análisis estructural, resultados, y diseño estructural, conociendo de antemano que un proyecto de construcción de un puente conlleva muchos estudios adicionales que se encuentran fuera del alcance de este trabajo de graduación.

Dentro del ejemplo se hace mucho más énfasis a ciertos pasos específicos de la guía, debido a que se encuentran fácilmente al alcance de los conocimientos básicos de cualquier lector que inicia en sus estudios en la rama de ingeniería civil, tal como la modelación de la superestructura del puente mediante el método de la malla de elementos tipo barra, hipótesis de carga, y el diseño estructural de elementos individuales mediante métodos clásicos; no así, para los aspectos que tienen que ver mucho más con la aplicación de criterios que se ganan en base a práctica y experiencia y los cuales no se encuentran en bibliografías, como por ejemplo: la selección más adecuada de la tipología del puente en base a muchos más criterios (como los descritos en capítulo 2), ó la realización del predimensionamiento mucho más preciso y refinado de cada elemento del puente, entre otros como la aplicación de métodos de diseño muy en particular como el de puntal-tensor que es ampliamente usado para el diseño de subestructuras de puentes.

Por lo tanto, el presente capítulo guía tiene como finalidad ejemplificar y introducir al lector en las etapas básicas de un proyecto de diseño estructural de los elementos que constituyen la estructura de un puente, y que se desarrollan a continuación.

4.2. APLICACIÓN DE LA GUÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE EN EJEMPLO PRÁCTICO.

PASO # 1: ANÁLISIS Y SELECCIÓN DEL SITIO

Información general.

El sitio donde se planea la construcción del puente sobre el Río Tamulasco se localiza hacia el Norte de la República de El Salvador, departamento de Chalatenango. Para llegar al sitio se debe de ingresar por la población de Chalatenango, está situado en el tramo 14 de la Longitudinal del Norte, fin al By – Pass Chalatenango ramal sur – inicio vía Alternativa Guarjila (Ver ubicación en anexos). A continuación se presentan los datos que se han obtenido de los diferentes estudios que se desarrollaron en el Capítulo 3, los cuales son necesarios para el análisis del sitio donde se construirá el puente.

ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA	INFORMACIÓN A OBTENER	FIGURA
Topográfico	- Perfil de terreno natural. - Definición precisa de la ubicación de los elementos del puente.	FIG. 4.1 FIG. 4.2
Hidrológico y Hidráulico	- NAME (Nivel de Aguas Máxima Extraordinaria).	FIG. 4.3
Geológicos y Geotécnicos	- Identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. - Zonas de deslizamientos.	Tabla 4.3
Morfología y Geomorfología	- Morfología del cauce.	Tabla 4.3
Tectonismos y Riesgos Sísmicos	- Coeficiente sísmico.	FIG. 2.181
Estudio de Impacto Ambiental	- Establecer las condiciones ambientales de la zona. - Definir el impacto que puede tener la obra en el medio ambiente.	-----

Tabla 4.1 Estudios de ingeniería básica – Condiciones naturales del lugar.

La **Tabla 4.2** muestra los resultados de los estudios de ingeniería básica que también fueron descritos en el Capítulo 3 del presente trabajo de graduación.

ESTUDIOS DE INGENIERÍA BÁSICA		INFORMACIÓN A OBTENER	FIGURA
	Estudios de tráfico	- Cálculo de los volúmenes de tráfico.	Capítulo 2
	Estudio de trazo y diseño vial de los accesos	- Características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente.	FIG. 4.4
	Geometría general y proyecto geométrico	- Desarrollo de perfil longitudinal. - Desarrollo en planta.	FIG. 4.1 FIG. 4.4
	Geometría de detalles	- Propuestas de detalles	No aplica

Tabla 4.2 Estudios de ingeniería básica – Condiciones técnicas de servicio

Al seleccionar la ubicación de los componentes de la subestructura, es importante realizar estudios hidrológicos ³¹⁵ amplios, que por no ser objetivos del presente trabajo no se desarrollaron, pero cabe mencionar que son necesarios ya que estos proporcionan parámetros importantes como son el nivel de aguas máximo, la velocidad de flujo, el área hidráulica, fenómeno de socavación y azolvamiento. Con dichos parámetros se determinan el margen de seguridad para el caso del NAME, el área hidráulica nos indica la factibilidad de colocar soportes intermedios y la ubicación adecuada de los soportes extremos; el análisis de la velocidad de flujo y del fenómeno de socavación nos indica la profundidad a la cual se podrá cimentar tanto los estribos como la pila, además de la selección de la sección de la pila para aminorar los efectos de la socavación. Debido a que es un ejemplo práctico la altura del nivel de aguas máximo a la viga longitudinal (revancha o margen de seguridad) está considerada de 1.50 m, que es la altura mínima que es considerada habitualmente.

³¹⁵ *Nota: Para los estudios hidrológicos y revisar el comportamiento del río se recomienda la aplicación del programa HEC-RAS. El cual es un programa sencillo que se encuentra gratuitamente en internet.*

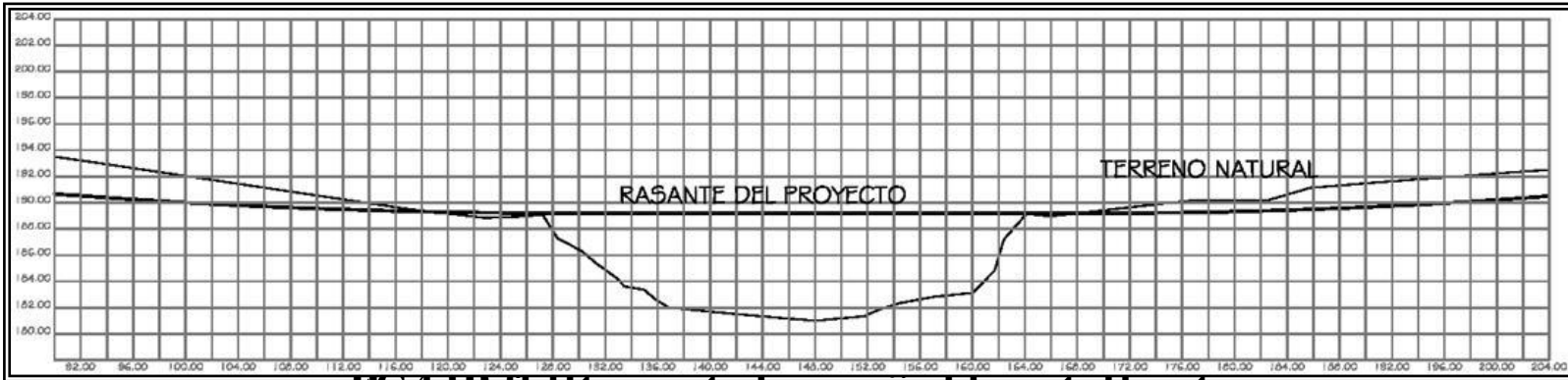


FIG 4 1 Perfil del terreno natural y proyección de la rasante del puente.

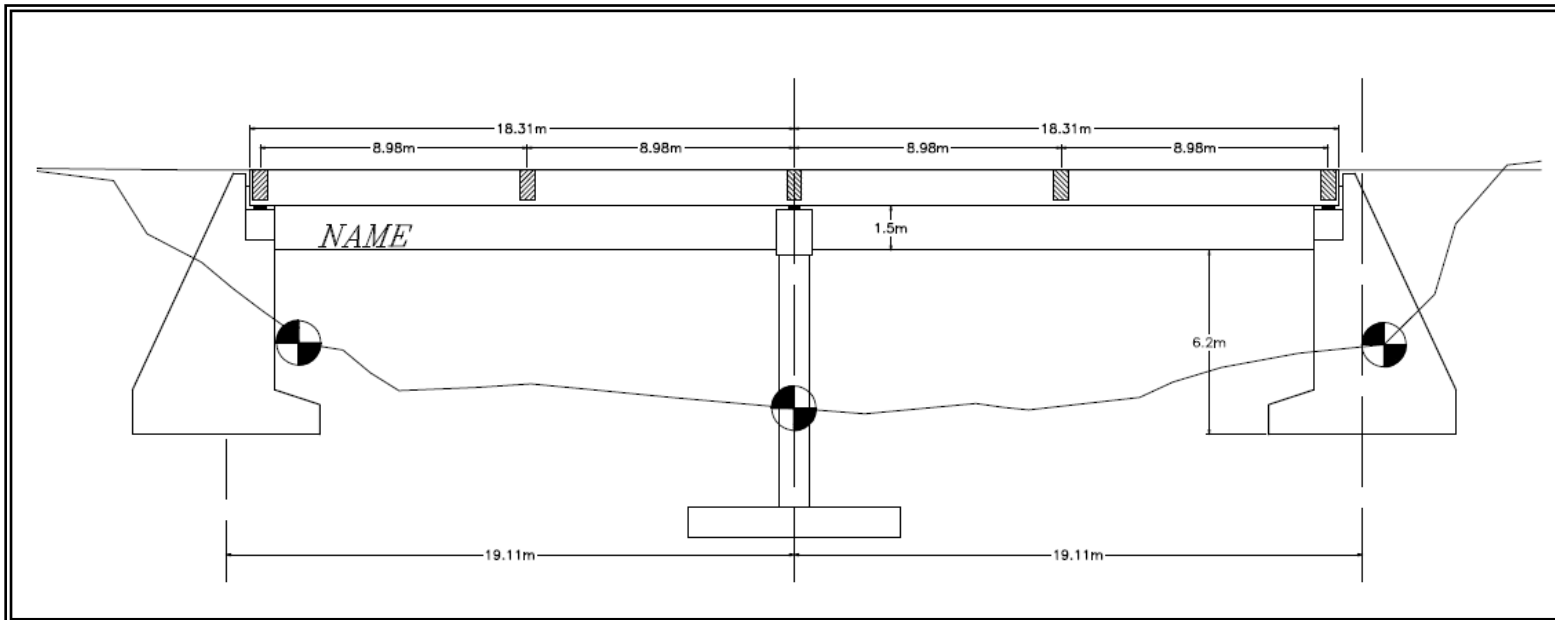


FIG 4 2 Ubicación de los elementos del puente.

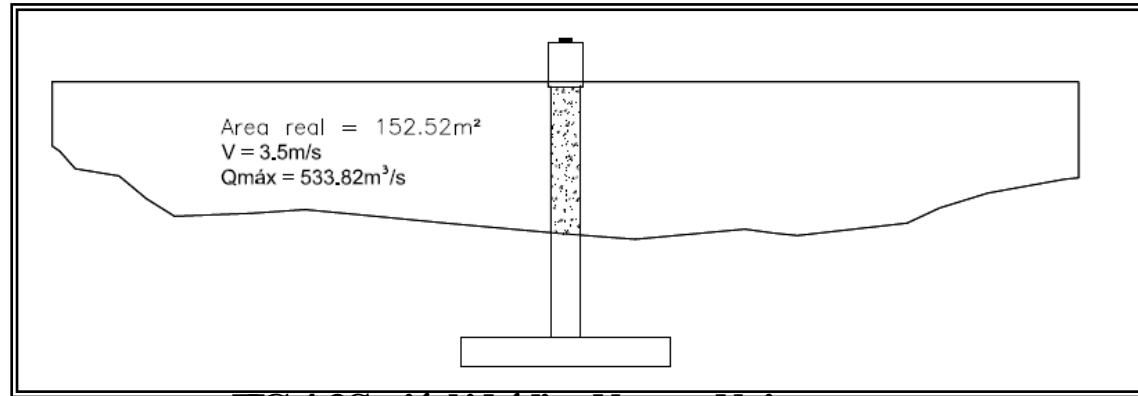


FIG 4 3 Sección hidráulica del cauce del río

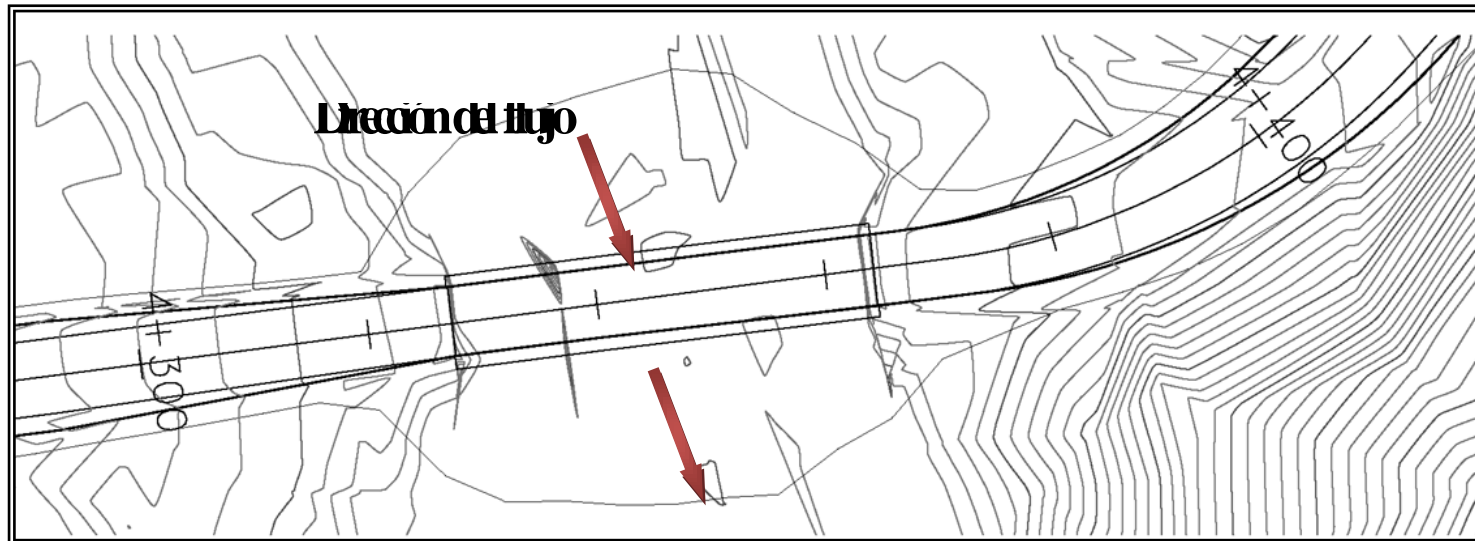


FIG 4 4 Características genéricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente. Ver plano completo en Anexos

PASO # 2: SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DEL PUENTE

a) Selección del tipo de cimentación.

En la selección del tipo de cimentación influyen aspectos como el nivel freático, estudio geotécnico en la zona donde se planea la construcción del puente. Los estudios geotécnicos deben de ser lo más completo posible, ya que de estos dependen de la selección de la tipología de la cimentación, pues estos identifican las propiedades mecánicas de los estratos existentes en la zona, la capacidad de carga (q_u), la altura del estrato, clasificación de los estratos de suelo y cota de cimentación (H_D). Además en los estudios geotécnicos se recomienda generalmente el tratamiento a aplicar a los suelos pobres, como por ejemplo compactación con material selecto o suelo cemento.

Para el desarrollo del ejemplo práctico, por tener fines educativos, se tomó un estudio de suelos existente, el cual no contiene todos los aspectos anteriormente mencionados, por lo que la selección de la ubicación y tipología de la cimentación se realizó con base a los ensayos de SPT realizados en la zona, donde se obtuvo la clasificación y altura de los estratos; proponiendo de manera didáctica la tipología de cimentación presentada más adelante. Se presenta a continuación de manera resumida en la **Tabla 4.3** la descripción de la estratigrafía de cada ensayo SPT, y en la **FIG. 4.5** se indica la ubicación de los sondeos.

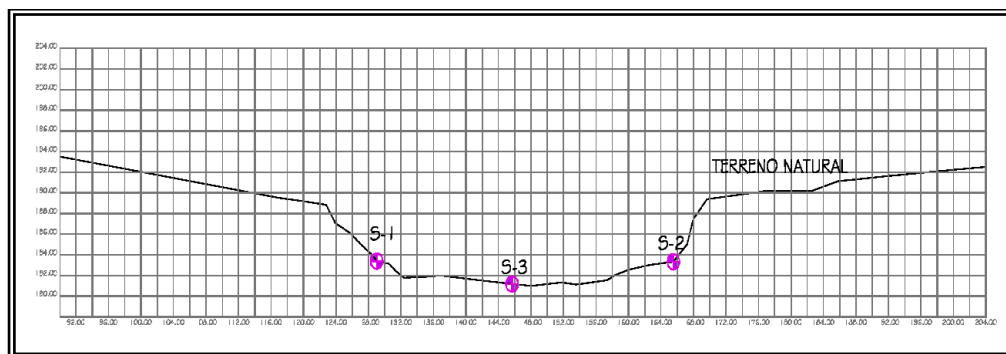


FIG. 4.5 Perfil de ubicación de los sondeos realizados en el lugar de construcción del puente.

SONDEO	PROF. (m)	DESCRIPCION
S-1	0.00 -2.20	Suelo limo arenoso, color café y café oscuro, arena fina, con restos de materia orgánica como raíces y restos de plantas, compacta, medio densa a densa, seca, no plástica.
	2.20-14.00	Gravas y bloques de andesita y basalto, bien conservados, gris, gris oscuro y gris rojizo, subangulares a subredondeados, masivas, vesiculares de hasta 17 cm de diámetro.
S-2	0.00 -1.50	Limo arenoso color café, con arenas medias a gruesas, medio densa, seca, no plástica, color café, con gravas redondeadas .
	1.50-14.00	Depósito aluvial de gravas y bloques de hasta 15 cm de diámetro, subangulosos a subredondeadas, volcánicos de basalto y andesita de tonos variados de gris y gris oscuro con tamaño de hasta 2 cm .
S-3	0.00 -0.90	Suelo desarrollado sobre depósito aluvial, compuesto por matriz de arena media a gruesa, medio densa, húmeda, no plástica, con gravas subangulares a subredondeadas de hasta 8 cm de diámetro, con raíces.
	0.90 -4.10	Arcilla color café claro, café, gris verdoso y café grisáceo, muy firme, húmeda, plástica, con fragmentos angulosos de roca bien conservada, trazas con contenido de humedad moderado, plástica a altamente plástica.
	4.10-11.10	Arena fina y gravas, café, muy densa, moderadamente húmeda, poco plástica, con gravas subredondeadas menores a 0.5 cm de diámetro.
	11.10 - 14.00	Arcilla color café y café grisáceo con trazas de gravas menores a 15 cm, redondeadas, muy firme a dura, moderadamente húmeda, alta plasticidad.

Tabla 4.3 Descripción de las propiedades del suelo ubicados en los sondeos descritos en la FIG. 4.5.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos SPT y de la **Tabla 3.3** (Criterios para la selección del tipo de cimentación - Capítulo 3) se seleccionará la cimentación superficial para los estribos los cuales se colocarán en las zonas donde se encuentran los sondeos S-1 y S-2, estos ensayos indican que a una profundidad aproximada de 3.00 m se tienen gravas y bloques de andesita y basalta bien conservados, que presentan una alta capacidad portante como lo indica la **Tabla 4.4**.

Para el caso de la pila central se seleccionará la cimentación profunda; ésta será ubicada en la zona donde se realizó el sondeo S-3, el ensayo SPT donde indica que hay estratos

de arcilla a gran profundidad por lo que si se colocará una cimentación superficial ocasionaría asentamientos diferenciales considerables que provocarían que fallara la pila, debido a esto se necesita pilotear la cimentación de la pila por la existencia de dichos estratos con material arcilloso. Los pilotes propuestos tendrán una profundidad aproximada de 14 m, hasta llegar a suelo resistente. De los resultados geotécnicos establecemos que el rango de longitudes de pilotes a construir estarán entre 5-15 m, por lo que de la **Tabla 3.7** (Capítulo 3) el material que se propone será concreto colado in situ.

En la **Tabla 4.4** se presenta un resumen de los resultados obtenidos con el estudio geotécnico tomando en consideración los criterios de selección del tipo de cimentación según las **Tabla 3.4, 3.5 y 3.6**, (Capítulo 3).

SONDEO	PROFUNDIDAD	q_n (Kg/cm ²)	TIPO DE CIMENTACIÓN
S-1	2.20-5.50	45	Superficial
S-2	1.50-3.55	45	Superficial
S-3	0.90-4.10	Suelo pobre	Superficial-Profunda

Tabla 4.4 Selección del tipo de cimentación.

b) Selección de la subestructura.

La selección de la subestructura estará en función de criterios descritos en el Capítulo 3 del presente trabajo de graduación.

Al momento de seleccionar el tipo de subestructura se tendrán presente varios criterios como la economía, facilidad de suministro de materiales, procesos constructivos, etc. Es importante evaluar varias alternativas ya que seleccionando solamente una configuración de subestructura no se tendrán criterios amplios para realizar una adecuada selección y apreciar las ventajas y desventajas de las alternativas propuestas.

v.) Estribos (Soportes laterales). Ver FIG. 4.6.

Los estribos a diseñar se seleccionarán según los criterios de la **Tabla 3.8** (Criterios para la selección de estribos – Capítulo 3) considerando lo siguiente:

- **Criterio Técnico:** Altura de relleno > 3 m, se considera un estribo de mampostería de piedra.
- **Criterio Funcional:** La construcción del estribo de mampostería presenta juntas. Con respecto al confort por ser para salvar un río se considera más adecuado el estribo extremo cerrado por la protección contra la erosión.
- **Criterio Económico:** Después de una investigación de las fuentes de suministro de material, se concluye que se elegirá la **mampostería de piedra** que resulta más económico por la existencia de dicho material en las cercanías de los lugares aledaños al sitio de la construcción del puente.

Además de estos criterios la selección de la ubicación del estribo está en función del claro del puente ya que se trató de evitar una luz que produjera un peralte de las vigas longitudinales demasiado grandes, además de proteger a la fundación del estribo de la erosión provocada por el flujo. Otra de las razones de selección de los estribos es por el volumen de relleno que se realizara detrás del paramento.

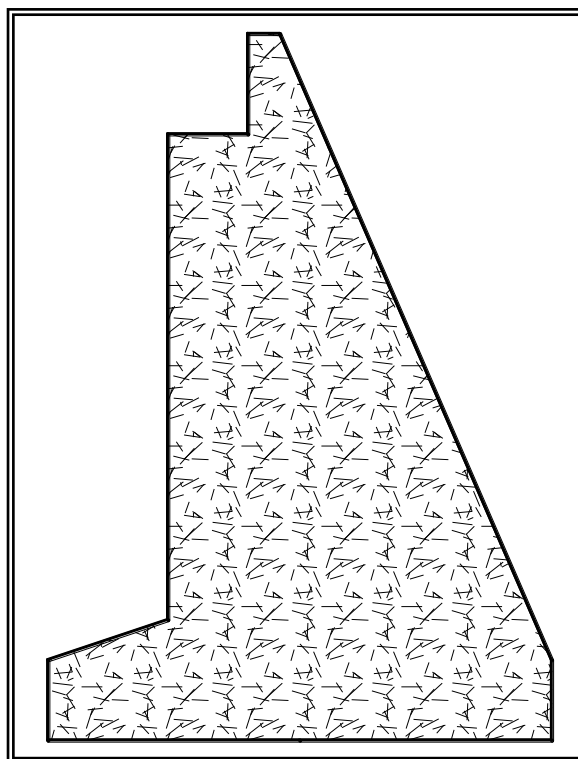


FIG . 4. 6 Estribo de mampostería de piedra.

vi.) Pilas (Soportes Intermedios).

Para la selección de la pila se utilizó la **Tabla 3.9** (Consideraciones para diferentes tipos de pilas - Capítulo 3) en donde se consideró que el tablero será de concreto colado in situ, sitio de emplazamiento sobre río y pila alta, por lo que se selecciona una **Pila Cabeza de martillo** con una multicolumna de sección circular, como se muestra en la **FIG. 4.7**.

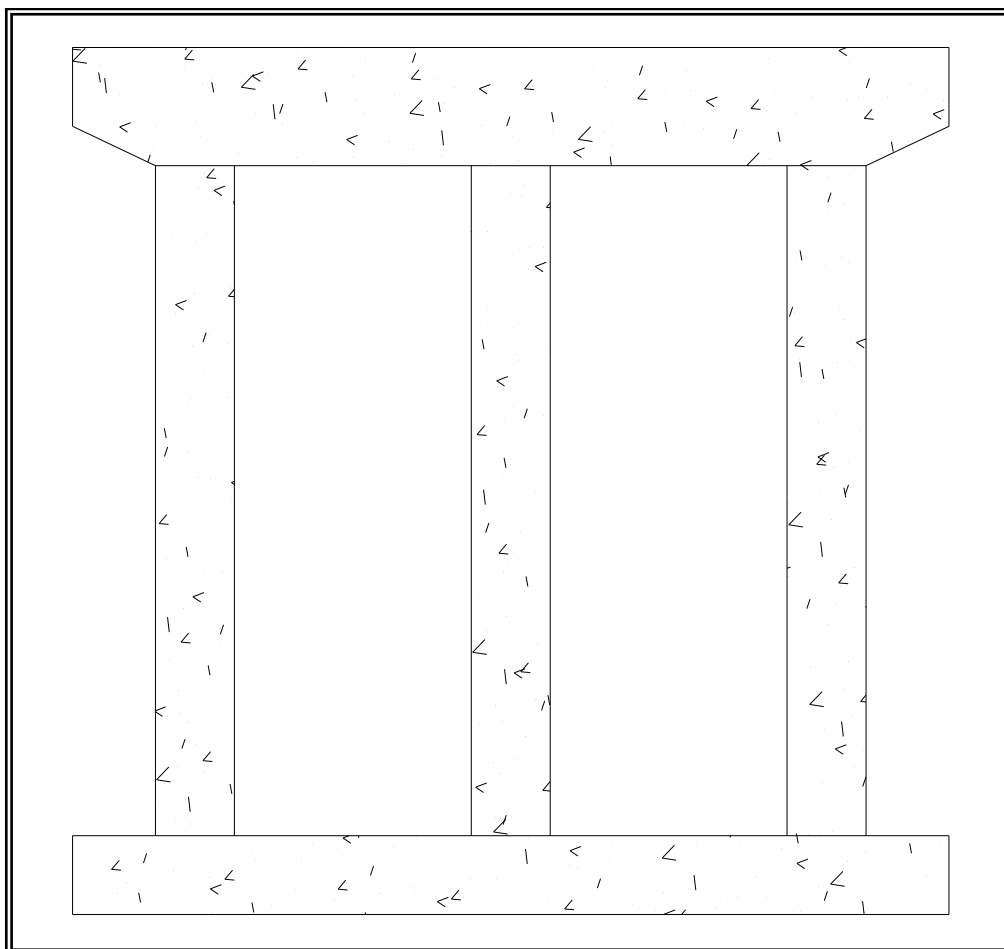


FIG. 4.7 Soportes intermedios. Múltiples columnas.

vii.) Selección de apoyos.

De la **Tabla 3.10** (Consideraciones para diferentes tipos de apoyos - Capítulo 3), se determina que la superestructura no tiene ninguna restricción en rotación ni en traslación y que es un puente recto, por tanto se selecciona **apoyos tipo elastoméricos**.

viii.) **Selección de tope sísmico.**

Ya que el puente tendrá desplazamiento en el sentido longitudinal y transversal por lo que se colocaran topes sísmicos en ambas direcciones. La ubicación será según como se ha explicado en el Capítulo 2, pag. 128.

c) **Selección de la superestructura.**

De acuerdo a la topografía del lugar y según las FIG. 4.1 y 4.2, se tiene una longitud de 36.62 m a salvar, por lo que proponer un tablero isostático resultaría una sección con un gran peralte, por tal motivo se seleccionó un tablero hiperestático, con el cual se logra una disminución en el peralte total del tablero. Utilizando la **Tabla 3.12** (Tipos de Superestructura según Luz del Tramo – Capítulo 3) y considerando un claro de aproximadamente 18 m entre apoyos se propone que la superestructura tenga la tipología de vigas T múltiples de concreto reforzado, como se muestra en la FIG. 4.8.

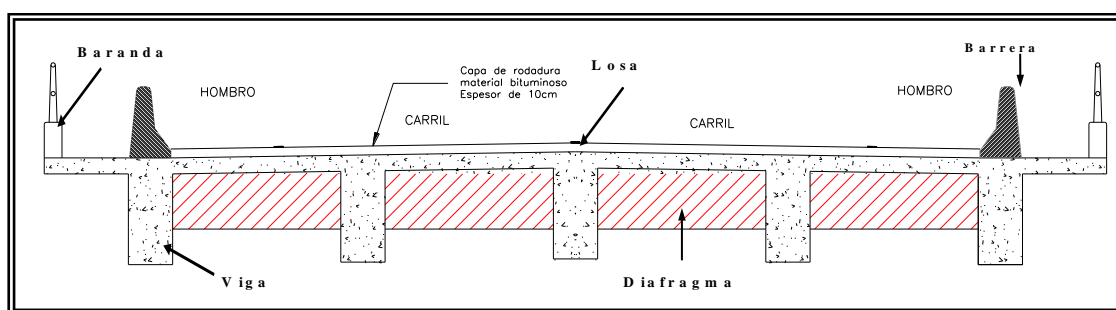


FIG. 4.8 Sección transversal de la propuesta del sistema Viga-Losa.

PASO # 3: PREDIMENSIONAMIENTO

a) **Tablero.**

De la **Tabla 3.13** (Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante – Capítulo 3) se consideran los siguientes criterios:

- *Material de losa:* concreto reforzado,
- *Tipo de soporte:* Vigas T y

- Tramos continuos.

Se tiene:

h_{min} de la losas.

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$\frac{2400 + 3000}{30} = 180 \text{ mm} \geq 165 \text{ mm}$$

Usar 180 mm

b) Vigas Longitudinales.

De la **Tabla 3.13** (Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante - Capítulo 3) dada por la AASHTO, se tiene:

$$h_{min} = 0.065L$$

$$h_{min} = 0.065(18.31)$$

$$h_{min} = 1.19 \text{ m}$$

De la **Tabla 3.14** (Resumen de relaciones profundidad a claro para vigas - Capítulo 3) dada por el CALTRANS, con el tipo de viga: Viga T de concreto reforzado, la relación Profundidad-Claro es:

$$H/L = 0.06$$

$$0.06 \times L = H$$

$$0.06 \times 18.31 = 1.09 \text{ m}$$

Se elige el peralte de la viga 1.20 m por ser la más desfavorable. Ver **FIG. 4.9**.

c) Estribos y muros de sostenimiento convencionales.

Como el material que se eligió fue de mampostería de piedra, a continuación se propondrán las dimensiones del estribo, por lo que de la FIG. 3.6a, del capítulo 3 (Dimensiones aproximadas para varios componentes de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad: a) Muros de mampostería – Capítulo 3) se tiene las siguientes dimensiones, ver FIG. 4.10. El apoyo elastomérico seleccionado estará apoyado en el estribo.

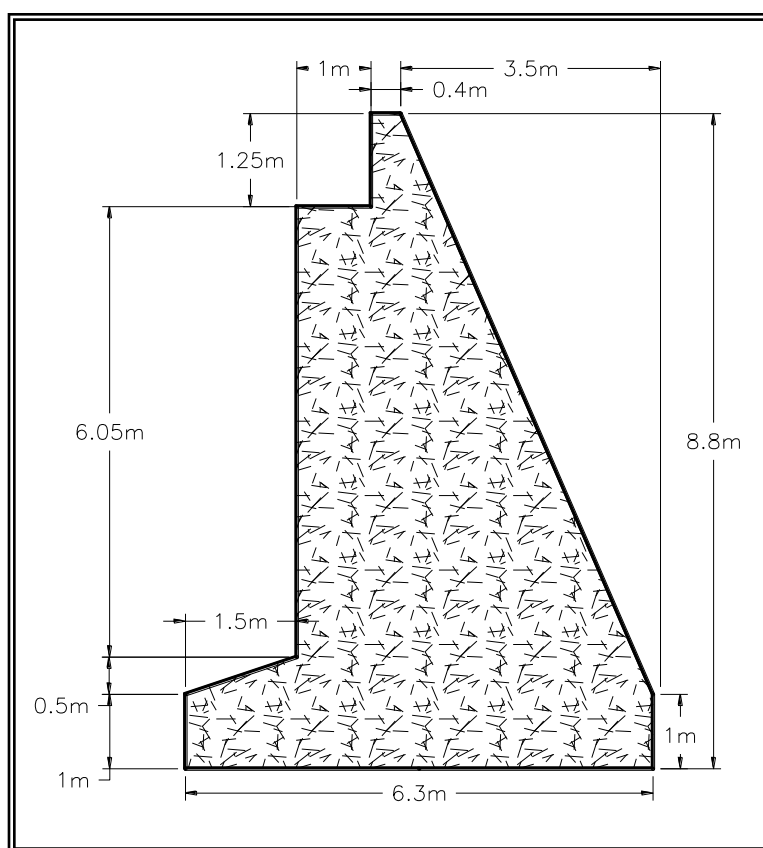


FIG. 4.10 Geometría del estribo de mampostería de piedra, sin escala.

d) Soportes intermedios (pilas).

De la FIG. 3.11 (Pila de múltiples columnas de forma circular – Capítulo 3), se tiene el siguiente predimensionamiento para la pila seleccionada. En la FIG. 3.11 se observa que las columnas tienen un diámetro de 1.00 m, una altura de 8.20 m, la zapata una largo de 11.00 m por 3.00 m de ancho y espesor de 0.70 m. La sección transversal inicial de la

cabeza de la pila tendrá 1.50 m de alto por 1.20 m de ancho, los apoyos están separados 2.40 m de eje a eje.

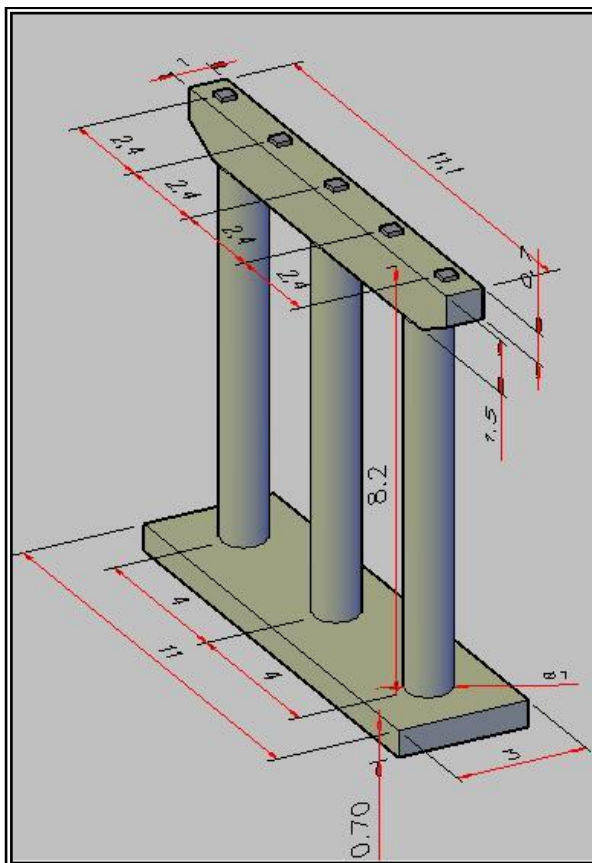


FIG . 4 . 11 Geom etría de la pila (Sin escala).

PASO # 4: DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.

Para los elementos de concreto reforzado se utilizará el concreto Clase A con un $f'c=280$ Kg/cm^2 , tomado de la **Tabla 3.16** (Clases de concretos y sus usos – Capítulo 3). Para el acero de refuerzo longitudinal tendrá un $f_y=420$ Mpa (4200 kg/cm^2) y para el refuerzo transversal se utilizará acero con una resistencia de $f_y = 280$ Mpa (2800 Kg/cm^2), tomado

de la **Tabla 3.17** (Tipos de acero para concreto reforzado y presforzados – Capítulo 3).

La densidad de la mampostería de piedra es de $2,000 \text{ Kg/m}^3$.

Las unidades en las que se trabajara será las utilizadas en el sistema métrico. (Kg, m, radianes y segundos).

PASO # 5: MODELADO DE UN PUENTE

En el paso # 5 de la guía, Capítulo 3; se desarrollaron los pasos a seguir para la definición de la geometría del puente, la asignación de restricciones, el ingreso de cargas, el análisis estructural y la revisión de los resultados mediante el uso del software SAP2000, por lo que en este paso se mostrará el ejemplo práctico³¹⁶.

a) Definición de geometría.

a.1) Dibujo de la malla en Autocad.

Se definirán todas las características de forma de la malla a modelar, las cuales se presenta en la **FIG. 4.12** en donde se muestran las secciones de las barras y en la **FIG. 4.13** la vista en planta.

- La **sección 1** corresponde a las viga principales longitudinales, el valor de 1.20 m que esta de acuerdo al predimensionamiento realizado en el paso # 3. El valor de 1.20 m incluye el espesor de la losa de 18 cm en forma de viga T la cual tiene un ancho de acuerdo al espaciamiento entre vigas longitudinales (2.4 de eje a eje de viga). Ver **FIG. 4.12**.
- La **sección 2** corresponde al diafragma, cuyas dimensionamientos corresponden al predimensionamiento previo del paso # 3. Que al igual que la viga longitudinal incluye el espesor de la losa de 18 cm con un ancho de 0.70 m en forma de viga

³¹⁶ Nota: Si se desea el modelo completo del ejemplo de aplicación se anexara en la copia digital del trabajo de graduación.

T. Esta dimension se obtiene de la modulacion de los demás elementos transversales que conforman el modelo (sección 3). Ver **FIG. 4.12**.

- La **sección 3** corresponde al elemento transversal con la se idealiza la losa del tablero, la cual tiene un espesor de 18 cm y un ancho de 2.76 m el cual se obtiene de la modulacion en conjunto con la seccion del diafragma (sección 2). En los elementos transversales generalmente se cumple que el espaciamiento entre ellos es mayor o igual que el espaciamiento de los elementos longitudinales (sección 1). Ver **FIG. 4.12**.
- La **sección 4** corresponde a la losa de voladizo sobre el eje del diafragma. Ver **FIG. 4.12**.

Para la asignación de las secciones a las barras, se debe de introducir un factor de reducción a las secciones, debido a que al asignarlas, éstas se superponen y para evitar que la carga muerta de los elementos que se superponen se tome repetidamente. Para mayor claridad de los elementos descritos se muestra la **FIG. 4.12** y una vista en planta de la ubicación de dichos elementos en el **ANEXO 4.55**.

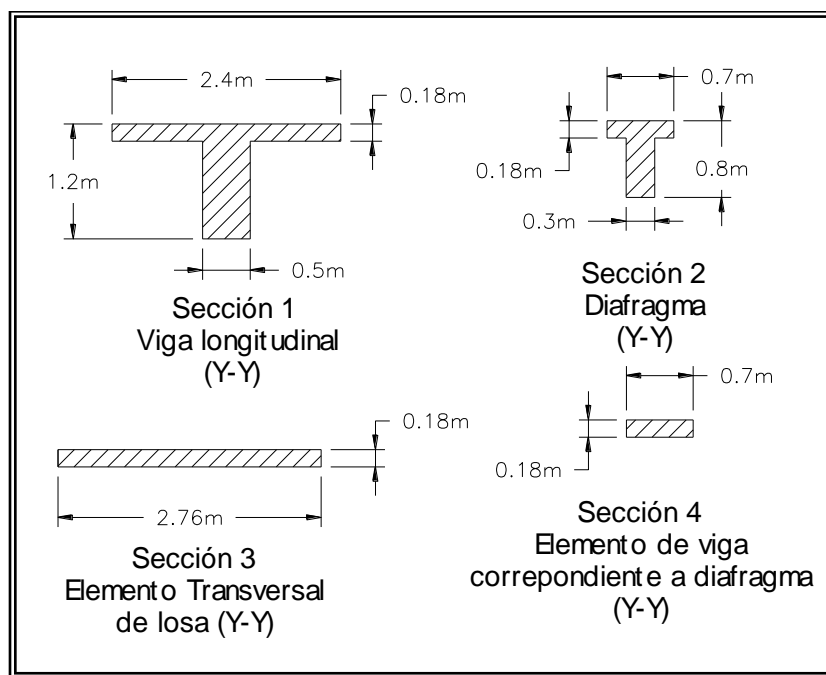


FIG. 4.12 Secciones de las barras de la malla a modelar.

a.2) Creación del modelo en SAP2000.

Seguindo los pasos descritos en el Capítulo 3 se procederá a dibujar la malla con la distribución y dimensiones presentadas anteriormente. El proceso de la definición de la geometría que incluye el establecimiento de las unidades de trabajo, la creación del nuevo modelo, la modificación del sistema de coordenadas, la definición de los materiales, la definición de secciones, el dibujo de las barras y la asignación de secciones a barras fueron descritos detalladamente en el paso #5 del Capítulo 3. Ver FIG. 4.13, FIG. 4.14 y FIG. 4.15.

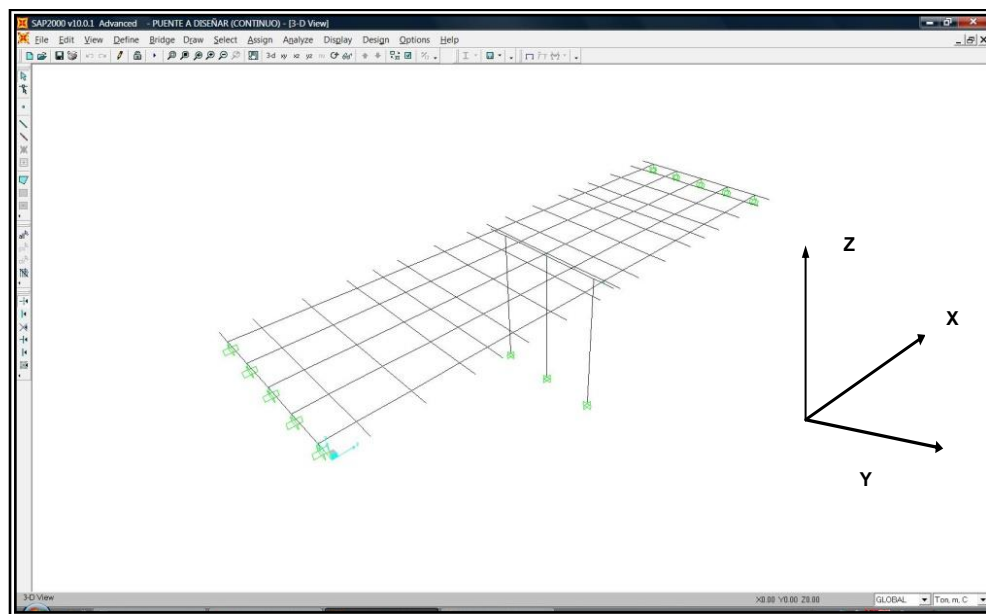


FIG. 4.13 Dibujo de la malla.

Para el modelo de la pila en la cual se incluye la cabeza de martillo y sus columnas, se ha realizado modelando cada uno de los elementos en forma de barras al igual que el tablero del puente, Ver FIG. 4.15. Las dimensiones ingresadas al programa de cada uno de estos elementos (cabeza de martillo y columnas) son las obtenidas del predimensionamiento del paso # 3 de este capítulo. La secciones se pueden observar en la FIG. 4.14.



FIG . 4. 14 Definición de las secciones de las barras.

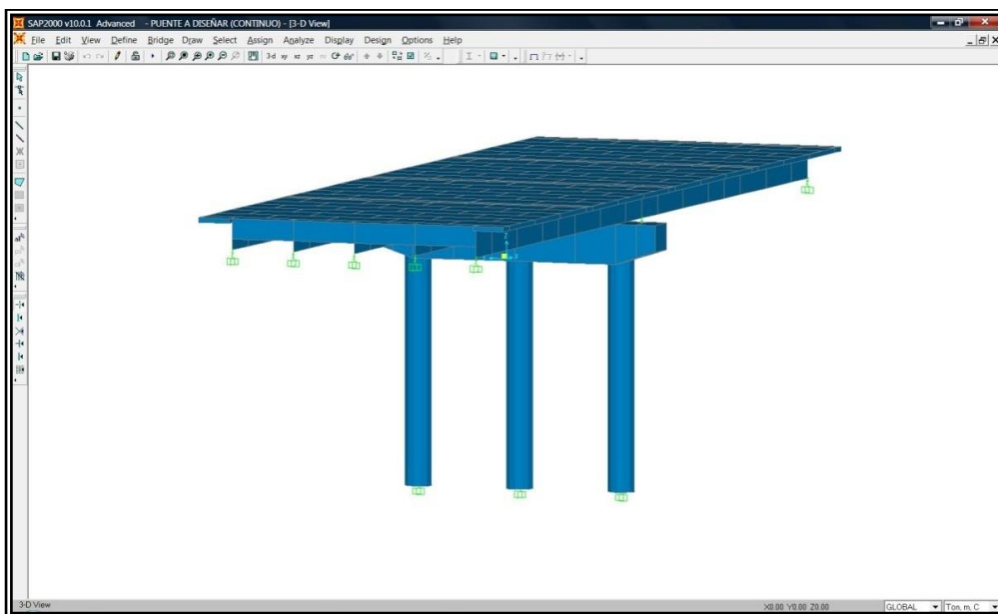


FIG . 4. 15 Vista tridimensional del modelo.

b) Asignación de restricciones en apoyos.

b.1) Rigideces de apoyos.

Para modelar los apoyos elásticos del puente se utilizan resortes, por lo que se debe calcular la rigidez que éstos proporcionan. Estas rigideces se pueden estimar con las ecuaciones básicas de mecánica de materiales y las propiedades mecánicas del elastómero, tal como se resume a continuación.

*Datos de propiedades mecánicas del apoyo.*³¹⁷

$$G = 1.75 \text{ MPa} = 178.389 \text{ Ton/m}^2$$

$$E = 6.73 \times G \times S^2$$

Donde:

G: Módulo de cortante del material elástico.³¹⁸

E: Módulo de elasticidad del material elástico.³¹⁹

S: Factor de forma del apoyo.

Para estimar los valores de la rigideces de los apoyos, que son modelados como resortes se necesitan tener las dimensiones del apoyo, en las cuales, por no tener un criterio en base a experiencia propia se asumirán las dimensiones iniciales de 30 cm x 40 cm x 4 cm. Estas dimensiones se revisaran con el análisis de los resultados que se obtengan del programa, asignando las dimensiones finales en dicho proceso.

Para el cálculo de las rigideces de los elastómeros se procederá de la siguiente manera:

Factor de forma: se calcula de la relación entre el área de compresión del apoyo y el área lateral libre de deformación. Para apoyos rectangulares se tiene la expresión:

$$S = \frac{A \times B}{2 \times t \times (A + B)}$$

$$S = \frac{30 \times 40}{2 \times 4 \times (30 + 40)} = 2.143$$

$$E = 6.73 \times 1.75 \times 2.143^2$$

$$E = 54.088 \text{ MPa} = 5513.514 \text{ Ton/m}^2$$

Donde:

A: Ancho del apoyo.

³¹⁷ Nota: Valor promedio de los rangos indicados por la AASHTO en el Capítulo 14.

³¹⁸ Nota: Valor promedio de los datos propuestos por la AASHTO.

³¹⁹ Nota: Expresión para estimar el módulo de elasticidad en función del factor de forma del apoyo tomada de Analysis of compression of hollow circular elastomeric bearings, Constantinou, Kartoum, Kelly; Eng. Struct. 1992, Vol 14, N° 2. Desarrollo y fabricación de aisladores sísmicos de goma laminada circulares huecos, Juan Vargas P., 1996.

B : Largo del apoyo .

t : Espesor del apoyo . Ver FIG . 4.16 .

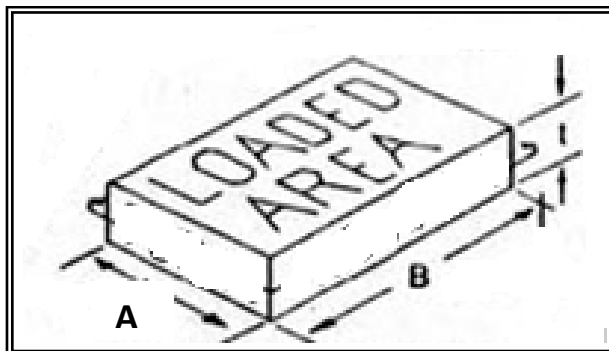


FIG . 4. 16 Vista tridimensional del apoyo elástico .

La rigidez vertical se calcula con la siguiente expresión ³²⁰ :

$$K_v = \frac{E_c \times A_{tr}}{t}$$

$$K_v = \frac{5513.514 \times 0.4 \times 0.3}{0.04}$$

$$K_v = 16540.542 \text{ Ton/m}$$

$$K_v = 165.405 \text{ Ton/cm}$$

Donde:

A_{tr}: Área transversal a compresión .

La rigidez horizontal se calcula con la siguiente expresión ³²¹ :

$$K_h = \frac{G \times A_v}{t}$$

$$K_h = \frac{178.389 \times 0.4 \times 0.3}{0.04}$$

$$K_h = 535.168 \text{ Ton/m}$$

$$K_h = 5.352 \text{ Ton/cm}$$

Donde:

A_v = Área transversal a cortante .

³²⁰ Fuente: Ver bibliografía .

³²¹ Idem 319 .

La rigidez rotacional se estima con la siguiente expresión³²²:

$$K_{\theta x} = \frac{E \times I}{t}$$

$$K_{\theta} = \frac{5513.514 \times 1.6 \times 10^{-3}}{0.04}$$

$$K_{\theta x} = 220.541 \frac{\text{Ton.m}}{\text{rad}}$$

$$K_{\theta y} = 124.054 \frac{\text{Ton.m}}{\text{rad}}$$

Donde:

I: Inercia de la sección transversal del apoyo en el eje de giro respectivo.

El Sistema de coordenadas (local) de las rigideces de los resortes lineales dentro del programa son considerados de la misma manera que los elementos tipo barra, ver **FIG. 4.17**, es decir que se tienen 3 ejes locales visualmente diferenciados de la siguiente manera:

- Eje local 1: Color rojo.
- Eje local 2: Color blanco.
- Eje local 3: Color Cian.

³²² *Nota: La rigidez rotacional es la misma para ambos de los ejes de giro debido a que el apoyo es cuadrado. Asumir la rigidez torsional como un valor grande.*

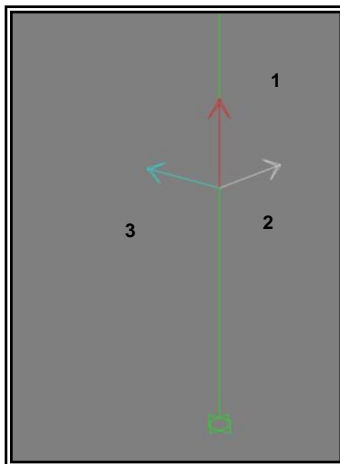


FIG . 4. 17 Sistema de coordenadas de los elementos tipo resortes (Local).

Para los elementos lineales de resorte “Link” verticales se tiene que los ejes locales se encuentran posicionados de la siguiente manera:

- Eje local 1: Verticalmente (A lo largo del elemento).
- Eje local 2: Horizontalmente (Chequear dirección visualmente en el programa).
- Eje local 3: Horizontalmente (Chequear dirección visualmente en el programa).

Modelado de los apoyos elastoméricos.

La asignación de las restricciones en los apoyos incluye la definición de las propiedades mecánicas del elastómero como su rigidez, que se calcularon anteriormente, como se muestra en la FIG . 4.18 y FIG . 4.19. Se propone además que el tablero estará restringido a traslación en la dirección transversal mediante topes sísmicos ubicados sobre los estribos, es decir solamente se permitirán desplazamientos longitudinales con una deformación máxima de 2.5 cm, el cual se encuentra limitado de igual manera mediante los topes sísmicos. Para los apoyos de la pila se considera que tienen libertad a la traslación en cualquier dirección, por lo que tendrá 2 tipos de apoyos. Estas condiciones de restricción son seleccionadas debido a que se disminuye el efecto de las fuerzas laterales que actúan sobre la pila, por lo que se trasladan a los elementos que poseen mucha mayor rigidez, es decir a los estribos del puente. Para modelar los apoyos restringidos se eligira la propiedad Fixed ya que

esto restringe la traslación en dos direcciones y se deja libre la rotación, ver FIG .

4.18.

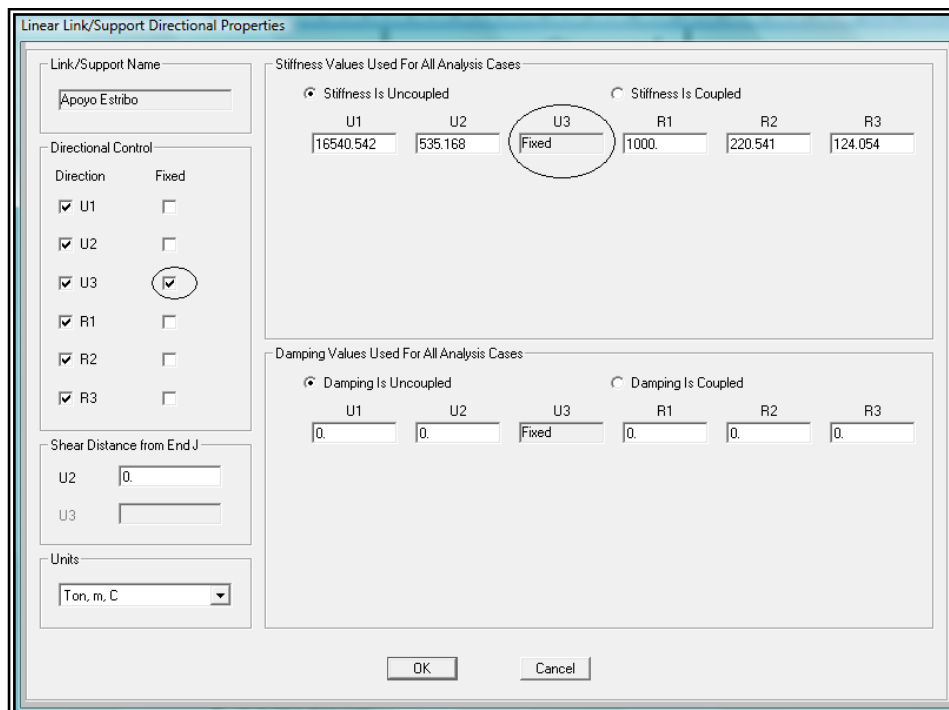


FIG . 4. 18 A signación de propiedades al apoyo elastomérico.

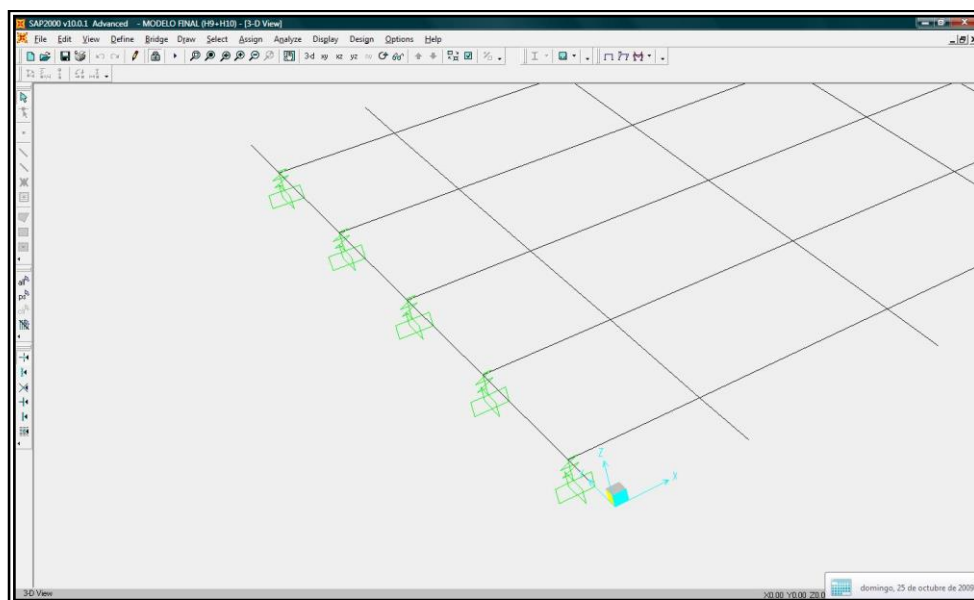


FIG . 4. 19 M odelado de los apoyos elastoméricos.

c) Ingreso de cargas.

A continuación se describen cada una de las hipótesis de carga consideradas para el puente modelado mediante el SAP2000. Estableciendo en primer lugar los pesos índices utilizados para el cálculo de las cargas muertas. Ver **Tabla 4.5**.

M A T E R I A L	P E S O I N D I C E (K g / m ³)
Concreto	2400
Acero	7850
Superficie de rodamiento bituminoso	2250
Suelo de relleno	1200

Tabla 4.5 Pesos índices de los materiales utilizados en el diseño del puente.

I- Hipótesis de peso propio. (DC).

Esta hipótesis consiste en considerar el peso de todos los elementos estructurales que conforman el puente. El cálculo del peso propio de los elementos lo realiza el programa en forma automatizada, considerando la sección transversal del elemento y el peso volumétrico del material que es asignado en forma manual a la sección durante la creación del material del elemento. Debido a que en el método de la malla los elementos longitudinales y transversales se intercalan unos con otros, se deben asignar modificadores de peso y masa, lo cual en este caso para los elementos transversales que es la losa de tablero (sección 3) y losa en voladizo los modificadores no se alteran (valor de modificación de 1), ver **FIG. 4.20**. Para el caso de las vigas longitudinales (sección 1) y diafragma (sección 2) se vuelve a considerar el elemento losa (viga T), por lo que se debe modificar el valor del peso de dichos elementos para no considerar dos veces el peso de la losa, este valor de modificación se asigna dentro de la ventana de la creación de la sección que se observa en la **FIG. 4.21**.

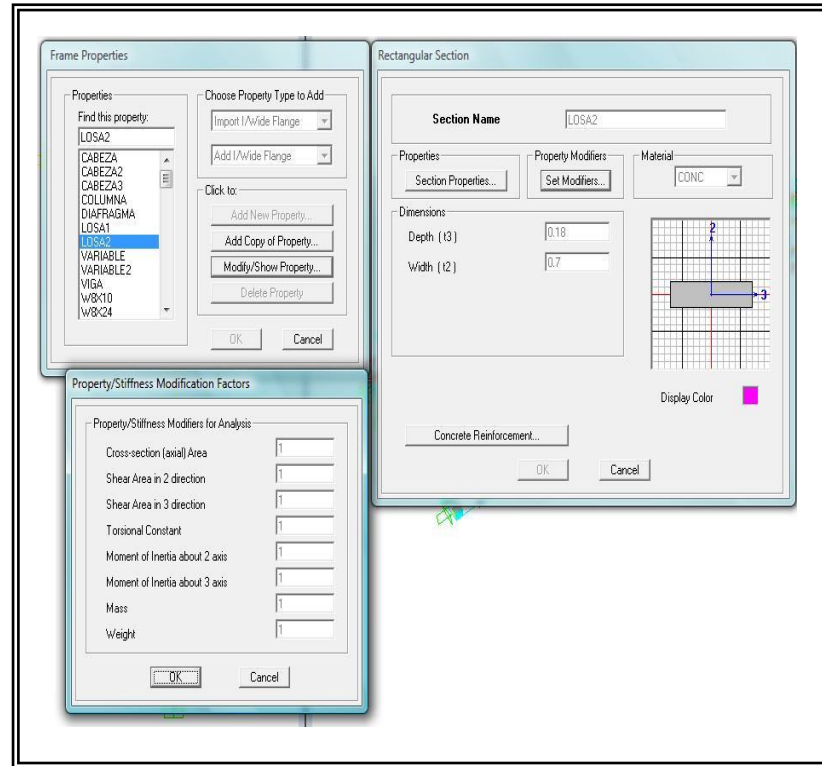


FIG. 4. 20 Modificadores de peso y masa para la losa.

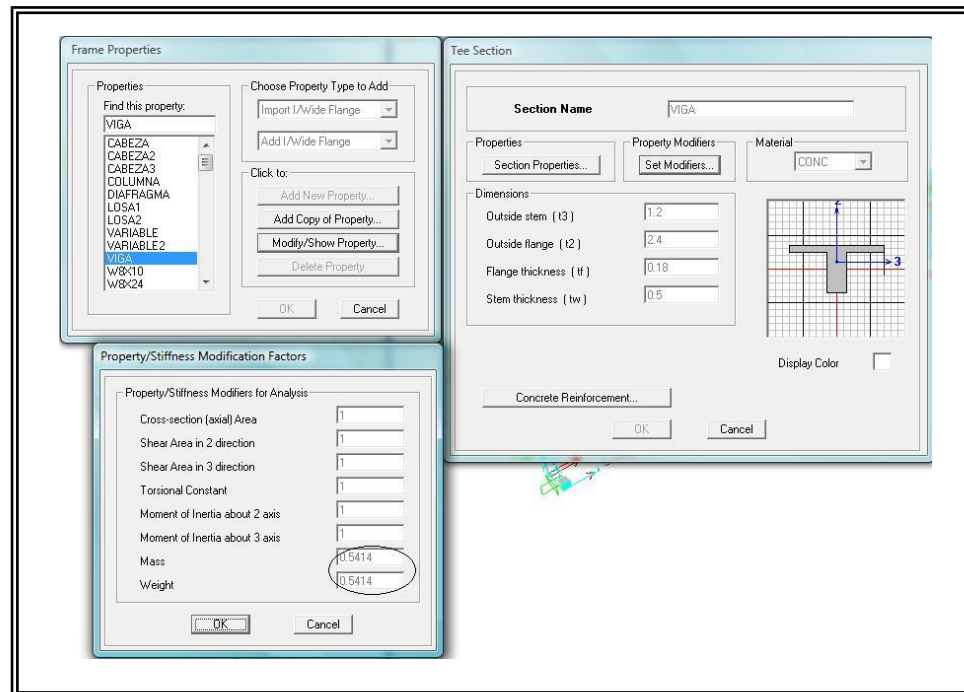


FIG. 4. 21 Modificadores de carga para las vigas longitudinales.

II- Hipótesis de sobrecarga muerta. (DW).

Esta hipótesis consiste en la consideración de todos los pesos permanentes sobre el puente, generados por los elementos no estructurales tales como: capa de rodadura, barreras, tuberías, entre otros. La sobrecarga considerada en esta hipótesis comprende: una capa de material bituminoso de 10 cm de espesor para la superficie de rodadura, barrera vehicular (New Jersey), y baranda peatonal, distribuidos linealmente sobre los elementos de barra longitudinales en base a anchos tributario (Capa de rodadura), considerando que la losa del tablero trabaja de forma unidireccional debido que la relación largo-ancho es mayor que 2. Ver **FIG. 4.22**. Para el peso de la baranda se consideran cargas puntuales en los extremos del voladizo, que de igual manera se han calculado en base a anchos tributarios.

III- Hipótesis de carga peatonal. (PL).

La hipótesis de carga peatonal consiste en ubicar un peso por unidad de área de 3,600 Pa sobre la zona destinada a la circulación de los peatones, este artículo (3.6.1.6 de la AASHTO) aplica para aceras de más de 600 mm de ancho, por lo que en este caso es aplicable, de manera que por tener elementos de barra es distribuida linealmente sobre estos, en base a anchos tributarios, Ver **FIG. 4.23**.

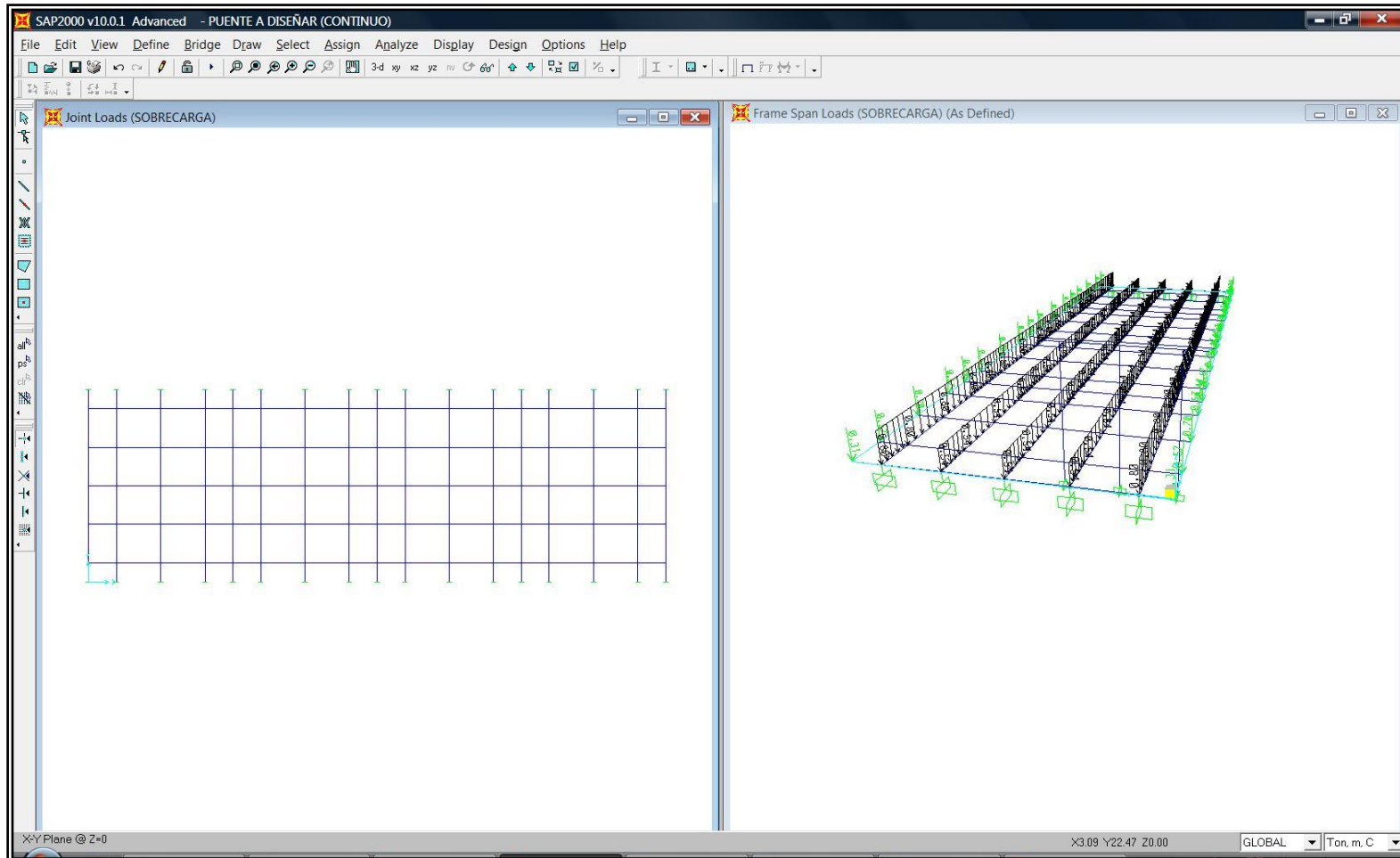


FIG-4 22 Carga del nodo con las sobrecargas (DW)

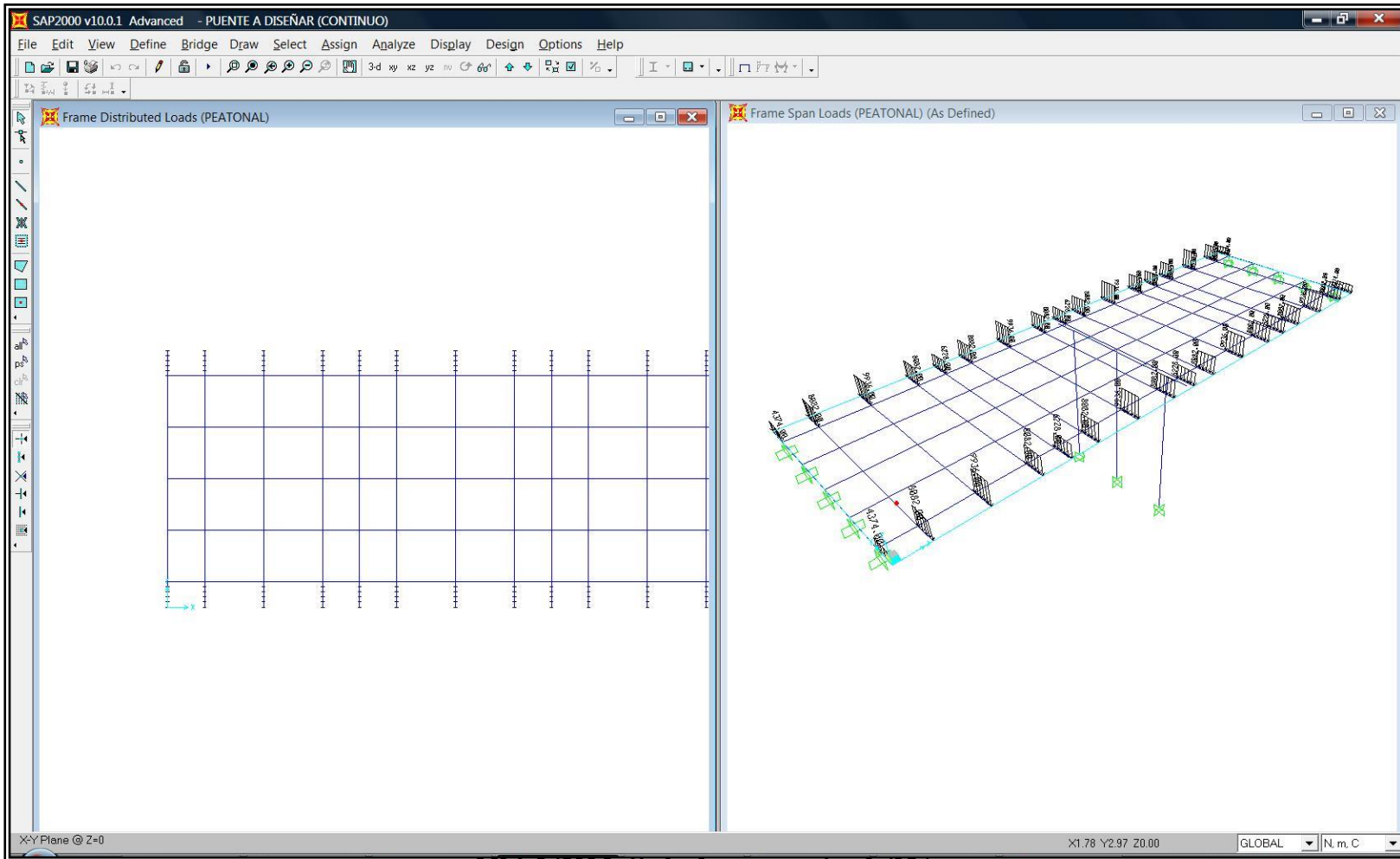


FIG 4.25 Hipotesis de carga peatonal. (11)

IV - Hipótesis de sobrecarga vehicular. (LL).

Dentro de esta hipótesis se consideran los camiones de diseño que indica la AASHTO, así como la carga de carril. Esta se puede dividir en una gran variedad, debido a las posiciones variables de los camiones de diseño para determinar las acciones internas más desfavorables para el puente, las distintas hipótesis de sobrecarga vehicular se describen en la **Tabla 4.5**, en donde la ***primera columna*** corresponde a la descripción del criterio para la ubicación de la hipótesis de sobrecarga vehicular, la ***segunda columna*** es la correspondiente la nomenclatura de la hipótesis de sobrecarga vehicular a utilizar, la ***tercera columna*** se refiere la figura en la cual se observa la posición de la sobrecarga viva, la ***cuarta columna*** indica la figura del ingreso de la carga al programa y la quinta columna corresponde el número de anexo en la cual se presenta hoja de cálculo para verificar la procedencia de las cargas ingresadas al programa.

HÍPOTESIS DELASOBRECARGA VEHICULAR(II)	FIG	FIG MODELO	ANEXO
H1: Consiste en ubicar el camión de diseño HL-93 con el eje más pesado directamente sobre el apoyo del estribo y los demás ejes dentro del tramo del puente, para generar la mayor reacción sobre los apoyos del estribo izquierdo*.	424-425	426	42-44
H2: Consiste en ubicar el camión de diseño HL-93 con el eje central más pesado directamente sobre el apoyo de la pila y por tanto los demás ejes a los lados izquierdo y derecho dentro de cada tramo del puente, para generar la mayor reacción sobre los apoyos de la pila.	427	428	45-47
H3: Consiste en ubicar el tandem de diseño con uno de sus ejes directamente sobre el apoyo del estribo y el otro eje dentro del tramo del puente, para generar la mayor reacción sobre los apoyos del estribo izquierdo.	429	430	48-410
H4: Consiste en ubicar el tandem de diseño con uno de sus ejes directamente sobre el apoyo de la pila y por tanto el otro eje a los lados izquierdo ó derecho de la pila del puente, para generar la mayor reacción sobre los apoyos de la pila.	431	432	411-413
H5: Consiste en la ubicación de la carga de camión uniformemente distribuida por unidad de área de 3,100 Pa en un ancho de camión igual a 30m más o menos el largo de todo el puente.	433	434	414
H5 (uspaal): Consiste en la ubicación de la carga de camión uniformemente distribuida por unidad de área de 3,100 Pa en un ancho de camión igual a 30m más o menos el largo de todo el primer tramo del puente. El objetivo de realizar esta hipótesis es generar un desbalance entre el primer y segundo tramo mediante su combinación con otra hipótesis, obteniendo mayores momentos flexores.	435	436	414
H6: Consiste en la ubicación de dos camiones de diseño HL-93 separados como máximo una distancia de 1500 metros del eje delantero del primer camión y el eje trasero del segundo camión. Dicha distancia de 1500 m se debe ubicar a partir de la pila del puente. Esta hipótesis se realiza para obtener el momento negativo en tableros continuos.	437	438	415-417
H6 (tandem): Consiste en la ubicación de dos tandems de diseño separados como máximo una distancia de 1500 metros del eje delantero del primer y el eje trasero del segundo tandem. Dicha distancia de 1500 m se debe ubicar a partir de la pila del puente. Esta hipótesis se realiza para obtener el momento negativo en tableros continuos.	439	440	418-420
H7: Consiste en la ubicación de uno de los ejes del tandem de diseño sobre el centro del primer tramo, y el segundo eje en cualquier lado (izquierdo o derecho del centro). Esta hipótesis se realiza para obtener el momento positivo dentro del tramo de ubicación de los ejes del tandem.	441	442	421-423
H8: Consiste en la ubicación del eje central del camión de diseño sobre el centro del primer tramo, y los demás ejes a los lados izquierdo y derecho del centro. Esta hipótesis se realiza para obtener el momento positivo dentro del tramo de ubicación de los ejes del camión.	443	444	424-426
H9 y H10: Consiste en la ubicación del tandem y camión de diseño respectivamente en el punto donde se genera el mayor momento positivo dentro del tramo cargado**.	445,447	446,448	427-430
H11: Consiste en ubicar el tandem de diseño con uno de sus ejes a una distancia considerada como cinco efectivo (Pélate efectivo de la viga) a partir del apoyo de la pila cuyo valor por ser descomido hasta el momento, se puede considerar como 09 veces la altura de la viga. El otro eje se ubica al lado lejano de dicho apoyo. Esta hipótesis sirve para generar el mayor cortante sobre la viga.	449	450	438-440
H12: Consiste en ubicar el tandem de diseño con uno de sus ejes a una distancia considerada como cinco efectivo (Pélate efectivo de la viga) a partir del apoyo del estribo a igual que en la hipótesis H11.	451	452	441-444
H13: Consiste en ubicar el camión de diseño con el eje trasero a una distancia considerada como cinco efectivo (Pélate efectivo de la viga) a partir del apoyo del estribo, cuyo valor por ser descomido hasta el momento, se puede considerar como 09 veces la altura de la viga. Los demás ejes se ubican al lado lejano de dicho apoyo. Esta hipótesis sirve para generar el mayor cortante sobre la viga.	453	454	445-446
H14: Consiste en ubicar el camión de diseño HL-93 con el eje trasero a una distancia considerada como cinco efectivo (Pélate efectivo de la viga) a partir del apoyo de la pila a igual que en la hipótesis H13.	455	456	447-449

Tabla 4.6 Hipótesis para las sobrecargas vivas

* Nota: El espaciamiento entre ejes traseros del camión de diseño HL-93 se considera como 4.30 m, el cual es el valor mínimo que indica la AASHTO. Esta condición es la que genera mayores reacciones sobre, debido a que se encuentran más cercanos al apoyo.

**Para obtener el mayor momento flector positivo, se puede calcular la ubicación del centroide del camión de diseño mediante la siguiente ecuación, obtenida del análisis de una viga continua de dos tramos:

$$X^3 - \frac{5}{2}XL^2 + L^3 = 0$$

Donde:

X: punto de mayor momento flector positivo, medido desde el apoyo izquierdo.

L: longitud del tramo. (L = 18.31 m)

Resolviendo la ecuación tenemos que:

$$X = 7.92 \text{ m}$$

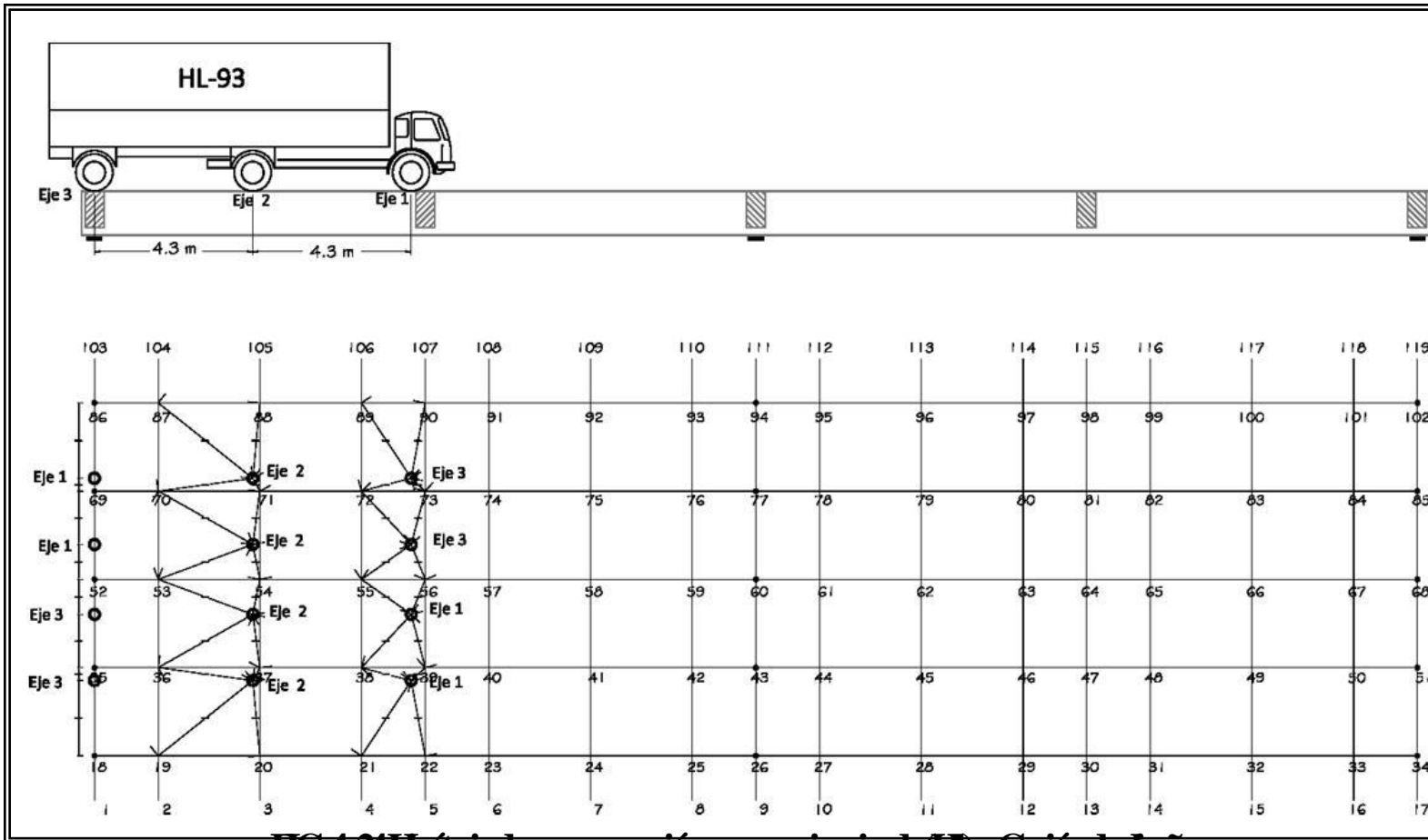


FIG 4 24 Hipótesis de mayor reacción en apoyo izquierdo (H1) - Cálculo de diseño

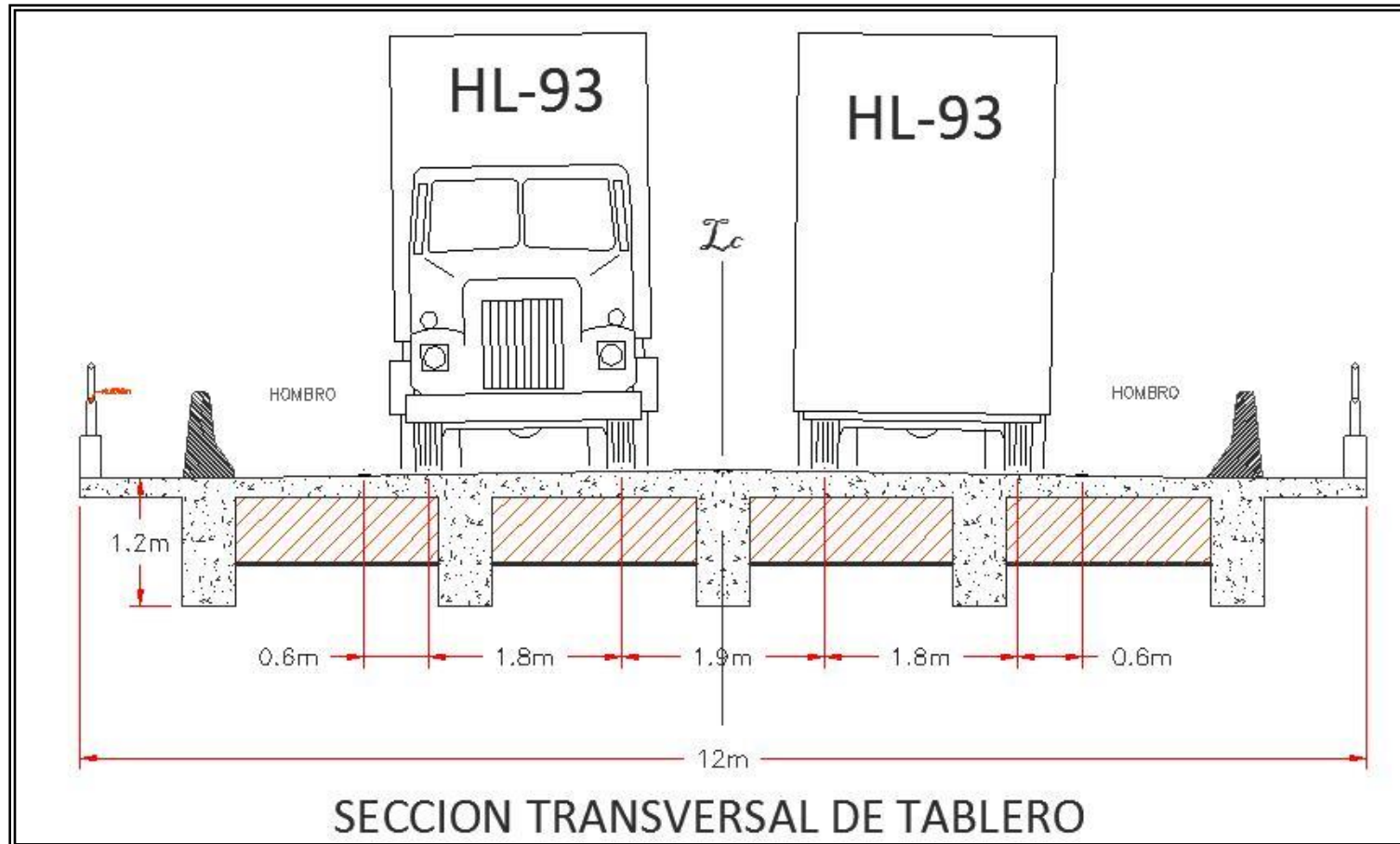


FIG 4 25 Separación de caniones de diseño para hipótesis³²³

³²³ *Nota. Se debe considerar otras hipótesis para cargar el tablero transversalmente, tal como ubicar ambos caniones separados 0.60m a partir del centro del tablero y de forma simétrica. Por propósitos ilustrativos solamente se tomó a la hipótesis mostrada en la figura.*

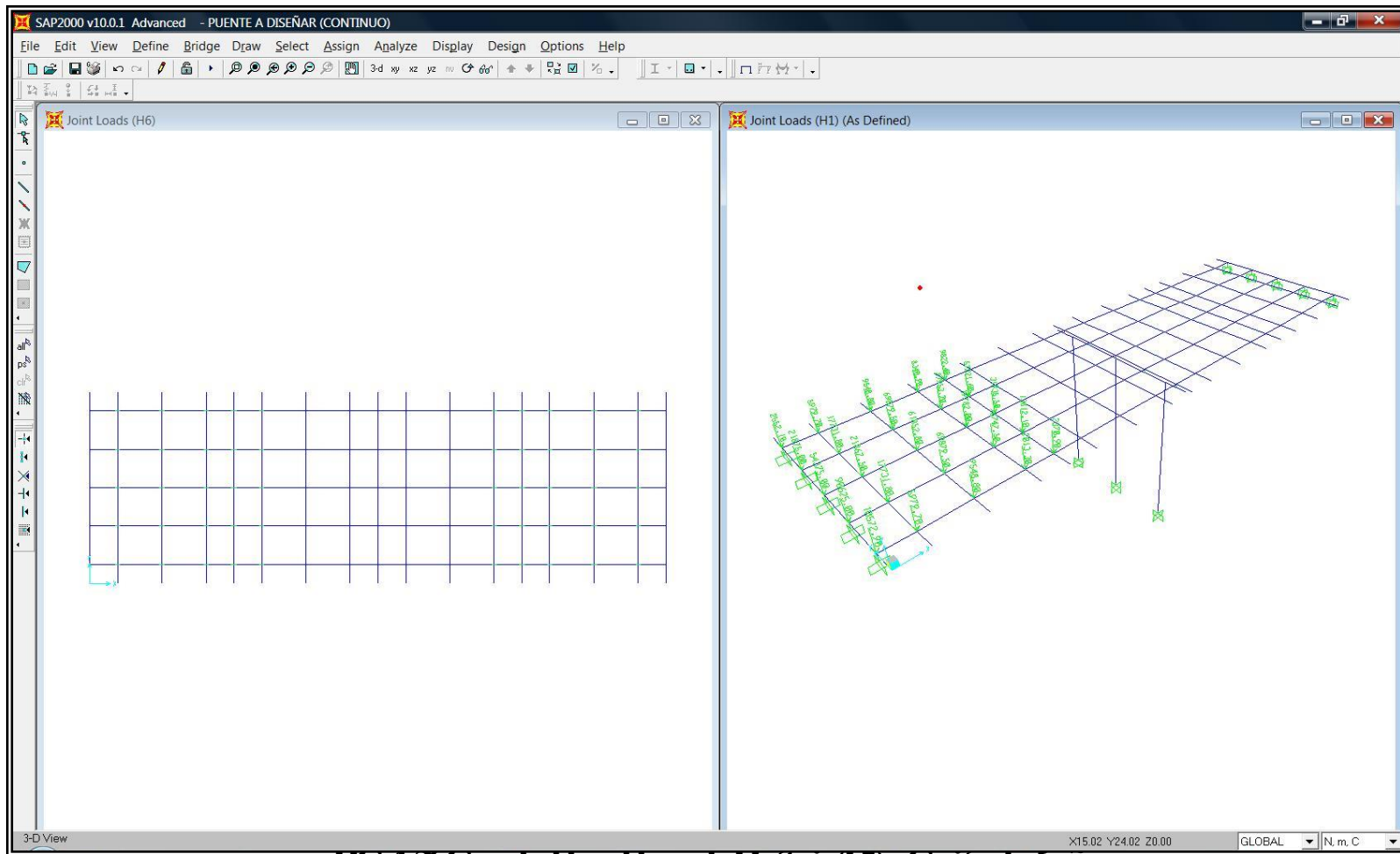


FIG 4.26 Carga de nodo con la Hipótesis (H1) - Como se diseña

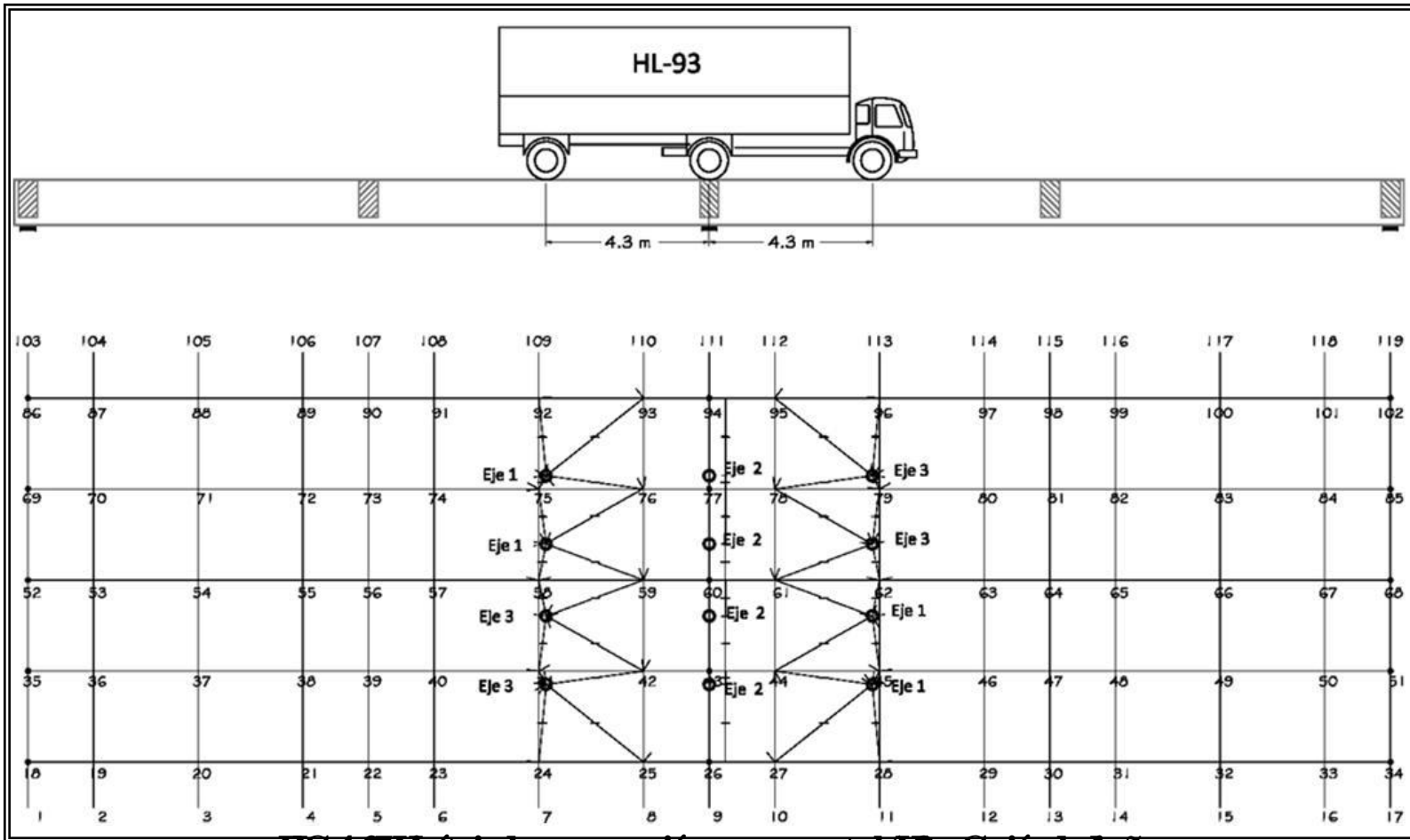


FIG 4 27 Hipótesis de mayor reacción en apoyo central (HD) – Cálculo de diseño

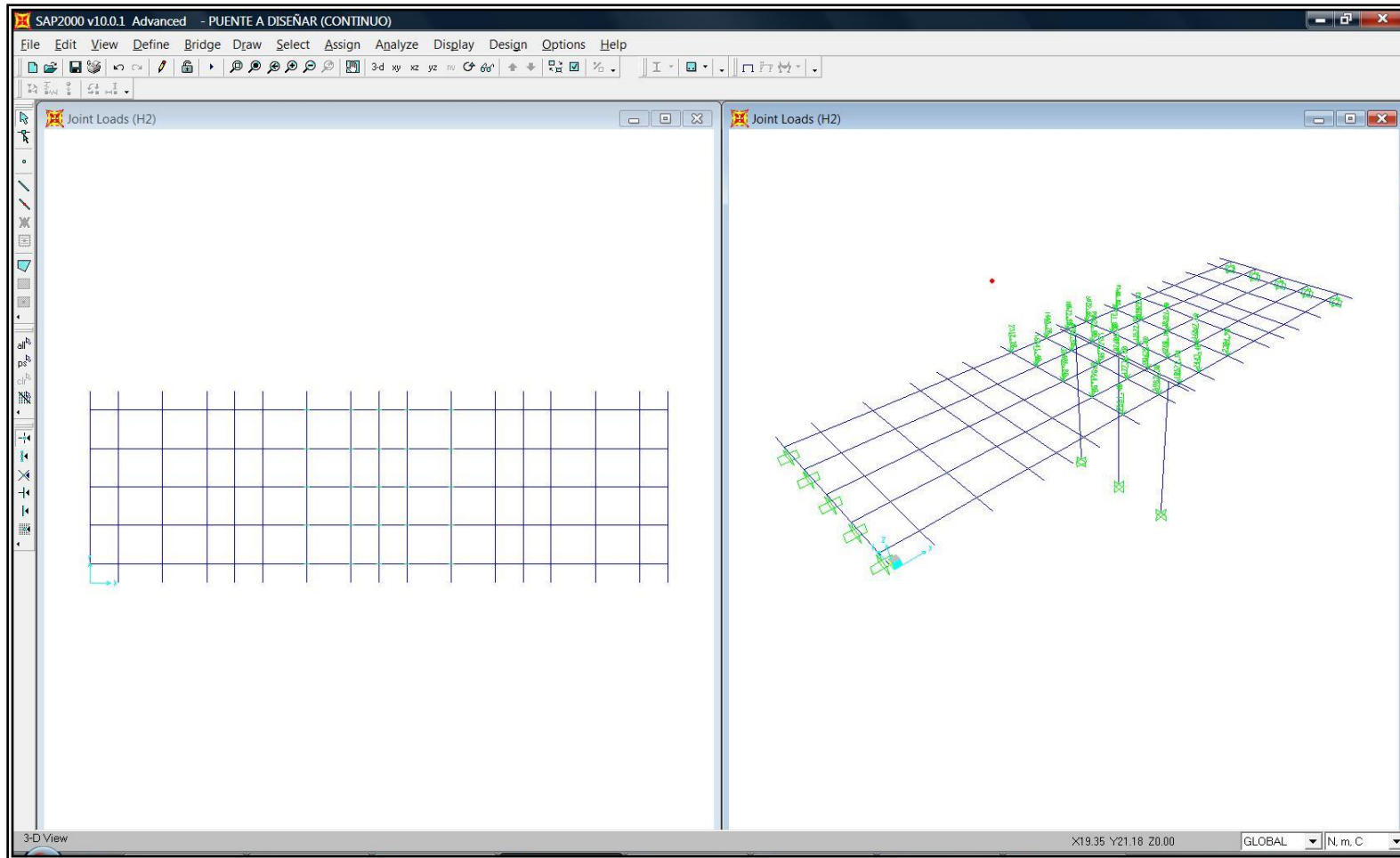


FIG 4 28 Carga del nodo con la Hipótesis (H2) – Cación de diseñ

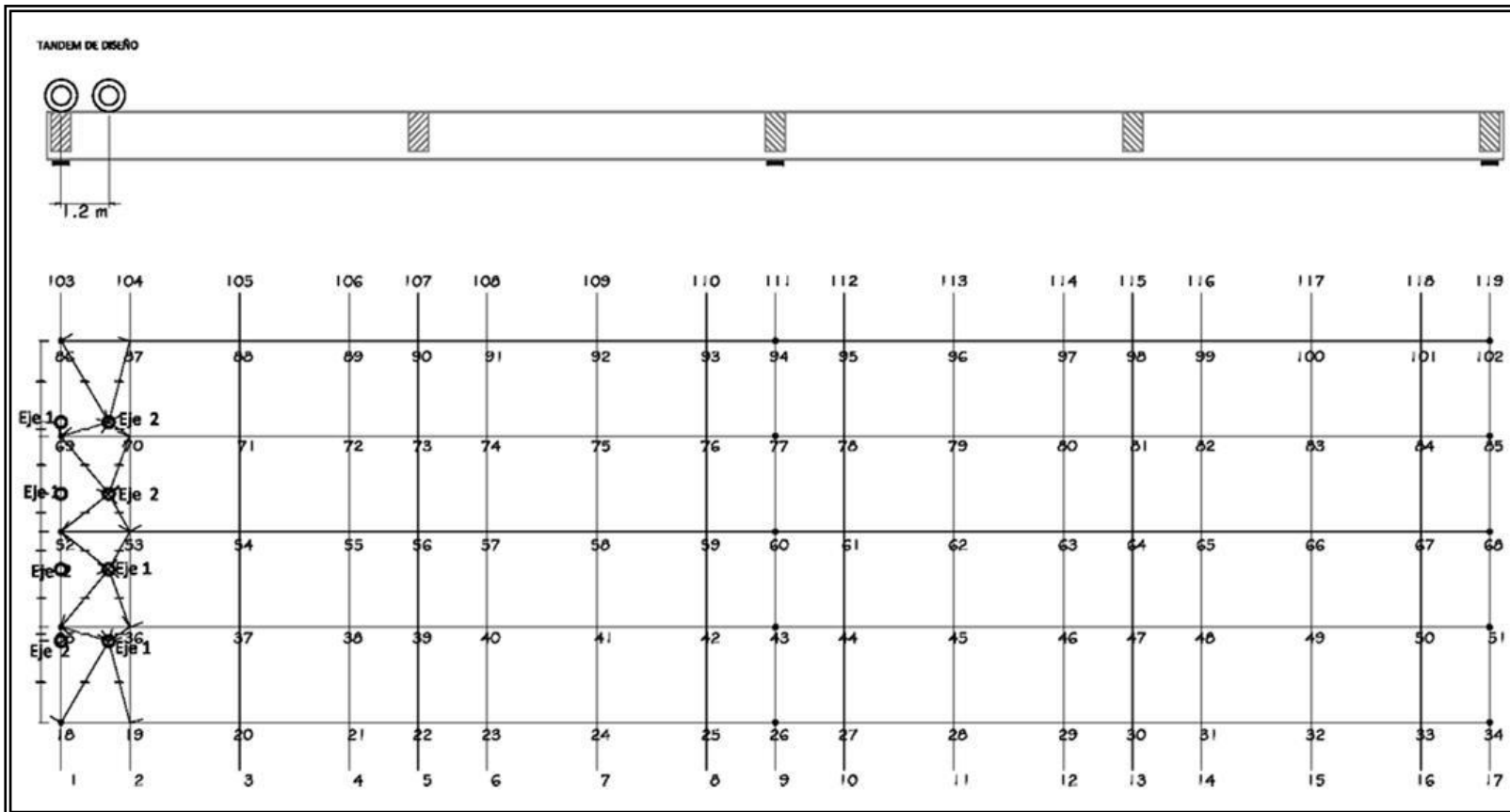


FIG 4 29 Hipótesis de mayor reacción en apoyo izquierdo (EB) – Tandem de diseño

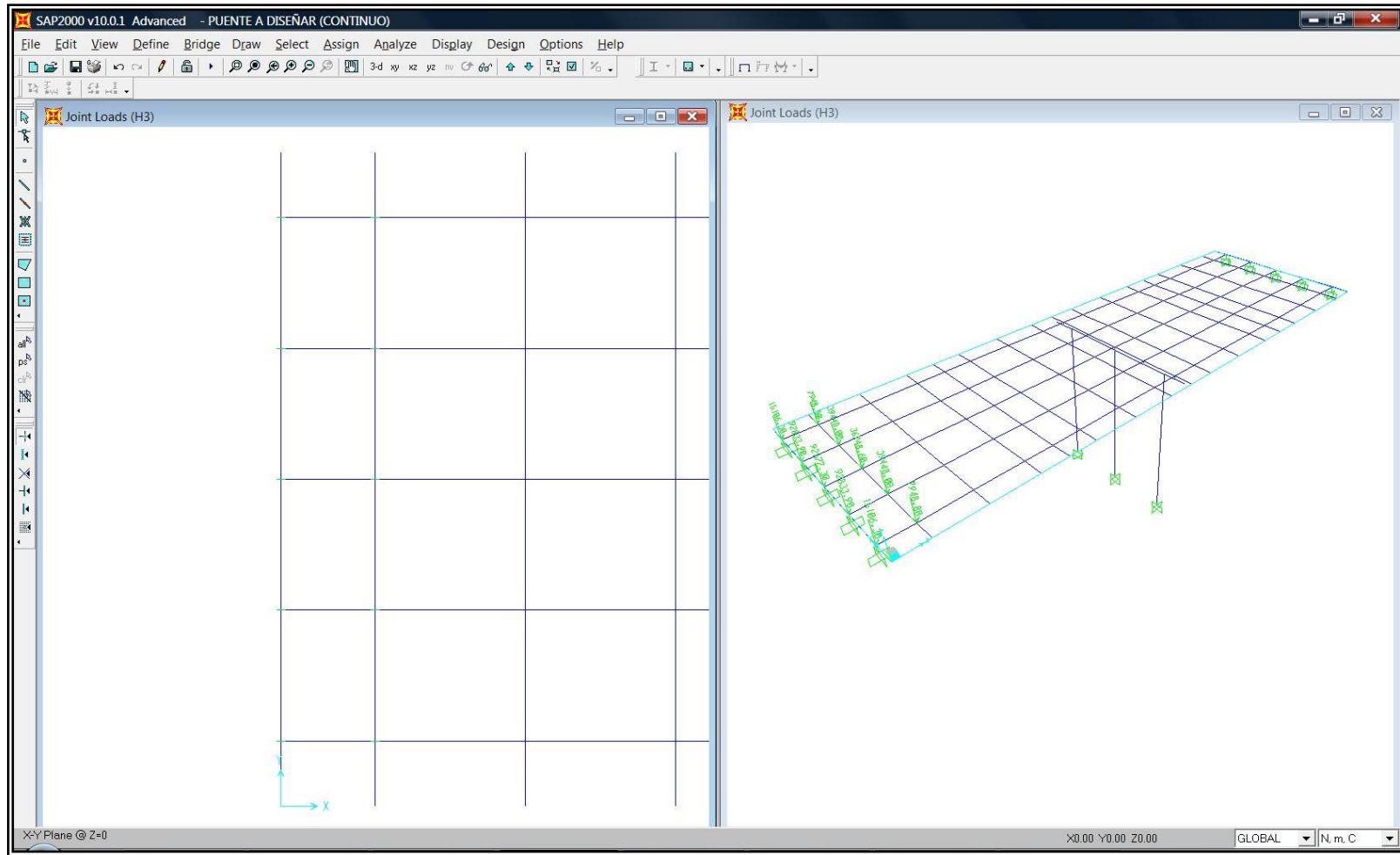


FIG 4.30 Carga del nodo con la Hipótesis (H3) – Tandem de diseño

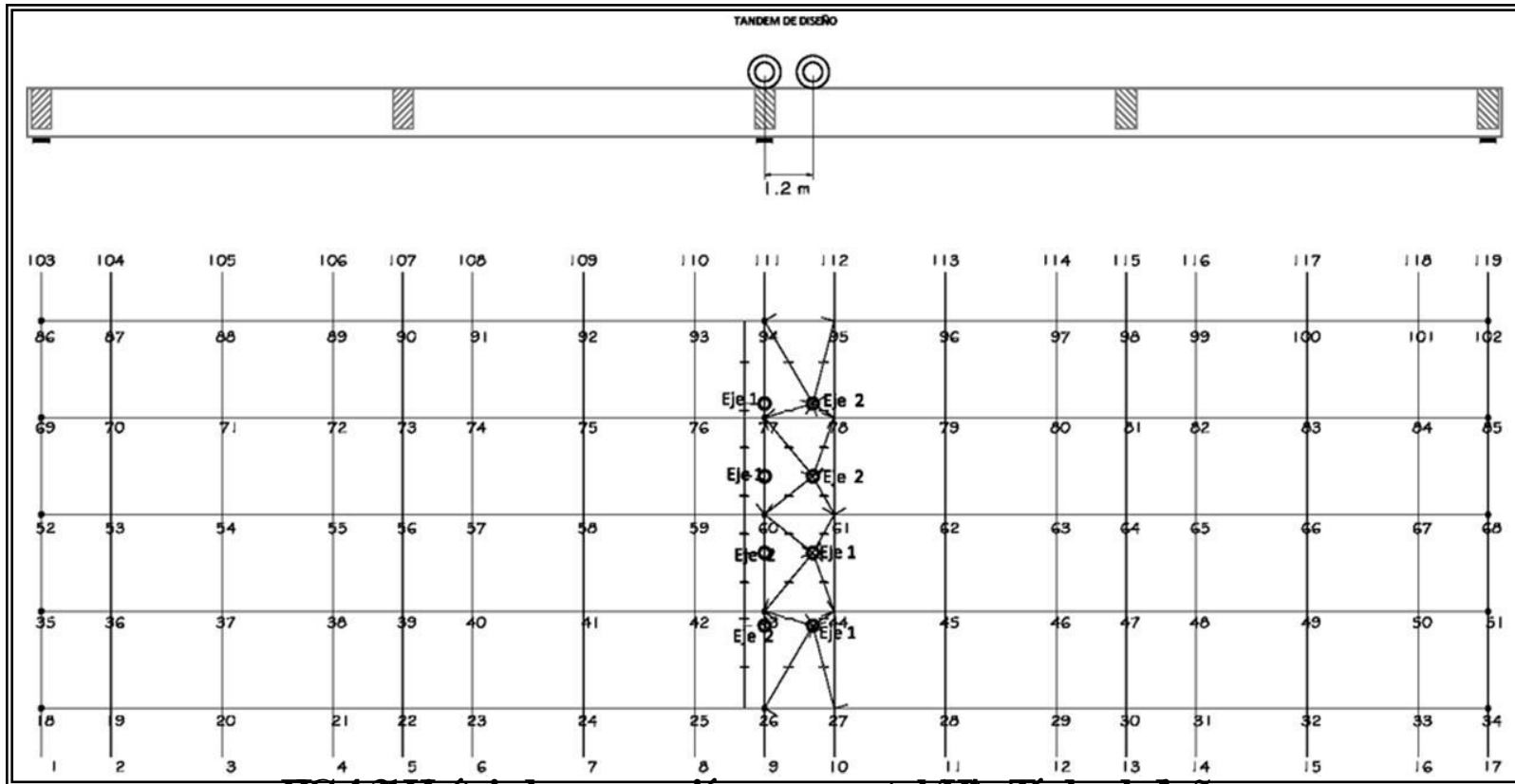


FIG 4.31 Hipótesis de mayor reacción en apoyo central (H4) – Tandem de diseño

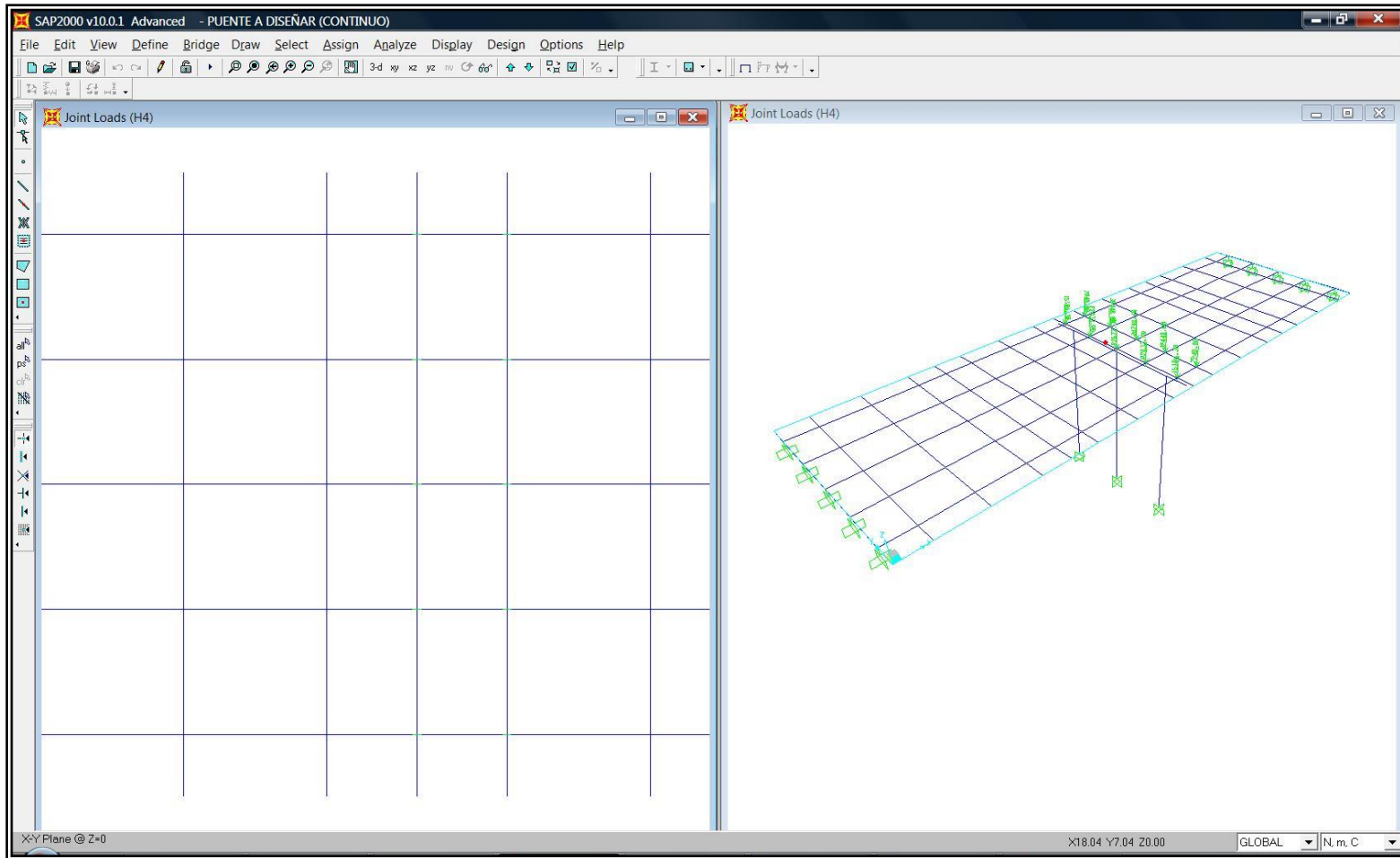


FIG 4.32 Carga del nodo con la Hipótesis (H4) – Tandem de diseño

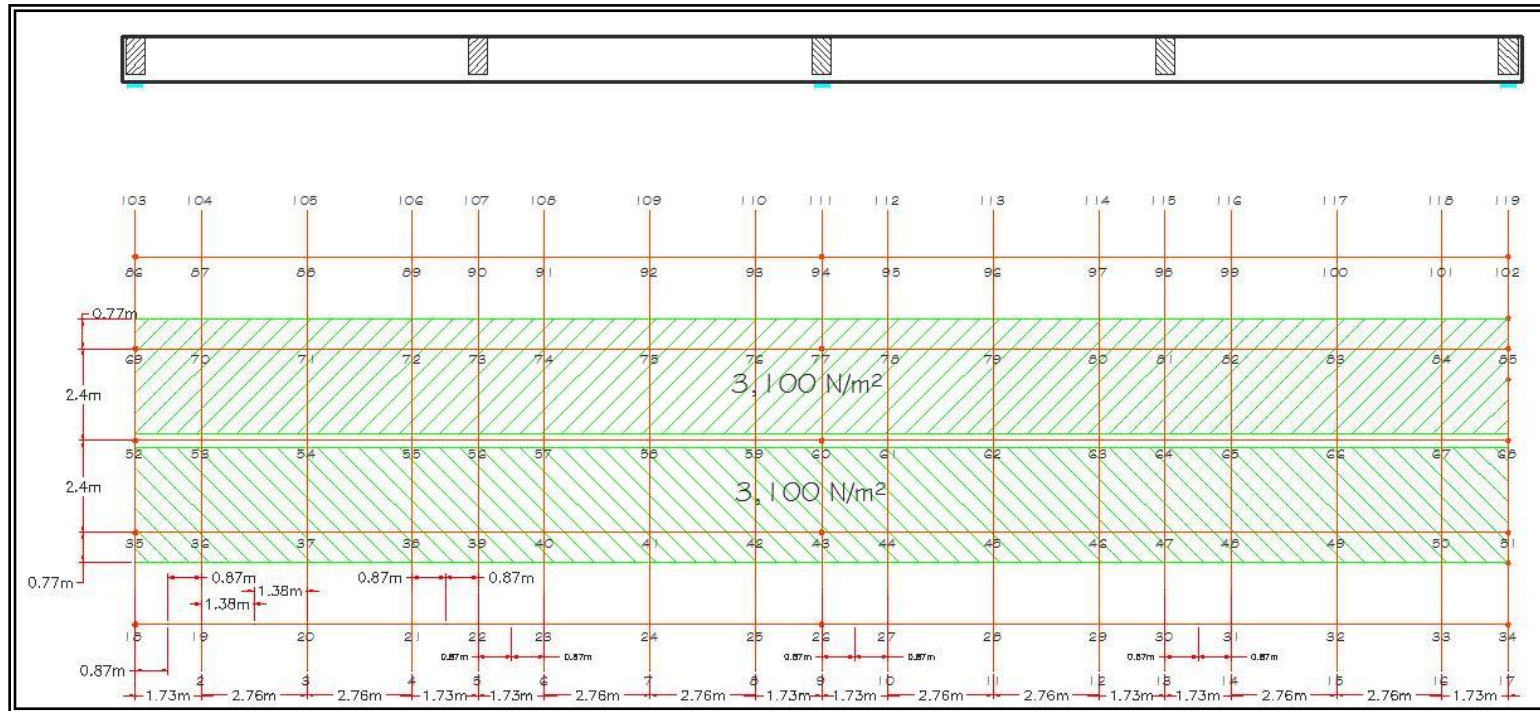


FIG-4 33 Carga de Caril de Diseño (H5).

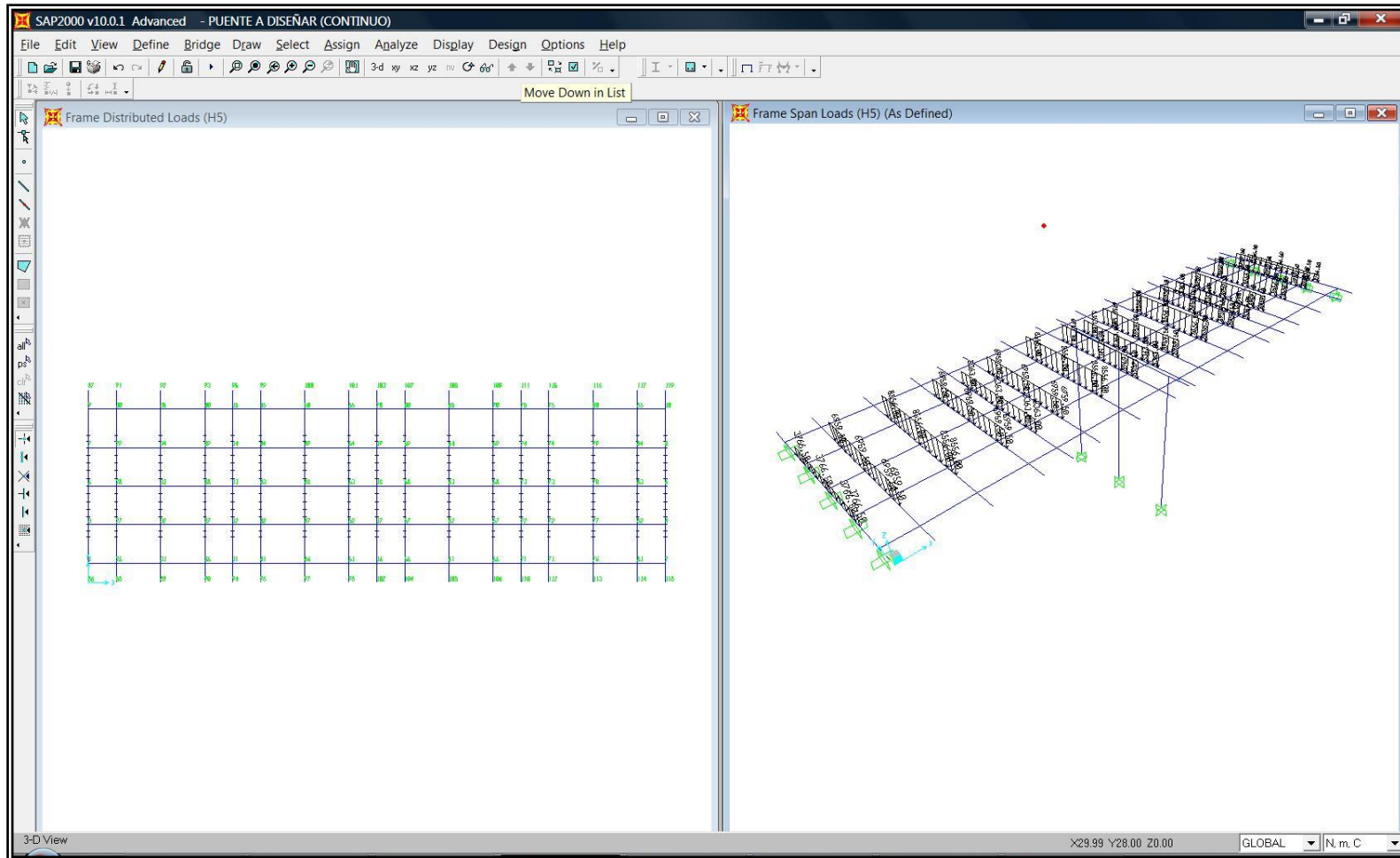


FIG 4 34 Carga con la Carga de Camil de Diseñ

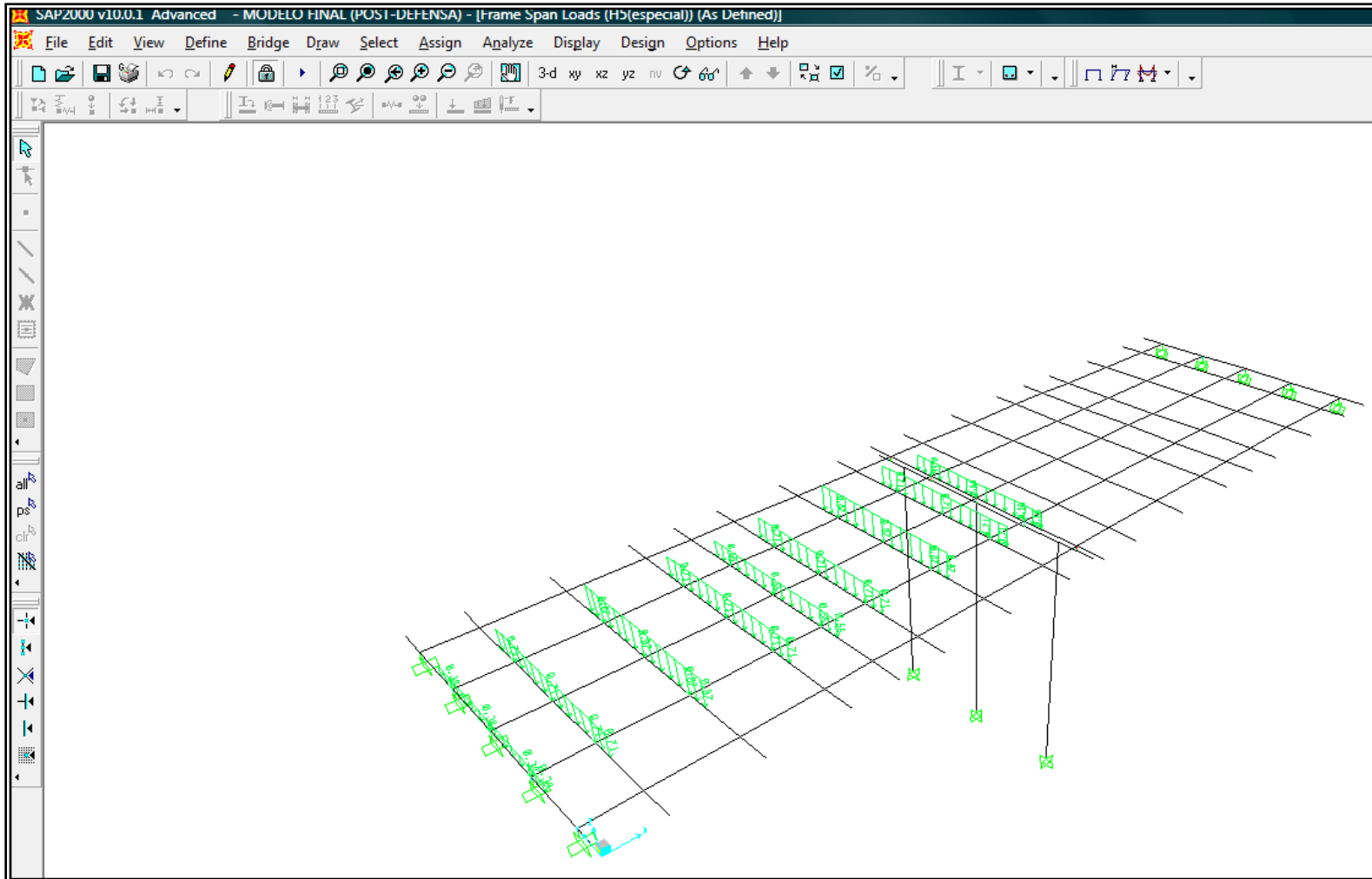


FIG 4.36 Carga de la Carga de Camil de Diseño especial (H5 ESPECIAL).

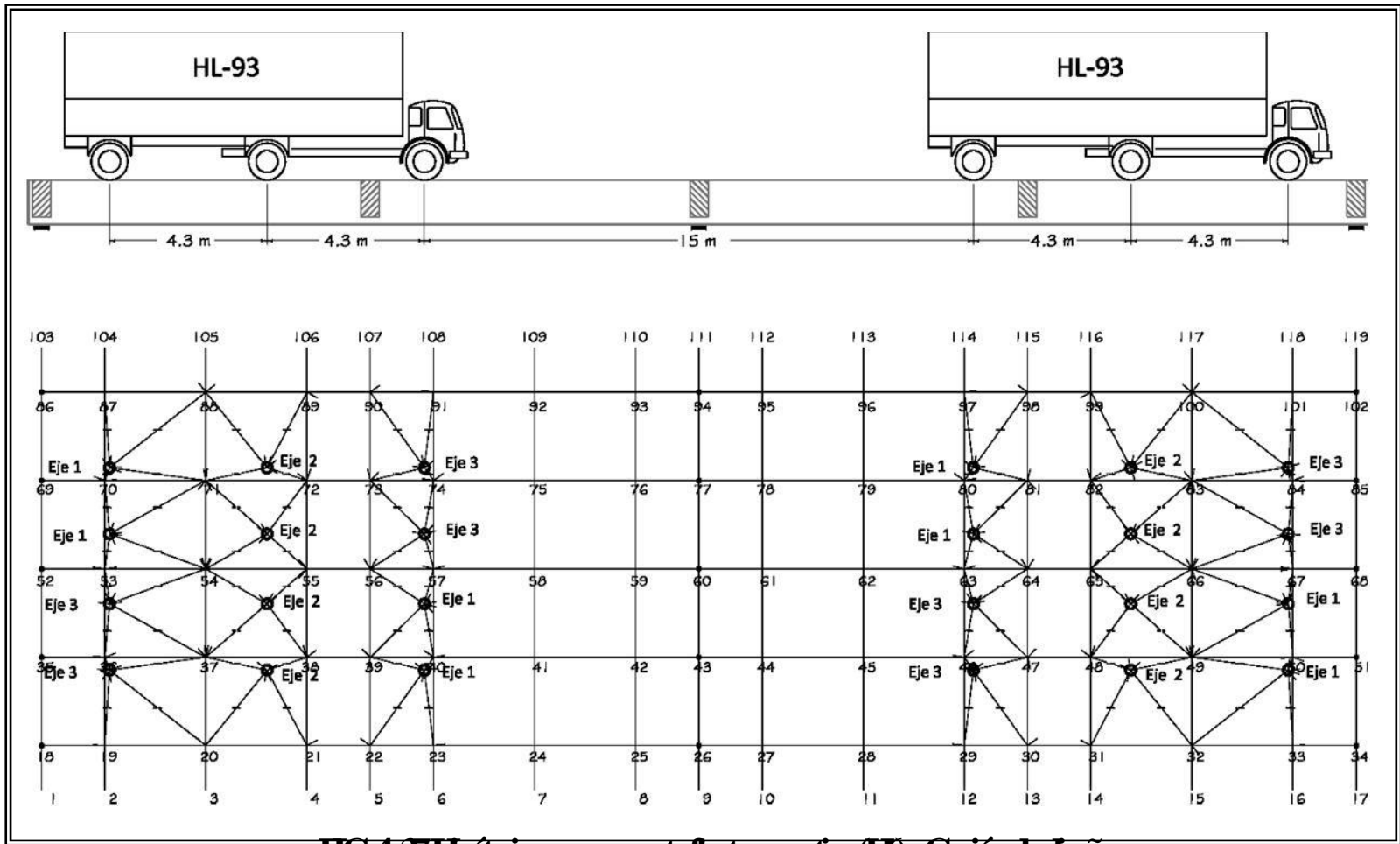


FIG 4.3/ Hipótesis praramento factor negativo (H) - Cálculo de sen

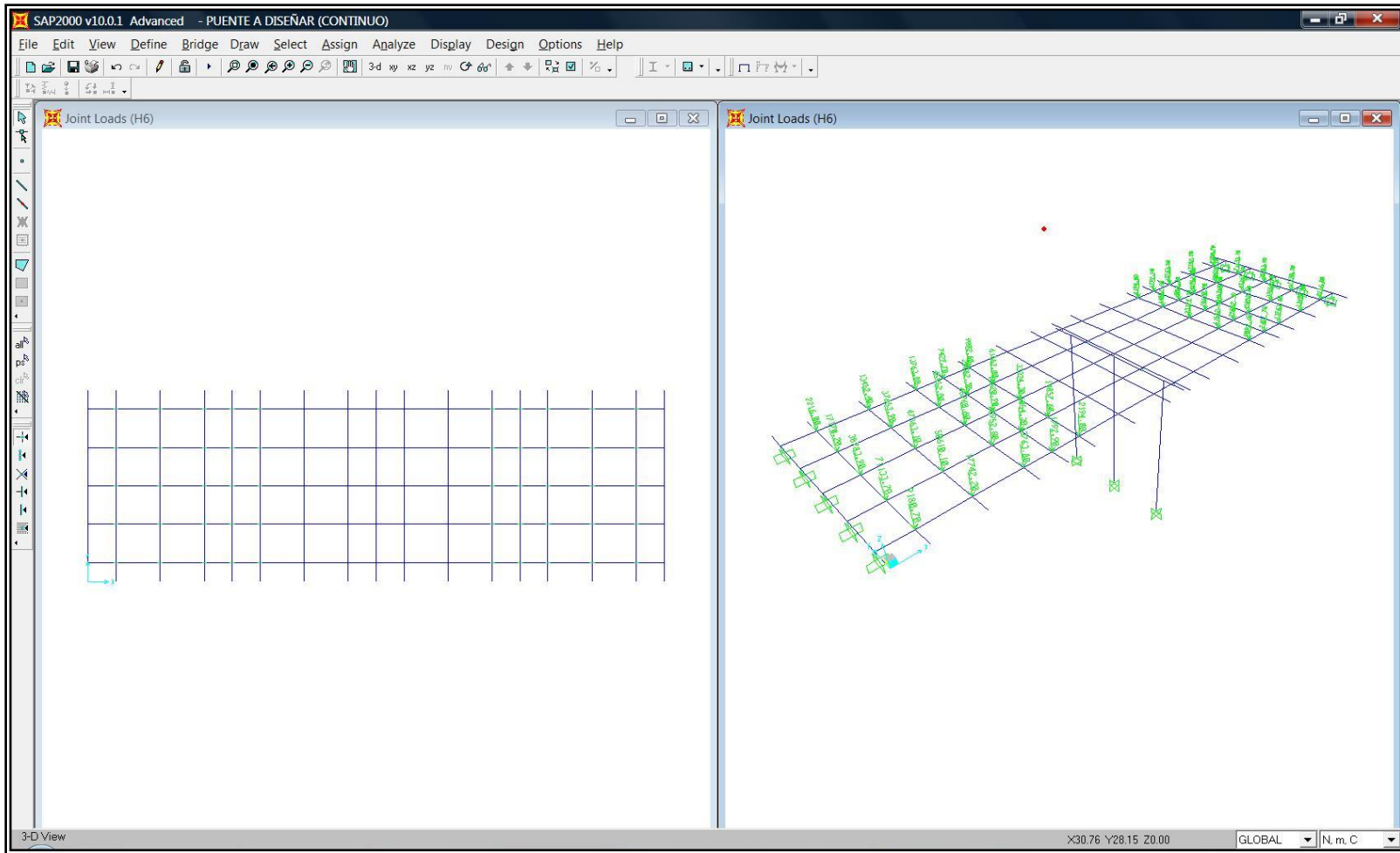


FIG 4.38 Carga del modelo con la Hipótesis (H6) - Canión de diseño

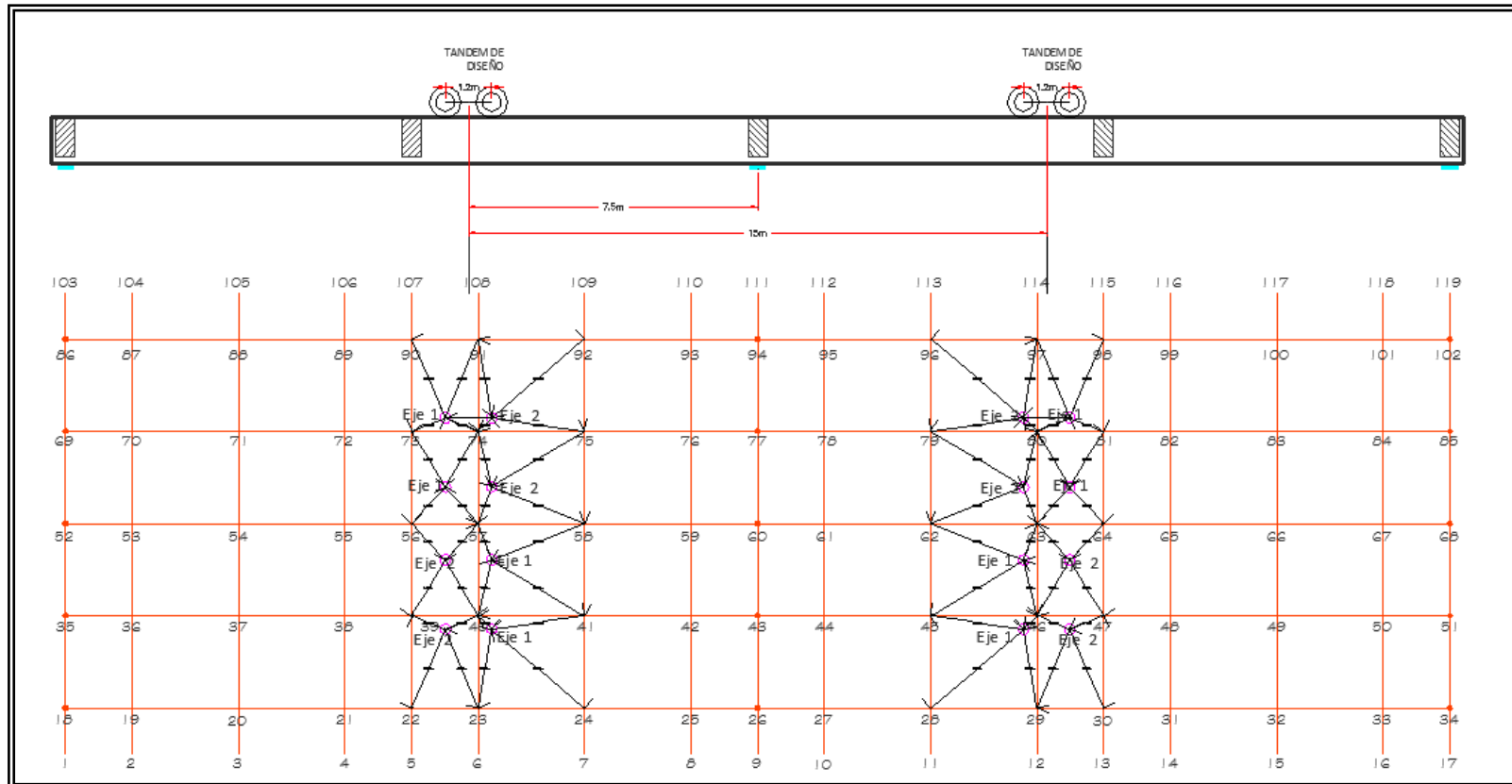


FIG 4 39 Hipótesis (H) – Tandem

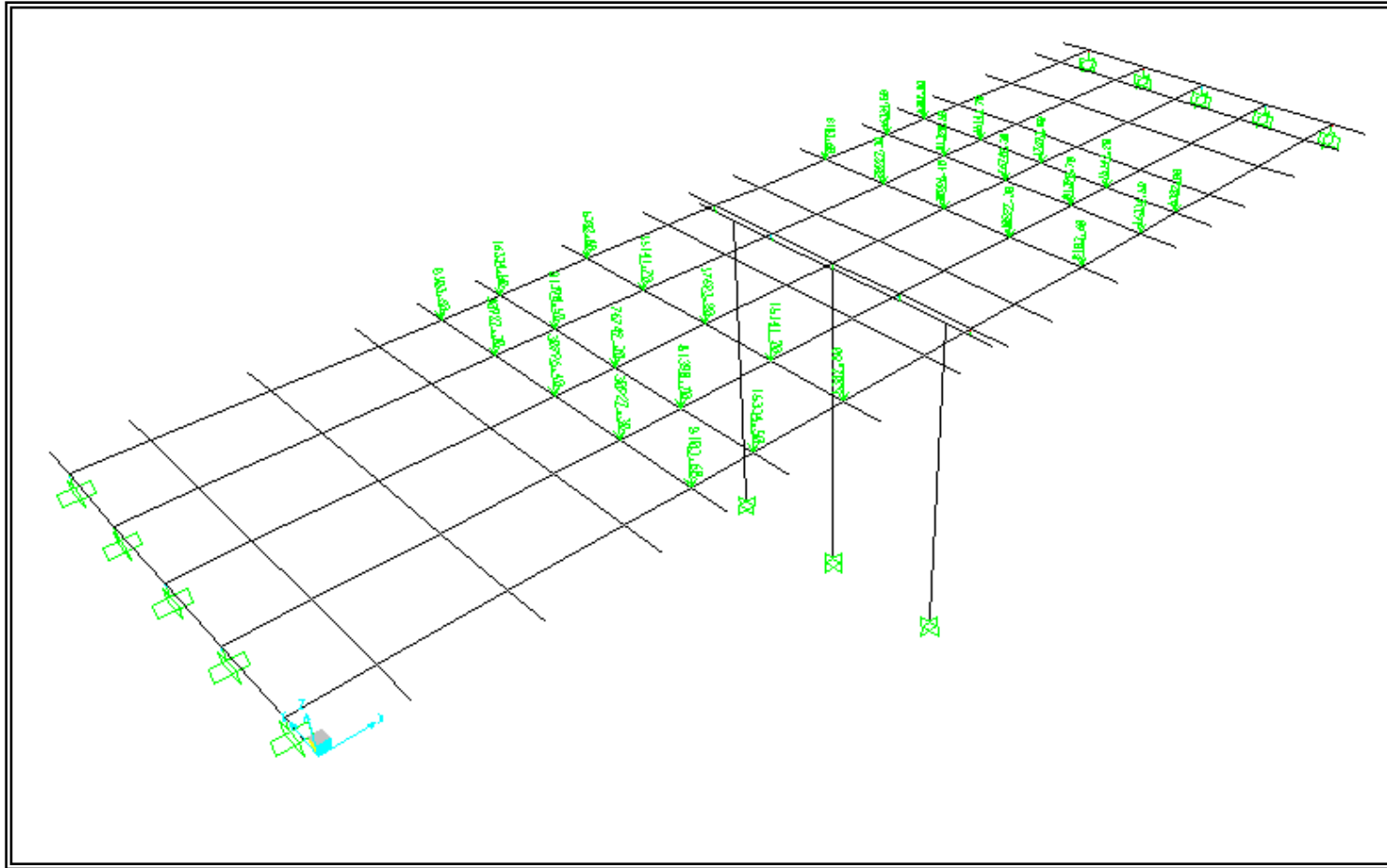


FIG 4 40 Cargade Hipótesis (Hb) –Tándem

TANDEM DE DISEÑO

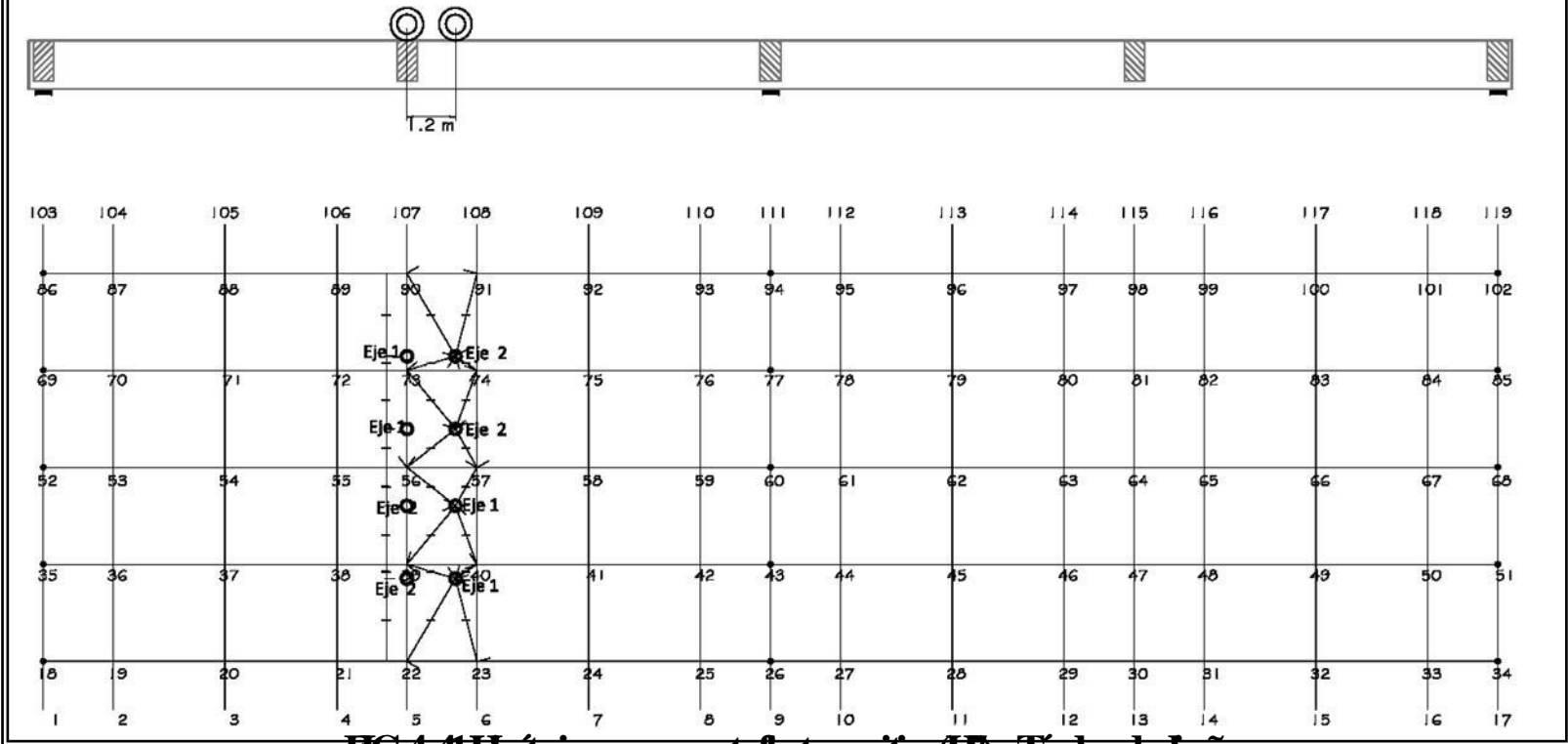


FIG 4-41 Hipótesis para momento flector positivo (H) = Tandem de diseño

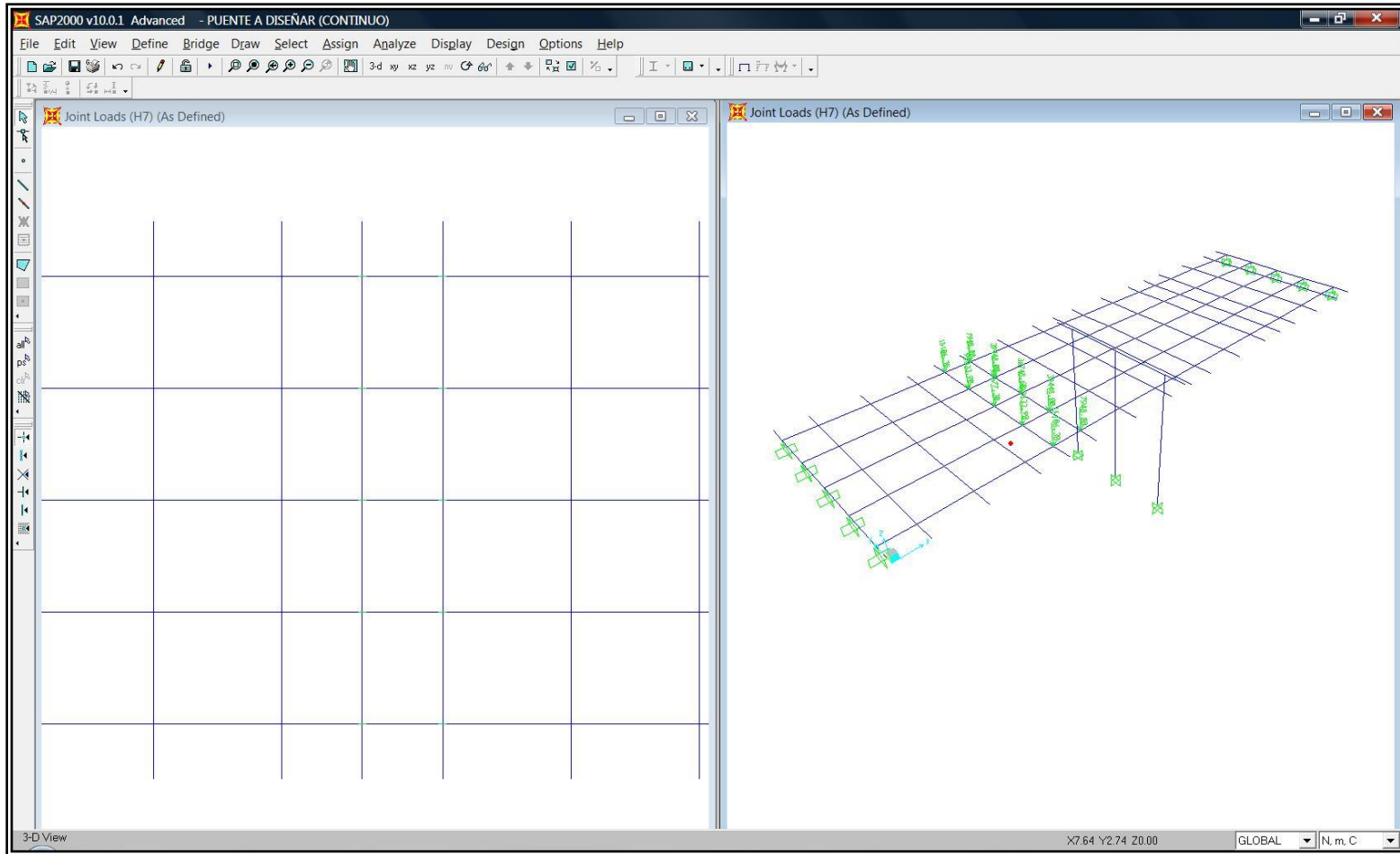


FIG 4 42 Carga del nodo con la Hipótesis (H7) – Tandem de diseño

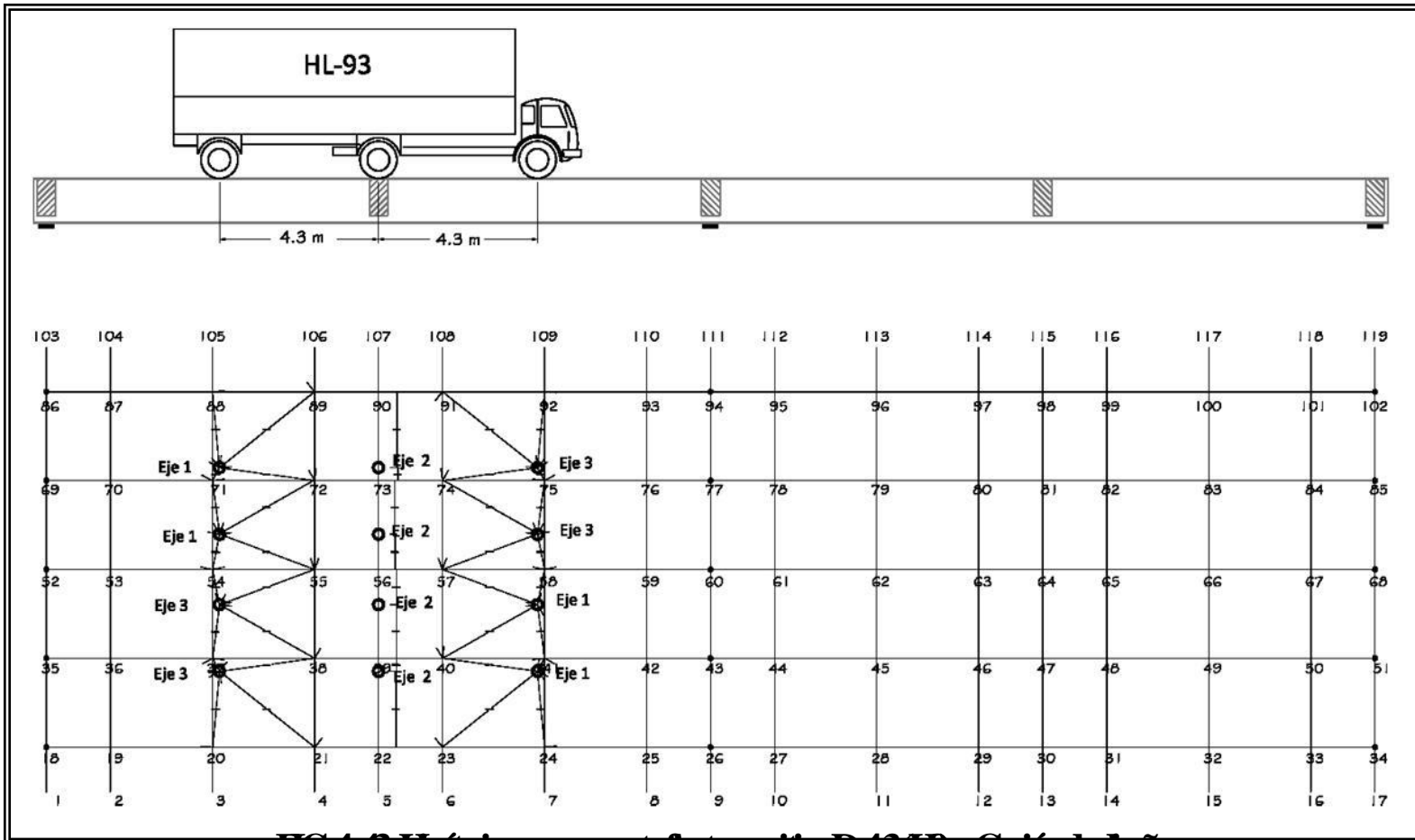


FIG 4-3 Hipótesis para momento flector positivo D-43 (H) - Cálculo de diseño

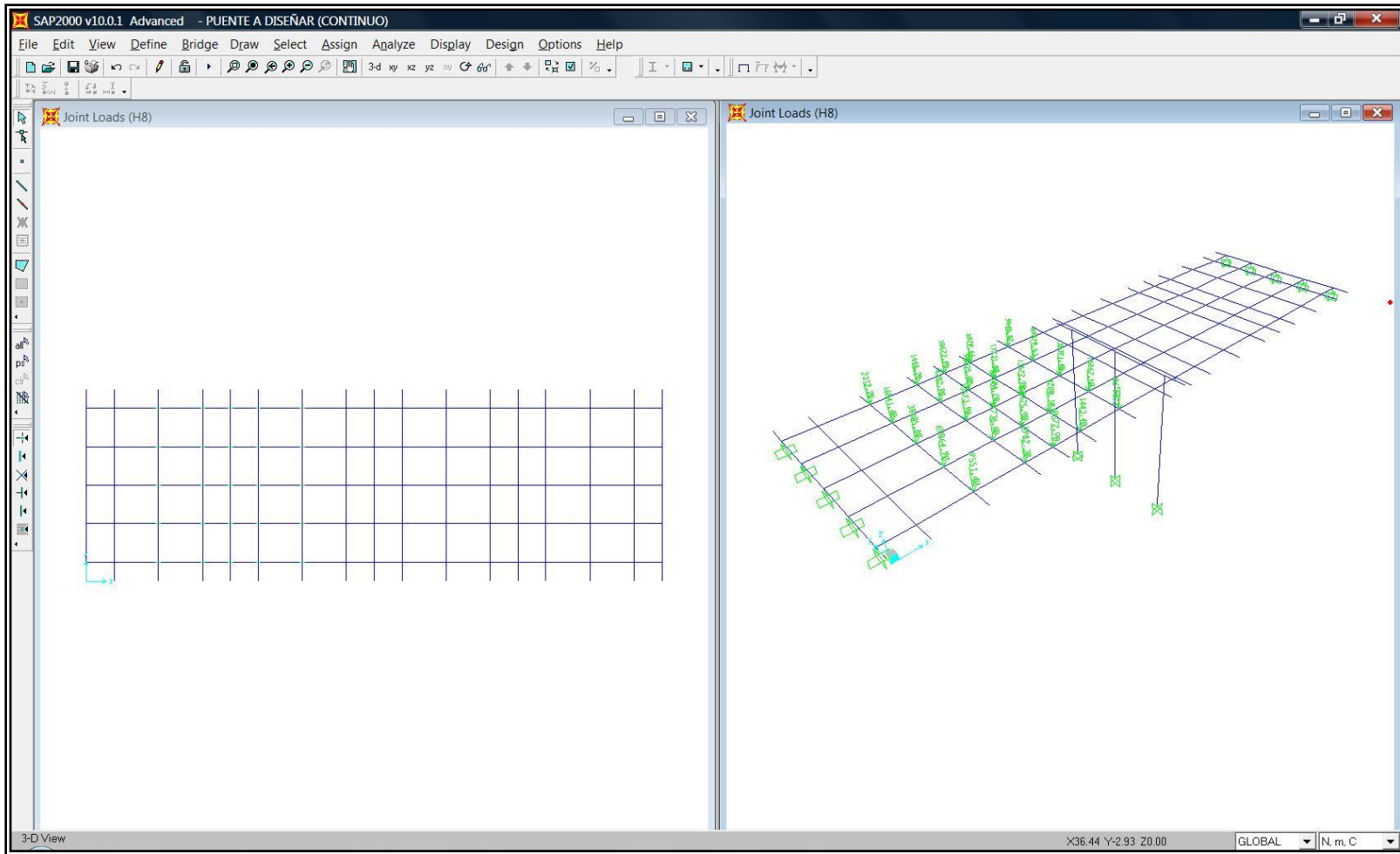


FIG 4.41 Carga del nodo con la Hipótesis (H8) – Carga de diseño

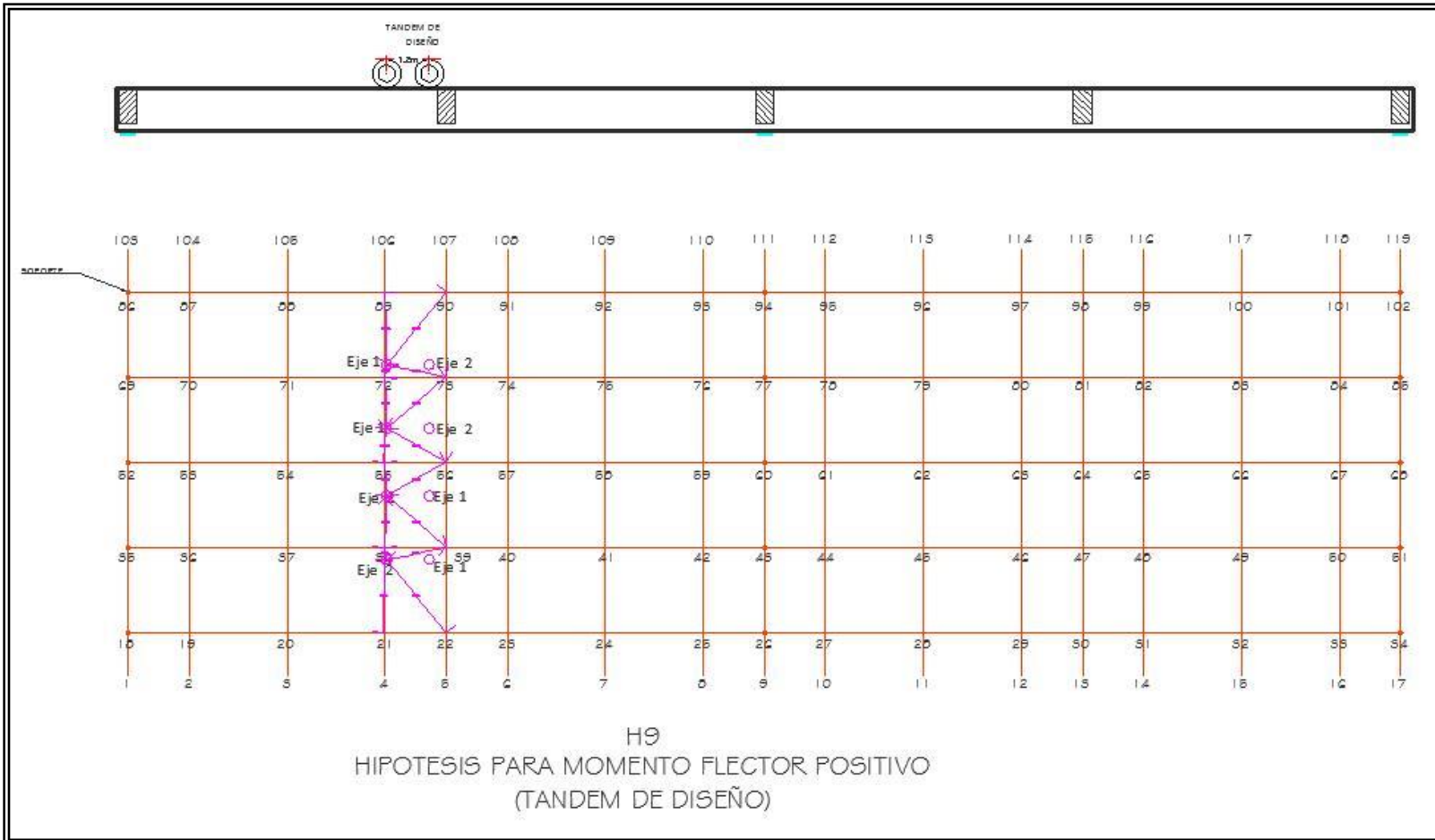


FIG 4 45 Hipótesis para momento flector positivo (H9) – Tandem de diseño

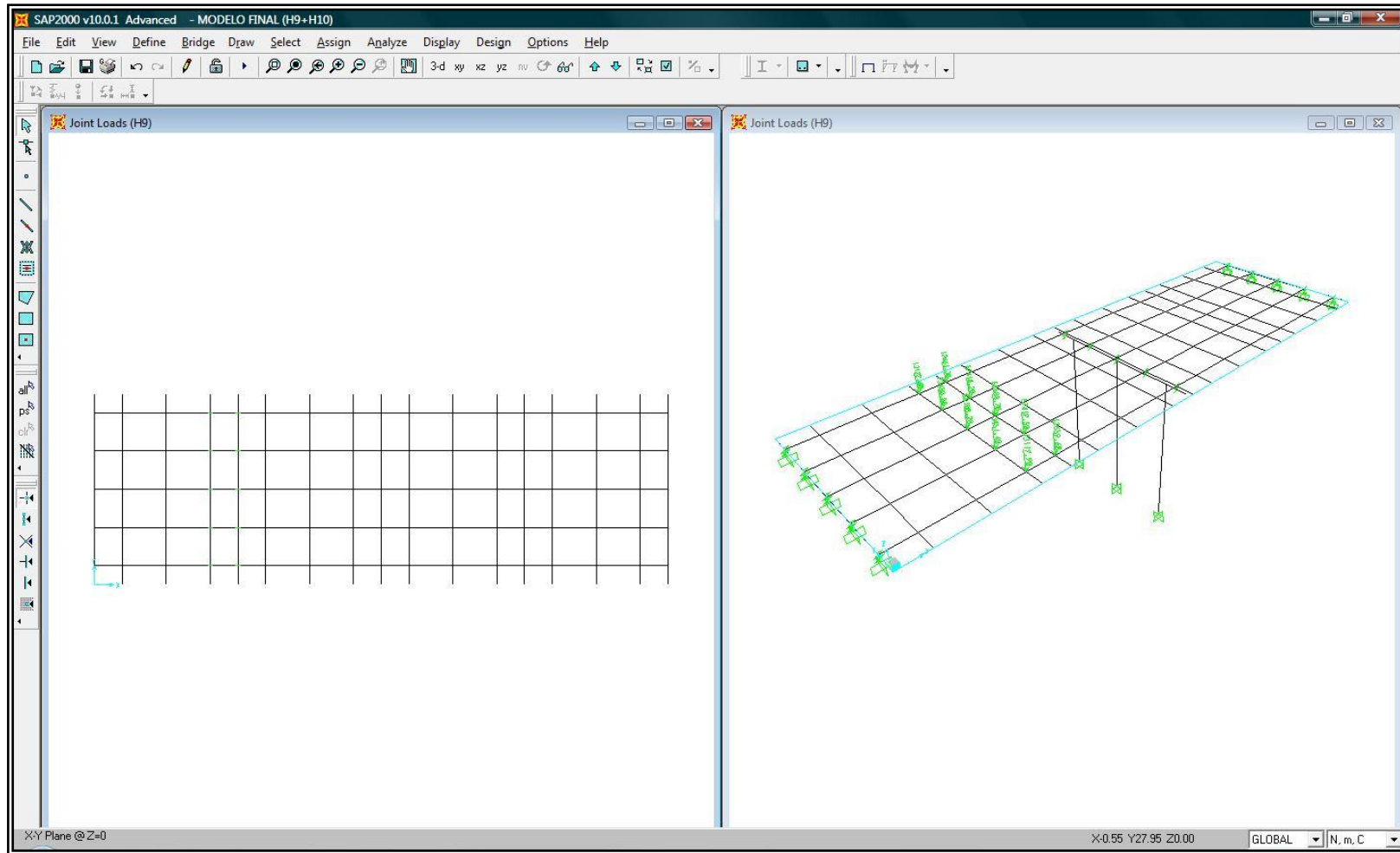


FIG 4.46 Carga del nodo con la Hipótesis (H) Mínimo momento positivo - Tandem de diseño

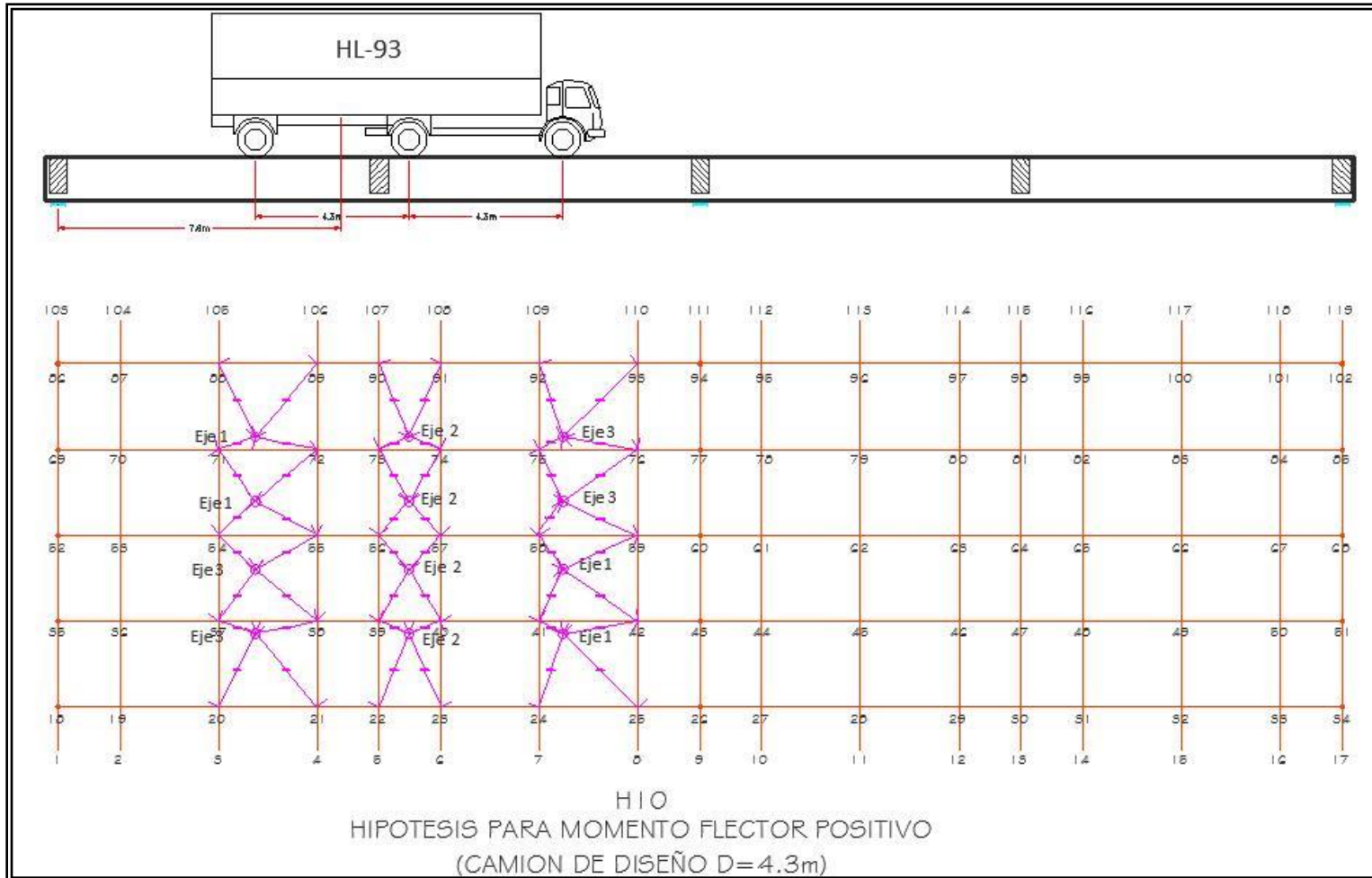


FIG 4 47 Hipótesis para momento flector positivo (H10) – Camión de diseño.

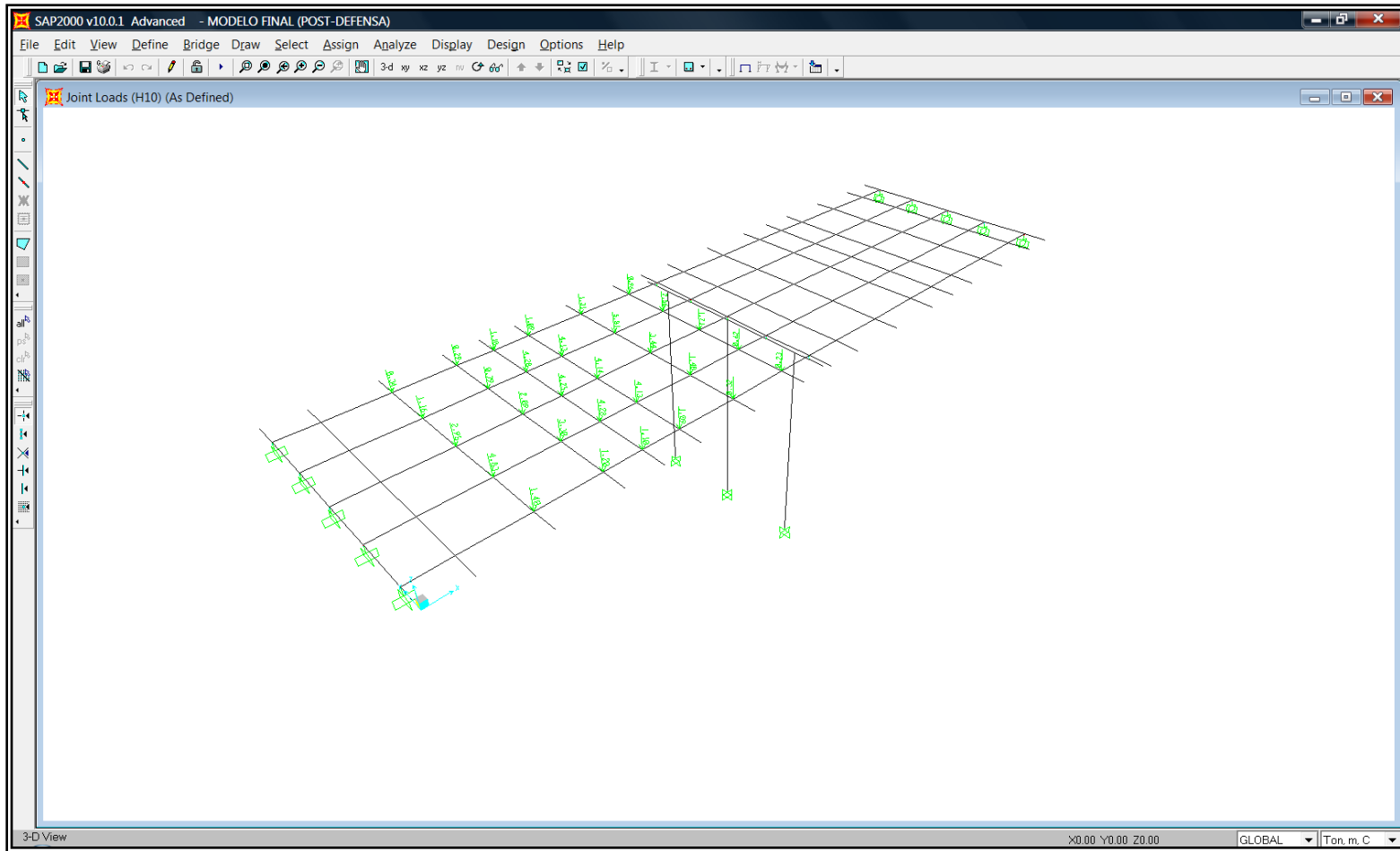


FIG 4 48 Carga de Hipótesis (H10) para Momento flector positivo- Canion de diseño

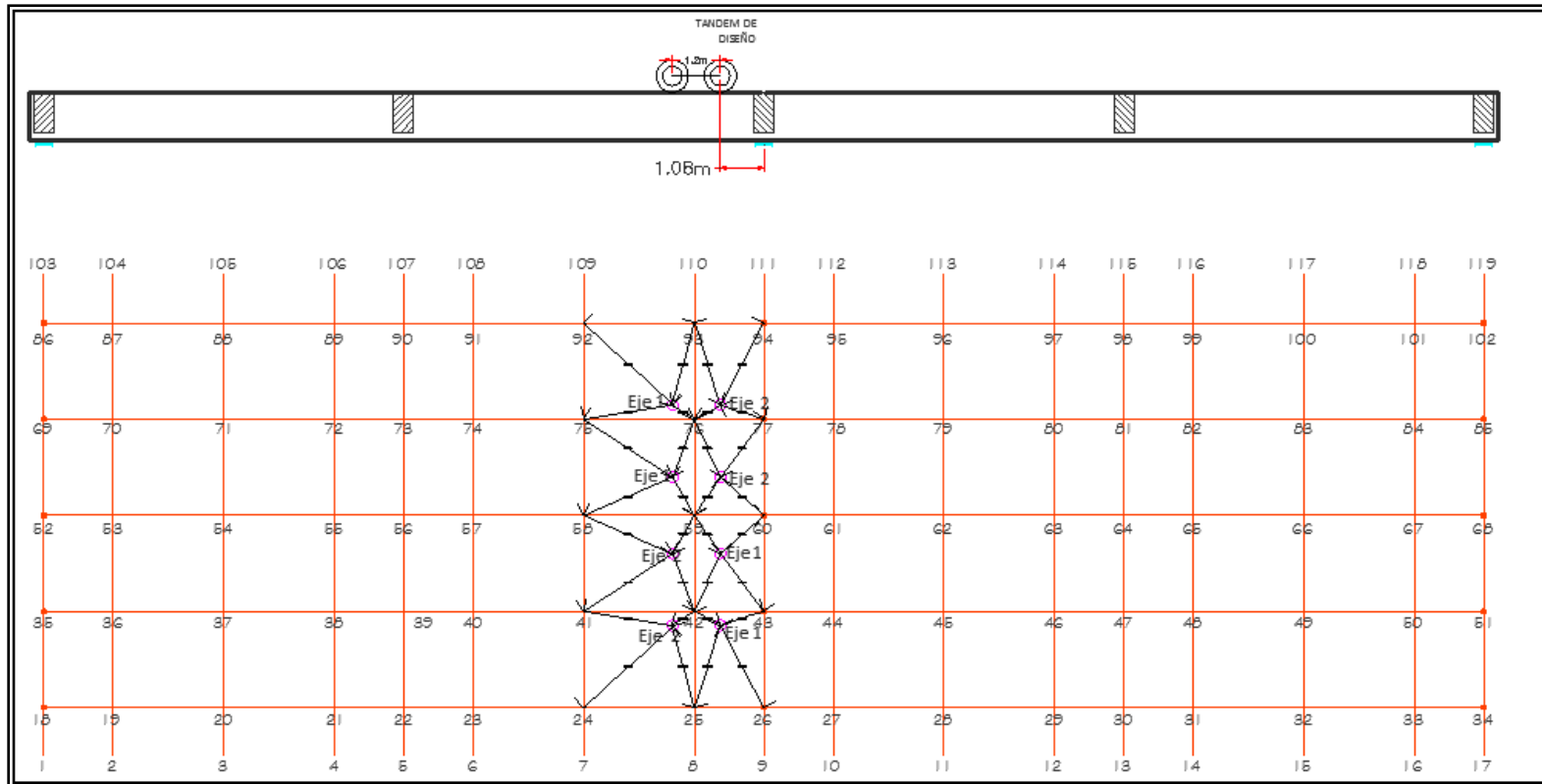


FIG 4 4) Hipótesis (H1) Mximo Cortante cercano a pila - Tandem de diseño

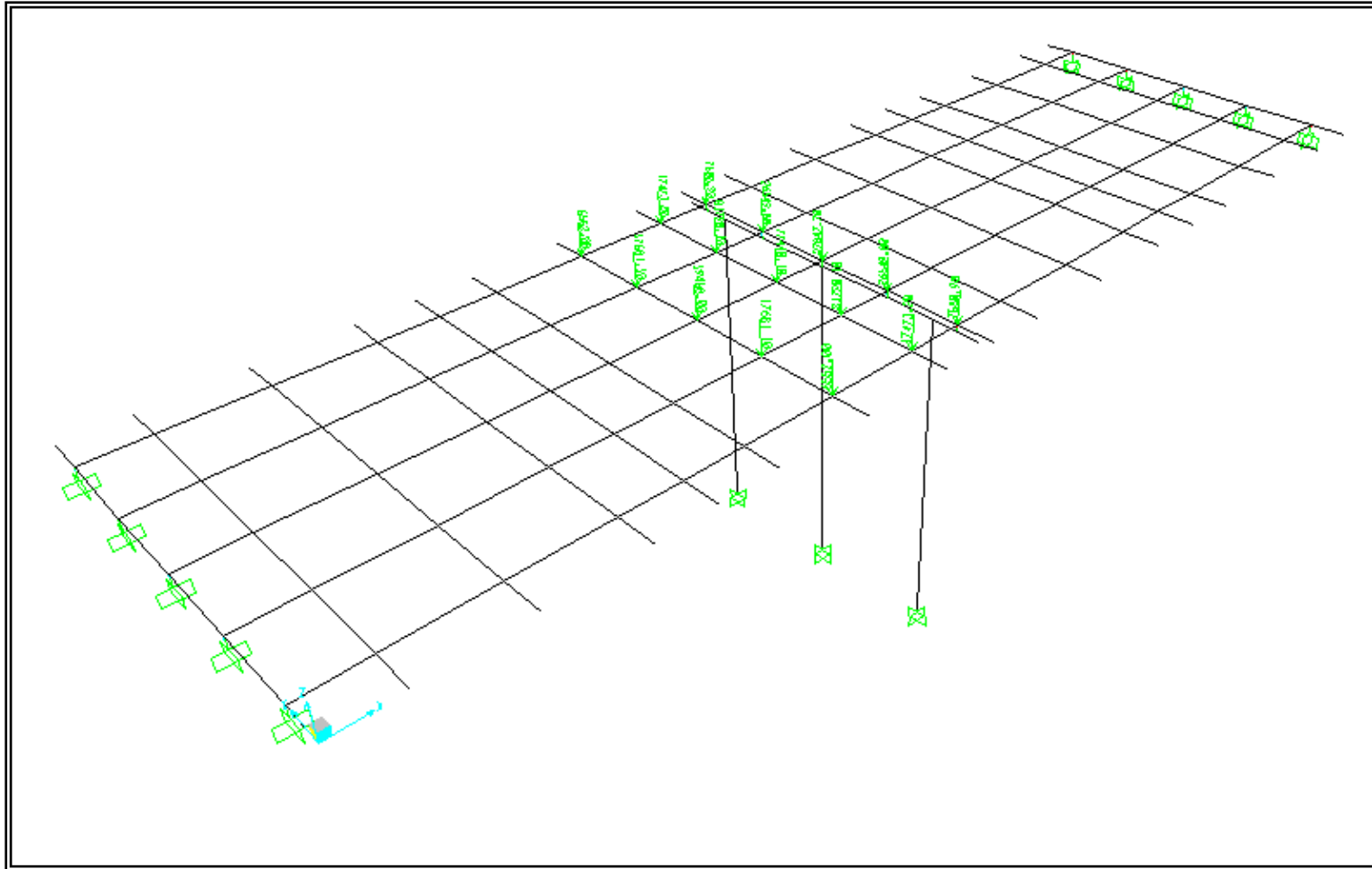


FIG 4.50 Carga de Hipótesis (H1) Muro Cortante cercano a pila-Tándem de diseño.

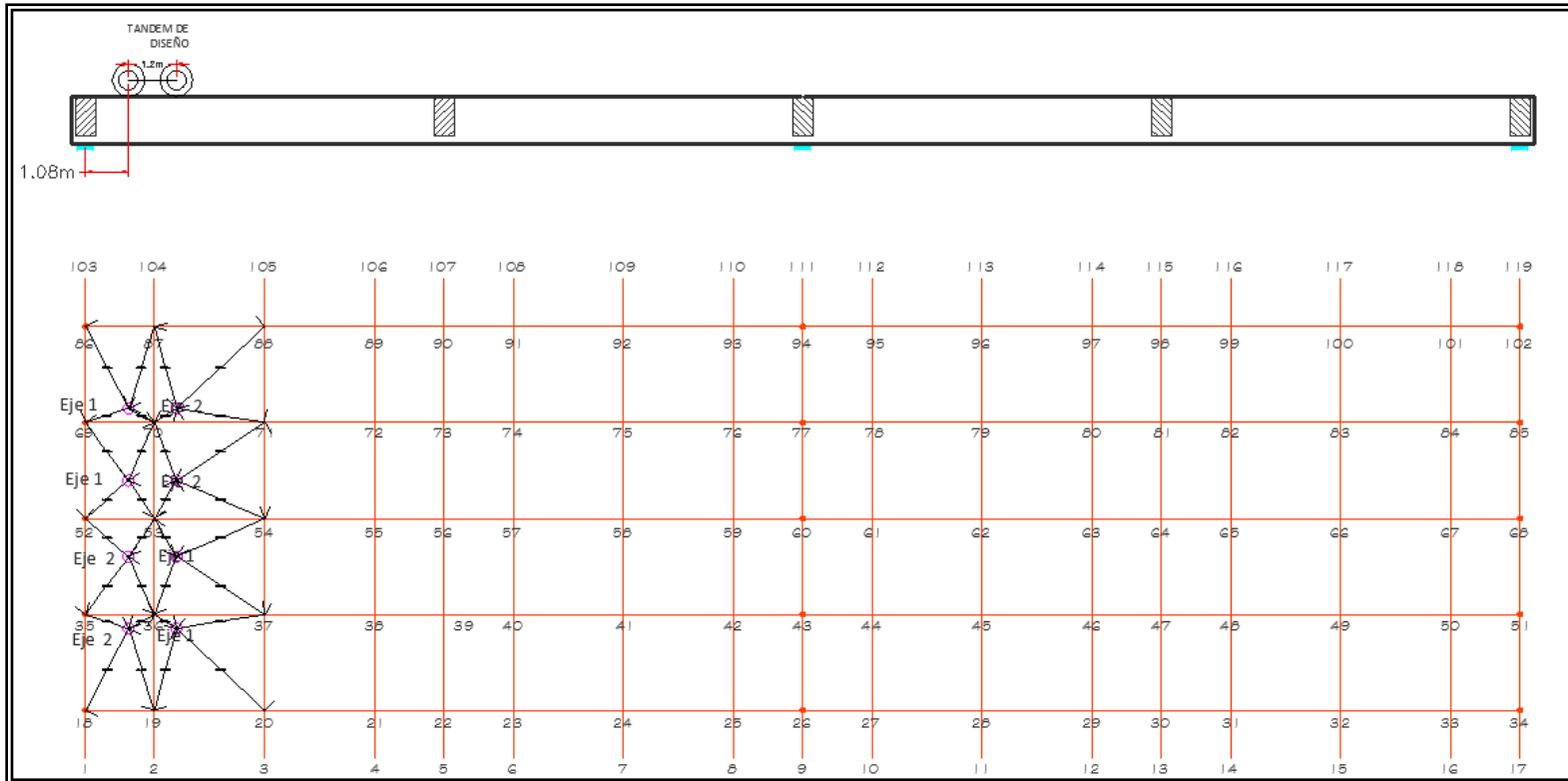


FIG 4 51 Hptesis (H2) Maximo Cortante cercano a estribo izquierdo - Tandem de diseo.

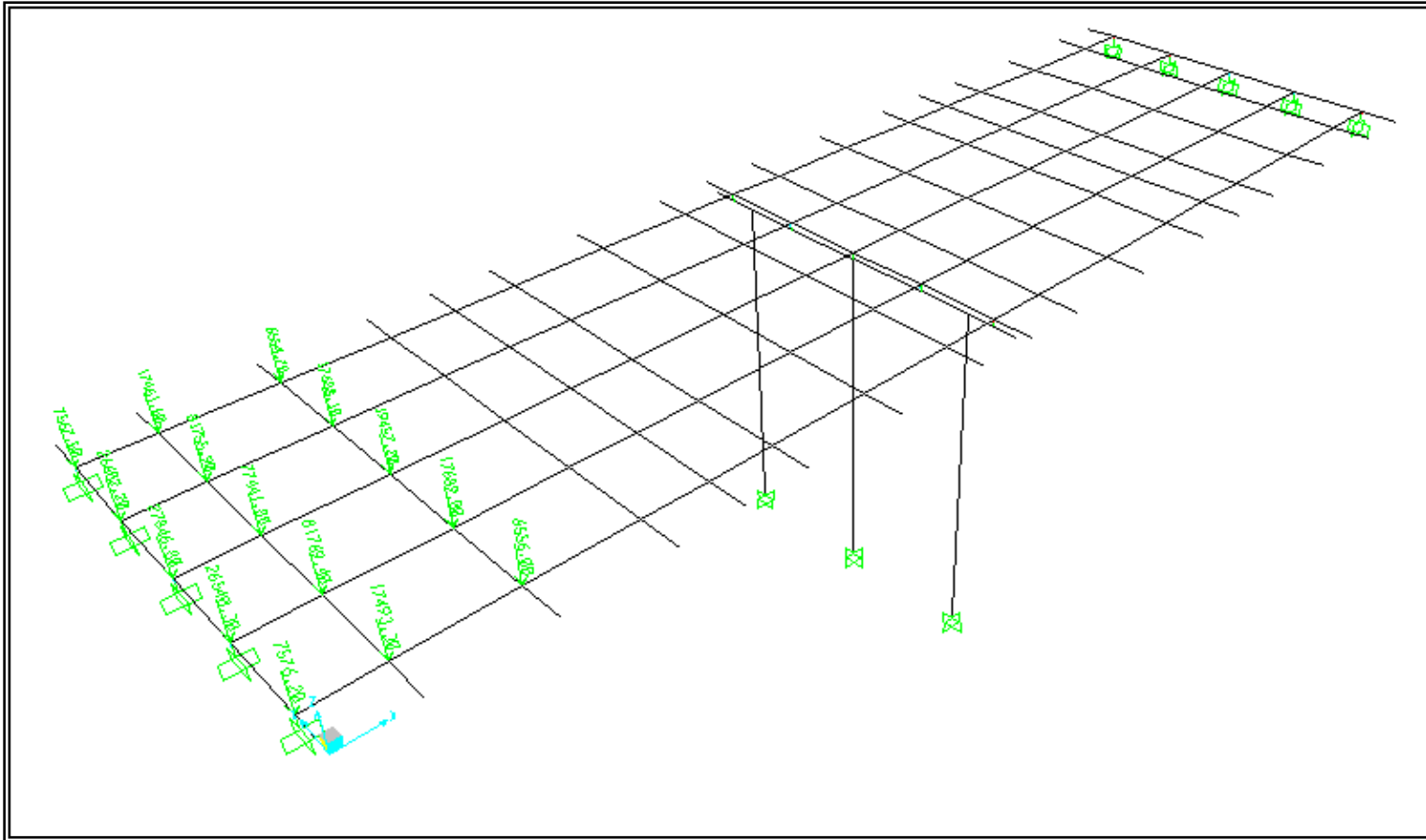


FIG 4 52 Carga de Hipótesis (H2) Mismo Corte cercano a estribo - Tándem de diseño.

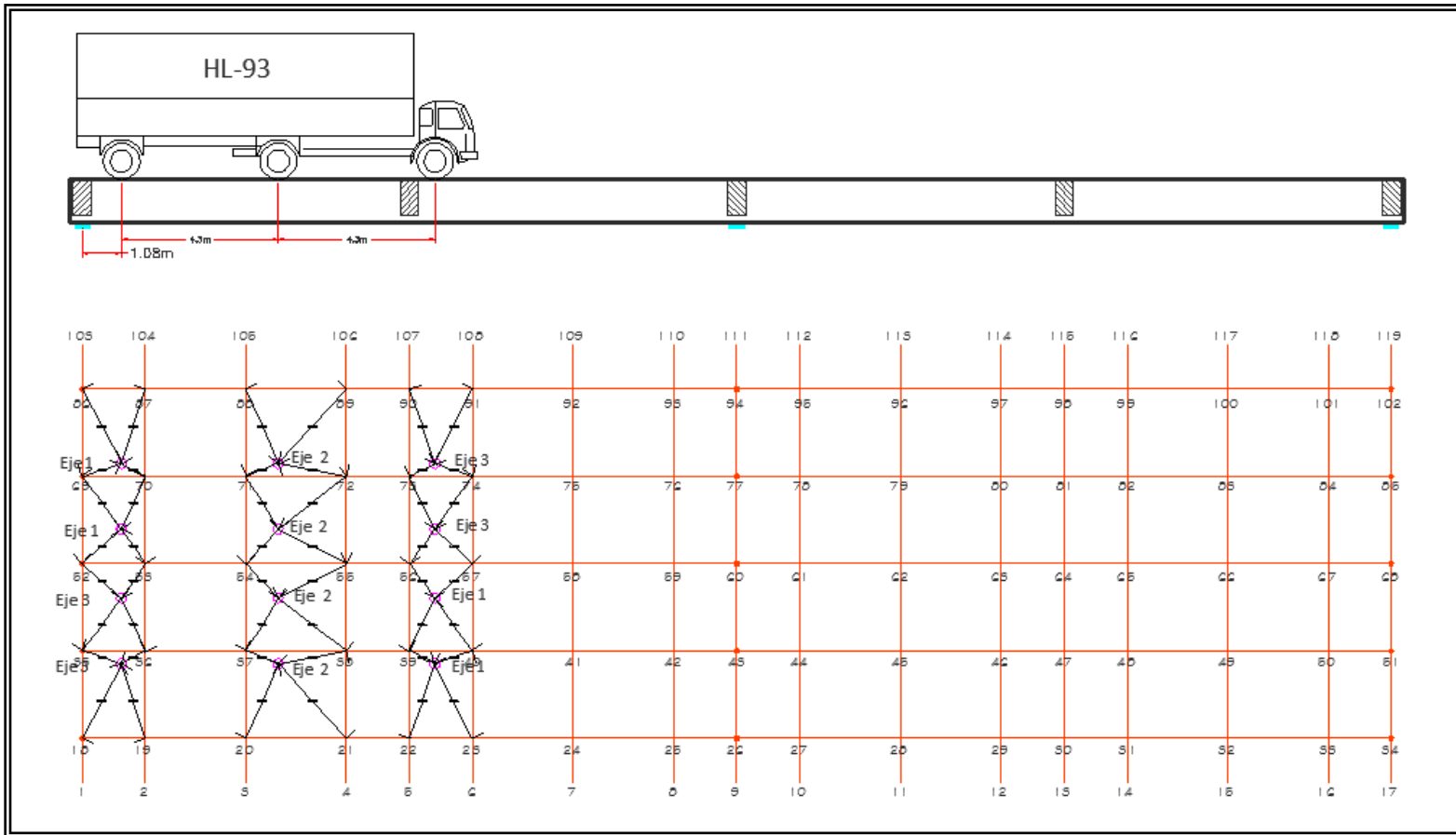


FIG 4.53 Hipótesis (H3) Máximo Cortante cercano a estribo izquierdo - Cmiónd de diseño

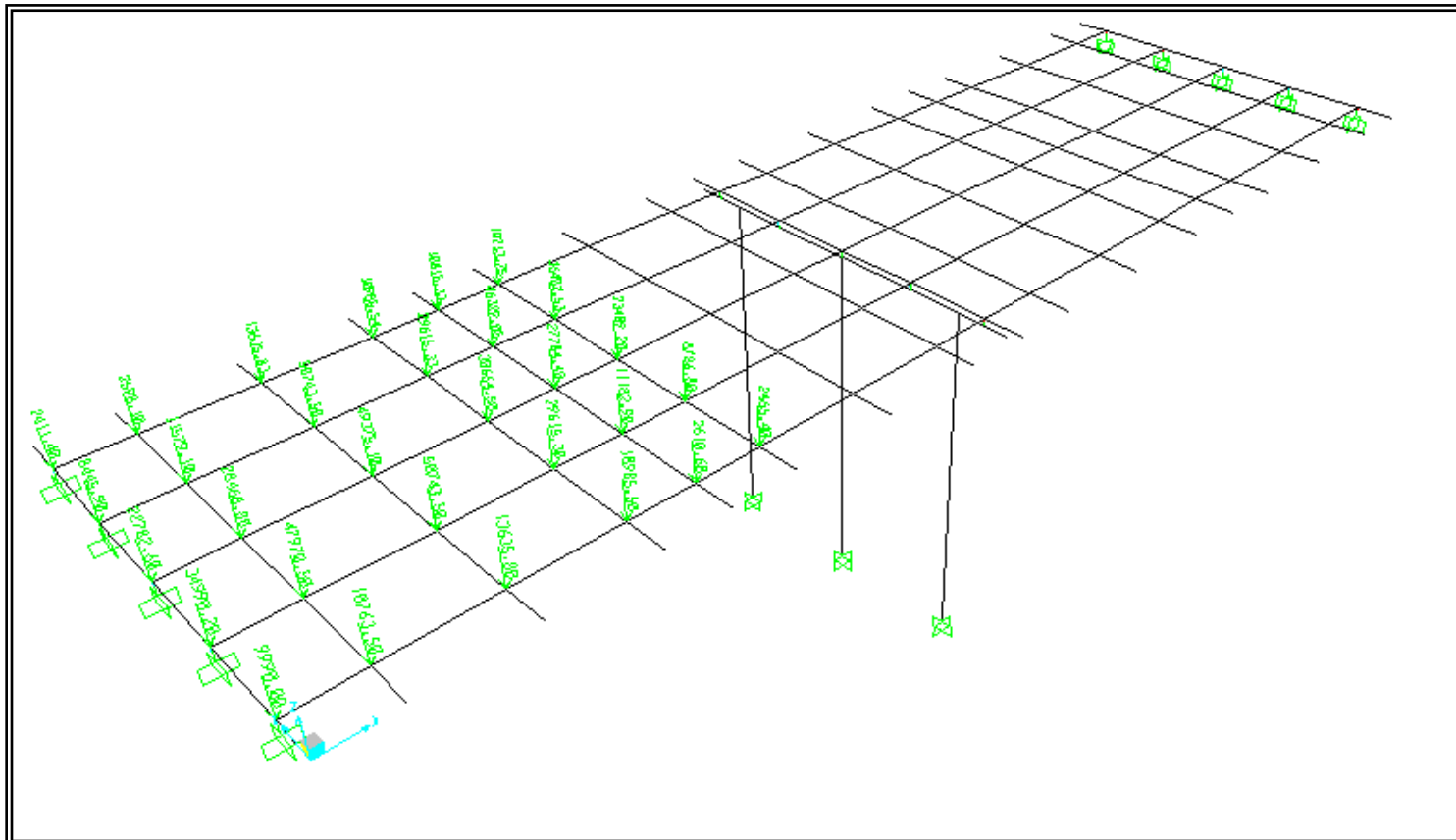


FIG 4 54 Carga de Hipótesis H3 (Carril de diseño).

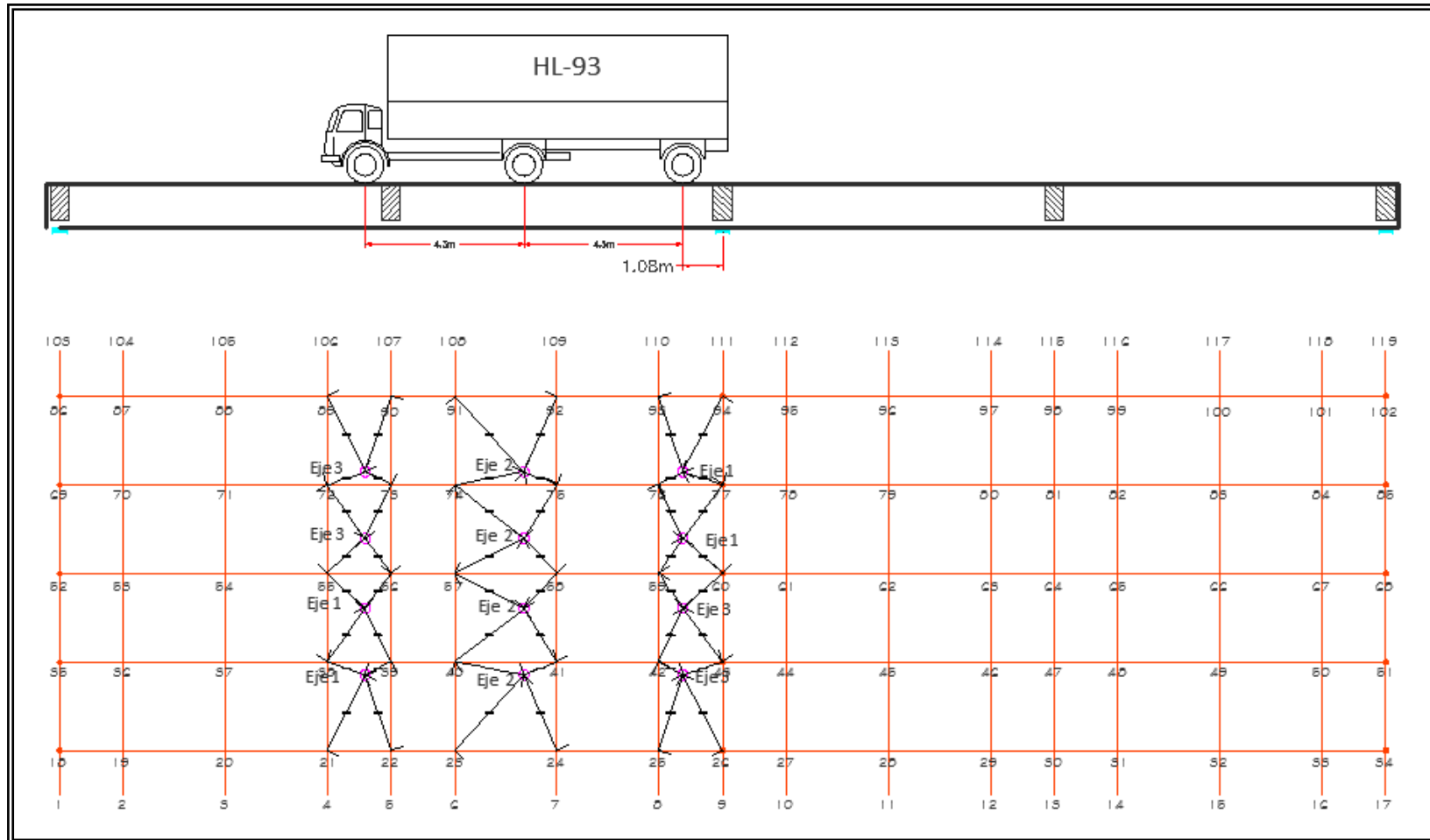


FIG 4.5 Hipótesis (H4) Mismo Cortante cerca apila - Cálculo de diseño

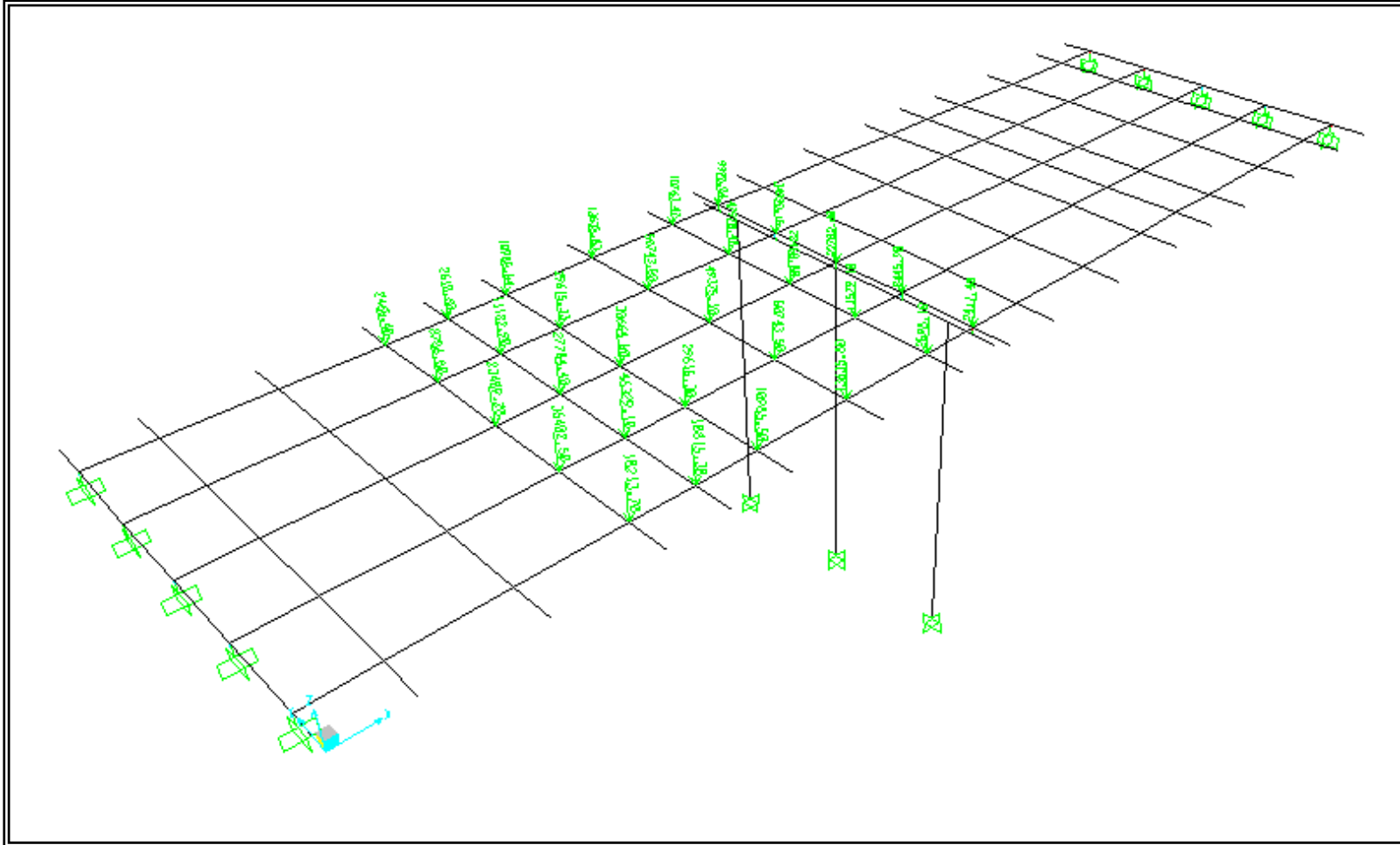


FIG 4.56 Carga de Hipótesis H4 (Carril de diseño).

V- Hipótesis de fuerzas de frenado, (BR).

Esta hipótesis considera las fuerzas cuando se presentan desaceleraciones (frenado) en las cargas vehiculares de diseño. Las fuerzas de frenado son calculadas en base al artículo 3.6.4 de la AASHTO. En la **Tabla 4.7**, se muestran el resumen de las hipótesis de fuerza de frenado consideradas para el diseño, además se describen en qué consisten, además se indica la figura en la cual se refleja la hipótesis y su respectivo modelado.

HIPÓTESIS	FIG.	ANEXO
<p>BR 1: Comprende el 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño actuando horizontalmente a una distancia de 1,800mm sobre la superficie de la calzada. Esta hipótesis se calculó para el camión de diseño HL-93 ubicado en el centro del puente.</p>	4.57	4.34
<p>BR 2: Esta hipótesis se calculó para el camión de diseño Tándem ubicado en el centro del puente.</p>	4.58	4.35
<p>BR 3: Comprende el 5% del camión de diseño más la carga de carril, ó 5% del tándem de diseño más la carga de carril. Esta hipótesis se calculó para el camión de diseño HL-93 ubicado en el centro del puente más la carga de carril.</p>	4.59	

Tabla 4.7 Hipótesis de carga consideras para el diseño de los elementos de un puente.

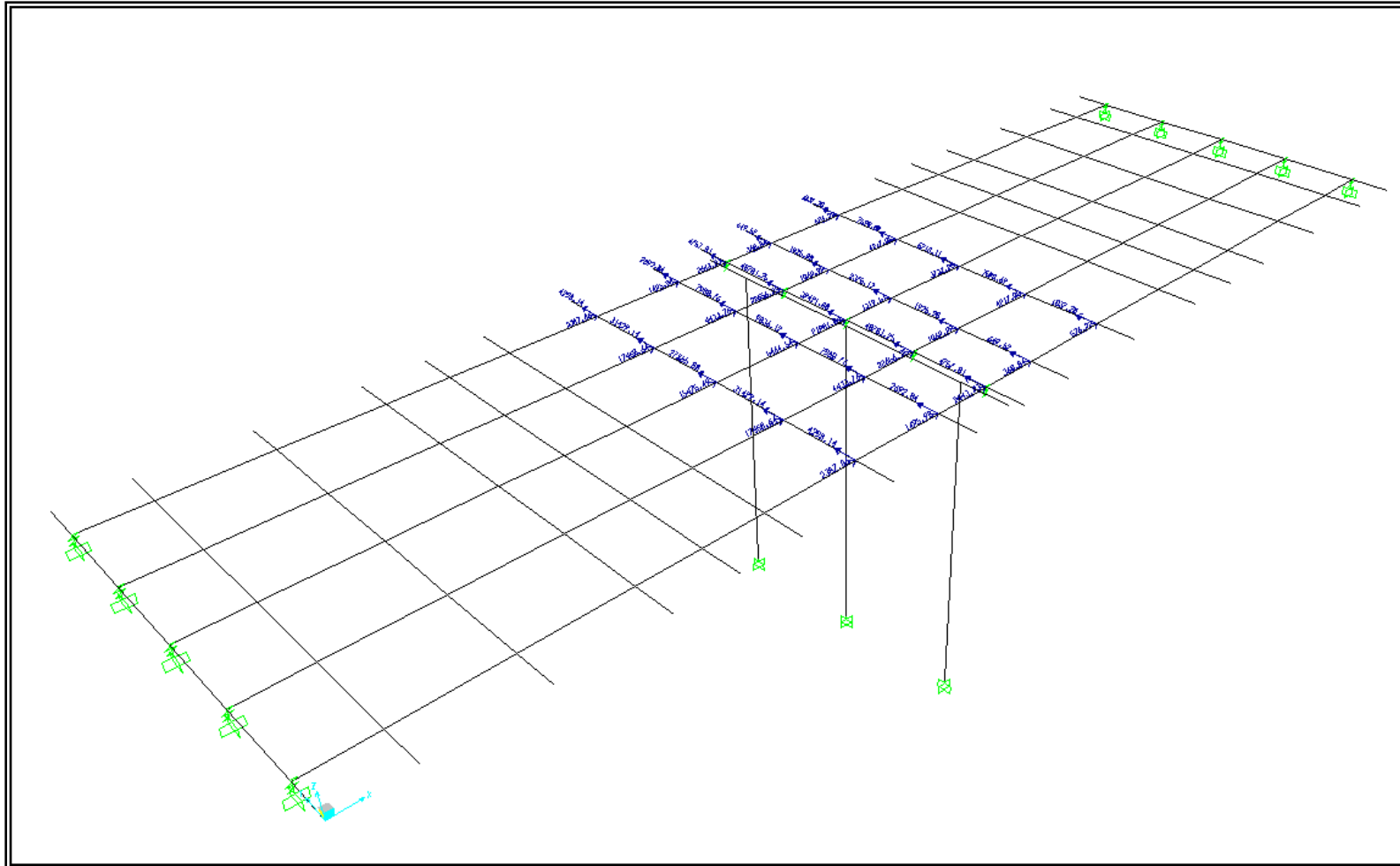


FIG 4 57 Hipótesis de carga de frenado BR para camion HL 93

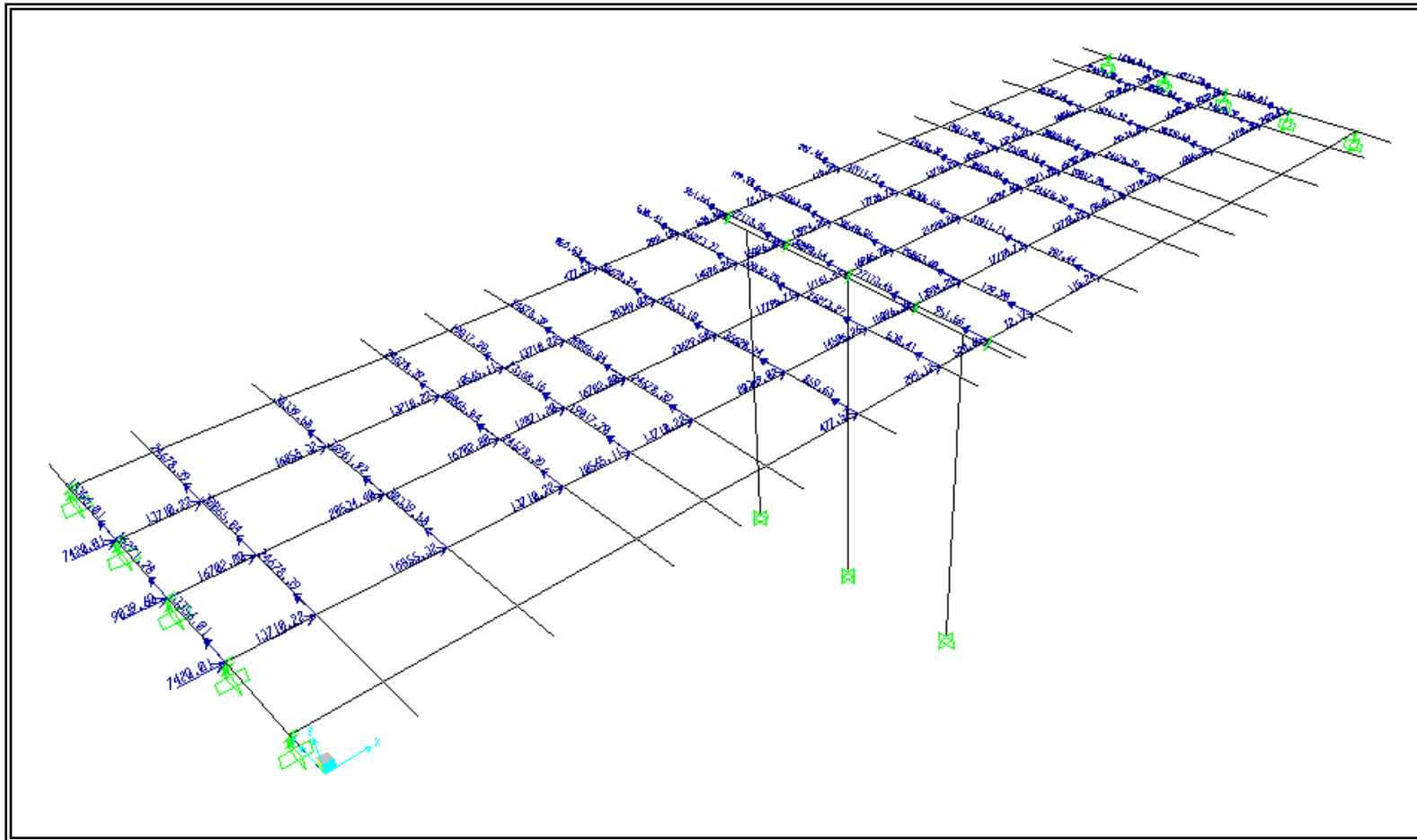


FIG 4 5) Hipótesis de carga de frenado BR

VI- Hipótesis de carga no consideradas.

- ***Flujo de río.***

Debido a que el puente se encuentra sobre un río, el cálculo de la presión por flujo de agua en la pila se basa en el artículo 3.7.3.1 de la AASHTO. Considerando una velocidad de 3.50 m/s y sección de pila circular se obtiene una presión de 0.45 Ton/m². Dicha presión lateral sobre la pila se despreciará por fines prácticos, ya que implicará un leve aumento de carga lateral en la pila en las combinaciones respectivas debido a su baja magnitud en comparación con un evento sísmico.

- ***Carga de viento.***

No se tomará en cuenta la carga de viento debido a que en nuestro país no existe una normativa que pueda servir como base para su cálculo, al igual que los parámetros necesarios para su determinación, como la velocidad del viento para zonas específicas dentro de nuestro territorio. Este tipo de carga afecta más que todo al tablero del puente.

VII- Ingreso al espectro de respuesta.

Para poder ingresar al espectro de respuesta con los periodos reales del modelo, se debe realizar un análisis preliminar con el programa, en el cual la masa de la estructura contribuye en el cálculo de los períodos, por lo que se debe indicar al programa que los calcule en el menú que se indica en la **FIG. 4.61**. Del análisis estructural preliminar del modelo se tiene que los periodos de vibración principales en la dirección X y Y, ver **FIG. 4.60**, son:

$T_x = 0.87532$ segundos

$T_y = 0.30118$ segundos

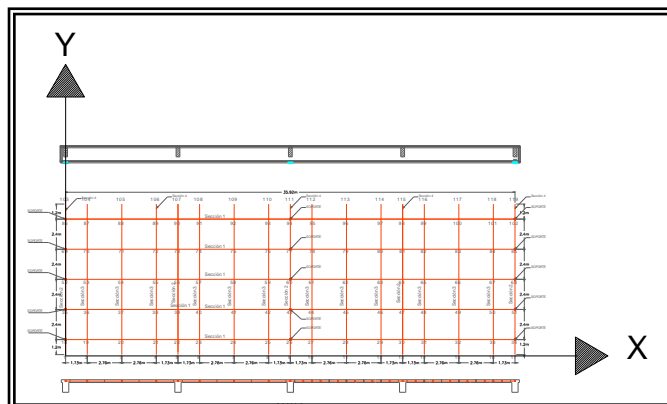


FIG . 4. 60 Ejes G lobales X -Y

El espectro dinámico considerado se toma del apartado 5.2 “M ovimiento del terreno” de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador. Los valores para elaborar el espectro dinámico son:

A = 0.3 (Zona II) **I** = 1.0 (Im portancia normal)

T_o = 0.6 (Perfil S3) **C_o** = 3.0 (Perfil S3)

R = 3.0 (Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior “Péndulo invertido”).

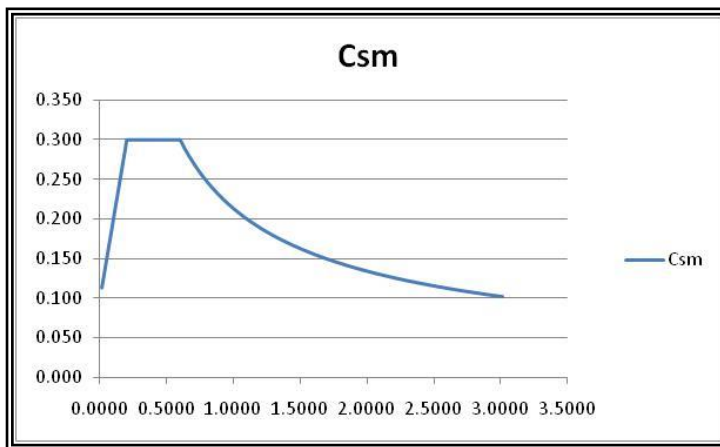


FIG . 4. 61 Espectro de respuesta utilizado.

Con el espectro que se muestra en la FIG . 4.62 se obtienen los valores del coeficiente sísmico en las direcciones “X” y “Y” para cada uno de los periodos anteriormente mencionados. Dichos valores son:

C_{sx} = 0.23 y **C_{sy}** = 0.30

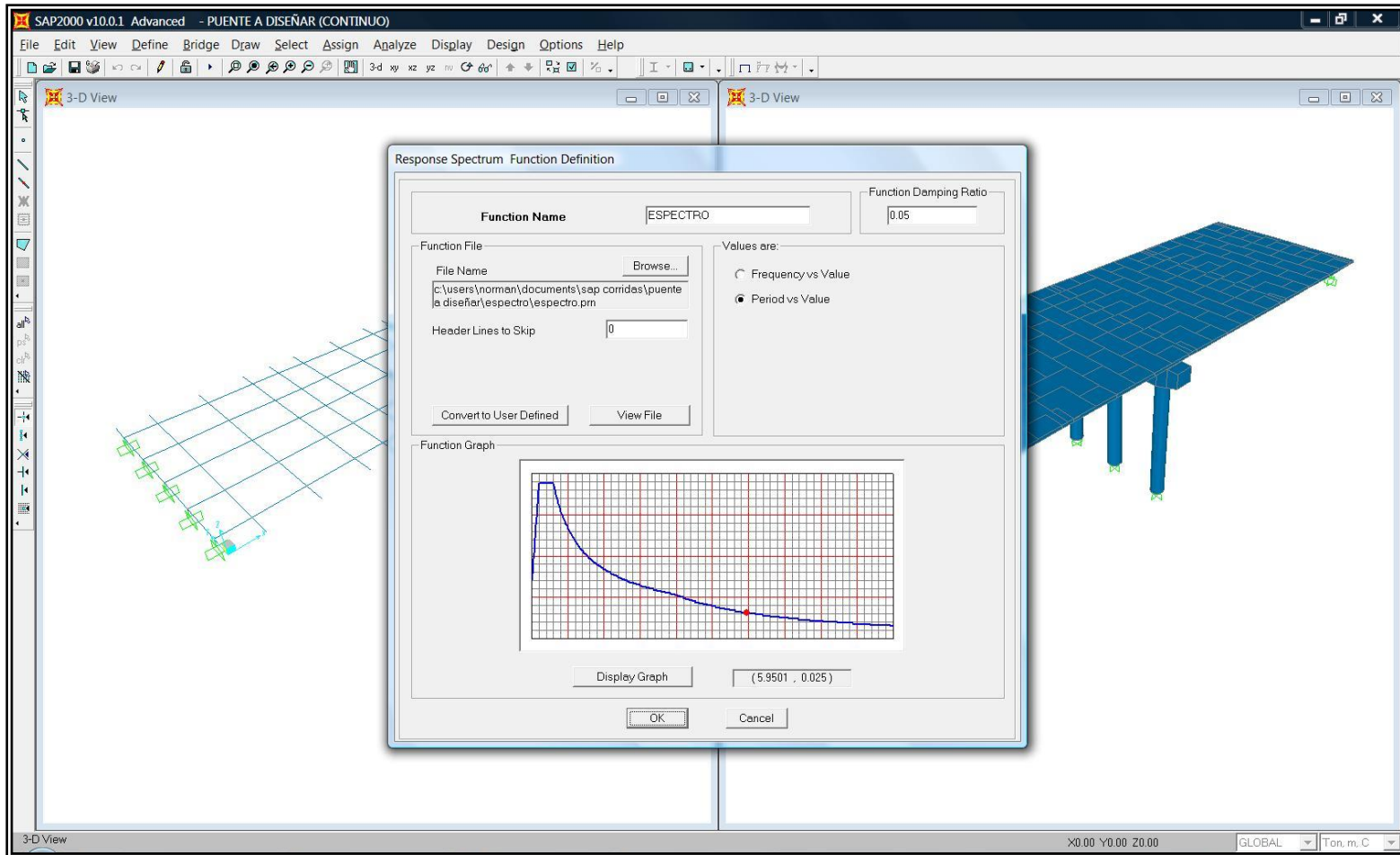


FIG 4 62 Introducción del espectro de respuesta al modelo

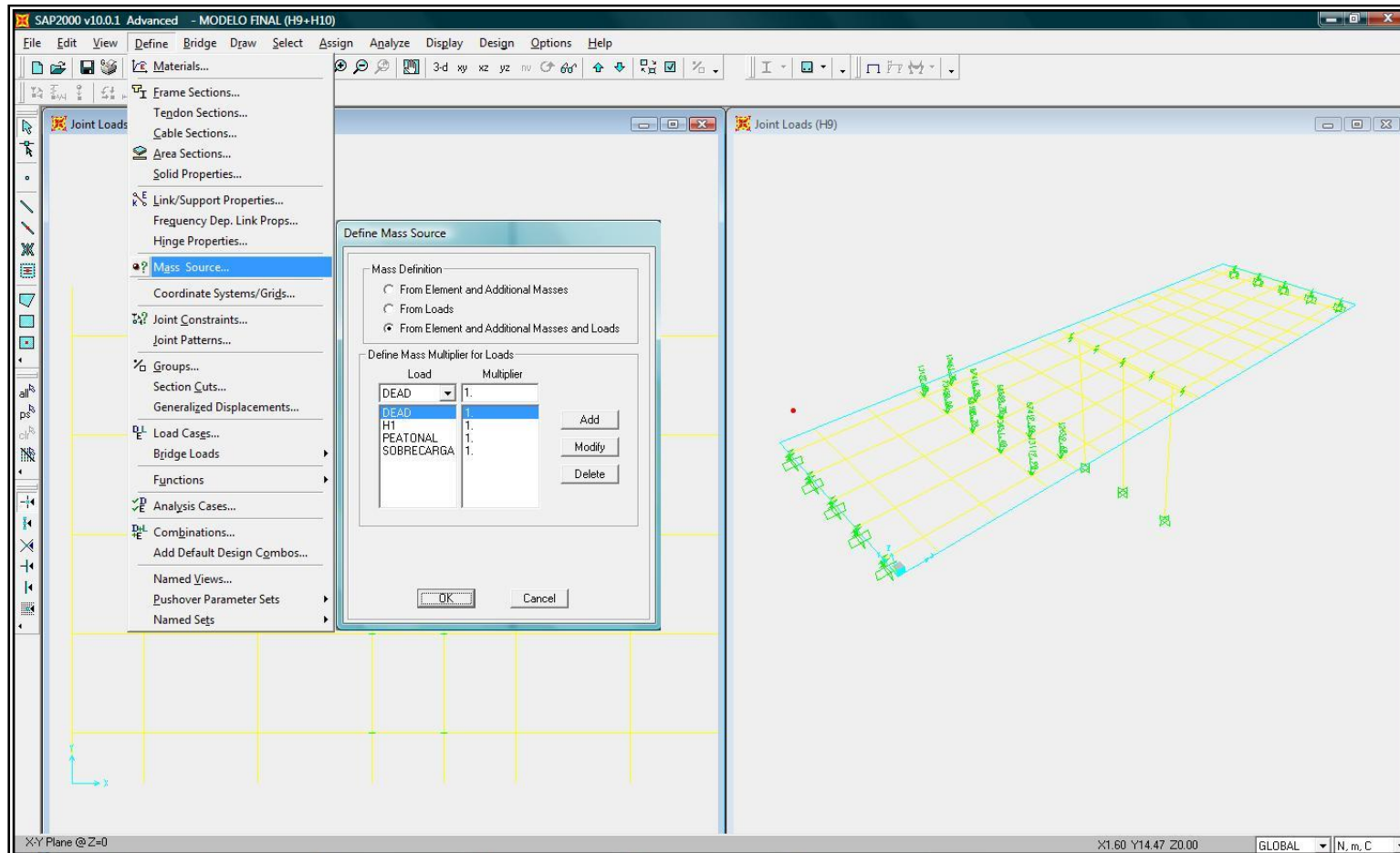


FIG 4 3 Asignación de masa al modelo

f) Creación de casos de carga.

Los casos de carga a crear deben ser para cada una de las hipótesis de carga consideradas, las cuales sirven para diferenciar cada una de ellas en el análisis estructural y de esa manera realizar las combinaciones de carga respectivas para el diseño.

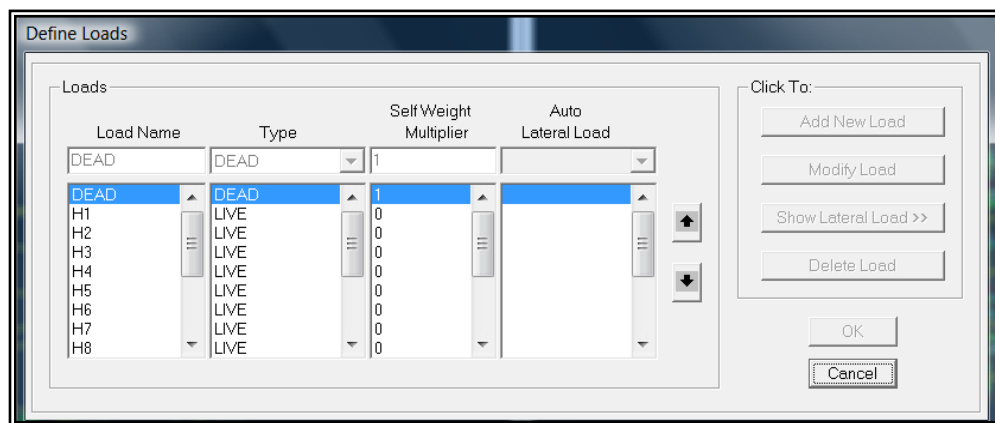


FIG . 4. 64 Definición de cargas.

g) Creación de combinaciones.

Las combinaciones de carga se realizan tal y como se describió en el capítulo 3 del modelado mediante el SAP2000.

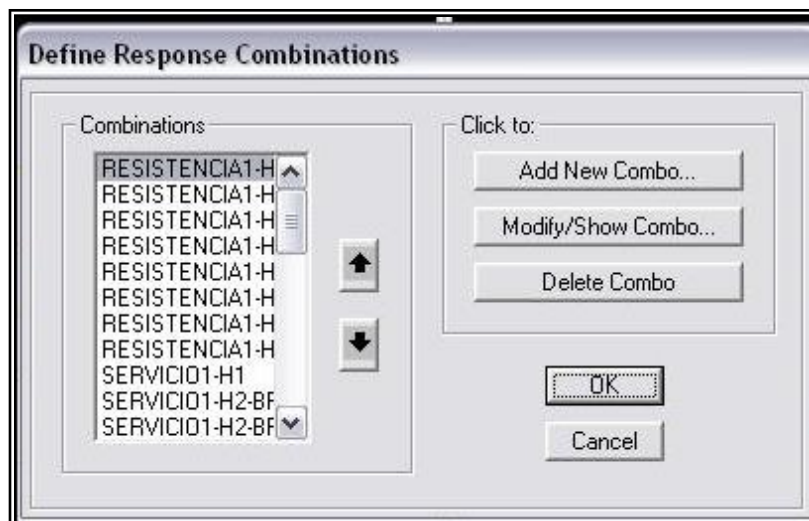


FIG . 4. 65 Creación de Combinaciones.

En las tablas 4.8 y 4.9 se resumen las combinaciones de cargas consideradas para el diseño, que fueron elaboradas de acuerdo a los estados límites y factores de carga desarrollados en el Capítulo 3. Los estados límites a satisfacer son: Resistencia I, Extremo I y Servicio I. Estos estados límites a su vez contienen diferentes combinaciones debido a que la sobrecarga viva (LL) se ubicará en diferentes posiciones para crear los efectos más desfavorables. Las combinaciones presentadas se realizaron para dos casos: tres carriles cargados y dos carriles cargados. Se sugiere realizar otros casos como cargar un solo carril. El objetivo es obtener las solicitaciones máximas.

ESTADOS LIMITES	COMBINACIONES DE CARGA	
RESISTENCIA 1-H 1	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 1
RESISTENCIA 1-H 2-BR 1	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR1 + 1.75LP)$	H 2
RESISTENCIA 1-H 2-BR 3	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR2 + 1.75LP)$	H 2
RESISTENCIA 1-H 3	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 3
RESISTENCIA 1-H 4-BR 2	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR2 + 1.75LP)$	H 4
RESISTENCIA 1-H 6	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75LP)$	H 6
RESISTENCIA 1-H 6 Tandem	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75LP)$	H 6T
RESISTENCIA 1-H 7	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 7
RESISTENCIA 1-H 7 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR esp. + 1.75LP)$	H 7
RESISTENCIA 1-H 8	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR esp. + 1.75LP)$	H 8
RESISTENCIA 1-H 8 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 8
RESISTENCIA 1-H 9	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 9
RESISTENCIA 1-H 9 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR esp. + 1.75LP)$	H 9
RESISTENCIA 1-H 10	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 10
RESISTENCIA 1-H 10 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR esp. + 1.75LP)$	H 10
RESISTENCIA 1-H 11	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 11
RESISTENCIA 1-H 12	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 12
RESISTENCIA 1-H 13	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 13
RESISTENCIA 1-H 14	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(2.33LLCAM + 1.75LLCAR + 1.75LP)$	H 14
SERVICIO 1-H 1	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 1
SERVICIO 1-H 2-BR 1	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR1 + LP)$	H 2
SERVICIO 1-H 2-BR 3	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR2 + LP)$	H 2
SERVICIO 1-H 3	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 3
SERVICIO 1-H 4-BR 2	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR2 + LP)$	H 4
SERVICIO 1-H 6	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + LP)$	H 6
SERVICIO 1-H 7	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 7
SERVICIO 1-H 7 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR esp. + LP)$	H 7
SERVICIO 1-H 8	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 8
SERVICIO 1-H 8 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR esp. + LP)$	H 8
SERVICIO 1-H 9	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 9
SERVICIO 1-H 9 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR esp. + LP)$	H 9
SERVICIO 1-H 10	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 10
SERVICIO 1-H 10 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR esp. + LP)$	H 10
SERVICIO 1-H 11	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 11
SERVICIO 1-H 12	$1.00DC + 1.00DW + 0.85(1.33LLCAM + 1.00LLCAR + LP)$	H 12
EXTREMO 1-H 1-EX + 0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + LP) + EQX + 0.3EQY$	H 1
EXTREMO 1-H 1-0.3EX + EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + LP) + 0.3EQX + EQY$	H 1
EXTREMO 1-H 2-EX + 0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + LP) + EQX + 0.3EQY$	H 2
EXTREMO 1-H 2-0.3EX + EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + LP) + 0.3EQX + EQY$	H 2

Continuación de Tabla...

EXTREMO 1-H 3-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 3
EXTREMO 1-H 3-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 3
EXTREMO 1-H 4-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 4
EXTREMO 1-H 4-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 4
EXTREMO 1-H 6-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.45LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 6
EXTREMO 1-H 6-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 6
EXTREMO 1-H 7-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 7
EXTREMO 1-H 7EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 7
EXTREMO 1-H 8-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 8
EXTREMO 1-H 8-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 8
EXTREMO 1-H 9-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 9
EXTREMO 1-H 9-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 9
EXTREMO 1-H 10-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + EQX + 0.3EQY$	H 10
EXTREMO 1-H 10-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 0.85(1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR+LP) + 0.3EQX + EQY$	H 10

Tabla 4.8 Combinaciones de carga (3 carriles cargados).³²⁴

ESTADOS LIMITES	COMBINACIONES DE CARGA	
RESIS1-H 1	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 1
RESIS1-H 2-BR 1	$1.25DC + 1.25DW + 0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR 1$	H 2
RESIS1-H 2-BR 3	$1.25DC + 1.25DW + 0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR 2$	H 2
RESIS1-H 3	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 3
RESIS1-H 4-BR 2	$1.25DC + 1.25DW + 0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR) + 1.75BR 2$	H 4
RESIS1-H 6	$1.25DC + 1.25DW + 0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR)$	H 6
RESIS1-H 6 Tandem	$1.25DC + 1.25DW + 0.9(2.33LLCAM) + 0.9(1.75LLCAR)$	H 6 T
RESIS1-H 7	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 7
RESIS1-H 7 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$ esp.	H 7
RESIS1-H 8	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$ esp.	H 8
RESIS1-H 8 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 8
RESIS1-H 9	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 9
RESIS1-H 9 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$ esp.	H 9
RESIST1-H 10	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 10
RESIS1-H 10 esp.	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$ esp.	H 10
RESIS1-H 11	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H 11

³²⁴ Nota: CAM: Carga de camion Tandem o Camion de Diseño. CAR: Carga de Carril (H5).
 CAR esp: Carga de carril especial. El factor de presencia múltiple para 3 carriles cargados es $m = 0.85$ (considerando carga peatonal). Las hipótesis de carga de camión son afectadas por el factor de impacto que indica la AASHTO (33%).

Continuación de tabla ...

RESIS1-H12	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H12
RESIS1-H13	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H13
RESIS1-H14	$1.25DC + 1.25DW + 2.33LLCAM + 1.75LLCAR$	H14
SERV1-H1	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H1
SERV1-H2-BR1	$1.00DC + 1.00DW + 0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR1$	H2
SERV1-H2-BR3	$1.00DC + 1.00DW + 0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR2$	H2
SERV1-H3	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H3
SERV1-H4-BR2	$1.00DC + 1.00DW + 0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR) + 1.00BR2$	H4
SERV1-H6	$1.00DC + 1.00DW + 0.9(1.33LLCAM) + 0.9(1.00LLCAR)$	H6
SERV1-H7	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H7
SERV1-H7esp.	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR \text{ esp.}$	H7
SERV1-H8	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H8
SERV1-H8 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR \text{ esp.}$	H8
SERV1-H9	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H9
SERV1-H9esp.	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR \text{ esp.}$	H9
SERV1-H10	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H10
SERV1-H10 esp.	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR \text{ esp.}$	H10
SERV1-H11	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H11
SERV1-H12	$1.00DC + 1.00DW + 1.33LLCAM + 1.00LLCAR$	H12
EXT1-H1-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H1
EXT1-H1-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H1
EXT1-H2-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H2
EXT1-H2-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H2
EXT1-H3-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H3
EXT1-H3-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H3
EXT1-H4-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H4
EXT1-H4-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H4
EXT1-H6-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.45LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H6
EXT1-H6-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H6
EXT1-H7-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H7
EXT1-H7EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H7
EXT1-H8-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H8
EXT1-H8-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H8
EXT1-H9-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H9
EXT1-H9-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H9
EXT1-H10-EX+0.3EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 1.00EQX + 0.30EQY$	H10
EXT1-H10-0.3EX+EY	$1.25DC + 1.25DW + 1.33(0.50LLCAM) + 0.50LLCAR + 0.30EQX + 1.00EQY$	H10

Tabla 4.9 Combinaciones de carga (Dos carriles cargados).³²⁵

³²⁵ Nota: El factor de presencia múltiple para dos carriles cargados es $m=1.00$ (No considerar carga peatonal). Las combinaciones afectadas con el factor de 0.90 se justifican en base al artículo 3.6.1.3.1 de la AASHTO. Para ver comprender las Hipotesis mencionadas, ver figuras siguientes.

PASO # 6: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con el modelo listo y con la introducción de los coeficientes sísmicos al modelo se procederá a realizar el análisis estructural completo que lo desarrolla el programa SAP2000, ver **FIG. 4.66**, **FIG. 4.67** y **FIG. 4.68**.

Cuando se ejecuta el SAP2000 convierte automáticamente el “modelo basado en objetos” en “modelo basado en elementos” llamado “modelo de análisis”. Este modelo de análisis puede consistir en elementos finitos y nodos. Un caso de análisis se define cómo la carga va a ser aplicada a la estructura y cómo va a ser calculada la respuesta estructural.

Los análisis realizados por el programa pueden ser lineales o no lineales, dependiendo de cómo la estructura responde a la carga.

Algunos análisis lineales disponibles:

- Estático.
- Modal.
- Espectro de respuesta.
- Historia en el tiempo.
- Carga móvil.

Luego de creado el modelo se puede analizar para determinar los desplazamientos, tensiones y reacciones debido a las cargas aplicadas. Antes de analizar, se pueden definir opciones desde el menú Análisis, por ejemplo:

- Grados de libertad disponibles.
- Selección de análisis a ser escrito en archivos de salida.

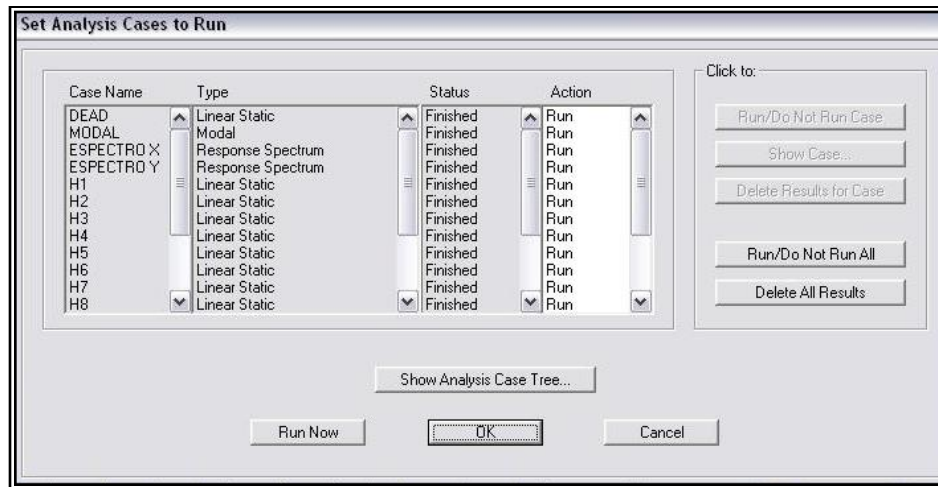


FIG. 4. 66 Análisis estructural del modelo.

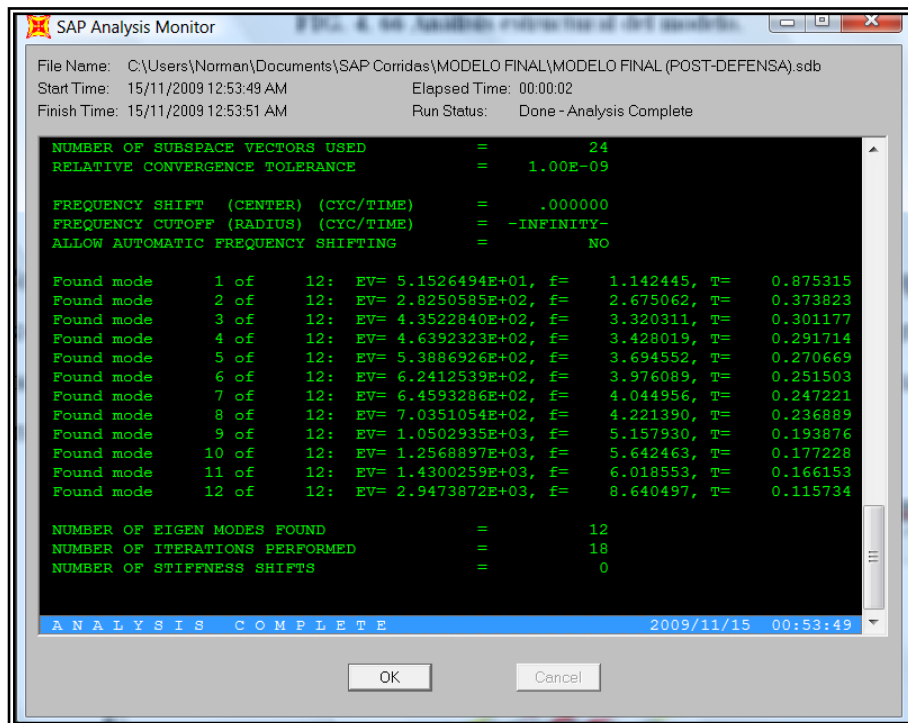


FIG. 4. 67 Ventana que se muestra durante el análisis estructural.

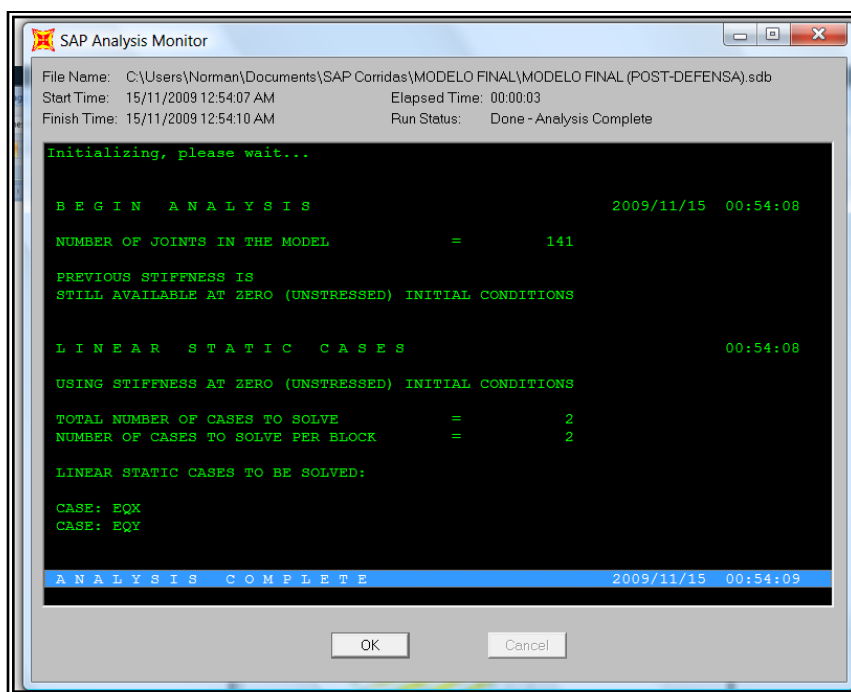


FIG. 4. 68 Ventana que despliega el tipo de análisis realizado al modelo.

PASO # 7: REVISIÓN DE RESULTADOS

Posterior al análisis realizado por el programa se procede a verificar y revisar los resultados obtenidos, esto se hace desplegando ya sean en el modelo gráfico o a través de tablas las acciones internas en cada elemento. Ver FIG. 4.69, 4.70, 4.71 y 4.72.

Lo que se realizará en este paso es revisar cada elemento para verificar los esfuerzos máximos, ya que son estos los que se tomarán para el posterior diseño y revisión del primer predimensionamiento.

Este proceso resulta ser muy largo debido a la cantidad de combinaciones introducidas al modelo, pero es necesario realizarlo ya que de esto depende del diseño de los elementos. Este paso también servirá para verificar que los valores obtenidos del programa resulten razonables y así poder identificar si hemos cometido algún error en la asignación de cargas en los elementos.

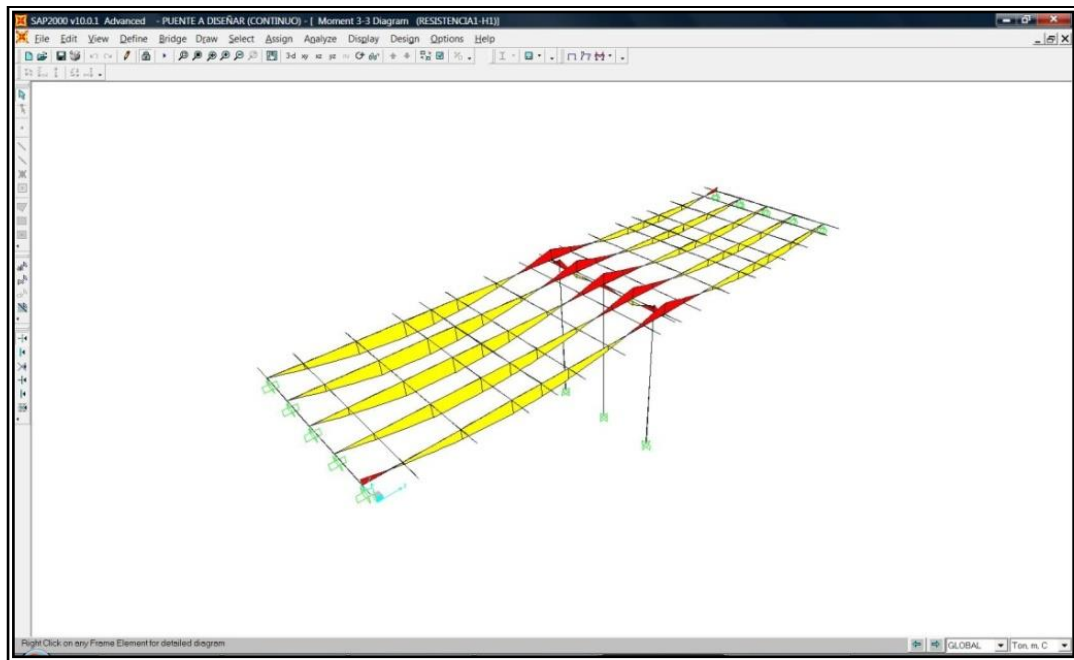


FIG . 4 . 69 Despliegue de resultados en ventana grafica .

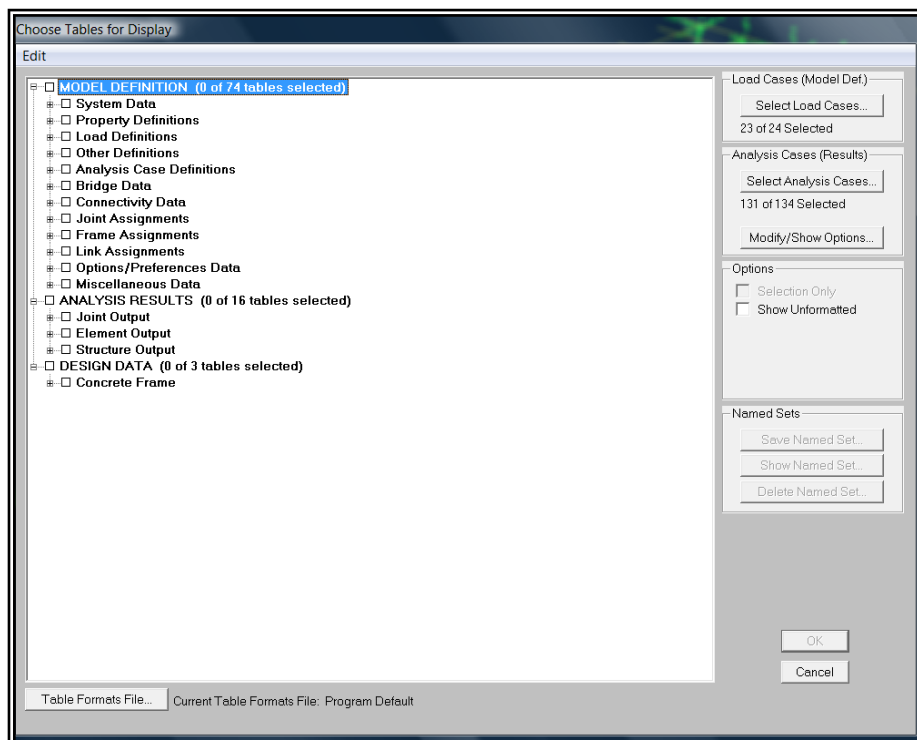


FIG . 4 . 70 Despliegue de tablas de resultados..

Joint Reactions

File View Options Format

Units: As Noted

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	F1 Ton	F2 Ton	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m	M3 Ton-m
123	SERVICIO1-H2-BR3	Combination			-4.9998	1.4571	24.2913	-0.29292	-1.21838	0.00115
123	SERVICIO1-H3	Combination			0.6785	-5.7641	35.966	1.1488	-0.06799	-0.00322
123	SERVICIO1-H4	Combination			-0.1491	1.2616	24.6308	-0.24997	-0.23181	0.00662
123	SERVICIO1-H6	Combination			0.8705	-3.0955	31.7397	0.61633	-0.08355	-0.00564
123	SERVICIO1-H7	Combination			0.7967	-1.0071	29.0547	0.20183	-0.10289	-0.0046
123	SERVICIO1-H8	Combination			0.8333	-2.7012	31.1088	0.53695	-0.1157	-0.01171
123	EXTREMO1-H1-0.3EX+EY	Combination			-23.7872	-13.8166	35.1647	2.77848	-5.05494	-0.99604
123	EXTREMO1-H2-0.3EX+EY	Combination			-6.4808	-42.2624	37.4686	8.5046	-1.55367	-0.3281
123	EXTREMO1-H3-0.3EX+EY	Combination			-23.8399	-10.2361	29.7486	2.06517	-5.03756	-0.99167
123	EXTREMO1-H4-0.3EX+EY	Combination			-6.5336	-38.6818	32.0535	7.79129	-1.53628	-0.32374
123	EXTREMO1-H5-0.3EX+EY	Combination			-23.8585	-13.5162	35.1456	2.71909	-5.03715	-0.99369
123	EXTREMO1-H6-0.3EX+EY	Combination			-6.5522	-41.962	37.4505	8.44521	-1.53588	-0.32576
123	EXTREMO1-H7-0.3EX+EY	Combination			-23.8802	-10.1217	29.6056	2.04327	-5.03572	-0.9925
123	EXTREMO1-H8-0.3EX+EY	Combination			-6.5438	-38.6674	31.9105	7.7694	-1.53445	-0.32131
123	EXTREMO1-H6-EX+0.3EY	Combination			-23.7469	-12.5477	33.5275	2.52562	-5.0464	-0.99607
123	EXTREMO1-H6-0.3EX+EY	Combination			-6.4406	-40.9935	35.8324	8.25175	-1.54513	-0.32814
123	EXTREMO1-H7-0.3EX+EY	Combination			-6.4925	-39.5625	33.9643	7.96754	-1.55348	-0.32641
123	EXTREMO1-H7-EX+0.3EY	Combination			-23.7989	-11.1167	31.6594	2.24142	-5.05476	-0.99434
123	EXTREMO1-H8-EX+0.3EY	Combination			-23.7804	-11.9712	32.6914	2.41041	-5.06122	-0.99798
123	EXTREMO1-H8-0.3EX+EY	Combination			-6.4741	-40.417	34.9953	8.13653	-1.55995	-0.33004
123	RESISTENCIA1-H9	Combination			1.1918	-4.9302	44.5167	0.98374	-0.17192	-0.0192
123	RESISTENCIA1-H10	Combination			1.2666	-4.9369	44.8788	0.97869	-0.18333	-0.02405
123	RESISTENCIA1-H8esp	Combination			1.1382	-5.9025	44.3745	1.17321	-0.19017	-0.02552
123	RESISTENCIA1-H9	Combination			1.1217	-3.7749	41.8515	0.75352	-0.1566	-0.01499
123	RESISTENCIA1-H9esp	Combination			1.1217	-3.7749	41.8515	0.75352	-0.1566	-0.01499
123	RESISTENCIA1-H10	Combination			1.1342	-3.7806	42.1592	0.74923	-0.1663	-0.01869
123	RESISTENCIA1-H10esp	Combination			1.1064	-3.8297	42.7599	0.75897	-0.18173	-0.01998
123	RESISTENCIA1-H11	Combination			0.9655	0.2075	34.3616	-0.03937	-0.10379	0.00272
123	RESISTENCIA1-H12	Combination			0.9806	-8.6578	50.1698	1.72557	-0.11363	-0.01209
123	SERVICIO1-H7esp	Combination			0.7786	-1.0351	29.3974	0.20739	-0.11169	-0.00466
123	SERVICIO1-H8esp	Combination			0.8152	-2.7281	31.4434	0.54241	-0.12451	-0.01188

Record: 9 of 1846

FIG . 4. 71 Despliegue de resultados tablas.

Joint Reactions

File View Options Format

- Export Current Table
 - To Excel
 - To Access
- Display Current Table
- Print Current Table as Text File
- Export All Tables
- Display All Tables
- Print All Tables as Text File
- Save Current Table Format to Table Formats File
- Save All Table Formats to Table Formats File
- Apply Format from File to Current Table
- Apply Formats from File to All Tables
- Add Tables
- Remove Current Table
- Close Form

StepNum Unitless	F1 Ton	F2 Ton	F3 Ton	M1 Ton-m		
1	48.4704	-0.1013	-0.5476	0.02027		
2	16.2987	-1.0077	7.4793	0.02014		
3	1.1913	93.6785	40.7159	-18.98148		
4	8.6529	-19.68	220.7602	4.04294		
5	-11.3843	178.0792	-433.4411	-34.16515		
6	-4.1548	246.8989	-138.8718	-49.05843		
7	-1.0277	5.2596	-25.9811	-0.9608		
8	7.7826	-86.2474	238.6002	17.14322		
9	14.7291	421.5704	616.7779	-87.05682		
10	-7.1711	922.2318	-67.7677	-183.50494		
11	-5.5462	607.4331	-103.2857	-120.80073		
12	2.5599	-593.7999	809.4138	116.82682		
	0.0278	6.8253	8.255	-1.35656		
	0.0509	0.4601	0.7822	-0.09322		
120	H3	LinStatic				
			0.0082	4.8557	6.4806	-0.96341
120	H4	LinStatic				
			0.0156	0.1972	-0.0002095	-0.03932
120	H5	LinStatic				
			0.0499	2.6608	2.178	-0.52829
120	H6	LinStatic				
			0.122	4.917	6.4631	-0.97834
120	H7	LinStatic				
			0.0671	1.9844	3.1365	-0.39444
120	H8	LinStatic				
			0.0898	3.9747	5.6291	-0.79216
120	PEATONAL	LinStatic				
			0.0546	-3.2116	1.8876	0.63884

Record: 12 of 1846

FIG . 4. 72 Exportacion de tablas en formato excel.

**PASO # 8: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS
CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE.**

A continuación se diseñaran los elementos que constituyen al puente que se ha tomado como ejemplo.

✚ DISEÑO DE VIGA LONGITUDINAL.

Para el análisis del diseño de la viga longitudinal de concreto reforzado se tomaran los valores máximos que se han obtenido de los resultados del modelado en SAP2000. Antes de colocar los valores máximos, se necesita saber que barras del SAP2000 componen el elemento que se desea diseñar, por lo que en la **Tabla 4.10** se presenta un resumen donde se encuentra la numeración de la barra que componen las vigas. Para una mejor visualización, se recomienda ver el **ANEXO 4.55**, donde se encuentra la malla que se utilizo en el modelo del SAP2000 con la respectiva numeración de las barras. El diseño se hará para el eje que tenga los resultados más desfavorables, que para nuestro ejemplo de aplicación será el **EJE 3**, como se podrá apreciar más adelante.

Elemento	Numeración de barras que componen el elemento en el modelo del SAP2000
Viga longitudinal 1 (Viga 1)	108 a 123
Viga longitudinal 2 (Viga 2)	124 a 139
Viga longitudinal 3 (Viga 3)	140 a 155
Viga longitudinal 4 (Viga 4)	156 a 171
Viga longitudinal 5 (Viga 5)	172 a 187

Tabla 4.10 Numeración de barras en SAP2000 para vigas y diafragmas.

A continuación se procede a realizar el diseño de la viga longitudinal, según la ACI 318-05.

Los valores máximos obtenidos en el modelo del puente en SAP2000 para momento y cortante son los siguientes:

MOMENTO POSITIVO MAXIMO			
Elemento	Valor del momento (Ton-m).	Barra donde se produce	Combinación que lo produce
Viga 1	186.13075	F - 111	RESISTENCIA 1-H 10
Viga 2	202.38543	F - 127	RESIS-H 8 esp
Viga 3	207.41875	F - 142	RESIS-H 8 esp
Viga 4	195.95648	F - 159	RESIS-H 8 esp
Viga 5	175.31673	F - 175	RESIS-H 8 esp

Tabla 4.11 Momento positivo máximo para vigas longitudinales.

MOMENTO NEGATIVO MAXIMO			
Elemento	Valor del momento (Ton-m)	Barra donde se produce	Combinación que lo produce
Viga 1	217.1381	F - 115	RESISTENCIA 1-H 6
Viga 2	232.03927	F - 132	RESIS-H 6
Viga 3	241.72713	F - 147	RESIS-H 6
Viga 4	232.03927	F - 163	RESIS-H 6
Viga 5	217.13811	F - 179	RESISTENCIA 1-H 6

Tabla 4.12 Momento negativo máximo para vigas longitudinales.

CORTANTE POSITIVO MAXIMO.			
Elemento.	Valor del cortante (Ton).	Barra donde se produce.	Combinación que lo produce.
Viga 1	66.3896	F - 115	RESISTENCIA 1-H 10
Viga 2	69.6639	F - 131	RESIS 1-H 14
Viga 3	74.45	F - 147	RESISTENCIA 1-H 10
Viga 4	75.3873	F - 163	RESISTENCIA 1-H 10
Viga 5	68.4154	F - 179	RESISTENCIA 1-H 10

Tabla 4.13 Cortante positivo máximo para vigas longitudinales.

CORTANTE NEGATIVO MÁXIMO.			
Elemento	Valor del cortante (Ton)	Barra donde se produce	Combinación que lo produce
Viga 1	61.0953	F - 117	RESISTENCIA 1-H6
Viga 2	64.6475	F - 116	RESIS1-H6TANDEM
Viga 3	67.6374	F - 148	RESIS1-H6TANDEM
Viga 4	64.6475	F - 164	RESIS1-H6TANDEM
Viga 5	60.0067	F - 180	RESISTENCIA 1-6TANDEM

Tabla 4.14 Cortante negativo máximo para vigas longitudinales.

De las Tablas 4.11, Tabla 4.12, Tabla 4.13 y Tabla 4.14 se toman los valores máximos de cortante y momento, por lo que se comienza con el diseño del refuerzo longitudinal y transversal de la viga.

1. Refuerzo longitudinal.

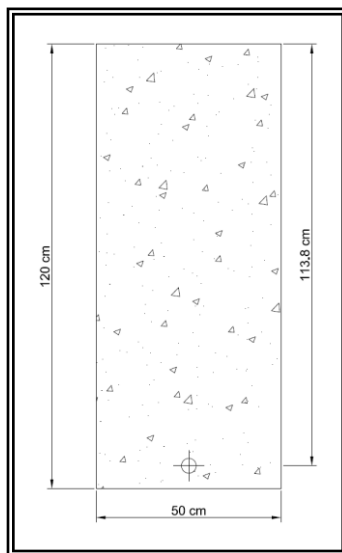


FIG. 4.73 Sección transversal de viga propuesta.

Los valores máximos de momento positivo y negativo están dados en la Tabla 4.11 y Tabla 4.12 respectivamente. Dichos valores se muestran a continuación:

- **Momento positivo ($M_{(+)}$) = 207.41875 Ton.m** (Obtenido de la combinación RESIS - H 8 esp).



FIG. 4.74 Ventana de resultados con valor de momento positivo máximo.

- **Momento negativo ($M_{(-)}$) = 241.72713 Ton.m** (Obtenido de la combinación RESIS - H 6).

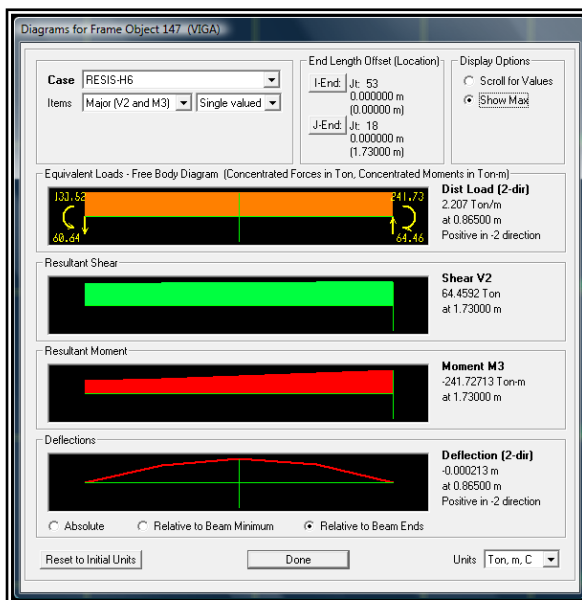


FIG. 4.75 Ventana de resultados con valor de momento negativo máximo.

Calculando el acero corrido.

Datos:

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculando el peralte efectivo.

$$d = 120.00 - rec - \phi_{EST} - \phi_{VA/2} = 120.00 - 5.00 - 0.95 - (2.54/2) = 112.78 \approx 112.80 \text{ cm.}$$

$$\text{Área de acero mínimo} = A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y}(b)(d) = \frac{14}{4200}(50)(112.80)$$

$$A_{s_{\min}} = 18.80 \text{ cm}^2$$

Se proponen **4 varillas # 8.**

$$A_s = 4 \times 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20.28 \text{ cm}^2 \text{ (Área de acero corrido)}$$

Calculando ρ se tiene:

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{20.28 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \times 112.80 \text{ cm}} = 0.00359574$$

Encontrando la capacidad del Acero Corrido:

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.00359574 (4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})}{280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\omega = 0.05393617$$

Calculando el momento último se tiene:

$$M_u = \phi \omega f'_c (1 - 0.59 \omega) b d^2$$

$$M_u = 0.90 (0.054) (280) \{1 - (0.59 \times 0.054)\} 50 \times 112.8^2$$

$$M_u = 8,371,897.594 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 83.72 \text{ Ton} - \text{m}$$

✚ **Calculo para el refuerzo longitudinal para soportar el momento negativo.**

$$M_{(.)} = 241.72713 \text{ Ton.m}$$

$$Mu = \phi(\omega) f'_c (1 - 0.59\omega) b d^2$$

$$241.73 \times 10^5 = 0.90 \omega \times 280 (1 - 0.59\omega) 50 (112.8^2)$$

Resolviendo, se obtienen los siguientes resultado:

$$\omega_1 = 1.528$$

$$\omega_2 = 0.167 \text{ se toma este valor.}$$

$$\rho = \frac{\omega f'_c}{f_y} = \frac{0.167 \times 280}{4200} = 0.01113333$$

Encontrando el acero de refuerzo se tiene:

$$A's = \rho b d = 0.01113333 \times 50 \times 112.8 = 62.792 \text{ cm}^2$$

$$A s_{\text{restante}} = A s - A s_{\text{corrido}}$$

$$A s_{\text{restante}} = 62.792 \text{ cm}^2 - 20.28 \text{ cm}^2$$

$$A s_{\text{restante}} = 42.51 \text{ cm}^2$$

Se propone es siguiente acero de refuerzo.

$$4 \# 8 = 4 \times 5.07 \text{ cm}^2 = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$6 \# 7 = 6 \times 3.88 \text{ cm}^2 = \underline{23.28 \text{ cm}^2}$$

$$43.56 \text{ cm}^2$$

$$A's = 20.28 \text{ cm}^2 + 43.56 \text{ cm}^2 = 63.84 \text{ cm}^2.$$

Se recomienda que el acero corrido ($A s_{\text{corrido}}$) tiene que ser por lo menos 0.5 del acero total ($A's$) que sirve para soportar el momento máximo, por lo que:

$$A s_{\text{corrido}} \geq \frac{1}{2} A's$$

$$20.28 \text{ cm}^2 \geq \frac{1}{2} (63.84 \text{ cm}^2)$$

$$20.28 \text{ cm}^2 \geq 31.92 \text{ cm}^2 \text{ No cumple!!}$$

Por tal motivo se proponen 3 bastones # 7 en el lecho inferior para que cumplan con este requisito, logrando de esta manera alcanzar el área mínima de acero necesaria.

Al colocar bastones, como ha sucedido en nuestro caso, 3 # 7, se deberá calcular el momento último para el acero corrido en esa sección. Realizando este cálculo, el momento que se obtiene da un valor de: 129.28 Ton.m

$$A_{s_{\text{corrido}}} \geq \frac{1}{2} A's$$

$$20.28 \text{ cm}^2 + (3 \times 3.88 \text{ cm}^2) \geq \frac{1}{2} A's$$

$$31.90 \text{ cm}^2 \geq 31.92 \text{ cm}^2 \text{ cumple!!}$$

Se calcula el % de refuerzo del lecho superior.

$$\rho = \frac{A's}{bd} = \frac{63.84 \text{ cm}^2}{(50 \text{ cm})(112.8 \text{ cm})} = 0.0113191$$

Se calcula la capacidad del acero de refuerzo propuesto (cuantía):

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} = \frac{(0.0113191)(4200)}{280} = 0.169787$$

Calculando el momento que resiste la viga:

$$M_u = \phi \omega f_c (1 - 0.59 \omega) b d^2$$

$$M_u = 0.90 (0.169787) (280) \{1 - (0.59 \times 0.169787)\} 50 \times 112.80^2$$

$$M_u = 24,493,570.02 \text{ Kg.cm}$$

$$M_u = 244.9357 \text{ Ton.m}$$

$$244.94 \text{ Ton.m} \geq 241.73 \text{ Ton.m} \quad \text{OK!}$$

Para el cálculo del refuerzo longitudinal que se necesita para resistir el Momento positivo (207.41875 Ton.m), se realiza el mismo proceso que se siguió para el cálculo del acero del momento negativo, En la **Tabla 4.15** se presenta un resumen de los resultados que se obtuvieron para el cálculo del momento positivo.

$M_{(+)} \text{ del}$ $SAP2000$ (Ton.m)	A_{sTotal}	53.70 cm^2	ρ	M_U (Ton.m)	<i>Acero necesario para cumplir la condición</i> $A_{s\text{ corrido}} \geq \frac{1}{2} A's$ 2 # 7
207.42	$A_{s\text{ corrido}}$	20.28 cm^2 (4 # 8)	0.0095	209.67	M_U que se calculo tomando en cuenta el $A_{s\text{ corrido}}$ y 2 # 7 114.30 Ton.m
	$A_{s\text{ restante}}$	33.42 cm^2 (2 # 8 y 6 # 7)			

Tabla 4.15 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal para momento positivo.

Refuerzo de piel.

Debido que el valor de " d_e " (112.80 cm) es mayor que 90 cm, se debe colocar refuerzo de piel en la cabeza de la pila.

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{As + Aps}{1200}$$

Donde:

A_{sk} = Relación de área de Armadura y altura de elemento.

As = Área de armadura de tracción.

Aps = Área de acero pretensado.

$$A_{sk} \geq 0.001(1128 - 760) \leq \frac{6384 + 0}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.368 \leq 5.32$$

$$\text{Armadura de piel} = 0.368 \times 1128 = 415.10 \text{ mm}^2 = 4.15 \text{ cm}^2$$

Colocar 1 # 6 en cada una de las caras laterales de la viga.

A continuación se presenta las secciones que corresponden al diseño de la viga para el momento positivo y para el momento negativo. Si se desea ver la distribución del acero en forma longitudinal ir al Plano 1/2.

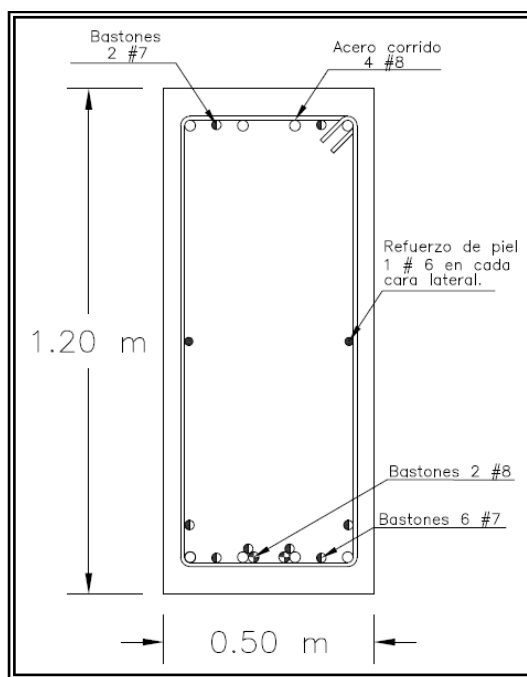


FIG. 4.76 Sección transversal de viga para momento positivo.

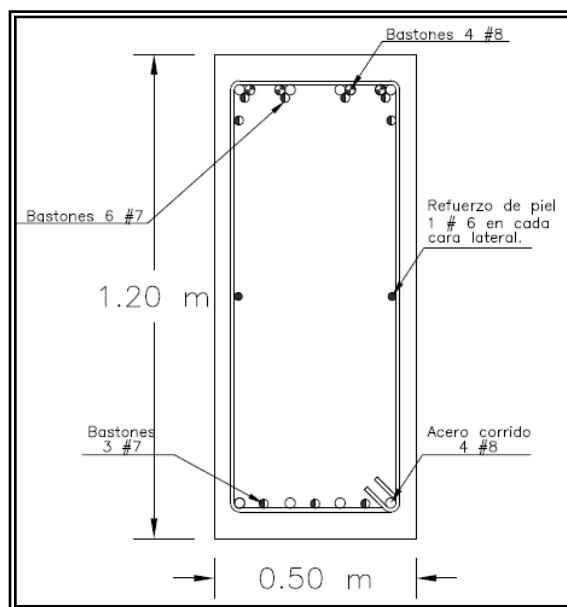


FIG. 4.77 Sección transversal de viga para momento negativo.

Se presenta una tabla resumen de los momentos distribuidos por tramos y su respectivo refuerzo de acero longitudinal necesario. Se recomienda revisar el ANEXO 4.55. para que haya una mejor comprensión a la hora de revisar esta información.

EJE	Tramo	M _{SAP} (Ton.m)	M _{ultimo} (Ton.m)	A _{S_{corrido}} (cm ²)	A _{S_{bastones}} (cm ²)	A _{S_{total}} (cm ²)
1	A - B	M ₍₊₎ = 186.13	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
	B	M ₍₋₎ = 217.14	M ₍₋₎ = 244.94	20.28	43.56	63.84
	B - C	M ₍₊₎ = 186.13	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
2	A - B	M ₍₊₎ = 202.39	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
	B	M ₍₋₎ = 232.04	M ₍₋₎ = 244.94	20.28	43.56	63.84
	B - C	M ₍₊₎ = 202.39	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
3	A - B	M ₍₊₎ = 207.42	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
	B	M ₍₋₎ = 241.73	M ₍₋₎ = 244.94	20.28	43.56	63.84
	B - C	M ₍₊₎ = 207.42	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
4	A - B	M ₍₊₎ = 195.96	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
	B	M ₍₋₎ = 232.04	M ₍₋₎ = 244.94	20.28	43.56	63.84
	B - C	M ₍₊₎ = 195.96	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
5	A - B	M ₍₊₎ = 175.32	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70
	B	M ₍₋₎ = 217.14	M ₍₋₎ = 244.94	20.28	43.56	63.84
	B - C	M ₍₊₎ = 175.32	M ₍₊₎ = 209.67	20.28	33.42	53.70

Tabla 4.16 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal.

2. Refuerzo transversal.

Los valores máximos de cortante positivo y negativo están dados en la **Tabla 4.13** y **Tabla 4.14** respectivamente. Dichos valores se muestran a continuación:

➤ **Cortante positivo (V₍₊₎) = 75.3873 Ton** (Obtenido de la combinación RESISTENCIA I-H10).

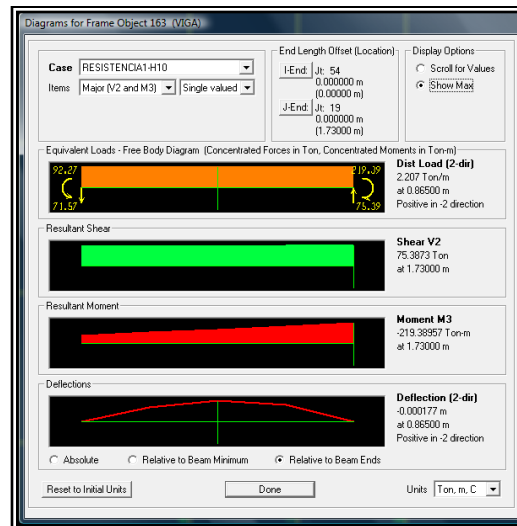


FIG. 4. 78 Ventana de resultados con valor de cortante positivo máximo.

- **Cortante negativo ($M_{(-)}$) = 67.6374 Ton** (Obtenido de la combinación RESIS1-H6TANDEM).

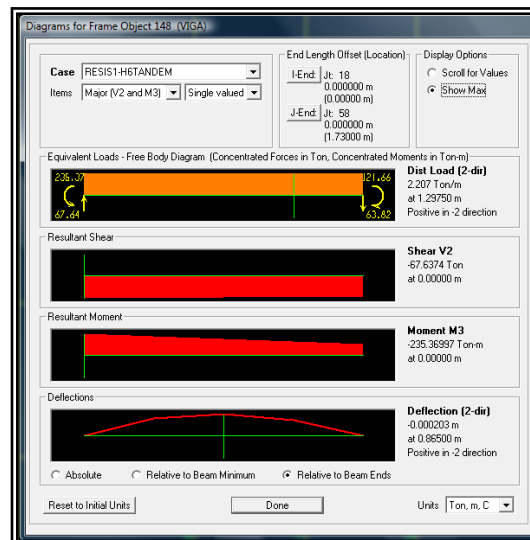


FIG. 4. 79 Ventana de resultados con valor de cortante negativo máximo.

Se diseñara para el refuerzo transversal según la especificación AASTHO LRFD 2004 para el cortante de mayor valor, que corresponde al cortante positivo (75.3873 Ton).

Datos:

$$V_{(+)} = 75.3873 \text{ Ton} \approx 751.160 \text{ kN}.$$

$$M_u = 207.41875 \text{ Ton.m} \approx 2066.72 \text{ kN.m}.$$

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2 \approx 30 \text{ MPa}.$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \approx 400 \text{ MPa}.$$

$$A_s = 53.70 \text{ cm}^2 \approx 5370 \text{ mm}^2$$

$$b = 50 \text{ cm} \approx 500 \text{ mm}.$$

$$d_e = 112.8 \text{ cm} \approx 1128 \text{ mm}.$$

Calcular el valor de d_v . (d_v : Altura de corte efectiva).

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c (b)} = \frac{5370 \times 400}{0.85 \times 30 \times 500} = 168.47 \text{ mm}$$

$$d_v \begin{cases} d_e - a/2 = 1128 - 168.47/2 = 1043.765 \text{ mm} & 0 \text{ k!!!} \\ 0.90 d_e = 0.90 \times 1128 = 1015.2 \text{ mm} \\ 0.72 h = 0.72 \times 1200 = 864 \text{ mm} \end{cases}$$

Calcular $\frac{v}{f'_c}$ donde $V_p = 0$ y $\phi = 0.90$ v : (Tensión de corte)

$$v = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{751.160 \times 10^3}{0.9 \times 500 \times 1043.765} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{1.60}{30} = 0.05333$$

Estimar y calcular ϵ_x . (ϵ_x : Resistencia a corte del elemento en análisis)

$$\text{Asumiendo } \theta = 45^\circ, \cot \theta = 1.00, V_p = 0.00, A_{ps} = 0.00, N_u = 0.00$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + 0.5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_o \right)}{2 E_s A_s} = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5 (V_u) \cot \theta \right)}{2 E_s A_s}$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{2066.72 \times 10^6}{1043.765} + 0.5 (751.160 \times 10^3) (1.00) \right)}{2 (200 \times 10^3) (5370)}$$

$$\varepsilon_x = 0.001097$$

Con el valor de ε_x y la relación v/f'_c se obtiene del grafico (ANEXO 4.53) los valores de θ y β . Con el nuevo valor de θ que se obtiene, se vuelve a calcular ε_x para revisar de nuevo en el grafico los valores de θ y β . Este procedimiento se realiza hasta que no varían demasiado los valores de θ y β .

Del grafico con:

$\varepsilon_x = 0.001097$ y $v/f'_c = 0.053$ se obtienen los siguientes valores:

$$\theta = 36^\circ \text{ y } \beta = 2.14.$$

Con el nuevo valor de $\theta = 36^\circ$ se vuelve a calcular el valor de ε_x .

$$\varepsilon_x = 0.00116$$

Del grafico con:

$\varepsilon_x = 0.00116$ y $v/f'_c = 0.053$ se obtienen los siguientes valores:

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 36^\circ \\ \beta = 2.10 \end{array} \right\} \text{ Se toman estos valores.}$$

Calcular V_s y V_c y la separación de los estribos.

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}(b_v)(d_v)$$

$$V_c = 0.083 \times 2.10 \times \sqrt{30} \times 500 \times 1043.765$$

$$V_c = 498,231.00 \text{ N} = 50.00 \text{ Ton}$$

Calculando el valor de V_s

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 498,231.00$$

$$V_s = \frac{751,160 \times 10^3}{0.9} - 498,231.00$$

$$V_s = 336,391.22 \text{ N} \approx 33.76 \text{ Ton}$$

Tomando varilla No. 3 para los ramales de los estribos, la cual tiene un área de $A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \approx 142 \text{ mm}^2$

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v}{V_s} \cot \theta = \frac{142 \times 400 \times 1043.765}{336,391.22} (1.3764)$$

$$s \leq 242.58 \text{ mm} \cong 24.26 \text{ cm}$$

Por lo que se propone estribos # 3 a cada 200 mm (20 cm).

Comprobando el A_v necesario se tiene:

$$A_v \leq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{(b_v)(s)}{f_y} = 0.083 \sqrt{30} \frac{(500)(200)}{400} = 113.65 \text{ mm}^2$$

$$142 \text{ mm}^2 > 113.63 \text{ mm}^2 \quad \text{Ok!}$$

Calcular la separación máxima de los estribos.

$$v_u < 0.25 f'_c = 1.60 < 0.125(30)$$

$$1.60 < 3.75 \quad \text{por lo tanto}$$

$$s_{max} = 0.8 (d_v) \leq 600 \text{ mm} = 0.8 (1043.765) \leq 600 \text{ mm}$$

$s_{max} = 835.012 \leq 600 \text{ mm}$ por lo que la separación máxima que se propone es la siguiente: $s_{max} = 400 \text{ mm} (20 \text{ cm})$.

Del diagrama de cortante máximo obtenido del modelado en SAP2000, se concluye que se colocara estribos # 3 @ 25 cm a una distancia de $4.5 d_v$ de cada apoyo y en lo demás se colocara estribos # 3 @ 40 cm. (Ver Plano 1/2).

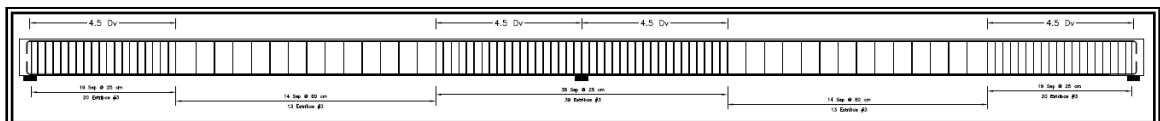


FIG. 4. 80 Distribución del refuerzo transversal para la viga longitudinal.

DISEÑO DE DIAFRAGMA .

Así como se hizo para las vigas longitudinales, antes de colocar los valores máximos, se necesita saber que barras del SAP2000 componen el elemento que se desea diseñar, por lo que en la **Tabla 4.17** se presenta un resumen, en el cual se encuentra la numeración de las barras que componen los diafragmas. Para una mejor visualización, se recomienda ver el **ANEXO 4.55** donde se encuentra la malla que se utilizo en el modelo del SAP2000 con la respectiva numeración de las barras.

Elemento	Numeración de barras que componen el elemento en el modelo del SAP2000
Diafragma 1 (D 1)	F - 6 a F - 9
Diafragma 2 (D 2)	F - 10 a F - 13
Diafragma 3 (D 3)	F - 14 a F - 17
Diafragma 4 (D 4)	F - 18 a F - 21
Diafragma 5 (D 5)	F - 22 a F - 25

Tabla 4.17 Numeración de barras en SAP2000 para vigas y diafragmas.

El diseño del diafragma se hará de manera general, tomando los valores máximos de momento y cortante obtenidos en el SAP2000, los cuales se presenta a continuación:

MOMENTO POSITIVO MAXIMO .			
Elemento.	Valor del momento (Ton-m).	Barra donde se produce.	Combinación que lo produce.
D 1	14.41082	F - 8	EXT1-H1-0.3Ex-Ey
D 2	18.58043	F - 112	RESIS-H8esp
D 3	8.24248	F - 17	EXT1H6-0.3Ex-Ey
D 4	9.84351	F - 21	RESISTECIA -H8esp
D 5	12.11795	F - 23	EXTREMO1-H2-0.3Ex-Ey

Tabla 4.18 Momento positivo máximo para diafragmas.

MOMENTO NEGATIVO MÁXIMO			
Elemento	Valor del momento (Ton-m)	Barra donde se produce	Combinación que lo produce
D 1	14.95182	F - 8	EXT-H1-0.3Ex-Ey
D 2	9.9039	F - 10	RESIS-H8esp
D 3	14.31998	F - 14	EXTREMO1-H4-0.3Ex-Ey
D 4	12.39571	F - 20	RESIS-H6
D 5	13.27984	F - 23	EXTREMO-H2-0.3Ex-Ey

Tabla 4.19 Momento negativo máximo para diafragmas.

CORTANTE POSITIVO MÁXIMO.			
Elemento.	Valor del cortante (Ton).	Barra donde se produce.	Combinación que lo produce.
D 1	13.1645	F - 8	EXT1-H1-0.3Ex-Ey
D 2	11.2754	F - 13	RESIS-H8esp
D 3	5.3019	F - 17	RESIS1-H2-BR1
D 4	6.2819	F - 21	RESIS-H6
D 5	11.4511	F -23	EXTREMO1-H2-0.3Ex-Ey

Tabla 4.20 Cortante positivo máximo para diafragmas.

CORTANTE NEGATIVO MÁXIMO.			
Elemento.	Valor del cortante (Ton).	Barra donde se produce.	Combinación que lo produce.
D 1	10.0577	F - 6	RESIS1-H1
D 2	11.3817	F - 10	RESIS-H8esp
D 3	6.5549	F - 14	EXT1-H2-0.3Ex-Ey
D 4	7.9988	F - 18	RESIS-H6
D 5	4.3575	F - 23	RESIS-H6

Tabla 4.21 Cortante negativo máximo para diafragmas.

De las **Tablas 4.18, Tabla 4.19, Tabla 4.20 y Tabla 4.21** se toman los valores máximos de cortante y momento, por lo que se procede con el diseño del refuerzo longitudinal y transversal del diafragma.

1. Refuerzo longitudinal.

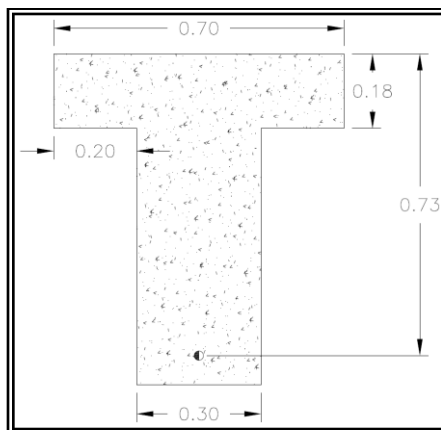


FIG . 4. 81 Sección de diafragma .

Los valores máximos de momento positivo y negativo están dados en la **Tabla 4.7 y Tabla 4.8** respectivamente. Dichos valores se muestran a continuación:

➤ **Momento positivo ($M_{(+)}$) = 18.58043 Ton.m** (Obtenido de la combinación RESIS-H8esp).

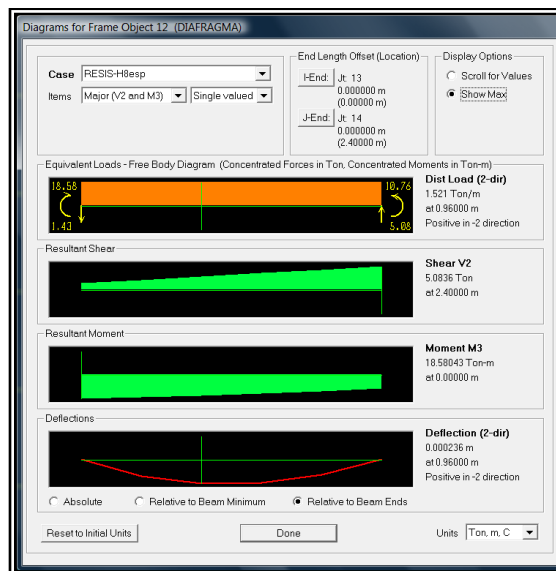


FIG . 4. 82 Ventana de resultados con valor de momento positivo máximo .

➤ **Momento negativo ($M_{(-)}$) = 14.95182 Ton.m** (Obtenido de la combinación EXT-H1-0.3Ex-Ey).

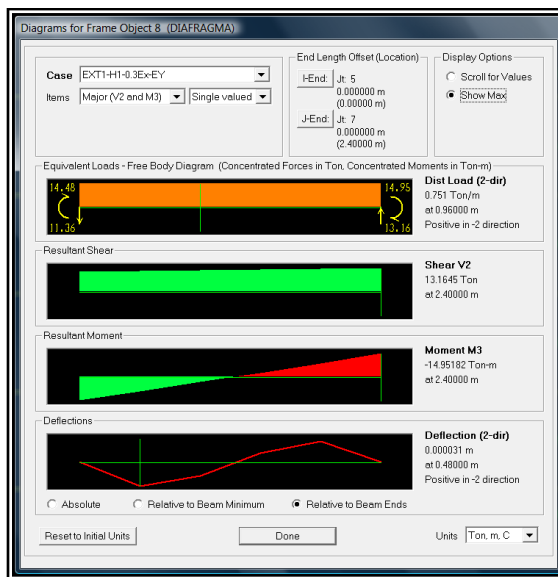


FIG. 4.83 Ventana de resultados con valor de momento negativo máximo.

Para el cálculo del refuerzo longitudinal se realiza el mismo proceso que se siguió para el cálculo del acero en la viga longitudinal. En la **Tabla 4.22** se presenta un resumen de resultados que se obtuvieron en el diseño del acero longitudinal para los diafragmas.

$M_{(+)}$ del SAP 2000	$A_{s\text{ corrido}}$	ρ	Momento que soporta el acero corrido.	Conclusión
18.58 Ton.m	7.76 cm ² (2 # 7)	0.0035	20.72 Ton.m	El momento que soporta el acero corrido es suficiente para soportar los momentos solicitados.
$M_{(-)}$ del SAP 2000	$A_{s\text{ corrido}}$	ρ	Momento que soporta el acero corrido.	
14.95 Ton.m	7.76 cm ² (2 # 7)	0.0035	20.72 Ton.m	

Tabla 4.22 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo longitudinal para el diafragma.

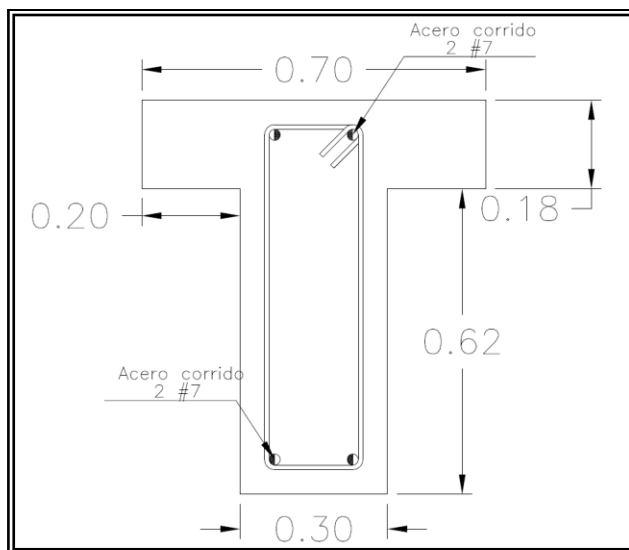


FIG . 4. 84 Sección del Diafragma .

2. Refuerzo transversal.

Los valores máximos de cortante positivo y negativo están dados en la **Tabla 4.20** y **Tabla 4.21** respectivamente. Dichos valores se muestran a continuación:

➤ **Cortante positivo ($V_{(+)}$) = 13.1645 Ton.** (Obtenido de la combinación EXT1-H1-0.3Ex-Ey).

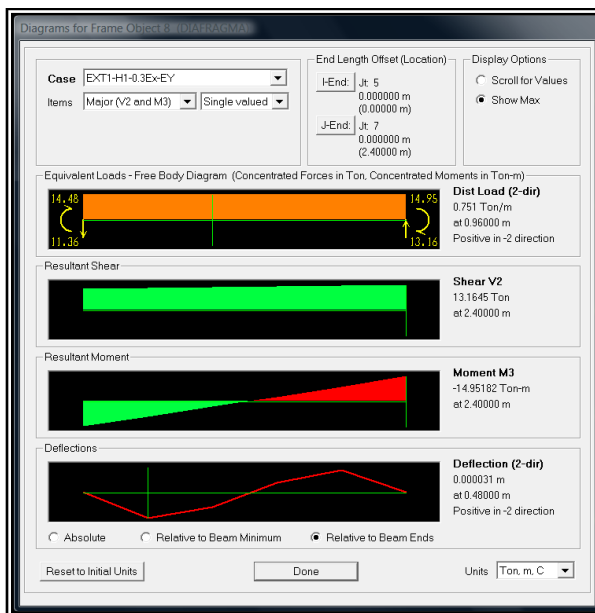


FIG . 4. 85 Ventana de resultados con valor de cortante positivo máximo .

➤ **Cortante negativo ($V_{(-)}$) = 11.3817 Ton.** (Obtenido de la combinación RESIS - H8esp).

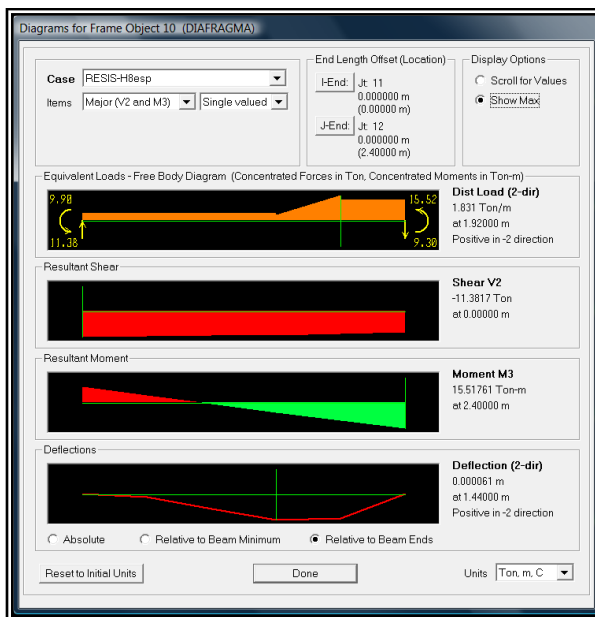


FIG . 4. 86 Ventana de resultados con valor de cortante negativo máximo.

De igual manera que el diseño del acero longitudinal, para el diseño del acero transversal del diafragma se realiza el mismo proceso que se siguió para la viga longitudinal, por lo que en la **Tabla 4.23** se presenta un resumen de los datos que se han obtenido.

$V_{(+)} del$ SAP 2000	d_v (mm)	v (MPa)	ϵ_x	$\theta - \beta$	$V_c (Ton)$	<i>Conclusión</i>
13.16 Ton	720.71	0.66	0.0011	$37^\circ - 2.10$	21.05	
$V_{(-)} del$ SAP 2000	d_v (mm)	v (MPa)	ϵ_x	$\theta - \beta$	$V_c (Ton)$	
11.38 Ton.m	720.71	0.66	0.0011	$37^\circ - 2.10$	21.05	

Tabla 4.23 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del refuerzo transversal para el diafragma.

Ya con los datos que se obtuvieron anteriormente, se calcula la separación necesaria de los estribos.

$$S \leq \frac{A_v f_y}{0.083 \sqrt{f'_c b_v}} = \frac{142 \times 400}{0.083 \sqrt{30.00 \times 300}} = 416 \text{ mm}$$

Calculando la separación máxima de los estribos, tenemos:

$$v_u < 0.125 f'_c$$

$$0.66 < 0.125 \times 30$$

$$0.019 < 3.75$$

$$S_{max} = 0.8 d v \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 0.8 \times 720.705 \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 576.56 \leq 600 \text{ mm}; \text{ cumple}$$

Se propone estribo # 3 @ 400 mm (40 cm).

Comprobando el A_v necesario

$$A_v = 0.083 \frac{\sqrt{27.46 \times 300 \times 400}}{411.88}$$

$$A_v = 126.72 \cong 127 \text{ mm}^2$$

$$142 > 127 \text{ Ok!}$$

Refuerzo para cortante: estribos #3 @ 400 mm (40 cm).

El detalle del refuerzo transversal para el diafragma se presenta en el Plano 1/2.

DISEÑO DE LOSA.

Al igual que las vigas, el diseño de las losas se hará de manera ilustrativa, de tal manera desarrollando solo el diseño del refuerzo perpendicular al tráfico de la losa.

Para dicho análisis, se hará un modelado especial para una franja de losa que se encontrara apoyada en las cinco vigas y tendrá 276 cm. de ancho (especificación

AASHTO no limita el ancho de la sección de transversal) y 18 cm. de alto (correspondiente a la sección 3 que se utilizó para el modelado) ver FIG .4.87.

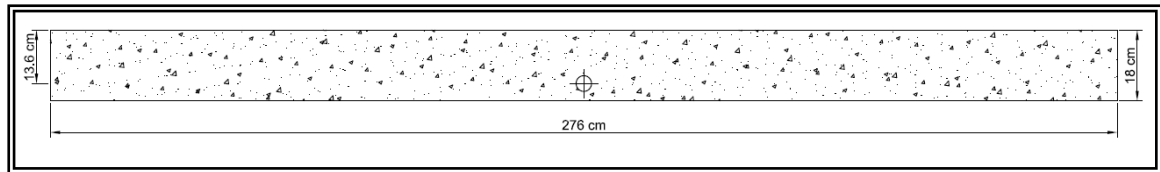


FIG . 4 . 87 Sección de losa propuesta.

Para este modelo especial, la sección de losa ha sido afectada por cinco cargas, las cuales el cálculo de ellas ya se vio en el paso #6 correspondiente al modelado. Las cargas consideradas son:

- DEAD: Peso propio.
- Sobrecarga muerta (FIG . 4.88).

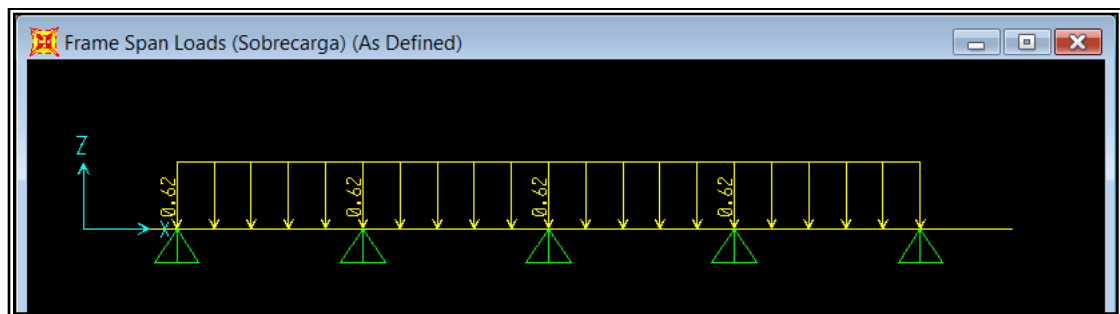


FIG . 4 . 88 Sobrecarga muerta.

- Carga peatonal (FIG . 4.89).

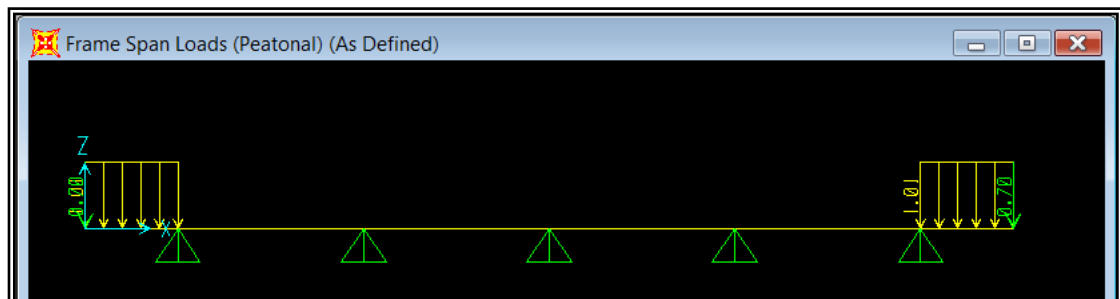


FIG . 4 . 89 Carga peatonal.

- Carril de diseño (FIG. 4.90).

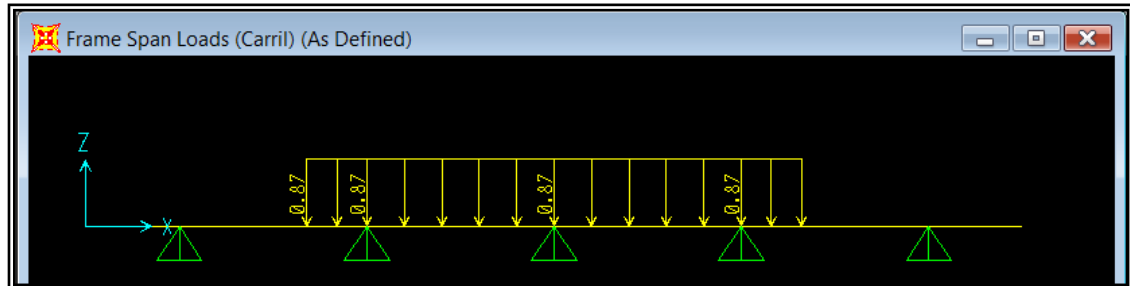


FIG. 4.90 Carga de carril de diseño.

- Camión (FIG. 4.91). Para esta carga, se considero que los ejes más pesados (traseros) están actuando al mismo tiempo en la sección que se considera de la losa.

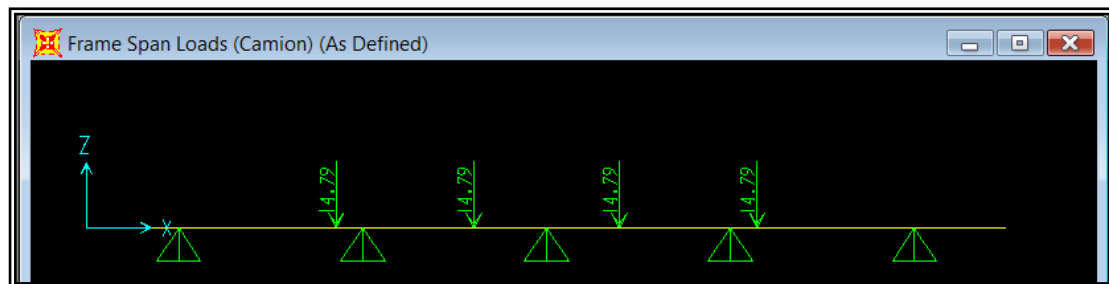


FIG. 4.91 Carga de camión.

Los valores máximos de momento positivo y negativo que se obtienen del modelado de la sección de la losa son los siguientes:

- **Momento positivo ($M_{(+)}$) = 10.26 Ton.m .**
- **Momento negativo ($M_{(-)}$) = 13.77 Ton.m .**

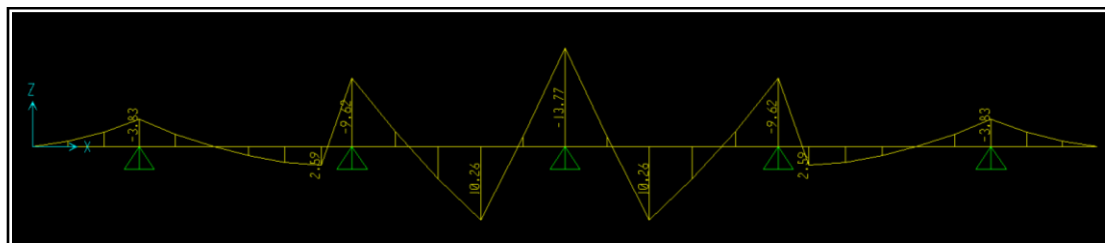


FIG. 4.92 Resultados máximos para momento positivo y negativo.

Para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal se realiza el mismo proceso de diseño que se siguió para el cálculo en el diafragma y en la viga longitudinal. En la **Tabla 4.24** se presenta el resumen de resultados obtenidos. El detallado de la losa se presenta en el **Plano 1/2**.

$M_{(+)} \text{ del SAP 2000}$	$A_{s_{\text{corrido}}}$	$A_{s_{\text{bastones}}}$	$A_{s_{\text{total}}}$	ρ	$M_{\text{ultimo}} \text{ (Ton.m)}$	<i>Distribución del acero de refuerzo longitudinal.</i>
10.20 Ton.m	12.70 cm ²	8.89 cm ²	21.59 cm ²	0.00575	10.53	$A_{s_{\text{corrido}}}$: Varilla #4 @ 25 cm.
$M_{(-)} \text{ del SAP 2000}$	$A_{s_{\text{corrido}}}$ cm ²	$A_{s_{\text{bastones}}}$	$A_{s_{\text{total}}}$	ρ	$M_{\text{ultimo}} \text{ (Ton.m)}$	$A_{s_{\text{bastones}}}$ para $M_{(+)}$: Varilla #4 @ 35 cm.
13.77 Ton.m	12.70 cm ²	16.51 cm ²	29.21 cm ²	0.00778	14.19	$A_{s_{\text{bastones}}}$ para $M_{(-)}$: Varilla #4 @ 20 cm.

Tabla 4.24 Resumen de resultados obtenidos para el cálculo del acero de refuerzo para la losa.

DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS.

Los apoyos considerados en este texto se limitan a los construidos de neopreno reforzados con láminas de acero interiores. Dichos apoyos se diseñan mediante las cargas de servicio (No mayoradas).

El ejemplo de diseño se realiza tomando la línea de apoyos ubicados sobre la pila, de los cuales el apoyo del centro es el más solicitado ante las combinaciones de servicio. El elemento a diseñar es el apoyo 13 (Numeración del programa SAP2000 para el elemento Link) para la hipótesis H2-BR1 (Combinación de Servicio I para camión ubicado exactamente sobre la línea de apoyo).

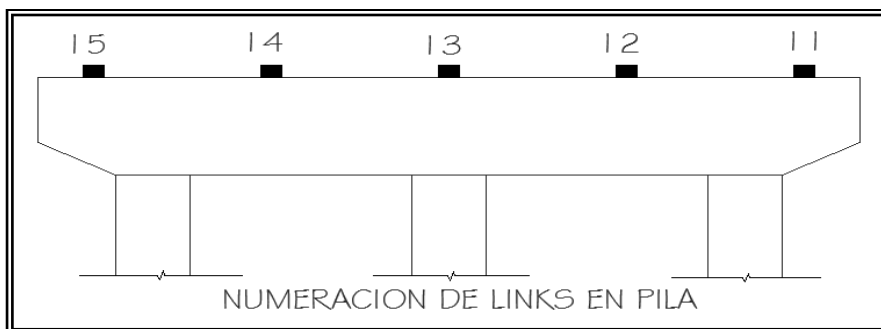


FIG. 4. 93 Numeración de apoyos de pila.

El desglose de las cargas que actúan sobre el apoyo para la combinación de Servicio se da a continuación (Ver FIG 4.94):

- ✓ Peso propio (DC): -50.7888 Ton (Compresión).
- ✓ Sobrecarga muerta (DW): -12.7757 Ton (Compresión).
- ✓ Camión HL-93 (H2-apoyo): $0.9 \times (-17.6518) \times 1.33$ (Impacto) = -21.1822 Ton.
- ✓ Carga de Carril (H5-apoyo): $0.9 \times (-13.0761) = -11.7685$ Ton.
- ✓ Frenado 1 (BR1 ó FR1): -0.0643 Ton.

Link Text	LinkElem Text	Station Text	OutputCase Text	CaseType Text	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton-m
13	13	I-End	RESIS1-H14	Combination	-135.0619	0.1935	-0.0399	-0.00742
13	13	J-End	RESIS1-H14	Combination	-135.0619	0.1935	-0.0399	-0.00742
13	13	I-End	SIS1-H6TANDI	Combination	-137.3403	0.003	-0.0000002924	0.00000003673
13	13	J-End	SIS1-H6TANDI	Combination	-137.3403	0.003	-0.0000002924	0.00000003673
13	13	I-End	TENCIA1-H6TA	Combination	-129.6665	0.0026	-0.0000002491	0.00000003128
13	13	J-End	TENCIA1-H6TA	Combination	-129.6665	0.0026	-0.0000002491	0.00000003128
13	13	I-End	DC	Combination	-50.7888	-3.176E-14	7.921E-15	-1.564E-16
13	13	J-End	DC	Combination	-50.7888	-3.176E-14	7.921E-15	-1.564E-16
13	13	I-End	DW	Combination	-12.7757	-9.323E-15	8.88E-16	7.369E-17
13	13	J-End	DW	Combination	-12.7757	-9.323E-15	8.88E-16	7.369E-17
13	13	I-End	S-H2-APOYO	Combination	-17.6518	0.0000006669	0.0000002747	-0.00866E-000
13	13	J-End	S-H2-APOYO	Combination	-17.6518	0.0000006669	0.0000002747	-0.00866E-000
13	13	I-End	S-H5-APOYO	Combination	-13.0761	-6.413E-15	0.00000001832	-2.019E-16
13	13	J-End	S-H5-APOYO	Combination	-13.0761	-6.413E-15	0.00000001832	-2.019E-16
13	13	I-End	S-BR1-APOYO	Combination	-0.0643	0.4122	1.816E-15	1.96E-14
13	13	J-End	S-BR1-APOYO	Combination	-0.0643	0.4122	1.816E-15	1.96E-14
14	14	I-End	SISTENCIA1-H	Combination	-110.147	0.1253	-0.0581	0.00187
14	14	J-End	SISTENCIA1-H	Combination	-110.147	0.1253	-0.0581	0.00187
14	14	I-End	SISTENCIA1-H2	Combination	-124.8341	0.575	0.0733	-0.00956
14	14	J-End	SISTENCIA1-H2	Combination	-124.8341	0.575	0.0733	-0.00956

FIG. 4. 94 Ventana de resultados de apoyo central de pila.

De esta manera se tiene que la sumatoria de cargas muertas y vivas es:

$$P_{muerta} = 50.7888 + 12.7757 = 63.5645 \text{ Ton.}$$

$$P_{viva} = 21.1822 + 11.7685 + 0.0643 = 33.015 \text{ Ton.}$$

En resumen los datos adicionales necesarios para el diseño del apoyo son:

a. Deformaciones.

- ✓ Giro (Radianes) que se retomó de la misma combinación $\theta = 0.00002 \text{ rad}$
(Aproximadamente cero).



FIG. 4.95 Ventana de resultados de deformaciones en apoyo central de pila.

- ✓ Deformación longitudinal, Estará limitada por las deformaciones por temperatura según el artículo 3.12.2.2^a de la AASHTO, edición 2004, (Coeficiente de expansión térmica $\alpha = 10.8 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$ para concreto de peso normal), y para contracción según el artículo 5.4.2.3.1 de la AASHTO, edición 2004, (Coeficiente de contracción 0.0005 mm/mm para en un período de un año para concreto de peso normal). Estas deformaciones se calculan a continuación.

b. Temperatura.

De la FIG. 2.97 del capítulo 2 de este texto se tiene el mapa de la temperatura media anual en la zona de Chalatenango, la cual se toma como 26° C . Debido a que no se

tiene otra información, se asume que la temperatura máxima y mínima de diseño es: 40°C y 12°C respectivamente, obteniendo los diferenciales de temperatura de $\Delta T = 14^\circ\text{C}$ y $\Delta T = -14^\circ\text{C}$. La siguiente ecuación es dada por el artículo 3.12.2.2.2a de la AASHTO:

$$\Delta \text{temp} = 1.3 \times a \times \Delta T \times L$$

Donde:

Δtemp = Deformación por temperatura.

a = Coeficiente de expansión térmica del concreto = $10.8 \times 10^{-6} \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$.

ΔT = Diferencial de temperatura.

L = Longitud de deformación (mm)

Entonces se tiene que:

$$\Delta = 1.3 \times 10.8 \times 10^{-6} \times (14.00) \times (27.62 \times 1000) = 7.20 \text{ mm (Alargamiento)}$$

$$\Delta = 1.3 \times 10.8 \times 10^{-6} \times (-14.00) \times (27.62 \times 1000) = -7.20 \text{ mm (Acortamiento)}$$

c. Contracción.

Según el artículo 5.4.2.3.1 de la AASHTO, edición 2004, cuando no se tiene mayor información de los parámetros necesarios para calcular el coeficiente de contracción, tal como la humedad de la zona, se puede usar el valor de 0.0005 mm/mm para determinar el acortamiento por contracción en el concreto para un tiempo de un año. Este valor es el que se retoma para calcular la deformación por contracción en este ejemplo, entonces se tiene que:

$$\Delta \text{cont} = \epsilon_{sh} \times L$$

Δcont = Deformación por contracción.

ϵ_{sh} = Coeficiente de contracción = 0.0005 mm/mm

$$\Delta \text{cont} = 0.0005 \times 27.62 \times 1000 = 13.81 \text{ mm (Acortamiento)}$$

d. Deformación de diseño.

Debido a que el puente es continuo, los apoyos que absorben las deformaciones son los que se encuentran sobre los estribos, por lo que la deformación de diseño se determina dividiendo cada deformación por dos. Tal como se calcula a continuación:

$$\Delta \text{diseño} = (\Delta \text{cont} + \Delta \text{temp})/2$$

- $\Delta \text{diseño} = (-18.31 + 7.20)/2 = -5.56 \text{ mm}$ (Acortamiento).
- $\Delta \text{diseño} = (-18.31 - 7.20)/2 = -12.76 \text{ mm}$ (Acortamiento).
- $\Delta \text{diseño} = (0 + 7.20)/2 = 3.6 \text{ mm}$ (Alargamiento).
- $\Delta \text{diseño} = (0 - 7.20)/2 = -3.6 \text{ mm}$ (Acortamiento).

Entonces la deformación que gobierna es 12.76 mm, aunque por redondeo utilizaremos 15mm ya sea para contracción, y por facilidad se asume que en alargamiento se permite la misma magnitud de deformación, es decir que se ubicará un tope sísmico para limitar la deformación para alargamiento a 15 mm sobre los estribos. Esta limitante también afecta a los apoyos de la pila debido a que estarán limitados a una máxima deformación de 15 mm ante cualquier evento, ya sea sismo o frenado.

e. Propiedades mecánicas de elastómero.

- ✓ Módulo de cortante. El valor del módulo de cortante se considera de 1.75 Mpa como un valor entre los rangos que indica la AASHTO, edición 2004.

A continuación se demuestra el proceso de diseño mediante un resumen en base a las **Tablas 4.25-4.36**, en las cuales se hace referencia a todas las formulas usadas para el chequeo usando la sección 14 de la AASHTO, edición 2004.

I- DATOS DE DISEÑO INICIAL (ESTADO LIMITE DE SERVICIO)				
Carga muerta (Pd):	63.56	Ton	219204.45	N
Carga viva (Pl):	33.02	Ton	201762.27	N
Deformación horizontal :	15	mm	1.5	cm
Rotación calculada:	0.00	Rad	0.00	°

Tabla 4.25 Datos de diseño inicial (Estado Limite de Servicio).

II- DATOS DE GEOMETRIA INICIAL				
Ancho Propuesto (Transv. a viga):	400	m m	40	cm
Nota: Ancho de apoyo debe ser menor a ancho de viga				
III- PROPIEDADES MECANICAS DE ELASTOMERO				
Módulo de cortante (G):	1.75	M pa	178.39	Ton/m ²

Tabla 4.26 Datos de geometría inicial y Propiedades mecánicas de elastomero.

IV- ESFUERZO DE COMPRESION MAXIMO (DEBIDO A CARGA TOTAL ART. 14.7.5.3.2)				
σ_s	12.0	M pa	1223.24	Ton/m ²
AREA MINIMA REQUERIDA (DEBIDO A CARGA TOTAL ART. 14.7.5.3.2)				
A min	78953.74	m m ²	789.54	cm ²

Tabla 4.27 Esfuerzo de compresión máximo.

V- PROPONER LONGITUD MÍNIMA DE APOYO				
L min	197.38	m m	19.74	cm
LONGITUD SELECCIONADA				
Proponer	300	m m	30	cm

Tabla 4.28 Proponer longitud mínima de apoyo.

VI- ESPESOR TOTAL MÍNIMO DE ELASTÓMERO (ART. 14.7.5.3.4)				
h_{rt}	30	m m	3.00	cm
ESPESOR PROPUESTO DE CAPAS INTERNAS DE ELASTÓMERO h_{ri}				
Proponer	0.625	pulgadas	15.875	m m
ESPESOR PROPUESTO DE CAPAS EXTERNAS DE ELASTÓMERO h_{cover}				
Proponer	0.375	pulgadas	9.525	m m
$h_{COVER} \leq 70\% h_{ri}$				OK

Tabla 4.29 Espesor total mínimo del elastómero.

NUMERO DE CAPAS INTERNAS DE ELASTÓMERO CALCULADO		NUMERO DE CAPAS INTERNAS DE ELASTÓMERO PROPUESTO		
n	0.69	n	2	
<i>ESPEJOR TOTAL DE ELASTÓMERO</i>				
h_{rt}	2.00	in	50.8	m m

Tabla 4.30 Espesor total del elastómero.

VII- FACTOR DE FORMA (ART. 14.7.5.1)		Apoyo rectangular
S	5.40	

Tabla 4.31 Factor de forma.

VIII- ESFUERZO DE COMPRESIÓN (DEBIDO A CARGA TOTAL Y CARGA VIVA ART. 14.7.5.3.2)									
σ_s	7.90	M pa	≤	5.62	M pa	≤	12.0	M pa	OK
σ_L	2.70	M pa	≤	9.45	M pa	OK			

Tabla 4.32 Esfuerzo de Compresión.

IX- ESFUERZO DE COMPRESIÓN (DEBIDO A CARGA TOTAL Y ROTACIÓN COMBINADA ART. 14.7.5.3.5)				
σ_s	7.90	≥	5.62	Se cumple requerimiento de levantamiento
σ_s	7.90	<	19.15	Se cumple requerimiento de ART. 14.7.5.3.5
σ_s/GS	0.836	$(\Theta s/n) \times (B/hri)^2$	0.595	

Tabla 4.33 Esfuerzo de Compresión.

<i>X- ESTABILIDAD DE APOYO ELASTOMERICO (ART. 14.7.5.3.6)</i>		
A	0.21	
B	0.30	
L	>	W
300	>	400
2A	≤	B
0.41	≤	0.30
Libertad de traslación Horizontal	Fijo contra traslación Horizontal	
2A - B	A - B	
0.11	-0.10	

No intercambiar
dimensiones

Investigar
estabilidad

A - B Negativo
Apoyo estable

Tabla 4.34 Estabilidad de apoyo elastomérico.

<i>XI- REFUERZO DE PLACAS DE ACERO (ART. 14.7.5.3.7)</i>				
Fy (acero)	36	K si		
σ_s	1.14	K si	7.90	M pa
$h_{s\ min}$	0.06	in		
Proponer	0.125	in		

Tabla 4.35 Refuerzo de placas de acero.

RESUMEN DE DISEÑO				
Numero de capas internas de elastómero	2	Espesor	0.625	in
Numero de laminas internas de acero	3	Espesor	0.125	in
Numero de capas externas de elastómero	2	Espesor	0.375	in
Espesor Total	2.375	in		
DIMENSIONES				
ANCHO	400.00	m m		
LARGO	300.00	m m		

Tabla 4.36 Resumen de Diseño.

Con las revisiones resumidas en las tablas anteriores finaliza el diseño del apoyo elastomérico (Ver FIG. 4.96), en donde el lado más largo se ubica paralelo al ancho de la viga y el lado más corto del apoyo a lo largo del eje de la viga. El espesor total de elastómero es de 2 pulgadas (5.00 cm) cercano al espesor de 4.00 cm asumido para el modelo, por lo que se dejará tal como resulta el diseño.

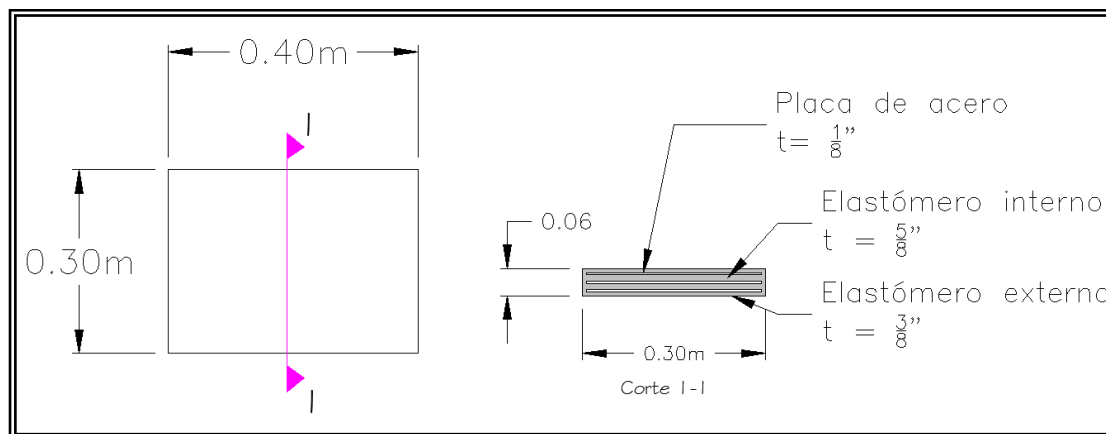


FIG. 4.96 Apoyo elastomérico que cumple la normativa de la AASHTO.

DISEÑO DE ESTRIBO.

Del predimensionamiento realizado en el paso # 2 y de los estudios de suelo se presentan los siguientes datos, para el diseño del estribo de mampostería de piedra.

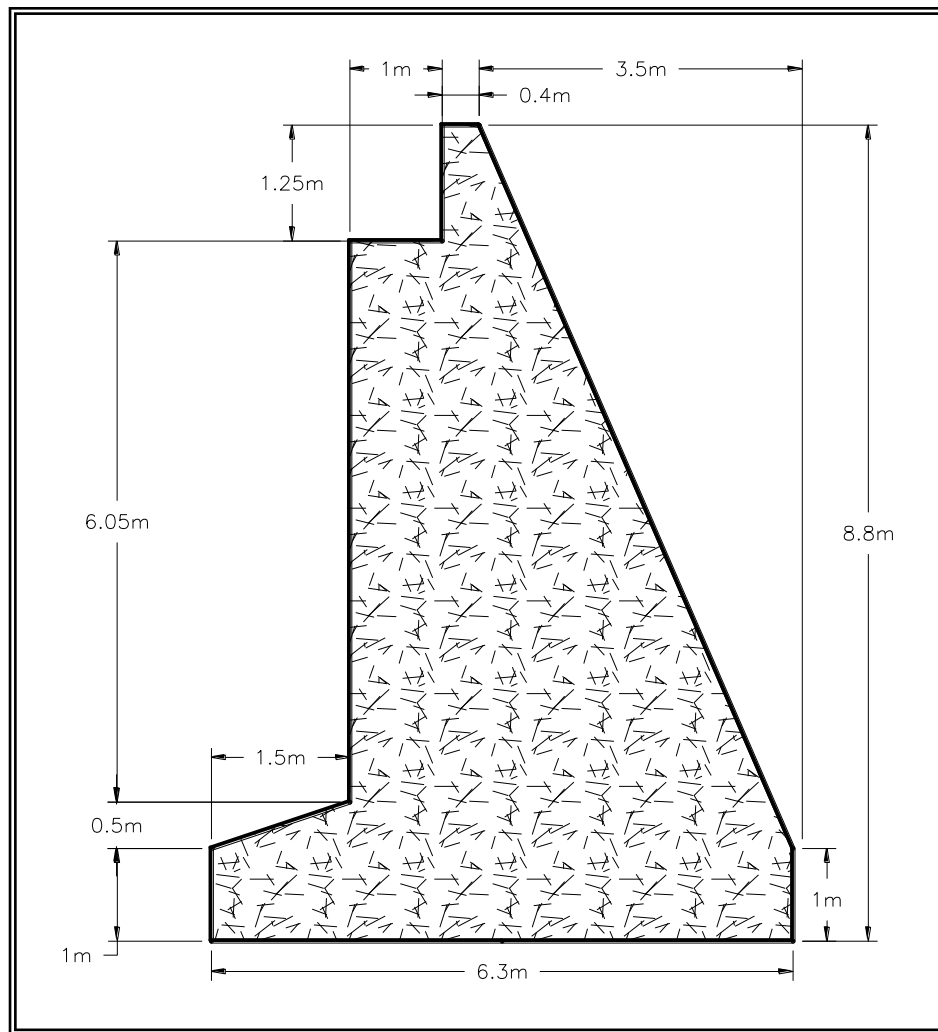


FIG . 4 . 97 Geom etría del muro de m am postería a diseñ ar.

El diseño de estribos con el método LRFD de la AASHTO, indica en primer lugar el cálculo de las cargas y presiones de tierra actuando en el estribo, así como el cálculo de las magnitudes de las reacciones en la base. Para posteriormente chequear la estabilidad y criterios de seguridad; los cuales se refieren a la localización de la componente normal al

de las reacciones, cálculo de la presión de soporte y chequeo de la seguridad al deslizamiento.

Como se menciona, en primer lugar calcularemos las presiones de tierra y cargas. Para el caso del cálculo de las presiones se puede realizar a través de los métodos descritos en el Capítulo 3, de la siguiente manera:

1. Cálculo de presiones de suelo.

a) Empuje activo del suelo.

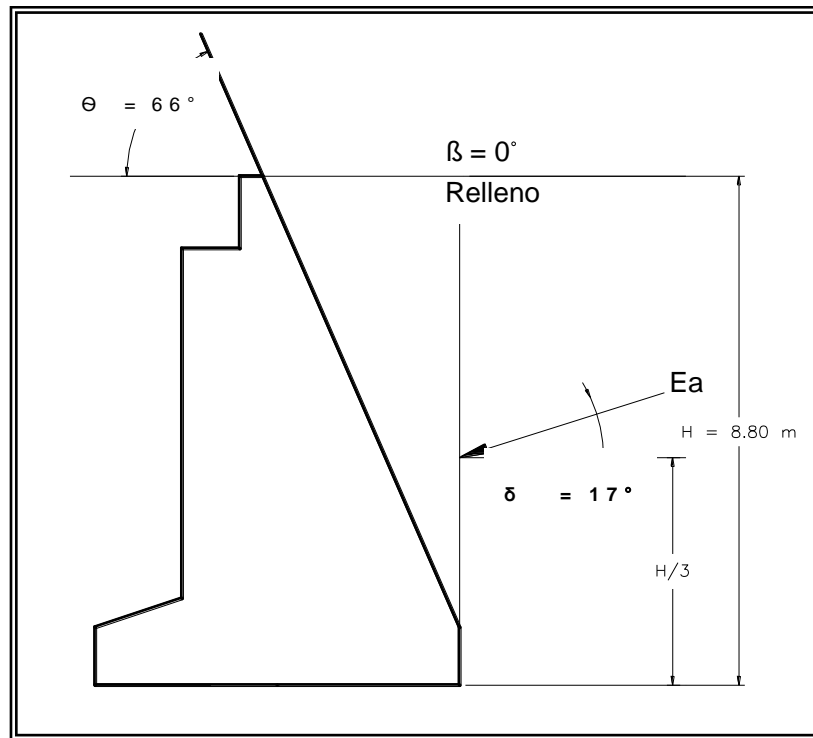


FIG. 4.98 Ubicación del empuje activo.

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi_f)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_f + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K a = \frac{\text{sen}^2(66 + 34)}{\text{sen}^2 66 \text{ sen}(66 - 17) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(34 + 17) \text{sen}(34 - 0)}{\text{sen}(66 - 17) \text{sen}(66 + 0)}} \right]}$$

$$K a = 0.478$$

Sustituyendo tenemos:

$$E a = \frac{1}{2} 1200 \times 8.80^2 \times 0.478$$

$$E a = 22,209.79 \frac{K g}{m} = 22.21 \text{ Ton/m}$$

Componentes del empuje activo.

$$\delta = \frac{\phi_f}{2} = 17^\circ$$

$$E a y = 22,209.79 \text{ Sen } \delta = 7,958.40 \text{ Kg/m} = 6.49 \text{ Ton/m}$$

$$E a x = 22,209.76 \text{ Cos } \delta = 26,030.77 \text{ Kg/m} = 21.24 \text{ Ton/m}$$

b) Empuje sísmico.

$$E a e = \frac{1}{2} \gamma H^2 [(1 - K v) K a e]$$

$$K a e = \frac{\text{cos}^2(\phi + \beta - \theta)}{\text{cos } \theta \text{ cos}^2 \beta \text{ cos}(\beta - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta - \alpha)}{\text{cos}(\beta - \delta - \theta) \text{cos}(\alpha + \beta)}} \right]}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K h}{1 - K v} \right)$$

$$\alpha = 9.09^\circ$$

$$K a e = \frac{\text{cos}^2(34 + 66 - 9.09)}{\text{cos } 9.09 \text{ cos}^2 66 \text{ cos}(66 - 9.09 - 17) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(34 + 17) \text{sen}(34 - 9.09 - 0)}{\text{cos}(66 - 17 - 9.09) \text{cos}(66)}} \right]}$$

$$K a e = 0.71$$

Sustituyendo tenemos:

$$E a e = \frac{1}{2} \times 1200 \times 8.80^2 [(1 - 0) \times 0.71]$$

$$E a e = 32,989.44 \text{ Kg} = 32.99 \text{ Ton}$$

$$E_s = E_a e - E_a$$

$$E_s = 32.99 - 22.21 = 10.78 \text{ Ton}$$

$$E_s = 10.78 \text{ Ton} \quad \delta = 17^\circ \text{ con la horizontal.}$$

$$E_{sy} = 10.78 \text{ sen } \delta = 3.15 \text{ Ton/m}$$

$$E_{sx} = 10.78 \text{ cos } \delta = 10.30 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Ubicación: } \frac{2}{3}H = 5.87 \text{ m}$$

2. Cálculo de cargas actuantes en estribo.

a) Sobre carga uniforme (ES).

Si hay una sobrecarga uniforme, como es el caso de la losa de transición, al empuje de suelo se le sumará un empuje horizontal que se calcula con la siguiente ecuación:

Art. 3.11.6 de la AASHTO, edición 2004.

Donde q_s es la sobrecarga de la losa de transición calculada de la siguiente manera:

$$q_s = \text{esp. de la losa de transición} \times \gamma_{\text{concreto}} = 0.20 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$\Delta_p = k_s q_s = 0.37 \times 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.18 \text{ ton/m}$$

b) Sobre carga uniforme (LS).

Se deberá aplicar una sobrecarga viva ya que sobre la superficie del relleno estarán actuando cargas vehiculares, debido a que es para una carretera se tomara del artículo 3.6.1.2. De la AASHTO edición 2004, una sobrecarga de carril para los cálculos.

$$L_S = 0.93 \text{ Ton/m}$$

La presión horizontal debida a la sobrecarga viva es la siguiente:

$$P_L = K_a W_L H = 0.37 \times 0.93 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 8.80 \text{ m} = 3.03 \text{ Ton}$$

Cálculo de cargas verticales debido a la sobrecarga uniforme y sobrecarga viva:

$$q_s = \text{esp. de la losa de transición} \times \gamma_{\text{concreto}} = 0.20 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$V_D = W_D \times \text{ancho} = 0.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \times 3.90 \text{ m} = 1.87 \text{ Ton}$$

$$V_L = L_s \times ancho = 0.93 \frac{Ton}{m} \times 3.90 m = 3.63 Ton$$

c) **Peso propio y suelo de relleno (DW, Ev).**

Este cálculo se realiza por medio de elementos, ver **FIG. 4.99**, en donde se determina el área de cada elemento y se multiplica por el peso volumétrico ya sea de la mampostería, del suelo o del concreto según corresponda, el cálculo se resume en la **Tabla 4.37** en donde se indica el número de elemento, su área, el brazo de palanca con respecto al punto "O", el Factor de carga según la AASHTO edición 2004, el peso o la fuerza y el momento de dicha fuerza. La tabla muestra tanto los momentos de la carga muerta, suelo, empujes de suelo y reacciones que los apoyos elastoméricos transfieren a la subestructura.

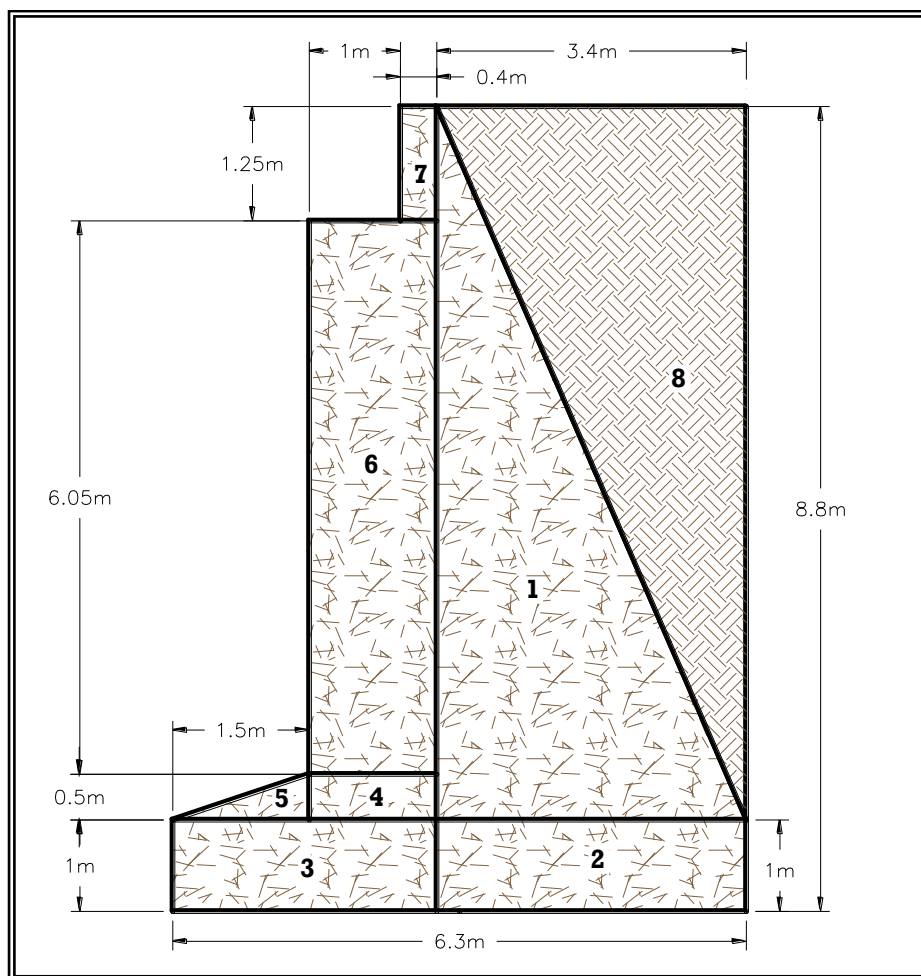


FIG. 4.99 Áreas para el cálculo de estabilidad del estribo.

ELEMENTO	AREA (M ²)	PESO (Ton)
1	13.26	2.50
2	3.40	19.87
3	2.90	1.65
4	0.70	17.13
5	0.375	6.85
6	8.47	16.28
7	0.50	13.19
8	13.26	27.74

Tabla 4.37 Cálculo del peso propio del estribo.

3. Chequeo de estabilidad y seguridad al deslizamiento.

i) Localización de la componente normal de las reacciones.

La localización de la resultante en la base del estribo es determinada por el equilibrio de los momentos, la cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$X_o = \frac{\text{Sumatoria de momentos al rededor de un punto "O"}}{N}$$

Donde:

N: Resultante de las cargas verticales.

La excentricidad resultante con respecto a la línea central de la base del estribo es:

$$e = \frac{B}{2} - X_o$$

En el método LRFD de la AASHTO edición 2004, el criterio de la excentricidad garantiza mantener la resultante de las fuerzas en la mitad central de la base del estribo, por lo que la excentricidad máxima esta dada por:

$$e_{max} = \frac{B}{4}$$

ii) Seguridad ante la capacidad de soporte del suelo.

La presión máxima en la base del estribo se determina según la ubicación de la resultante, por lo que puede esta presión puede tener una distribución trapezoidal, triangular o uniforme.

iii) Seguridad al deslizamiento.

En el método LRFD de la AASHTO, edición 2004, la seguridad al deslizamiento es chequeado con la ecuación siguiente:

$$\phi_s F_{ru} \geq \sum \gamma_i P_{hi}$$

Donde:

ϕ_s : Factor de resistencia para deslizamiento, 0.80. Tabla 11.5.6-1, Artículo 11.5.6 de la Especificación AASHTO, edición 2004.

$$F_{ru} = N_u \tan \delta_b$$

δ_b : Angulo de fricción entre la base del estribo y el suelo, 17°. Tabla 3.11.5.3-1, Artículo 3.11.5.3 de la Especificación AASHTO, edición 2004.

N_u : Carga vertical factorada.

$\gamma_i P_{hi}$: Sumatoria del producto de las cargas verticales y los factores de carga.

iv) Margen de diseño.

Se calculará los márgenes de diseño de la revisión realizada, esto es para excentricidad, estabilidad y deslizamiento. El margen de seguridad es calculado de la siguiente manera:

$$\% = \frac{(e_{max} - e)}{e_{max}}$$

$$\% = \frac{(\phi_s F_{ru} - P_H)}{\phi_s F_{ru}}$$

$$\% = \frac{(q_u - q_{max})}{q_u}$$

De lo explicado se tiene la **Tabla 4.25**, en donde se han colocado las cargas actuantes en el estribo, en donde se incluye: carga muerta, peso del suelo de relleno, empujes de tierras, reacciones de la superestructura. Se le asignan también los valores de los factores de carga correspondientes según el estado límite evaluado.

En la **Tabla 4.38**, se presenta el cálculo de las acciones necesarias para realizar la revisión que se muestra en la **Tabla 4.39**, en donde se observa que el estribo propuesto cumple con los criterios establecidos por la AASHTO.

POSICION	VERTICALES NO MAYORADAS						HORIZONALES NO MAYORADAS					
	Tipo de carga	Peso Mro	Relleno	Componentes empuje de tierra		Reacción	Componentes sobrecarga		Componentes empuje de tierra		Reacción	Empuje Sobrecarga
Resultante (Ton)	5921	15912	315	649	815	635	234	2124	103	122	023	
Brazo (m)	316	563	630	63	270	435	435	293	587	880	293	
Momento (Ton-m)	18737	8958	1985	4089	2201	2763	1017	6223	6046	10736	066	
ESTADOS LÍMITES	Ponderación según especificación AASHTO LRFD											
RESISTENCIA	125	135	150	150	100	175	125	125	125	100	175	
EVENTO EXTREMO	125	135	135	135	100	050	125	150	100	100	050	
SERVICIO	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	

Tabela 4.38 Cargas aplicadas al estribo y sus correspondientes factores de carga

ESTADO LÍMITE	SIRENGHI-1 Estabilidad	EXTREMO EVENTO	SERVICIO
Resultante Vertical (Ton)	13214	12276	10160
Resultante Horizontal (Ton)	5202	5447	4397
Resultante Deslizamiento (Ton)	4040	3753	33233
Resultante Favorable (Ton)	8913	8280	6853
Momento Volcador (Ton-m)	26188	26150	23071
Momento Estabilizador (Ton-m)	52931	48566	39749
Brazo Resultante (m)	202	183	164
Presión Qmax (Ton/m ²)	4353	4482	4127

Tabela 4.39 Cálculo de resultantes según estados límites.

COMPROBACIONES	DISEÑO	CALCULADO	PASA	REVISADO POR	Margen %
VUELCO (RESISTENCIA)	1.58 m	1.13 m	SI	Excentricidad	28.5%
DESLIZAMIENTO (RESISTENCIA)	71.30 Ton	40.40 Ton	SI	Equilibrio	76.5%
VUELCO (EVENTO EXTREMO)	1.58 m	1.32 m	SI	Excentricidad	15.9%
DESLIZAMIENTO (EVENTO EXTREMO)	66.24 Ton	37.53 Ton	SI	Equilibrio	76.5%
PRESIÓN (RESISTENCIA)	45.00	44.82	SI	Max. Presión	0.4%

Tabla 4.40 Revisión de resultados por el método LRF D de la Especificación AASHTO.

En conclusión se determina que el estribo es adecuado para las solicitaciones a las que será sometido. Por lo que el estribo tiene las características que indica la FIG. 4.100.

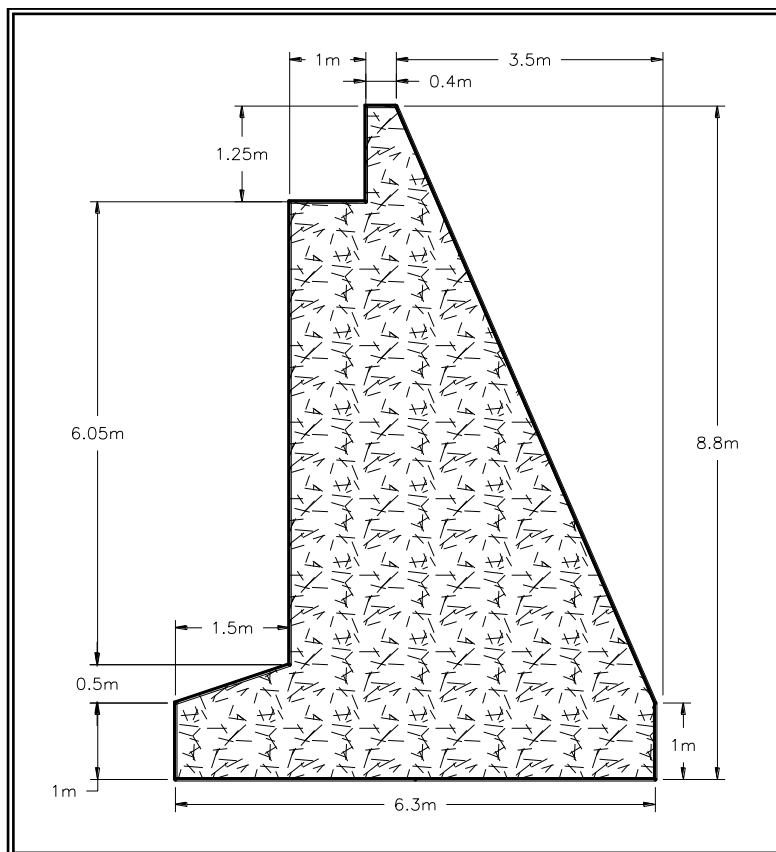


FIG. 4.100 Geometría final del estribo de mampostería.

DISEÑO DE PILA MULTICOLUMNAS.

Dentro de la pila propuesta se deben diferenciar los elementos que la componen, entre los principales se tiene:

- Cabeza de la pila,
- Columna.

Estos elementos pueden ser diseñados de varias maneras, los cuales se mencionan a continuación:

- Método normal.
- Puntal – Tensor (Strut and Tie) o Bielas y tirantes.

El método normal y el de puntal - tensor retoman las cargas que le son transferidas a la pila, con las cuales son calculadas las acciones internas para el diseño. Dentro del proceso de cálculo de acciones internas y la idealización de la estructura es que se diferencian ambos métodos, ya que el método normal lo realiza con el análisis matricial y diseñando el acero de refuerzo mediante métodos clásicos, tal como se explicó en los temas anteriores, y es la forma en que se realiza en este ejemplo; y por otra parte se tiene el método puntal - tensor que usa las reacciones que le transmite la superestructura a la pila, la cual es idealizada como una armadura compuesta de barras en compresión y tracción, Puntal y tensor respectivamente y posteriormente resuelta³²⁶ para proponer el acero de refuerzo necesario para resistir las cargas en los puntales y tensores.

Como primer elemento a diseñar se tiene la cabeza de la pila. A continuación se muestra los pasos resumidos para el diseño de la cabeza de la pila con las acciones internas³²⁷ más desfavorables obtenidas del análisis matricial del modelo utilizando el software SAP2000.

³²⁶ *Nota:* Para mayor información de este método se puede consultar el apéndice A del ACI, y sus ejemplos en el ACI SP-208.

³²⁷ *Nota:* Las columnas se diseñarán simplemente con las acciones internas obtenidas del análisis y las recomendaciones de la normativa en relación a resistencia, por lo que se recomienda al lector profundizar en el chequeo por rotulación plástica para columnas que se encuentran fuera del alcance de este texto.

a) Flexión en cabeza de pila.

Sección transversal inicial 120 cm x 150 cm .

1. Cálculo de propiedades.

Inercia:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{120 \times 150^3}{12} = 33,750,000 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección:

$$S = \frac{I}{y} = \frac{33,750,000}{0.50 \times 150} = 450,000 \text{ cm}^3$$

2. Cálculo del acero mínimo.

El acero mínimo según el artículo 5.7.3.3.2 de la AASHTO, edición 2004, debe proponerse para que se cumplan las siguientes condiciones:

- $M_r \geq 1.2 M_{cr}$, y
- $M_r \geq 1.33 M_u$ (hipótesis de resistencia).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión mayorada.

M_u : Momento mayorado debido a las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia.

M_{cr} : Momento de fisuración en base a la distribución elástica de tensiones.

$$M_{cr} = S \times f_r$$

$$M_{cr} = 450,000 \times 33.66$$

$$M_{cr} = 15,145,986.8 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{cr} = 151.46 \text{ Ton} - \text{m}$$

Donde

f_r : Módulo de ruptura del concreto (Calculado según el artículo 5.4.2.6)

$M_u = 100.17 \text{ Ton-m}$ (Negativo de hipótesis de Resistencia 1 H2- BR1)

$M_{cr} > M_u$

$$151.46 > 100.17$$

Por simple lógica se concluye que la sección de la cabeza de la pila se encuentra sobre dimensionada, ya que el momento que produce agrietamiento es mayor que el generado por una combinación de resistencia. Por tal razón se puede disminuir la sección como primera prueba, cumpliéndose el siguiente razonamiento:

$$\underline{\text{Momento de fisuración} > \text{Momento máximo debido a combinación de servicio}}$$

Entonces de la combinación de servicio H 2 – B R 1, que corresponde a la misma hipótesis que genera el mayor momento flector para una combinación de resistencia se tiene el momento flector:

$$M = 74.56 \text{ Ton.m (Negativo)}$$

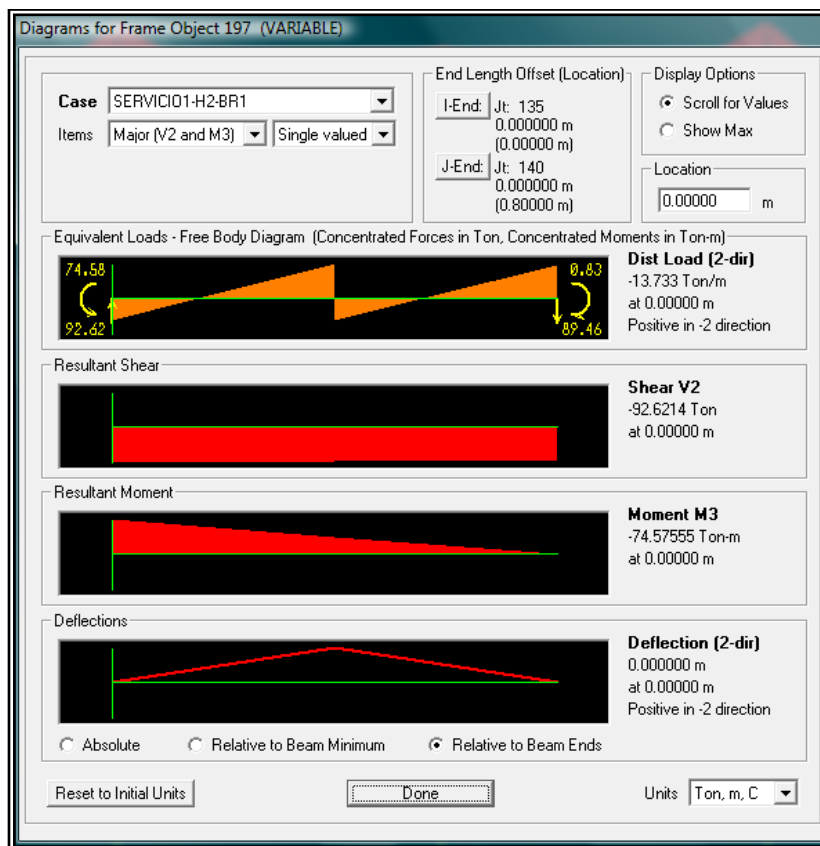


FIG . 4 . 101 Ventana de resultados para combinación de servicio H 2 – Frenado 1.

Entonces se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$S \times 33.66 > 74.56 \times 100,000$$

Para que se cumpla la desigualdad anterior, se tiene que las dimensiones pueden ser³²⁸:

$$h = 120 \text{ cm}$$

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

Módulo de sección:

$$S = \frac{I}{y} = \frac{14,400,000}{0.50 \times 120} = 240,000 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$M_{cr} = S \times f_r = 240,000 \times 33.66 = 8,078,400 \text{ Kg.cm} = 80.78 \text{ Ton.m}$$

$$M_{cr} = 80.78 \text{ Ton.m}$$

$M_{cr} > M_{resistencia H2-BR1 OK!}$

Entonces gobierna:

$$1.20 M_{cr} = 96.94 \text{ Ton.m}$$

$$1.33 M_u = 1.33 \times 100.17 = 133.23 \text{ Ton.m Gobierna!!}$$

A continuación se determina el acero necesario para la condición:

$$M_r \geq 1.33 M_u$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{M_r}{0.9 \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Asumiendo que el brazo entre las fuerzas de tracción en el acero y en compresión del bloque rectangular de esfuerzos es 0.9 veces el peralte efectivo de la viga, se tiene que:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{133.23 \times 100,000}{0.9 \times 4,200 \times (0.9 \times 110)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 35.60 \text{ cm}^2$$

Donde:

³²⁸ *Nota: Este cambio de sección puede provocar una variación en las magnitudes de las acciones internas de la estructura, pero por fines prácticos se diseñará con las acciones internas calculadas con el pre dimensionamiento inicial y posteriormente se debe chequear el diseño de la estructura con sus dimensiones propuestas en la etapa de diseño.*

d : Distancia entre la fibra en compresión más alejada de la sección y el centroide del refuerzo en tracción.

a : Altura del bloque rectangular equivalente de tensiones.

Se asume como primera prueba que el valor del término “ $d-a/2$ ” es cercano a “ $0.9d$ ”.

Entonces se propone como acero mínimo 7 varillas #8 ($A_s = 35.49 \text{ cm}^2$).

Asumiendo que se encuentran en un solo lecho:

$$d = h - \text{recubrimiento} - \emptyset \text{ estribo} - \frac{\emptyset \text{ varilla propuesta}}{2}$$

$$d = 120 - 5 - 1.27 - 1.24$$

$$d = 112.46 \text{ cm}$$

Del artículo 5.7.3.1.2 de la AASTHO, edición 2004, se tiene que el valor de “ a ”

es:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{35.49 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 6.26 \text{ cm}$$

$$\phi M_r = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_r = 0.9 \times 35.49 \times 4200 \times \left(112.46 - \frac{6.26}{2} \right)$$

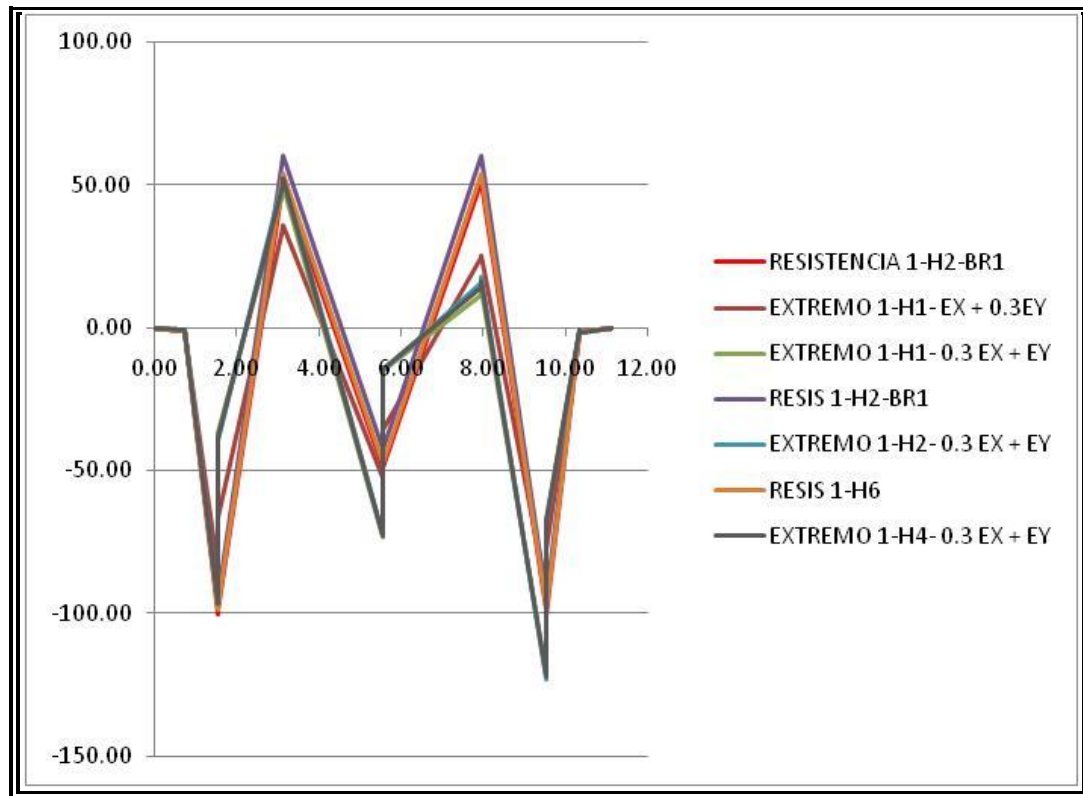
$$\phi M_r = 146666662.74 = 146.67 \text{ Ton} - m \geq 1.33 M_u = 133.23 \text{ Ton} - m \text{ OK!}$$

Donde:

ϕ : Factor de Resistencia de flexión obtenido de artículo 5.5.4.2 de la AASTHO, edición 2004.

3. Cálculo de acero de refuerzo necesario.

Con la ayuda de la **Gráfica 4.1**, se concluye que el momento flector calculado en el paso anterior con el acero mínimo cubre todos los momentos positivos tanto para combinaciones de resistencia como extremo, exceptuando los momentos negativos en los extremos para combinaciones extremas.



G r á f i c a 4 . 1 R e s u l t a d o s d e m o m e n t o f l e c t o r p a r a l a s c o m b i n a c i o n e s d e c a r g a .

La combinación que genera el mayor momento negativo es la de EXTREMO 1 H2+ 0.3Ex + Ey, cuyo valor corresponde a:

$$M u (-) = 123.18 \text{ Ton-m} < 146.67 \text{ Ton - m}$$

Este momento flector es cubierto por el acero mínimo que indica la normativa, por lo que no es necesario ubicar bastones.

4. Chequeo de límite de armadura.

Del artículo 5.7.3.3.1 de la AASTHO, edición 2004, se tiene que cumplir la desigualdad:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$c = a / \beta$$

Donde:

c: Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro.

de: Altura efectiva entre la fibra comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de refuerzo.

$\beta = 0.85$ para un $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Entonces se tiene que:

$$\frac{\frac{6.26}{0.85}}{112.46} = 0.065 \leq 0.42 \text{ OK!}$$

Con el acero calculado en los pasos anteriores se logra cubrir los momentos en la cabeza de la pila.

5. Refuerzo de piel (Artículo 5.7.3.4 de la AASTHO, edición 2004).

Debido que el valor de " d_e " (112.46 cm) es mayor que 900 mm, se debe colocar refuerzo de piel en la cabeza de la pila.

$$A_{sk} \geq 0.001 (d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200}$$

Donde:

A_{sk} = Relación de área de Armadura y altura de elemento.

A_s = Área de armadura de tracción

A_{ps} = Área de acero pretensado.

$$A_{sk} \geq 0.001 (1124.6 - 760) \leq \frac{3549 + 0}{1200}$$

$$A_{sk} \geq 0.3646 \leq 2.9575$$

$$\text{Armadura de piel} = 0.3646 \times 1124.6 = 410.02 \text{ mm}^2 = 4.10 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 # 4 entre lechos superior e inferior en cada una de las caras laterales de la cabeza de la pila.

b) Cortante en cabeza de pila.

1. Determinación de la profundidad efectiva para cortante " d_v ".

El término " d_v " es la distancia efectiva medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de la tracción en el acero y la compresión en el concreto debidas a flexión (ver FIG. 4.102) Según el artículo 5.8.2.9 de la AASTHO, edición 2004, no es necesario que esta medida se tome menor que el mayor de los siguientes valores:

$$\blacktriangleright 0.9d_e = 0.9 \times 112.46 = 101.21 \text{ cm}$$

$$\triangleright 0.72h = 0.72 \times 120 = 86.4 \text{ cm}$$

Entonces:

$$dv = de - \frac{a}{2} = 112.46 - \frac{6.26}{2} = 109.33 \text{ cm}$$

Gobierna $dv = 109.33 \text{ cm}$

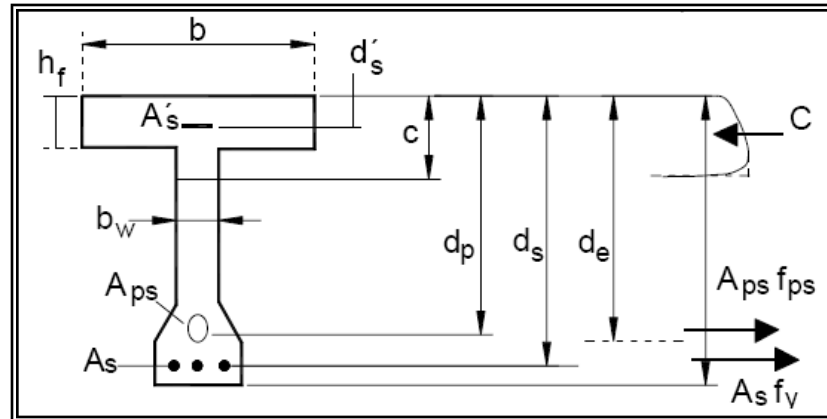


FIG. 4. 102 Ilustración de variables usadas para el diseño por cortante.³²⁹

La posición de la sección crítica de diseño por cortante está dada por el artículo 5.8.3.2 de la AASHTO, edición 2004..

2. Cálculo del esfuerzo de cortante en el concreto "vu".

El esfuerzo cortante en el concreto se calcula mediante la ecuación 5.8.2.9-1 de la AASHTO, edición 2004. Tomando el mayor valor de cortante entre columnas de la combinación de Extremo "RESIS 1 H2 BR1" es $V_u = 101.07 \text{ Ton}$ cercano a la columna, por lo que se toma la sección crítica a una distancia " $dv = 109.33 \text{ cm}$ " de la cara de la columna ($V_{u \text{ crit}} = 92.44 \text{ Ton}$).

³²⁹ Fuente: Figura C5.7.3.3.1-1 de la AASHTO Edición 2004.

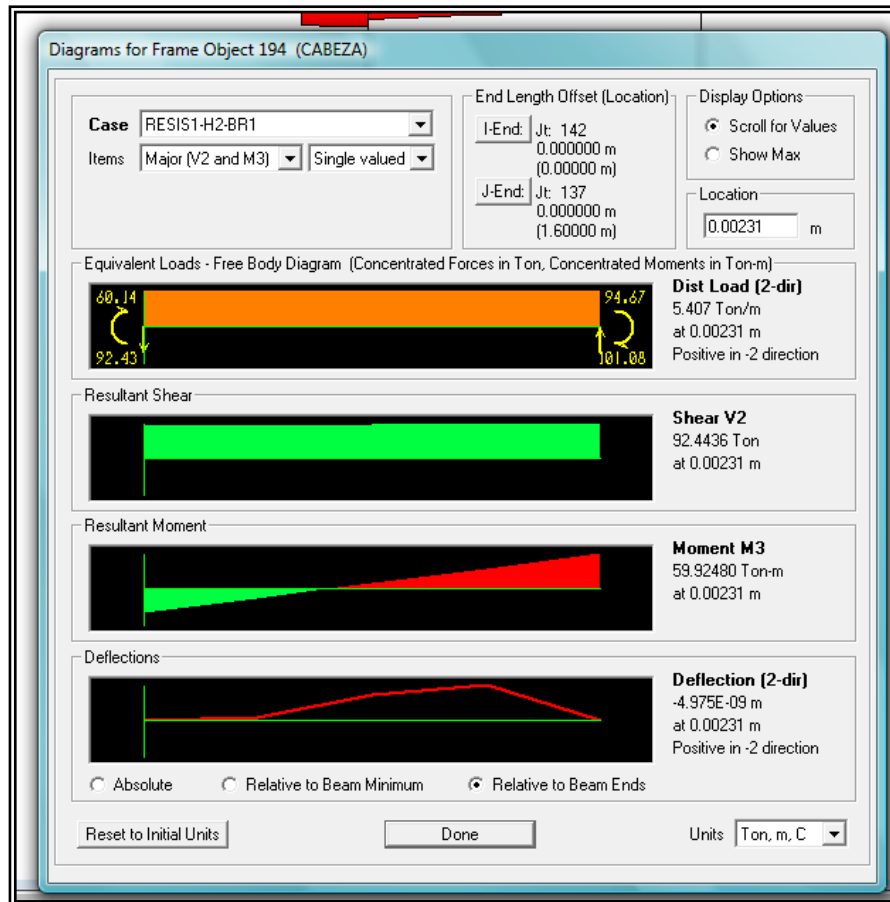


FIG. 4. 103 Ventana de resultados con valor de cortante en sección crítica de cabeza de pila.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times b_v \times d_v} = \frac{92.44 \times 1000}{0.9 \times 100 \times 109.33} = 9.39 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

b_v : Ancho de la sección de análisis.

V_u : Cortante mayorado = 125.8 Ton (combinación de Resistencia 1 H2-BR1).

3. Determinación de la relación $v_u/f'c$.

$$v_u/f'c = \frac{9.39}{280} = 0.03355$$

4. Máxima separación de la armadura transversal.

Chequear los requerimientos del artículo 5.8.2.7 de la AASTHO, edición 2004, y comparar con la propuesta de la armadura mínima.

Chequear $v_u < 0.125f'_c$ ó $v_u \geq 0.125f'_c$

$$0.125 \times 280 = 35$$

$$9.39 < 35$$

Entonces la separación máxima $s_{max} = 0.8d_v \leq 600 \text{ mm}$

$$0.8 \times 109.33 = 87.46$$

Gobierna 600 mm

Proponer $s = 20 \text{ cm}$.

5. *Calculo de la armadura transversal mínima.*

Estas condiciones están dadas por la ecuación 5.8.2.5-1 de la AASTHO, edición 2004,

$$A_v = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.083 \times \sqrt{27.45} \times \frac{1000 \times 300}{274.59}$$

$$= 475.10 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 4.75 \text{ cm}^2$$

4 ramas de varilla #4 (estribo doble)

Donde:

A_v : Área de acero transversal mínima (mm^2).

f'_c = Resistencia del concreto (MPa). $280 \text{ Kg/cm}^2 = 27.45 \text{ MPa}$

b_v : Ancho de la sección del elemento (mm).

s : Separación del refuerzo transversal (mm).

F_y : Fluencia del acero de refuerzo transversal (MPa). $2800 \text{ Kg/cm}^2 = 274.59 \text{ MPa}$

6. *Resistencia nominal para cortante.*

a) La resistencia nominal por cortante está dada por la ecuación 5.8.3.3-1 y 5.8.3.3-2 de la AASTHO, edición 2004.

b) La ecuación 5.8.3.3-3 de la AASTHO, edición 2004, propone la contribución del concreto a la resistencia de cortante.

c) La contribución de la armadura transversal está dada por la ecuación 5.8.3.3-4 de la AASTHO, edición 2004.

Para los tres literales anteriores se desconocen ciertos valores que deben ser determinados. Para el literal "a" se deben calcular las contribuciones de cada material en "b" y "c". Para elementos que poseen por lo menos la armadura transversal mínima que establece en el paso 5, se debe comenzar por el literal "b" anteriormente descrito, en el cual es necesario realizar iteraciones sucesivas para obtener el factor de capacidad del concreto fisurado para transmitir tracciones " β " y el ángulo de inclinación de las tensiones diagonales " θ ". Para esto se debe seguir la siguiente secuencia:

- ✓ Calcular el valor de f_{p_o} . (Este término es cero para concreto simplemente reforzado). Este valor se define en el artículo 5.8.3.4.2 de la AASTHO, edición 2004, y se puede realizar un cálculo más refinado que el que menciona el comentario del artículo. En dicho comentario se establece que un valor estimado para f_{p_o} puede ser:

✚ Para elementos pretensados se puede tomar como la tensión en los cables cuando se coloca el concreto, es decir, aproximadamente la tensión de tesado.

- ✓ Para elementos potensados, en forma conservadora se puede tomar como la tensión promedio en los tendones cuando se completa el postesado.
- ✓ Asumir el parámetro ε_x , ó el ángulo θ . Si se asume el valor de θ , se tiene que determinar el valor de ε_x dado por las ecuaciones del artículo 5.8.3.4.2 de la AASTHO, edición 2004.

Para iniciar asumir $\theta = 45^\circ$.

A una distancia "dv" a partir del rostro del apoyo (columna) se tiene que (Ver **FIG. 4.102 y 4.103**):

$$V_u = -92.44 \text{ Ton} = 906836.4 \text{ N}$$

$$M_u = 59.92 \text{ Ton.m} = 906836400 \text{ N.m m}$$

$$V_u \times dv = 92.44 \times 1.0933 \text{ m} = 101.06 \text{ Ton.m} = 991444236 \text{ N.m m (Gobierna)}$$

$$N_u = 0$$

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d v} + 0.5 N u + 0.5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_p s f_p o}{2 (E_c A_c + E_s A_s + E_p A_p s)}$$

$$\epsilon_x = \frac{\frac{991444236.1}{1093.3} + 0 + 0.5 (906836.4 - 0) \cot 45 - 0}{2 (26492.6 \times 1000 \times 1200 + 200000 \times 3549 + 0)} = 2.09 \times 10^{-5}$$

- ✓ Con el valor de $v_u/f'c = 0.03355$ calculado y ϵ_x se debe ingresar en la tabla 5.8.3.4.2-1 de la AASTHO, edición 2004, y de ser necesario se debe interpolar para obtener los valores de “ θ ” y “ β ”.

Por facilidad:

$$\theta = 24.3 \neq 45$$

$$\beta = 3.24$$

- ✓ Si el ángulo “ θ ” obtenido de la tabla 5.8.3.4.2-1 de la AASTHO, edición 2004, concuerda con el valor asumido, o este es levemente más grande que el valor calculado, no es necesario realizar más iteraciones. De otra manera, un nuevo ciclo de análisis es requerido usando el valor de θ obtenido para calcular ϵ_x , así sucesivamente.

$$\epsilon_x = \frac{\frac{991444236.1}{1093.3} + 0 + 0.5 (906836.4 - 0) \cot 24.3 - 0}{2 (26492.6 \times 1000 \times 1200 + 200000 \times 3549 + 0)} = 1.71 \times 10^{-5}$$

Por facilidad:

$$\theta = 24.3$$

$$\beta = 3.24$$

Da el mismo valor, por lo que se retoman.

- ✓ Usar las ecuaciones mencionadas en el literal “a” y “b” para calcular las contribuciones de cortante para concreto y armadura transversal.
- ✓ Usar las ecuaciones mencionadas en el literal “a” para el cálculo de la resistencia nominal a cortante de la sección.

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'c} \times b_v \times d_v = 0.083 \times 3.24 \times \sqrt{27.46} \times 1000 \times 1093.3$$

$$V_c = 1540680.966 \text{ N} = 157.05 \text{ Ton.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta}{s} = \frac{507 \times 274.59 \times 1093.3 \times \cot 24.3}{200} = 1685495.59 \text{ N}$$

$$V_s = 171.81 \text{ Ton.}$$

$$V_n = 0.25 \times f'_c \times b_v \times d_v = 0.25 \times 27.46 \times 1000 \times 1093.3 = 7505504.5 \text{ N}$$

$$V_n = 765.09 \text{ Ton}$$

$$\text{Gobierna } V_n = 157.05 + 171.81 = 328.86 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 328.86 = 295.97 \text{ Ton}$$

7. Comparación de resistencias.

Se debe cumplir la ecuación 1.3.2.1-1 de la AASTHO, edición 2004.

Si la ecuación se cumple, la propuesta de la armadura transversal es correcta al igual que la sección del concreto, pero se debe revisar la sección establecida como crítica según el artículo 5.8.3.2. de la AASTHO, edición 2004. Si la resistencia para cortante cumple ambas secciones críticas el diseño finaliza, de lo contrario seguir los pasos siguientes. La resistencia a cortante es mayor que todos los cortantes generados en cada una de las combinaciones de resistencia y evento extremo, por lo que la sección de concreto con la armadura transversal propuesta finaliza.

Como resumen:

Sección 100 cm x 120 cm con 2 estribos #4 @ 20cm de $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (Ver FIG .

4.104.

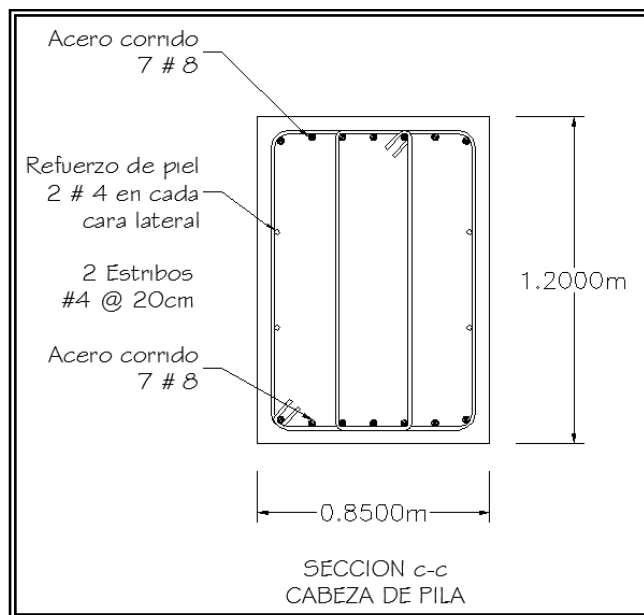


FIG . 4. 104 Detallado de la sección típica de cabeza de martillo.

c) Compresión y flexión en columna de pila.

Las dimensiones de la columna circular son diámetro de 1.00m y una altura de 8.20m.

1. Chequeo de esbeltez de columna.

La esbeltez se debe chequear en ambas direcciones de ejes de la columna, pero en este caso se tomará el más desfavorable que es en la dirección perpendicular a la pila en forma de marco rígido, cuyo comportamiento es como el de una columna en voladizo, con lo que se tiene que:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{2.00 \times 8.2}{0.25} = 65.6 > 22 \text{ Pero } < 100$$

Considerar esbeltez (Artículo 5.7.4.3 de la AASTHO, edición 2004.)

Donde:

K: Factor de longitud efectiva no arriostrada (Artículo 4.6.2.5 de la AASTHO, edición 2004.).

l = Longitud no arriostrada.

r = radio de giro de la sección.

Debido a que no se ha establecido el acero de refuerzo de la columna, el valor de "EI" se calcula mediante la fórmula 5.7.4.2-2 de la AASTHO, edición 2004.

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta} = \frac{\frac{26492.6 \times 4.9087 \times 10^{10}}{2.5}}{1 + \frac{0}{153.47}} = 5.20 \times 10^{14}$$

Donde:

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del concreto.

E = Módulo de elasticidad del concreto.

β = relación entre momentos máximos mayorados debido a carga permanente (Cero por simetría de cargas permanentes) y carga total (153.47 Ton.m Para combinación Extremo 1 H1+Ex +0.3Ey).

2. *Amplificación de momento viga-columna (Artículo 4.5.3.2.2b de la AASTHO, edición 2004)*

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Donde:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}}$$

M_{2b} : Momento en elemento comprimido debido a cargas gravitacionales que no genera desplazamiento lateral.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}}$$

M_{2s} : Momento debido a cargas gravitacionales o laterales que generan desplazamiento lateral mayor que 1/1500.

P_u : Carga axial mayorada.

$$P_e: \text{Carga de pandeo de Euler} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2}$$

Del análisis se tiene que:

$$M_{2b} \approx 0$$

$$M_{2s} = 183.40 \text{ Ton.m}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 5.20 \times 10^{14}}{(2.00 \times 8200)^2} = 6073870.39 \text{ N}$$

Entonces tomando las cargas de compresión de la combinación Extremo 1 - H1 - Ex + 0.3Ey:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{(199.02 + 186.81 + 198.70) \times 9810}{0.75 \times 3 \times 6073870.39}} = 1.72$$

Para el diseño se tomará la columna central y las acciones internas serán las del pie de esta, ya que es la más desfavorable. Es recomendable chequear la cabeza de la columna, lo que puede producir una disminución en la cantidad de acero, proponiendo una armadura diferente entre pie y cabeza.

Debido a que la columna es circular, el momento biaxial se puede transformar a un momento monoaxial por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los momentos en dirección "X" y "Y" de la siguiente manera:

$$M_u = \sqrt{(153.47^2 + 18.13^2)}$$

$$M_u = 154.53 \text{ Ton.m}$$

$$M_c = 0 + 1.72 \times 154.54 = 265.8 \text{ Ton.m}$$

Entonces el acero se propone con las siguientes cargas:

$$P_u = 186.81 \text{ Ton (compresión)}$$

$$M_c = 265.8 \text{ Ton.m}$$

Con la ayuda de un diagrama de interacción de columna circular con $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $\gamma = 0.9$ (Diagrama tomado de la literatura "diseño de estructuras de concreto" del autor Arthur H. Nilson, ver **FIG. 4.105**).

$$P_u / A_g f'_c = 0.085$$

$$M_c / (A_g f'_c h) = 0.12$$

$$\rho \approx 0.02 < 0.06 \text{ OK!}$$

$$A_s = 157 \text{ cm}^2 \text{ por lo que se proponen } 20\#10 \text{ (} A_s \text{ real} = 158.40 \text{ cm}^2 \text{)}$$

La sección de columna se muestra en la **FIG. 4.107**.

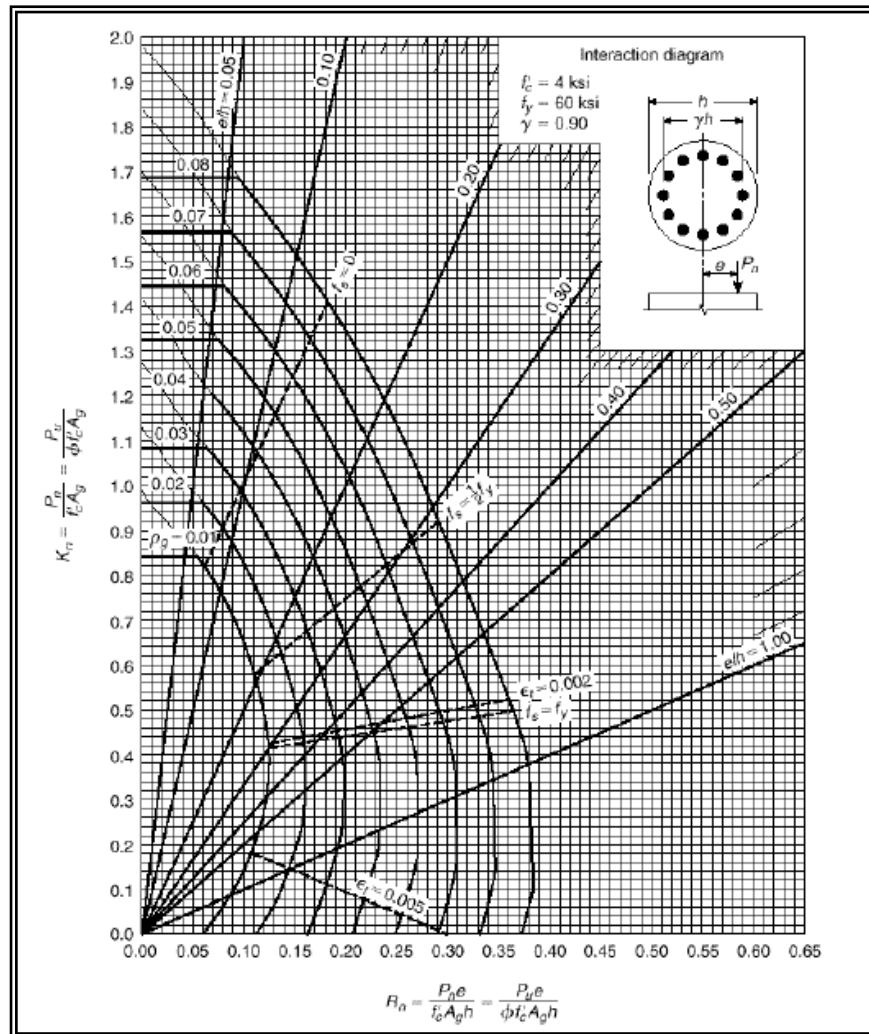


FIG. 4. 105 Sección de columna.

d) Cortante en columna de pila.

1. Determinación de la profundidad efectiva para cortante "dv".

Tomando un valor de $0.9d_e = 0.9 \times (100 - 5 - 1.27 - 0.5 \times 3.18) = 82.93$ cm

Entonces:

Tomando el valor de cortante a una distancia "dv" de la base de la columna para la combinación Extremo 1 H1 - Ex + 0.3Ey se tiene:

$$V_{ux} = 15.40 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 3.61 \text{ Ton}$$

$$V_u = \sqrt{(15.40)^2 + 3.61^2} = 15.82 \text{ Ton}$$

2. Cálculo del esfuerzo de cortante en el concreto "v_u".

El esfuerzo cortante en el concreto se calcula mediante la ecuación 5.8.2.9-1 de la AASTHO, edición 2004,.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \times A} = \frac{15.82 \times 1000}{0.9 \times 0.25 \times \pi \times 83.21^2} = 3.23 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

A: Área de sección transversal efectiva de columna (Por facilidad se tomó como diámetro efectivo "d_v").

3. Determinación de la relación v_u/f'_c.

$$v_u/f'_c = \frac{3.23}{280} = 0.012$$

4. Máxima separación de la armadura transversal.

Chequear los requerimientos del artículo 5.8.2.7 de la AASTHO, edición 2004, y comparar con la propuesta de la armadura mínima.

Chequear $v_u < 0.125f'_c$ ó $v_u \geq 0.125f'_c$

$$0.125 \times 280 = 35$$

$$3.23 < 35$$

Entonces la separación máxima $s_{max} = 0.8d_v \leq 600 \text{ mm}$

$$0.8 \times 83.21 = 66.57 \text{ cm} = 665.7 \text{ mm}$$

Gobierna 600 mm

Proponer s = 150 mm

5. Cálculo de la armadura transversal mínima.

Estas condiciones están dadas por la ecuación 5.8.2.5-1 de la AASTHO, edición 2004.

$$A_v = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.083 \times \sqrt{27.45} \times \frac{1000 \times 150}{274.59} = 237.55 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2.37 \text{ cm}^2$$

2 ramas de varilla #4 (1 estribo circular).

6. Cálculo contribución de concreto y acero.

Siguiendo el mismo procedimiento para la cabeza de la pila, se obtienen los mismos valores de:

$$\theta = 24.3$$

$$\beta = 3.24$$

Entonces las contribuciones son:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times A = 0.083 \times 3.24 \times \sqrt{27.46} \times 0.25 \times \pi \times 832.1^2$$

$$V_c = 766327.3 \text{ N} = 78.11 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta}{s} = \frac{254 \times 274.59 \times 832.1 \times \cot 24.3}{150} = 856896.34 \text{ N}$$

$$V_s = 87.35 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.25 \times f'_c \times A = 0.25 \times 27.46 \times 0.25 \times \pi \times 832.1^2 = 3733201.8 \text{ N}$$

$$V_n = 380.55 \text{ Ton}$$

$$\text{Gobierna } V_n = 78.11 + 87.85 = 165.96 \text{ Ton}$$

7. Comparación de resistencias.

$$\phi V_n = 0.9 \times 165.96 = 149.36 \text{ Ton} > 15.82 \text{ Ton}$$

La columna resiste las fuerzas cortantes debidas a todas las combinaciones de diseño con la armadura mínima que indica la normativa, pero para zonas confinadas en los extremos de la columna, el artículo 5.10.11.4. de la AASTHO, edición 2004, le indica que la separación no debe ser mayor que 100 mm (Ver **FIG. 4.106** y **FIG. 4.107**).

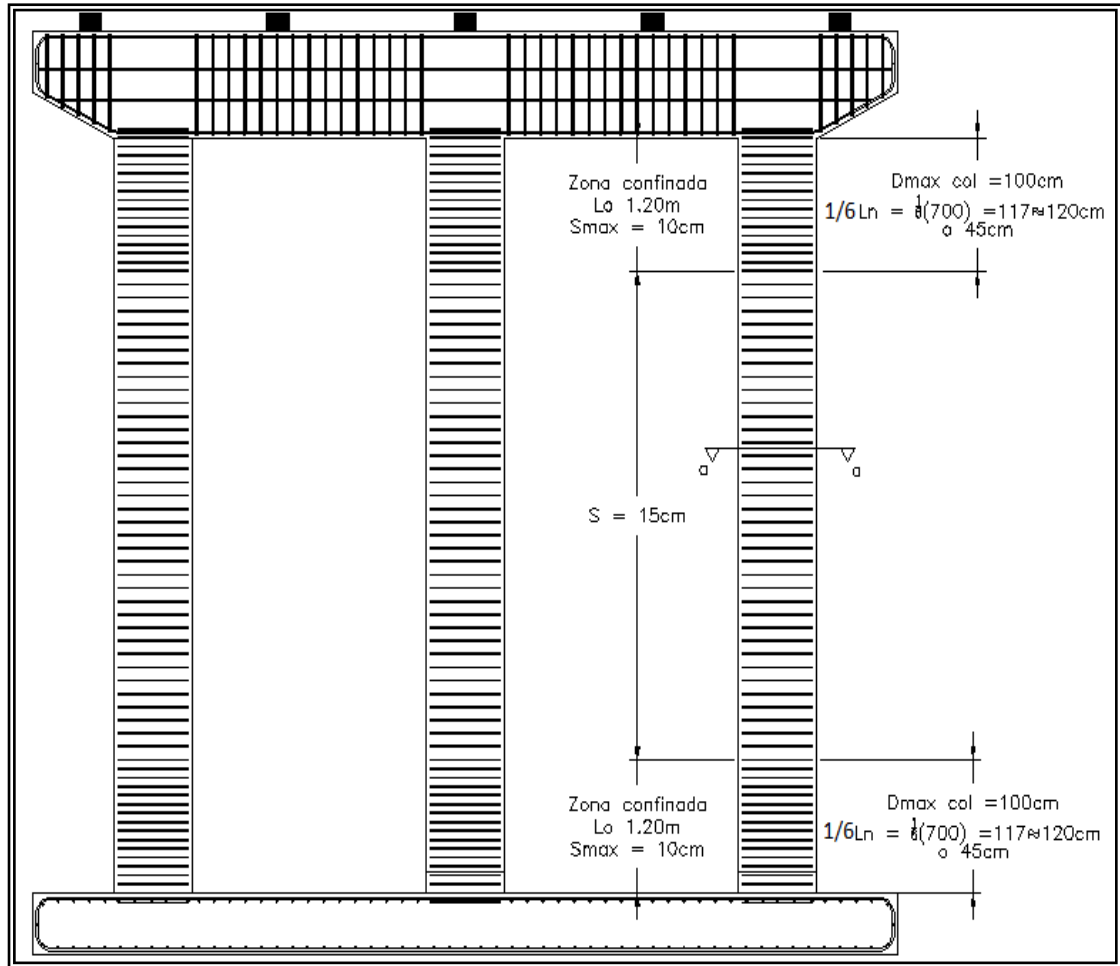


FIG . 4. 106 Distribución de acero transversal en pila.

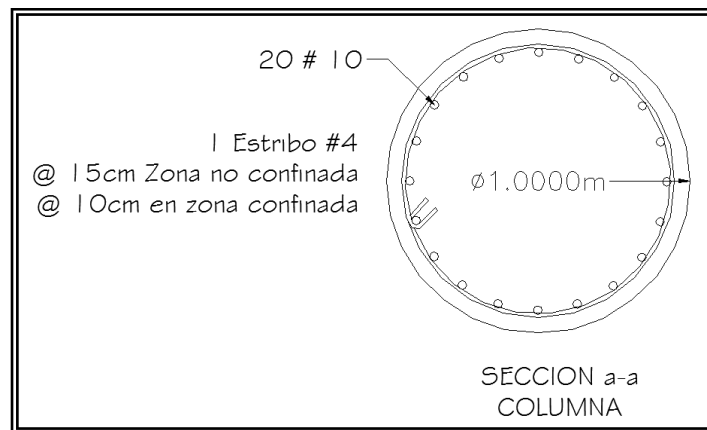


FIG . 4. 107. Sección transversal de pila.

DISEÑO DE PILOTES.

El pilote considerado será perforado y encamisado, de forma circular y de material de concreto reforzado.

a) Forma de trabajo del pilote.

De acuerdo a las condiciones del suelo del ensayo SPT para el sondeo T3, la forma de trabajar del pilote será combinada, ya que se tiene un estrato de arcilla rígido a una profundidad de alrededor de 14.00m con un número de golpes cercanos a 50.

- Carga por punta.
- Carga al fuste (Fricción).

b) Cargas que actúan sobre el elemento.

Las cargas que actúan son debidas al uso del puente, peso propio, cargas accidentales previamente combinadas según la AASHTO.

c) Número de pilotes.

Para comenzar se puede obtener un estimado de la resistencia por punta del estrato de arcilla, según una correlación sencilla en base al número de golpes del ensayo SPT. Primeramente se estima el valor de la Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta de la forma propuesta por el autor Hara y otros³³⁰.

$$S_u \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) = 29 N_{60}^{0.72} = 29 (50)^{0.72} = 485 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0.49 \text{ MPa} = 49.4 \text{ Ton/m}^2$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes del ensayo SPT.

Resistencia por punta.

Según Meyerhof la capacidad de carga por punta para arcilla (de igual manera descrita en el artículo 10.7.3.3.3 de la AASHTO) se obtiene mediante la expresión siguiente:

³³⁰ Nota: Formula obtenida de la bibliografía "Principios de ingeniería de cimentaciones" del autor Braja M. Das.

$$Q_p = 9 S_u A_p = 9 (49.4) \left(\frac{\pi (0.3^2)}{4} \right) = 31.42 \text{ Ton}$$

Donde:

A_p : Área de punta de pilote (Asumiendo diámetro de 30 cm).

Resistencia por fricción (Método a.)

Según el artículo 10.7.3.3.2^a de la AASHTO, la resistencia de fricción superficial nominal se obtiene mediante la fórmula:

$$q_s = a S_u = 0.75 (49.4) = 37.05 \text{ Ton/m}^2$$

Donde:

a : Factor de adherencia aplicado a "Su".

El valor de "a" ha sido tomado de la gráfica 10.7.3.3.2^a de la AASHTO, edición 2004, considerando que el estrato rígido que contribuye a la resistencia por fricción se encuentra a 11.00m de profundidad y que el pilote estará empotrado por lo menos 3.00m dentro de éste.

Entonces la resistencia por fricción es:

$$Q_s = q_s A_{fuste} = 37.05 (2\pi r h_{\text{empotramiento}}) = 37.05 (2\pi (0.15 \times 3))$$

$$Q_s = 104.76 \text{ Ton}$$

Donde:

A_{fuste} : Área perimetral considerada en contacto con suelo para resistir fricción.

r : Radio del pilote.

$h_{\text{empotramiento}}$: Profundidad de empotramiento en estrato que contribuye a la resistencia por fricción.

Con las resistencias calculadas anteriormente se proponen inicialmente 15 pilotes con la distribución que se muestra en la **FIG. 4.108**, los cuales serán chequeados para demostrar que pasan el diseño.

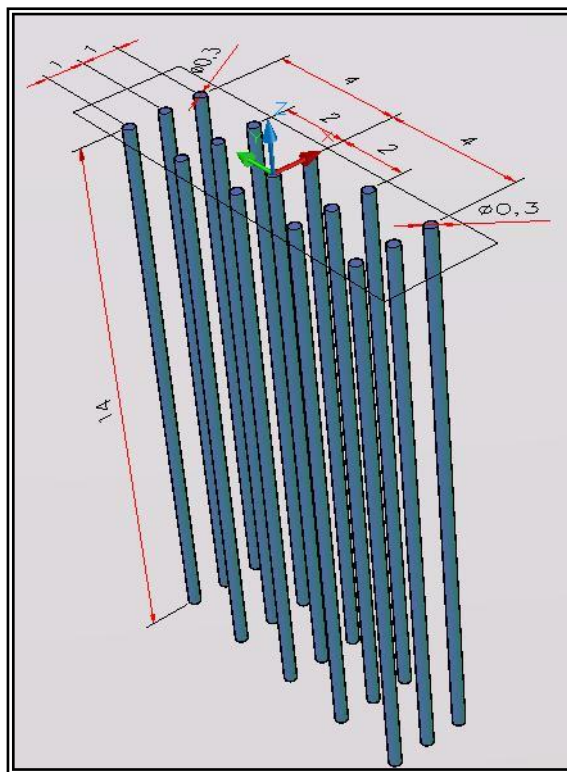


FIG. 4. 108 Distribución de pilotes.

d) Dimensionamiento del pilote.

La longitud del pilote será de 14.00m debido a que el estrato resistente se encuentra a 11.00m de profundidad al cual se incrementa en 3.00m para su empotramiento según el artículo 10.7.1.2 de la AASTHO, edición 2004.

e) Determinación de acciones.

Las acciones internas de compresión y tracción en el pilote se calculan mediante la ecuación 3.55 descrita dentro de este texto (Capítulo 3).

Este paso se realiza tanto para cargas de servicio para el chequeo con la resistencia del suelo de cimentación, como para cargas mayoradas para el diseño de los elementos estructurales. Para el cálculo de las acciones en cada uno de los pilotes se determina la compresión global y momento global en la base por medio de la suma de todas las fuerzas axiales y momentos en cada una de las columnas, ver FIG. 4.109.

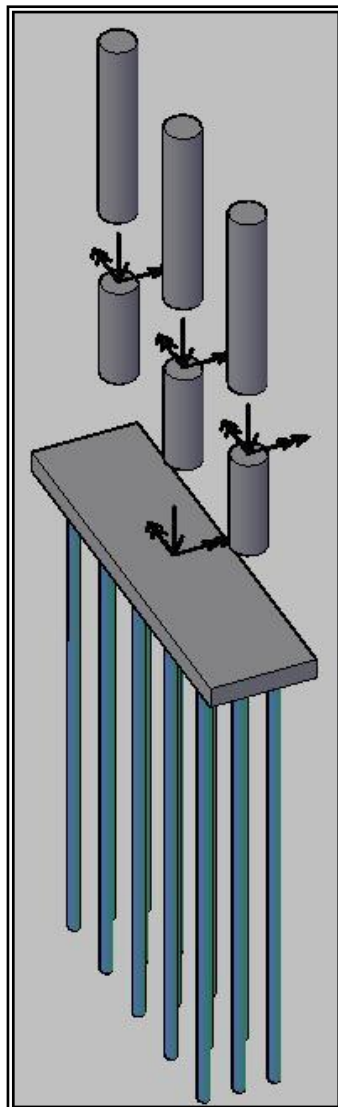


FIG . 4. 109 Esquema de las fuerzas axiales y momentos.

Las cargas más críticas son las siguientes, considerando como cargas en compresión positiva y en tracción negativas (Ver Tabla 4.41 a 4.46):

SERVICIO 1-H2-BR3											
COLUMNA 1			COLUMNA 2			COLUMNA 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
0.60	44.49	186.67	0.00	44.52	183.97	0.60	44.67	186.67	557.31	0.00	133.68

Tabla 4. 41 Combinación: Servicio 1.

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES SERVICIO 1-H2-BR3								
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	$M_y \times dx_i$ / $\sum dx_i^2$	$M_x \times dy_i$ / $\sum dy_i^2$	P/n	P total
1	-1	4	1	16	-13.37	0.00	37.15	23.79
2	-1	2	1	4	-13.37	0.00	37.15	23.79
3	-1	0	1	0	-13.37	0.00	37.15	23.79
4	-1	-2	1	4	-13.37	0.00	37.15	23.79
5	-1	-4	1	16	-13.37	0.00	37.15	23.79
6	0	4	0	16	0.00	0.00	37.15	37.15
7	0	2	0	4	0.00	0.00	37.15	37.15
8	0	0	0	0	0.00	0.00	37.15	37.15
9	0	-2	0	4	0.00	0.00	37.15	37.15
10	0	-4	0	16	0.00	0.00	37.15	37.15
11	1	4	1	16	13.37	0.00	37.15	50.52
12	1	2	1	4	13.37	0.00	37.15	50.52
13	1	0	1	0	13.37	0.00	37.15	50.52
14	1	-2	1	4	13.37	0.00	37.15	50.52
15	1	-4	1	16	13.37	0.00	37.15	50.52

Tabla 4.42 Calculo de fuerzas en pilotes.

RESISTENCIA 1-H2-BR3											
COLUMNA 1			COLUMNA 2			COLUMNA 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
0.76	77.86	- 255.72	0.00	77.91	-253.89	- 0.76	78.16	-255.72	- 765.33	0.00	233.93

Tabla 4.43 Combinación: Resistencia 1.

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES RESISTENCIA 1-H2-BR3								
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	$M_y \times dx_i / \sum dx_i^2$	$M_x \times dy_i / \sum dy_i^2$	P/n	P total
1	-1	4	1	16	-23.39	0.00	51.02	27.63
2	-1	2	1	4	-23.39	0.00	51.02	27.63
3	-1	0	1	0	-23.39	0.00	51.02	27.63
4	-1	-2	1	4	-23.39	0.00	51.02	27.63
5	-1	-4	1	16	-23.39	0.00	51.02	27.63
6	0	4	0	16	0.00	0.00	51.02	51.02
7	0	2	0	4	0.00	0.00	51.02	51.02
8	0	0	0	0	0.00	0.00	51.02	51.02
9	0	-2	0	4	0.00	0.00	51.02	51.02
10	0	-4	0	16	0.00	0.00	51.02	51.02
11	1	4	1	16	23.39	0.00	51.02	74.42
12	1	2	1	4	23.39	0.00	51.02	74.42
13	1	0	1	0	23.39	0.00	51.02	74.42
14	1	-2	1	4	23.39	0.00	51.02	74.42
15	1	-4	1	16	23.39	0.00	51.02	74.42
			10	120				

Tabla 4.44 Calculo de fuerzas en pilotes.

EXTREMO 1-H2-EX+0.3EY											
COLUMNA 1			COLUMNA 2			COLUMNA 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
-	182.93	-	-	182.55	-	-	182.27	-	-	-	547.75
45.02		214.58	46.65		193.90	46.51		184.63	593.11	257.98	

Tabla 4.45 Combinación: Extremo 1.

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES								
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	$M y \times dx_i / \sum dx_i^2$	$M x \times dy_i / \sum dy_i^2$	P/n	P total
1	-1	4	1	16	-54.78	8.60	39.54	-6.64
2	-1	2	1	4	-54.78	4.30	39.54	-10.93
3	-1	0	1	0	-54.78	0.00	39.54	-15.23
4	-1	-2	1	4	-54.78	-4.30	39.54	-19.53
5	-1	-4	1	16	-54.78	-8.60	39.54	-23.83
6	0	4	0	16	0.00	8.60	39.54	48.14
7	0	2	0	4	0.00	4.30	39.54	43.84
8	0	0	0	0	0.00	0.00	39.54	39.54
9	0	-2	0	4	0.00	-4.30	39.54	35.24
10	0	-4	0	16	0.00	-8.60	39.54	30.94
11	1	4	1	16	54.78	8.60	39.54	102.92
12	1	2	1	4	54.78	4.30	39.54	98.62
13	1	0	1	0	54.78	0.00	39.54	94.32
14	1	-2	1	4	54.78	-4.30	39.54	90.02
15	1	-4	1	16	54.78	-8.60	39.54	85.72
			10	120				

Tabla 4.46 Calculo de fuerzas en pilotes.

f) Acciones internas debidas a carga lateral.

Las acciones internas laterales a considerar entre el pilote y el cabezal de los pilotes son las mismas que resultan de los cortantes en la base.

g) Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga ya se tomaron en cuenta durante el cálculo de las acciones internas, por lo que no es necesario mayorar las fuerzas obtenidas con los factores de carga.

h) Compresión y tracción.

Las cargas críticas son:

Compresión: 102.92 Ton, entonces el acero necesario según el diagrama de interacción para una sección circular de 30cm de diámetro, $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $\gamma = 0.9$ es el mínimo 1%

$$A_s = 7.07 \text{ cm}^2 \text{ Se proponen } 6 \# 4 \text{ (} A_s \text{ real} = 7.62 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Tracción: 23.83 Ton.

La resistencia por tracción según la AASTHO, edición 2004, se calcula de la siguiente manera:

$$T = 0.7 \phi f_y A_s = 0.7 \times 0.9 \times 4200 \times 7.62 = 20162.52 \text{ Kg} = 20.16 \text{ Ton}$$

20.16 Ton < 23.83 No cumple

Entonces el A_s necesario es:

$$A_s = \frac{T}{0.7 \phi f_y} = \frac{23.83 \times 1000}{0.7 \times 0.9 \times 4200} = 9.00 \text{ cm}^2$$

Se proponen 8 # 4 (A_s real = 10.16 cm^2)

Con esta sección finaliza el diseño por compresión y tracción del pilote.

d) Cortante

Realizando un rápido chequeo del cortante de la resistencia por cortante del pilote:

Asumiendo $d_v = 0.9 d_e = 0.9 (30 - 7.5 - 0.95) = 21.5 \text{ cm}$, y una distribución de estribos circulares #3 a cada 10cm.

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times A = 0.083 \times 3.24 \times \sqrt{27.46} \times 0.25 \times \pi \times 215^2$$

$$V_c = 51161.13 \text{ N} = 5.21 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times \text{Cot} \theta}{s} = \frac{142.51 \times 274.59 \times 215 \times \text{Cot} 24.3}{100} = 186334.85 \text{ N}$$

$$V_s = 18.99 \text{ Ton}$$

$$V_n = 0.25 \times f'_c \times A = 0.25 \times 27.46 \times 0.25 \times \pi \times 215^2 = 249234.03 \text{ N}$$

$$V_n = 25.41 \text{ Ton}$$

Gobierna $V_n = 5.21 + 18.99 = 24.2 \text{ Ton}$.

El cortante basal para la condición más desfavorable (Extremo 1 H1 - 0.3Ex + Ey) en la pila es:

$$V_{\text{basal } y} = 29.59 + 30.84 + 30.12 = 90.55 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{basal } x} = 5.73 + 5.49 + 5.27 = 16.49 \text{ Ton}$$

Entonces el cortante total es: 92 Ton

Distribuido en 15 pilotes $V_u = 6.13 \text{ Ton} < 24.2 \text{ Ton OK!}$

Con esta revisión finaliza el diseño del pilote (Ver FIG. 4.110)

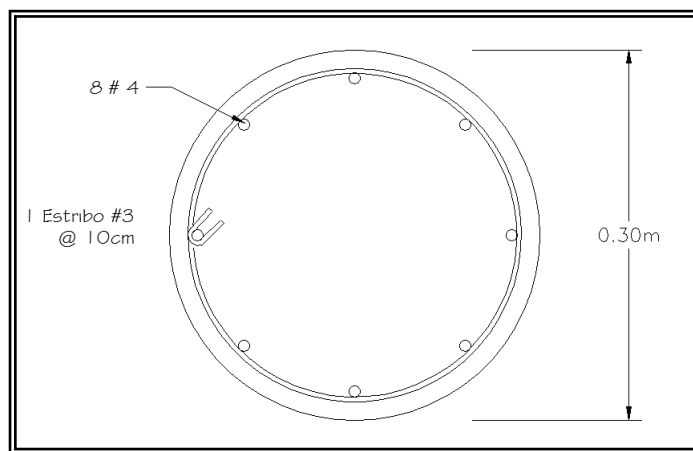


FIG. 4. 110 Sección de pilote

e) Comparación de acciones con especificaciones.

Debido a que las combinaciones extremas contienen factores con valores de la unidad, las consideraremos como de servicio, entonces la verificación de la resistencia del suelo es la siguiente:

$$\text{Compresión: } P_u = 102.92 \text{ Ton}$$

$$\text{Tracción: } T_u = 28.23 \text{ Ton}$$

$$102.92 \text{ Ton} < 31.42 + 104.76 = 136.18 \text{ OK!!!}$$

$$28.23 < 104.76 \text{ OK!!!}$$

La resistencia combinada por fricción y por punta es mayor que la compresión máxima.

La resistencia por fricción es mucho mayor que la tracción máxima calculada.

Nota: Los chequeos por hincado y por manipulación del pilote prefabricado se obviarán.

C A P I T U L O 5

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

R E C O M E N D A C I O N E S

CONCLUSIONES.

1. El conocer sobre la planeación del proyecto de un puente es indispensable ya que nos indica las etapas que se deben desarrollar como los estudios de ingeniería básica y los elementos básicos del proyecto.
2. El diseño estructural de un puente incluye la aplicación de varios estudios, por lo que es necesario conocer y saber cómo se desarrollan para proporcionar información adecuada y precisa dependiendo del elemento a diseñar.
3. Se debe de investigar sobre los métodos de análisis cuando se utilice un software, ya que si no se conoce el funcionamiento del programa y bajo que teoría calcula, estaremos introduciendo y obteniendo datos erróneos que no sabremos interpretar y que darán lugar a un mal diseño.
4. El conocimiento de los procesos constructivos de un puente es necesario para comprender la forma en que se conectan los elementos entre sí y de esa manera modelar adecuadamente dichos elementos.
5. La normativa adoptada en nuestro país para el diseño de puentes, y por tanto dentro de este texto es la AASHTO LRFD, que contiene todo lo referente a puentes.
6. Debido a que en nuestro país no hay una normativa propia para el diseño de puentes, es necesario tomar normas internacionales como la AASHTO LRFD, pero con el cuidado de revisar que las condiciones que en ella se consideran se apeguen a las de nuestro país, como es el caso del apartado de cálculo de fuerzas sísmicas. Debido a ello es imprescindible leer, interpretar y aplicar de la manera correcta esta normativa a nuestro diseño para evitar introducir datos erróneos del análisis estructural.

7. En base a la práctica y por tanto de la experiencia de cada diseñador, se adquiere un mejor punto de vista para afrontar el diseño de un puente que facilite las etapas de toma de decisión, tales como la adecuación de la tipología más apropiada para una situación en particular del sitio de emplazamiento y diferentes aspectos muy específicos y por tanto influyentes como la geotecnia, hidráulica entre otros.
8. La modelación de un puente requiere de juicio y decisiones que debe tomar cada diseñador, por lo que existe una amplia forma de idealizar aspectos específicos del modelo y múltiples soluciones, dando como resultado diferentes consideraciones tales como en el comportamiento de cada elemento que constituye el puente, la forma de cargar los elementos del modelo, las hipótesis de carga y tipo de análisis.
9. El diseño de un puente es un proceso iterativo, en el que primeramente se asumen condiciones de geometría iniciales, propiedades mecánicas para cada material, idealización sencilla de la estructura, análisis y diseño, hasta lograr refinar y optimizar todos los elementos estructurales del puente, que se facilita mediante la experiencia previa de la persona que realiza la tarea de diseño.
10. El método de la malla para el modelado de un puente es sumamente útil para modelar cualquier tipo de superestructura con características particulares de una manera comprensible a cualquier lector que conozca los principios básicos de la mecánica estructural y que puede elaborarse mediante un software de análisis estructural no muy complejo que ofrezca una amigable interfaz gráfica para el análisis de los resultados del análisis.
11. El contenido de este trabajo de graduación no pretende ser un conjunto de procedimientos, pasos e instrucciones taxativas, sino más bien un compendio que introduzca al lector en la manera de abordar un tipo de estructura común en la

ingeniería civil, mediante una parte teórica y una parte numérica que ejemplifica la etapa de diseño estructural de los elementos que constituyen un puente.

12. Por ser un ejemplo demostrativo el diseño estructural del puente aplicado en esta, los análisis corresponden a elementos individuales para demostrar y explicar los pasos a seguir en cada uno de dichos elementos.
13. El diseño por flexión de las vigas longitudinales del tablero del puente se realizó tomando la viga central, la cual resultó con las mayores magnitudes de momento flector en cada una de las combinaciones para las hipótesis específicas de momento flector positivo y negativo.
14. Las vigas exteriores del tablero requieren menor acero de refuerzo, pero tendrán la misma propuesta de distribución de refuerzo que la viga central (Mayores acciones internas), debido a que la AASHTO indica que una viga exterior no puede tener menor resistencia que una viga interna.
15. El cálculo de la resistencia de las vigas longitudinales se realizó considerando una sección transversal rectangular, por lo que el diseño es conservador debido a que pudo haberse diseñado considerando una sección en forma de "T".
16. La losa del tablero fue diseñada considerando que trabaja de manera unidireccional, ya que la relación largo sobre ancho de extremos apoyados es mucho mayor que dos, en la que se considera como apoyo de la losa a las vigas longitudinales.
17. El diseño de la losa en base a la idealización de viga simplemente apoyada sobre las vigas longitudinales, a la que se aplican las cargas del eje más pesado del camión de diseño, resulta mucho más apropiado debido a que en el modelo global del tablero

para el método de la malla, las cargas de los ejes de camión se idealizan aplicadas directamente en los nudos.

18. Al igual que para el diseño de las vigas longitudinales, la losa del tablero del puente debe ser diseñado considerando la variación de la posición de las cargas del camión de diseño que generen las acciones internas más desfavorables.
19. Los apoyos elastoméricos son diseñados para poder acomodar las deformaciones por temperatura y contracción, y las deformaciones por cargas de sismo son limitadas mediante topes sísmicos ubicados sobre los estribos de la subestructura.
20. Debido a que los topes sísmicos forman parte de los estribos de mampostería de piedra, deben ser diseñados de tal manera de garantizar que actúen únicamente por cortante, esto se logra proponiendo una gran área transversal para cortante y un brazo de palanca muy pequeño, para evitar que el efecto del impacto de las vigas con el tope genere flexión que no pueda ser absorbida por la mampostería.
21. El diseño del estribo se realiza considerando las fases de construcción, actuando únicamente el estribo con el empuje del relleno, completamente con las cargas que transmiten los apoyos a la corona del estribo, y considerando un evento sísmico.
22. La pila es diseñada mediante métodos clásicos para la cabeza y columna con las acciones internas obtenidas de los resultados del programa computacional.
23. El diseño de los pilotes dentro de este texto solamente considera el efecto axial, por lo que no es muy conservador ni adecuado al no tomar en cuenta el efecto de la flexión que puede ser realizado mediante la modelación de la cimentación con la ayuda de un software adecuado.

RECOMENDACIONES.

1. Se recomienda a las instituciones públicas como es el caso del MOP, ser más accesibles al brindar información para el desarrollo de investigación como es el presente trabajo de graduación, ya que la única finalidad es el proporcionar conocimientos en el área de puentes a estudiantes que deseen profundizar en este tema. Debido a las pocas fuentes de información que hay en nuestro país.
2. Se recomienda desarrollar una guía similar a la presentada para puentes construidos con otros materiales, como acero, concreto presforzado, etc. Para ampliar las fuentes de información acerca de dicho tema.
3. Se recomienda leer detenidamente los reglamentos que se incluyen en este trabajo de graduación para aprender a interpretar las consideraciones que se establecen para el diseño de los elementos de un puente.
4. Se recomienda que se imparta el método de diseño puntal tensor dentro de las asignaturas de diseño estructural de la Escuela de Ingeniería Civil, o conocido también como bielas y tirantes (Strut And Tie) ya que es ampliamente utilizado en el diseño de subestructuras de puentes, así como para vigas de gran peralte y vigas Preesforzadas.
5. Se deberá poner en práctica la presente guía para una mejor comprensión y tener de una manera clara las consideraciones que se tomaron en cuenta para el diseño y proponer diferentes tipos de consideraciones que posiblemente han quedado excluidas dentro de este texto.

B I B L I O G R A F Í A .

Libros de consulta.

1. Manual de diseño de puentes. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Segunda Edición. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. 2003. Perú.
2. Diseño de Concreto reforzado. Jack M c Comarc. Quinta edición. Editorial Alfaomega. 2005. México.
3. Bridge Substructure and Foundation Desing. Petros P. Xanthakos. Tercera edición. Prentice Hall. 1995. Estados Unidos.
4. Diseño de Estructuras de concreto. Arthur H. Nilson. 12ª edición . MacGraw. 2001. Colombia.
5. Desing of Highway Bridges. Arthur H. Nilson. 12ª edición. MacGraw. 2001. Colombia.
6. American Concrete Institute. "Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios", ACI 318-05 y ACI 318R-05.
7. American Concrete Institute. "Análisis y Diseño de Estructuras de Puentes de Concreto". ACI 343R-95.
8. Especificaciones AASTHO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD - Unidades S.I. Revisiones Interinas 2005.

Trabajos de Graduación.

1. Mendoza Maldonado, Wilson Francisco. Manual para el mantenimiento rutinario y preventivo de puentes de El Salvador. UES. El Salvador. 2003.

2. Aquino Vásquez, Denis Anibal. Manual de construcción de puentes de concreto. UES. El Salvador. 2004.
3. Cardoza Quijada, Marvin Alexander Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática. UES. El Salvador. 2005.
4. Pedro Roberto, Padilla Sánchez Análisis estructural de la subestructura de puentes según normas AASHTO. UCA. El Salvador. 1992.
5. Valdez, José Enrique. Diseño de puentes de concreto presforzado". El Salvador. UCA. El Salvador. 1989.
6. Landaverde Ortiz, Tomas Rubén. Estudio de la acción del agua en la subestructura de los puentes y soluciones al problema. UCA. El Salvador.
7. Cortez Grande, Alexander Antonio. Eficacia de la evaluación de impacto ambiental en la construcción del tramo uno de interconexión Nejapa Boulevard Constitución, con respecto al cumplimiento de la Ley del Medio Ambiente y su reglamento y la Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y los Municipios aledaños. UES. El Salvador. 2004.
8. German Hildebrando, Romero Paz. Diseño de puentes entre Guarnecía y Potrero Sula sobre el río Lempa, Texistepeque, Santa Ana. UES. El Salvador. 2001.
9. Evaluación Sísmica de pasos a desnivel en el área metropolitana de San Salvador con características especiales. UES. El Salvador. 2001.

10. Banco de datos actualizados y un estudio preeliminar de vulnerabilidad de puentes carreteros comprendidos en el tramo desde el río Lempa hasta La Unión en la carretera Litoral. UES. El Salvador. 2001.

Páginas Web

1. www.construaprende.com
2. www.galeon.com
3. www.publiespe.espe.edu.ec
4. www.contecsa.com
5. www.blogporerror.blogspot.com
6. www.laschinamas.com
7. www.documentos.arq.com.mx
8. www.wikipedia.es
9. www.miliarium.com
10. www.scielo.org
11. www.skyscrapercity.com
12. www.elprisma.com
13. www.snet.gob.sv
14. www.elsalvador.com/noticias/2001/3/16/index.html
15. www.laprensagrafica.com/portada/
16. <http://www.expresa.com/productos/presfuerzo.php#multitoron>
17. <http://postencreto.com/contenidos/32.htm>
18. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=347820&page=2>
19. webs.uvigo.es/campus/puente_milenio.jpg

A N E X O S

A n e x o N o . 1

G l o s a r i o

G L O S A R I O .

Carga: Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, una deformación impuesta o un cambio de volumen.

Carga Nominal: Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.

Cargas Permanentes: Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.

Carril de Diseño: Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.

Carga de Rueda: Un medio de una carga de eje de diseño especificada.

Diseño: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.

Elementos Prefabricados o Premoldeados: Elementos de concreto colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

Estado Límite: Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos: Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.

Estados Límites de Resistencia: Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

Estados Límites de Servicio: Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

Fluencia Lenta: Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

Factor de Carga: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Factor de Modificación de las Cargas: Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.

Factor de Resistencia: Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

Grado de Libertad: Una de las diversas traslaciones o rotaciones requeridas para definir el movimiento de un nodo. La forma desplazada de los componentes y/o de la totalidad de la estructura se puede definir mediante un número de grados de libertad.

Empuje Activo de las Tierras: Presión lateral resultante de la retención de suelo por parte de una estructura o componente que tiende a alejarse de la masa de suelo.

Empuje Pasivo de las Tierras: Presión lateral debida a la resistencia que opone el suelo al movimiento lateral de una estructura o componentes hacia el interior de la masa de suelo.

Estabilidad Global: Estabilidad de la totalidad del muro de sostenimiento o estructura del estribo; se determina evaluando potenciales superficies de deslizamiento ubicadas fuera de la estructura.

Línea de Fluencia: Línea de rotulación plástica.

Ley de Momentos: Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Método de Análisis: Proceso matemático mediante el cual se determinan las deformaciones, esfuerzos y tensiones en de una estructura.

Método de las Líneas de Fluencia: Método de análisis en el cual se examinan varios patrones posibles de líneas de fluencia con el objetivo de determinar la capacidad portante.

Modelo: Idealización de una estructura a los fines del análisis.

Modelo de Bielas y Tirantes: Modelo que se utiliza principalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar la dosificación del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección. **Nodo:** Punto donde se encuentran elementos finitos o componentes de una grilla; en el contexto del método de las diferencias finitas, punto donde se satisfacen las ecuaciones diferenciales determinantes.

Nudo: Punto donde se encuentran los ejes de los elementos, generalmente en puentes de cercha, arco, atirantados y suspendidos.

Rigidez: Solicitación debida a una deformación unitaria.

Sistema de Ejes: Eje simple o eje tandem.

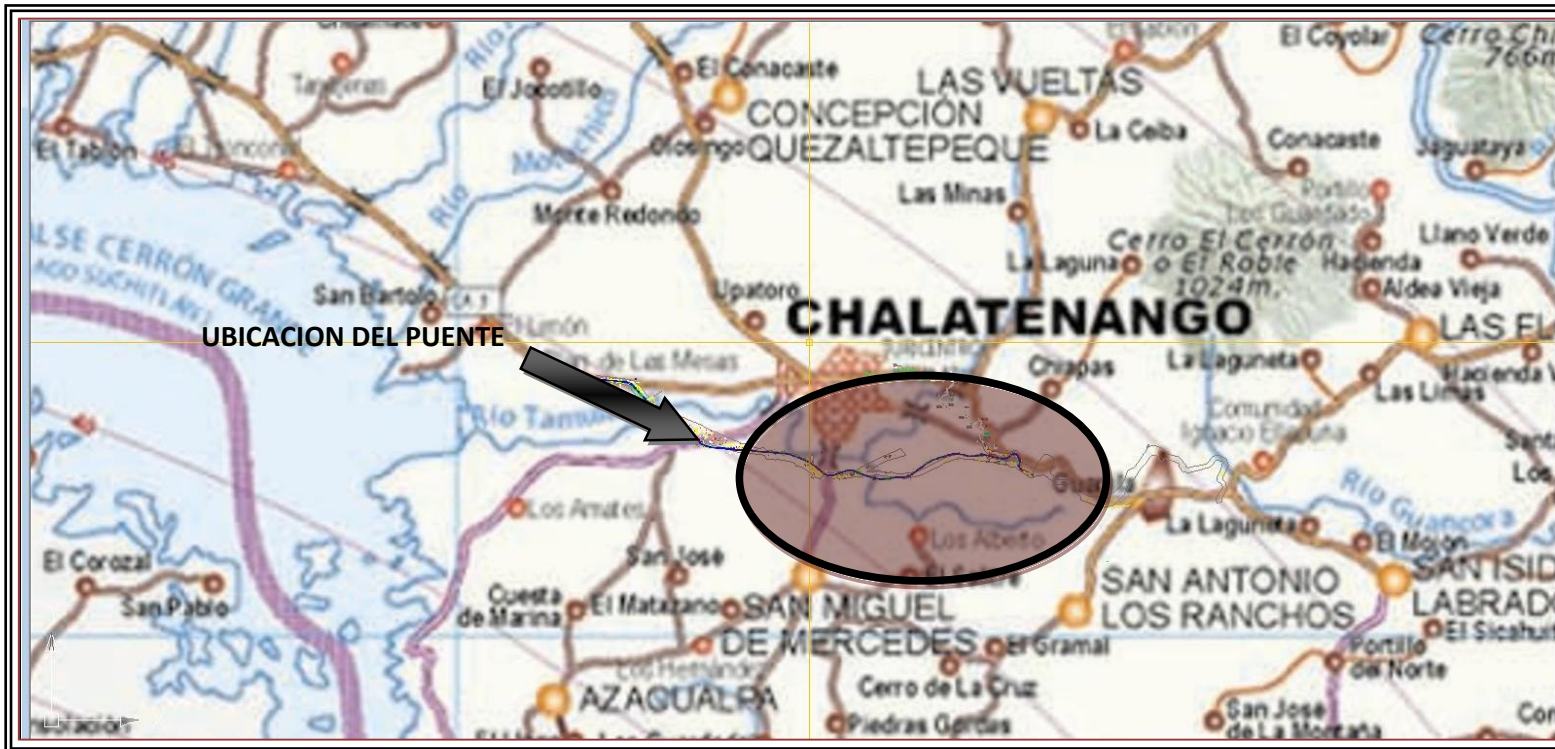
Sobrecarga de Suelo: Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas a la parte superior del material retenido.

Tandem: Dos ejes poco separados generalmente conectados a un mismo carro inferior que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa entre ambos ejes.

A n e x o N o . 2

A n e x o s d e l C a p í t u l o 4

ANEXO 4.1 ESQUEMA DE UBICACIÓN DEL PUENTE



ANEXO 4.2 HIPÓTESIS H1.

<i>Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	21	2.4551	0.407	2,013.3
		22	2.0848	0.480	2,370.9
		38	1.3955	0.717	3,542.0
		39	0.5163	1.937	9,573.7
			Σ	3.540	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	38	1.9818	0.505	3,205.4
		39	1.4988	0.667	4,238.4
		55	1.6515	0.606	3,846.5
		56	1.023	0.978	6,209.7
			Σ	2.755	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	19	3.2875	0.304	5,979.7
		20	2.0587	0.486	9,548.8
		36	2.5937	0.386	7,579.2
		37	0.398	2.513	49,392.3
			Σ	3.688	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	36	2.9508	0.339	10,152.6
		37	1.4623	0.684	20,487.2
		53	2.74	0.365	10,933.7
		54	0.9687	1.032	30,926.4
			Σ	2.420	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	18	2.05	0.488	10,572.9
		35	0.35	2.857	61,927.1
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	35	1.45	0.690	28,697.9
		52	0.95	1.053	43,802.1
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	72,500.0

ANEXO 4.3 HIPÓTESIS H1.

<i>Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	52	0.95	1.053	10,572.9
		69	1.45	0.690	6,927.1
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	69	0.35	2.857	14,947.9
		86	2.05	0.488	2,552.1
		-----			0.0
		-----			0.0
			Σ	3.345	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	53	2.74	0.365	10,933.7
		54	0.9687	1.032	30,926.4
		70	2.9508	0.339	10,152.6
		71	1.4623	0.684	20,487.2
			Σ	2.420	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	70	2.5937	0.386	7,579.2
		71	0.398	2.513	49,392.3
		87	3.2875	0.304	5,979.7
		88	2.0587	0.486	9,548.8
			Σ	3.688	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	55	1.6515	0.606	15,935.5
		56	1.023	0.978	25,725.8
		72	1.9818	0.505	13,279.6
		73	1.4988	0.667	17,559.1
			Σ	2.755	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	72	1.3955	0.717	14,674.1
		73	0.5163	1.937	39,662.5
		89	2.4551	0.407	8,340.9
		90	2.0848	0.480	9,822.4
			Σ	3.540	72,500.0

A N E X O 4.4 H I P Ó T E S I S H 1.

<i>R E S U M E N D E C A R G A S E N N U D O S</i>		
<i>N U D O</i>	<i>C A R G A</i>	<i>U N I D A D</i>
21	2,013.3	N
22	2,370.9	N
38	6,747.5	N
39	13,812.1	N
55	19,782.0	N
56	31,935.5	N
19	5,979.7	N
20	9,548.8	N
36	17,731.8	N
37	69,879.5	N
53	21,867.5	N
54	61,852.8	N
18	10,572.9	N
35	90,625.0	N
52	54,375.0	N
69	21,875.0	N
86	2,552.1	N
70	17,731.8	N
71	69,879.5	N
87	5,979.7	N
88	9,548.8	N
72	27,953.7	N
73	57,221.6	N
89	8,340.9	N
90	9,822.4	N
Σ	650,000.0	N
Σ	650,000.00	N

ANEXO 4.5 HIPÓTESIS H 2.

Hipótesis de mayor reacción CENTRAL (HL-93)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-a	35,000.00	27	3.2875	0.304	1,443.4
		28	2.0587	0.486	2,304.9
		44	2.5937	0.386	1,829.5
		45	0.398	2.513	11,922.3
			Σ	3.688	17,500.0
Eje 1-a	35,000.00	44	2.9508	0.339	2,450.6
		45	1.4623	0.684	4,945.2
		61	2.74	0.365	2,639.2
		62	0.9687	1.032	7,465.0
			Σ	2.420	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-a	145,000.00	26	2.05	0.488	10,572.9
		43	0.35	2.857	61,927.1
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	72,500.0
Eje 2-a	145,000.00	43	1.45	0.690	28,697.9
		60	0.95	1.053	43,802.1
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 3-a	145,000.00	24	2.0588	0.486	9,551.4
		25	3.2871	0.304	5,982.3
		41	0.3982	2.511	49,383.4
		42	2.5933	0.386	7,582.8
			Σ	3.687	72,500.0
Eje 3-a	145,000.00	41	1.4629	0.684	20,481.5
		42	2.9508	0.339	10,154.0
		58	0.9688	1.032	30,927.3
		59	2.7395	0.365	10,937.2
			Σ	2.420	72,500.0

ANEXO 4.6 HIPÓTESIS H2.

Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-b	35,000.00	58	0.9655	1.036	7,478.5
		59	2.7384	0.365	2,636.8
		75	1.4624	0.684	4,937.4
		76	2.9504	0.339	2,447.3
			Σ	2.424	17,500.0
Eje 1-b	35,000.00	75	0.3999	2.501	11,903.9
		76	2.5933	0.386	1,835.6
		92	2.0588	0.486	2,312.2
		93	3.2871	0.304	1,448.2
			Σ	3.676	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-b	145,000.00	60	0.95	1.053	43,802.1
		77	1.45	0.690	28,697.9
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	72,500.0
Eje 2-b	145,000.00	77	0.35	2.857	61,927.1
		94	2.05	0.488	10,572.9
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 3-b	145,000.00	61	2.74	0.365	10,933.7
		62	0.9687	1.032	30,926.4
		78	2.9508	0.339	10,152.6
		79	1.4623	0.684	20,487.2
			Σ	2.420	72,500.0
Eje 3-b	145,000.00	78	2.5937	0.386	7,579.2
		79	0.398	2.513	49,392.3
		95	3.2875	0.304	5,979.7
		96	2.0587	0.486	9,548.8
			Σ	3.688	72,500.0

ANEXO 4.7 HIPÓTESIS H2.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS						
NUDO	CARGA	UNIDAD	25% CARGA	MOMENTO	5% CARGA	MOMENTO
27	1,443.4	N	360.84	649.52	72.17	129.90
28	2,304.9	N	576.22	1037.20	115.24	207.44
44	4,280.1	N	1070.02	1926.04	214.00	385.21
45	16,867.5	N	4216.87	7590.36	843.37	1518.07
61	13,572.9	N	3393.23	6107.81	678.65	1221.56
62	38,391.4	N	9597.86	17276.14	1919.57	3455.23
26	10,572.9	N	2643.23	4757.81	528.65	951.56
43	90,625.0	N	22656.25	40781.25	4531.25	8156.25
60	87,604.2	N	21901.04	39421.88	4380.21	7884.38
24	9,551.4	N	2387.86	4298.14	477.57	859.63
25	5,982.3	N	1495.58	2692.04	299.12	538.41
41	69,864.9	N	17466.24	31439.23	3493.25	6287.85
42	17,736.8	N	4434.20	7981.56	886.84	1596.31
58	38,405.8	N	9601.46	17282.63	1920.29	3456.53
59	13,573.9	N	3393.48	6108.27	678.70	1221.65
75	16,841.4	N	4210.34	7578.62	842.07	1515.72
76	4,282.9	N	1070.74	1927.32	214.15	385.46
92	2,312.2	N	578.05	1040.50	115.61	208.10
93	1,448.2	N	362.05	651.69	72.41	130.34
77	90,625.0	N	22656.25	40781.25	4531.25	8156.25
94	10,572.9	N	2643.23	4757.81	528.65	951.56
78	17,731.8	N	4432.96	7979.33	886.59	1595.87
79	69,879.53	N	17469.88	31445.79	3493.98	6289.16
95	5,979.66	N	1494.92	2690.85	298.98	538.17
96	9,548.82	N	2387.20	4296.97	477.44	859.39
Suma	650,000.0	N				
Σ	650,000.0	N	ok			

ANEXO 4.8 HIPÓTESIS H3.

<i>Hipótesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	18	2.3754	0.421	7,085.5
		19	2.1174	0.472	7,948.8
		35	1.25	0.800	13,464.7
		36	0.6351	1.575	26,501.1
			Σ	3.268	55,000.0
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	35	1.8822	0.531	10,619.2
		36	1.5438	0.648	12,947.0
		52	1.5305	0.653	13,059.5
		53	1.0878	0.919	18,374.3
			Σ	2.752	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	18	2.05	0.488	8,020.8
		35	0.35	2.857	46,979.2
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	55,000.0
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	35	1.45	0.690	21,770.8
		52	0.95	1.053	33,229.2
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	55,000.0

ANEXO 4.9 HIPÓTESIS H3.

<i>Hipótesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	52	0.95	1.053	33,229.2
		69	1.45	0.690	21,770.8
		---			0.0
		---			0.0
			Σ	1.742	55,000.0
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	69	0.35	2.857	46,979.2
		86	2.05	0.488	8,020.8
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	52	1.5305	0.653	13,059.5
		53	1.0878	0.919	18,374.3
		69	1.8822	0.531	10,619.2
		70	1.5438	0.648	12,947.0
			Σ	2.752	55,000.0
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	69	1.25	0.800	13,464.7
		70	0.6351	1.575	26,501.1
		86	2.3754	0.421	7,085.5
		87	2.1174	0.472	7,948.8
			Σ	3.268	55,000.0

ANEXO 4.10 HIPÓTESIS H3.

<i>RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS</i>		
<i>NUDO</i>	<i>CARGA</i>	<i>UNIDAD</i>
<i>18</i>	<i>15,106.3</i>	<i>N</i>
<i>19</i>	<i>7,948.8</i>	<i>N</i>
<i>35</i>	<i>92,833.9</i>	<i>N</i>
<i>36</i>	<i>39,448.0</i>	<i>N</i>
<i>52</i>	<i>92,577.3</i>	<i>N</i>
<i>53</i>	<i>36,748.6</i>	<i>N</i>
<i>69</i>	<i>92,833.9</i>	<i>N</i>
<i>86</i>	<i>15,106.3</i>	<i>N</i>
<i>70</i>	<i>39,448.0</i>	<i>N</i>
<i>87</i>	<i>7,948.8</i>	<i>N</i>
<i>Suma</i>	<i>440,000.0</i>	<i>N</i>
Σ	<i>440,000.0</i>	<i>N</i>

ANEXO 4.11 HIPÓTESIS H4.

<i>Hipótesis de mayor reacción CENTRAL (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	26	2.3754	0.421	7,085.5
		27	2.1174	0.472	7,948.8
		43	1.25	0.800	13,464.7
		44	0.6351	1.575	26,501.1
			Σ	3.268	55,000.0
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	43	1.8822	0.531	10,619.2
		44	1.5438	0.648	12,947.0
		60	1.5305	0.653	13,059.5
		61	1.0878	0.919	18,374.3
			Σ	2.752	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	26	2.05	0.488	8,020.8
		43	0.35	2.857	46,979.2
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	55,000.0
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	43	1.45	0.690	21,770.8
		60	0.95	1.053	33,229.2
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	55,000.0

ANEXO 4.12 HIPÓTESIS H4.

Hipótesis de mayor reacción CENTRAL (TANDEM)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-b	110,000.00	60	0.95	1.053	33,229.2
		77	1.45	0.690	21,770.8
		---			0.0
		---			0.0
			Σ	1.742	55,000.0
Eje 1-b	110,000.00	77	0.35	2.857	46,979.2
		94	2.05	0.488	8,020.8
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-b	110,000.00	60	1.5305	0.653	13,059.5
		61	1.0878	0.919	18,374.3
		77	1.8822	0.531	10,619.2
		78	1.5438	0.648	12,947.0
			Σ	2.752	55,000.0
Eje 2-b	110,000.00	77	1.25	0.800	13,464.7
		78	0.6351	1.575	26,501.1
		94	2.3754	0.421	7,085.5
		95	2.1174	0.472	7,948.8
			Σ	3.268	55,000.0

ANEXO 4.13 HIPÓTESIS H4.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS						
NUDO	CARGA	UNIDAD	25% CARGA	MOMENTO	5%	MOMENTO
26	15,106.3	N	3776.58	6797.84	755.32	1359.57
27	7,948.8	N	1987.20	3576.97	397.44	715.39
43	92,833.9	N	23208.48	41775.26	4641.70	8355.05
44	39,448.0	N	9862.01	17751.62	1972.40	3550.32
60	92,577.3	N	23144.33	41659.79	4628.87	8331.96
61	36,748.6	N	9187.14	16536.86	1837.43	3307.37
77	92,833.9	N	23208.48	41775.26	4641.70	8355.05
94	15,106.3	N	3776.58	6797.84	755.32	1359.57
78	39,448.0	N	9862.01	17751.62	1972.40	3550.32
95	7,948.8	N	1987.20	3576.97	397.44	715.39
Suma	440,000.0	N				
Σ	440,000.0	N	ok			

ANEXO 4.14 HIPÓTESIS H5

CARGA DE CARRIL				
Carga de carril/longitud	9.30	N / m m		
	9300.00	N / m		
Carga de carril/area	3100.00	N / m ²		
<i>NOTA: Cargas elementos transversales</i>				
Nudos i	Nudos j	Ancho tributario (m)	Carga distribuida (N/m)	Carga distribuida (Ton/m)
18	35	1.215	3766.50	0.384
35	52	1.215	3766.50	0.384
52	69	1.215	3766.50	0.384
69	86	1.215	3766.50	0.384
19	36	2.245	6959.50	0.709
36	53	2.245	6959.50	0.709
53	70	2.245	6959.50	0.709
70	87	2.245	6959.50	0.709
20	37	2.76	8556.00	0.872
37	54	2.76	8556.00	0.872
54	71	2.76	8556.00	0.872
71	88	2.76	8556.00	0.872
21	38	2.245	6959.50	0.709
38	55	2.245	6959.50	0.709
55	72	2.245	6959.50	0.709
72	89	2.245	6959.50	0.709
22	39	1.73	5363.00	0.547
39	56	1.73	5363.00	0.547
56	73	1.73	5363.00	0.547
73	90	1.73	5363.00	0.547
23	40	2.245	6959.50	0.709
40	57	2.245	6959.50	0.709
57	74	2.245	6959.50	0.709

74	91	2.245	6959.50	0.709
24	41	2.76	8556.00	0.872
41	58	2.76	8556.00	0.872
58	75	2.76	8556.00	0.872
75	92	2.76	8556.00	0.872
25	42	2.245	6959.50	0.709
42	59	2.245	6959.50	0.709
59	76	2.245	6959.50	0.709
76	93	2.245	6959.50	0.709
26	43	1.73	5363.00	0.547
43	60	1.73	5363.00	0.547
60	77	1.73	5363.00	0.547
77	94	1.73	5363.00	0.547
27	44	2.245	6959.50	0.709
44	61	2.245	6959.50	0.709
61	78	2.245	6959.50	0.709
78	95	2.245	6959.50	0.709
28	45	2.76	8556.00	0.872
45	62	2.76	8556.00	0.872
62	79	2.76	8556.00	0.872
79	96	2.76	8556.00	0.872
29	46	2.245	6959.50	0.709
46	63	2.245	6959.50	0.709
63	80	2.245	6959.50	0.709
80	97	2.245	6959.50	0.709
30	47	1.73	5363.00	0.547
47	64	1.73	5363.00	0.547
64	81	1.73	5363.00	0.547
81	98	1.73	5363.00	0.547
31	48	2.245	6959.50	0.709
48	65	2.245	6959.50	0.709
65	82	2.245	6959.50	0.709

82	99	2.245	6959.50	0.709
32	49	2.76	8556.00	0.872
49	66	2.76	8556.00	0.872
66	83	2.76	8556.00	0.872
83	100	2.76	8556.00	0.872
33	50	2.245	6959.50	0.709
50	67	2.245	6959.50	0.709
67	84	2.245	6959.50	0.709
84	101	2.245	6959.50	0.709
34	51	1.215	3766.50	0.384
51	68	1.215	3766.50	0.384
68	85	1.215	3766.50	0.384
85	102	1.215	3766.50	0.384

ANEXO 4.15 HIPÓTESIS H 6.

<i>Hipotesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	22	2.5281	0.396	1,792.9
		23	2.0652	0.484	2,194.8
		39	1.5204	0.658	2,981.2
		40	0.4304	2.323	10,531.2
			Σ	3.861	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	39	2.0716	0.483	3,073.1
		40	1.4715	0.680	4,326.4
		56	1.7583	0.569	3,620.7
		57	0.9825	1.018	6,479.7
			Σ	2.749	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	20	2.6438	0.378	12,087.4
		21	2.3218	0.431	13,763.8
		37	1.7058	0.586	18,734.1
		38	1.1448	0.874	27,914.7
			Σ	2.269	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	37	2.2113	0.452	14,797.3
		38	1.814	0.551	18,038.1
		54	1.9209	0.521	17,034.3
		55	1.4459	0.692	22,630.3
			Σ	2.216	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	19	2.0541	0.487	9,180.7
		20	3.3349	0.300	5,654.8
		36	0.373	2.681	50,557.9
		37	2.6536	0.377	7,106.6
			Σ	3.845	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	36	1.4557	0.687	20,575.8
		37	3.0036	0.333	9,972.1
		53	0.9587	1.043	31,242.6
		54	2.7968	0.358	10,709.5
			Σ	2.421	72,500.0

ANEXO 4.16 HIPÓTESIS H 6.

<i>Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	53	0.9587	1.043	7,541.3
		54	2.7968	0.358	2,585.0
		70	1.4557	0.687	4,966.6
		71	3.0036	0.333	2,407.1
			Σ	2.421	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	70	0.373	2.681	12,203.6
		71	2.6536	0.377	1,715.4
		87	2.0541	0.487	2,216.0
		88	3.3349	0.300	1,364.9
			Σ	3.845	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	54	1.9209	0.521	17,034.3
		55	1.4459	0.692	22,630.3
		71	2.2113	0.452	14,797.3
		72	1.814	0.551	18,038.1
			Σ	2.216	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	71	1.7058	0.586	18,734.1
		72	1.1448	0.874	27,914.7
		88	2.6438	0.378	12,087.4
		89	2.3218	0.431	13,763.8
			Σ	2.269	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	56	1.7583	0.569	15,000.1
		57	0.9825	1.018	26,844.5
		73	2.0716	0.483	12,731.6
		74	1.4715	0.680	17,923.7
			Σ	2.749	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	73	1.5204	0.658	12,350.7
		74	0.4304	2.323	43,629.1
		90	2.5281	0.396	7,427.7
		91	2.0652	0.484	9,092.6
			Σ	3.861	72,500.0

ANEXO 4.17 HIPÓTESIS H6.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
22	1,792.9	N
23	2,194.8	N
39	6,054.3	N
40	14,857.6	N
56	18,620.9	N
57	33,324.3	N
20	17,742.2	N
21	13,763.8	N
37	50,610.1	N
38	45,952.8	N
54	47,363.1	N
55	45,260.6	N
19	9,180.7	N
36	71,133.7	N
53	38,783.9	N
70	17,170.2	N
71	37,653.9	N
87	2,216.0	N
88	13,452.4	N
72	45,952.8	N
89	13,763.8	N
73	25,082.3	N
74	61,552.8	N
90	7,427.7	N
91	9,092.6	N
Σ	650,000.0	N
Σ	650,000.00	N

ANEXO 4.18 HIPÓTESIS H6 (T).

<i>Hipótesis de MOMENTO FLECTOR NEGATIVO (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	32	3.3349	0.300	<i>1,364.9</i>
		33	2.0541	0.487	<i>2,216.0</i>
		49	2.6536	0.377	<i>1,715.4</i>
		50	0.373	2.681	<i>12,203.6</i>
			Σ	3.845	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	49	3.0036	0.333	<i>2,407.1</i>
		50	1.4557	0.687	<i>4,966.6</i>
		66	2.7968	0.358	<i>2,585.0</i>
		67	0.9587	1.043	<i>7,541.3</i>
			Σ	2.421	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	31	2.3218	0.431	<i>13,763.8</i>
		32	2.6438	0.378	<i>12,087.4</i>
		48	1.1448	0.874	<i>27,914.7</i>
		49	1.7058	0.586	<i>18,734.1</i>
			Σ	2.269	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	48	1.814	0.551	<i>18,038.1</i>
		49	2.2113	0.452	<i>14,797.3</i>
		65	1.4459	0.692	<i>22,630.3</i>
		66	1.9209	0.521	<i>17,034.3</i>
			Σ	2.216	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	29	2.0652	0.484	<i>9,092.6</i>
		30	2.5281	0.396	<i>7,427.7</i>
		46	0.4304	2.323	<i>43,629.1</i>
		47	1.5204	0.658	<i>12,350.7</i>
			Σ	3.861	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	46	1.4715	0.680	<i>17,923.7</i>
		47	2.0716	0.483	<i>12,731.6</i>
		63	0.9825	1.018	<i>26,844.5</i>
		64	1.7583	0.569	<i>15,000.1</i>
			Σ	2.749	72,500.0

ANEXO 4.19 HIPÓTESIS H6 (T).

<i>Hipotesis de MOMENTO FLECTOR NEGATIVO (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	63	0.9825	1.018	6,479.7
		64	1.7583	0.569	3,620.7
		80	1.4715	0.680	4,326.4
		81	2.0716	0.483	3,073.1
			Σ	2.749	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	80	0.4304	2.323	10,531.2
		81	1.5204	0.658	2,981.2
		97	2.0652	0.484	2,194.8
		98	2.5281	0.396	1,792.9
			Σ	3.861	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	65	1.4459	0.692	22,630.3
		66	1.9209	0.521	17,034.3
		82	1.814	0.551	18,038.1
		83	2.2113	0.452	14,797.3
			Σ	2.216	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	82	1.1448	0.874	27,914.7
		83	1.7058	0.586	18,734.1
		99	2.3218	0.431	13,763.8
		100	2.6438	0.378	12,087.4
			Σ	2.269	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	66	2.7968	0.358	10,709.5
		67	0.9587	1.043	31,242.6
		83	3.0036	0.333	9,972.1
		84	1.4557	0.687	20,575.8
			Σ	2.421	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	83	2.6536	0.377	7,106.6
		84	0.373	2.681	50,557.9
		100	3.3349	0.300	5,654.8
		101	2.0541	0.487	9,180.7
			Σ	3.845	72,500.0

ANEXO 4.20 HIPÓTESIS H6 (T).

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
32	13,452.4	N
33	2,216.0	N
49	37,653.9	N
50	17,170.2	N
66	47,363.1	N
67	38,783.9	N
31	13,763.8	N
48	45,952.8	N
65	45,260.6	N
29	9,092.6	N
30	7,427.7	N
46	61,552.8	N
47	25,082.3	N
63	33,324.3	N
64	18,620.9	N
80	14,857.6	N
81	6,054.3	N
97	2,194.8	N
98	1,792.9	N
82	45,952.8	N
83	50,610.1	N
99	13,763.8	N
100	17,742.2	N
84	71,133.7	N
101	9,180.7	N
Σ	650,000.0	N
Σ	650,000.00	N

ANEXO 4.21 HIPÓTESIS H7.

Hipotesis de MOMENTO POSITIVO (TANDEM)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-a	110,000.00	22	2.3754	0.421	7,085.5
		23	2.1174	0.472	7,948.8
		39	1.25	0.800	13,464.7
		40	0.6351	1.575	26,501.1
			Σ	3.268	55,000.0
Eje 1-a	110,000.00	39	1.8822	0.531	10,619.2
		40	1.5438	0.648	12,947.0
		56	1.5305	0.653	13,059.5
		57	1.0878	0.919	18,374.3
			Σ	2.752	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-a	110,000.00	22	2.05	0.488	8,020.8
		39	0.35	2.857	46,979.2
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	55,000.0
Eje 2-a	110,000.00	39	1.45	0.690	21,770.8
		56	0.95	1.053	33,229.2
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	55,000.0

ANEXO 4.22 HIPÓTESIS H7.

Hipótesis de MOMENTO POSITIVO (TANDEM)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-b	110,000.00	56	0.95	1.053	33,229.2
		73	1.45	0.690	21,770.8
			Σ	1.742	55,000.0
Eje 1-b	110,000.00	73	0.35	2.857	46,979.2
		90	2.05	0.488	8,020.8
			Σ	3.345	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-b	110,000.00	56	1.5305	0.653	13,059.5
		57	1.0878	0.919	18,374.3
		73	1.8822	0.531	10,619.2
		74	1.5438	0.648	12,947.0
			Σ	2.752	55,000.0
Eje 2-b	110,000.00	73	1.25	0.800	13,464.7
		74	0.6351	1.575	26,501.1
		90	2.3754	0.421	7,085.5
		91	2.1174	0.472	7,948.8
			Σ	3.268	55,000.0

A N E X O 4 . 2 3 H I P Ó T E S I S H 7 .

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
N U D O	C A R G A	U N I D A D
22	15,106.3	N
23	7,948.8	N
39	92,833.9	N
40	39,448.0	N
56	92,577.3	N
57	36,748.6	N
73	92,833.9	N
90	15,106.3	N
74	39,448.0	N
91	7,948.8	N
S u m a	440,000.0	N
Σ	440,000.0	N

ANEXO 4.24 HIPÓTESIS H 8.

Hipótesis de mayor reacción CENTRAL (HL -93)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-a	35,000.00	23	3.2875	0.304	1,443.4
		24	2.0587	0.486	2,304.9
		40	2.5937	0.386	1,829.5
		41	0.398	2.513	11,922.3
			Σ	3.688	17,500.0
Eje 1-a	35,000.00	40	2.9508	0.339	2,450.6
		41	1.4623	0.684	4,945.2
		57	2.74	0.365	2,639.2
		58	0.9687	1.032	7,465.0
			Σ	2.420	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-a	145,000.00	22	2.05	0.488	10,572.9
		39	0.35	2.857	61,927.1
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	72,500.0
Eje 2-a	145,000.00	39	1.45	0.690	28,697.9
		56	0.95	1.053	43,802.1
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 3-a	145,000.00	20	2.0588	0.486	9,551.4
		21	3.2871	0.304	5,982.3
		37	0.3982	2.511	49,383.4
		38	2.5933	0.386	7,582.8
			Σ	3.687	72,500.0
Eje 3-a	145,000.00	37	1.4629	0.684	20,481.5
		38	2.9508	0.339	10,154.0
		54	0.9688	1.032	30,927.3
		55	2.7395	0.365	10,937.2
			Σ	2.420	72,500.0

ANEXO 4.25 HIPÓTESIS H 8.

Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 1-b	35,000.00	54	0.9655	1.036	7,478.5
		55	2.7384	0.365	2,636.8
		71	1.4624	0.684	4,937.4
		72	2.9504	0.339	2,447.3
			Σ	2.424	17,500.0
Eje 1-b	35,000.00	71	0.3999	2.501	11,903.9
		72	2.5933	0.386	1,835.6
		88	2.0588	0.486	2,312.2
		89	3.2871	0.304	1,448.2
			Σ	3.676	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 2-b	145,000.00	56	0.95	1.053	43,802.1
		73	1.45	0.690	28,697.9
		---			0.0
		----			0.0
			Σ	1.742	72,500.0
Eje 2-b	145,000.00	73	0.35	2.857	61,927.1
		90	2.05	0.488	10,572.9
		----			0.0
		----			0.0
			Σ	3.345	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
Eje 3-b	145,000.00	57	2.74	0.365	10,933.7
		58	0.9687	1.032	30,926.4
		74	2.9508	0.339	10,152.6
		75	1.4623	0.684	20,487.2
			Σ	2.420	72,500.0
Eje 3-b	145,000.00	74	2.5937	0.386	7,579.2
		75	0.398	2.513	49,392.3
		91	3.2875	0.304	5,979.7
		92	2.0587	0.486	9,548.8
			Σ	3.688	72,500.0

A N E X O 4 . 2 6 H I P Ó T E S I S H 8 .

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
23	1,443.4	N
24	2,304.9	N
40	4,280.1	N
41	16,867.5	N
57	13,572.9	N
58	38,391.4	N
22	10,572.9	N
39	90,625.0	N
56	87,604.2	N
20	9,551.4	N
21	5,982.3	N
37	69,864.9	N
38	17,736.8	N
54	38,405.8	N
55	13,573.9	N
71	16,841.4	N
72	4,282.9	N
88	2,312.2	N
89	1,448.2	N
73	90,625.0	N
90	10,572.9	N
74	17,731.8	N
75	69,879.53	N
91	5,979.66	N
92	9,548.82	N
Suma	650,000.0	N
Σ	650,000.0	N

ANEXO 4.27 HIPÓTESIS H 9.

<i>Hipótesis de MOMENTO POSITIVO MAXIMO (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	21	2.4015	0.416	6,846.1
		22	2.1064	0.475	7,805.2
		38	1.299	0.770	12,656.5
		39	0.5937	1.684	27,692.2
			Σ	3.345	55,000.0
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	38	1.915	0.522	10,431.4
		39	1.5272	0.655	13,080.3
		55	1.5708	0.637	12,717.2
		56	1.0642	0.940	18,771.1
			Σ	2.753	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	21	2.0506	0.488	6,273.8
		22	2.6502	0.377	4,854.4
		38	0.3537	2.827	36,372.9
		39	1.7156	0.583	7,498.9
			Σ	4.275	55,000.0
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	38	1.4509	0.689	13,990.5
		39	2.2189	0.451	9,148.1
		55	0.9514	1.051	21,335.7
		56	1.9285	0.519	10,525.7
			Σ	2.710	55,000.0

A N E X O 4 . 2 8 H I P Ó T E S I S H 9 .

<i>Hipótesis de MOMENTO POSITIVO MAXIMO (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	55	1.5708	0.637	12,717.2
		56	1.0642	0.940	18,771.1
		72	1.915	0.522	10,431.4
		73	1.5272	0.655	13,080.3
			Σ	2.753	55,000.0
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	72	1.299	0.770	12,655.6
		73	0.5937	1.684	27,690.1
		89	2.4015	0.416	6,845.6
		90	2.1053	0.475	7,808.7
			Σ	3.346	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	55	0.9514	1.051	21,338.0
		56	1.9296	0.518	10,520.8
		72	1.4509	0.689	13,992.0
		73	2.2189	0.451	9,149.1
			Σ	2.709	55,000.0
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	72	0.3537	2.827	36,371.8
		73	1.7156	0.583	7,498.7
		89	2.0495	0.488	6,277.0
		90	2.6511	0.377	4,852.6
			Σ	4.275	55,000.0

ANEXO 4.29 HIPÓTESIS H9.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
21	13,119.9	N
22	12,659.6	N
38	73,451.4	N
39	57,419.5	N
55	68,108.2	N
56	58,588.7	N
72	73,450.8	N
73	57,418.2	N
89	13,122.6	N
90	12,661.3	N
Suma	440,000.0	N
Σ	440,000.0	N

ANEXO 4.30 HIPÓTESIS H 10.

<i>Hipótesis de mayor reacción CENTRAL (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	24	2.1509	0.465	3,098.5
		25	2.9409	0.340	2,266.2
		41	0.7391	1.353	9,017.3
		42	2.1375	0.468	3,118.0
			Σ	2.626	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	41	1.5894	0.629	4,744.6
		42	2.559	0.391	2,946.9
		58	1.1516	0.868	6,548.3
		59	2.313	0.432	3,260.3
			Σ	2.321	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	22	2.2156	0.451	10,752.0
		23	2.2347	0.447	10,660.1
		39	0.9104	1.098	26,166.7
		40	0.9559	1.046	24,921.2
			Σ	3.043	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	39	1.676	0.597	15,779.9
		40	1.7011	0.588	15,547.1
		56	1.2684	0.788	20,850.8
		57	1.3014	0.768	20,322.1
			Σ	2.741	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	20	2.2944	0.436	13,771.8
		21	2.6818	0.373	11,782.4
		37	1.0883	0.919	29,034.2
		38	1.7641	0.567	17,911.6
			Σ	2.294	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	37	1.7789	0.562	18,311.9
		38	2.2566	0.443	14,435.5
		54	1.4016	0.713	23,241.3
		55	1.9729	0.507	16,511.3
			Σ	2.226	72,500.0

ANEXO 4.31 HIPÓTESIS H 10.

<i>Hipótesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	54	1.3657	0.732	5,709.3
		55	1.9729	0.507	3,952.2
		71	1.7789	0.562	4,383.2
		72	2.2566	0.443	3,455.3
			Σ	2.244	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	71	1.0883	0.919	7,007.5
		72	1.762	0.568	4,328.2
		88	2.2956	0.436	3,322.1
		89	2.6832	0.373	2,842.2
			Σ	2.295	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	56	1.2684	0.788	20,850.8
		57	1.3014	0.768	20,322.1
		73	1.676	0.597	15,779.9
		74	1.7011	0.588	15,547.1
			Σ	2.741	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	73	0.9104	1.098	26,166.7
		74	0.9559	1.046	24,921.2
		90	2.2156	0.451	10,752.0
		91	2.2347	0.447	10,660.1
			Σ	3.043	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	58	1.1516	0.868	27,128.0
		59	2.3127	0.432	13,508.3
		75	1.5894	0.629	19,655.6
		76	2.559	0.391	12,208.1
			Σ	2.321	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	75	0.7391	1.353	37,357.3
		76	2.1375	0.468	12,917.3
		92	2.1509	0.465	12,836.8
		93	2.9409	0.340	9,388.5
			Σ	2.626	72,500.0

A N E X O 4. 32 H I P Ó T E S I S H 10.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
24	3,098.5	N
25	2,266.2	N
41	13,761.8	N
42	6,064.8	N
58	33,676.3	N
59	16,768.6	N
22	10,752.0	N
23	10,660.1	N
39	41,946.6	N
40	40,468.3	N
56	41,701.7	N
57	40,644.2	N
20	13,771.8	N
21	11,782.4	N
37	47,346.1	N
38	32,347.1	N
54	28,950.7	N
55	20,463.4	N
71	11,390.7	N
72	7,783.5	N
88	3,322.1	N
89	2,842.2	N
73	41,946.6	N
74	40,468.3	N
90	10,752.01	N
91	10,660.11	N
75	57,012.88	N
76	25,125.45	N
92	12,836.85	N
93	9,388.55	N
Suma	650,000.0	N
Σ	650,000.0	N

ANEXO 4. .33 HIPÓTESIS FRENADO .

Carga de carril/longitud	9.30	N /m m	Hipotesis 1	100%
	9300.00	N /m	Hipotesis 2	25%
Carga de carril/area	3100.00	N /m ²		

<i>Cargas horizontales y momentos en nudos</i>					
<i>Nudos</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Largo tributario (N/m)</i>	<i>100% de carga (N)</i>	<i>Brazo</i>	<i>Brazo x 100% Carga (N.m)</i>
35	1.215	1.97	7420.01	1.8	13356.01
52	1.215	2.40	9039.60	1.8	16271.28
69	1.215	1.97	7420.01	1.8	13356.01
36	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
53	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
70	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
37	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
54	2.76	2.40	20534.40	1.8	36961.92
71	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
38	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
55	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
72	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
39	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
56	1.73	2.40	12871.20	1.8	23168.16
73	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
40	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
57	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
74	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
41	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
58	2.76	2.40	20534.40	1.8	36961.92
75	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58

42	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
59	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
76	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
43	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
60	1.73	2.40	12871.20	1.8	23168.16
77	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
44	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
61	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
78	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
45	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
62	2.76	2.40	20534.40	1.8	36961.92
79	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
46	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
63	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
80	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
47	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
64	1.73	2.40	12871.20	1.8	23168.16
81	1.73	1.97	10565.11	1.8	19017.20
48	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
65	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
82	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
49	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
66	2.76	2.40	20534.40	1.8	36961.92
83	2.76	1.97	16855.32	1.8	30339.58
50	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
67	2.245	2.40	16702.80	1.8	30065.04
84	2.245	1.97	13710.22	1.8	24678.39
51	1.215	1.97	7420.01	1.8	13356.01
68	1.215	2.40	9039.60	1.8	16271.28
85	1.215	1.97	7420.01	1.8	13356.01

A N E X O 4.34 HIPÓTESIS FRENADO FR1.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS EN BASE A CARGAS DE LOS NUDOS DE LA H8						
NUDO	CARGA	UNIDAD	25% CARGA	MOMENTO	5% CARGA	MOMENTO
27	1,443.37	N	360.84	649.52	72.17	129.90
28	2,304.9	N	576.22	1037.20	115.24	207.44
44	4,280.0	N	1069.99	1925.98	214.00	385.20
45	16,868.2	N	4217.05	7590.69	843.41	1518.14
61	5,278.0	N	1319.51	2375.12	263.90	475.02
62	14,929.1	N	3732.28	6718.11	746.46	1343.62
26	10,572.9	N	2643.23	4757.81	528.65	951.56
43	90,625.0	N	22656.25	40781.25	4531.25	8156.25
60	87,604.2	N	21901.04	39421.88	4380.21	7884.38
24	9,551.4	N	2387.86	4298.14	477.57	859.63
25	5,982.3	N	1495.58	2692.04	299.12	538.41
41	69,874.0	N	17468.50	31443.30	3493.70	6288.66
42	17,735.0	N	4433.76	7980.76	886.75	1596.15
58	61,902.0	N	15475.49	27855.88	3095.10	5571.18
59	21,858.1	N	5464.54	9836.17	1092.91	1967.23
75	69,842.5	N	17460.64	31429.14	3492.13	6285.83
76	17,720.8	N	4430.21	7974.37	886.04	1594.87
92	9,551.4	N	2387.86	4298.14	477.57	859.63
93	5,982.3	N	1495.58	2692.04	299.12	538.41
77	90,625.0	N	22656.25	40781.25	4531.25	8156.25
94	10,572.9	N	2643.23	4757.81	528.65	951.56
78	4,280.0	N	1069.99	1925.98	214.00	385.20
79	16,868.20	N	4217.05	7590.69	843.41	1518.14
95	1,443.37	N	360.84	649.52	72.17	129.90
96	2,304.89	N	576.22	1037.20	115.24	207.44
Suma	650,000.0	N				
Σ	650,000.0	N	ok			

A N E X O 4.35 HIPÓTESIS FRENADO FR2.

<i>RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS EN BASE A CARGAS EN NUDOS DE LA H3</i>						
<i>NUDO</i>	<i>CARGA</i>	<i>UNIDAD</i>	<i>25% CARGA</i>	<i>MOMENTO</i>	<i>5%</i>	<i>MOMENTO</i>
26	15,106.3	N	3776.58	6797.84	755.32	1359.57
27	7,948.8	N	1987.20	3576.97	397.44	715.39
43	92,833.9	N	23208.48	41775.26	4641.70	8355.05
44	39,448.0	N	9862.01	17751.62	1972.40	3550.32
60	92,577.3	N	23144.33	41659.79	4628.87	8331.96
61	36,748.6	N	9187.14	16536.86	1837.43	3307.37
77	92,833.9	N	23208.48	41775.26	4641.70	8355.05
94	15,106.3	N	3776.58	6797.84	755.32	1359.57
78	39,448.0	N	9862.01	17751.62	1972.40	3550.32
95	7,948.8	N	1987.20	3576.97	397.44	715.39
<i>Suma</i>	<i>440,000.0</i>	<i>N</i>				
Σ	<i>440,000.0</i>	<i>N</i>	ok			

A N E X O 4.36 HIPÓTESIS PEATONAL.

<i>NOTA: Cargas elementos voladizos</i>					
<i>Nudos</i> <i>i</i>	<i>Nudos</i> <i>j</i>	<i>Ancho</i> <i>tributario</i> <i>(m)</i>	<i>Carga</i> <i>distribuida</i> <i>(N/m²)</i>	<i>Carga</i> <i>distribuida</i> <i>(N/m)</i>	<i>Carga</i> <i>distribuida</i> <i>(Ton/m)</i>
1	18	1.215	3600.00	4374.000	0.45
2	19	2.245	3600.00	8082.000	0.82
3	20	2.76	3600.00	9936.000	1.01
4	21	2.245	3600.00	8082.000	0.82
5	22	1.73	3600.00	6228.000	0.63
6	23	2.245	3600.00	8082.000	0.82
7	24	2.76	3600.00	9936.000	1.01
8	25	2.245	3600.00	8082.000	0.82
9	26	1.73	3600.00	6228.000	0.63
10	27	2.245	3600.00	8082.000	0.82
11	28	2.76	3600.00	9936.000	1.01
12	29	2.245	3600.00	8082.000	0.82
13	30	1.73	3600.00	6228.000	0.63
14	31	2.245	3600.00	8082.000	0.82
15	32	2.76	3600.00	9936.000	1.01
16	33	2.245	3600.00	8082.000	0.82
17	34	1.215	3600.00	4374.000	0.45
86	103	1.215	3600.00	4374.000	0.45
87	104	2.245	3600.00	8082.000	0.82
88	105	2.76	3600.00	9936.000	1.01
89	106	2.245	3600.00	8082.000	0.82
90	107	1.73	3600.00	6228.000	0.63
91	108	2.245	3600.00	8082.000	0.82
92	109	2.76	3600.00	9936.000	1.01
93	110	2.245	3600.00	8082.000	0.82
94	111	1.73	3600.00	6228.000	0.63
95	112	2.245	3600.00	8082.000	0.82
96	113	2.76	3600.00	9936.000	1.01
97	114	2.245	3600.00	8082.000	0.82
98	115	1.73	3600.00	6228.000	0.63
99	116	2.245	3600.00	8082.000	0.82
100	117	2.76	3600.00	9936.000	1.01
101	118	2.245	3600.00	8082.000	0.82
102	119	1.215	3600.00	4374.000	0.45

ANEXO 4.37 HIPÓTESIS CARGA DE BARANDA.

<i>NOTA: Cargas elementos voladizos</i>			
<i>Nudos i</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (T/m)</i>	<i>Carga (T)</i>
1	1.215	0.26	0.310
2	2.245	0.26	0.572
3	2.76	0.26	0.704
4	2.245	0.26	0.572
5	1.73	0.26	0.441
6	2.245	0.26	0.572
7	2.76	0.26	0.704
8	2.245	0.26	0.572
9	1.73	0.26	0.441
10	2.245	0.26	0.572
11	2.76	0.26	0.704
12	2.245	0.26	0.572
13	1.73	0.26	0.441
14	2.245	0.26	0.572
15	2.76	0.26	0.704
16	2.245	0.26	0.572
17	1.215	0.26	0.310
103	1.215	0.26	0.310
104	2.245	0.26	0.572
105	2.76	0.26	0.704
106	2.245	0.26	0.572
107	1.73	0.26	0.441
108	2.245	0.26	0.572
109	2.76	0.26	0.704
110	2.245	0.26	0.572
111	1.73	0.26	0.441
112	2.245	0.26	0.572
113	2.76	0.26	0.704
114	2.245	0.26	0.572
115	1.73	0.26	0.441
116	2.245	0.26	0.572
117	2.76	0.26	0.704
118	2.245	0.26	0.572
119	1.215	0.26	0.310

A N E X O 4. 38 H I P Ó T E S I S H 11.

<i>Hipotesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	25	2.1507	0.465	8,167.5
		26	2.3171	0.432	7,580.9
		42	0.7387	1.354	23,779.3
		43	1.1353	0.881	15,472.3
			Σ	3.131	55,000.0
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	42	1.5892	0.629	12,602.6
		43	1.808	0.553	11,077.5
		59	1.1513	0.869	17,396.1
		60	1.4384	0.695	13,923.9
			Σ	2.746	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	24	3.0144	0.332	6,552.0
		25	2.1224	0.471	9,305.7
		41	2.2375	0.447	8,827.0
		42	0.6515	1.535	30,315.3
			Σ	2.785	55,000.0
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	41	2.6432	0.378	8,854.1
		42	1.5506	0.645	15,092.9
		58	2.4055	0.416	9,729.0
		59	1.0975	0.911	21,324.0
			Σ	2.350	55,000.0

A N E X O 4.39 H I P Ó T E S I S H 11.

<i>H ipotesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	58	2.4055	0.416	9,729.0
		59	1.0975	0.911	21,324.0
		75	2.6432	0.378	8,854.1
		76	1.5506	0.645	15,092.9
			Σ	2.350	55,000.0
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	75	2.2375	0.447	8,827.0
		76	0.6515	1.535	30,315.3
		92	3.0144	0.332	6,552.0
		93	2.1224	0.471	9,305.7
			Σ	2.785	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	59	1.1513	0.869	17,396.1
		60	1.4384	0.695	13,923.9
		76	1.5892	0.629	12,602.6
		77	1.808	0.553	11,077.5
			Σ	2.746	55,000.0
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	76	0.7387	1.354	23,779.3
		77	1.1353	0.881	15,472.3
		93	2.1507	0.465	8,167.5
		94	2.3171	0.432	7,580.9
			Σ	3.131	55,000.0

A N E X O 4 . 4 0 H I P Ó T E S I S H 1 1 .

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
N U D O	C A R G A	U N I D A D
25	17,473.2	N
26	7,580.9	N
42	81,790.1	N
43	26,549.8	N
59	77,440.1	N
60	27,847.7	N
24	6,552.0	N
41	17,681.1	N
58	19,458.0	N
75	17,681.1	N
76	81,790.1	N
92	6,552.0	N
93	17,473.2	N
77	26,549.8	N
94	7,580.9	N
S u m a	440,000.0	N
Σ	440,000.0	N

A N E X O 4. 41 H I P Ó T E S I S H 12.

<i>Hipotesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	19	2.1219	0.471	9,312.6
		20	3.0141	0.332	6,556.0
		36	0.6522	1.533	30,298.2
		37	2.2371	0.447	8,833.1
			Σ	2.783	55,000.0
<i>Eje 1-a</i>	110,000.00	36	1.5508	0.645	15,091.8
		37	2.6428	0.378	8,855.9
		53	1.0977	0.911	21,321.2
		54	2.4051	0.416	9,731.1
			Σ	2.350	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	18	2.3171	0.432	7,576.2
		19	2.1459	0.466	8,180.6
		35	1.1353	0.881	15,462.7
		36	0.7382	1.355	23,780.5
			Σ	3.133	55,000.0
<i>Eje 2-a</i>	110,000.00	35	1.808	0.553	11,077.7
		36	1.5897	0.629	12,598.9
		52	1.4384	0.695	13,924.1
		53	1.1511	0.869	17,399.4
			Σ	2.746	55,000.0

A N E X O 4 . 4 2 H I P Ó T E S I S H 1 2 .

<i>Hipotesis de mayor reacción IZQUIERDA (TANDEM)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	52	1.4384	0.695	13,922.7
		53	1.1511	0.869	17,397.6
		69	1.808	0.553	11,076.5
		70	1.589	0.629	12,603.1
			Σ	2.746	55,000.0
<i>Eje 1-b</i>	110,000.00	69	1.1294	0.885	15,525.7
		70	0.7382	1.355	23,753.4
		86	2.3171	0.432	7,567.5
		87	2.1506	0.465	8,153.4
			Σ	3.137	55,000.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	53	1.0977	0.911	21,323.6
		54	2.4066	0.416	9,726.1
		70	1.5508	0.645	15,093.4
		71	2.6428	0.378	8,856.9
			Σ	2.350	55,000.0
<i>Eje 2-b</i>	110,000.00	70	0.6519	1.534	30,305.9
		71	2.2371	0.447	8,831.3
		87	2.1225	0.471	9,308.1
		88	3.0141	0.332	6,554.7
			Σ	2.784	55,000.0

A N E X O 4. 43 H I P Ó T E S I S H 12.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
N U D O	C A R G A	U N I D A D
19	17,493.3	N
20	6,556.0	N
36	81,769.4	N
37	17,689.0	N
53	77,441.8	N
54	19,457.2	N
18	7,576.2	N
35	26,540.3	N
52	27,846.8	N
69	26,602.2	N
70	81,755.9	N
86	7,567.5	N
87	17,461.5	N
71	17,688.1	N
88	6,554.7	N
S u m a	440,000.0	N
Σ	440,000.0	N

ANEXO 4.44 HIPÓTESIS H13.

<i>Hipotesis de mayor reacción CENTRAL (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	22	2.1664	0.462	2,610.6
		23	2.294	0.436	2,465.4
		39	0.783	1.277	7,223.0
		40	1.0874	0.920	5,201.0
			Σ	3.094	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	39	1.6103	0.621	3,959.9
		40	1.7783	0.562	3,585.8
		56	1.1803	0.847	5,402.5
		57	1.4009	0.714	4,551.8
			Σ	2.744	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	20	2.235	0.447	13,635.8
		21	2.7742	0.360	10,985.5
		37	0.9568	1.045	31,852.1
		38	1.9016	0.526	16,026.5
			Σ	2.379	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	37	1.7016	0.588	18,891.4
		38	2.3656	0.423	13,588.8
		54	1.3021	0.768	24,687.5
		55	2.0966	0.477	15,332.3
			Σ	2.255	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	18	2.3171	0.432	9,990.0
		19	2.1506	0.465	10,763.5
		35	1.1353	0.881	20,389.3
		36	0.7382	1.355	31,357.2
			Σ	3.132	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	35	1.808	0.553	14,600.9
		36	1.589	0.629	16,613.2
		52	1.4384	0.695	18,352.6
		53	1.1511	0.869	22,933.2
			Σ	2.746	72,500.0

ANEXO 4.45 HIPÓTESIS H13.

<i>Hipotesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	52	1.4384	0.695	4,429.9
		53	1.1511	0.869	5,535.6
		69	1.808	0.553	3,524.4
		70	1.589	0.629	4,010.1
			Σ	2.746	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	69	1.1353	0.881	4,921.5
		70	0.7382	1.355	7,569.0
		86	2.3171	0.432	2,411.4
		87	2.1506	0.465	2,598.1
			Σ	3.132	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	54	1.3021	0.768	24,687.5
		55	2.0966	0.477	15,332.3
		71	1.7016	0.588	18,891.4
		72	2.3656	0.423	13,588.8
			Σ	2.255	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	71	0.9568	1.045	31,852.1
		72	1.9016	0.526	16,026.5
		88	2.235	0.447	13,635.8
		89	2.7742	0.360	10,985.5
			Σ	2.379	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	56	1.1803	0.847	22,381.9
		57	1.4009	0.714	18,857.4
		73	1.6103	0.621	16,405.2
		74	1.7783	0.562	14,855.4
			Σ	2.744	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	73	0.783	1.277	29,923.8
		74	1.0874	0.920	21,547.1
		90	2.1664	0.462	10,815.3
		91	2.294	0.436	10,213.7
			Σ	3.094	72,500.0

ANEXO 4.46 HIPÓTESIS H13.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
22	2,610.6	N
23	2,465.4	N
39	11,182.9	N
40	8,786.8	N
56	27,784.4	N
57	23,409.2	N
20	13,635.8	N
21	10,985.5	N
37	50,743.5	N
38	29,615.3	N
54	49,375.1	N
55	30,664.5	N
18	9,990.0	N
19	10,763.5	N
35	34,990.2	N
36	47,970.5	N
52	22,782.6	N
53	28,468.8	N
69	8,445.9	N
70	11,579.1	N
86	2,411.4	N
87	2,598.1	N
71	50,743.50	N
72	29,615.33	N
88	13,635.83	N
89	10,985.54	N
73	46,329.05	N
74	36,402.53	N
90	10,815.33	N
91	10,213.75	N
Suma	650,000.0	N
Σ	650,000.0	N

ANEXO 4.47 HIPÓTESIS H14.

<i>Hipotesis de mayor reacción CENTRAL (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	25	2.1506	0.465	2,598.1
		26	2.3171	0.432	2,411.4
		42	0.7382	1.355	7,569.0
		43	1.1353	0.881	4,921.5
			Σ	3.132	17,500.0
<i>Eje 1-a</i>	35,000.00	42	1.589	0.629	4,010.1
		43	1.808	0.553	3,524.4
		59	1.1511	0.869	5,535.6
		60	1.4384	0.695	4,429.9
			Σ	2.746	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	23	2.7742	0.360	10,985.5
		24	2.235	0.447	13,635.8
		40	1.9016	0.526	16,026.5
		41	0.9568	1.045	31,852.1
			Σ	2.379	72,500.0
<i>Eje 2-a</i>	145,000.00	40	2.3656	0.423	13,588.8
		41	1.7016	0.588	18,891.4
		57	2.0966	0.477	15,332.3
		58	1.3021	0.768	24,687.5
			Σ	2.255	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	21	2.294	0.436	10,213.7
		22	2.1664	0.462	10,815.3
		38	1.0874	0.920	21,547.1
		39	0.783	1.277	29,923.8
			Σ	3.094	72,500.0
<i>Eje 3-a</i>	145,000.00	38	1.7783	0.562	14,855.4
		39	1.6103	0.621	16,405.2
		55	1.4009	0.714	18,857.4
		56	1.1803	0.847	22,381.9
			Σ	2.744	72,500.0

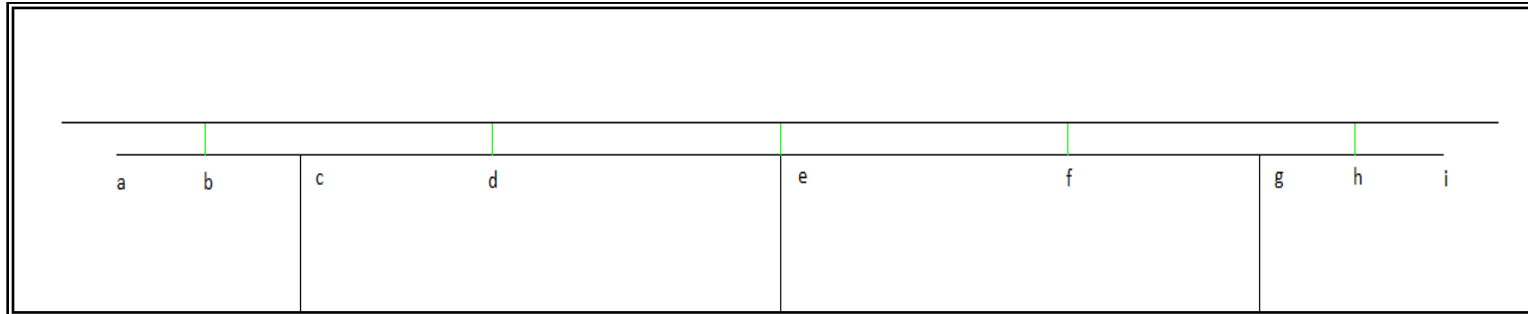
A N E X O 4. 48 H I P Ó T E S I S H 14.

<i>Hipotesis de mayor reacción izquierda (HL-93)</i>					
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	55	1.4009	0.714	4,551.8
		56	1.1803	0.847	5,402.5
		72	1.7783	0.562	3,585.8
		73	1.6103	0.621	3,959.9
			Σ	2.744	17,500.0
<i>Eje 1-b</i>	35,000.00	72	1.0874	0.920	5,201.0
		73	0.783	1.277	7,223.0
		89	2.294	0.436	2,465.4
		90	2.1664	0.462	2,610.6
			Σ	3.094	17,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	57	2.0966	0.477	15,332.3
		58	1.3021	0.768	24,687.5
		74	2.3656	0.423	13,588.8
		75	1.7016	0.588	18,891.4
			Σ	2.255	72,500.0
<i>Eje 2-b</i>	145,000.00	74	1.9016	0.526	16,026.5
		75	0.9568	1.045	31,852.1
		91	2.7742	0.360	10,985.5
		92	2.235	0.447	13,635.8
			Σ	2.379	72,500.0
Eje de camión	Carga de eje (N)	Nudos afectados	Distancia a nudo	1/dist. a nudo	Carga en nudo (N)
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	59	1.1511	0.869	22,933.2
		60	1.4384	0.695	18,352.6
		76	1.589	0.629	16,613.2
		77	1.808	0.553	14,600.9
			Σ	2.746	72,500.0
<i>Eje 3-b</i>	145,000.00	76	0.7382	1.355	31,357.2
		77	1.1353	0.881	20,389.3
		93	2.1506	0.465	10,763.5
		94	2.3171	0.432	9,990.0
			Σ	3.132	72,500.0

A N E X O 4. 49 H I P Ó T E S I S H 14.

RESUMEN DE CARGAS EN NUDOS		
NUDO	CARGA	UNIDAD
25	2,598.1	N
26	2,411.4	N
42	11,579.1	N
43	8,445.9	N
59	28,468.8	N
60	22,782.6	N
23	10,985.5	N
24	13,635.8	N
40	29,615.3	N
41	50,743.5	N
57	30,664.5	N
58	49,375.1	N
21	10,213.7	N
22	10,815.3	N
38	36,402.5	N
39	46,329.1	N
55	23,409.2	N
56	27,784.4	N
72	8,786.8	N
73	11,182.9	N
89	2,465.4	N
90	2,610.6	N
74	29,615.33	N
75	50,743.50	N
91	10,985.54	N
92	13,635.83	N
76	47,970.48	N
77	34,990.15	N
93	10,763.47	N
94	9,990.04	N
S u m a	650,000.0	N
Σ	650,000.0	N

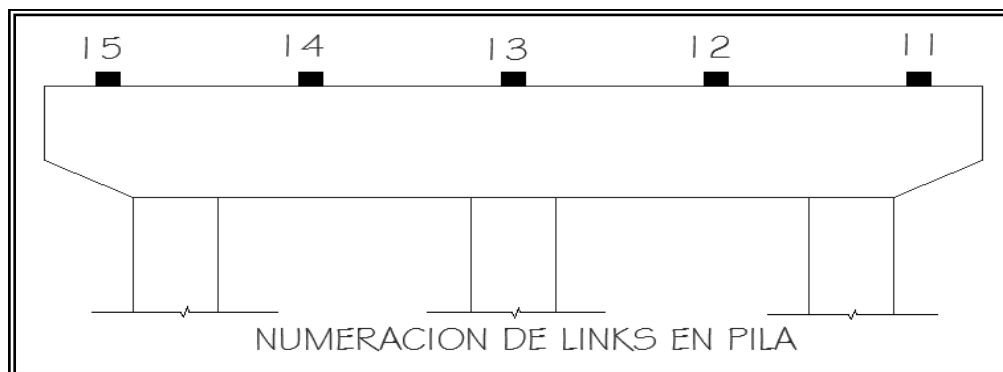
ANEXO 4.50 ACCIONES INTERNAS GOBERNANTES USADAS PARA EL DISEÑO DE LA CABEZA DE PILA



RESISTENCIA-FE-FRI															
<i>Mi</i>	<i>Mb(Lq)</i>	<i>Mb(der)</i>	<i>Mc(Lq)</i>	<i>Mc(der)</i>	<i>Md(Lq)</i>	<i>Md(der)</i>	<i>Me(Lq)</i>	<i>Me(der)</i>	<i>Mf(Lq)</i>	<i>Mf(der)</i>	<i>Mg(Lq)</i>	<i>Mg(der)</i>	<i>Mh(Lq)</i>	<i>Mh(der)</i>	<i>Mi</i>
000	-1.109	-1.160	-104655	-106000	51.248	51.147	-52.385	-52.385	51.147	51.248	-106000	-104655	-1.160	-1.109	000
<i>Va</i>	<i>Vb(Lq)</i>	<i>Vb(der)</i>	<i>Vc(Lq)</i>	<i>Vc(der)</i>	<i>Vd(Lq)</i>	<i>Vd(der)</i>	<i>Ve(Lq)</i>	<i>Ve(der)</i>	<i>Vf(Lq)</i>	<i>Vf(der)</i>	<i>Vg(Lq)</i>	<i>Vg(der)</i>	<i>Vh(Lq)</i>	<i>Vh(der)</i>	<i>Vi</i>
000	-3028	-125719	-129725	-100774	-92124	3660	49607	-49600	-3669	92125	100774	-129729	-125719	-3028	000
EXTREMUM-FE-EX+USEY															
<i>Mi</i>	<i>Mb(Lq)</i>	<i>Mb(der)</i>	<i>Mc(Lq)</i>	<i>Mc(der)</i>	<i>Md(Lq)</i>	<i>Md(der)</i>	<i>Me(Lq)</i>	<i>Me(der)</i>	<i>Mf(Lq)</i>	<i>Mf(der)</i>	<i>Mg(Lq)</i>	<i>Mg(der)</i>	<i>Mh(Lq)</i>	<i>Mh(der)</i>	<i>Mi</i>
000	-1016	1855	-73850	-33730	47160	51390	-63260	-19110	13880	17998	-116500	-79690	-4180	-1200	000
<i>Va</i>	<i>Vb(Lq)</i>	<i>Vb(der)</i>	<i>Vc(Lq)</i>	<i>Vc(der)</i>	<i>Vd(Lq)</i>	<i>Vd(der)</i>	<i>Ve(Lq)</i>	<i>Ve(der)</i>	<i>Vf(Lq)</i>	<i>Vf(der)</i>	<i>Vg(Lq)</i>	<i>Vg(der)</i>	<i>Vh(Lq)</i>	<i>Vh(der)</i>	<i>Vi</i>
000	-3004	-91885	-95816	-34880	-46250	41280	34200	-21250	-7200	79740	88390	-95200	-91250	-3000	000
EXTREMUM-FE-USEX+FY															
<i>Mi</i>	<i>Mb(Lq)</i>	<i>Mb(der)</i>	<i>Mc(Lq)</i>	<i>Mc(der)</i>	<i>Md(Lq)</i>	<i>Md(der)</i>	<i>Me(Lq)</i>	<i>Me(der)</i>	<i>Mf(Lq)</i>	<i>Mf(der)</i>	<i>Mg(Lq)</i>	<i>Mg(der)</i>	<i>Mh(Lq)</i>	<i>Mh(der)</i>	<i>Mi</i>
000	-0800	9600	-68080	61950	81300	95340	-114880	32480	-29950	-16090	-212310	-85560	-11610	-1420	000
<i>Va</i>	<i>Vb(Lq)</i>	<i>Vb(der)</i>	<i>Vc(Lq)</i>	<i>Vc(der)</i>	<i>Vd(Lq)</i>	<i>Vd(der)</i>	<i>Ve(Lq)</i>	<i>Ve(der)</i>	<i>Vf(Lq)</i>	<i>Vf(der)</i>	<i>Vg(Lq)</i>	<i>Vg(der)</i>	<i>Vh(Lq)</i>	<i>Vh(der)</i>	<i>Vi</i>
000	-2950	-95940	-97890	-16460	-7810	81100	94080	19520	32500	118310	126960	-95200	-89520	-5110	000

<i>EXIREMDI-FE-EX+U3FY</i>															
<i>MU</i>	<i>MB(LQ)</i>	<i>MB(OR)</i>	<i>MC(LQ)</i>	<i>MC(OR)</i>	<i>MU(LQ)</i>	<i>MU(OR)</i>	<i>ME(LQ)</i>	<i>ME(OR)</i>	<i>MJ(LQ)</i>	<i>MJ(OR)</i>	<i>MG(LQ)</i>	<i>MG(OR)</i>	<i>MH(LQ)</i>	<i>MH(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-1020	2140	-77300	-57200	50080	54280	-64280	-21000	16600	20810	-119330	-82300	-4220	-1220	0000
<i>VA</i>	<i>VB(LQ)</i>	<i>VB(OR)</i>	<i>VC(LQ)</i>	<i>VC(OR)</i>	<i>VA(LQ)</i>	<i>VA(OR)</i>	<i>VE(LQ)</i>	<i>VE(OR)</i>	<i>VJ(LQ)</i>	<i>VJ(OR)</i>	<i>VG(LQ)</i>	<i>VG(OR)</i>	<i>VI(LQ)</i>	<i>VI(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-3004	-95180	-100130	-58920	-50270	42910	55890	-27780	-8800	83260	91910	-98430	-94480	-3000	0000
<i>EXIREMDI-FE-U3EX+FY</i>															
<i>MU</i>	<i>MB(LQ)</i>	<i>MB(OR)</i>	<i>MC(LQ)</i>	<i>MC(OR)</i>	<i>MU(LQ)</i>	<i>MU(OR)</i>	<i>ME(LQ)</i>	<i>ME(OR)</i>	<i>MJ(LQ)</i>	<i>MJ(OR)</i>	<i>MG(LQ)</i>	<i>MG(OR)</i>	<i>MH(LQ)</i>	<i>MH(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-0800	9570	-71620	58410	84290	98230	-115900	31340	-27180	-13280	-215140	-88210	-11600	-1420	0000
<i>VA</i>	<i>VB(LQ)</i>	<i>VB(OR)</i>	<i>VC(LQ)</i>	<i>VC(OR)</i>	<i>VA(LQ)</i>	<i>VA(OR)</i>	<i>VE(LQ)</i>	<i>VE(OR)</i>	<i>VJ(LQ)</i>	<i>VJ(OR)</i>	<i>VG(LQ)</i>	<i>VG(OR)</i>	<i>VI(LQ)</i>	<i>VI(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-2900	-98260	-102210	-21500	-11800	82730	95710	17980	30900	121840	130490	-95300	-92300	-3110	0000
<i>EXIREMDI-FH-EX+U3FY</i>															
<i>MU</i>	<i>MB(LQ)</i>	<i>MB(OR)</i>	<i>MC(LQ)</i>	<i>MC(OR)</i>	<i>MU(LQ)</i>	<i>MU(OR)</i>	<i>ME(LQ)</i>	<i>ME(OR)</i>	<i>MJ(LQ)</i>	<i>MJ(OR)</i>	<i>MG(LQ)</i>	<i>MG(OR)</i>	<i>MH(LQ)</i>	<i>MH(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-1020	2160	-75800	-55680	48880	53080	-63710	-19480	15400	19600	-117700	-80780	-4210	-1220	0000
<i>VA</i>	<i>VB(LQ)</i>	<i>VB(OR)</i>	<i>VC(LQ)</i>	<i>VC(OR)</i>	<i>VA(LQ)</i>	<i>VA(OR)</i>	<i>VE(LQ)</i>	<i>VE(OR)</i>	<i>VJ(LQ)</i>	<i>VJ(OR)</i>	<i>VG(LQ)</i>	<i>VG(OR)</i>	<i>VI(LQ)</i>	<i>VI(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-3004	-94270	-98230	-57170	-48520	42170	55150	-21040	-8000	81520	90170	-95220	-92370	-3000	0000
<i>EXIREMDI-FH-U3EX+FY</i>															
<i>MU</i>	<i>MB(LQ)</i>	<i>MB(OR)</i>	<i>MC(LQ)</i>	<i>MC(OR)</i>	<i>MU(LQ)</i>	<i>MU(OR)</i>	<i>ME(LQ)</i>	<i>ME(OR)</i>	<i>MJ(LQ)</i>	<i>MJ(OR)</i>	<i>MG(LQ)</i>	<i>MG(OR)</i>	<i>MH(LQ)</i>	<i>MH(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-0800	9590	-70000	60000	83080	97040	-115300	32110	-28380	-14490	-213300	-86600	-11640	-1420	0000
<i>VA</i>	<i>VB(LQ)</i>	<i>VB(OR)</i>	<i>VC(LQ)</i>	<i>VC(OR)</i>	<i>VA(LQ)</i>	<i>VA(OR)</i>	<i>VE(LQ)</i>	<i>VE(OR)</i>	<i>VJ(LQ)</i>	<i>VJ(OR)</i>	<i>VG(LQ)</i>	<i>VG(OR)</i>	<i>VI(LQ)</i>	<i>VI(OR)</i>	<i>MI</i>
0000	-2900	-95300	-100130	-18760	-10110	82000	94970	18720	31690	120090	128740	-94300	-90640	-3110	0000

**ANEXO 4.51 ACCIONES INTERNAS EN APOYOS DE
PILA**



HIPOTESIS DE MAYOR REACCION EN PILA "H2" (PARA CAMION)									
Elemento	Toneladas			Newton			Rad	metros	
Link	P	V (Long.)	V (Transv.)	P	V (Long.)	V (Transv.)	θ	δ_{EQx}	δ_{EQy}
11	-89.63	2.65	-0.02	-879305.62	25965.11	-206.01	6.23E-05	0.06679	0.06065
12	-91.46	2.65	-0.06	-897206.90	26022.01	-562.11	6.12E-05	0.06679	0.0606
13	-92.60	2.64	0.00	-908367.74	25877.80	0.00	0	0.06679	0.06058
14	-91.46	2.62	0.06	-897205.92	25653.15	562.11	6.12E-05	0.06679	0.06061
15	-89.63	2.61	0.02	-879305.62	25627.64	206.01	6.23E-05	0.0668	0.06065
Σ	-454.78	Ton	Σ	-4461391.80	N				

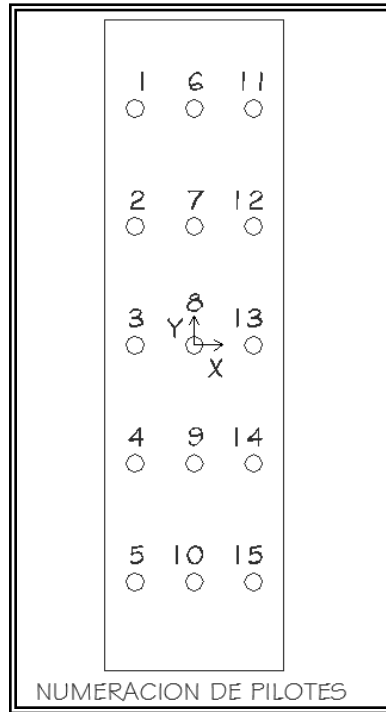
HIPOTESIS DE MAYOR REACCION EN PILA "H4" (PARA TANDEM)									
Elemento	Toneladas			Newton			Rad	metros	
Link	P	V (Long.)	V (Transv.)	P	V (Long.)	V (Transv.)	θ	δ_{EQx}	δ_{EQy}
11	-85.76	0.38	0.03	-841338.95	3733.69	255.06	2.82E-05	0.06679	0.06065
12	-86.48	0.37	-0.02	-848354.09	3669.92	-227.59	4.47E-05	0.06679	0.0606
13	-87.16	0.37	0.00	-854997.42	3665.02	0.00	4.72E-05	0.06679	0.06058
14	-86.48	0.37	0.02	-848354.09	3669.92	227.59	4.47E-05	0.06679	0.06061
15	-85.76	0.38	-0.03	-841338.95	3733.69	-255.06	2.82E-05	0.0668	0.06065
Σ	-431.64	Ton	Σ	-4234383.50	N				

HIPOTESIS DE MAYOR REACCION EN PILA "H6" (PARA CAMION)									
Elemento	Toneladas			Newton			Rad	metros	
Link	P	V (Long.)	V (Transv.)	P	V (Long.)	V (Transv.)	θ	δ_{EQx}	δ_{EQy}
11	-91.55	-0.01	0.04	-898097.65	-68.67	407.12	0.00E+00	0.06679	0.06065
12	-91.61	-0.01	-0.01	-898670.56	-91.23	-88.29	0.00E+00	0.06679	0.0606
13	-92.09	0.00	0.00	-903444.10	0.00	0.00	0.00	0.06679	0.06058
14	-91.61	0.01	0.01	-898670.56	91.23	88.29	0.00E+00	0.06679	0.06061
15	-91.55	0.01	-0.04	-898097.65	68.67	-407.12	0.00E+00	0.0668	0.06065
Σ	-458.91	Ton	Σ	-4496980.52	N				

**ANEXO 4.52 ACCIONES INTERNAS EN LA BASE Y
CALCULO DE FUERZA AXIAL EN PILOTES.**

RESISTENCIA 1-H2-BR3											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
0.76	77.86	-255.72	0.00	77.91	-253.89	-0.76	78.16	255.72	-765.33	0.00	233.93

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES									
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	M y x dxi / $\sum dx_i^2$	M x x dyi / $\sum dy_i^2$	P/n	P total	
1	-1	4	1	16	-23.39	0.00	51.02	27.63	
2	-1	2	1	4	-23.39	0.00	51.02	27.63	
3	-1	0	1	0	-23.39	0.00	51.02	27.63	
4	-1	-2	1	4	-23.39	0.00	51.02	27.63	
5	-1	-4	1	16	-23.39	0.00	51.02	27.63	
6	0	4	0	16	0.00	0.00	51.02	51.02	
7	0	2	0	4	0.00	0.00	51.02	51.02	
8	0	0	0	0	0.00	0.00	51.02	51.02	
9	0	-2	0	4	0.00	0.00	51.02	51.02	
10	0	-4	0	16	0.00	0.00	51.02	51.02	
11	1	4	1	16	23.39	0.00	51.02	74.42	
12	1	2	1	4	23.39	0.00	51.02	74.42	
13	1	0	1	0	23.39	0.00	51.02	74.42	
14	1	-2	1	4	23.39	0.00	51.02	74.42	
15	1	-4	1	16	23.39	0.00	51.02	74.42	
			10	120					



EXTREMO 1-H1-EX+0.3EY												
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL			
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y	
-44.92	183.40	-207.80	-46.59	182.96	-184.75	-46.49	182.63	-176.22	-568.77	-264.32	548.99	
CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES												
PILOTE	dx	y	d	dx ²	dy ²	M y x dxi / Σ dxi ²	M x x dyi / Σ dyi ²	P/n	P total			
1	-1	4	1	16		-54.90	8.81	37.92	-8.17			
2	-1	2	1	4		-54.90	4.41	37.92	-12.58			
3	-1	0	1	0		-54.90	0.00	37.92	-16.98			
4	-1	-2	1	4		-54.90	-4.41	37.92	-21.39			
5	-1	-4	1	16		-54.90	-8.81	37.92	-25.79			
6	0	4	0	16		0.00	8.81	37.92	46.73			
7	0	2	0	4		0.00	4.41	37.92	42.32			
8	0	0	0	0		0.00	0.00	37.92	37.92			
9	0	-2	0	4		0.00	-4.41	37.92	33.51			
10	0	-4	0	16		0.00	-8.81	37.92	29.11			
11	1	4	1	16		54.90	8.81	37.92	101.63			
12	1	2	1	4		54.90	4.41	37.92	97.22			
13	1	0	1	0		54.90	0.00	37.92	92.82			
14	1	-2	1	4		54.90	-4.41	37.92	88.41			
15	1	-4	1	16		54.90	-8.81	37.92	84.01			
			10	120								

EXTREMO 1-H1-0.3EX+EY											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
-151.70	56.44	-242.89	-155.45	55.18	-184.94	-153.28	53.94	-141.43	-569.26	-866.27	165.56
CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES											
PILOTE	dx	d y	dx ²	dy ²	$M y \times dx_i / \sum dx_i^2$	$M x \times dy_i / \sum dy_i^2$	P/n	P total			
1	-1	4	1	16	-16.56	28.88	37.95	50.27			
2	-1	2	1	4	-16.56	14.44	37.95	35.83			
3	-1	0	1	0	-16.56	0.00	37.95	21.39			
4	-1	-2	1	4	-16.56	-14.44	37.95	6.96			
5	-1	-4	1	16	-16.56	-28.88	37.95	-7.48			
6	0	4	0	16	0.00	28.88	37.95	66.83			
7	0	2	0	4	0.00	14.44	37.95	52.39			
8	0	0	0	0	0.00	0.00	37.95	37.95			
9	0	-2	0	4	0.00	-14.44	37.95	23.51			
10	0	-4	0	16	0.00	-28.88	37.95	9.08			
11	1	4	1	16	16.56	28.88	37.95	83.38			
12	1	2	1	4	16.56	14.44	37.95	68.94			
13	1	0	1	0	16.56	0.00	37.95	54.51			
14	1	-2	1	4	16.56	-14.44	37.95	40.07			
15	1	-4	1	16	16.56	-28.88	37.95	25.63			
		10	120								

EXTREMO 1-H2-EX+0.3EY											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
Mx	My	P	Mx	My	P	Mx	My	P	P	Mx	My
-45.02	182.93	-214.58	-46.65	182.55	-193.90	-46.51	182.27	-184.63	-593.11	-257.98	547.75
CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES											
PILOTE	dx	d y	dx ²	dy ²	My x dxi / $\sum dx_i^2$	Mx x dyi / $\sum dy_i^2$	P/n	P total			
1	-1	4	1	16	-54.78	8.60	39.54	-6.64			
2	-1	2	1	4	-54.78	4.30	39.54	-10.93			
3	-1	0	1	0	-54.78	0.00	39.54	-15.23			
4	-1	-2	1	4	-54.78	-4.30	39.54	-19.53			
5	-1	-4	1	16	-54.78	-8.60	39.54	-23.83			
6	0	4	0	16	0.00	8.60	39.54	48.14			
7	0	2	0	4	0.00	4.30	39.54	43.84			
8	0	0	0	0	0.00	0.00	39.54	39.54			
9	0	-2	0	4	0.00	-4.30	39.54	35.24			
10	0	-4	0	16	0.00	-8.60	39.54	30.94			
11	1	4	1	16	54.78	8.60	39.54	102.92			
12	1	2	1	4	54.78	4.30	39.54	98.62			
13	1	0	1	0	54.78	0.00	39.54	94.32			
14	1	-2	1	4	54.78	-4.30	39.54	90.02			
15	1	-4	1	16	54.78	-8.60	39.54	85.72			
			10	120							

EXTREMO 1-H 2-0.3EX+EY											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
-151.81	55.97	-249.68	-155.51	54.77	-194.10	-153.30	53.59	-149.84	-593.62	-859.98	164.33
CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES											
PILOTE	dx	d	y	dx ²	dy ²	M y x dxi / $\sum dx_i^2$	M x x dyi / $\sum dy_i^2$	P/n	P total		
1	-1	4	1	16		-16.43	28.67	39.57	51.81		
2	-1	2	1	4		-16.43	14.33	39.57	37.47		
3	-1	0	1	0		-16.43	0.00	39.57	23.14		
4	-1	-2	1	4		-16.43	-14.33	39.57	8.81		
5	-1	-4	1	16		-16.43	-28.67	39.57	-5.52		
6	0	4	0	16		0.00	28.67	39.57	68.24		
7	0	2	0	4		0.00	14.33	39.57	53.91		
8	0	0	0	0		0.00	0.00	39.57	39.57		
9	0	-2	0	4		0.00	-14.33	39.57	25.24		
10	0	-4	0	16		0.00	-28.67	39.57	10.91		
11	1	4	1	16		16.43	28.67	39.57	84.67		
12	1	2	1	4		16.43	14.33	39.57	70.34		
13	1	0	1	0		16.43	0.00	39.57	56.01		
14	1	-2	1	4		16.43	-14.33	39.57	41.67		
15	1	-4	1	16		16.43	-28.67	39.57	27.34		
		10	120								

EXTREMO 1-H 4-EX+0.3EY											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
-45.01	182.92	-210.91	-46.65	182.50	-189.72	-46.52	182.18	-180.95	-581.58	-258.02	547.60
CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES											
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	M y x dx i / $\sum dx i^2$	M x x dy i / $\sum dy i^2$	P/n	P total			
1	-1	4	1	16	-54.76	8.60	38.77	-7.39			
2	-1	2	1	4	-54.76	4.30	38.77	-11.69			
3	-1	0	1	0	-54.76	0.00	38.77	-15.99			
4	-1	-2	1	4	-54.76	-4.30	38.77	-20.29			
5	-1	-4	1	16	-54.76	-8.60	38.77	-24.59			
6	0	4	0	16	0.00	8.60	38.77	47.37			
7	0	2	0	4	0.00	4.30	38.77	43.07			
8	0	0	0	0	0.00	0.00	38.77	38.77			
9	0	-2	0	4	0.00	-4.30	38.77	34.47			
10	0	-4	0	16	0.00	-8.60	38.77	30.17			
11	1	4	1	16	54.76	8.60	38.77	102.13			
12	1	2	1	4	54.76	4.30	38.77	97.83			
13	1	0	1	0	54.76	0.00	38.77	93.53			
14	1	-2	1	4	54.76	-4.30	38.77	89.23			
15	1	-4	1	16	54.76	-8.60	38.77	84.93			
			10	120							

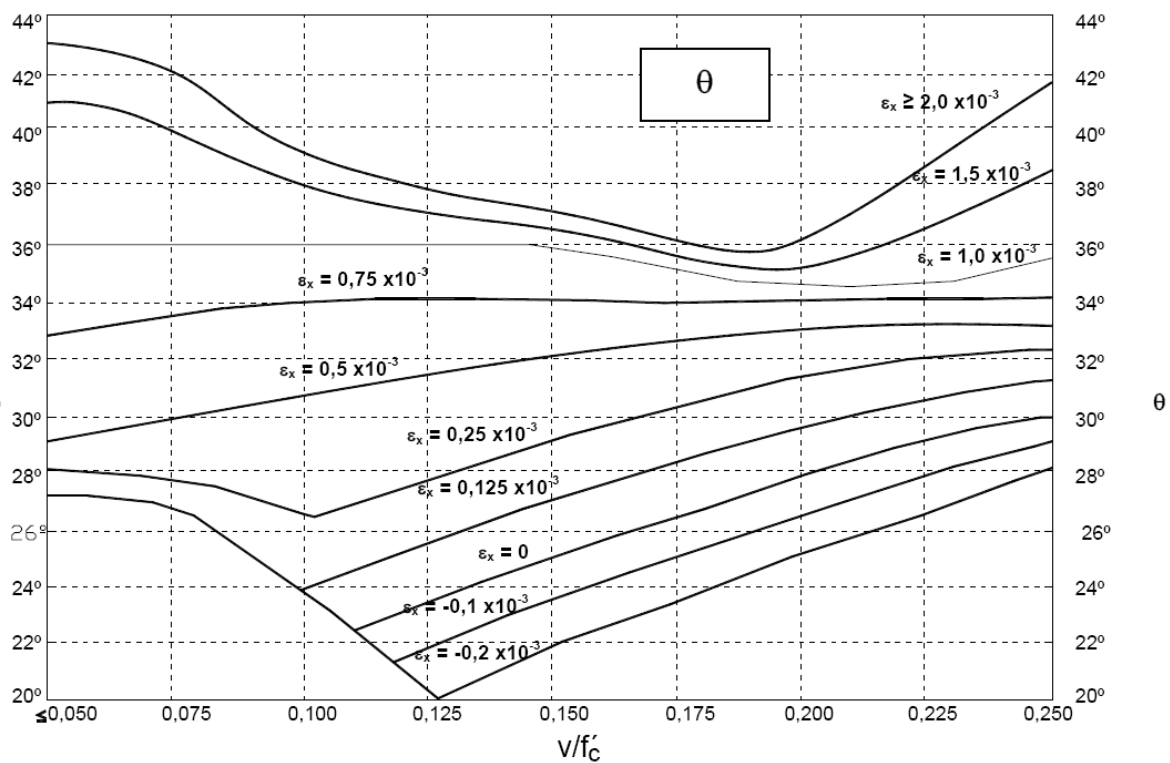
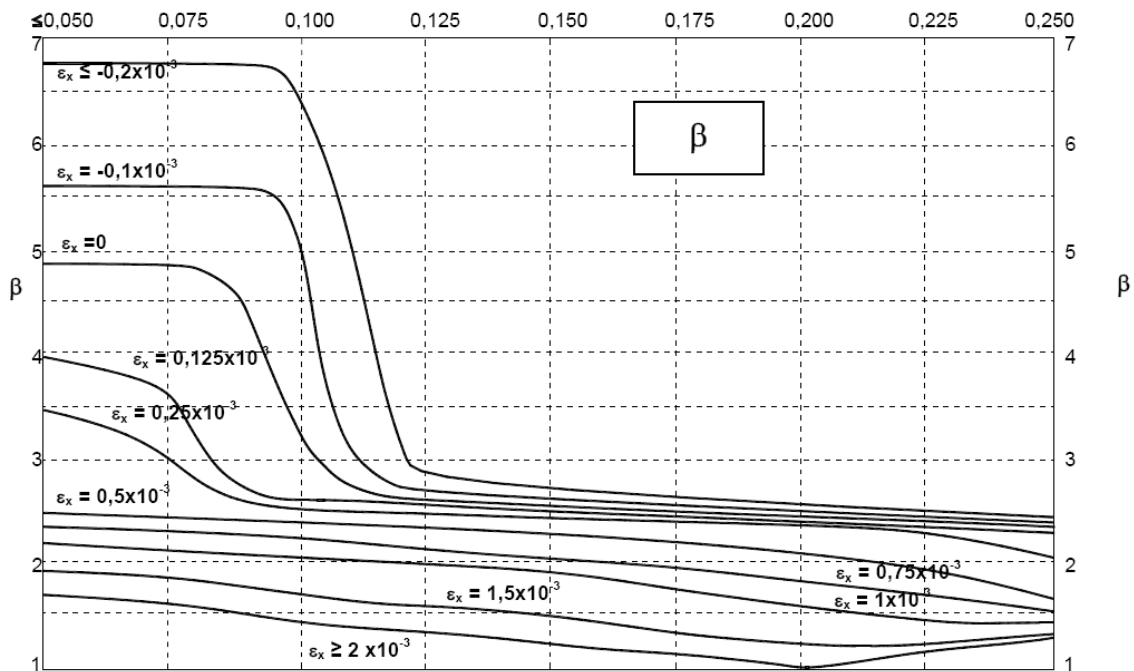
EXTREMO 1-H 4-0.3EX+EY											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
-151.80	55.96	-246.00	-155.51	54.71	-189.91	-153.31	53.49	-146.16	-582.07	-859.98	164.16

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES								
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	$M y \times dx_i / \sum dx_i^2$	$M x \times dy_i / \sum dy_i^2$	P/n	P total
1	-1	4	1	16	-16.42	28.67	38.80	51.05
2	-1	2	1	4	-16.42	14.33	38.80	36.72
3	-1	0	1	0	-16.42	0.00	38.80	22.39
4	-1	-2	1	4	-16.42	-14.33	38.80	8.06
5	-1	-4	1	16	-16.42	-28.67	38.80	-6.28
6	0	4	0	16	0.00	28.67	38.80	67.47
7	0	2	0	4	0.00	14.33	38.80	53.14
8	0	0	0	0	0.00	0.00	38.80	38.80
9	0	-2	0	4	0.00	-14.33	38.80	24.47
10	0	-4	0	16	0.00	-28.67	38.80	10.14
11	1	4	1	16	16.42	28.67	38.80	83.89
12	1	2	1	4	16.42	14.33	38.80	69.55
13	1	0	1	0	16.42	0.00	38.80	55.22
14	1	-2	1	4	16.42	-14.33	38.80	40.89
15	1	-4	1	16	16.42	-28.67	38.80	26.55
			10	120				

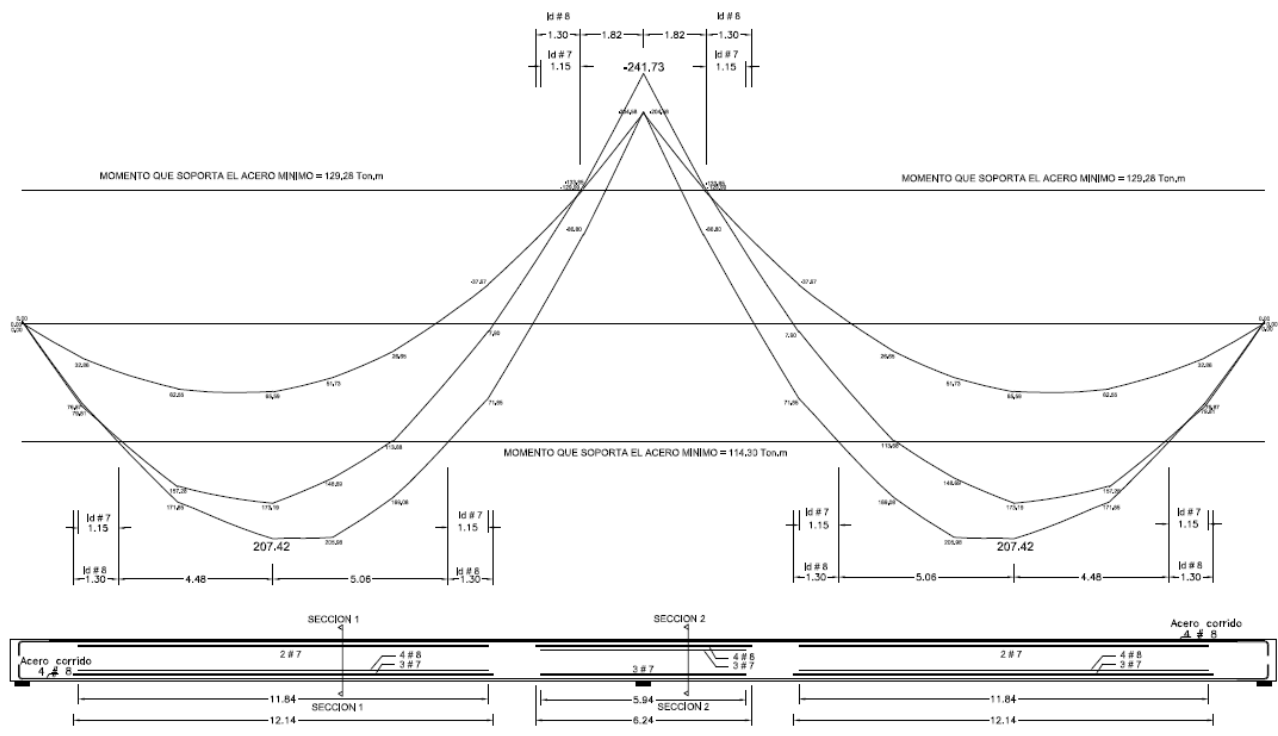
SERVICIO 1-H2-BR3											
Columna 1			Columna 2			Columna 3			GLOBAL		
M x	M y	P	M x	M y	P	M x	M y	P	P	M x	M y
0.60	44.49	-186.67	0.00	44.52	-183.97	-0.60	44.67	-186.67	-557.31	0.00	133.68

CALCULO DE FUERZAS EN PILOTES								
PILOTE	dx	dy	dx ²	dy ²	$M y \times dx_i / \sum dx_i^2$	$M x \times dy_i / \sum dy_i^2$	P/n	P total
1	-1	4	1	16	-13.37	0.00	37.15	23.79
2	-1	2	1	4	-13.37	0.00	37.15	23.79
3	-1	0	1	0	-13.37	0.00	37.15	23.79
4	-1	-2	1	4	-13.37	0.00	37.15	23.79
5	-1	-4	1	16	-13.37	0.00	37.15	23.79
6	0	4	0	16	0.00	0.00	37.15	37.15
7	0	2	0	4	0.00	0.00	37.15	37.15
8	0	0	0	0	0.00	0.00	37.15	37.15
9	0	-2	0	4	0.00	0.00	37.15	37.15
10	0	-4	0	16	0.00	0.00	37.15	37.15
11	1	4	1	16	13.37	0.00	37.15	50.52
12	1	2	1	4	13.37	0.00	37.15	50.52
13	1	0	1	0	13.37	0.00	37.15	50.52
14	1	-2	1	4	13.37	0.00	37.15	50.52
15	1	-4	1	16	13.37	0.00	37.15	50.52
			10	120				

ANEXO 4.53 Valores de θ y β para secciones con armadura transversal.

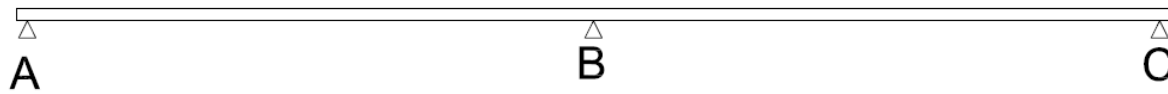
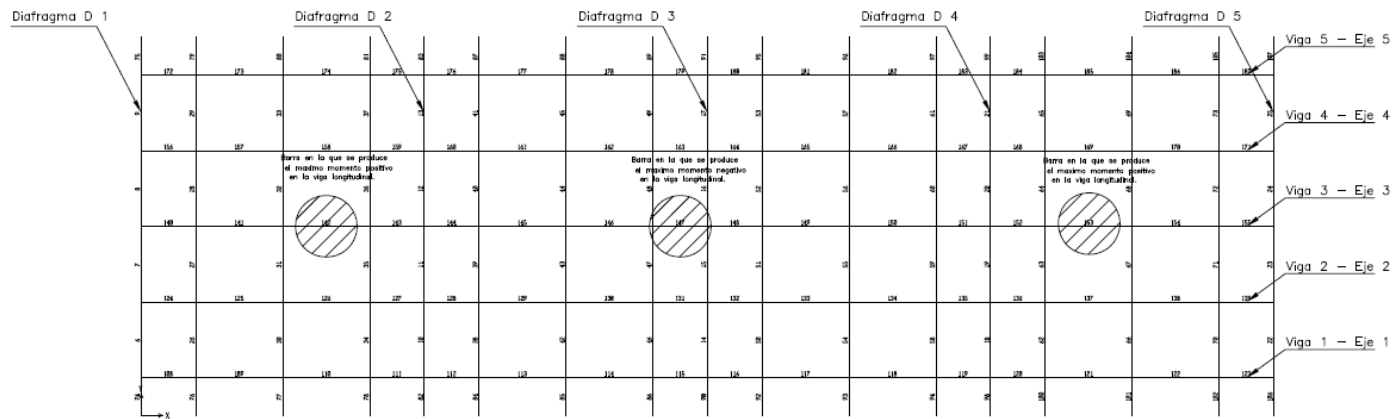


ANEXO 4.54 ENVOLVENTES VIGA LONGITUDINAL.

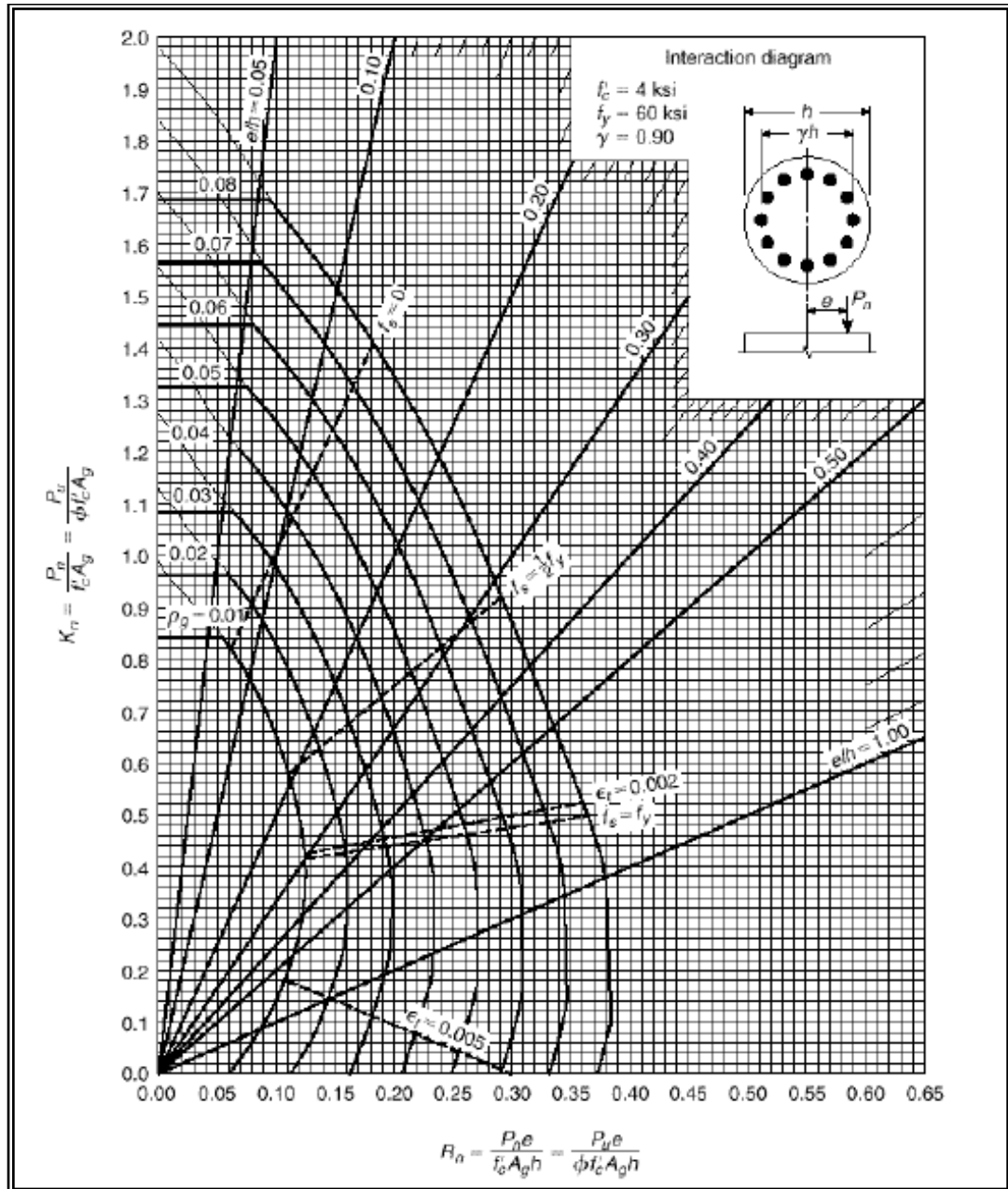


DETALLE DE ACERO LONGITUDINAL DE VIGA EN ANALISIS MAS DESFAVORABLE (VIGA CENTRAL)

ANEXO 4.55 NUMERACION DE BARRAS (MALLA) EN SAP2000.

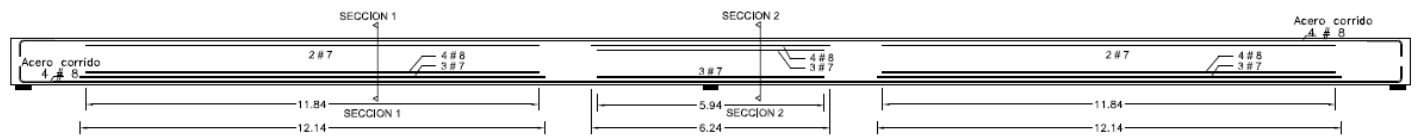


4.54 DIAGRAMA DE INTERACCION.

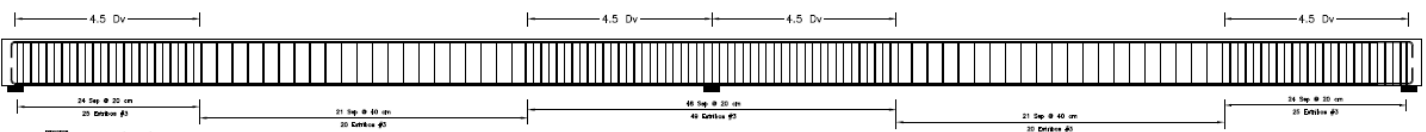


A n e x o N o . 3

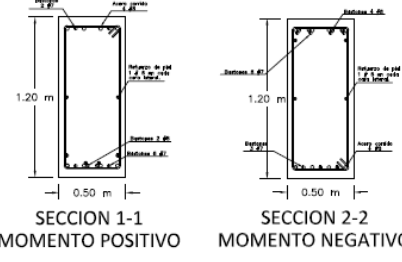
P l a n o s



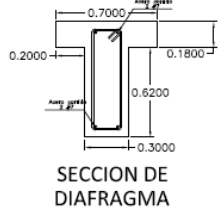
DETALLE DE ACERO LONGITUDINAL DE VIGA EN ANALISIS MAS DESFAVORABLE (VIGA CENTRAL)



DETALLE DE ACERO TRANSVERSAL DE VIGA EN ANALISIS MAS DESFAVORABLE (VIGA CENTRAL)

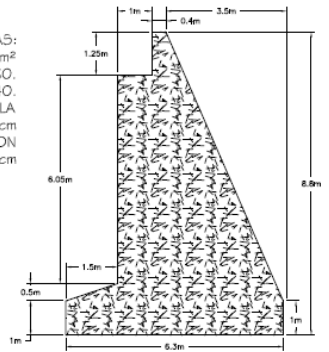


SECCION 1-1 MOMENTO POSITIVO
SECCION 2-2 MOMENTO NEGATIVO

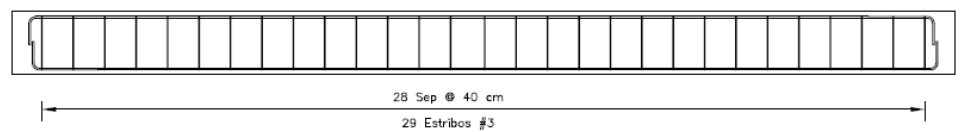


SECCION DE DIAFRAGMA

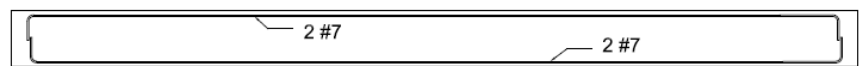
- NOTAS:
- 1- RESISTENCIA DE CONCRETO f_c 280 Kg/cm²
 - 2- ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL A ELEMENTOS G60.
 - 3- ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL G40.
 - 4- RECUBRIMIENTO MINIMO PARA ELEMENTO EXPUESTO A LA INTEMPERIE 4.00 cm
 - 5- RECUBRIMIENTO PARA ELEMENTOS EN CONTACTO CON SUELO 7.50 cm



VISTA TRANSVERSAL DE ESTRIBO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA



DETALLE DE ACERO TRANSVERSAL DE DIAFRAGMA



DETALLE DE ACERO LONGITUDINAL DE DIAFRAGMA

TESIS: GUIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUENTE BAJO DIFERENTES REGLAMENTACIONES USADAS EN EL SALVADOR

HOJA:

1/2

DETALLES TÍPICOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DISEÑADOS PARA LA SUPERESTRUCTURA

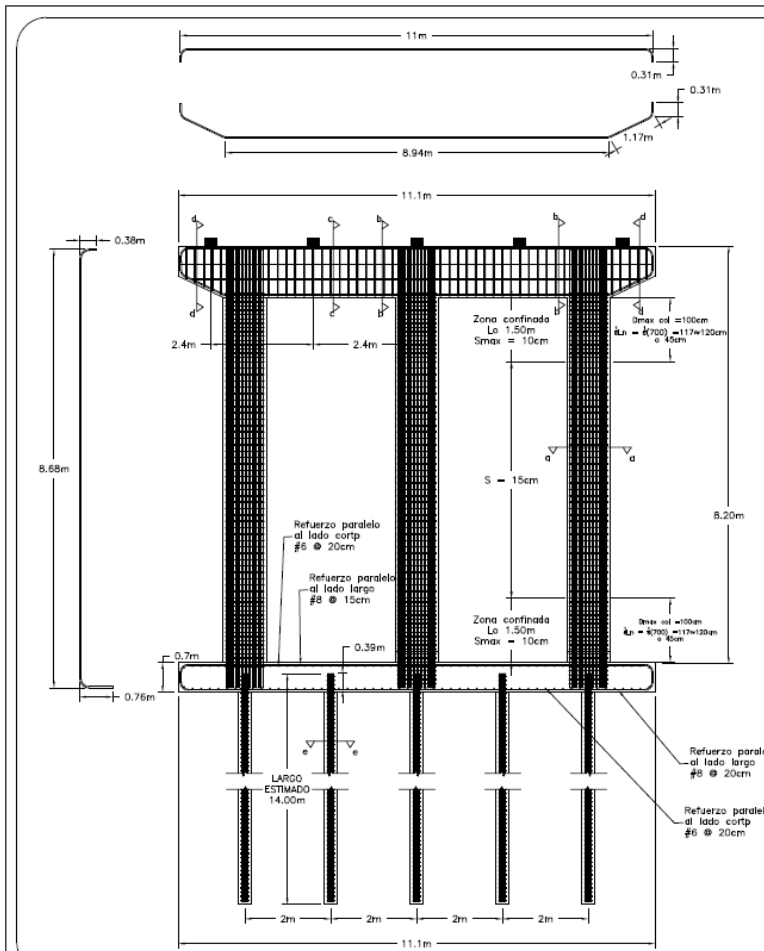
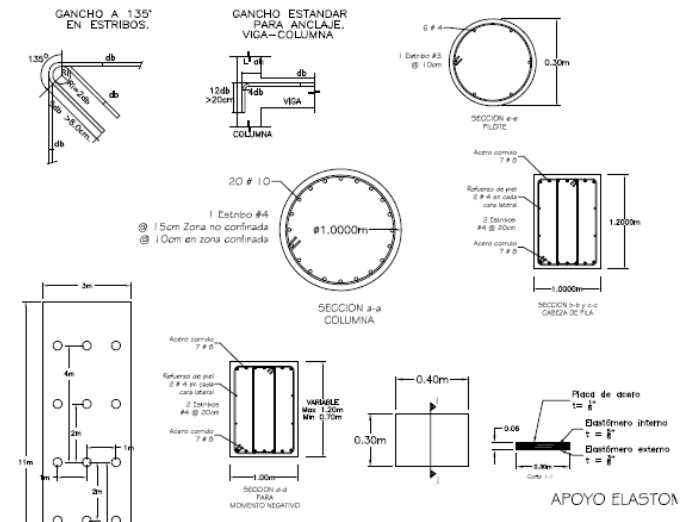


TABLA RESUMEN DE LONGITUDES DE DESARROLLO, TRASLAPY Y GANCHOS ESTAND VALIDO PARA RESISTENCIA DE CONCRETO f_c 280 kg/cm² Y ACERO G

VARILLA	DIAMETRO (PLG)	DIAMETRO (CM)	AREA (cm ²)	Ld LECHO SUP (cm)	Ld LECHO INF (cm)	Ll LECHO SUP (cm)	Ll LECHO INF (cm)	Lch (cm)
3	3/8"	0.95	0.71	47.00	36.00	61.00	47.00	15.00
4	1/2"	1.27	1.27	63.00	48.00	81.00	63.00	19.00
5	5/8"	1.59	1.98	78.00	60.00	102.00	78.00	23.00
6	3/4"	1.91	2.85	94.00	72.00	122.00	94.00	28.00
7	7/8"	2.22	3.88	137.00	105.00	178.00	137.00	32.00
8	1.00"	2.54	5.07	157.00	120.00	204.00	157.00	37.00
10	1 1/4"	3.18	7.92	196.00	151.00	ANCLA MEC	ANCLA MEC	46.00



TESIS: GUIA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UN PUEBTE BAJO DIFERENTES REGLAMENTACIONES USADAS EN EL SALVADOR
 HOJA: **2/2**
 DETALLES TÍPICOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DISEÑADOS PARA LA SUBESTRUCTURA