

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



**VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE
PUENTES TÍPICOS: UNA REVISIÓN SISTEMÁTICA UTILIZANDO
REGISTROS DE LOS SISMOS OCURRIDOS EN 1986 Y 2001 EN
EL SALVADOR.**

PRESENTADO POR:
LUIS ORLANDO MÉNDEZ CASTRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2003.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA:

DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ

SECRETARIO GENERAL:

LICDA. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. ÁLVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES

SECRETARIO:

ING. SAÚL ALFONSO GRANADOS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN.

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:

**VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES
TÍPICOS: UNA REVISIÓN SISTEMÁTICA UTILIZANDO REGISTROS DE LOS
SISMOS OCURRIDOS EN 1986 Y 2001 EN EL SALVADOR.**

Presentado por:

LUIS ORLANDO MÉNDEZ CASTRO

Trabajo de graduación aprobado por:

Docente Director Externo:

DR.-ING. EDWIN EDGARDO PORTILLO GARCÍA

Docente Director:

DIPL.-ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ

San Salvador, Agosto de 2003.

TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR:

Docente Director Externo:

DR.-ING. EDWIN EDGARDO PORTILLO GARCÍA

Docente Director:

DIPL.-ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ

DEDICATORIA

Agradezco primeramente a **Dios** por permitirme terminar esta etapa de mi vida. Este trabajo se lo dedico en especial a mi hermano **José Guillermo**, quien ya no está conmigo, pero en el Cielo junto con DIOS, sé que estará contento porque terminé mi carrera.

Además, con mucho agradecimiento y amor dedico este trabajo a mi mamá **Yolanda**, a mi papá **Orlando**, a mi abuela (mamá) **Remigía** y a mi abuelo (papá) **Guillermo**, a mi tío **Manuel**, a mi hermana **Patricia** y a mis sobrinas **Kenia de Nazareth** y **Kenia Maricela**.

Agradezco a mis asesores el Dr. Portillo y el Ing. Gutiérrez por su paciencia y confianza.

RESUMEN

Este trabajo consiste en siete Capítulos, los cuales se describen a continuación:

El Capítulo Uno, constituye El Anteproyecto.

En el Capítulo Dos, se describen generalidades sobre la teoría existente en relación a puentes, por ejemplo, tipos de puentes, sus aplicaciones, y los elementos que lo constituyen. Además, se describen los puentes típicos existentes en El Salvador.

El Capítulo Tres, incluye conceptos sobre vulnerabilidad y riesgo sísmico; un resumen de las fallas más comunes en puentes causadas por recientes terremotos, y se presenta un método simplificado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes, en base a su ductilidad por desplazamiento.

El Capítulo Cuatro, incluye generalidades sobre el diseño de puentes típicos, considerando las Especificaciones AASHTO LRFD (1998).

En el Capítulo Cinco, se presenta un resumen sobre procedimientos de diseño de elementos estructurales de puentes típicos, además se incluye la descripción de dos programas de cálculo, uno para el diseño de losas tablero de concreto reforzado y otro para el diseño de vigas de concreto pre-esforzado.

En el Capítulo Seis, se presentan tres ejemplos de aplicación el primero de los cuales consiste en una memoria de cálculo sobre el diseño de una losa tablero de concreto reforzado, dicha memoria a sido generada por el programa de cálculo DEEPT (Diseño de Elementos Estructurales de Puentes típicos), programa desarrollado en este trabajo; el segundo ejemplo también incluye una memoria de cálculo sobre el diseño de vigas de concreto pre-esforzado, también generada por el programa DEEPT, y el ejemplo final incluye una estimación de la vulnerabilidad sísmica de un puente existente.

El Capítulo Siete, presenta conclusiones y recomendaciones.

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	13
CAPÍTULO 1 ANTEPROYECTO	14
1.1 Antecedentes.....	15
1.2 Planteamiento del Problema.....	23
1.3 Objetivos.....	24
1.3.1 Objetivo General.....	24
1.3.2 Objetivos Específicos.....	24
1.4 Limitaciones.....	24
1.5 Justificaciones.....	25
CAPÍTULO 2 GENERALIDADES SOBRE PUENTES	28
2.1 Terminología y Nomenclatura.....	29
2.1.1 La Superestructura.....	29
2.1.1.1 Superficie de Desgaste o Rodamiento (wearing surface).....	29
2.1.1.2 Tablero (deck).....	31
2.1.1.3 Miembros primarios.....	31
2.1.1.3.1 Miembros primarios de acero.....	32
2.1.1.3.2 Miembros primarios de concreto.....	33
2.1.1.4 Miembros secundarios.....	37
2.1.1.4.1 Los diafragmas.....	37
2.1.1.4.2 Arriostramientos laterales.....	39
2.1.2 La subestructura.....	40
2.1.2.1 Aparatos de apoyo.....	41
2.1.2.1.1 Tipos de apoyo.....	42
2.1.2.2 Estribos y muros de retención.....	51
2.1.2.2.1 Tipos de estribos.....	52
2.1.2.2.2 Selección del tipo de estribo.....	56

2.1.2.2.3	Estructuras de retención.....	57
2.1.2.2.3.1	Tipos de estructuras de retención.....	57
2.1.2.3	Pilas y columnas.....	59
2.1.2.3.1	Tipos estructurales de pilas.....	60
2.1.2.3.1.1	Criterios de selección de pilas.....	61
2.1.2.4	Fundaciones.....	66
2.1.2.4.1	Fundaciones superficiales.....	66
2.1.2.4.2	Fundaciones profundas.....	67
2.1.2.4.3	Fundaciones típicas.....	67
2.1.2.4.4	Fundaciones típicas de puentes.....	69
2.1.2.5	Accesorios y Características Relacionadas al Sitio del puente	70
2.2	Tipos de Puentes y sus Aplicaciones.....	72
2.2.1	Tipos de puente y su aplicación para diferentes longitudes de claro	75
2.2.1.1	Puentes para claros pequeños (hasta 15 m).....	76
2.2.1.2	Puentes para claros medianos (hasta 50 m).....	80
2.2.1.3	Puentes para claros grandes (50-150 m).....	83
2.2.1.4	Puentes para claros excepcionalmente grandes (largos, más allá de 150 m).....	85
2.2.2	Selección del Tipo de Puente.....	86
2.3	Inventario de Puentes en Uso de El Salvador.....	90
2.4	Puentes Típicos de El Salvador.....	92
2.4.1	Estructuras de Puentes Carreteros Típicos o Comunes.....	92
2.4.2	Selección de Puentes Típicos de El Salvador.....	93
CAPÍTULO 3 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES.....		95
3.1	Concepto de vulnerabilidad.....	96
3.2	Dimensiones o Tipos de Vulnerabilidad.....	98
3.3	Factores que Originan la Vulnerabilidad.....	100
3.4	Evaluación de la Vulnerabilidad y Riesgo.....	100
3.5	Peligrosidad y Vulnerabilidad Sísmica.....	102

3.6	Daños a Puentes en Terremotos Recientes.....	103
3.6.1	Desplazamientos Sísmicos.....	104
3.6.1.1	Fallas en claros debido a desasiento en juntas de movimiento.....	104
3.6.1.2	Amplificación de desplazamientos debido a efectos de suelo...	106
3.6.1.3	Golpeteo entre estructuras de puentes.....	108
3.6.2	Asentamiento de Estribos.....	109
3.6.3	Fallas en Columnas.....	112
3.6.3.1	Fallas por resistencia a flexión inadecuada.....	112
3.6.3.2	Fallas por ductilidad inadecuada.....	114
3.6.3.3	Fallas por terminación prematura del refuerzo longitudinal.....	116
3.6.3.4	Fallas por cortante en columna.....	117
3.6.4	Fallas en Viga de Cabezal.....	121
3.6.5	Fallas en Nudos.....	123
3.6.6	Fallas en Zapatas.....	126
3.6.7	Fallas en componentes de puentes de acero.....	127
3.7	Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Existentes....	128
CAPÍTULO 4 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE DISEÑO		
DE PUENTES.....		139
4.1	Estética en el Diseño de Puentes.....	140
4.1.1	Guías Prácticas para Puentes de Claro Corto a Mediano.....	140
4.1.1.1	Resolución de dualidad.....	140
4.1.1.2	Proporción Claro / Peralte (L/d) de vigas longitudinales.....	143
4.1.1.3	Voladizos de Losa Tipo Tablero (Deck).....	144
4.1.1.4	Consideraciones de Estética para Pilas.....	146
4.1.1.5	Consideraciones de Estética para Estribos.....	150
4.2	Condiciones del sitio y geometría del puente.....	151
4.2.1	Condiciones del sitio del puente.....	151
4.2.2	Geometría de un Puente.....	153
4.2.3	Consideraciones de Diseño Geométricas.....	155

4.2.4	Anchos de Carretera.....	156
4.2.5	Claros Verticales.....	158
4.2.6	Intercambios.....	159
4.3	Métodos de diseño.....	159
4.3.1	Diseño por esfuerzos admisibles (ASD).....	161
4.3.1.1	Limitaciones del Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles	162
4.3.2	Método de Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD)....	162
4.3.3	Estados Límite de Diseño del Método LRFD.....	164
4.3.3.1	Estado Límite de Servicio.....	169
4.3.3.2	Estado Límite de Fatiga y Fractura.....	170
4.3.3.3	Estado Límite de Resistencia.....	171
4.3.3.4	Estado Límite de Evento Extremo.....	173
4.4	Cargas Aplicadas en el Diseño de Puentes.....	175
4.4.1	Cargas Gravitacionales.....	176
4.4.1.1	Cargas Permanentes.....	176
4.4.1.2	Cargas Transitorias.....	178
4.4.1.2.1	Carriles de Diseño.....	178
4.4.1.2.2	Cargas de Diseño Vehiculares.....	179
4.4.1.2.3	Cargas de Fatiga.....	182
4.4.1.2.4	Cargas de Peatones.....	182
4.4.1.2.5	Cargas para Losas Tablero y Barreras.....	183
4.4.1.2.6	Factores de Presencia Múltiple.....	184
4.4.1.2.7	Efectos Dinámicos.....	185
4.4.2	Cargas Laterales.....	186
4.4.2.1	Cargas Sísmicas.....	186
4.4.2.1.1	Procedimiento de Diseño Sísmico.....	187
4.4.2.1.2	Mínimas Fuerzas de Diseño Sísmico Para Conexiones.....	192
4.4.2.1.3	Combinaciones de Fuerzas Sísmicas.....	193
4.4.3	Cargas de Colisión.....	194

4.4.3.1	Colisión de Barco.....	194
4.4.3.2	Colisión de Ferrocarril.....	194
4.4.3.3	Colisión de Vehículo.....	194
4.5	Análisis Estructural de Puentes Típicos.....	195
4.5.1	Análisis Estructural de Puentes Típicos según Especificación AASHTO LRFD.....	195
4.5.2	Análisis Estructural debido a Cargas Gravitacionales.....	198
4.5.2.1	Puentes “Losa sobre Vigas”	200
4.5.2.1.1	Comportamiento, Idealización Estructural, y Modelación....	203
4.5.2.1.2	El Método de la Viga-Línea según Especificación AASHTO LRFD.....	206
4.5.2.1.3	Losas en Puentes tipo “Losa sobre Vigas”.	214
4.5.2.2	Puente Tipo “Losa”	217
4.5.3	Análisis por Cargas Laterales.....	219
4.5.3.1	Análisis por Cargas de Viento.....	219
4.5.3.2	Análisis por Cargas Sísmicas.....	224
4.5.3.2.1	Requisitos Mínimos de Análisis.....	225
4.5.3.2.2	El Espectro de Respuesta Sísmico Elástico.....	227
4.5.3.2.3	Espectro de Respuesta de Diseño Sísmico.....	227
CAPÍTULO 5 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO SISTEMÁTICO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE PUENTES TÍPICOS.....		231
5.1	Diseño de Elementos de la Superestructura.....	232
5.1.1	Procedimiento de Diseño de Losa de Concreto Tipo Tablero (Deck).....	232
5.1.2	Procedimiento de Diseño de Vigas de Concreto Pre-Tensado Tipo I o T.....	236
5.1.3	Procedimiento de Diseño de Losa para Puente Tipo Losa.....	238
5.2	Diseño de Aparatos de Apoyo.....	240

5.2.1	Procedimiento de Diseño de Apoyo Elastomérico.....	240
5.3	Programa para Diseño de Elementos Estructurales de Puentes Típicos (DEEPT)	240
5.3.1	Descripción de las Ventanas Desplegables.....	241
CAPÍTULO 6 EJEMPLOS DE APLICACIÓN SOBRE DISEÑO SISTEMÁTICO Y REVISIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES.....		246
6.1	Ejemplo No. 1: Diseño de Losa Tipo Tablero de Concreto Reforzado.....	247
6.2	Ejemplo No. 2: Diseño de Vigas de Concreto Pre-Esforzado.....	268
6.3	Ejemplo No. 3: Revisión de la Vulnerabilidad Sísmica de un Puente.....	308
6.3.1	Descripción del Puente Objeto de Estudio.....	308
6.3.2	Diagrama Momento Curvatura $M - \phi$ de la Sección.....	311
6.3.3	Cálculo de las Propiedades Dinámicas de la Pila.....	313
6.3.4	Cálculo de la Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento....	315
6.3.5	Análisis sísmico dinámico de la Pila.....	316
6.3.5.1	Cálculo del Coeficiente Sísmico.....	318
6.3.5.2	Selección de Acelerogramas para el Análisis.....	319
6.3.5.3	Análisis de la Pila para el Sismo del 10 de Octubre de 1986.	320
6.3.5.4	Análisis de la Pila para el Sismo del 13 de Enero de 2001....	324
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		328
7.1	Conclusiones.....	329
7.2	Recomendaciones.....	330
ÍNDICE DE FIGURAS.....		331
ÍNDICE DE TABLAS.....		339
BIBLIOGRAFÍA.....		341

INTRODUCCIÓN

En El Salvador se estima que gran cantidad de los puentes actuales fueron construidos hace más de cuarenta años. Dichos puentes se diseñaron y construyeron con calidades de materiales diferentes a las actuales, modelos de carga de tráfico insuficientes para los requerimientos actuales, distintos coeficientes de seguridad, en suma, normativas de diseño distintas a las actuales.

Los puentes son considerados como componentes vitales e imprescindibles de las redes de comunicación vial y éstas son los patrimonios más importantes con que cuenta El Salvador para sus funciones productivas y sociales. Se considera que la revisión de la vulnerabilidad de los puentes es de suma importancia, porque el daño de un puente es la causa primaria para el cierre de carreteras dentro de la red vial, en una región.

Para la construcción de los puentes se debe invertir grandes recursos económicos, y es por lo tanto necesario asegurarse de que estas estructuras estén diseñadas de manera funcional y segura, no sólo por su valor económico, sino por las repercusiones que provienen de su mal funcionamiento o de su fallamiento total o parcial.

En El Salvador, los puentes se ven sometidos constantemente a excitaciones sísmicas, por lo que es necesario conocer su comportamiento estructural previo ante tales fenómenos, mediante análisis sísmicos y mediante la revisión de sus condiciones de diseño estructural para determinar su vulnerabilidad sísmica.

En este trabajo el propósito es revisar el diseño estructural y la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos (más frecuentes), tomando en cuenta las normativas vigentes y los registros disponibles de sismos ocurridos en El Salvador, en octubre de 1986 y enero de 2001.

CAPÍTULO 1
ANTEPROYECTO

1.1 Antecedentes

Los puentes carreteros en casi todos los casos son gobernados por las Standard Specifications for Highway Bridges preparadas por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Este documento contiene casi todas las provisiones requeridas para controlar la ingeniería de diseño de puentes carreteros.

En nuestro país se han realizado trabajos de investigación relacionados con la ingeniería de puentes; algunos trabajos consisten en propuestas de alternativas para el diseño de puentes específicos, y otros están enfocados en los procedimientos para el análisis y diseño de puentes utilizando las normas AASHTO, entre éstos tenemos:

- **“Análisis estructural de superestructuras de puentes de un claro según normas AASHTO”**. Trabajo de graduación preparado en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, en 1990, el cual contiene la traducción de las secciones 1,2, y 3 de las “Especificaciones Estándar sobre Puentes de Carreteras” de la AASHTO de 1989, además el procedimiento de análisis estructural de la superestructura de un puente y al final se incluyen una serie de documentos y traducciones con respecto a las especificaciones mencionadas.
- **“Análisis estructural de subestructuras de puentes según normas AASHTO”**. Trabajo de graduación preparado en la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, en 1992, el cual contiene: un estudio de las cargas que intervienen en el análisis de subestructuras de puentes, y el procedimiento para el análisis estructural de subestructuras de puentes según las normas AASHTO.
- **“Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales”**. Trabajo de graduación, desarrollado en La Universidad de El Salvador en 1998, el cual contiene: aspectos a tomar

en cuenta para el estudio del sitio de emplazamiento; tablas de ayudas para el diseño de puentes de concreto reforzado de un solo claro, con las cuales se puede proponer el predimensionamiento geométrico de los elementos que componen la superestructura y parte de la subestructura así como los respectivos refuerzos, y además se presenta una alternativa de diseño de un puente determinado.

El análisis de riesgo sísmico se basa en no considerar los terremotos como desastres naturales que no pueden predecirse ni evitarse, sino como fenómenos naturales cuyos efectos destructivos pueden mitigarse, con medidas preventivas antes de que éstos ocurran, estas medidas abarcan un amplio rango de acciones multidisciplinarias que incluyen adiestramiento en el comportamiento social ante un fenómeno sísmico y la aplicación de los más recientes avances y conocimientos tecnológicos y científicos en el desarrollo de la infraestructura. En términos generales el riesgo sísmico está compuesto por dos elementos: la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmica. Para cualquier lugar la peligrosidad sísmica es una característica natural sobre la cual el hombre no puede tener ningún control; sólo la puede evaluar. Sin embargo, el ingeniero sí puede controlar la vulnerabilidad, ya sea de una estructura o de una masa de suelo. En algunas partes del mundo el riesgo sísmico es muy bajo porque simplemente la peligrosidad sísmica es muy baja, como es el caso, por ejemplo, de Inglaterra, donde los sismos que ocurren son infrecuentes y bastante pequeños. En los países con alta sismicidad, entre los cuales, se encuentra El Salvador, el riesgo depende en gran medida de la vulnerabilidad de los suelos y de las estructuras; prueba de tal sismicidad son los terremotos ocurridos recientemente en enero y febrero de 2001. Por lo tanto, después de estos terremotos probablemente muchas estructuras de puentes han incrementado su vulnerabilidad sísmica.

Los terremotos destructivos de Northridge en 1994 en California, y el de Kobe en 1995, en Japón, han mostrado que los puentes existentes pueden ser extremadamente vulnerables, enfatizando la urgente necesidad de investigaciones experimentales y numéricas orientadas al desarrollo de efectivos procedimientos para la evaluación de la vulnerabilidad de puentes.

Los sistemas de transporte vial consisten principalmente de carreteras, puentes, túneles, y estructuras de retención. De todos los componentes de los sistemas de transporte viales, los puentes carreteros han sido los más intensamente estudiados por su vulnerabilidad sísmica, en regiones como Estados Unidos.

Existen numerosos avances en ingeniería sísmica. También, un considerable cuerpo de experiencia ha sido acumulado tanto por el uso de las especificaciones pasadas y la revisión del comportamiento de puentes diseñados con tales especificaciones, durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 en California, los terremotos de 1990 y 1991 en Costa Rica y Filipinas, el terremoto de Northridge en 1994 en California, y el terremoto de Kobe en 1995, en Japón.

En Los Estados Unidos, durante 1992 el Nacional Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), en conjunción con el Applied Technology Council (ATC) y varias otras instituciones, comenzó el *NCEER Highway Project*, que consistió en dos proyectos. Ambos proyectos incluían estudios de investigación sobre la vulnerabilidad sísmica de las estructuras viales, incluyendo puentes. La meta del primer proyecto era desarrollar métodos y manuales para el análisis de riesgo sísmico de sistemas viales y para la selección, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros, túneles, estructuras de retención, terraplenes, alcantarillas, y pavimentos. La meta del segundo proyecto era desarrollar la base para mejorar las guías de diseño sísmico para las nuevas construcciones viales. Tales estudios representan

significantes cambios que serán incluidos en las nuevas ediciones de las normas actuales.

El ATC, como uno de los subcontratistas en el segundo proyecto (proyecto ATC-18), tenía la responsabilidad de conducir una revisión de las actuales prácticas y criterios de diseño sísmico de las normas estadounidenses junto con los últimos códigos de Japón, Nueva Zelanda, y Europa. También fueron revisadas las guías desarrolladas por el Transportation Corridor Agencies (TCA), y trabajos en progreso tales como las nuevas AASHTO Load Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Specifications que se publicaron en 1994.

La fase final del proyecto ATC-18 fue desarrollar recomendaciones para las futuras direcciones de los requerimientos de los códigos de diseño sísmico para estructuras de puentes en los Estados Unidos. Esto fue logrado con el desarrollo de un perfil para una norma futura junto con los problemas que necesitan ser desarrollados y resueltos.

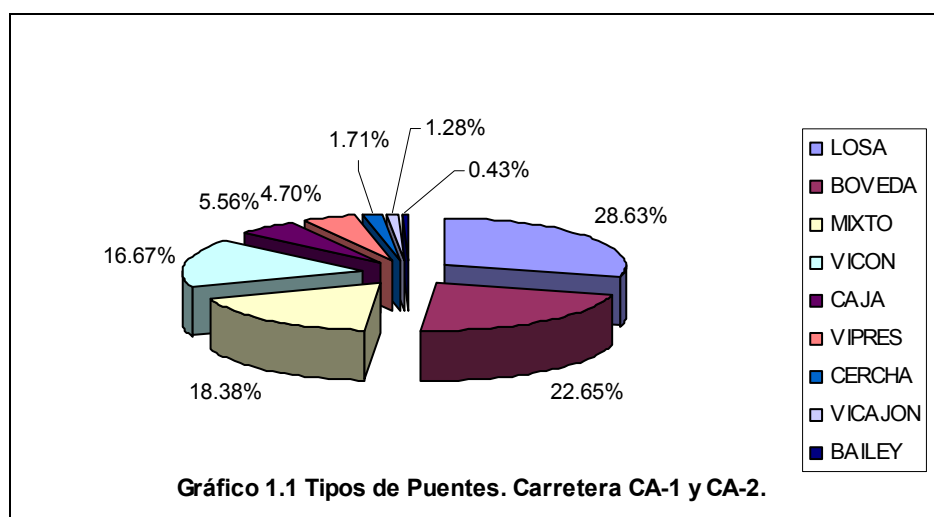
El equipo del proyecto ATC-18 también revisó información emanada de el proyecto ATC-32 que también se estaba realizando, y que es un extenso esfuerzo bajo el que ATC revisó y recomendó revisiones para Caltrans Bridge Design Specifications (Caltrans, 1993).

En El Salvador, el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda, y Desarrollo Urbano (M.O.P.T.V.D.U.) posee un sistema computarizado para crear y actualizar un inventario de puentes llamado Sistema de Inventario y Evaluación de Puentes (S.I.E.P). Con el S.I.E.P. el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda, y Desarrollo Urbano, realiza esfuerzos para inventariar los puentes de la red vial del país, logrando a inicios del año 2000, tener un inventario de los puentes que se encuentran en la carretera CA-2 (Carretera El Litoral), con 98 estructuras.

A finales del año 2000, como resultado del trabajo de graduación denominado **“Banco de datos actualizado y un estudio preliminar de**

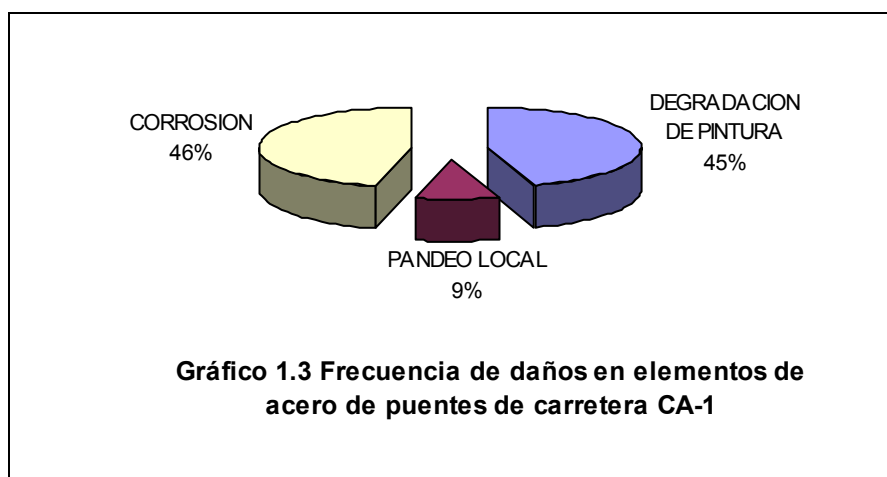
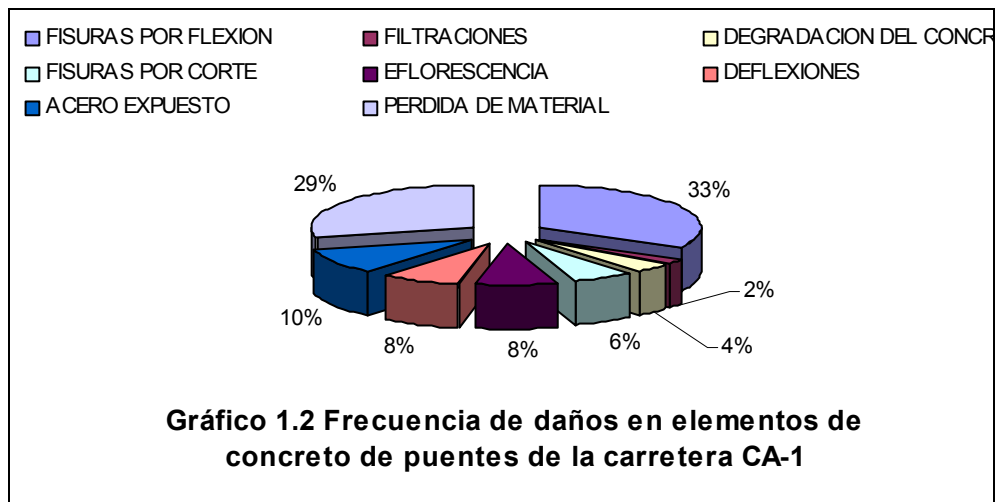
vulnerabilidad de puentes carreteros comprendidos en el tramo desde El Río Lempa hasta La Unión, en la Carretera El Litoral”, realizado en la Universidad de El Salvador, el inventario aumentó a 146 estructuras, siempre pertenecientes a la carretera CA-2. También, durante ese mismo tiempo, como resultado del trabajo de graduación **“Vulnerabilidad de puentes en El Salvador. Aplicación Carretera (CA-1) San Salvador-El Amatillo”,** también realizado en la Universidad de El Salvador, se logró inventariar 88 estructuras, que se encuentran a lo largo de la carretera CA-1.

Entonces en base a los trabajos anteriores, hasta finales del año 2000, se tenía un inventario total de 234 estructuras de puentes, considerando las carreteras CA-1 y CA-2. De estos 234 puentes se tiene la siguiente clasificación de acuerdo al elemento principal de la superestructura (Gráfico 1.1), donde, por ejemplo, el puente tipo LOSA tiene como elemento principal la losa de concreto; el tipo MIXTO, la viga metálica de alma llena y tablero de concreto; el tipo VICON, la viga de concreto armado; el tipo VIPRES, la viga de concreto pretensado; tipo CAJA, puentes cuya geometría es un triángulo cerrado; VICAJON, cuyo elemento principal es la viga cajón.



Del Gráfico 1.1 se deduce que entre los puentes “típicos”, o tipos de puentes que más se repiten, están primeramente los tipo LOSA, luego los tipo BÓVEDA, después los tipo MIXTO y por ultimo los tipo VICÓN.

De las inspecciones de daños de puentes, en el trabajo de graduación “**Vulnerabilidad de puentes en El Salvador. Aplicación Carretera (CA-1) San Salvador-El Amatillo**”, se determinó la frecuencia de daños en los elementos de concreto y acero que se presenta en el Gráfico 1.2 y Gráfico 1.3, respectivamente.



De la frecuencia de daños en los elementos de concreto de los puentes evaluados en la carretera CA-1, se determina que los daños “típicos”, es decir, los daños más frecuentes, son las *grietas por flexión*, la *pérdida de material* y *acero expuesto*; y para los elementos de acero corresponden los daños por *corrosión* y *degradación de pintura*.

Otros aportes realizados en el trabajo **“Banco de datos actualizado y un estudio preliminar de vulnerabilidad de puentes carreteros comprendidos en el tramo desde El Río Lempa hasta La Unión, en la Carretera El Litoral”**, son: una metodología para la evaluación del grado de vulnerabilidad global de puentes; un análisis del Sistema de Inventario y Evaluación de Puentes (SIEP); la creación del Formato de Inspecciones Principales de Puentes Carreteros y su incorporación al SIEP; el desarrollo del VIP-02, que es una base de datos, para el almacenamiento y gestión de toda la información de los puentes carreteros proveniente de las inspecciones de campo, y ejemplos de aplicación donde se determina el Índice de Vulnerabilidad Global para cuatro puentes de la zona metropolitana en San Salvador.

El trabajo **“Vulnerabilidad de puentes en El Salvador. Aplicación Carretera (CA-1) San Salvador-El Amatillo”**, también desarrolló una base de datos llamada VIP-UES, para la gestión de puentes, que incluye inventario, inspección, valoración y priorización de puentes. Entre otras investigaciones realizadas en El Salvador, en relación a la ingeniería de puentes tenemos:

- **“Estudio de las propiedades dinámicas en puentes”**. Trabajo de Graduación realizado en la Universidad de El Salvador, en el año 2000, el cual contiene teoría sobre el modelado y análisis dinámico de puentes, interacción suelo-estructura, generalidades sobre el uso del programa SAP 2000; memoria descriptiva del diseño de un puente por el método tradicional; descripción de los puentes seleccionados para el análisis de sus propiedades dinámicas; las características de los registros sísmicos empleados en el análisis y finalmente se presentan los

resultados correspondientes al análisis lineal y no lineal de los puentes seleccionados, considerando la condición base fija e interacción suelo-estructura. En resumen se realizó una verificación de la aplicabilidad del método tradicional (método estático) para diseño de puentes, mediante el análisis y comparación de sus propiedades dinámicas y cuantificación de la respuesta sísmica.

- **“Análisis sísmico de puentes diseñados con estribos integrales”**. Trabajo de graduación realizado en la Universidad de El Salvador, en año 2000, el cual documenta lo que son puentes con estribos integrales, sometidos a cargas sísmicas. El estudio comprende el diseño de un puente con estribos integrales, la modelación tridimensional de varios puentes integrales tipo, variando cada uno de ellos en el número de claros y longitud de los mismos. El análisis sísmico consiste de un análisis dinámico lineal y no lineal, usando acelerogramas de sismos registrados en nuestro país y otros países, para determinar respuestas máximas totales, tales como: deformación de elementos estructurales y esfuerzos en los mismos, así como también propiedades dinámicas tales como: modos, frecuencias y periodos de vibración, y participación de masa actuante de los puentes.

Los trabajos realizados son muy importantes, porque sus resultados son útiles para el desarrollo de la ingeniería de puentes en nuestro país, pero es necesario contribuir con la aplicación y la sistematización de los procedimientos de diseño específicos para los puentes que más se construyen en nuestro país, además de contribuir con ayudas para evaluar la resistencia de puentes, y de aportar conclusiones acerca del comportamiento estructural de puentes bajo diferentes cargas sísmicas, como las del terremoto de octubre en 1986 y especialmente de los terremotos recientes en enero y febrero de 2001.

1.2 Planteamiento del Problema

En países como el nuestro, con alta peligrosidad sísmica, se vuelve necesaria la revisión del cumplimiento de las normativas de diseño vigentes internacionalmente, ya que no tenemos normativa propia.

Aunque se tienen a disposición muchos de los procedimientos para el diseño de estructuras de puentes, tanto en normas, como en libros y estudios realizados; también es necesario agruparlos y considerar aquellos aspectos que son aplicables a los tipos de puentes que más se construyen en nuestro país, y de esa forma, hacer eficiente la tarea de diseño de tales estructuras, al disponer de los procedimientos de diseño adecuados a las condiciones salvadoreñas y de las herramientas que faciliten dicha tarea.

En El Salvador se estima que gran cantidad de los puentes actuales fueron construidos hace más de cuarenta años. Dichos puentes se diseñaron y construyeron con calidades de materiales diferentes a las actuales, modelos de carga de tráfico insuficientes para los requerimientos actuales, distintos coeficientes de seguridad, en suma, normativas de diseño distintas a las actuales.

Además, para algunos puentes se desconoce su posible comportamiento estructural ante fuerzas o fenómenos que no fueron contemplados en su diseño, tales como sismos de gran magnitud y probablemente no están preparados para soportar las cargas que les impongan estos terremotos, por lo que es necesario revisar la respuesta estructural de estos puentes ante cargas específicas sísmicas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General:

- Revisar el diseño estructural y la vulnerabilidad sísmica de puentes típicos (más frecuentes), tomando en cuenta las normativas vigentes y los registros disponibles de sismos ocurridos en El Salvador, en octubre de 1986 y enero y febrero de 2001.

1.3.2 Objetivos Específicos:

- Poner en práctica los procedimientos de diseño estructural para puentes típicos en nuestro país, según las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO.)
- Sistematizar, mediante programas computacionales, el procedimiento de diseño, de componentes estructurales (por ejemplo: losa, viga, estribo, y pila), para puentes típicos
- Dar un aporte a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y a la revisión del estado estructural de puentes típicos.
- Estudiar en forma paramétrica y comparativa el potencial de daño sísmico, en puentes típicos, de los sismos registrados en El Salvador en octubre de 1986, enero y febrero de 2001.

1.4 Limitaciones

- Debido a que no existe una normativa propia de El Salvador, se considerarán las normas de diseño para puentes que están dadas por la

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO.)

- Se estudiarán sólo estructuras de puentes seleccionados posteriormente como “típicos” en El Salvador.
- La selección de los puentes que serán considerados “típicos”, se limitará a la información obtenida del banco de datos de puentes existentes en El Salvador.
- No se realizarán estudios del sitio de emplazamiento.
- Se considerarán, para los procedimientos de diseño, sólo elementos estructurales “tipos”, es decir, losa de concreto reforzado, vigas longitudinales, estribos y pilas.
- Se desarrollará sólo la sistematización del diseño de elementos estructurales “tipos”.
- Se considerarán sólo puentes rectos.
- Se utilizarán sólo los acelerogramas, de los terremotos ocurridos en octubre de 1986 y enero y febrero de 2001, de los cuales se seleccionarán los más interesantes para el estudio.
- El análisis sísmico que se realizará es un análisis tiempo-historia (utilizando acelerogramas), sin considerar interacción suelo-estructura.

1.5 Justificaciones

Las justificaciones que llevan a realizar el presente trabajo de graduación se definen a continuación:

- Los puentes son considerados como componentes vitales e imprescindibles de las redes de comunicación vial y éstas son los patrimonios más importantes con que cuenta el país para sus funciones productivas y sociales, y por lo tanto deben de mantenerse en buen estado.

- Se considera que la revisión de la vulnerabilidad de los puentes es de suma importancia, porque el daño de un puente es la causa primaria para el cierre de carreteras dentro de la red vial, en una región.
- Para la construcción de los puentes se debe invertir grandes recursos, y es por lo tanto necesario asegurarse de que estas estructuras estén diseñadas de manera funcional y segura, no sólo por su valor económico, sino por las repercusiones que provienen de su mal funcionamiento o de su fallamiento total o parcial.
- En El Salvador los puentes se ven sometidos constantemente a excitaciones sísmicas, por lo que es necesario conocer su comportamiento estructural previo ante tales fenómenos, mediante análisis sísmicos y mediante la revisión de sus condiciones de diseño estructural para determinar su vulnerabilidad sísmica.
- Al tener un conocimiento mayor sobre las condiciones estructurales de los puentes, se pueden identificar y corregir casos que constituyen un riesgo para la seguridad funcional y estructural con que deben de cumplir dichas estructuras.

Por lo tanto, se justifica, el desarrollo de esta investigación, específicamente porque:

- Los puentes son considerados como componentes vitales e imprescindibles de las redes de comunicación vial.
- El daño en puentes es la causa primaria para el cierre de carreteras dentro de la red vial.
- Para asegurarse de que estas estructuras estén diseñadas de manera funcional y segura.
- En El Salvador los puentes se ven sometidos constantemente a excitaciones sísmicas.

- Se pueden identificar y corregir casos que constituyen un riesgo para la seguridad funcional y estructural con que deben de cumplir dichas estructuras.
- Se puede contribuir con herramientas y recomendaciones que permitan realizar de manera eficiente, la tarea del diseño y la revisión estructural de puentes típicos en nuestro país; asimismo que contribuyan a evaluar su vulnerabilidad, y su comportamiento sísmico ante los terremotos recientes.

CAPÍTULO 2
GENERALIDADES SOBRE PUENTES

2.1 Terminología y Nomenclatura

Como es el caso en cualquier profesión, la ingeniería de puentes posee su propio y único idioma que debe ser entendido para crear una base uniforme de discusión. La Figura 2.1 muestra una típica estructura de losa sobre vigas que lleva una vía del camino en *paso elevado (overpass)* encima de otro camino. A continuación se da una breve apreciación global de algunos de los muchos términos relativos a puentes que estaremos usando a lo largo de este trabajo.

2.1.1 La Superestructura.

La *superestructura* comprende todos los componentes de un puente sobre los apoyos. La Figura 2.2 muestra una superestructura típica. Los componentes básicos de la superestructura consisten en los siguientes:

- Superficie de Desgaste o Rodamiento (wearing surface).
- Tablero (deck).
- Miembros Primarios.
- Miembros Secundarios

2.1.1.1 Superficie de Desgaste o Rodamiento (wearing surface).

La *superficie (capa) de desgaste o rodamiento* es esa porción de la sección transversal del tablero que resiste el paso de tráfico. En la mayoría de los casos ésta es una capa separada hecha de material bituminoso. La superficie de rodamiento normalmente varía en espesor de 2 a 4 pulgadas (51 a 102 mm); sin embargo, éste espesor a veces puede ser más grande debido al recarpeteo por encima de la carretera que ocurre durante el ciclo de vida de un puente.

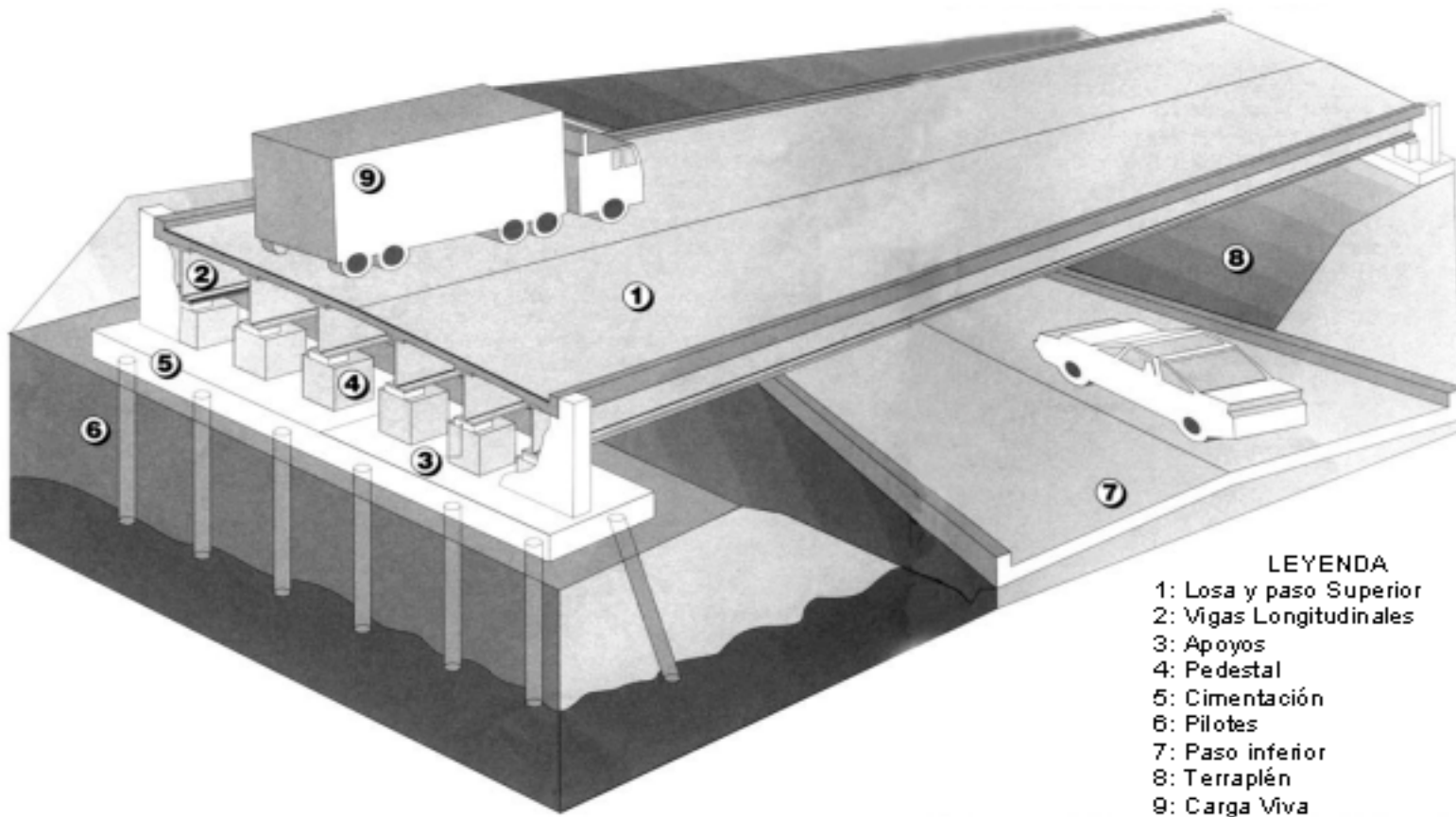


Figura 2.1 Puente típico MIXTO o losa sobre vigas (slab-on-stringer) en el sitio, y sus componentes representativos.

2.1.1.2 Tablero (deck).

El *tablero* es la extensión física del camino a través de la obstrucción a ser puenteada. En la Figura 2.2, el tablero es una losa de concreto reforzado. En un puente ortotrópico, el tablero es una placa de acero rigidizada. La función principal del tablero es distribuir cargas a lo largo de la sección del puente o *transversalmente*. El tablero descansa sobre o se integra con un armazón u otro sistema estructural diseñado para distribuir cargas a lo largo de la longitud del puente o *longitudinalmente*.

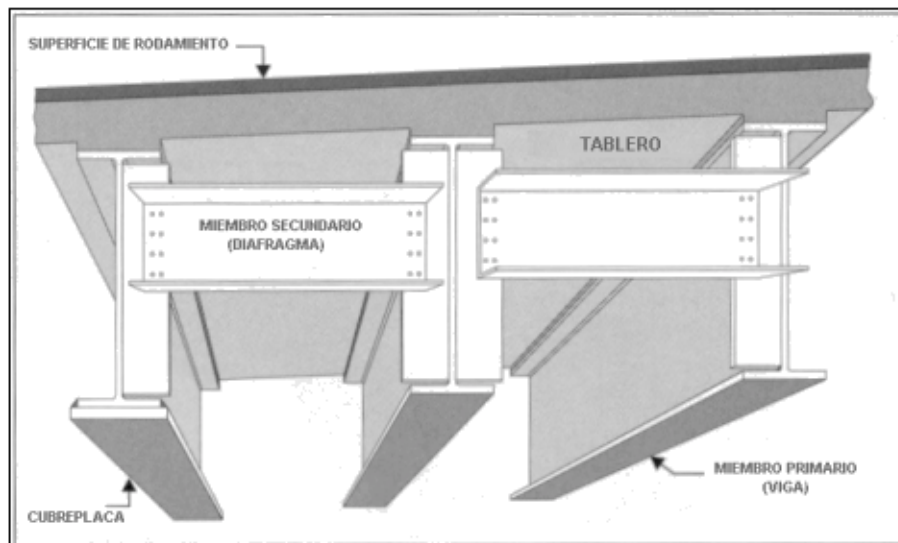


Figura 2.2 Componentes principales de la superestructura de un puente tipo MIXTO o losa sobre vigas.

2.1.1.3 Miembros Primarios.

Los *miembros primarios* distribuyen cargas longitudinalmente y son usualmente diseñados principalmente para resistir flexión. En la Figura 2.2, los miembros primarios consisten de vigas roladas de patín ancho. En algunos casos, los miembros primarios externos o de *fascia* poseen un gran peralte y pueden tener una cubreplaca soldada al patín inferior de ellos para llevar un parapeto adicional o carga de acera así como proveer de una estructura más agradable estéticamente. Los miembros primarios tipo viga tales como éste

también son llamados *vigas longitudinales (stringers)* o *vigas compuestas (girders)*. Estas vigas longitudinales podrían ser vigas compuestas de placas de acero (por ejemplo: placas de acero soldadas juntas para formar una sección I), de concreto reforzado, de concreto pre-esforzado, de madera laminada, o algún otro tipo de viga. A veces en lugar de tener la losa descansando directamente en el miembro primario, ésta se apoya en un filete de espesor pequeño (5 cm.) llamado *haunch* que se pone entre el tablero losa y el patín superior de la viga longitudinal. También es posible que la superestructura del puente esté formada por una sección en forma de caja (rectangular o trapezoidal). Puentes con viga en forma de cajón pueden ser construidos sin acero o de concreto pre-esforzado y se usan en situaciones donde se requieren longitudes de claro grandes.

Los miembros primarios pueden clasificarse en dos clases:

- Miembros Primarios de Acero
- Miembros Primarios de Concreto

2.1.1.3.1 Miembros Primarios de Acero

Los miembros primarios de acero pueden ser de una gran variedad de tipos, algunos de los cuales se describen a continuación:

- **La Viga Laminada.** La viga laminada o perfilada es un elemento de acero que se fabrica por un proceso de laminación en caliente. El tipo más común de viga laminada usado como un miembro primario en los puentes carreteros es la viga de patín ancho en forma de I (Figura 2.2).
- **La Viga Laminada con Cubreplacas.** Para economizar el material, las vigas laminadas son a veces provistas con una placa rectangular, o cubreplaca, en el patín inferior (Figura 2.2). La cubreplaca incrementa la habilidad de la viga para resistir la flexión sin tener que usar un tamaño más grande de viga laminada o trabe armada.

- **Trabe Armada con Placas.** Una trabe armada, como una viga perfilada, tiene una sección transversal de tipo I, pero en lugar de haber sido laminada en caliente, la viga se construye de placas de acero que se conectan juntas con soldaduras, pernos, o remaches. Para los puentes de carretera modernos, la soldadura de taller es el método más predominante. Con este tipo de viga se economiza material ya que el diseñador especifica adecuadamente las propiedades de la sección (es decir, ancho de patín y espesor, peralte del alma, etc.). Para reducir grandemente la cantidad de acero usada, el peralte de las trabes armadas pueden variarse, para acomodar regiones de momento y/o cortante bajo y alto. Las trabes armadas tienen una ventaja sobre las vigas perfiladas ya que pueden usarse en longitudes de claros más grandes.

2.1.1.3.2 Miembros Primarios de Concreto.

Existen varios tipos de miembros de concreto, de los cuales se describen a continuación, las vigas de concreto pre-esforzado, por ser el tipo más importante:

- **Vigas de Concreto Pre-esforzado.**

El concreto pre-esforzado utiliza una fuerza aplicada que aumenta la compresión interior en la viga de concreto reduciendo por eso o eliminando los esfuerzos debidos a la tensión en la viga cuando está cargada. Hay una variedad de métodos para aplicar la fuerza de pre-esfuerzo a un miembro de concreto. Para aplicar la fuerza de pre-esfuerzo, pueden ponerse “jacks” en cualquier extremo de la viga y hacerlos una parte permanente de la estructura. Tal configuración, sin embargo, estaría sumamente susceptible al movimiento en los apoyos que podrían llevar a una reducción en la fuerza de pre-esfuerzo. Una solución muy popular es utilizar cables de acero o tendones que son

embebidos dentro de la viga de concreto y anclados a los extremos del miembro.

Las vigas de concreto pre-esforzado de acuerdo con el método de pre-esfuerzo pueden ser de dos clases:

- Vigas pretensadas
- Vigas post-tensadas.

Vigas Pretensadas. En una viga pretensada, antes de la colocación de concreto, los tendones son tensados por la aplicación de una fuerza de tracción (normalmente con “jacks” hidráulicos). La magnitud de la fuerza de pre-esfuerzo varía, dependiendo de la viga misma y de las cargas aplicadas. Una vez el concreto ha endurecido alrededor de los tendones, ellos son liberados. Los tendones buscan restaurarse a su longitud original inmediatamente. Es esta respuesta la que introduce la fuerza compresiva que a su vez elimina la tensión a las fibras del fondo de la viga.

A veces las vigas pretensadas se fabrican en moldes, donde los tendones son anclados entre estribos grandes conocidos como camas de pretensado. Un método alternativo a este procedimiento es embeber las anclas dentro de la propia viga.

Una ventaja mayor del procedimiento de pretensado es que se presta bien a la producción de vigas en masa. Un método para mejorar la eficiencia de las vigas pretensadas es desviar en forma ascendente o descendente los tendones de pre-esfuerzo a lo largo de la longitud de la viga. Este proceso es conocido como “harping”.

Vigas Post-tensadas. En una viga post-tensada, los tendones de acero son tensados después de que el concreto ha tenido tiempo para endurecer. Los

tendones están incorporados en la viga de concreto en cualquiera de las siguientes dos formas:

- Adheridos
- No adheridos

Los tendones **adheridos** se colocan dentro de agujeros hechos en el miembro de concreto. Estos agujeros pueden formarse de conductos de metal o tubos de plástico. Después de que el concreto ha endurecido y la tensión de post-tensado es aplicada, el espacio entre el agujero y el tendón se llena con lechada de cemento para que el tendón/tubo se una al concreto circundante de la viga.

Los tendones **no adheridos** simplemente se engrasan y se envuelven en papel. Después de que la fuerza de post-tensado es aplicada, ellos se dejan como están, o sea no adheridos al concreto circundante de la viga. A veces se usa papel impermeable para proteger los tendones contra la corrosión. También puede proporcionarse un componente anticorrosivo a la grasa usada. Las dos de estas formas requieren la incorporación de un anclaje en los extremos del miembro post-tensado.

El proceso de pretensado tiene la ventaja de ajustarse bien a la producción en masa, pero el post-tensado es más ventajoso porque se puede post-tensar miembros prefabricados o colados en el lugar lo que le proporciona flexibilidad al diseñador. Las vigas pretensadas se producen típicamente en tamaños y geometrías normales, las vigas post-tensadas pueden personalizarse para encajar a las condiciones de sitio específicas.

Las vigas de concreto pre-esforzado pueden tener secciones transversales con diversas geometrías como se muestra en la Figura 2.3 y 2.4.

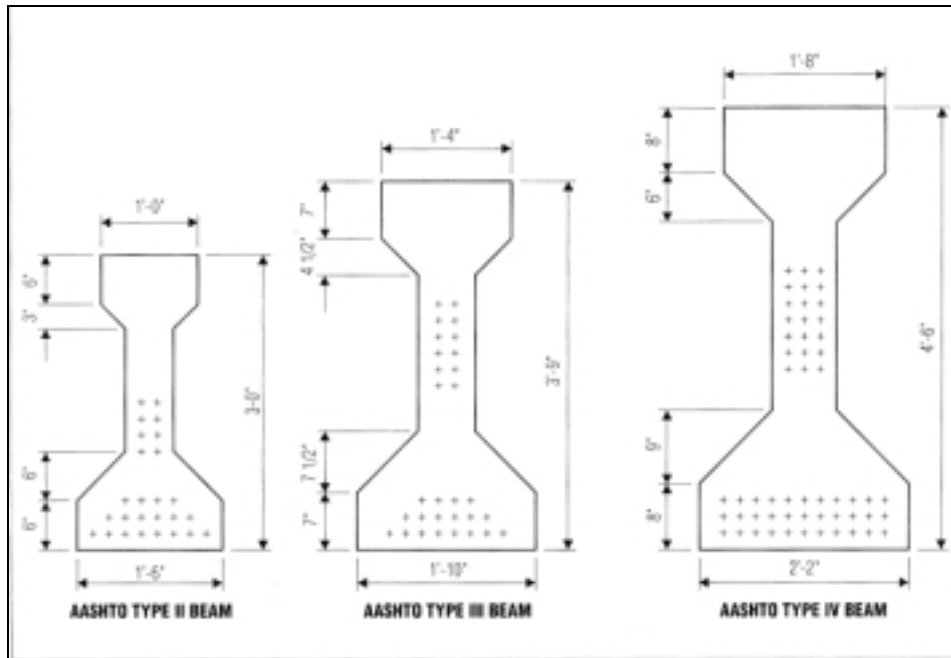


Figura 2.3 Tres diferentes tipos de vigas I de concreto pre-esforzado, especificadas por AASHTO. La ubicación y número de cables pre-tensados puede variar. (Tomada de Standard Plans for Highway Bridges, vol.I, Concrete Superstructures, FHWA, Ref 3.4.)

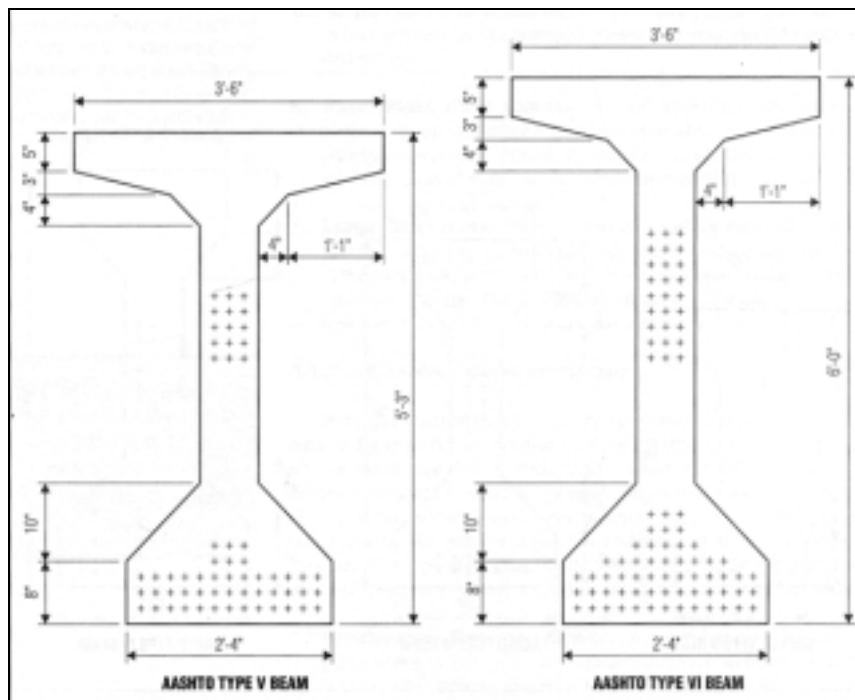


Figura 2.4 Dos vigas-T con bulbo de concreto pre-esforzado, especificadas por AASHTO. La ubicación y número de cables pre-tensados puede variar. (Tomada de Standard Plans for Highway Bridges, vol. I, Concrete Superstructures, FHWA, Ref 3.4.)

2.1.1.4 Miembros Secundarios.

Los *miembros secundarios* son arriostramientos entre los miembros primarios diseñados para resistir deformación de la sección transversal del armazón de la superestructura y ayudar a distribuir parte de la carga vertical entre las vigas longitudinales permitiendo a la superestructura trabajar junta como una unidad. Los miembros secundarios pueden ser de dos clases generales:

- Diafragmas
- Arriostramientos laterales

2.1.1.4.1 Los Diafragmas.

Un *diafragma* es un miembro secundario sujetado entre las vigas longitudinales, en el plano vertical, que actúa para rigidizar al miembro primario y ayuda a distribuir las cargas verticales. Para superestructuras de acero, cuyos miembros primarios son vigas roladas o travesaños armados con placas, pueden usarse diafragmas formados por vigas roladas. *Para miembros primarios de vigas roladas, el diafragma debe estar por lo menos a un tercio o a la mitad del peralte del miembro primario. Los diafragmas para las travesaños armados deben estar a un medio o a tres cuartos del peralte de la trabe.* Cuando el miembro primario en una superestructura de acero es muy peraltado [aproximadamente 48 pulg. (1.2 m)] y muy largo o cuando se usan vigas curvadas, se deben utilizar *diafragmas tipo marco transversal*. *Los marcos transversales se componen típicamente de ángulos de acero configurados en forma de (X) o uve (V).* La Figura 2.5 muestra un detalle típico de un miembro secundario tipo marco transversal, de una superestructura de travesaños armados de acero. En estructuras con vigas cajón de acero, este tipo de arriostramiento se usa dentro de la viga cajón para aumentar la rigidez del miembro. Los diafragmas de acero se conectan típicamente a las vigas longitudinales con una placa de conexión. La placa de conexión se emporna o se suelda al miembro primario y al

diafragma. En la Figura 2.2 una vista detallada de una superestructura de puente muestra *diafragmas* tipo canal usado entre las vigas longitudinales de sección perfilada. Los canales están empernados a *placas de acero de conexión* que se sueldan a su vez en las vigas longitudinales de ala ancha mostradas. Las estructuras con miembros primarios de concreto pre-esforzado utilizan diafragmas de concreto. Los diafragmas de concreto se fijan con barras a las vigas pre-esforzadas. Otra alternativa es colar en el lugar los diafragmas junto con las vigas y fijarlos juntos con reforzamiento para formar una unidad integrada.

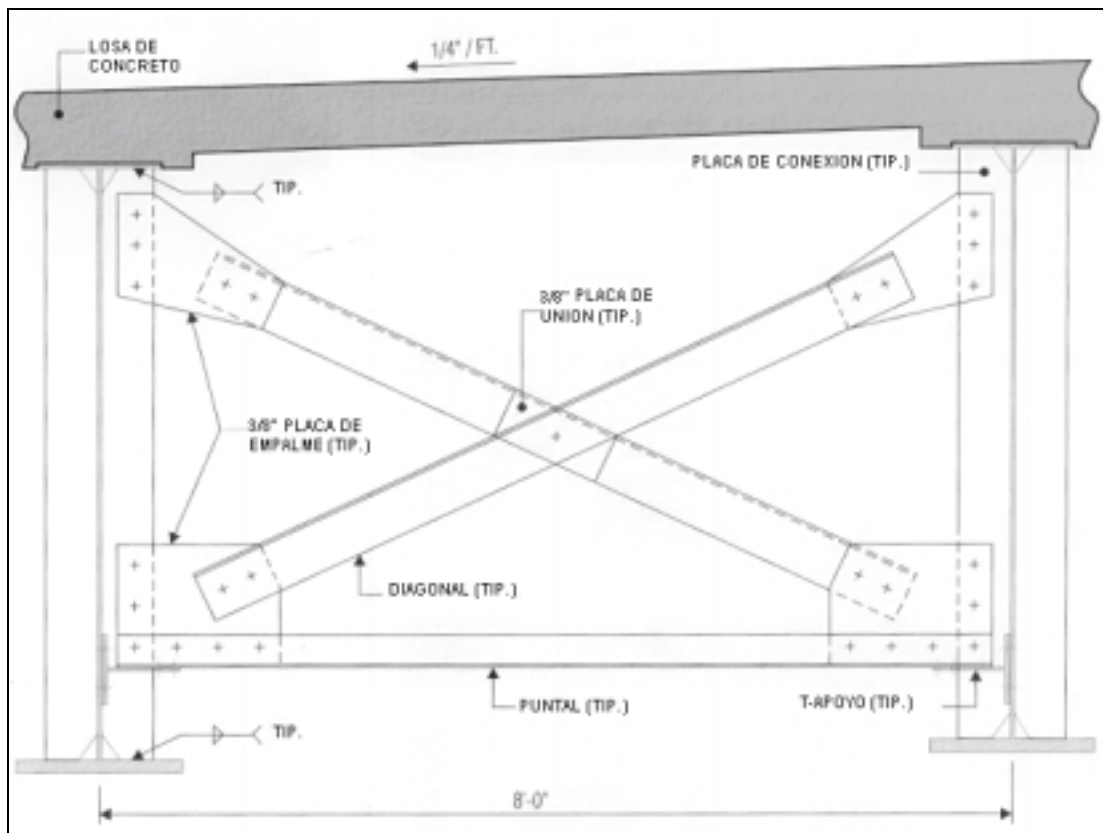


Figura. 2.5 Arriostamiento tipo marco–transversal para una superestructura de traveses armados. (Tomada de Standard Plans for Highway Bridges, vol.II, Structural Steel Superstructures, FHWA, Ref 3.9.)

2.1.1.4.2 Arriostramientos Laterales

El arriostramiento localizado en el patín superior o patín inferior de una trabe armada para prevenir la deformación lateral se llama *arriostramiento lateral*. Su configuración es similar a la de un marco transversal en forma de **X**, pero a lo largo de la longitud de la trabe armada (en el plano horizontal), no a lo largo de su peralte (vea Figura 2.6). El arriostramiento lateral no se requiere en patines de traveses unidas a un elemento rígido, tal como una losa de concreto o entre vigas cajón. En general, en claros menores de 125 pies (38.1 m) no se requieren arriostramientos laterales, siempre que ellos tengan un sistema de diafragmas o marcos transversales. Los arriostramientos laterales, sin embargo, también pueden agregar estabilidad a la superestructura durante la construcción y, para los claros grandes, pueden ser deseables desde este punto de vista. El arriostramiento lateral es un tipo de miembro secundario para resistir deformación lateral causada por cargas actuando perpendicularmente al eje longitudinal de un puente. Las fuerzas del viento son un ejemplo de este tipo de carga. En puentes de acero curvados horizontalmente, como el mostrado en la Figura 2.6, el arriostramiento lateral refuerza la capacidad de la superestructura para resistir torsión (por ejemplo: torciendo sobre el eje longitudinal del puente).



Figura. 2.6 Arriostramiento lateral sobre un puente de vigas compuestas de acero, curvado horizontalmente.

El espaciamiento longitudinal de los miembros secundarios varía, dependiendo del tipo de miembro primario y la longitud del claro. Los valores de espaciamiento longitudinal, es decir, a lo largo de la longitud del miembro primario, (de soporte a soporte), para varios tipos de diafragmas de acero y concreto se muestran en la Tabla 2.1. Los tipos de diafragma varían, dependiendo del material del claro (acero o concreto) y el tipo de miembro primario. Para más información el lector debe consultar la Especificación AASHTO referenciada en la tabla.

TABLA 2.1 Espaciamiento longitudinal de varios tipos de diafragmas.

Tipo de Claro	Geometría del Claro	Espaciamiento	Especificación
Vigas Roladas y Traves Armas de Acero	Todos los Claros	En cada soporte y puntos intermedios espaciados a no más de 25 ft. (7.6 m)	AASHTO 10.20.1
Vigas T de Concreto Pre-Esforzado	Claros > 40 ft (12.2 m)	En los extremos del claro y en puntos de máximo momento	AASHTO 9.10.2

2.1.2 La Subestructura.

La *subestructura* consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y la carretera del paso elevado. En la Figura 2.1 ésta sería de los elementos 3 al 6. Los componentes básicos de la subestructura consisten de los siguientes:

- Aparatos de Apoyo
- Estribos
- Pilas
- Fundaciones.

2.1.2.1 Aparatos de Apoyo.

Los aparatos de apoyo son dispositivos estructurales posicionados entre la superestructura y la subestructura del puente. Sus funciones principales son las siguientes:

- Transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura.
- Acomodar los movimientos relativos entre la superestructura y la subestructura.

Las fuerzas aplicadas a los apoyos de un puente incluyen principalmente el peso de la superestructura, las cargas de tráfico, cargas de viento, y cargas de terremoto.

Los movimientos en los apoyos incluyen traslaciones y rotaciones. Las contracciones y los efectos de temperatura son las causas más comunes de los movimientos de traslación que pueden ocurrir en la dirección transversal y longitudinal. Las causas comunes de las rotaciones son: las cargas de tráfico, las tolerancias de la construcción, y los asentamientos desiguales de la fundación.

Normalmente un apoyo se conecta a la superestructura a través del uso de una placa de asiento de acero y descansa en la subestructura a través de una placa de mampostería. La placa de asiento distribuye a los apoyos las reacciones concentradas de la superestructura. La placa de mampostería distribuye las reacciones a la subestructura. Las conexiones entre la placa de asiento y la superestructura, para las vigas de acero, están hechas empernadas o soldadas. Para las vigas de concreto, la placa de asiento es embebida en el concreto con “studs” tipo ancla. La placa de mampostería se conecta típicamente a la subestructura con pernos de anclaje.

2.1.2.1.1 Tipos de Apoyos.

Los apoyos pueden ser clasificados como:

- Apoyos fijos
- Apoyos móviles.

Los **apoyos fijos** permiten las rotaciones pero restringen los movimientos de traslación. Los **apoyos móviles** permiten movimientos tanto de rotación y de traslación. Hay numerosos tipos de apoyos disponibles. Los siguientes son actualmente los tipos principales de apoyos en uso.

➤ **Apoyos Deslizantes**

Un apoyo deslizante (Figura 2.7) utiliza 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 que se aplica a la superestructura, la subestructura, y al propio apoyo. Para reducir esta fuerza de fricción, se usa a menudo PTFE (polytetrafluoroethylene) como un material lubricante del deslizamiento. EL PTFE a veces es llamado *Teflón*, que es una marca ampliamente usada de PTFE, o TFE como aparece en la Especificaciones AASHTO y otras normas de diseño. Durante su aplicación una placa de acero es cubierta con capas de PTFE contra otra placa que normalmente es de acero inoxidable.

Los apoyos deslizantes pueden usarse solos o a veces como un componente de otros tipos de apoyos. Pueden usarse apoyos deslizantes solos, cuando las rotaciones causadas por la deflexión de los apoyos son despreciables (AASHTO 10.29.1.1). Ellos se limitan por consiguiente a una longitud de claro de 15 m ó menos según AASHTO. Un sistema de guía puede adicionarse a un apoyo deslizante para controlar la dirección del movimiento. También pueden fijarse o sujetarse pasando pernos de anclaje a través de las placas.

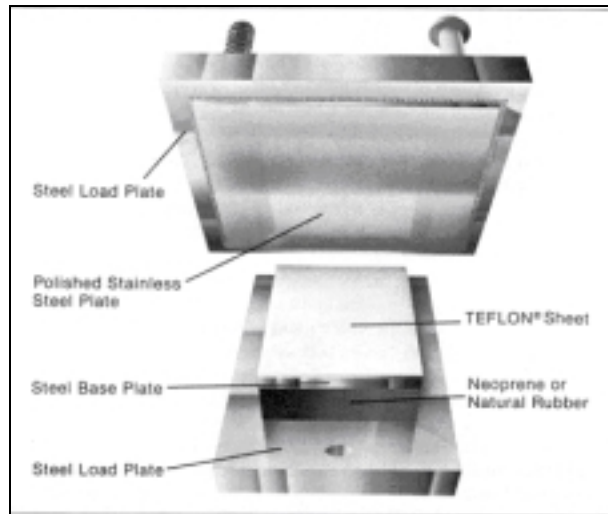


Figura 2.7 Componentes de un apoyo deslizante típico.
*(Ilustración cortesía de D. S. Brown Company,
 North Baltimore, Ohio.)*

➤ **Apoyo Balancín o de Oscilación y Apoyo de Pasador**

Un **apoyo balancín** es un tipo de apoyo móvil que existe en una gran variedad. Consiste típicamente de un pasador en la parte superior que facilita las rotaciones, y de una superficie curvada en el fondo que acomoda los movimientos de traslación (Figura 2.8). El pasador sólido es colocado en el hueco formado por dos superficies semicirculares, una superior y otra inferior. Normalmente, se colocan gorras a ambos extremos del pasador para impedir que se deslice hacia afuera de su asiento y para resistir cargas de levantamiento si es necesario. La placa superior se conecta a la placa de asiento mediante pernos o soldadura. La placa inferior curvada se sienta en la placa de mampostería. Para impedir que el apoyo se mueva, se usan llaves que mantienen el balancín en su lugar. Una llave puede ser un perno de ancla que atraviesa un agujero ranurado en la placa inferior del balancín.

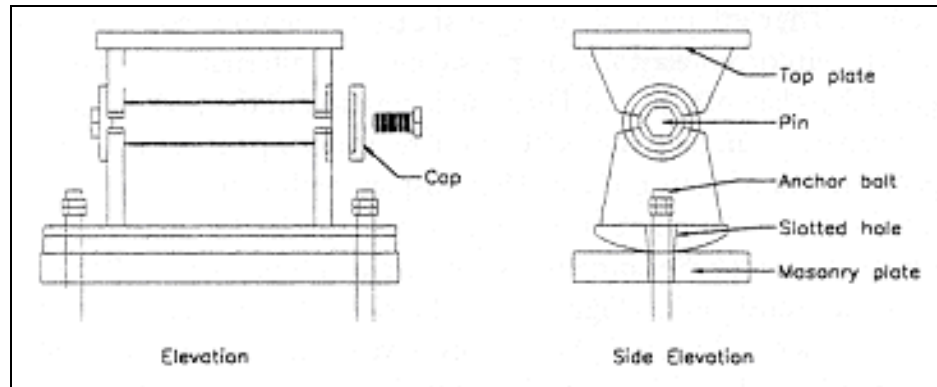


Figura 2.8 Apoyo tipo Balancín

Un **apoyo de pasador** es un tipo de apoyo fijo que acomoda las rotaciones a través del uso de un pasador de acero. La configuración típica del apoyo es obviamente igual que la del apoyo balancín, excepto que la placa curvada inferior del balancín ahora es plana y se ancla directamente al concreto (Figura 2.9).

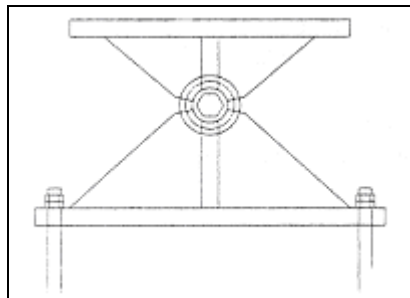


Figura 2.9 Apoyo con Pasador

Se usan apoyos balancín y de pasador principalmente en los puentes de acero. Ellos sólo son convenientes para aplicaciones dónde la dirección del desplazamiento está bien definida ya que ellos pueden acomodar solamente traslaciones y/o rotaciones en una dirección. Ellos pueden diseñarse para apoyar cargas relativamente grandes. Los límites prácticos de la carga y el desplazamiento son aproximadamente 1800 KN y 100 mm, respectivamente, y rotaciones de varios grados son alcanzables.

Normalmente, el momento y las fuerzas laterales inducidas por el movimiento de estos apoyos son muy pequeños y despreciables. Sin embargo, los apoyos de metal son susceptibles a la corrosión y deterioración. Una junta corroída puede inducir fuerzas mucho más grandes. Por consiguiente, requieren regularmente de inspección y mantenimiento.

➤ **Apoyos de Rodillo**

Los apoyos de rodillo están 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 acomodaría sólo traslaciones longitudinales. En el último caso, las rotaciones se proporcionan combinando los rodillos con un apoyo de pasador (Figura 2.10).

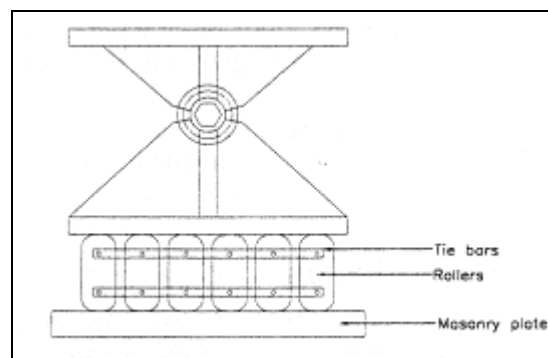


Figura 2.10 Apoyo de Rodillos

Se han usado apoyos de rodillo tanto en puentes de acero como de concreto. Los apoyos de rodillo simples son relativamente baratos para fabricarse, pero ellos tienen una capacidad de carga vertical muy limitada. Los apoyos de rodillo múltiples, por otro lado, pueden apoyar cargas verticales muy grandes, pero ellos son mucho más caros.

Así como los apoyos tipo balancín y de pasador, los apoyos de rodillo también son susceptibles a la corrosión y deterioración. La inspección y mantenimiento regular son esenciales.

➤ Apoyos Elastoméricos

Un apoyo elastomérico es hecho de “elastómero” (caucho natural o sintético). Acomodan tanto movimientos de translación como de rotación a través de la deformación del “elastómero”.

El elastómero es flexible en cortante pero muy rígido contra cambios volumétricos. Bajo cargas de compresión, el elastómero se expande lateralmente. Para sostener cargas grandes sin deflexión excesiva, se usa reforzamiento para restringir la deformación lateral del elastómero. Esto conduce al desarrollo de varios tipos de almohadillas de apoyos elastoméricos, por ejemplo: almohadillas elastoméricas planas reforzadas de fibra de vidrio, de loneta de algodón, y de acero. La Figura 2.11 muestra una almohadilla elastomérica reforzada de acero.

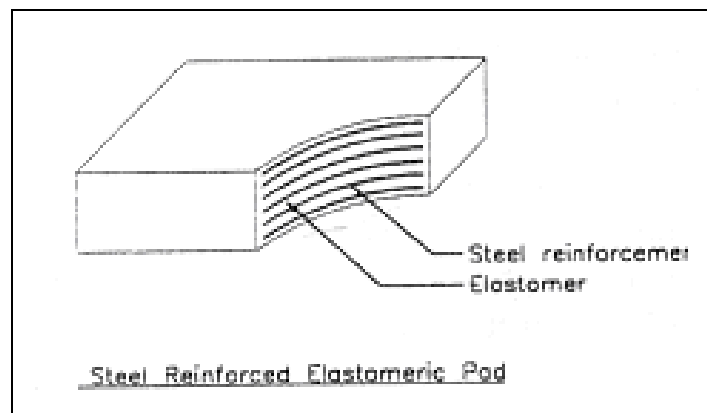


Figura 2.11 Apoyo Elastomérico: Almohadilla elastomérica reforzada de acero.

Las almohadillas elastoméricas simples son las más débiles y las más flexibles porque ellas están restringidas a deformarse exclusivamente por fuerzas de fricción. Ellas se usan típicamente para puentes de claro corto a mediano donde los esfuerzos de apoyo son bajos. Las almohadillas elastoméricas reforzadas de fibra de vidrio consisten en capas alternadas de

elastómero y refuerzo de fibra de vidrio. La fibra de vidrio impide la deformación lateral de las almohadillas bajo cargas de compresión de manera que una mayor capacidad de carga pueda lograrse. Las almohadillas reforzadas de algodón son almohadillas elastoméricas reforzadas con capas estrechamente espaciadas de loneta de algodón. Ellas desarrollan una alta rigidez y resistencia a la compresión pero tienen capacidades de rotación muy limitadas. Las capas delgadas también producen una alta rigidez por cortante lo que produce grandes fuerzas en el puente; por lo que a veces ellas se combinan con una capa de teflón (PTFE) deslizante sobre la almohadilla superior para acomodar las traslaciones (Figura 2.12). Las almohadillas elastoméricas reforzadas de acero son construidas de elastómero vulcanizando para adelgazar las placas de acero. Ellas tienen la más alta capacidad de carga entre los diferentes tipos de almohadillas elastoméricas que sólo puede limitarse por la habilidad del fabricante para vulcanizar uniformemente un volumen grande de elastómero.

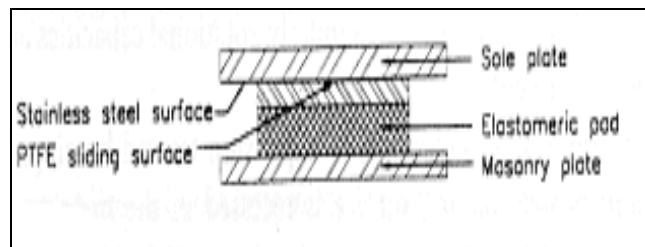


Figura 2.12 Apoyo Elastomérico: Almohadilla elastomérica con teflón (PTFE) deslizante.

Todas las almohadillas mencionadas excepto las almohadillas reforzadas de acero pueden producirse en una lámina grande, luego cortarse de acuerdo a las dimensiones de cualquier aplicación particular. Las almohadillas reforzadas de acero, sin embargo, tienen que ser hechas exclusivamente para cada aplicación debido a que requieren de una cubierta de borde para proteger el

acero de la corrosión. Las almohadillas reforzadas de acero son las más caras, mientras que el costo de las almohadillas elastoméricas simples es el más bajo.

Los apoyos elastoméricos generalmente son considerados como el tipo preferido de apoyos porque ellos son de bajo costo y casi no necesitan mantenimiento.

➤ **Apoyos Curvados o Esféricos**

Un apoyo curvado consiste en dos placas curvadas que coinciden donde una se desliza contra la otra para acomodar las rotaciones. La superficie curvada puede ser cilíndrica para permitir la rotación sólo respecto a un eje o esférica para permitir que el apoyo gire respecto a cualquier eje.

En un apoyo curvado puro los movimientos laterales están restringidos y una limitada resistencia lateral puede desarrollarse a través de la combinación de la geometría curvada y las cargas de gravedad. Para acomodar los movimientos laterales, una capa de teflón (PTFE) deslizante debe fijarse a los apoyos. Las placas de guía (keeper plates) se usan a menudo para mantener el movimiento de la superestructura en una sola dirección. Los apoyos curvados pueden diseñarse para cargas y capacidades de rotación grandes. La capacidad vertical está limitada por su tamaño. Similarmente, las capacidades de rotación sólo están limitadas por el claro entre los componentes.

La Figura 2.13 muestra un típico apoyo curvado móvil. La placa de acero convexa inferior que tiene una superficie de acero inoxidable descansa en una placa de mampostería. La placa cóncava superior con una superficie de teflón se sienta sobre la placa convexa inferior para las rotaciones. Entre la placa de asiento cóncava superior hay una superficie plana deslizante de teflón que acomoda los movimientos laterales.

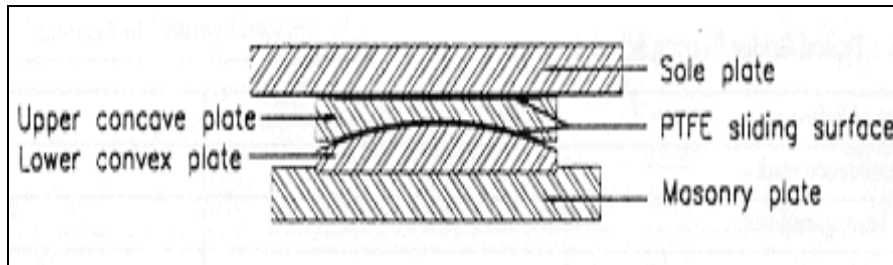


Figura 2.13 Apoyo Curvado o Esférico.

➤ **Apoyos de Anillo.**

Un apoyo de anillo comprende un disco elastomérico plano que se confina en un anillo de acero poco profundo, (Figura 2.14). Las cargas verticales se transmiten a través de un pistón de acero que encaja estrechamente en el anillo de acero. Se usan anillos de sello para contener el elastómero dentro del anillo. El elastómero se comporta como un fluido viscoso dentro del anillo a medida que el apoyo gira. Debido al confinamiento de la almohadilla elastomérica, una carga mucho mayor puede soportarse que a través de las almohadillas elastoméricas convencionales.

Para los apoyos de anillo puros los movimientos de translación son restringidos, y las cargas laterales se transmiten a través del pistón de acero que se mueve contra las paredes del anillo. Para acomodar el movimiento de translación debe usarse una superficie deslizante de teflón. Las placas o barras de guía se usan a menudo para mantener el movimiento de la superestructura en una dirección.

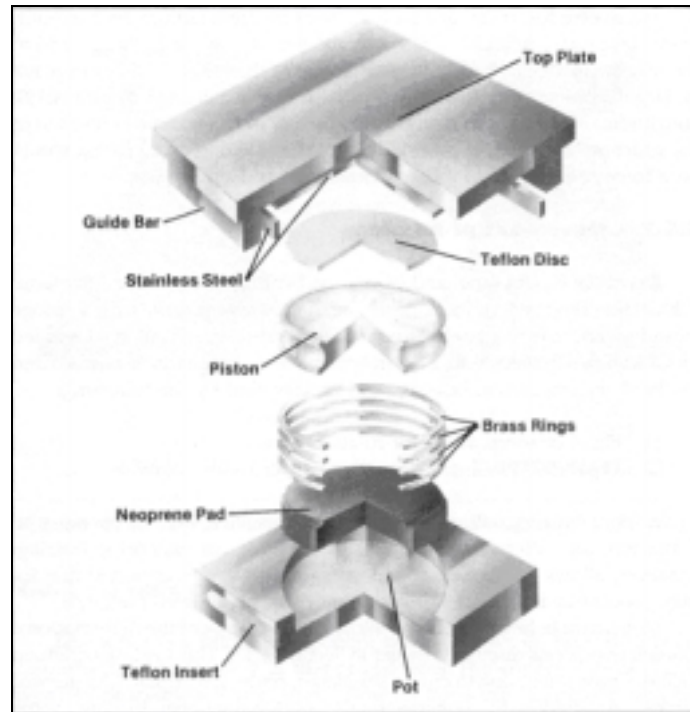


Figura 2.14 Componentes de un típico apoyo de anillo.
 (Illustration courtesy of D. S. Brown Company, North Baltimore, Ohio.)

➤ Apoyos de disco

Un apoyo de disco, como se ilustra en la Figura 2.15, utiliza un disco elastomérico duro (polyether urethane) para soportar las cargas verticales y una llave de metal en el centro del apoyo para resistir cargas horizontales. Los movimientos rotacionales se acomodan a través de la deformación del elastómero. Para acomodar los movimientos de traslación se requiere un deslizante de teflón. En este tipo de apoyos, el disco de “polyether urethane” debe ser bastante duro para resistir la carga vertical sin deformación excesiva y aún bastante flexible para acomodar fácilmente las rotaciones.

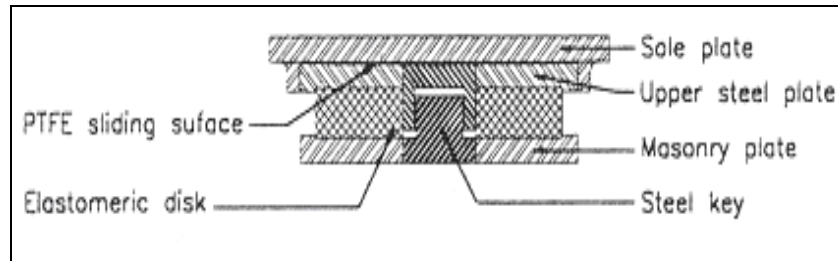


Figura 2.15 Apoyo de disco.

2.1.2.2 Estribos y Muros de Retención.

Como componente de un puente, el estribo proporciona el apoyo vertical a la superestructura en los extremos del puente, conecta el puente con las carreteras de acceso, retiene (como muro de retención) el suelo que está debajo y adyacente a las carreteras de acceso y soporta parte de la carretera de acceso o losa de acceso. En la Figura 2.1 los estribos son muros de retención tipo voladizo.

Entre los componentes de un estribo tenemos:

- El asiento del puente
- El muro “backwall o stem”
- El muro alero o de ala (wingwall)

El **asiento del puente**, es el componente sobre el cual descansa la superestructura. El **muro “backwall o stem”**, es el componente primario del estribo que actúa como una estructura de retención en cada acceso. La Figura 2.16 muestra un muro backwall integrado con un muro de ala en un estribo de concreto.

El **muro alero o de ala (wingwall)** (Figura 2.16), que es un muro lateral al backwall diseñado para ayudar en el confinamiento de la tierra detrás del estribo. En muchas estructuras, los muros de ala se diseñan muy conservadoramente, lo que lleva a un muro bastante grande. Un muro de ala puede colarse monolíticamente con el backwall del estribo para formar una estructura integrada. Un método alternativo, preferido por muchos ingenieros,

es poner una junta entre el backwall y el muro de ala, creando así el efecto de que el muro de ala actúa como un muro de retención en voladizo por sí mismo. Un muro de ala colado monolíticamente es difícil para analizar, y el diseño del acero reforzado que conecta el muro de ala con el muro backwall es relativamente empírico. Debido a esto, muchos muros de ala se han agrietados en esta conexión. La presencia de una junta en la interfase entre los dos muros provee de un movimiento que a menudo es el resultado de los cambios de temperatura extremos.

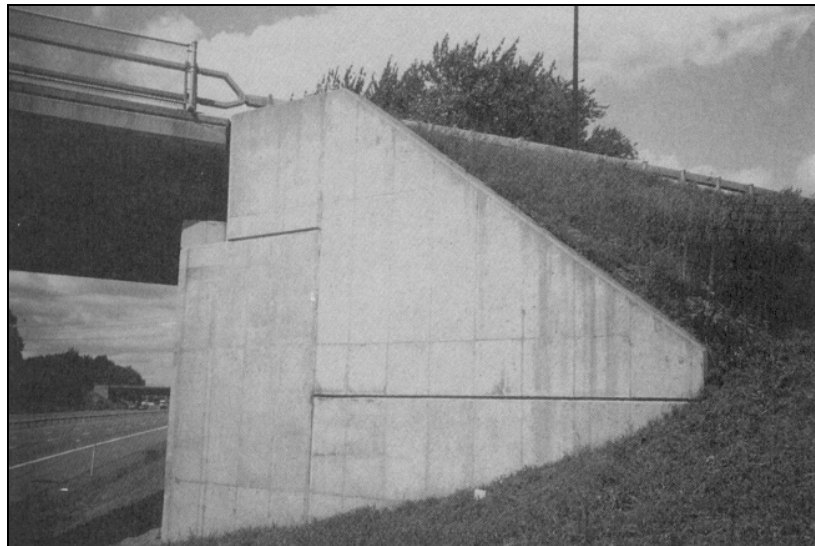


Figura 2.16 Muro de ala (wingwall) de un estribo

2.1.2.2.1 Tipos de Estribos

Desde la perspectiva de la relación que existe entre el estribo del puente y la carretera o flujo de agua que el puente cruza, los estribos pueden ser divididos en dos categorías:

- Estribo de Extremo Abierto
- Estribo de Extremo Cerrado

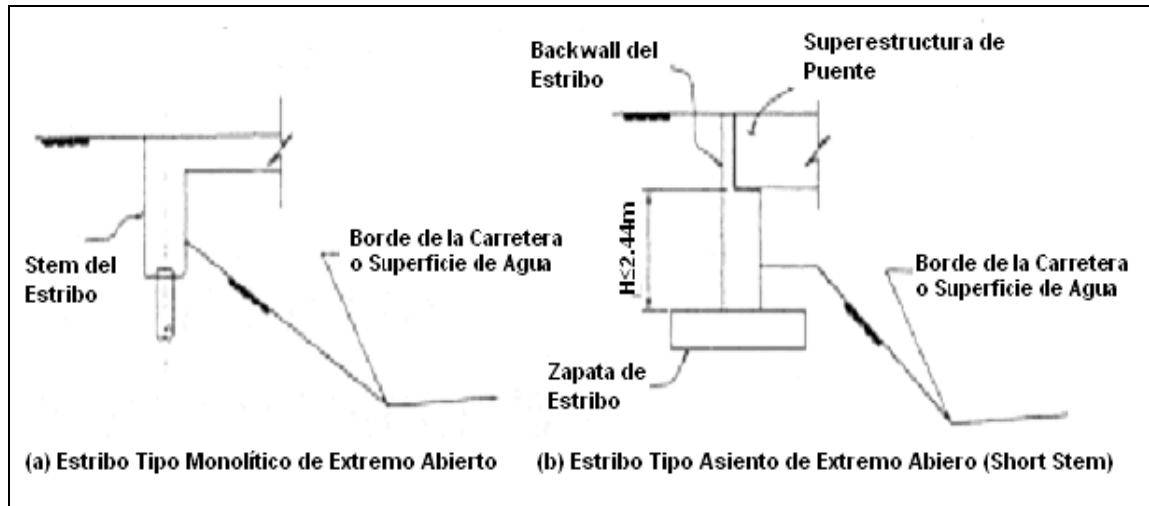


Figura 2.17 Estribos de extremo abierto típicos

➤ **Estribos de Extremo Abierto.**

Para el estribo de extremo abierto (Figura 2.17), hay pendientes entre la cara del estribo y el borde de la carretera o canal de agua que el puente cruza. Esas pendientes mantienen un área abierta ancha al tráfico que fluye o a los flujos de agua debajo del puente. Este tipo de estribo impone un impacto menor sobre el ambiente y los flujos de tráfico debajo del puente, contrariamente al tipo de estribo de extremo cerrado. También, el ajustamiento de las proporciones de las pendientes es más fácil para el ensanchamiento futuro de la carretera o canal de flujo de agua debajo del puente. Sin embargo, la existencia de pendientes normalmente requiere claros de puente más largos y algún terraplén extra. Esto puede producir un aumento en el costo de construcción de puente.

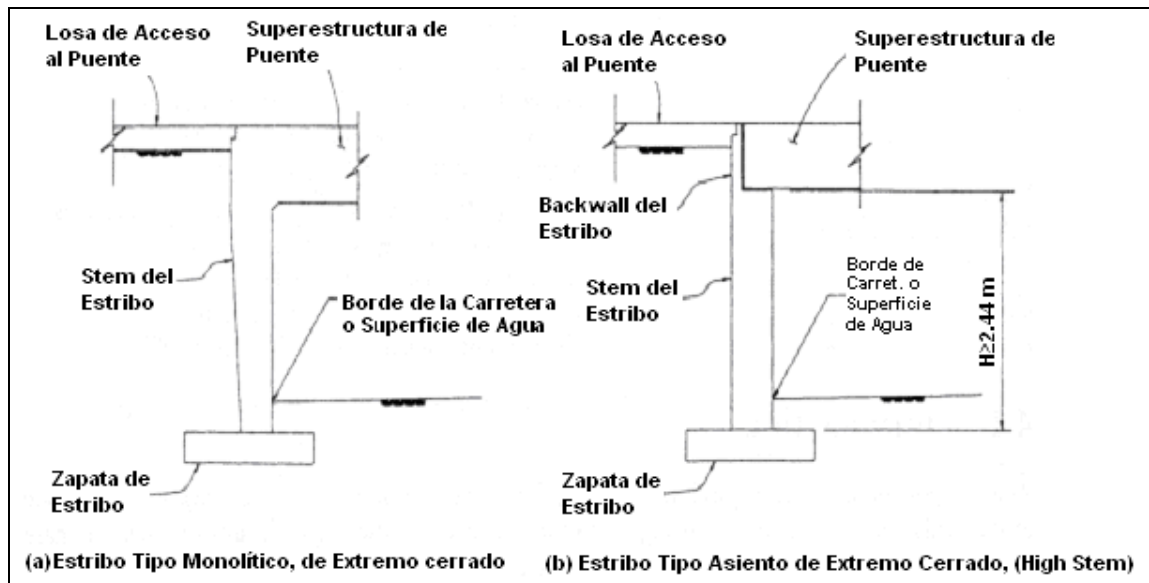


Figura 2.18 Estribos de extremo cerrado típicos

➤ **Estribo de Extremo Cerrado.**

Se construye normalmente cerca del borde de las carreteras o canales de agua (Figura 2.18). Debido a los requisitos de claros libres verticales y a las restricciones de derecho de vía de la construcción, no se permite construir pendientes entre la cara del estribo y el borde de carreteras o canales de agua, y las paredes del estribo deben construirse altas. Como no existe espacio entre el estribo y el borde de tráfico o flujo de agua, es muy difícil hacer un ensanchamiento futuro a las carreteras y a al flujo de agua debajo del puente. La gran altura de las paredes del estribo y un volumen de relleno más grande a menudo resultan en un costo elevado de construcción del estribo y en un mayor asentamiento de las losas de acceso en comparación con el estribo de extremo abierto.

Generalmente, los estribos de extremo abierto son más baratos, adaptables, y atractivos que los estribos de extremo cerrados. Sin embargo, se han construido muchos puentes con estribos de extremo cerrado en áreas urbanas y para sistemas de transporte ferroviarios debido a la restricción de

derecho de vía y a la magnitud de la carga viva para los trenes que usualmente resulta en claros de puente más cortos.

En base a las conexiones entre el estribo y la superestructura del puente, los estribos también pueden agruparse en dos categorías:

- El Monolítico
- El Estribo Tipo Asiento

➤ **Estribo Monolítico.**

Se construye monolíticamente con la superestructura del puente (Figura 2.17a y 2.18a). No se permite ningún desplazamiento relativo entre la superestructura y el estribo. Todas las fuerzas de la superestructura en los extremos del puente se transfieren al estribo, luego al suelo de relleno y a las zapatas del estribo. Las ventajas de este tipo de estribo son su bajo costo inicial de construcción y su inmediato acoplamiento al suelo de relleno que absorbe la energía cuando el puente está sujeto a movimientos transitorios. Sin embargo, la presión de suelo pasiva inducida por el suelo de relleno podría producir un difícil diseño del estribo, y costos de mantenimiento altos podrían esperarse. En la práctica, este tipo de estribo es principalmente construido para puentes cortos.

➤ **Estribo Tipo Asiento.**

Se construye separadamente de la superestructura del puente (Figura 2.17b y 2.18b). La superestructura del puente se sienta en el estribo a través de almohadillas de apoyo, apoyos de roca, u otros dispositivos. Este tipo de estribo le permite al diseñador de puentes controlar las fuerzas de la superestructura que serán transferidas al estribo y al suelo de relleno. Los desplazamientos del puente pueden controlarse mediante el ajuste de los dispositivos de apoyo entre la superestructura y el estribo. Este tipo de estribo puede ser de “*stem*” corto o puede ser de “*stem*” alto, como se muestra en la Figura 2.17b y Figura 2.18b.

Para un estribo de “*stem*” corto, la rigidez del estribo normalmente es mucho más grande que la de los dispositivos de conexión entre la superestructura y el estribo. Por consiguiente, esos dispositivos pueden tratarse como las condiciones de apoyo o de borde para el análisis estructural del puente. Comparativamente, los estribos de “*stem*” alto pueden estar sujetos a desplazamientos significantes bajo fuerzas relativamente menores. La rigidez de los estribos de “*stem*” alto y la respuesta del suelo circundante pueden ser consideradas en el análisis estructural del puente. La disponibilidad de dispositivos de conexión que permiten desplazamientos, contracción de la superestructura, y reducción de concreto hace este tipo de estribos ampliamente seleccionados para las construcciones de puente largos, sobre todo para puentes de concreto pre-esforzado y puentes de acero. Sin embargo, la práctica del diseño de puentes muestra que dispositivos de conexión relativamente débiles entre la superestructura y el estribo normalmente exigen diseñar de manera especial las columnas adyacentes. Aunque el estribo tipo asiento tiene un costo inicial de construcción relativamente superior al del estribo monolítico, sus gastos de mantenimiento son relativamente bajos.

2.1.2.2.2 Selección del Tipo de Estribo.

Para la selección de un tipo de estribo se necesita considerar toda la información disponible y los requisitos de diseño del puente. Esto puede incluir la geometría del puente, requerimientos de la carretera y de los bordes de los flujos de agua, restricciones geotécnicas y de derechos de vía, requisitos estéticos, consideraciones económicas, etc. El conocimiento de las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de estribos beneficiará grandemente al diseñador del puente, durante la selección del tipo correcto de estribo para la estructura del puente, desde la fase inicial del diseño del puente.

2.1.2.2.3 Estructuras de Retención.

Las estructuras de retención, o, más específicamente, las estructuras de retención de tierra, usualmente se requieren en un proyecto de diseño de un puente y son diseñadas principalmente para resistir presiones laterales de tierra. Es práctica común que el propio estribo del puente se use como una estructura de retención.

2.1.2.2.3.1 Tipos de Estructuras de Retención

Entre los tipos de estructuras de retención frecuentemente muy utilizados tenemos: *el muro en voladizo, el muro de anclas (wall tieback), el muro soil nail y los muros rellenos de tierra mecánicamente estabilizados (MSE).*

➤ Muro de retención en voladizo.

Es una estructura usada para resistir la presión activa del suelo en lugares con terraplenes. Normalmente, la estructura del muro de retención de tierra en voladizo no excede los 10 m de altura. La sección de un muro de retención en voladizo típico se muestra en la Figura 2.19b.

➤ Muro de anclas (wall tieback).

Este muro puede usarse para la retención de tierra en lugares con cortes de terreno. Utiliza cables de alta resistencia que son extendidos hasta la zona estable y actúan como anclas para los elementos de la cara del muro. El muro de anclas puede diseñarse para tener una deflexión lateral mínima. La Figura 2.19d muestra la sección de un muro de anclas.

➤ Muros de Tierra Mecánicamente Estabilizada (MSE).

Son un tipo de estructuras de retención de "tierra-reforzada". La desviación lateral del suelo de relleno se restringe colocando múltiples capas de fibra de alta resistencia dentro de la sección de relleno. No hay límite de altura para un muro de tierra mecánicamente estabilizada pero la desviación lateral

arriba del muro debe ser considerada. La Figura 2.19e y 2.20 muestran un ejemplo de una muro de tierra mecánicamente estabilizada.

➤ **Muro “soil nail”.**

Este tipo de muro se ve como un muro de anclas pero trabaja como un muro de tierra mecánicamente estabilizada. En este tipo de muro se usan una serie puntas dentro del cuerpo de tierra que se resisten al movimiento lateral de las secciones cortadas del cuerpo de tierra. Normalmente, las puntas de suelo se construyen inyectando lechada de cemento en agujeros perforados. Dichas puntas se ligan al suelo y actúan como un muro de tierra por gravedad. En la Figura 2.19f se muestra un modelo típico de un muro “soil nail”.

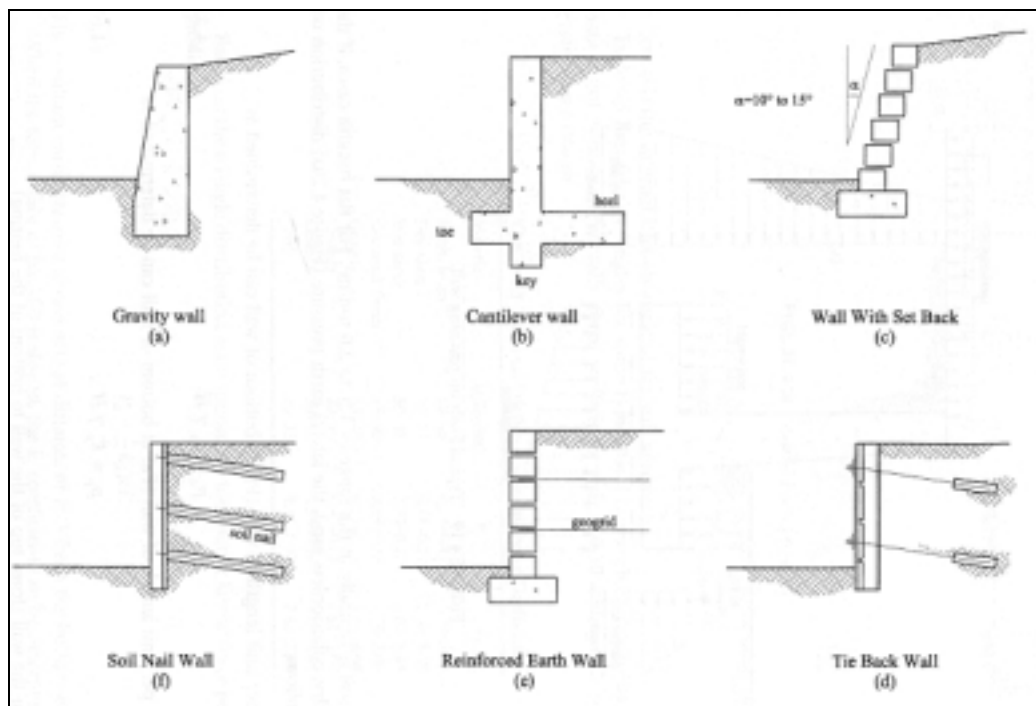


Figura 2.19. Tipos de Muros de Retención

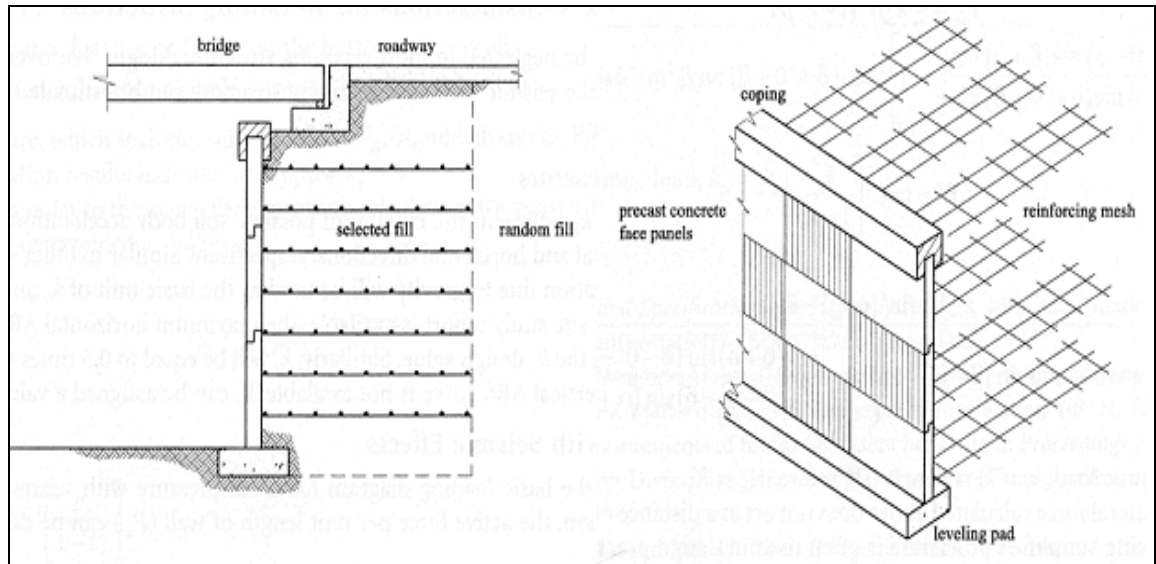


Figura 2.20. Tierra Mecánicamente Estabilizada (MSE)

2.1.2.3 Pilas y Columnas.

Las *pilas* proporcionan los apoyos verticales para los claros en puntos intermedios y realizan dos funciones principales: *transferir las cargas verticales de la superestructura a las fundaciones y resistir las fuerzas horizontales que actúan sobre el puente*. Aunque las pilas se diseñan tradicionalmente para resistir las cargas verticales, se está haciendo más común diseñar las pilas para resistir altas cargas laterales causadas por los eventos sísmicos. Incluso en algunas áreas sísmicas bajas, diseñadores están prestando más atención al aspecto de ductilidad de diseño. Se construyen las pilas usando predominantemente el concreto reforzado. El acero, también se usa, pero a un grado menor. Las columnas (compuestas) con tubos de acero llenos de concreto han ganado más atención recientemente. Desde un punto de vista estético, las pilas son uno de los componentes más visibles de un puente carretero y pueden representar la diferencia entre una estructura visualmente agradable y una poco atractiva.

2.1.2.3.1 Tipos estructurales de pilas

El término *pilas* es normalmente usado como un término general para cualquier tipo de subestructura localizada entre los claros horizontales y fundaciones. Sin embargo, de vez en cuando, se aplica también particularmente a una pared sólida para distinguirla de columnas o marcos. Desde un punto de vista estructural, una columna es un miembro que se resiste a la fuerza lateral principalmente por la acción de la flexión mientras que una pila es un miembro que se resiste a la fuerza lateral principalmente por un mecanismo de cortante. Una pila que consiste de múltiples columnas se llama a menudo marco rígido (*bent*).

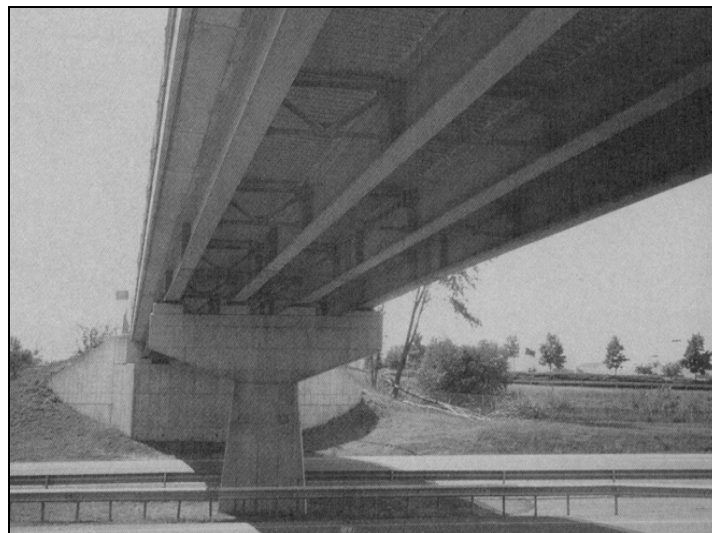


Figura 2.21 Una pila Cabeza de Martillo soportando una superestructura de losa sobre vigas longitudinales.

Hay varias maneras de definir los tipos de pilas, estas son:

- *Por su conectividad estructural a la superestructura: monolítica o en voladizo.*
- *Por su forma particular: sólida o hueca; redonda, octagonal, hexagonal, o rectangular.*
- *Por su configuración de marco: columna simple, cabeza de martillo (Figura 2.21), marco de múltiples columnas (Figura 2.22); y pila tipo pared.*



Figura 2.22 Una pila de Cabeza de Martillo de dos columnas.

2.1.2.3.1.1 Criterios de Selección de Pilas

La selección del tipo de pilas para un puente debe estar basada en los requisitos funcionales, estructurales, y geométricos. La estética también es un factor muy importante para la selección desde que los puentes carreteros modernos son parte del paisaje de una ciudad. La Figura 2.23 muestra una colección de secciones transversales típicas para las pilas de puentes o viaductos sobre tierra y la Figura 2.24 muestra secciones transversales típicas para las pilas en cruces de río y cruces de canales. A menudo, los tipos de pila son asignados por agencias gubernamentales o los propietarios.

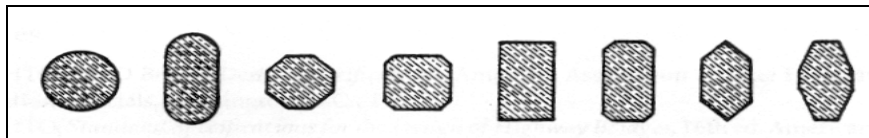


Figura 2.23 Secciones transversales típicas de pilas para puentes o viaductos en tierra.

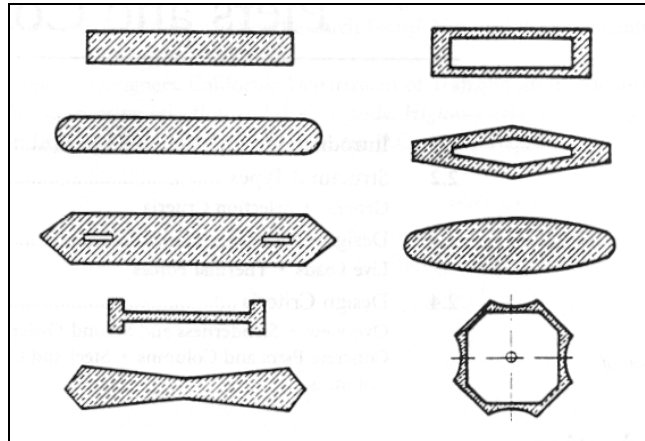


Figura 2.24 Secciones transversales típicas de pilas para cruces de ríos o canales.

Las pilas tipo pared sólida, como se muestran en las Figuras 2.25a y 2.26, se usan a menudo para cruces de agua ya que ellas pueden construirse a proporciones que son delgadas y aerodinámicas. Estos rasgos se prestan bien por proporcionar una resistencia mínima a los flujos de agua.

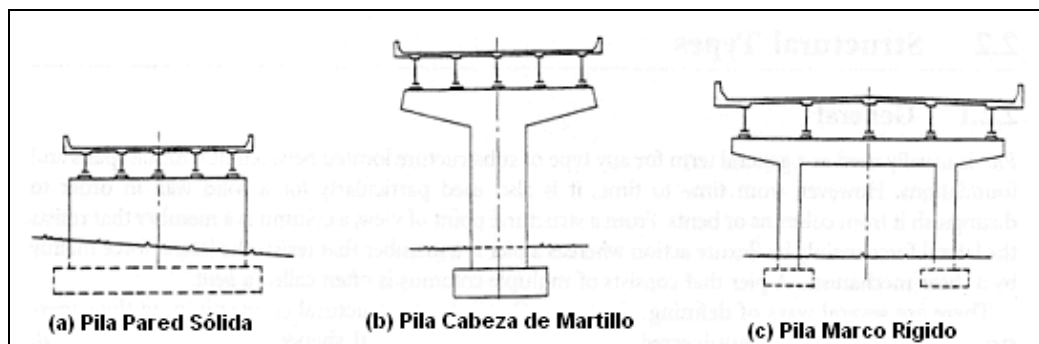


Figura 2.25 Tipos de pilas típicas para puentes de acero.

Las pilas cabeza de martillo, como se muestran en la Figura 2.25b, se encuentran a menudo en áreas urbanas dónde la limitación espacial es una preocupación. Ellas se usan para apoyar superestructuras de vigas de acero o de concreto pre-esforzado. Son estéticamente agradables. Generalmente

ocupan menos espacio, proporcionando más espacio para el tráfico debajo del puente.

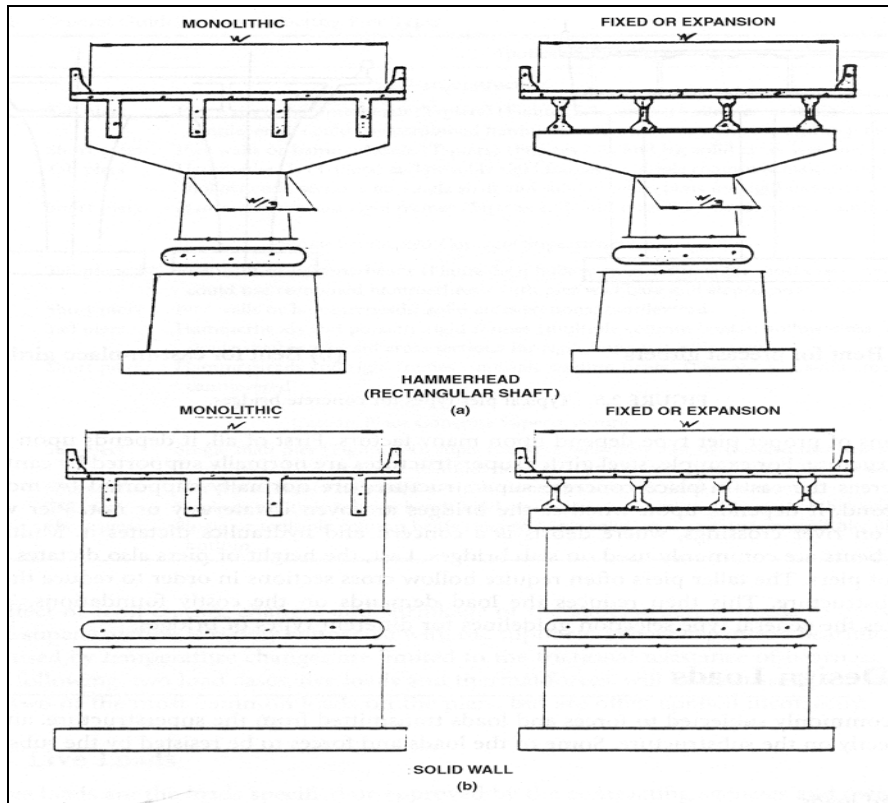


Figura 2.26 Tipos y configuraciones de pilas típicas para ríos y cruces de canales.

Las pilas marco de columnas, consisten en una viga de cabezal y las columnas de apoyo que forman un marco. Las pilas tipo marco, como es mostrado en la Figura 2.25c y Figura 2.27, pueden usarse para apoyar una superestructura de vigas de acero o pueden usarse como una pila integral donde son usadas las técnicas de construcción de colado en el lugar. Las columnas pueden ser de sección transversal redonda o rectangular. Este tipo de pilas es la forma más popular en los sistemas carreteros modernos.

Las pilas con extensión de pilote, consisten en un pozo perforado como fundación y de una columna circular que se extiende desde el fondo del pozo hasta formar la subestructura. Una ventaja obvia de este tipo de pila es que ocupa una cantidad mínima de espacio. El ensanchamiento de un puente

existente en algunos casos puede requerir las extensiones de pilote porque el espacio limitado evita el uso de otros tipos de fundaciones.

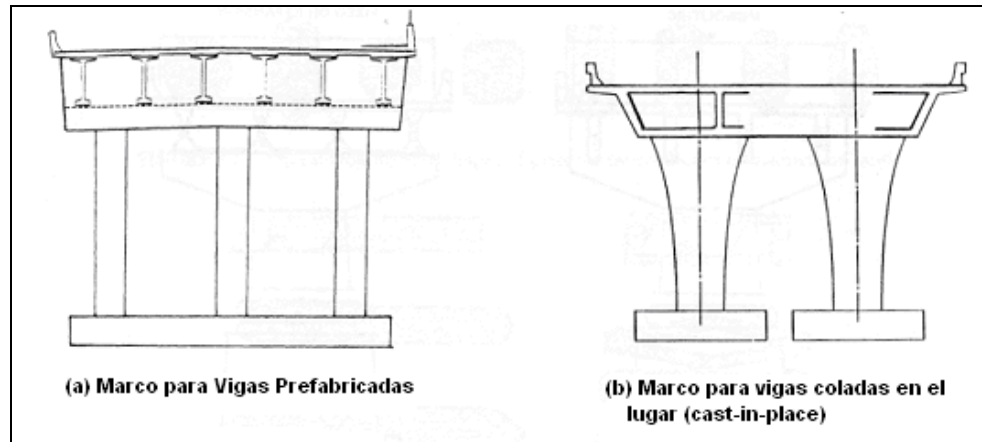


Figura 2.27 Tipos de pilas típicas para puentes de concreto.

La selección del tipo de pila apropiado depende de muchos factores. **En primer lugar, depende del tipo de superestructura.** Por ejemplo, las superestructuras de vigas de acero son normalmente soportadas por las pilas en voladizo, mientras que superestructuras de concreto colado en lugar son normalmente soportadas por marcos monolíticos. **En segundo lugar, depende en sí los puentes están sobre un canal o no.** Las pilas tipo pared son preferibles en cruces de río. Los marcos con extensión de pilotes múltiples son comúnmente usados en los puentes tipo losa. **Y por último, la altura de las pilas también dicta la selección del tipo adecuado.** Las pilas más altas a menudo requieren secciones transversales huecas para reducir el peso de la subestructura. Esto reduce entonces la carga demandada a las fundaciones. La Tabla 2.2 resume las guías generales para la selección del tipo de pila para los diferentes tipos de puentes.

TABLA 2.2 Guías Generales para la Selección de los Tipos de Pilas

Tipos de Pilas Aplicables		
Superestructura de Acero		
Sobre el agua	Pilas altas	Pilas tipo pared o cabeza de martillo (pilas -T) (Figura 2.25a y b); secciones transversales huecas para la mayoría de los casos; en voladizo; podría usarse la combinación de pilas cabeza de martillo con base de pila tipo pared y pilar reducido gradualmente.
	Pilas cortas	Pilas tipo pared o cabeza de martillo (pilas -T) (Figura 2.25a y b); secciones transversales sólidas; en voladizo
Sobre la tierra	Pilas altas	Pilas cabeza de martillo (pilas-T) y posiblemente marcos rígidos (marcos de columnas múltiples)(Figures 2.25b y c); secciones transversales huecas para pilar simple y secciones transversales sólidas para marcos rígidos; en voladizo
	Pilas cortas	Pilas cabeza de martillo y marcos rígidos (Figura 2.25b y c); secciones transversales sólidas; en voladizo
Superestructura Prefabricada de Concreto Pre-esforzado		
Sobre el agua	Pilas altas	Pila tipo pared o cabeza de martillo (Figura 2.26); secciones transversales huecas para la mayoría de los casos; en voladizo; podría usar la combinación de pilas cabeza de martillo con base de pila tipo pared y pilar gradualmente reducido
	Pilas cortas	Pilas tipo pared o cabeza de martillo; secciones transversales sólidas; en voladizo
Sobre la tierra	Pilas altas	Pilas cabeza de martillo y posiblemente marcos rígidos (marcos 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 de columnas múltiples) (Figura 2.27a); secciones transversales sólidas; en voladizo
Superestructura de Concreto Colada en el Lugar		
Sobre el agua	Pilas altas	Pila de simple pilar (Figura 2.26); superestructura probablemente colada a través formaletas móviles con el método de construcción de voladizo balanceado; secciones transversales huecas; monolítica; fija en el fondo
	Pilas cortas	Pilas tipo pared (Figura 2.26); secciones transversales sólidas; monolítica; fija en el fondo
Sobre la tierra	Pilas altas	Marcos de columna simple o columnas múltiples; secciones transversales sólidas para la mayoría de los casos, monolítica; fija en el fondo
	Pilas cortas	Marcos de columna simple o columnas múltiples (Figura 2.27b); secciones transversales sólidas; monolítica; fija en el fondo

2.1.2.4 Fundaciones.

La fundación de un puente es parte de la subestructura y conecta el puente a la tierra. Una fundación consiste de elementos estructurales, que son construidos ya sea en la superficie o dentro de materiales geológicos existentes. La función de una fundación es proveer soporte para el puente y transferir cargas o energía entre la estructura del puente y la tierra (suelo).

Las fundaciones se pueden clasificar en:

- ⊕ Fundaciones Superficiales
- ⊕ Fundaciones Profundas.

Así como los apoyos transfieren las cargas de la superestructura a la subestructura, también a su vez las fundaciones del estribo y de las pilas transfieren cargas de la subestructura al subsuelo. Una fundación, como la que se muestra en la Figura 2.1, bajo un muro es conocida como una zapata corrida.

2.1.2.4.1 Fundaciones Superficiales

Una fundación superficial puede ser definida como aquella en la cual el peralte de fundación (D) es menor que el ancho más pequeño (B) de la fundación, como se ilustra en la Figura 2.28. Los tipos de fundaciones superficiales comúnmente usados incluyen, zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas, y losas de fundación.

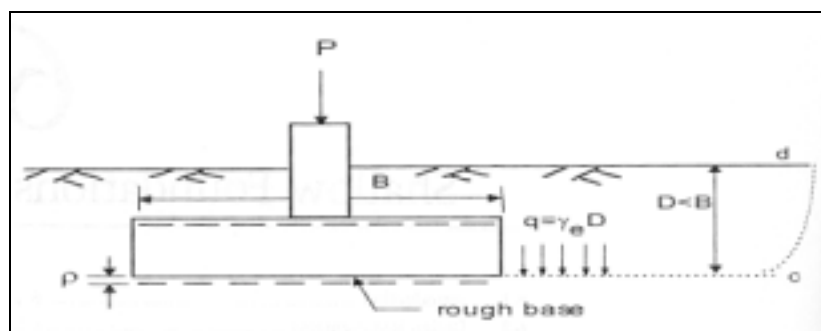


Figura 2.28 Diagrama para definición de fundaciones superficiales.

Las fundaciones superficiales o zapatas proporcionan soporte a través de sus bases, mientras que las fundaciones profundas lo proporcionan a través de la fricción en sus caras y soporte de base o uno de los dos.

2.1.2.4.2 Fundaciones Profundas

Una fundación profunda es un tipo de fundación donde el empotramiento es más grande que su máxima dimensión plana. La fundación es diseñada para ser soportada sobre materiales geológicos profundos ya sea porque el suelo o la roca cerca de la superficie de la tierra no es capaz de soportar las cargas de diseño o porque es más económico.

El mérito de la fundación profunda sobre una fundación superficial es múltiple. Una fundación profunda ocupa un área relativamente pequeña de la superficie del suelo. Las fundaciones profundas usualmente pueden soportar cargas grandes en comparación con las fundaciones superficiales que ocupan la misma área de la superficie del suelo. Las fundaciones profundas pueden ser capaces de profundizarse hasta alcanzar capas de suelo o rocas de apoyo, mientras que las fundaciones superficiales no pueden. Las fundaciones profundas pueden también soportar grandes levantamientos y cargas laterales, mientras que las fundaciones superficiales no pueden.

2.1.2.4.3 Fundaciones Típicas.

Las fundaciones típicas que se muestran en la Figura 2.29 son listadas a continuación:

⊕ Pilotes

Un pilote usualmente representa un elemento estructural esbelto que es hincado dentro del suelo. Sin embargo, pilote es frecuentemente usado como un término genérico para representar todos los tipos de fundaciones profundas, incluyendo un pilote hincado, pilar o eje perforado (drilled shaft), caisson, o un

ancla. Un *Grupo de Pilotes* es usado para representar varias fundaciones profundas agrupadas.

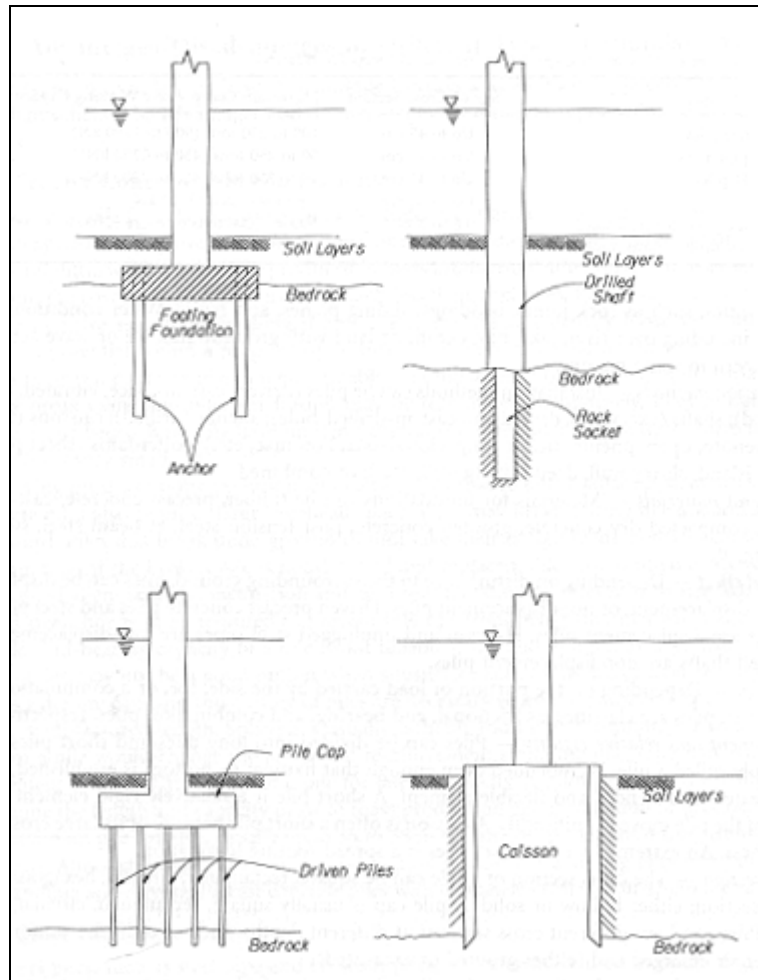


Figura 2.29 Fundaciones típicas.

⊕ Pilar o Eje (shaft)

Un pilar o eje (shaft) es un tipo de fundación que es construida con concreto colado en un lugar, dentro de un agujero que ha sido previamente perforado o excavado. Un *Rock Socket* es un pilar (shaft) de fundación instalado dentro de una roca. Un pilar (shaft) de fundación también puede ser llamado: *fundación de pila perforada*.

⊕ **Caisson**

Es un tipo de fundación grande que es construida bajando elementos de fundaciones prefabricados a través de una excavación del suelo o roca en el fondo de la fundación. El fondo de un caisson es usualmente sellado con concreto después de que la construcción ha sido completada.

⊕ **Ancla**

Un ancla es un tipo de fundación diseñada para soportar cargas de tensión. Un ancla es un elemento esbelto, de pequeño diámetro que consiste de una barra de reforzamiento que es fijada en un agujero perforado con lechada de concreto. Cables de alta resistencia son con frecuencia usados como refuerzo para anclas de gran capacidad. Un *ancla para un puente de suspensión* es, sin embargo, una fundación que soporta las cargas de tracción, localizadas en los extremos del puente; la fundación puede ser un muerto, un túnel masivo, o un sistema de fundación compuesta incluyendo anclas normales, pilotes y ejes perforados (drilled shaft).

⊕ **Zapatas**

Una zapata es un tipo de fundación cuyo empotramiento, es usualmente menor que su ancho más pequeño.

2.1.2.4.4 Fundaciones Típicas de Puentes.

Las fundaciones para puentes pueden ser:

- ⊕ Individuales
- ⊕ Grupales
- ⊕ Combinadas.

La *fundación individual* de un puente usualmente incluye zapatas, pilares perforados de gran diámetro, caissons, rock sockets y muertos.

Las *fundaciones agrupadas* incluyen grupos de caissons, pilotes hincados, pilares perforados y rock sockets.

Las *fundaciones combinadas* incluyen: caisson con pilotes hincados, caisson con pilares perforados, pilotes tubulares de gran diámetro con rock socket, zapatas con anclas, muertos con pilotes y anclas, etc.

Para *puentes pequeños*, fundaciones de escala pequeña tales como zapatas individuales o fundaciones de pilar perforado, o un grupo pequeño de pilotes hincados pueden ser suficientes. Para *puentes grandes*, fundaciones de pilares de gran diámetro, fundaciones grupales, caissons, o fundaciones combinadas pueden requerirse. Los caissons, fundaciones de pilotes de tubos de acero de gran diámetro, u otro tipo de fundaciones construidas usando el método de cofferdam, pueden ser necesarios para fundaciones construidas bajo el agua.

Las fundaciones de puentes son frecuentemente construidas en condiciones de terreno difícil tales como: áreas con deslizamientos de tierra, suelo licuable, suelo colapsable, suelo blando y altamente compresible, suelo poroso, depósitos de coral y cavernas bajo tierra. Tipos y diseños de fundaciones especiales pueden necesitarse bajo estas circunstancias.

2.1.2.5 Accesorios y Características Relacionadas al Sitio del Puente.

Un accesorio, en el contexto de esta discusión, es cualquier parte del puente o del sitio del puente que no es un componente estructural principal sin embargo tiene algún propósito en la funcionalidad global de la estructura (por ejemplo: una barrera de tráfico). El sitio del puente, como una entidad, posee muchos componentes diferentes que, en una manera u otra, se integran con la estructura apropiada. Entre los accesorios principales y características relacionadas al sitio tenemos los siguientes:

⊕ Terraplenes y Protección de Talud.

El talud que desciende del estribo al paso inferior (terraplén) se cubre con un material llamado *protección de taludes* que debe ser estéticamente

agradable y debe proveer del drenaje apropiado y controlar la erosión (Numeral 8 en Figura 2.1). La protección de taludes podría hacerse de piedras secas o incluso de adoquines. La Figura 2.30 muestra un terraplén de estribo que ha sido preparado con material granular selecto de relleno. Este tipo de protección del talud consiste en piedras trituradas que varían en tamaño y forma. En la Figura 2.30 se muestran varios agujeros de drenaje. Estos agujeros proporcionan drenaje subterráneo que protege el suelo de relleno de la humedad excesiva que puede producir un aumento de la presión hidrostática y causar deterioración de los elementos de concreto.

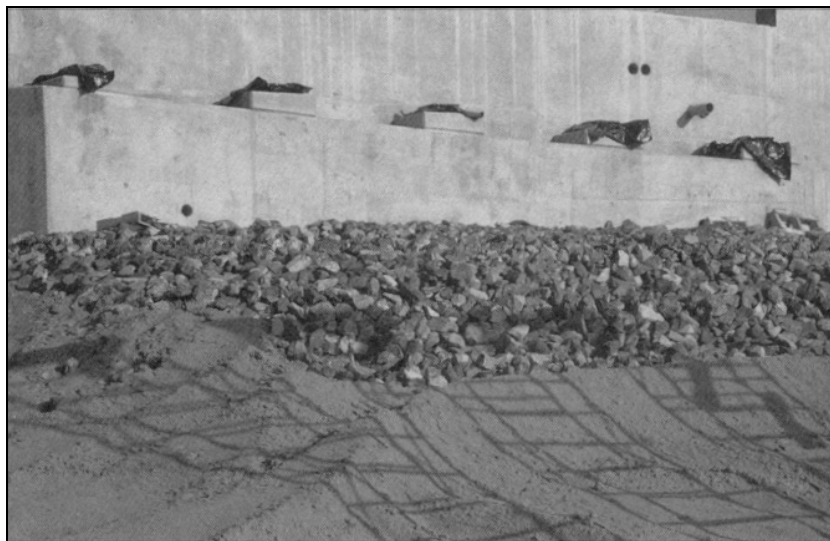


Figura 2.30 Rocas trituradas, variando en tamaño, pueden ser usadas como protección de taludes.

⊕ **Drenaje interior.**

Con la obligación de proveer el drenaje apropiado de un elemento principal de la subestructura, tal como un estribo, es a menudo necesario instalar un *drenaje interior* que es un sistema de drenaje hecho de cañería perforada u otra canalización conveniente que transporta el escurrimiento lejos de la estructura y hacia los canales de drenaje apropiados (naturales o artificiales).

⊕ **Losas de Accesos (Approach slab).**

La sección de carretera del paso elevado que conduce a y se aleja de los estribos del puente se llama el *acceso* o *carretera de acceso*. A veces la carretera de acceso (Figura 2.31) mantiene la misma sección transversal de la carretera normal o una sección ligeramente aumentada. Para compensar los posibles asentamientos diferenciales en los accesos, una losa de acceso de concreto reforzado es a veces usada a una distancia dada detrás del estribo. La losa de acceso ayuda minimizando el impacto al estribo que puede resultar de asentamiento diferencial. Es posible para el acceso estar soportado físicamente por el estribo.

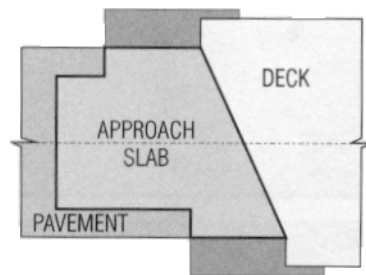


Figura 2.31 Losa de Acceso.

⊕ **Barreras de tráfico.**

Los dispositivos de protección para reducir la severidad de un accidente cuando un vehículo deja el camino se llaman *barreras de tráfico*. Las barreras de tráfico pueden ir desde un guardarriel hecho de acero hasta parapetos de concreto reforzado.

2.2 Tipos de Puentes y sus Aplicaciones

Hay muchas maneras diferentes en las que se pueden clasificar los puentes. Pueden ser clasificados de acuerdo a su material en puentes de: *concreto*, *acero*, y *madera*; de acuerdo a su uso en: *pasarelas*, *carreteros*, y

ferroviarios; por su longitud de claro en: *cortos, medianos y largos*; o por su forma estructural en puentes: *losa, viga, armadura, arco, de suspensión, y atirantados*.

Actualmente sólo hay tres tipos básicos de puentes, según la forma en que la estructura soporta las cargas y su configuración, los cuales son: *planos, convexos, y cóncavos*. Los diseñadores se refieren a ellos como: puentes *viga, arco, y suspendidos o atirantados*. La Figura 2.32 muestra claramente las diferencias técnicas esenciales entre estos tres tipos, que es, la dirección en que las fuerzas se transmiten a sus fundaciones. La viga se soporta horizontalmente y ejerce principalmente un empuje vertical hacia abajo sobre sus apoyos. Los soportes de un arco se tienden a abrir ante las cargas, adicionando al empuje vertical hacia abajo una componente horizontal hacia afuera en sus apoyos. Los apoyos de un puente suspendido están sujetos a tracción, y al empuje vertical hacia abajo se adiciona una componente horizontal hacia adentro.

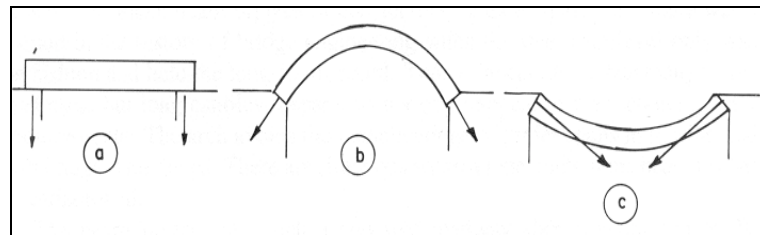


Figura 2.32 Concepto de puente (a) viga, (b) arco y (c) suspensión.

Los puentes viga incluyen los siguientes tipos de puentes:

- ⊕ Losa (sólida o hueca)
- ⊕ Vigas T (coladas en el lugar)
- ⊕ Viga I (prefabricadas y pre-esforzadas)
- ⊕ Vigas de patín ancho (compuestas y no compuestas)
- ⊕ Cajones de concreto (colados en el lugar, segmentados, pre-esforzados)

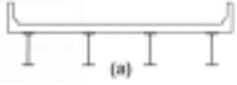

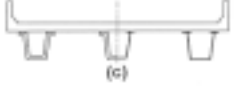
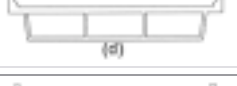


⊕ Cajones de acero (tableros ortotrópicos)

⊕ Trabes armadas con placas de acero (rectas y acarteladas)

Los puentes viga soportan cargas principalmente de corte y de flexión. Su acción es relativamente ineficiente cuando se compara a la compresión axial en arcos y a las fuerzas de tensión en estructuras suspendidas.




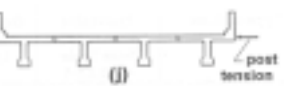


En puentes carreteros, el tablero y las vigas usualmente actúan juntas para resistir las cargas aplicadas. Secciones transversales típicas de puentes para varios tipos de vigas son mostradas en la Tabla 2.3. Ellas incluyen puentes de vigas de acero, concreto y madera ya sea con tableros colados en el lugar o integrales. Ellas no son todas las combinaciones de losas sobre vigas, pero representan aquellas cubiertas por la aplicación de los métodos aproximados de análisis de las Especificaciones AASHTO LRFD.

Tabla 2.3 Secciones Transversales de Puentes Comunes

COMPONENTES SOPORTANTES	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de Acero	Losa de concreto colada en el lugar, losa prefabricada de concreto, parrilla de acero, paneles pegados / clavados, madera esforzada	
Cajones Cerrados de Acero o Prefabricados de Concreto	Losa de concreto colada en el lugar	
Cajones Abiertos de Acero o Prefabricados de Concreto	Losa de concreto colada en el lugar, losa tablero prefabricada de concreto	
Cajón Multiceldas de Concreto Colado en Lugar	Concreto monolítico	
Viga T de Concreto Colado en el Lugar	Concreto monolítico	
Cajones de Concreto Prefabricados Sólidos, Huecos o Celulares con Llaves de Cortante	Superficie de concreto colado en el lugar	

Continúa...

Tabla 2.3 Secciones Transversales de Puentes Comunes (Continuación)

COMPONENTES SOPORTANTES	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Cajones de Concreto Prefabricados Sólidos, Huecos o Celulares con Llaves de Cortante y con o sin Post-tensado Transversal	Concreto integral	
Secciones Canal Prefabricadas de Concreto con Llaves de Cortante	Superficie de concreto colado en el lugar	
Secciones Doble T Prefabricadas de Concreto con Llaves de Cortante y con o sin Post-tensado Transversal	Concreto integral	
Secciones T Prefabricadas de Concreto con Llaves de Cortante y con o sin Post-tensado Transversal	Concreto integral	
Secciones I o T con Bulbo Prefabricadas de Concreto	Concreto colado en el lugar, concreto prefabricado	
Vigas de Madera	Concreto colado en el lugar o entablado, paneles pegados / clavados, madera esforzada	

(AASHTO Tabla 4.6.2.2.1-1). [De Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 1998]

2.2.1 Tipos de Puentes y su Aplicación para Diferentes Longitudes de Claro.

Para propósitos de comparación, rangos de longitudes de claro típicas para varios tipos de puentes están dados en la Tabla 2.4.

En base al Comité 343 ACI-ASCE (1988), Caltrans (1990), y PennDOT (1993), los tipos de puentes comúnmente usados para diferentes longitudes de claros se presentan a continuación.

Tabla 2.4 Longitudes de Claro para varios Tipos de Superestructura

Tipo de Estructura	Material	Rango de Claros (m)	Claro Máximo en Servicio (m)
Losa	Concreto	0-12	
Viga	Concreto	12-250	240, Hamana-Ko Lane
	Acero	30-260	261, Sava I
Atirantado	Concreto	≤ 250	235, Maracaibo
	Acero	90-850	856, Normandy
Armadura	Acero	90-550	550, Quebec (rail)
			480, Greater New Orleans. Nos. 1 and 2 (road)
Arco	Concreto	90-300	305, Gladesville
	Armadura de Acero	240-500	510, New River Gorge
	Nervio de Acero	120-360	365, Por Mann
Suspendido	Acero	300-1400	1410, Humber

2.2.1.1 Puentes para Claros Pequeños (hasta 15 m)

Entre los tipos de puentes que se pueden utilizar están: *las bóvedas, puentes losa, puentes de viga T, puentes de vigas cajón prefabricadas de concreto, puentes de vigas I prefabricadas de concreto, y puentes de vigas laminadas de acero de sección compuesta.*

⊕ Bóvedas

Las bóvedas se usan en puentes de claros pequeños para permitir el paso de pequeños arroyos, ganado, vehículos, y peatones a través de los terraplenes de la carretera. Estas estructuras enterradas [AASHTO LRFD A12.1] son a menudo la solución más barata para los claros cortos. Ellos se construyen de acero, aluminio, concreto reforzado prefabricado o colado en el lugar, y termoplásticos. Su forma estructural puede ser un tubo, un arco, una

caja de muros, o una caja de marco rígido. La cubierta de suelo mínima para evitar la aplicación directa de las cargas de rueda está en función de la longitud del claro [AASHTO LRFD Tabla 12.6.6.3-1] y no debe ser menor de 300 mm.

⊕ Puentes Losa.

Los puentes tipo losa (Figura 2.33) son las estructuras más simples y caras que pueden construirse para claros pequeños hasta de 12 m. Estos puentes pueden construirse soportados sobre el suelo por encofrados o pueden construirse de elementos prefabricados. Los detalles de construcción y de encofrado son los más simples que para cualquier otro tipo de puente. Su apariencia es limpia y simple, sobre todo para claros bajos, y cortos. Los puentes losa prefabricados contruidos como claros simples requieren de reforzamiento en la losa de cubierta “topping” para desarrollar continuidad en las juntas transversales sobre las pilas, lo que es necesario para mejorar la calidad de recorrido del tablero y evitar problemas de mantenimiento. Las longitudes de claro pueden ser aumentadas por el uso de pre-esfuerzo.

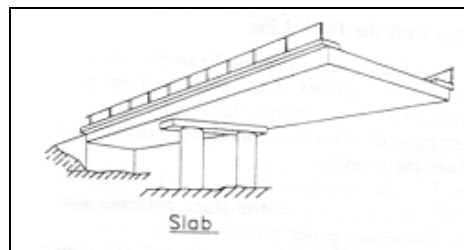


Figura 2.33 Puente tipo losa.

⊕ Puentes de Vigas T

Los puente de vigas T (Figura 2.34 y Tabla 2.3e) son generalmente baratos para claros entre 10 y 20 m. Estos puentes normalmente se construyen sobre encofrados apoyados en el suelo y requieren de un buen acabado para todas las superficies. Los encofrados pueden ser complejos, sobre todo para estructuras sesgadas. La apariencia de la elevación es limpia y simple. Se

utilizan mayormente para cruces de arroyos, proporcionando por lo menos 2 m de claro libre sobre el nivel alto de agua (Los escombros flotantes pueden dañar el alma de la viga). Normalmente, la superestructura de viga T se construye en dos fases: primero las almas y luego las losas. Para minimizar grietas en la superficie superior de las almas, el refuerzo longitudinal debe ponerse cerca de la junta de construcción. Para la fácil colocación y acabado del concreto, una junta longitudinal dentro de la estructura se hace necesaria para puentes anchos que se aproximan a los 20 m.

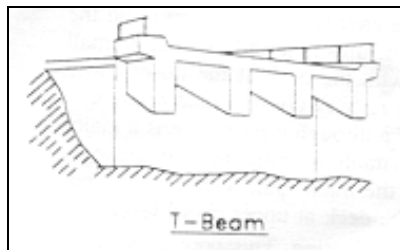


Figura 2.34 Puente de Vigas T.

⊕ **Puentes de Vigas Cajón Prefabricadas de Concreto.**

Los puentes de vigas cajón prefabricadas de concreto (Figura 2.35), pueden ser cajones separados (Tabla 2.3b) o cajones unidos (Tabla 2.3f y g) y puede usarse para claros desde 10 hasta 50 m. Estos puentes son muy convenientes para situaciones donde el uso de encofrados es impráctico o demasiado caro. El tiempo de construcción es normalmente más corto que el necesario para colar en el lugar las vigas T. Las vigas cajón prefabricadas normalmente no proporcionan un recorrido cómodo porque los cajones adyacentes tienen a menudo flechas diferentes y deflexiones por cargas muertas. Las llaves de lechada de cemento no reforzado fallan a menudo entre las unidades adyacentes, permitiendo que ocurran deflexiones diferenciales por cargas vivas. Una losa de cubierta (topping) reforzada o post-tensada transversalmente puede remediar este problema. La apariencia de la viga de cajón separada es similar a una viga T mientras que la viga de cajón unida es

similar a una trabe de cajón colada en el lugar. Para claros múltiples, la continuidad debe desarrollarse para las cargas vivas colando concreto entre los extremos de los cajones de claros simples.

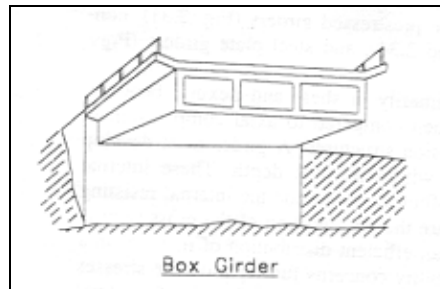


Figura 2.35 Puente de Vigas Cajón de Concreto.

⊕ Puentes de Vigas I Prefabricadas de Concreto.

Los puentes de vigas I prefabricadas de concreto (Figura 2.36 y Tabla 2.3k) pueden ser usados para claros entre 10 y 50 m y pueden ser competitivos con las traveses de acero. Ellos tienen muchas características similares a los puentes de viga cajón prefabricados de concreto incluso los problemas de flechas diferentes y de recorrido. Las vigas se diseñan para soportar la carga muerta y las cargas de construcción como unidades de claros simples. El diseño por cargas vivas y por cargas muertas sobrepuestas debe usar la continuidad y la acción compuesta de la viga con la losa tablero colada en el lugar. La apariencia es como de una viga T y la vista en elevación es agradable. Como en todos los puentes de concreto, el mantenimiento es bajo excepto para las juntas de tablero transversales.

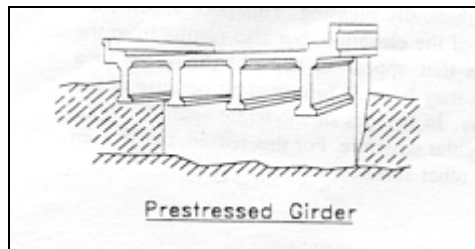


Figura 2.36 Puente de Vigas I Prefabricadas de Concreto.

⊕ **Puentes de Vigas Laminadas o Roladas de Acero de Sección Compuesta.**

Los puentes de vigas de patín ancho de acero laminado o rolado (Figura 2.2 y Tabla 2.3a) son ampliamente usados debido a su diseño y construcción simple. Estos puentes son baratos para claros hasta de 30 m cuando el tablero se diseña como una sección compuesta con la viga y se usan cubreplacas en regiones de máximos momentos. El uso de vigas de sección compuesta se recomienda porque ellas hacen una estructura más eficiente. Para resistir todas las fuerzas que tienden a separar las superficies de concreto y acero, deben diseñarse conectores por cortante, usualmente en la forma de “studs” soldados. El costo y el mantenimiento por pintura deben ser considerados en cualquier comparación con los puentes de concreto.

2.2.1.2 Puentes para Claros Medianos (hasta 50 m)

Entre los tipos de puentes que se pueden utilizar están: *puentes de vigas cajón prefabricadas de concreto, puentes de vigas I prefabricadas de concreto, puentes de vigas laminadas de acero de sección compuesta, puentes de travesaños armadas con placas de acero de sección compuesta, puentes de vigas cajón de concreto colado en el lugar, puentes de travesaños tipo cajón de acero.*

⊕ **Puentes de Vigas Cajón y de Vigas I Prefabricadas de Concreto**

Las características de los puentes de vigas prefabricadas de concreto pre-esforzado se discutieron para los puentes de claros pequeños. Cuando se aumenta la longitud de claro, el transporte y el manejo pueden presentar un problema. Las vigas con longitud mayor de 35 m pueden ser llevadas al sitio en segmentos y ensambladas allí. Las vigas más grandes son pesadas y necesitan de tierra firme para ser almacenadas y para soportar las grúas de levantamiento. Las vigas I pueden ser lateralmente inestables incluso incorporadas en la estructura y deben asegurarse con diafragmas colados.

⊕ Puentes de Vigas Laminadas de Acero de Sección Compuesta

Las características de los puentes de vigas laminadas de acero de sección compuesta fueron discutidas para los puentes de claro pequeño. La construcción compuesta puede producir economías de 20-30% para claros por encima de los 15 m (Troitsky, 1994). Agregando cubreplacas y proporcionando continuidad sobre los claros puede aumentarse su rango económico hasta claros de 30 m.

⊕ Puentes de Trabes Armadas con Placas de Acero de Sección Compuesta

Las trabes de placas de acero compuestas pueden construirse para cualquier tamaño y consisten en dos placas de patín soldadas a una placa de alma para formar una sección I. Estos puentes son convenientes para claros de 25 a 50 m y se han usado bien para claros por encima de los 100 m. Las vigas deben arriostrarse entre sí para proporcionar estabilidad contra volteo y pandeo del patín, para resistir fuerzas transversales, y para distribuir cargas verticales concentradas. Los detalles de construcción y de encofrado son simples. El transporte de vigas fabricadas por encima de los 35 m puede ser un problema. Los puentes de trabes armadas con placas de acero de sección compuesta pueden ser atractivos. Las vigas pueden curvarse para seguir el alineamiento. Este tipo de estructura tiene una carga muerta baja, que puede ser de importancia cuando las condiciones de la fundación son pobres.

⊕ Puentes de Vigas Cajón de Concreto Colado en el Lugar,

Los puentes de vigas cajón de concreto reforzado no pre-esforzado colado en el lugar, (Tabla 2.3d) son adaptables para el uso en muchas ubicaciones. Estos puentes se usan para claros de 15-35 m y son normalmente más baratos que los puentes de vigas de acero y de vigas prefabricadas de concreto. El encofrado es más simple que para un puente sesgado de vigas T,

pero aún así es complicado. La apariencia es buena desde todas las direcciones. Los accesorios, cañerías, y canalizaciones son encubiertos. La resistencia torsional alta los hace aplicables en un alineamiento curvado. Ellos son una opción excelente en áreas metropolitanas.

⊕ **Puentes de Vigas Cajón de Concreto Post-Tensado Colado en el Lugar**

Los puentes de vigas cajón de concreto pre-esforzado tienen muchas ventajas en términos de seguridad, apariencia, mantenimiento, y economía. Estos puentes se han usado hasta claros de 180 m. Debido a que pueden construirse claros más largos económicamente, el número de pilas puede reducirse. La apariencia desde todas las direcciones es limpia y simple con una esbeltez mayor que los puentes convencionales con vigas de cajón de concreto reforzado. Una alta resistencia torsional los hace aplicables en alineamientos curvados. Debido al pre-esfuerzo, las deflexiones por cargas muertas se minimizan. El mantenimiento es muy bajo, excepto para los apoyos y las juntas de tablero transversales que requieren de atención. La aplicación del apropiado post-tensado transversal y longitudinal reduce grandemente el agrietamiento. Las vigas cajón de concreto post-tensado pueden usarse combinadas con las vigas de cajón de concreto convencionales para mantener el peralte de la estructura constante en grandes estructuras con longitudes de claro variantes.

⊕ **Puentes de Trabes Armadas Tipo Cajón de Acero**

Los puentes de trabes armadas tipo cajón de acero (Tabla 2.3b y c) se usan para claros de 20 a 150 m. Estos puentes son más económicos en el rango superior de claros y donde el peralte puede ser limitado. Los cajones pueden ser rectangulares o trapezoidales y son eficientes para resistir torsión. Ellos ofrecen una apariencia atractiva y pueden curvarse para seguir el alineamiento. Generalmente, cajones múltiples pueden usarse para claros hasta

de 60 m y un solo cajón para claros más largos. Los costos de construcción se controlan a menudo por su fabricación en talleres. Debido a los muchos errores de detallado y de soldaduras lo que puede dar lugar a fallas por fatiga, los cajones de acero sólo deben usarse en circunstancias muy especiales.

2.2.1.3 Puentes para Claros Grandes (50-150 m)

Entre los tipos de puentes que se pueden utilizar están: *puentes de traves armadas con placas de acero y de sección compuesta, puentes de vigas cajón de concreto post-tensado coladas en el lugar, puentes segmentados de concreto post-tensado, puentes con arcos de concreto, puentes con armaduras de acero.*

⊕ Puentes de Traves Armadas con Placas de Acero y de Sección Compuesta.

Las características de los puentes de traves armadas con placas de acero de sección compuesta fueron presentadas para los puentes de claros medianos.

⊕ Puentes de Vigas Cajón de Concreto Post-Tensado Colado en el Lugar.

Las características para los puentes de vigas cajón de concreto post-tensado colado en el lugar, se presentaron para los puentes de claros medianos.

⊕ Puentes de Construcción Segmentada de Concreto Post-Tensado

Según el Comité ACI-ASCE 343, de 1988, varios tipos de puentes pueden construirse mediante segmentos y post-tensarse para completar la estructura final. El concepto básico es proporcionar ahorro de costos a través de la estandarización de detalles y el uso múltiple del equipo de construcción.

Los segmentos pueden ser colados en el lugar o prefabricados. Si son colados en el lugar, la práctica común de construcción es usar el método de construcción de voladizo equilibrado con encofrados móviles. Si son prefabricados ellos pueden erigirse por el método de voladizo equilibrado, método de voladizos sucesivos, ubicando progresivamente claro por claro, o tirando los claros desde un extremo. Tanto el diseñador como el contratista tienen la oportunidad de evaluar y de escoger el método más económico y eficiente. La Tabla 2.5 de Troitsky (1994) indica rangos de longitudes de claros típicas para tipos de puente construidos por métodos convencionales o por el método de construcción segmentada.

✚ **Puentes con Arcos de Acero o con Arcos de Concreto.**

En puentes de arcos, las cargas son transmitidas a los soportes principalmente por acciones internas de compresión axial. En los soportes, las reacciones tanto verticales como horizontales deben ser resistidas. Longitudes de claro típicas y máximas para puentes de arco de concreto y acero se dan en la Tabla 2.4. Los puentes de arco tienen una agradable apariencia y por tal razón se usan grandemente aún cuando tienen un costo elevado.

Tabla 2.5 Rango de Aplicación de Tipos de Puente por Longitudes de Claro Considerando Construcción Segmentada.

Claro (m)	Tipo de Puente
0-45	Viga I pretensada prefabricada convencional
30-90	Viga cajón post-tensada colada en el lugar convencional
30-90	Voladizo balanceado-prefabricado segmentado, peralte constante
60-180	Voladizo balanceado-prefabricado segmentado, peralte variable
60-300	Voladizo colado en el lugar segmentado
240-450	Atirantado con voladizo balanceado segmentado

De M. S. Troitsky (1994). Planning and Design of Bridges

⊕ Puentes con Armaduras de Acero.

Un puente con armaduras de acero consiste de dos armaduras planas unidas con vigas transversales y arrostros laterales para formar una armadura tridimensional que puede resistir un sistema general de cargas.

2.2.1.4 Puentes para Claros Excepcionalmente Grandes (mayores de 150 m)

Dos tipos de puentes, eficientes y lógicos para puentes de grandes claros son el **puente de suspensión** (Figura 2.37) y el **puente atirantado** (Figura 2.38). Ambos son estructuras tensadas en que los cables son soportados por torres. Los puentes de suspensión son construidos con dos cables principales de los cuales el tablero, usualmente una armadura rígida, es suspendido por cables secundarios. Los puentes atirantados tienen múltiples cables que soportan el tablero directamente de la torre. El análisis de las fuerzas de los cables en un puente en suspensión debe considerar la geometría no lineal debido a grandes deflexiones, mientras que un análisis lineal es usualmente suficiente para puentes atirantados. Estas estructuras son elegantes y esbeltas en apariencia y encajan bien para largos cruces de agua. El mantenimiento para ambos está por encima del promedio debido a la complejidad del sistema de suspensión. La construcción es realmente más simple que para los tipos del puente convencionales para claros largos, porque el encofrado normalmente no es necesario.



Figura 2.37 Puente Colgante.

La Tabla 2.4 muestra que para longitudes de claro mayores de 150 m, pueden usarse todos los tipos generales de puentes, excepto el puente losa.

Algunos de los tipos de puentes en la Tabla 2.3 han sido extendidos hasta su límite logrando longitudes de claro largas, pero que no han sido la selección más económica.

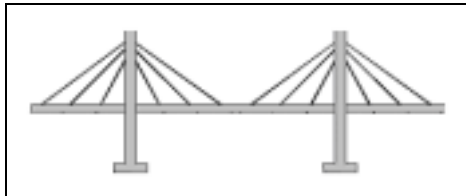


Figura 2.38 Puente Atirantado.

2.2.2 Selección del Tipo de Puente

La selección de un tipo de puente involucra la consideración de varios factores. En general, estos factores se relacionan a la economía, la seguridad, y la estética. El Comité 343 ACI-ASCE (1988) define factores a considerar para la selección de puentes de concreto, pero estos factores también pueden considerarse para seleccionar un tipo de puente sin tener en cuenta el material de construcción. Los factores a considerar son los siguientes:

- **Las Condiciones Geométricas del Sitio**

El tipo de puente seleccionado a menudo dependerá del alineamiento horizontal y vertical de la ruta de la carretera y de los claros libres sobre y debajo de la carretera. Por ejemplo, si la carretera es en una curva, las vigas de cajón y losas continuas son una buena opción porque ellas tienen una apariencia agradable, pueden construirse rápidamente en una curva, y tiene una resistencia relativamente alta a la torsión. Los puentes relativamente altos con claros muy grandes sobre canales navegables requieren un tipo de puente diferente que los puentes con claros medianos sobre un pequeño río. La geometría del sitio también dictará cómo debe tratarse el tráfico durante la

construcción que es un problema de seguridad importante y debe ser considerado a tiempo en la etapa de planificación.

- **Condiciones del Subsuelo del Sitio**

Los suelos de fundación en el sitio determinarán si pueden fundamentarse estribos y pilas sobre zapatas superficiales, pilotes hincados o pilares perforados (drilled shafts). Si la investigación del subsuelo indica que los asentamientos diferenciales van a ser un problema, el tipo de puente seleccionado debe ser uno que pueda acomodar los asentamientos con el tiempo. Las condiciones de drenaje en la superficie y en el interior del suelo deben entenderse porque ellas influyen en la magnitud de las presiones de tierra, los movimientos de rellenos, y la estabilidad de los taludes. Todas estas condiciones influyen en la selección de los componentes de la subestructura que, a su vez, influye en la selección de la superestructura. Por ejemplo, si un tipo de pila de puente requiere un material de fundación fuerte que pueda resistir el empuje horizontal y vertical y si este material no está presente, entonces otro tipo de puente podrá ser más apropiado. El potencial de la actividad sísmica en el sitio también debe ser una parte de la investigación del subsuelo. Si la sismicidad es alta, los detalles de la subestructura cambiarán, afectando también a la superestructura.

- **Requisitos Funcionales**

Además del alineamiento geométrico que permite a un puente conectar dos puntos en una ruta de la carretera, el puente también debe funcionar para llevar los volúmenes de tráfico presentes y futuros. Deben decidirse el número de carriles de tráfico, la inclusión de aceras y/o caminos para bicicletas, si el ancho del tablero del puente debe incluir barreras centrales, drenajes de superficie de agua, y superficie de desgaste futura. En el caso del cruce de un río o canal de agua el puente debe continuar funcionando durante los períodos

de crecidas y no imponer una obstrucción severa al flujo de agua o a los escombros. La satisfacción de estos requisitos funcionales determinará el tipo de puente adecuado. Por ejemplo, si el ensanchamiento o reemplazo futuro del tablero del puente será una preocupación, se prefieren los tipos de puentes de vigas múltiples en lugar de las vigas cajón de concreto segmentadas.

- **Requisitos Estéticos**

Todo diseñador de puentes debe tener como objetivo el obtener una respuesta estética positiva para el tipo de puente seleccionado.

- **Economía y Facilidad de Mantenimiento**

Al comparar la economía de los diferentes tipos de puentes no es posible separar el costo inicial y los gastos de mantenimiento durante su vida útil. Una regla general es que el puente que tenga el número mínimo de claros, menos juntas de tablero, y vigas más espaciadas será el más barato. Cuando se reduce el número de claros durante el diseño de un puente, por cada claro eliminado el costo de la construcción de una pila se elimina. Las juntas de tablero tienen un alto costo de mantenimiento, pero minimizando su número también se reduce el costo durante la vida útil del puente. Generalmente, las estructuras de concreto requieren menos mantenimiento que las estructuras de acero. El costo de mantenimiento por pintura de estructuras de acero debe ser considerado en los estudios de selección de tipos de puentes (Caltrans, 1990). Una manera eficaz de obtener un costo de construcción mínimo es preparar diseños alternativos y permitir a los contratistas proponer un diseño alternativo. El uso de diseños alternativos permite en el momento de la oferta determinar el material más barato y el tipo de puente. Al permitir que el contratista también someta un diseño alternativo, se tiene la ventaja de aprovechar nuevas técnicas de construcción para obtener un menor costo del proyecto total. La desventaja

de este procedimiento es que un costo inicial bajo puede volverse el criterio que controle y no puedan considerarse los costos durante la vida útil del puente.

- **Consideraciones de Construcción y de Montaje**

La selección del tipo de puente que será construido es gobernada a menudo por consideraciones de construcción y de montaje. El tiempo exigido para construir un puente es importante y variará con el tipo de puente. En general, los miembros prefabricados grandes, minimizan el tiempo de construcción. Sin embargo son más difíciles de transportar y de alzar en el lugar. Los puentes de concreto colados en el lugar son generalmente baratos pero la separación de los puntales del encofrado que sostiene el concreto no endurecido puede ser un problema para el tráfico. En ese caso, vigas de concreto pre-esforzado prefabricadas o trabes armadas de placas soldadas serían una buena selección. La disponibilidad de mano de obra calificada y de los materiales especificados también influirá en la selección de un tipo de puente particular. Por ejemplo, si no hay una planta que fabrique las vigas de concreto pre-esforzado y no es fácil transportarlas, pero sí hay una planta de fabricación de acero cercana, entonces eso podría hacer al acero estructural más barato. La única manera de determinar qué tipo de puente es más barato es ofrecer diseños alternativos.

- **Consideraciones Legales**

Las regulaciones legales usualmente están fuera de control del ingeniero, pero ellas son reales y deben ser consideradas. Las regulaciones determinan que tipos de puentes pueden ser construidos y donde pueden construirse. Estas regulaciones están relacionadas, por ejemplo, con leyes sobre la protección del medio ambiente y leyes de política nacional.

2.3 Inventario de Puentes en Uso de El Salvador.

En El Salvador el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (M.O.P.T.V.D.U.) a través de la Gerencia de Inventarios Viales tiene hasta julio de 2002 un inventario de 1153 estructuras de puentes actualmente en uso y ese número crece todos los años con nuevos proyectos de carretera. La Gerencia de Inventarios Viales utiliza el Sistema de Administración de Puentes (SAP) versión preliminar, para inventariar los puentes existentes en el país. El M.O.P.T.V.D.U. en su inventario clasifica los tipos de puentes existentes en El Salvador, en base al elemento principal de la superestructura, como se muestra en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Clasificación de puentes existentes en El Salvador.

LOSA	Son puentes cuyo elemento principal es la losa de concreto y sirve de tablero al mismo tiempo.
MIXTO	Son puentes cuyo elemento principal es la viga metálica de alma llena y tablero de concreto .
VICON	Puentes cuyo elemento principal es la viga de concreto armado .
VIPRES	Puentes cuyo elemento principal es la viga de concreto pre-esforzado .
BAILEY	Son puentes modulares prefabricados
BOVEDA	Son puentes contruidos en forma de bóveda, pueden ser de concreto o mampostería como ladrillos, piedra u otro material, se debe especificar el elemento predominante del cual esté fabricado.
CAJA	Son puentes tipo cajón cuya estructura es una figura geométrica rectangular cerrada y hecha en la mayoría de casos de concreto.
CERCHA	Son puentes cuyo elemento principal es una estructura metálica reticular (armadura).
COLGA	Son puentes colgantes cuyos elementos principales son los cables a los cuales se sujetan otros elementos.
MADERA	Son puentes cuyo elemento principal es la viga de madera.
SUPER-SPAN	Son puentes tipo bóveda cuya estructura es una lámina metálica y sobre la cual se construye un relleno.
VICAJON	Son puentes cuyo elemento principal es la viga cajón.
OTRO	Puentes que no están incluidos en los tipos anteriores.

Los 1153 puentes inventariados por el M.O.P.T.V.D.U. están distribuidos mayoritariamente en puentes tipo BÓVEDA, LOSA, MIXTO, VICON, CAJA Y VIPRE. Ver Gráfico 2.1 y 2.2.

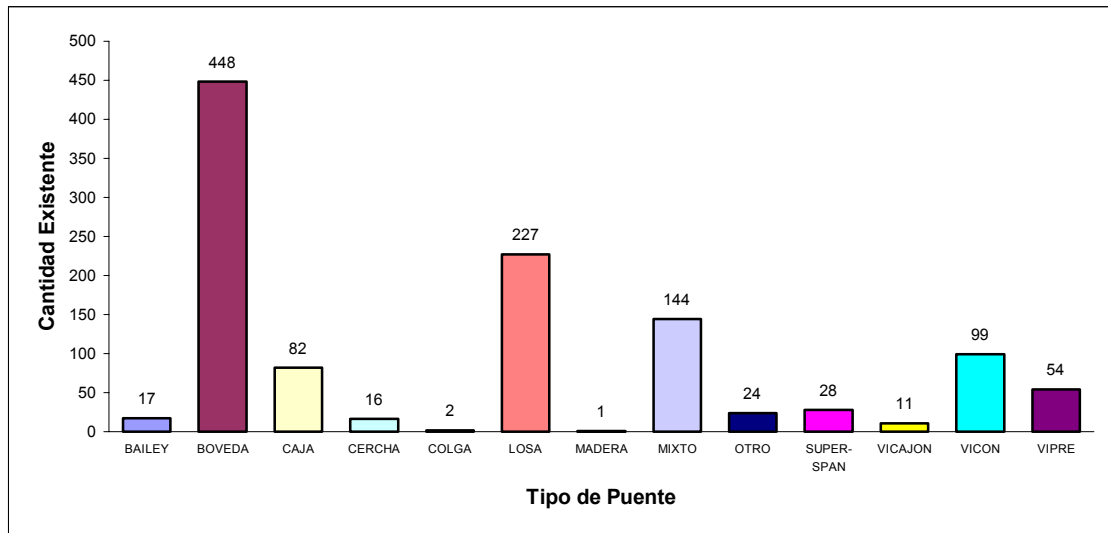


Gráfico 2.1 Distribución según su tipo de 1153 de puentes existentes en El Salvador inventariados hasta julio de 2002 y clasificados por el M.O.P.T.V.D.U. según el elemento principal de la superestructura.

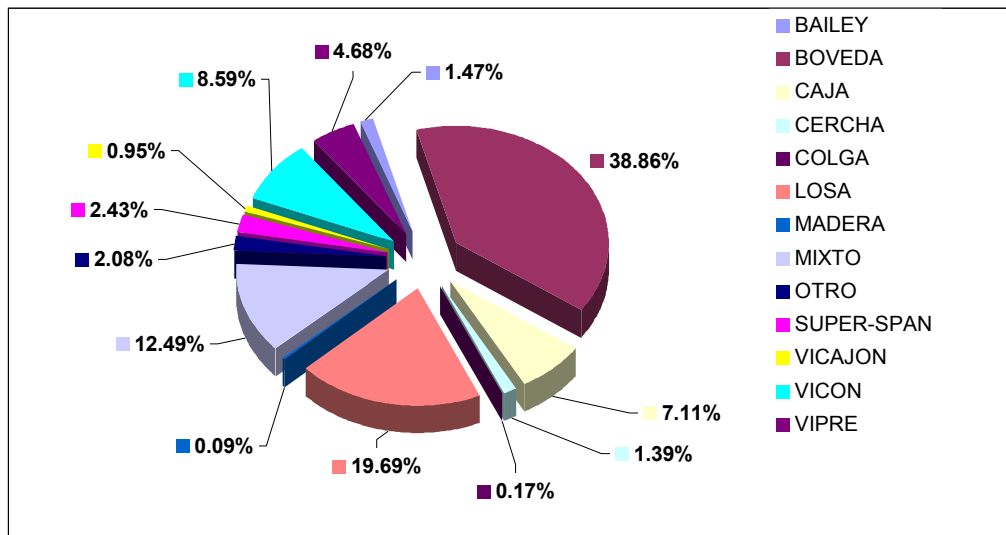


Gráfico 2.2 Distribución porcentual de 1153 puentes existentes en El Salvador, inventariados hasta julio de 2002 y clasificados por el M.O.P.T.V.D.U. según el elemento principal de la superestructura.

2.4 Puentes Típicos de El Salvador

2.4.1 Estructuras de puentes carreteros típicos o comunes.

Cuando al individuo promedio se le pide pensar en un puente, algunas imágenes bastante impresionantes normalmente vienen a la mente. Podría pensar entre otros en el puente Golden Gate y el puente Brooklyn. Sin una duda, éstos son estructuras magníficas y se ha escrito mucho sobre su historia y la ingeniería detrás de ellos; pero ¿qué hay de la estructura de puente de carretera típico o común? la estructura de puente de carretera típico o común, sin embargo, es uno de los componentes más completos en cualquier red de transporte y uno de los más interesantes proyectos de diseño en que un ingeniero civil puede comprometerse.

Puentes de carretera típicos o comunes, son estructuras muy frecuentes en una región que típicamente consisten de una configuración de losa sobre vigas longitudinales (slab-on-stringer) que cruzan longitudes de claros relativamente cortas. El tablero es normalmente una losa de concreto que descansa en un juego de vigas compuesto por uno de los siguientes tipos:

- ⊕ Secciones laminadas de acero o trabes armadas
- ⊕ Vigas de concreto reforzado
- ⊕ Vigas de concreto pre-esforzado
- ⊕ Vigas de madera.

Es seguro, que hay en uso una gran variedad de otras formas estructurales para puentes (arcos, armaduras, cajones de concreto, etc.), pero la base de la red de transporte moderna son los puentes típicos porque representan la mayor parte de estructuras en uso en una región.

El diseño de puentes típicos es el enfoque de este trabajo, especialmente la estructura del tipo losa sobre vigas, no sólo debido a su

continua popularidad como una estructura en nuevos proyectos de diseño, sino también debido a los problemas urgentes de mantener y rehabilitar los puentes típicos existentes en una infraestructura en envejecimiento.

2.4.2 Selección de Puentes Típicos de El Salvador.

Las **BÓVEDAS** han sido incluidas en la clasificación que utiliza el M.O.P.T.V.D.U. (ver Gráfico 2.1 y 2.2), y representan aproximadamente el 40% de puentes existentes, pero no serán consideradas para la selección de los puentes típicos porque sencillamente las bóvedas (su nombre lo dice son bóvedas) no son puentes, es decir, que no están comprendidas en el concepto de puentes. Por lo tanto para la selección de los puentes típicos las bóvedas serán excluidas, (ver Gráfico 2.3 y 2.4).

En base a la definición de puentes típicos, y porque representan aproximadamente el 75% de los puentes existentes en El Salvador (sin considerar las **bóvedas**), los puentes tipo: **MIXTO, VICON, VIPRE y LOSA**, serán considerados como típicos o comunes (ver Gráfico 2.3 y 2.4).

Los puentes tipo **MIXTO, VICON y VIPRE (tipo losa sobre vigas)**, se consideran típicos porque ambos representan aproximadamente un 42% de los puentes existentes, (Gráfico 2.4) y principalmente porque su configuración estructural está formada de una losa de concreto sobre vigas longitudinales ya sea de acero, concreto reforzado o pre-esforzado, respectivamente.

Los puentes tipo **LOSA** se consideran típicos, principalmente porque representan aproximadamente el 33% de los puentes existentes, (Gráfico 2.4) y porque su configuración estructural es un tablero formado por una losa de concreto, aunque no lleve vigas longitudinales.

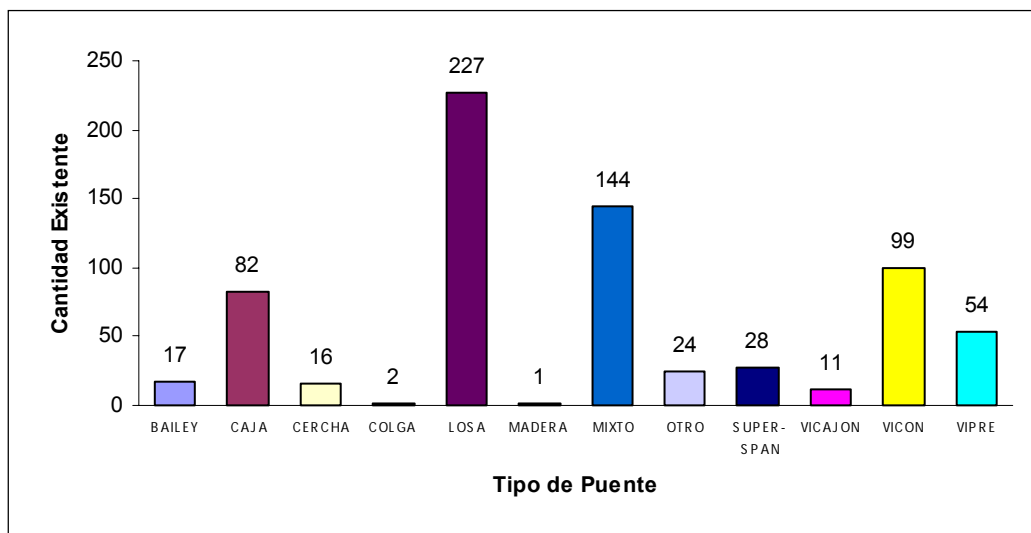


Gráfico 2.3 Distribución de 705 puentes existentes en El Salvador (sin incluir el tipo BÓVEDA) inventariados hasta julio de 2002

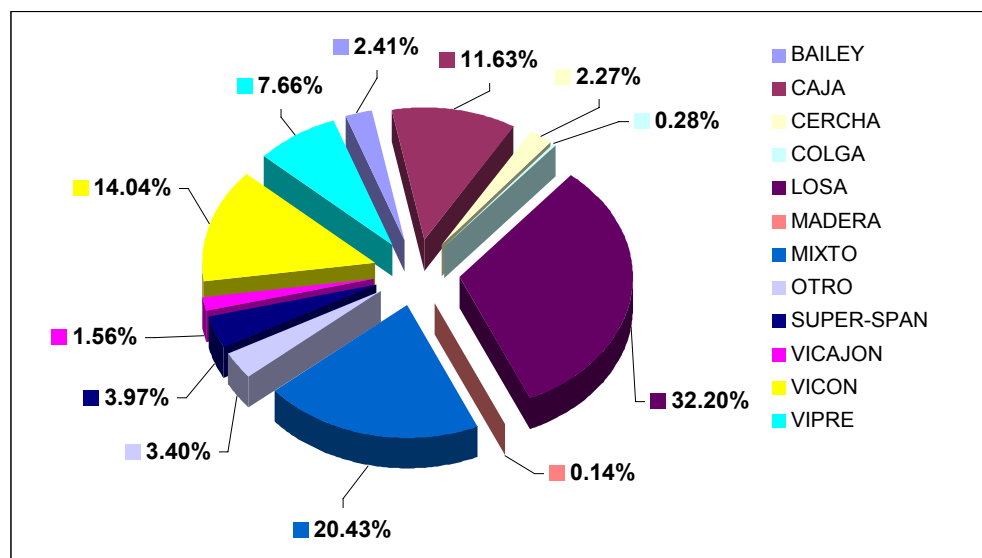


Gráfico 2.4 Distribución porcentual de 705 puentes existentes en El Salvador (sin incluir el tipo BÓVEDA) inventariados hasta julio de 2002.

CAPÍTULO 3
VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

3.1 Concepto de Vulnerabilidad.

La vulnerabilidad ha sido definida de diferentes maneras, entre las que se citan las siguientes:

- "Poder ser herido o recibir lesión, física o moralmente. Estar propenso a o ser susceptible de daño o perjuicio. Grado de pérdida de los elementos que corren riesgo" (*Diccionario de la Real Academia Española.*)
- "Grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 ó sin daño a 1 ó pérdida total".
- "Condición en la cual los asentamientos humanos o los edificios se encuentran en peligro en virtud de su proximidad a una amenaza, la calidad de la construcción o ambos factores".

La UNDRO y la UNESCO promovieron una unificación de definiciones que se sintetiza a continuación (UNDRO 1979):

- **Amenaza, peligro o peligrosidad (Hazard - H).** Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado.
- **Vulnerabilidad (Vulnerability – V).** Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 ó sin daño a 1 ó pérdida total.
- **Riesgo específico (Specific risk – R_s).** Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad.
- **Elementos en riesgo (Elements at risk - E).** Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.
- **Riesgo total (Total risk – R_t).** Se define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad

económica debido a la ocurrencia de un desastre, es decir el producto del riesgo específico, R_s , y los elementos en riesgo, E .

Con estas definiciones, la evaluación del riesgo puede llevarse a cabo mediante la siguiente fórmula general:

$$R_t = E \times R_s = E \times H \times V$$

Una definición más específica la hace Cardona (1986), en ésta plantea la siguiente manera de conceptualizar la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo:

- *Amenaza o peligro A_i* , entendida como la probabilidad de que se presente un suceso con una intensidad mayor o igual a i durante un período de exposición.
- *Vulnerabilidad V_e* , entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto e a ser afectado o de ser susceptible a sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un suceso con una intensidad i .
- *Riesgo R_{ie}* , se entiende como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento e , como consecuencia de la ocurrencia de un suceso con una intensidad mayor o igual a i es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales, económicas o ambientales durante un periodo de tiempo t dado.

$$R_{ie} \Big|_t = (A_i, V_e) \Big|_t$$

De esta forma, hoy es ampliamente aceptado que el concepto de amenaza, en general, se refiere a un peligro latente o factor de riesgo externo de un sistema o de un sujeto expuesto. Tal amenaza se puede expresar matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un período de tiempo determinado. La vulnerabilidad puede entenderse como un factor de

riesgo interno que matemáticamente está expresado como la posibilidad de que el sujeto o sistema expuesto, sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza o peligro.

3.2 Dimensiones o tipos de vulnerabilidad

La vulnerabilidad tiene varias dimensiones o tipologías, que dependen del aspecto que se esté tomando en cuenta para su análisis. Wilches-Chaux (1989) propuso el concepto de vulnerabilidad global que integra los diferentes aspectos o dimensiones que caracterizan la vulnerabilidad desde varios puntos de vista. Tales dimensiones se describen brevemente a continuación:

- **Dimensión física**

Denota las características de ubicación en áreas propensas y las deficiencias de resistencia de los elementos expuestos, de los que depende su capacidad de absorber la acción del suceso que representa la amenaza. La resistencia al sismo de un edificio, de un puente, la ubicación de una comunidad en el área de influencia de un deslizamiento o en el cauce de un río, son ejemplos de la dimensión física de la vulnerabilidad.

- **Dimensión económica**

Los sectores menos favorecidos económicamente son los más vulnerables. La pobreza aumenta la vulnerabilidad, que en el ámbito individual y local se representa por desempleo, insuficiencia de ingresos, dificultad o imposibilidad de acceso a los servicios; y que en el ámbito nacional se representa por la excesiva dependencia económica a factores externos incontrolables, las restricciones al comercio internacional, etc.

- **Dimensión social**

Una comunidad es menos vulnerable cuando está estrechamente integrada y puede reaccionar como grupo organizado para superar más fácilmente los inconvenientes que se le presentan.

- **Dimensión educativa**

Una comunidad es más vulnerable cuando recibe una educación deficiente sobre las causas, los efectos y las razones por las cuales ocurren los desastres, además cuando desconoce sobre la preparación, y el comportamiento individual y colectivo durante los desastres.

- **Dimensión política**

Se expresa en el nivel de autonomía que tiene una comunidad con respecto a sus recursos y para la toma de decisiones que la afectan. Las comunidades se hacen más vulnerables bajo esquemas centralistas en la toma de decisiones y en la organización gubernamental.

- **Dimensión institucional**

Está relacionada con las dificultades que tienen las instituciones para hacer la gestión del riesgo.

- **Dimensión ambiental**

Aumenta la vulnerabilidad cuando el modelo de desarrollo no está basado en la convivencia sino en la explotación inadecuada y la destrucción de los recursos naturales.

- **Dimensión cultural**

Esta dimensión de la vulnerabilidad está referida a la forma en que los individuos se ven a sí mismos en la sociedad y como colectividad. Al respecto juegan un papel crítico los medios de comunicación, puesto que contribuyen a la utilización falseada de imágenes o a la transmisión de información ligera o imprecisa sobre el medio ambiente, la misma sociedad y los desastres.

- **Dimensión ideológica**

Está relacionada con las ideas o creencias que tienen las personas sobre el acontecer y los hechos del mundo. Se expresa en actitudes pasivas, fatalistas y en promover mitos relacionados con creencias religiosas que limitan la capacidad de actuar de los individuos en ciertas circunstancias.

El planteamiento de una vulnerabilidad global, resultado de estas y otras dimensiones de la vulnerabilidad, permite visualizar la vulnerabilidad desde múltiples aspectos y desde diversas perspectivas del conocimiento.

En el presente trabajo se tratará únicamente con aspectos relacionados a la ***Vulnerabilidad Física de Estructuras de Puentes.***

3.3 Factores que Originan la Vulnerabilidad.

Se pueden plantear los siguientes factores generales que originan la vulnerabilidad:

- **La exposición**

Que se refiere a la susceptibilidad del asentamiento humano debido a su fragilidad física o proximidad a la zona de influencia de los fenómenos peligrosos.

- **La fragilidad social**

Se refiere al nivel de marginalidad y segregación social del asentamiento humano y sus condiciones de desventaja y debilidad relativa por factores socioeconómicos.

- **La falta de resiliencia**

Expresa las limitaciones de acceso y movilización de recursos del asentamiento humano, su incapacidad de respuesta y sus deficiencias para absorber el impacto.

3.4 Evaluación de la Vulnerabilidad y Riesgo

Si lo que se pretende es la evaluación del riesgo, entonces primero se tiene que estudiar y evaluar la amenaza o peligrosidad, así como también se tiene que estudiar y analizar la vulnerabilidad.

Un *análisis de vulnerabilidad*, es un estudio de la capacidad que tiene un elemento o sistema para resistir o absorber el impacto de un suceso que caracteriza una amenaza, y por lo tanto se diferencia del *análisis de riesgo*, que se refiere a la estimación de uno o varios escenarios de pérdidas o consecuencias probables de acuerdo con el grado de amenaza considerado y con el nivel de vulnerabilidad existente en los elementos expuestos. Estos elementos expuestos o en riesgo son el contexto social y material representado por las personas y por los recursos y servicios que pueden ser afectados por la ocurrencia de un suceso, es decir, las actividades humanas, los sistemas realizados por el hombre, tales como edificios, líneas vitales o infraestructura, centros de producción, utilidades, servicios y la gente que los utiliza. Por esta razón, las evaluaciones de vulnerabilidad física han sido las que más se han desarrollado desde una perspectiva metodológica. Las técnicas más conocidas son las que estiman el daño que podría presentarse en una estructura (un edificio, un puente u otra infraestructura) si ocurre un sismo de cierta severidad, de acuerdo con la capacidad sismorresistente de la misma. El riesgo se refiere, en este caso, a las pérdidas o consecuencias causadas por la ocurrencia de dicho daño. En general, la evaluación de la capacidad sismorresistente de edificios, puentes o de otras obras civiles existentes es un caso de análisis de vulnerabilidad física.

La vulnerabilidad, en términos generales, puede clasificarse desde el punto de vista de su evaluación como de *carácter técnico* y de *carácter social*. La primera es posible de cuantificar en términos físicos y funcionales como, por ejemplo, en daños físicos potenciales o en interrupciones en la operación de un servicio. La segunda, prácticamente sólo se puede valorar en forma cualitativa o relativa, debido a que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales, etc., que usualmente se estiman por medio de índices o indicadores.

La *estimación del riesgo* se obtiene a partir de relacionar la peligrosidad o amenaza con la vulnerabilidad de los elementos expuestos. Desde el punto de vista físico, el “riesgo específico” es la pérdida esperada en un período de tiempo, que puede ser expresada como una proporción del valor o costo de reemplazo de los elementos en riesgo. Usualmente, el riesgo específico se representa en términos de pérdida de vidas, afectados y pérdidas económicas. Debido a la dificultad que significa estimar el “riesgo total”, o sea la cuantificación acumulativa del riesgo específico, se acepta la evaluación de un riesgo específico representativo para la región, como por ejemplo, el riesgo por inundación para las cosechas, el riesgo sísmico de los edificios, el riesgo sísmico de los puentes, el riesgo de las líneas vitales por deslizamientos, etc.

3.5 Peligrosidad y Vulnerabilidad Sísmica.

La probabilidad de pérdidas por sismo depende de dos factores: la ***peligrosidad*** y la ***vulnerabilidad***. La ***peligrosidad*** o probabilidad de que ocurran movimientos sísmicos en una zona determinada, refleja características de la naturaleza que no se pueden modificar. En cambio, la ***vulnerabilidad*** o capacidad de resistencia de las estructuras expuestas a estos movimientos, como factor que refleja la intervención humana, la cual sí puede modificarse.

La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable durante un sismo se puede atribuir por lo general a los factores siguientes:

- ⊕ Resistencia,
- ⊕ Ductilidad
- ⊕ Redundancia.

Entre estos factores, la ductilidad es de particular interés en las normativas modernas para el diseño sísmico. Por tanto en el presente trabajo será usada como parámetro para evaluar el nivel de vulnerabilidad de los puentes de estudio.

La ductilidad se define como *la capacidad que tiene una estructura para desplazarse en el rango plástico a través de varios ciclos de respuesta, sin una significativa degradación de su resistencia o de su rigidez*. Se ha demostrado que la ductilidad y la redundancia estructural son los medios más eficaces para proporcionar seguridad contra el colapso. Los terremotos identifican debilidades estructurales y concentran el daño a estas posiciones. Con estructuras de edificios, las consecuencias pueden no ser desastrosas, debido al alto grado de redundancia generalmente inherente en sistemas estructurales de edificios. Esto permite redistribución de esfuerzos por caminos alternativos de carga si es necesario. Típicamente, los puentes tienen poca o ninguna redundancia en los sistemas estructurales, y por tanto una falla en un elemento estructural o conexión entre elementos puede conducir al colapso del sistema.

3.6 Daños a Puentes Causados por Terremotos Recientes.

Revisando daños en puentes causados por terremotos recientes, se pueden identificar los siguientes tipos:

- Desplazamientos sísmicos
 - a. Fallas en claros debido a desasiento en juntas de movimiento
 - b. Amplificación de desplazamientos debido a efectos de suelo
 - c. Golpeteo entre estructuras de puentes
- Asentamiento de estribos
- Fallas en columnas
 - a. Fallas por resistencia a flexión inadecuada
 - b. Fallas por ductilidad inadecuada
 - c. Fallas por cortante
- Fallas en vigas cabezal
- Fallas en Nudos
- Fallas en zapatas
- Fallas en componentes de puentes de acero.

3.6.1 Desplazamientos sísmicos

Los desplazamientos sísmicos calculados para muchos puentes existentes han sido bajos debido a que se fundamentaron en la teoría elástica, la rigidez de la sección no agrietada, y en niveles bajos de fuerza sísmica, esto produjo longitudes de asiento muy cortas en las juntas de movimiento, y separaciones laterales inadecuadas entre estructuras adyacentes, produciendo golpeteo.

3.6.1.1 Fallas en claros debido a desasiento en juntas de movimiento.

Han habido muchos puentes fallados a causa del movimiento relativo de los claros en la dirección longitudinal que excede las longitudes de asiento, produciendo un desasiento en las juntas de movimiento no restringidas. Éste ha sido un problema particular para puentes de varios claros con pilas altas. Marcos adyacentes separados por juntas de movimiento pueden moverse fuera de fase, aumentando el desplazamiento relativo a través de la junta. La Figura 3.1 muestra el ejemplo de un claro colapsado en el terremoto de San Fernando en 1971. Aunque se proporcionaron tornillos sujetadores de unión para las juntas de movimiento en este puente, ellos tenían resistencia insuficiente para impedir el movimiento relativo longitudinal.

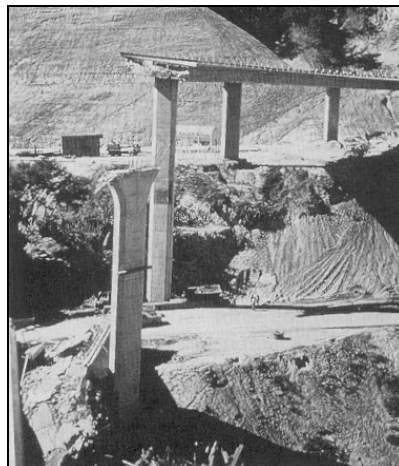


Figura 3.1 Claro colapsado, Terremoto de San Fernando 1971.

La Figura 3.2 muestra otro ejemplo, también del terremoto de San Fernando. En este caso un claro simplemente apoyado se ha desasentado debido a un excesivo desplazamiento relativo entre marcos adyacentes. Las líneas de apoyo están sesgadas al eje del puente, y ha sido observado que los claros sesgados desarrollan desplazamientos más grandes que los claros rectos, debido a la tendencia del claro sesgado a rotar en la dirección de oblicuidad decreciente, produciendo desasiento en los apoyos de las esquinas agudas.

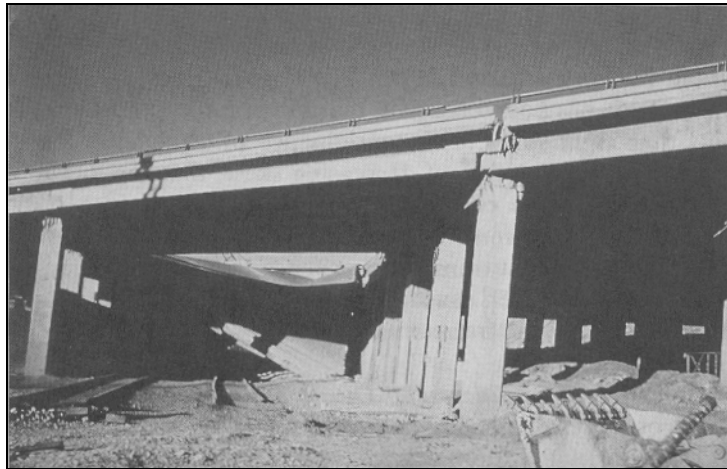


Figura 3.2 Desasiento, terremoto de San Fernando 1971 (claro simple, sesgado).

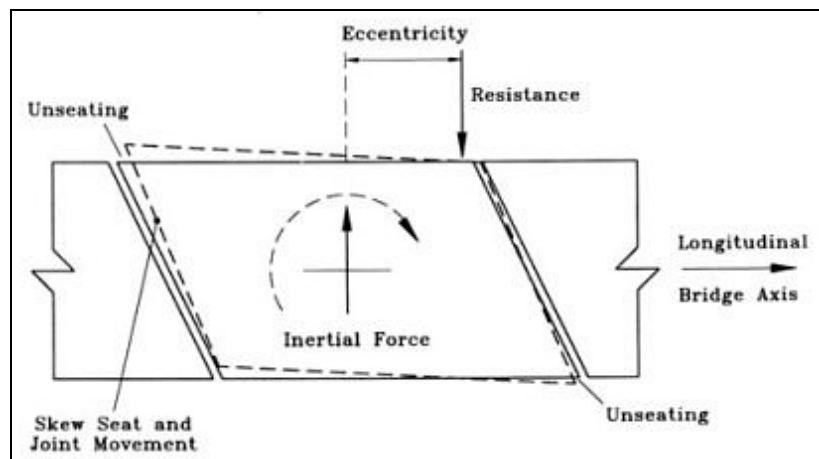


Figura 3.3 Desasiento debido a oblicuidad de puente.

Este comportamiento es debido a una combinación de la respuesta longitudinal y transversal y se ilustra esquemáticamente en la Figura 3.3 donde se puede ver que la respuesta transversal en cualquier dirección causará unión en una esquina obtusa, causando rotación en el sentido de las agujas del reloj. Estas rotaciones tienden a aumentar bajo una respuesta transversal cíclica.

3.6.1.2 Amplificación de desplazamientos debido a efectos de suelo.

Cuando los puentes se construyen sobre suelos blandos o licuables, el problema de desasiento se complica. Los suelos blandos generalmente producirán la amplificación de la respuesta de vibración estructural, aumentando la probabilidad de desasiento. Cuando los marcos de puentes son soportados por pilas sobre sedimentos arenosos saturados o arena fangosa, la licuefacción del suelo puede ocurrir, causando a las pilas pérdida de apoyo, con desplazamientos verticales y/o laterales excesivos no relacionados con la respuesta de vibración. Los puentes con claros simplemente apoyados son particularmente susceptibles a fallas en el claro como resultado de licuefacción, Las Figuras 3.4 y 3.5 muestran claros fallados de modernos puentes en el terremoto de Costa Rica, el primero es el resultado de la licuefacción en los apoyos interiores y el segundo debido al desplazamiento relativo entre el estribo y una pila interior en un sitio con suelo blando.



Figura 3.4 Falla por licuefacción, puente de Río Vizcaya, terremoto de Costa Rica 1990.



Figura 3.5 Desasiento de claros oblicuos en un sitio con suelo blando, puente Río Bananito, terremoto de Costa Rica 1990.

Los apoyos del puente en la Figura 3.5 estaban rotados aproximadamente 30° del eje transversal, y los claros fueron desplazados fuera del apoyo interior en la dirección de oblicuidad decreciente, como se presentó en la Figura 3.3. Otro ejemplo es dado por el colapso del claro de conexión oriental en el puente de arco Nishinomiya-ko de la autopista de Wangan (Figura 3.6) en el terremoto de Kobe en 1995. Este claro de acero de 50-m fue diseñado para ser simplemente apoyado y permitir ajustes en la elevación de los apoyos si ocurrían asentamientos de suelo. Durante el terremoto, los sujetadores que conectan el claro de unión al apoyo del arco fallaron, y los movimientos grandes del apoyo del puente de arco resultantes del asentamiento y licuefacción del sitio produjeron el desasiento del claro.



Figura 3.6 Desasiento de un claro simplemente soportado de conexión, puente Nishinomiya-ko, terremoto de Kobe 1995.

3.6.1.3 Golpeteo entre estructuras de puentes.

Predicciones bajas de los desplazamientos sísmicos pueden llevar a proveer juntas de separación inadecuadas entre las estructuras adyacentes, produciendo daño por golpeteo. Éste es principalmente un problema cuando las estructuras adyacentes son de alturas diferentes, produciendo impacto entre la superestructura de una, y la pila (o pilas) de la otra. Un ejemplo ocurrió en el terremoto de Loma Prieta de 1989 en la sección I-280 del viaducto China Basin/Southern en San Francisco, como es mostrado en la Figura 3.7, donde una separación de 15 cm entre la carretera más baja y las pilas que independientemente apoyan un tablero de nivel superior prueba ser inadecuada. Las fuerzas de impacto por golpeteo de los componentes del puente pueden ser muy altas, causando amplificación de la fuerza de corte en los miembros y aumentando la probabilidad de una falla frágil por cortante. El golpeteo entre estructuras de altura desigual debe por tanto evitarse a través de la valoración realista de la deformación y la provisión de una separación adecuada. Hay, sin embargo, evidencia teórica de que el golpeteo entre superestructuras de igual altura, como podría ocurrir con estructuras de puente paralelas que llevan direcciones opuestas de tráfico, puede ser beneficioso a la

respuesta sísmica. Esto es porque los impactos entre estructuras de diferentes períodos fundamentales actúan para perturbar el aumento de la respuesta resonante.



Figura 3.7 Golpeteo de viaducto I-280 China Basin/Southern, terremoto de Loma Prieta 1989.

3.6.2 Asentamiento de estribos.

Debido a la respuesta de los suelos blandos y a una consolidación incompleta de los rellenos para estribos, los asentamientos en rellenos de estribos y la rotación de estribos se han incrementado en recientes terremotos. Bajo la respuesta longitudinal las presiones de tierra en el estribo aumentan debido a las aceleraciones sísmicas. El impacto del puente con el estribo puede generar altas presiones pasivas, que inducen un incremento de las presiones laterales sobre los niveles debajo del punto de impacto. Una inadecuada

compactación del suelo natural o del relleno tiende a desprenderlo hacia el puente, empujando la parte más baja del estribo hacia el centro con el suelo en movimiento. El contacto entre la cabeza del estribo y la superestructura limita el desplazamiento de la cabeza hacia el centro, resultando en una rotación del estribo, como se presenta en la Figura 3.8. Las consecuencias típicas son daños para el muro de retención superior del estribo (backwall) por el impacto de la superestructura, y daño al sistema de pilotes de apoyo si las rotaciones del estribo son grandes.

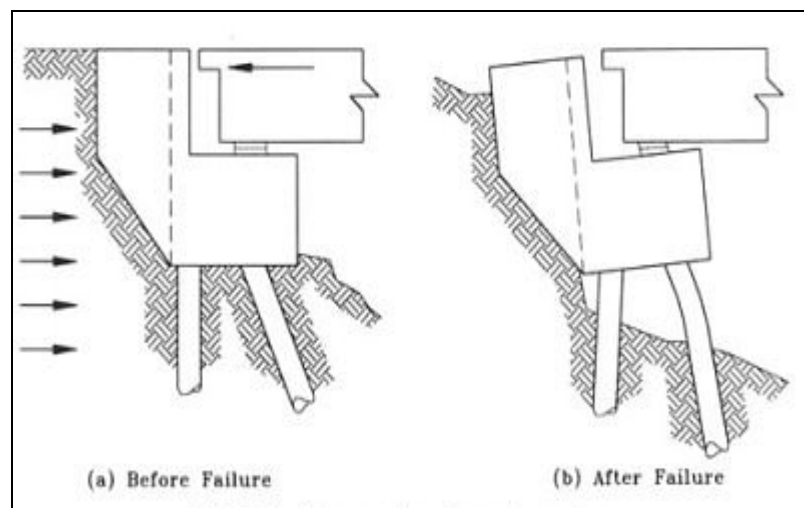


Figura 3.8 Asentamiento y rotación de estribo

Las Figuras 3.9 y 3.10 muestran ejemplos de estribos fallados en el terremoto de Costa Rica en 1990. El puente mostrado en la Figura 3.9, de tres claros compuestos por vigas I simplemente soportadas tuvo un severo asentamiento y una rotación de 9° en un estribo, produciendo un desplazamiento lateral en los pilotes superiores de aproximadamente 66 cm y la falla por flexión y cortante de los pilotes de apoyo, particularmente los pilotes

frontales que se inclinaron una pendiente de 1:5. El material de relleno detrás del estribo se desprendió aproximadamente 1 m.



Figura 3.9 Falla por asentamiento y rotación de estribo.
Puente Río Banano, Terremoto de Costa Rica 1990.

La Figura 3.10 muestra un caso extremo de daño para el muro de retención superior del estribo (backwall) causado por el impacto de la superestructura. Este puente, presentado en la Figura 3.4, empujó un extremo del claro a través y sobre el estribo cuando una pila interior sobre arena en licuefacción colapsó y giró hacia el estribo, empujando el claro con eso. El aumento de presión pasiva detrás del estribo causó rotación del estribo y falla de los pilotes. Aunque un daño severo puede ser el resultado del asentamiento del estribo, el colapso total es raro y generalmente relacionado a otras causas, como fue el caso para el puente de la Figura 3.10.



Figura 3.10 Estribo fallado debido a una presión pasiva, puente Río Vizcaya, terremoto de Costa Rica 1990.

3.6.3 Fallas en columnas.

Las fallas en columnas de puentes pueden ser el resultado de varias deficiencias relacionadas a las consecuencias de la filosofía de diseño elástica.

Las fallas en columnas más comunes son:

- ⊕ Fallas por resistencia a flexión inadecuada
- ⊕ Fallas por ductilidad inadecuada
- ⊕ Fallas por terminación prematura del refuerzo.
- ⊕ Fallas por cortante

3.6.3.1 Fallas por resistencia a flexión inadecuada

El refuerzo longitudinal en columnas fue a menudo empalmado con traslapes inmediatamente sobre la fundación, con una longitud de empalme inadecuada para desarrollar la resistencia de las barras. Longitudes de empalmes traslapados tan cortas como 20 veces el diámetro de la barra fueron normalmente proporcionadas en la base de columnas de puentes Californianos diseñados antes de 1971. Las pruebas indican que esto es insuficiente para permitir el desarrollo de la resistencia a flexión de la columna. Por otro lado debe señalarse que incluso traslapes con empalmes muy largos, satisfaciendo

requisitos de códigos actuales, es probable que fallen si la pila está sujeta a niveles de ductilidad moderados. La Figura 3.11 muestra daños en la base de una columna, atribuibles a una falla en el empalme traslapado, que ocurrió en el terremoto de Loma Prieta en 1989. Una inadecuada resistencia a flexión también puede ser el resultado de soldaduras a tope del refuerzo longitudinal cerca de posiciones con momento máximo. Parece difícil asegurar la resistencia y la ductilidad de las soldaduras, y de hecho, éstas pueden parecer no críticas si es usado un procedimiento de diseño elástico.



Figura 3.11 Falla de empalmes traslapados en la base de la pila, terremoto de Loma Prieta 1989.

La Figura 3.12 muestra un ejemplo de falla a flexión de una columna de la autopista de Hanshin en el terremoto de Kobe en 1995, causada por falla de un gran número de soldaduras a tope en la misma posición, cerca de la base de la columna. Los efectos por inversión de esfuerzos producen una deformación máxima en el refuerzo siendo casi constante para una altura sobre la base de la columna igual a la mitad del diámetro de la columna. La columna mostrada en la Figura 3.12 fue una de un gran número de columnas falladas (por lo menos 50) en la autopista Hanshin, donde soldaduras falladas contribuyeron a la falla de la pila.

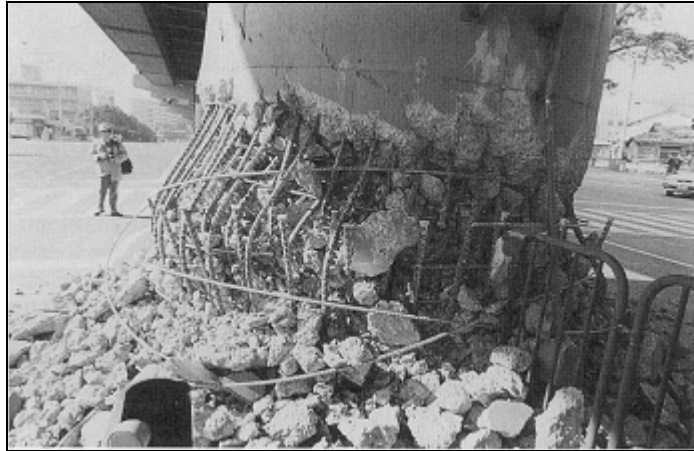


Figura 3.12 Falla en soldaduras de refuerzo longitudinal de columna, terremoto de Kobe 1995.

3.6.3.2 Fallas por ductilidad inadecuada.

Hasta los años setenta, los diseñadores fueron generalmente desprevenidos ante la necesidad de establecer capacidades de ductilidad en regiones de rótulas plásticas potenciales. De hecho, el concepto de rótula plástica fue irrelevante para el procedimiento de diseño elástico utilizado.

Para sobrevivir un intenso ataque sísmico, las estructuras deben poseer **ductilidad**. La ductilidad, es la propiedad de deformación a través de varios ciclos de desplazamientos muchos más grandes que el desplazamiento de fluencia, sin una significativa degradación de la resistencia. Factores de ductilidad por desplazamiento (múltiplos del desplazamiento de fluencia) tan altos como $\mu_{\Delta} = 6$ ó 8 pueden necesitarse en algunos casos.

En niveles de ductilidad por desplazamiento de aproximadamente 2 a 3, los esfuerzos de compresión del concreto en regiones de rótulas plásticas exceden la capacidad de esfuerzo de compresión sin confinamiento, y ocurre la caída del concreto de recubrimiento de la columna. Si el concreto del centro no está bien confinado por anillos o espirales transversales estrechamente espaciados, el aplastamiento rápidamente se extiende hacia el centro, el refuerzo longitudinal se pandea, y una rápida degradación de resistencia

ocurre, resultando eventualmente en una incapacidad para soportar las cargas de gravedad. Este comportamiento puede acelerarse cuando el refuerzo transversal es traslapado dentro del concreto de recubrimiento, como es común en los puentes más viejos. Cuando el concreto de recubrimiento se desprende, los anillos pierden la efectividad en los puntos de traslapes.

Las Figuras 3.13 y 3.14 muestran ejemplos de fallas en rótulas plásticas en los recientes terremotos. Niveles bajos de refuerzo transversal presentes en estas rótulas pueden ser notados.

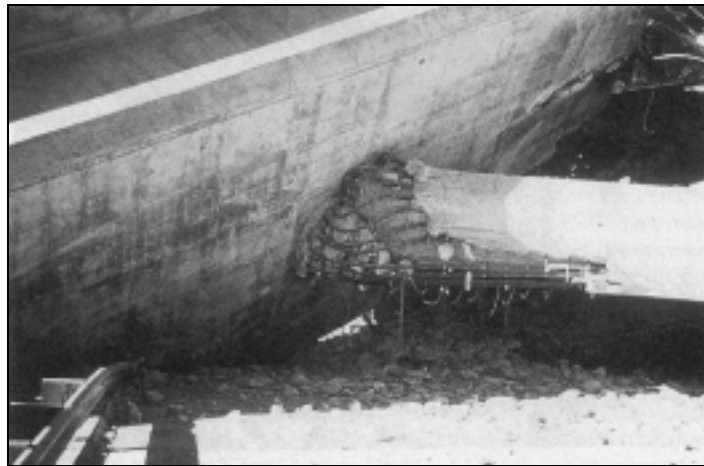


Figura 3.13 Falla por falta de confinamiento arriba de la columna, terremoto de San Fernando de 1971.



Figura 3.14 Rótulas plásticas falladas en columnas, terremoto de Northridge de 1994.

3.6.3.3 Fallas por terminación prematura del refuerzo longitudinal.

En Japón, varias columnas de puentes desarrollaron fallas por flexión-cortante a media altura de la columna, durante los terremotos de Urahawa-ohi en 1982 y Kobe 1995, como consecuencia de la terminación prematura del refuerzo longitudinal de la columna. Un ejemplo se muestra en la Figura 3.15, donde la falla de flexión-cortante aparentemente coincide con el corte de las barras a media altura de la columna. La terminación de las barras se fundamentó en la envolvente de momentos de diseño, sin considerar los efectos de la inversión de esfuerzos debido al agrietamiento por cortante diagonal. Esta deficiencia se agravó por la disposición de una longitud de desarrollo corta para las barras empalmadas en esta ubicación. Los efectos de la inercia rotacional incrementando el momento a media altura de la columna también pueden haber sido significantes en este caso.



Figura 3.15 Falla de flexión-cortante a media altura de la pila debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal; terremoto de Kobe de 1995.

La falla de las 18 columnas de la sección derrumbada de la autopista de Hanshin en el terremoto de Kobe de 1995 también se inició por la terminación

prematura de aproximadamente el 33% del refuerzo longitudinal de la columna a un 20% de la altura de la columna. Esto obligó a que la rótula plástica se formara sobre la base, donde no se pudo beneficiar del refuerzo por confinamiento proporcionado ya que era muy poco. Esta dramática falla se muestra en la Figura 3.16.



Figura 3.16 Falla de flexión sobre la base de las columnas de la Autopista Hanshin, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal y a inadecuado confinamiento; terremoto de Kobe de 1995.

3.6.3.4 Fallas por cortante en columnas.

Si el refuerzo transversal fluye, el ancho de las grietas por flexión-cortante incrementa rápidamente, reduciendo la resistencia a cortante del concreto. Como consecuencia, la falla de cortante es frágil e involucra una degradación de resistencia rápida. Por lo tanto la deformación por cortante inelástica es inadecuada para una respuesta sísmica dúctil.

Las columnas cortas son particularmente susceptibles a fallas por cortante como consecuencia de una proporción cortante/momento alta.

Antes de 1970, había una falta de apreciación sobre la necesidad de

asegurarse que la resistencia por cortante real excediera a la resistencia por flexión real (uno de los principios de la filosofía de diseño por capacidad), y como consecuencia no es raro encontrar columnas de puentes donde la resistencia de flexión puede ser dos a tres veces la resistencia de cortante.

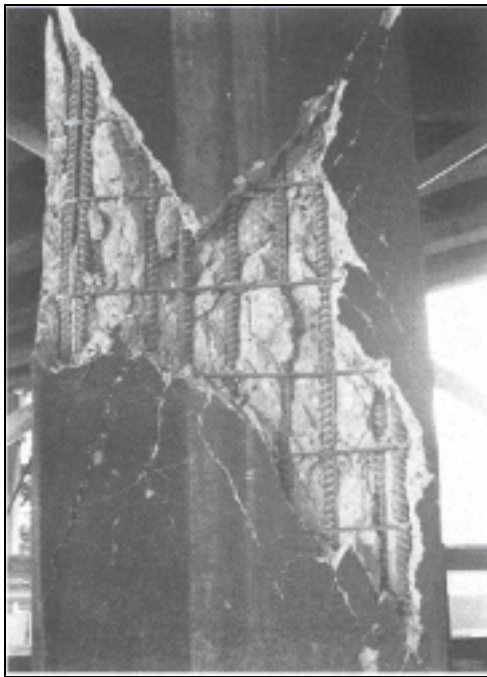


Figura 3.17 Falla frágil por cortante en una columna del puente I-5/I-605, terremoto de Whittier de 1987.

En la Figura 3.17 se muestra una de las columnas falladas del puente I-5/I-605, dañado severamente por el terremoto de Whittier en 1987, donde el análisis de las columnas que fallaron por corte indicó que las resistencias por cortante sólo eran aproximadamente el 30% de la resistencia por flexión. La columna mostrada en la Figura 3.17 presenta varias barras transversales fracturadas, los anchos de las grietas por cortante excedieron los 25 mm (1 pulg), y virtualmente no tiene un remanente de resistencia por cortante después del terremoto. El pandeo del refuerzo longitudinal de la columna, mostrada en la Figura 3.17, indica que ocurrió un acortamiento axial de la columna y el colapso era inminente.

También muchas fallas por cortante ocurrieron en los terremotos de San Fernando en 1971, Northridge en 1994 y Kobe en 1995. La Figura 3.18, del terremoto de San Fernando, muestra una falla frágil típica de cortante donde la resistencia por flexión excede a la resistencia por cortante. No hay ninguna indicación de que las rótulas plásticas se desarrollaran en los extremos del miembro. En contraste, la columna de la Figura 3.19, también del terremoto de San Fernando, no aparenta tener daños en la región media, pero una rótula plástica se ha formado claramente en la parte superior de la columna, con la subsiguiente falla por cortante dentro de la región de la rótula. Esto lleva a una observación importante: la resistencia por cortante en las regiones con rótulas plásticas es menor que en las regiones sin rótulas.

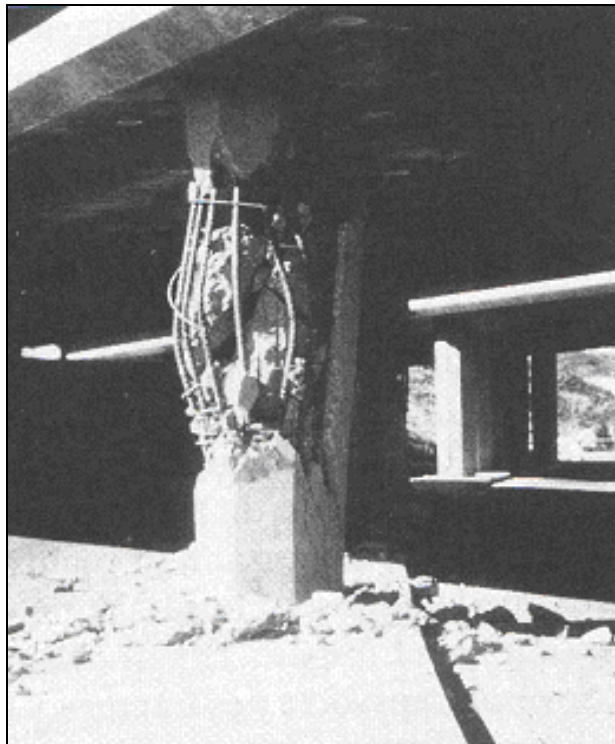


Figura 3.18 Falla por cortante fuera de la región de rótula plástica, terremoto San Fernando de 1971.

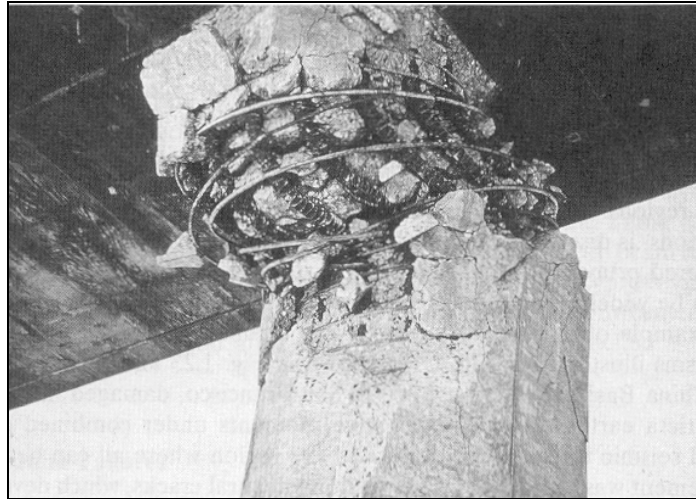


Figura 3.19 Falla por cortante dentro de la rótula plástica, terremoto San Fernando de 1971.

La causa del colapso de seis, de las siete estructuras de puentes que fallaron en el terremoto de Northridge en 1994, se ha atribuido a las fallas de cortante en columnas. Debido a la falla del refuerzo transversal, la falla por cortante produce a menudo una pérdida de la integridad estructural de las columnas, con el subsiguiente colapso bajo las cargas de gravedad. En la Figura 3.20 se muestran ejemplos del colapso de columnas causados por las fallas de cortante.



Figura 3.20 Ejemplos de fallas por cortante en columnas, terremoto de Northridge de 1994.

3.6.4 Fallas en Viga de Cabezal

Las fallas en vigas de cabezal causadas por el terremoto de Loma Prieta de 1989 y las subsecuentes evaluaciones sísmicas de marcos de concreto existentes indican deficiencias significantes en tres áreas: (1) capacidad por cortante, particularmente donde los cortantes por sismo y por gravedad son aditivos; (2) terminación prematura del refuerzo por momento negativo (superior) en la viga cabezal; y (3) anclaje insuficiente del refuerzo en los extremos de la viga de cabezal.



Figura 3.21 Fallas por flexión y cortante en viga cabezal y nudo, viaducto China Basin, terremoto de Loma Prieta de 1989.

Un ejemplo de daño a una viga cabezal como consecuencia de las deficiencias mencionadas se muestra en la Figura 3.21 y se refiere a marco rígido del viaducto China Basin en San Francisco, dañado en el terremoto de Loma Prieta de 1989. Los momentos negativos debido a la combinación de cargas de gravedad y fuerzas sísmicas se extienden más allá de la región donde todo el refuerzo superior de la viga cabezal se ha terminado. Las grietas por flexión resultantes, que se desarrollan en donde terminan las barras

superiores, son altamente inclinadas por la influencia del cortante, como se muestra en la Figura 3.21. El refuerzo por cortante fue inadecuado para controlar las grietas por flexión-cortante, y se desarrollaron anchos de grietas muy grandes, casi produciendo el colapso del marco.

Daños en vigas cabezales debido a un inadecuado y pobre refuerzo inferior, fueron evidentes en varios casos para el terremoto de Loma de Prieta. La Figura 3.22 muestra como ejemplo una porción no colapsada del viaducto Cypress, donde una ancha grieta por flexión se formó en la cara interna de la columna como resultado del inadecuado anclaje proporcionado por la longitud de desarrollo de las barras en el nudo. El anclaje insuficiente del refuerzo en la viga cabezal también contribuyó claramente al colapso del viaducto Cypress, como se evidencia en la Figura 3.23, donde se ve el refuerzo superior e inferior de la viga cabezal expuesto después de que ha sido arrancado de la columna.

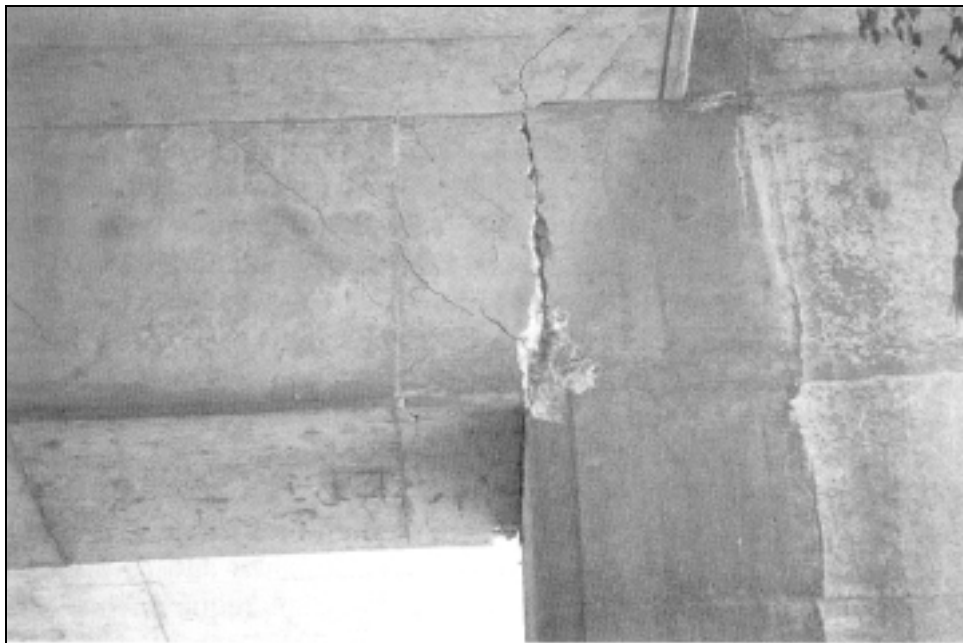


Figura 3.22 Grietas por momento positivo en viga cabezal sobre la cara inferior de la columna, terremoto de Loma Prieta de 1989.



Figura 3.23 Falla en el anclaje del refuerzo de la viga cabezal viaducto Cypress, terremoto de Loma Prieta de 1989.

3.6.5 Fallas en Nudos

Una consecuencia importante del terremoto de Loma Prieta en 1989 fue el enfoque sobre problemas de cortante en el nudo de conexión entre las vigas cabezal y columnas. La transferencia de fuerzas de miembro a través de las conexiones resulta en fuerzas de corte horizontal y vertical de nudo que pueden ser muchas veces los cortantes en los miembros conectados. No ha sido común que estas fuerzas de corte se consideren en el diseño de un puente. Pero sin este refuerzo, puede ocurrir la falla por cortante en el nudo, como es evidenciado en la Figura 3.24(a), por el agrietamiento diagonal en la región del nudo de un marco del viaducto Cypress y por el patrón de grietas en la región del nudo de un marco del viaducto Embarcadero mostrado en la Figura 3.24(b). La falla por cortante en el nudo generalmente se admite como la mayor causa al colapso de 1.6 Km (1 milla) de longitud del viaducto Cypress durante el terremoto de Loma Prieta en 1989, con la pérdida trágica de 43 vidas.

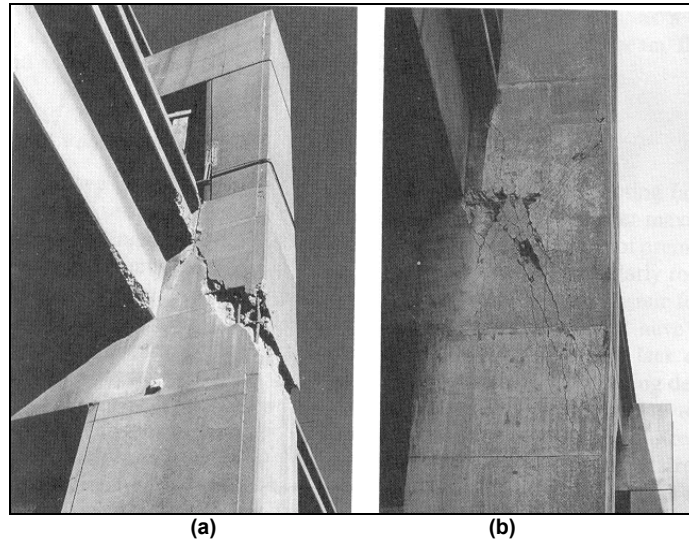


Figura 3.24 Falla por cortante en nudo, terremoto de Loma Prieta de 1989.
(a) Viaducto I-880; (b) Viaducto Embarcadero.

Aunque los viaductos de doble tablero como el viaducto Cypress son especialmente susceptibles a los problemas de cortante en los nudos, los marcos de múltiples columnas de un solo nivel también pueden sufrir ese problema. Una revisión de los daños causados por el terremoto de San Fernando en 1971, revela evidencia clara de fallas por cortante en nudos en por lo menos un caso. Varios casos de fallas por cortante en los nudos ocurrieron debido al terremoto de Loma Prieta. Por ejemplo en la Figura 3.21 se observa una viga de cabezal con fallas por flexión-cortante y por cortante en el nudo, con una grieta diagonal que se propaga desde la esquina superior externa del nudo.

Un ejemplo de una falla grande por cortante de nudo, se muestra en la Figura 3.25, en la cual se observa un marco del puente conector I-980 en Oakland California, dañado por el terremoto de Loma Prieta. Aunque este puente fue diseñado y se construyó en los años ochenta de acuerdo con los requisitos de diseño de puente actuales, varios rasgos indeseables son evidentes. El refuerzo transversal en el nudo consiste de varias espirales muy ligeras que tenían la capacidad de resistir menos del 10% de la fuerza de

cortante de nudo horizontal. El refuerzo de la columna fue anclado por la extensión de barras rectas hasta el nudo, y el mecanismo para la transferencia de momentos desde la columna a la viga cabezal no es obvio, particularmente bajo momentos que tienden a abrir el nudo. Bajo momentos negativos, puede esperarse que el refuerzo superior de la viga cabezal fluya atrás de donde inicia el gancho de 90°, debido a la falta de refuerzo por cortante horizontal o vertical cerca de la región superior del nudo, transfiriendo así toda la fuerza desarrollada al gancho. Las extensiones verticales de estos ganchos son inadecuadamente restringidas atrás del nudo para permitir que esta transferencia tome lugar sin que los ganchos tiendan a abrirse.

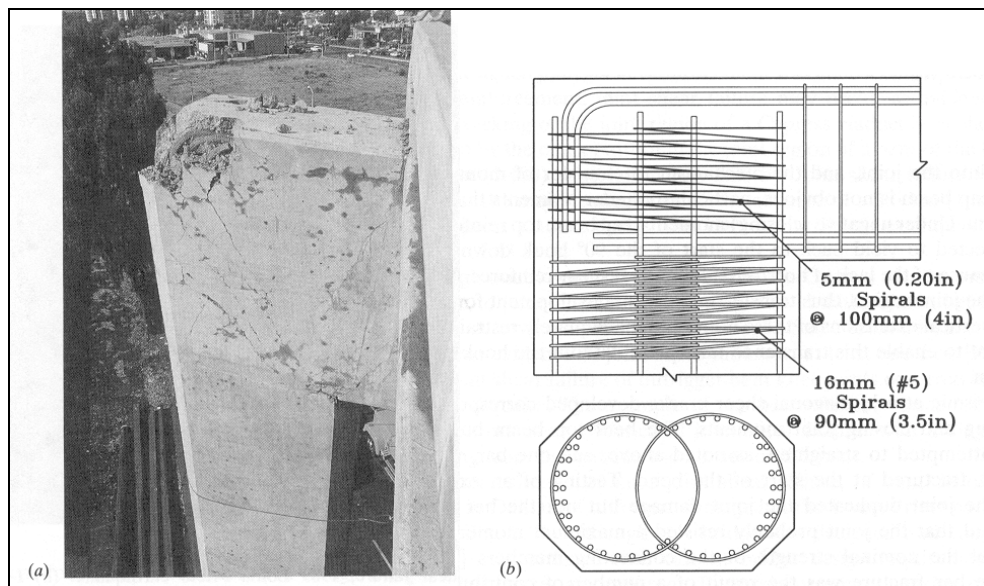


Figura 3.25 Falla en nudo, terremoto de Loma Prieta de 1989.
(a) Vista general; (b) Configuración del refuerzo.

Bajo el ataque sísmico, las grietas por cortante diagonales desarrolladas corresponden a momentos que abren y cierran el nudo. Las barras superiores de la viga cabezal tienden a abrirse, como se observa en la Figura 3.25(a), donde es visible una barra fracturada en el inicio del gancho.

3.6.6 Fallas en Zapatas

Un análisis sobre los detalles típicos comunes de zapatas diseñadas hace tiempo revelan deficiencias en (1) la resistencia a flexión de la zapata (particularmente debido a la omisión común del lecho de refuerzo superior); (2) la resistencia por cortante de la zapata, ya que el refuerzo por cortante fue raramente proporcionado; (3) la resistencia por cortante del nudo, en la región inmediatamente debajo de la columna, que está sujeta a fuerzas altas de cortante; (4) el anclaje y longitud de desarrollo del refuerzo de las columnas, que en el pasado típicamente se proporcionó por extensiones de barras rectas hasta las zapatas o por ganchos de 90° doblados hacia fuera del eje de la columna, una práctica que agravó los problemas de cortante en el nudo; y (5) la inadecuada conexión entre pilotes y zapatas. Un ejemplo dramático de las consecuencias de una inadecuada longitud de desarrollo para el refuerzo longitudinal de la columna es mostrado en la Figura 3.26. Este puente de marco, que colapsó en el terremoto de San Fernando en 1971, tenía barras rectas en el anclaje del refuerzo de la columna a una zapata reforzada simplemente con un lecho inferior de acero por flexión. La falla por flexión de la zapata sin el lecho de refuerzo superior probablemente ayudó a que este anclaje fallara.

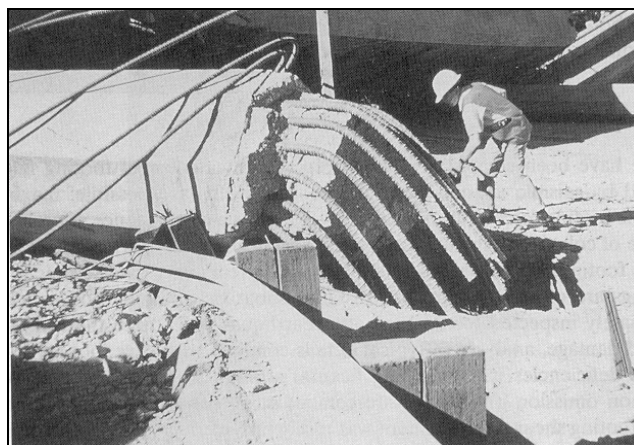


Figura 3.26 Falla por arrancamiento, terremoto San Fernando de 1971.

3.6.7 Fallas en Componentes de Puente de Acero

Las superestructuras de acero son menos pesadas que las superestructuras de concreto equivalentes (típicamente, un 30%), pero aún así siempre sufren daños durante un sismo. En el terremoto de Kobe de 1995 hubo muchos ejemplos de puentes con vigas de acero tipo I falladas por pandeo como resultado de un inadecuado arriostramiento (por ejemplo, Figura 3.27). Las columnas de acero han sido sugeridas como una alternativa preferida, en lugar de las columnas de concreto. Sin embargo, el colapso completo de varias columnas de acero (por ejemplo, Figura 3.28) y el pandeo de muchas más en el terremoto de Kobe de 1995 confirma la evidencia experimental de que tales columnas tienen una capacidad de ductilidad pequeña.

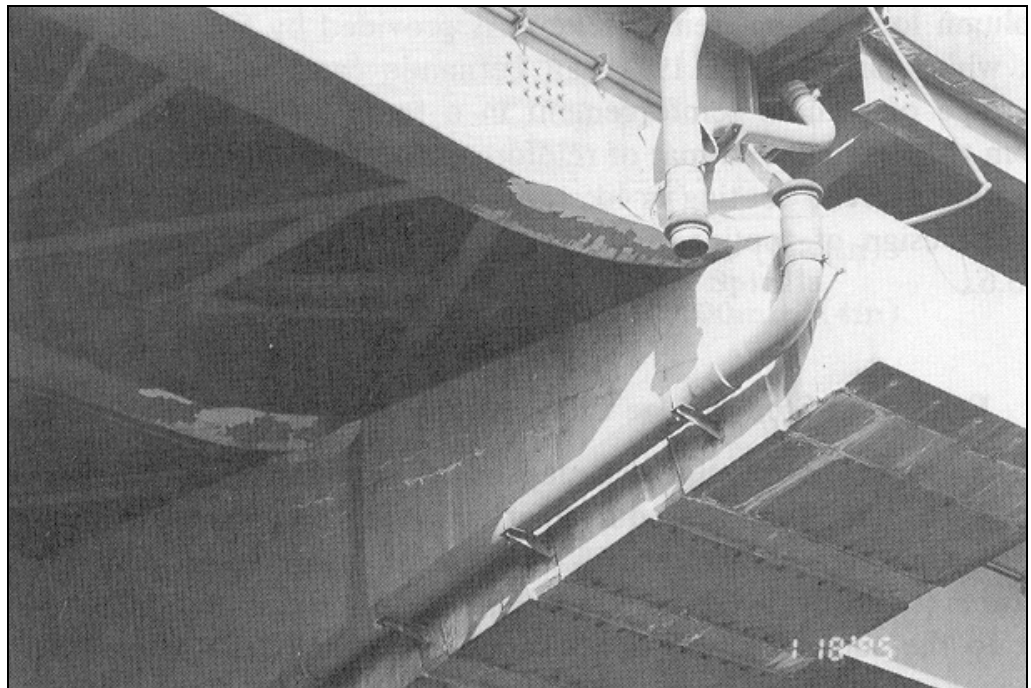


Figura 3.27 Pandeo de viga I, terremoto de Kobe de 1995.



Figura 3.28 Colapso de columna de acero, terremoto de Kobe de 1995.

3.7 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes

La mayoría de los puentes de los sistemas de transporte reales se construyeron hace más de 20 años. Los puentes viejos han sufrido daño durante este período y las cargas externas para las que ellos fueron diseñados podrían haber sido cambiadas en los nuevos códigos. Además los recientes eventos sísmicos en el mundo han demostrado que las estructuras de puente son particularmente sensibles a los terremotos. Existen varias razones para tal sensibilidad y una de ellas es que muchos puentes existentes fueron diseñados sin una adecuada consideración del riesgo sísmico. Por consiguiente, la evaluación del comportamiento sísmico de estas estructuras es esencial para garantizar su seguridad en el futuro y tomar las decisiones en su posible rehabilitación.

El comportamiento sísmico de estructuras existentes normalmente se caracteriza por su vulnerabilidad sísmica.

Una forma de estimar la vulnerabilidad sísmica de puentes consiste en la valuación de los parámetros que más influyen en su comportamiento, parámetros tales como: características estructurales, sismicidad y la importancia de la estructura como una conexión vital dentro de la red de transporte. Usualmente, estos parámetros se subdividen en categorías que permiten analizar el comportamiento de elementos individuales de puentes (apoyos, pilas, fundaciones, estribos, y tableros) o el comportamiento de los materiales estructurales. Los métodos existentes más importantes que usan este procedimiento son:

- El método del ATC-6-2, 1983.
- El examen sistemático preliminar propuesto por Pezeshk, 1993.
- El método de valuación de Kim [Ren y Gaus, 1996].

Convencionalmente, cuando se lleva a cabo un análisis y diseño estructural, en realidad se está realizando la evaluación de la vulnerabilidad de un modelo propuesto con ciertas dimensiones y materiales teniendo como referencia los requisitos mínimos establecidos por una norma y considerando como aceptable el modelo cuando cumple o excede dichos requisitos. Sin embargo, este tipo de análisis de vulnerabilidad se realiza con el fin de proyectar dicho modelo, es decir, proponerlo como solución constructiva que debe llevarse a cabo cumpliendo con los menores márgenes de error, los cuales han sido tenidos en cuenta incluyendo factores de carga y de reducción de la resistencia.

Un análisis de vulnerabilidad de un puente existente puede entenderse como la comprobación de que la estructura cumple con los requisitos de las normativas vigentes. Sin embargo, la evaluación de dicha vulnerabilidad

también puede entenderse como el cálculo de la capacidad que dicha estructura tiene para soportar las sollicitaciones sísmicas reales. Esta evaluación difiere sustancialmente del proceso inverso de análisis que se realiza en la fase de diseño, pues, en este caso las cargas deben ser las reales, al igual que la resistencia y la ductilidad de la estructura y de los elementos, sin considerar los tradicionales factores de seguridad.

En este trabajo se desarrollan dos enfoques relacionados con la evaluación de la vulnerabilidad de puentes los cuales son los siguientes:

- 1) El primer enfoque corresponde al desarrollo de herramientas de diseño sistemático que pueden conducir a la disminución de la vulnerabilidad mediante el aseguramiento del cumplimiento de las normas de diseño vigentes. Estas herramientas se pueden utilizar para obtener o revisar el diseño estructural de los componentes principales de un puente como son la losa, las vigas, aparatos de apoyo, estribos, pilas, cimentaciones, etc., siguiendo el proceso sistemático representado en el Diagrama 3.1. Cada etapa de este proceso puede auxiliarse de una herramienta de cálculo, que convenientemente puede ser un programa de cómputo, por lo que en este trabajo se contribuye con el desarrollo de dos de estas herramientas, las cuales son: un programa para el diseño de losas de concreto reforzado tipo tablero, y otro programa para el diseño de vigas longitudinales de concreto pre-esforzado, simplemente apoyadas.

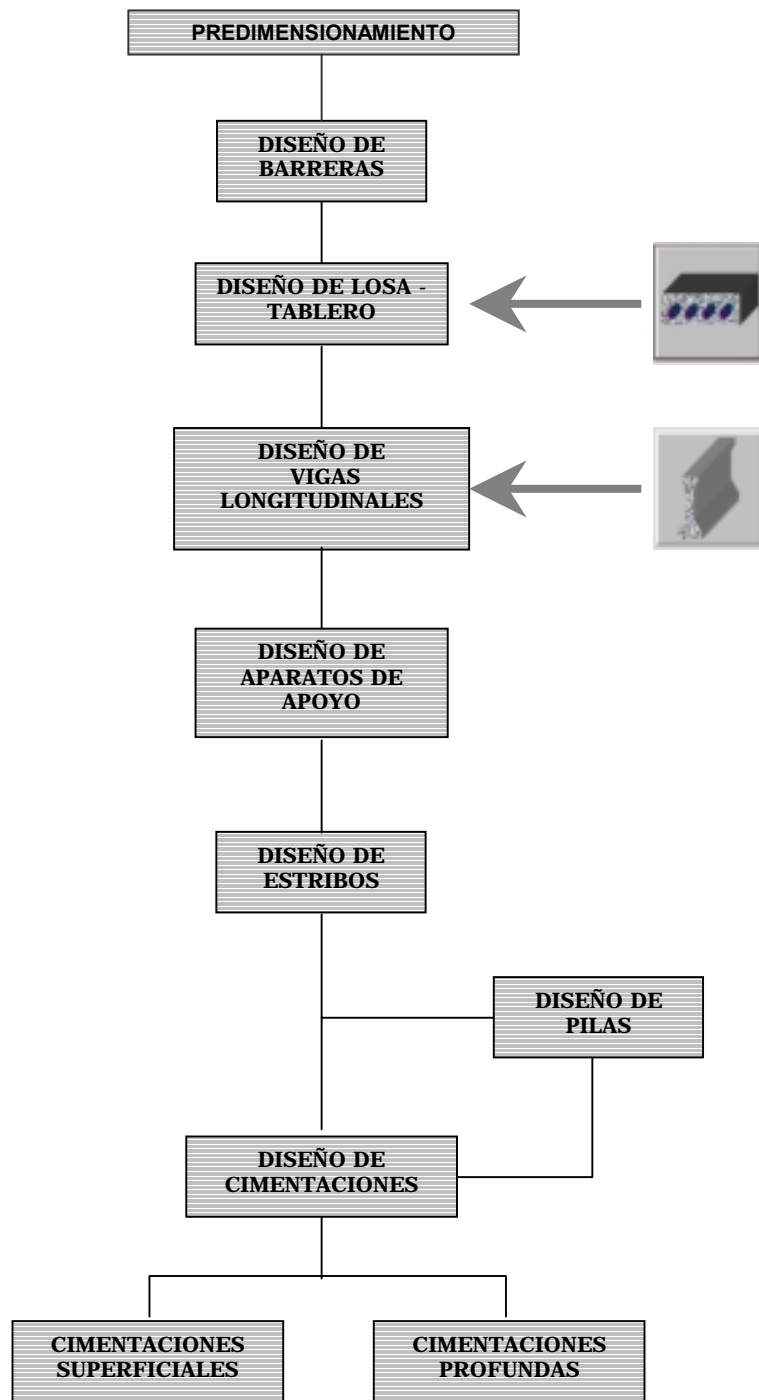


Diagrama 3.1 Representación del diseño estructural sistemático para un puente típico.

2) Un segundo enfoque que se desarrolla en este trabajo corresponde a la estimación de la vulnerabilidad sísmica de puentes carreteros con pilas simples de concreto reforzado, mediante un método simplificado de análisis, el cual se basa en la **capacidad de ductilidad por desplazamiento** y en las siguientes hipótesis:

- La masa tributaria de la superestructura (Figura 3.29) se considera concentrada en la cabeza de las pilas.
- Los desplazamientos longitudinales de las pilas no son considerados.
- El daño mayor ocurrirá en las pilas cuando están sujetas a una excitación sísmica transversal.
- La interacción suelo-estructura no es considerada.
- El modelo estructural desarrollado tiene un grado de libertad, siendo el desplazamiento transversal en la cabeza de la pila (Figura 3.30).

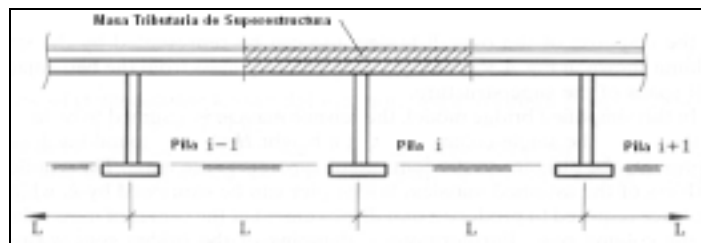


Figura 3.29 Área tributaria de superestructura considerada para el análisis dinámico.

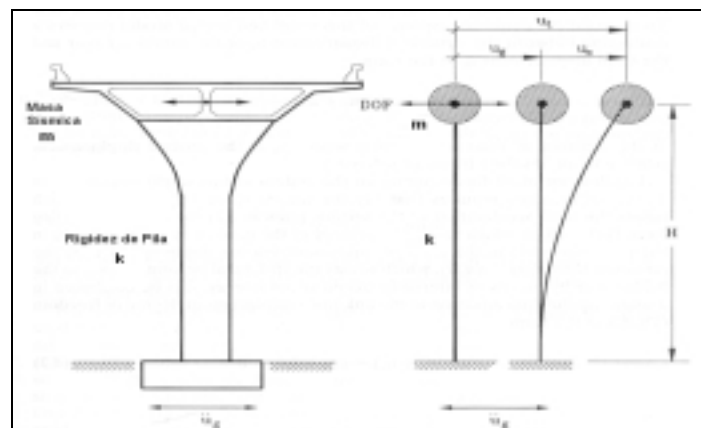


Figura 3.30 Modelo de un solo grado de libertad para el análisis dinámico de la pila en la dirección transversal.

Para evaluar el daño en la pila producido por la acción sísmica un análisis no lineal paso a paso es desarrollado, utilizando el programa NONLIN.

El programa NONLIN, requiere como datos de entrada las siguientes propiedades de la estructura:

- El peso sísmico (**W**), el cual está compuesto por el peso de la superestructura tributaria, la carga viva de camión instantánea y un tercio del peso de la pila.
- El coeficiente de amortiguamiento crítico $\xi = 5\%$
- La rigidez inicial (elástica) de la pila (**K₁**) (Figura 3.31), la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$K_1 = \frac{3EI}{H^3} \quad (3.1)$$

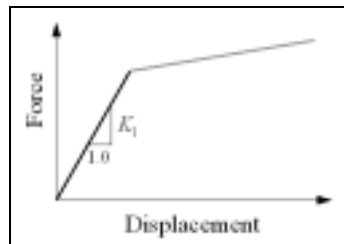


Figura 3.31 Definición de rigidez inicial (**K₁**) para programa NONLIN

- La rigidez secundaria (plástica) de la pila (**K₂**), la cual se obtiene del diagrama momento curvatura ($M - \phi$) de la sección transversal de la pila.

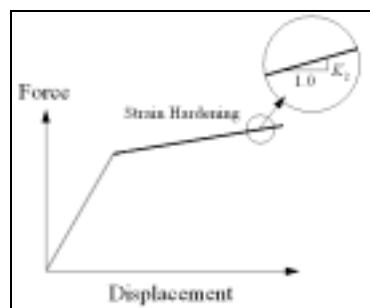


Figura 3.32 Definición de rigidez inicial (**K₂**) para programa NONLIN

- La resistencia de fluencia (F_y), que es la fuerza externa que hace a la sección llegar a su punto de fluencia; esta fuerza se considera como la carga sísmica aplicada en el centro de masas que provoca el momento de fluencia (M_y) necesario para que la sección alcance la fluencia. La resistencia (F_y) se calcula con la siguiente expresión:

$$F_y = \frac{M_y}{H} \quad (3.2)$$

Donde: M_y se obtiene del diagrama momento curvatura $M - \phi$.

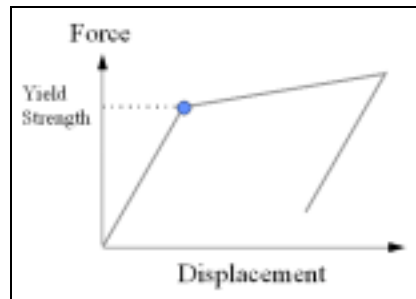


Figura 3.33 Definición de rigidez inicial (F_y) para programa NONLIN

La peligrosidad sísmica en el sitio de los puentes es representada por acelerogramas que son seleccionados de registros obtenidos durante los terremotos ocurridos en octubre de 1986 y enero de 2001.

La capacidad de rotación plástica disponible, y la capacidad de ductilidad de la pila, dependen de la geometría de la sección y de la cantidad y distribución del refuerzo transversal en la región de la rótula plástica. El refuerzo transversal proporcionado tiene dos funciones:

- Confinar el concreto del núcleo, aumentando la resistencia a compresión y permitiendo soportar altos esfuerzos de compresión.
- Restringir el pandeo del refuerzo longitudinal por compresión.

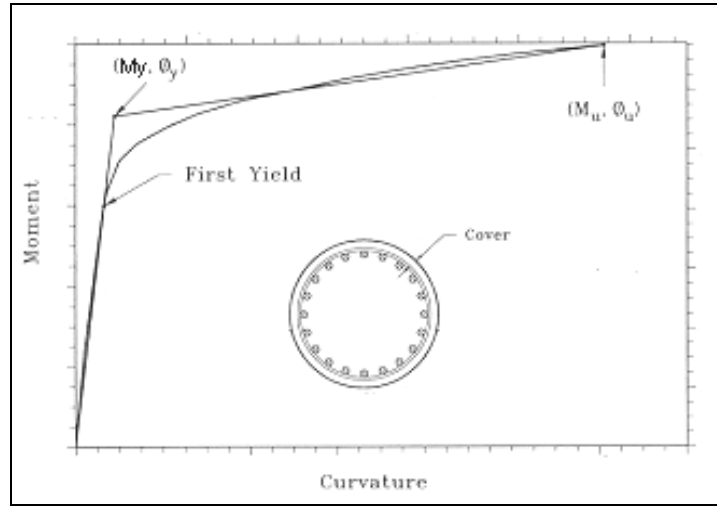


Figura 3.34 Diagrama Momento Curvatura $M - \phi$ de una sección.

Del diagrama $M - \phi$ (ver Figura 3.34) de la sección transversal de la pila, se obtiene la *curvatura de fluencia* ϕ_y , también se obtiene la *capacidad de curvatura plástica* ϕ_p que es la diferencia entre la *curvatura última* ϕ_u y la curvatura de fluencia. Así:

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (3.3)$$

Esta curvatura plástica se asume constante sobre la *longitud equivalente de la rótula plástica* L_p .

Una razonable estimación de la longitud de la rótula plástica L_p , cuando la rotula plástica se forma contra un miembro soportante, tal como la zapata en la Figura 3.35, es dada por:

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad (3.4)$$

En la Ecuación 3.4, L es la distancia desde la sección crítica de la rótula plástica hasta el punto de contraflexión y d_{bl} es el diámetro del reforzamiento longitudinal. La *rotación plástica* es entonces:

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p (\phi_u - \phi_y) \quad (3.5)$$

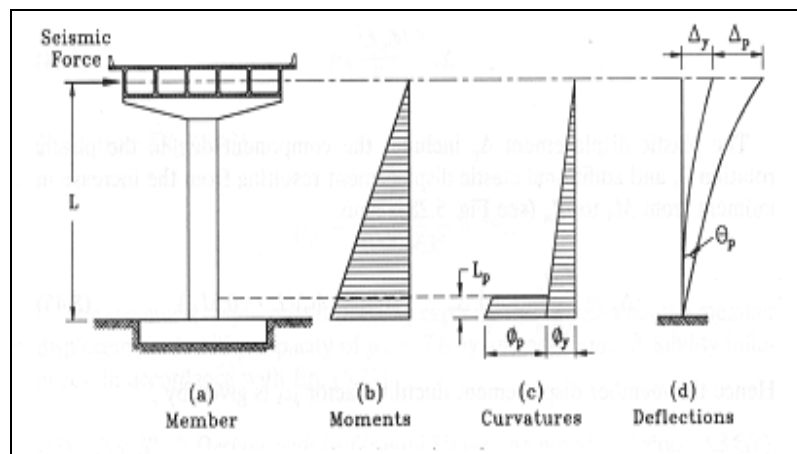


Figura 3.35 Deformación inelástica de la pila de un puente.

La *ductilidad de curvatura de la sección* μ_ϕ , que se obtiene del diagrama $M - \phi$ es definida así:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.6)$$

Excluyendo todo efecto de flexibilidad adicional, el *desplazamiento en fluencia* Δ_y del miembro o sea la pila, (ver Figura 3.35), puede ser aproximado por

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (3.7)$$

El *desplazamiento plástico* Δ_p incluyendo la componente debida a la rotación plástica θ_p y el desplazamiento elástico adicional resultante del incremento en el momento de M_y a M_u (ver Figura 3.34) es calculado así:

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_p) (L - 0.5 L_p) \quad (3.8)$$

El *desplazamiento último* Δ_u es la suma del desplazamiento en fluencia Δ_y con el desplazamiento plástico Δ_p , así:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (3.9)$$

Por lo tanto la *Capacidad de ductilidad por desplazamiento* μ_Δ de la pila es dada por:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (3.10)$$

Como resultado del análisis sísmico no lineal para una pila determinada, con el NONLIN se obtiene la *Demanda de Ductilidad por Desplazamiento*, (μ_D), que se define como *la razón entre el desplazamiento requerido para responder a un movimiento sísmico* (Δ_D), *y el desplazamiento de fluencia* (Δ_y).

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_y} \quad (3.11)$$

La *capacidad de ductilidad “remanente” por desplazamiento* de cada pila después de un sismo determinado, se obtiene por la diferencia entre la Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento μ_{Δ} y la Demanda de Ductilidad por Desplazamiento μ_D . Así:

$$\boxed{\mu_R = \mu_{\Delta} - \mu_D} \quad (3.12)$$

La *capacidad de ductilidad “remanente” por desplazamiento del puente* μ_{RB} después de un sismo determinado, es la sumatoria de la *capacidad de ductilidad “remanente” por desplazamiento* de cada una de las pilas. Así:

$$\boxed{\mu_{RB} = \sum_{i=1}^{np} \mu_{RPi}} \quad (3.13)$$

Donde np = al número de pilas del puente.

CAPÍTULO 4
CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE
DISEÑO DE PUENTES

4.1 Estética en el Diseño de Puentes

4.1.1 Guías Prácticas para Puentes de Claro Corto a Mediano.

4.1.1.1 Resolución de Dualidad

Leonhardt (1991) declara que: “*Un número impar de claros siempre es mejor que un número par; ésta es una regla vieja y aceptada en la arquitectura*”. Para ilustrar el equilibrio y armonía de puentes con un número de claros impares que cruzan un valle ver Figura 4.1 y un canal ver Figura 4.2. Pero cuando un puente va a cruzar dos carreteras o una carretera dual, la solución lógica es usar un diseño de dos claros. Pero esto viola el principio de usar claros numerados impares. Este problema se llama a menudo “*dualidad irresuelta*” porque el observador tiene la dificultad en encontrar un punto focal central al ver dos espacios vacíos grandes. La sugerencia de aumentar la masa visual de la pila central para dirigir la atención fuera de los espacios vacíos grandes, se ha hecho con éxito en el diseño de varios puentes.

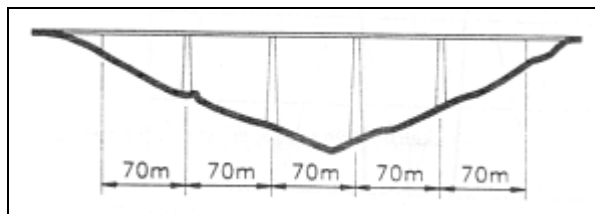


Figura 4.1 Puente en un valle profundo con claros numerados impares y pilas adelgazadas.

Otra manera eficaz de reducir el efecto de dualidad es reducir el énfasis en la viga aumentando su esbeltez relativa a la pila central. Este énfasis puede lograrse aumentando los claros y moviendo los estribos hacia arriba del talud, logrando ampliar la vía de viaje y dar la sensación de tráfico libre y fluido. Como se muestra en la Figura 4.3b, el uso de líneas inclinadas en la cara del estribo y

en la pila proporciona una sensación adicional de amplitud. Las proporciones apropiadas entre la viga, pila; y el estribo debe existir como se demuestra en la Figura 4.4.

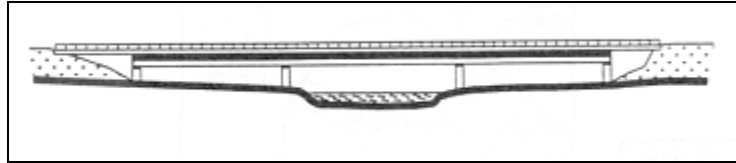


Figura 4.2 Puente sobre un canal con claros numerados impares.

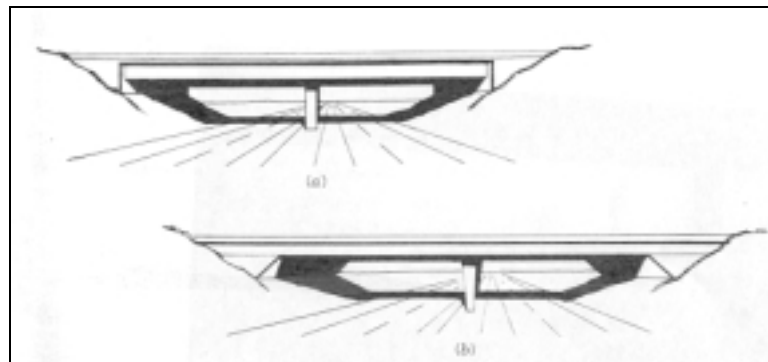


Figura 4.3 (a) Las líneas verticales parecen estáticas. Ellas proporcionan interés y variedad al flujo horizontal de la estructura, pero no acentúan el flujo, (b) Las líneas inclinadas son dinámicas, proveen interés y variedad acentuando el flujo.

En general el puente ideal para un intercambio carretero *tiene claros largos, el peralte de viga más pequeño posible y el estribo dimensionado más pequeño posible* (Ritner, 1990). La continuidad es la mejor manera de minimizar el peralte de la viga. En las aplicaciones de dos claros, pueden usarse eficazmente los acartelamientos, pero como se muestra en la Figura 4.5, deben seleccionarse cuidadosamente las proporciones. Leonhardt (1991) sugiere que el acartelamiento debe seguir una curva parabólica que termina a la mitad del claro y que en la pila no es peraltada más de dos veces el peralte en la mitad del claro.

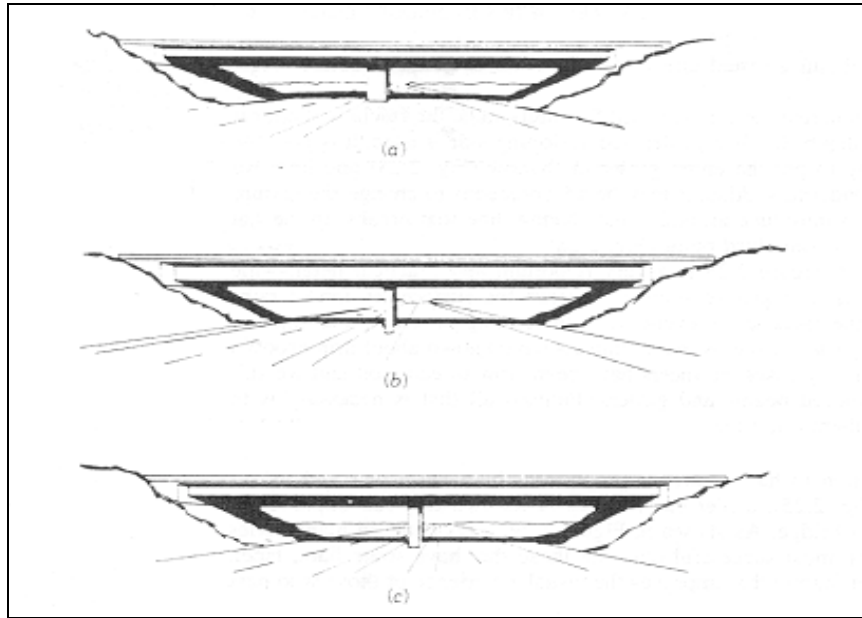


Figura 4.4 (a) Columnas masivas predominan sobre la superestructura.
 (b) Superestructura masiva predominando sobre columnas delgadas,
 (c) Subestructura y superestructura son proporcionadas adecuadamente.

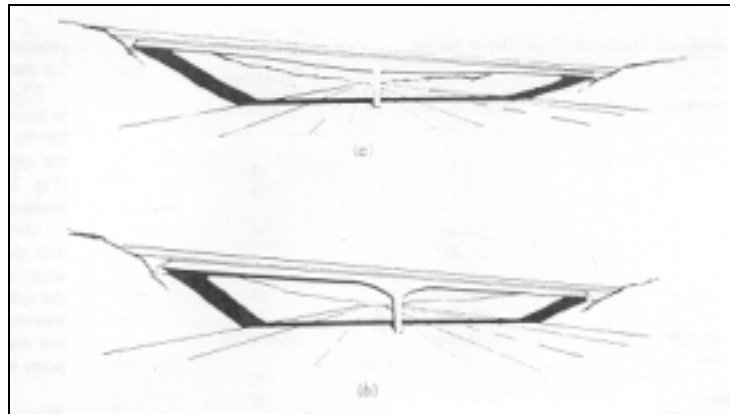


Figura 4.5 (a) Acartelamientos largos dan gracia a la estructura.
 (b) Acartelamientos cortos parecen torpes y abruptos,
 disminuyendo la continuidad del puente.

Utilizando estas recomendaciones es posible superar el efecto de dualidad y diseñar puentes de carretera de dos y de cuatro claros agradables estéticamente.

4.1.1.2 Proporción Claro / Peralte (L / d) de vigas longitudinales.

Según Leonhardt (1991), el criterio más importante para la apariencia de un puente es la esbeltez de las vigas, definida por la proporción (L / d), o proporción de longitud de claro a peralte de viga. Si el claro libre vertical es mayor que el claro de la viga, él (Leonhardt) sugiere que (L / d) pueda ser tan pequeño como 10, mientras que para claros continuos largos (L / d) podría estar arriba de 45. El diseñador tiene una gama amplia de opciones encontrando la proporción (L / d) que se ajuste mejor a su caso en particular. Cumpliendo con el objetivo general que es usar la viga con el menor peralte posible, la proporción (L / d) seleccionada debe estar en el extremo máximo del rango.

Tabla 4.1 Proporciones de Claro / Peralte (L / d) Típicas y Máximas

Tipo de puente	Típico	Máximo
➤ Puentes Continuos de Concreto	Comité 343	AASHTO
Losas No pre-esforzadas	20-24	
Vigas No pre-esforzadas		
Vigas T	15±	15
Viga Cajón	18±	18
Losas Pre-esforzadas		
Coladas en el sitio (CIP)	20-24	37
Prefabricadas	25-33	
Vigas Pre-esforzadas		
Vigas Cajón coladas en el sitio	25-33	25
Vigas I Prefabricadas	20-28	25
➤ Puentes Continuos de Acero	Caltrans	AASHTO
Viga I compuesta		
Completa		31
Porción de Viga I		37
Viga compuesta soldada	22	
Caja de acero estructural	22	

Debido a las limitaciones estructurales, la proporción máxima (L / d) variará para los diferentes tipos de puentes. La Tabla 4.1 se ha desarrollado de recomendaciones dadas por ACI Comité 343 (1988), y por la Tabla 2.5.2.6.3-1 de las Especificaciones de AASHTO LRFD (1998). Los valores máximos en

Tabla 4.1 son proporciones tradicionales dados en ediciones anteriores de las Especificaciones de AASHTO como un esfuerzo por asegurar que la vibración y la deflexión no sean un problema. Ellas (las proporciones) no deben ser consideradas como las máximas absolutas, sino sólo como guías de diseño. Ellas se comparan bien con las proporciones (L / d) que son deseables para una apariencia estética agradable.

4.1.1.3 Voladizos de Losa Tipo Tablero (Deck).

Si no es posible para muchos de los tipos de puente en Tabla 4.1 tener proporciones (L / d) mayores de 30; entonces, es posible aumentar la esbeltez aparente de la superestructura poniendo parte o toda la viga en la sombra. La sombra puede crearse por el voladizo de la losa tablero más allá de la viga exterior como es mostrado en las Figuras 4.6 y 4.7.

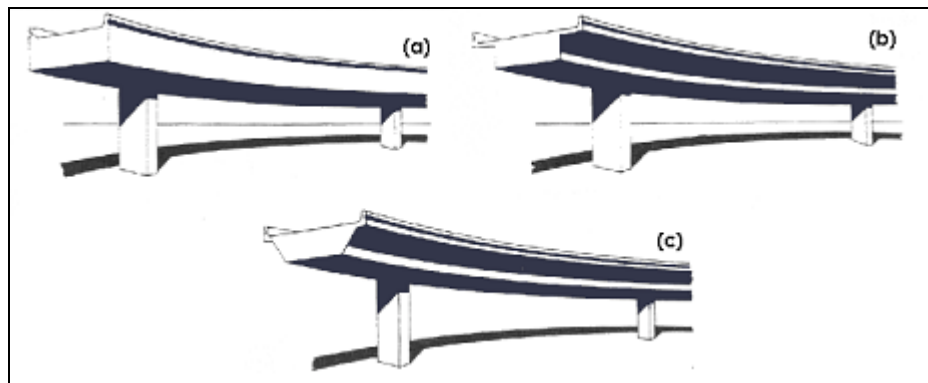


Figura 4.6 (a) La cara de la viga vertical sin voladizo ofrece un impacto visual para el conductor: la estructura parece muy peraltada. (b) El aumento en el voladizo crea más sombra en la cara de viga, reduciendo el impacto visual. (c) Inclinando la viga retrocede la sombra. La cara brillantemente encendida de la barrera contrasta con la sombra y resalta como una banda continua y esbelta de luz, acentuando el flujo de la estructura. La estructura parece reducida, invitando al flujo de tráfico por debajo.

Cuando las vigas son espaciadas a una distancia S centro a centro en un puente de vigas múltiples, una longitud del voladizo de losa w de aproximadamente $0.4S$ ayuda a balancear los momentos positivos y negativos

en el tablero de losa. Otra manera de determinar la longitud del voladizo w es proporcionarlo en relación al peralte de la viga h . Leonhardt (1991) sugiere una proporción (w/h) de **2:1** para puentes de claros simples y baja elevación, y de **4:1** para los puentes largos, continuos y altos sobre el nivel de terreno.

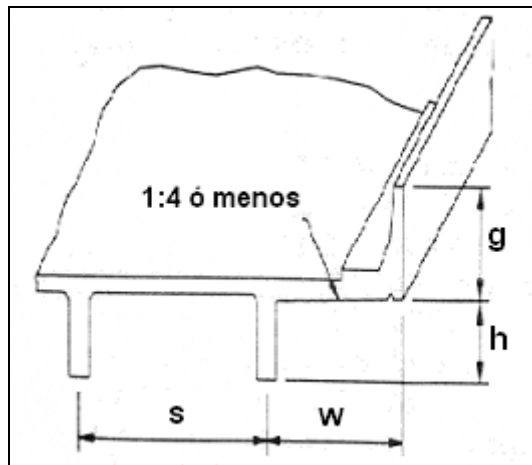


Figura 4.7 Losa tablero con voladizo al otro lado de la viga del borde (Leonhardt, 1991). [De *La Estética del Puente Alrededor del Mundo*].

Si la pendiente de la parte inferior de el voladizo es menor de **1:4**, esa porción de el voladizo estará en la altura de la sombra (Murray, 1991). Ambos Leonhardt (1991) y Murray (1991) coinciden en que la proporción de la altura de fascia g al peralte de la viga h debe ser aproximadamente **1:3** para dar una apariencia estética agradable. Seleccionando primero una longitud del voladizo w , un diseñador puede usar estas proporciones adicionales para obtener un efecto visual de una superestructura más esbelta.

En la Figura 4.8 se muestra un detalle muy importante y práctico el corta gotas. Este corta gotas rompe la tensión superficial del agua lluvia que golpea la fascia y le impide que se escurra hasta la superficie inferior de los voladizos y manche el lado de la viga. El corta gotas debe tener de ancho 1 pulg y en el extremo deben estar a 3 pies (0.91 m) de la cara del estribo.



Figura 4.8 Losa en voladizo con corta gotas.

4.1.1.4 Consideraciones de Estética para Pilas.

Además de lograr las proporciones apropiadas entre una pila y su superestructura (Figura 4.4c), se debe considerar que una pila tiene rasgos propios que pueden mejorar la apariencia de un puente. Como se muestra en la Figura 4.9, las pilas pueden ser de muchos estilos y formas. Las formas más exitosas de pilas son aquellas que tienen forma acampanada, adelgazadas, textura, u otro rasgo que mejoran la experiencia visual de aquellos que pasan por ellas. La clave es que las pilas encajen con la superestructura y su ambiente y que ellas expresen su proceso estructural.

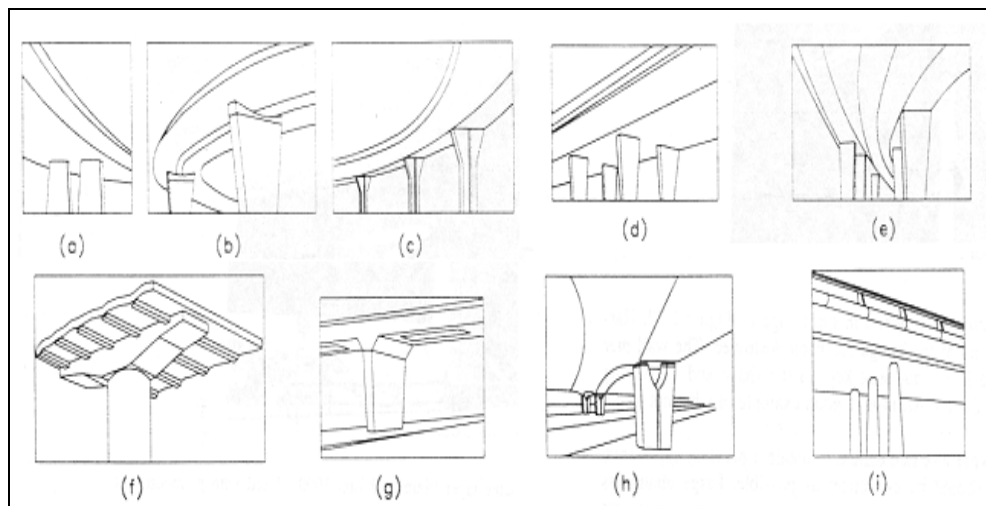


Figura 4.9 Estilos de pilas de puentes contemporáneos: pilas tipo pared (a-e, g, h); tipo T (f); y tipo columna (i).

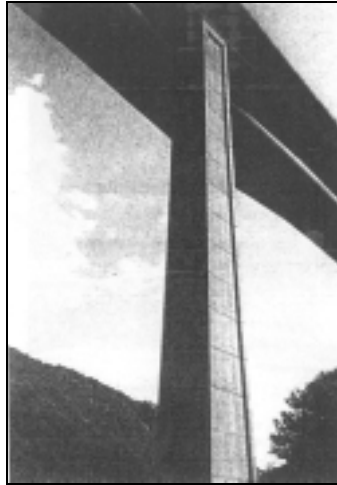


Figura 4.10 Columna alta con adelgazamiento parabólico y bordes salientes.

En general, las pilas altas deben adelgazarse (Figuras 4.1y 4.10) para mostrar su resistencia y estabilidad ante las cargas laterales. También pueden adelgazarse las pilas cortas (Figura 4.11) pero en la dirección opuesta para mostrar que se desea menor resistencia en la base que en la punta. Y cuando las pilas son de altura intermedia (Figura 4.12), ellos se pueden adelgazar de ambas maneras (adaptándose al diagrama de momento flexionante que, en este caso, tiene un punto de inflexión aproximadamente a dos tercios de la altura, desde la base).



Figura 4.11 Pilas continuas con la superestructura.



Figura 4.12 Pilas con doble adelgazamiento.

Parece ser una preferencia entre los diseñadores, que las pilas sean continuas con la superestructura, es decir, que actúen junto con las vigas para resistir las cargas aplicadas. Un ejemplo de pila continua se muestra en la Figura 4.11. Cuando las pilas no son continuas con la superestructura, Wasserman (1991) recomienda pilas cabezas de martillo, individuales o articuladas (Figura 4.13), en lugar de marcos de columnas múltiples cuya apariencia es muy desordenada.

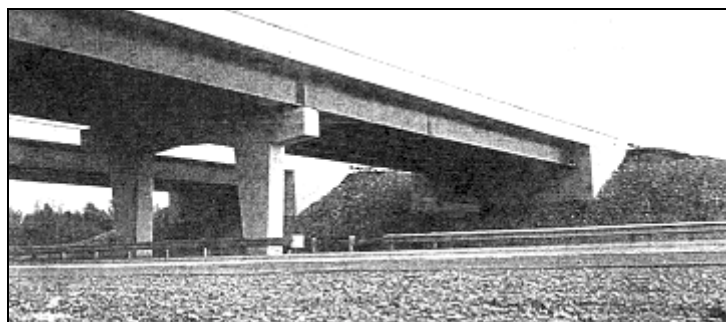


Figura 4.13 Pilas cabeza de martillo articuladas.



Figura 4.14 Gran variedad de pilas, pero todas de forma similar.

Cuando se diseñan intercambios, no pueden evitarse las columnas múltiples, pero ellas deben ser de forma similar. En la Figura 4.14, se muestra una variedad de formas y tamaños de pilas, pero todas ellas pertenecen a la misma familia. En contraste a este ejemplo se muestra la mezcla infortunada de pilas en el puente de la Figura 4.15, donde la armonía entre los elementos del puente se ha destruido, ya que la pila tipo pared es demasiado predominante porque no se ha guardado en la sombra y su cara delantera inclinada adiciona confusión. Esto es un buen ejemplo de lo que no se debe hacer.



Figura 4.15 Puente con una desagradable mezcla de pilas.

4.1.1.5 Consideraciones de Estética para Estribos

El estribo seleccionado se debe poner cerca de la cima del terraplén, lo más alejado de la vía del tráfico inferior (Figura 4.3b) lo que da una sensación de amplitud al puente e incita al flujo de tráfico. Algunos diseñadores se refieren a éste como un *estribo de talón*.

Para una longitud dada de un estribo, la disminución de la pendiente del terraplén, hace parecer más pequeño al estribo como puede verse en las comparaciones de la Figura 4.16. La pendiente seleccionada del terraplén debe ser de 1:2 ó menos.

Según Elliot (1991), otro rasgo del estribo que mejora su apariencia es inclinar unos 15 grados su cara interior hacia el terraplén (de arriba hacia abajo), lo que da la impresión de que el puente fluye hacia el estribo. Este rasgo mejorará la apariencia de la estructura sin aumentar su costo. En las Figuras 4.3b, y 4.5 se muestran ejemplos de puentes con estribos que ilustran este concepto. La masa de las caras verticales de los estribos del puente en la Figura 4.13 podría reducirse y la apariencia mejoría si las caras fueran inclinadas hacia adentro.

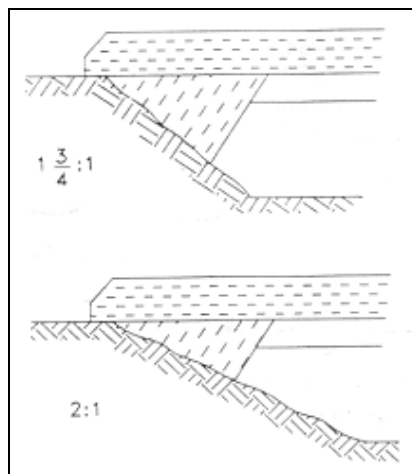


Figura 4.16 Pendientes en el talud del estribo.

El talud que va desde el estribo hasta el borde del arroyo o la carretera debajo del puente normalmente está en la sombra y la vegetación no crece fácilmente sobre él, por lo tanto se tienen que colocar otros materiales en la pendiente para prevenir la erosión los cuales deben relacionarse con el puente o el paisaje circundante. Por ejemplo, los bloques de pavimento de concreto colado en el lugar se relacionan con el estribo mientras que las piedras tipo cascajo se relacionan al paisaje. La selección apropiada de los materiales para la protección de los taludes dará al puente una apariencia nítidamente terminada.

4.2 Condiciones del Sitio y Geometría del Puente

4.2.1 Condiciones del sitio del puente

Las siguientes condiciones locales son consideradas, ya que caracterizan el sitio del puente:

- Los datos geológicos
- Los datos hidrológicos
- El perfil longitudinal a lo largo del eje del puente

- ***Los Datos Geológicos.***

La sección geológica a lo largo del eje del puente permite las decisiones sobre los posibles sistemas de estructuras de claro y tipos de fundaciones. La simplicidad o complejidad de las fundaciones determinan el costo de los apoyos y de la estructura entera del puente. Por esta razón la selección del tipo de fundación y su asociación con el sistema aplicado de estructura del claro tiene un papel decisivo durante la preparación de alternativas para la estructura del puente. El tipo de fundación del puente es escogido partiendo de las condiciones geológicas del sitio del cruce y considerando los requisitos de los métodos de construcción. En la actualidad la tendencia es eliminar las

fundaciones profundas como los caissons y los pozos profundos que proporcionan seguridad pero son complicados para construir y requieren una gran cantidad de material y fuerza de trabajo. En los cruces sobre ríos grandes las condiciones geológicas a lo largo de la anchura del río son a menudo inconstantes. Debido a esto, las pilas en el cauce del río tienen fundaciones diferentes a las de las pilas en las orillas sobre los flujos de tierra. Por ejemplo, las pilas dentro del cauce se construyen sobre pilotes altos y las de la orilla sobre pilotes bajos; o las pilas dentro del cauce se construyen sobre fundaciones profundas y las fundaciones en la orilla sobre pilotes. Junto con el tipo escogido de fundación el perfil geológico indica también el nivel del fondo de la fundación.

- ***Los Datos Hidrológicos.***

Un nivel de agua bajo puede indicar bajas profundidades del río, lo que no es favorable para la navegación. Los datos con respecto a la profundidad del río ayudan a localizar claros navegables a lo largo de la anchura del río. Sin embargo, en los ríos con un cauce fácilmente erosionable es necesario considerar los posibles cambios con el tiempo de la mayoría de las partes profundas del río y junto con ellos los movimientos de los barcos a lo largo de la anchura del río. La altura del claro de navegación, así como el ancho de la abertura del puente se miden desde el nivel de agua alto.

- ***El Perfil Longitudinal del Cruce del Puente.***

El perfil longitudinal, a lo largo del eje del puente proporciona la ubicación de la profundidad máxima a lo largo de la anchura del río y en los puentes que cruzan ríos navegables el perfil longitudinal permite la disposición necesaria de los claros navegables a lo largo de la longitud del cruce del puente. El perfil longitudinal también proporciona las elevaciones de las orillas de las cuales depende la pendiente longitudinal de la carretera sobre el puente. Con la ubicación de claros navegables en medio del río y en un perfil longitudinal

simétrico de la carretera, la estructura entera obtiene un carácter simétrico donde la simetría satisface todas las condiciones del sitio.

4.2.2 Geometría de un Puente

Las dimensiones básicas o generales de un puente son las siguientes:

- *La abertura de un puente.* L_o es la distancia que se abre entre las paredes frontales de los estribos. (Figura 4.17). Por lo tanto la abertura del puente es

$$L_o = b_1 + b_2 + b_3 + \dots + a_1 + a_2$$

- *El claro libre horizontal.* La distancia L_o menos el ancho total de todas las pilas del puente es llamado el claro libre de el puente, (Figura 4.17) ó

$$L_c = L_o - a_1 - a_2 \dots = b_1 + b_2 + b_3$$

Donde

b_1, b_2, b_3 = los claros libres individuales

a_1, a_2 = las anchuras de las pilas en el nivel alto del agua.

- *La longitud del puente.* Es la longitud de la superestructura del puente en elevación, (Figura 4.17).
- *El claro del puente.* El claro del puente es la distancia entre los ejes centrales de los apoyos en elevación, (Figura 4.17).
- *El ancho del puente.* El ancho del puente es medido transversal al puente.
- *El peralte de los miembros de soporte principales.* Por ejemplo, el peralte (H) de las vigas longitudinales, o de la armadura, (Figura 4.17).
- *La altura de construcción del puente.* La altura de la construcción del puente (H_c) es medida desde la cara superior de la losa tablero del puente hasta la cara inferior de los miembros de soporte principales, (Figura 4.17).
- *La distancia desde la cara inferior de la losa tablero del puente hasta la superficie baja del agua,* es la distancia denotada por H_{LW} .

- El claro bajo el puente, o la distancia desde la cara inferior de los miembros de soporte principales del puente hasta el nivel alto del agua, es la distancia que se denota por H_{HW} .

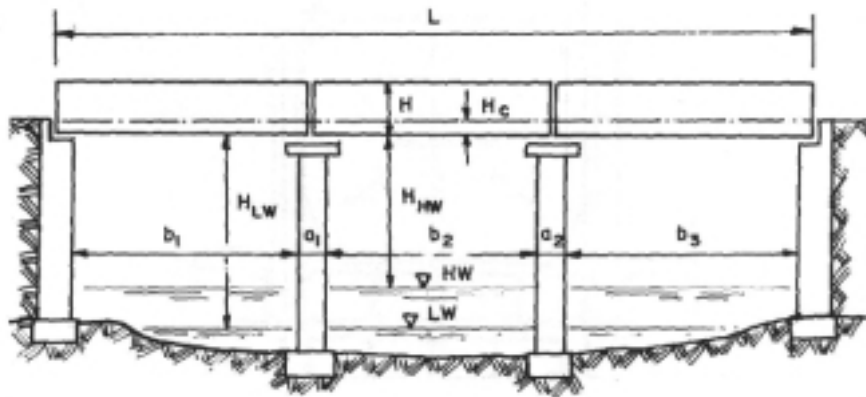


Figura 4.17 Geometría de un puente

Estos valores son básicos porque ellos caracterizan todos los detalles del proyecto y deben definirse antes de empezar el diseño. Cuando el puente está cruzando una carretera, la abertura es determinada por las necesidades de volumen de tráfico pasando debajo sobre la carretera. Si el puente está cruzando un río, la abertura es determinada por la cantidad de agua que pasa bajo el puente y por las condiciones de navegación. En el cruce de un barranco la abertura está determinada en base a consideraciones económicas, o si sería mejor sustituir por un alto terraplén en esta situación.

En el caso de un cruce de carretera, la abertura en el puente es también determinada por el ancho de la carretera que esta debajo. En el caso del cruce de un río, la abertura debe ser más grande que la descarga máxima del flujo del río, que es determinada por la observación o por fórmulas empíricas, esta descarga debe pasar debajo del puente a una velocidad que no cause inestabilidad en las pilas, o socavación del cauce del río, o dificultades para navegar, y también que la elevación del nivel del río antes del puente no sea demasiado alta.

Los cauces de navegación normalmente son cruzados por puentes de claro simple. Cuando las condiciones convenientes para cruzar el río no existen, es necesario diseñar claros más grandes, que los requeridos por las condiciones de navegación. Los claros de puentes en las ciudades grandes pueden establecerse según las condiciones locales y separadamente en cada caso. Cuando el claro no es determinado por las condiciones de navegación, él, es determinado por las condiciones económicas, por ejemplo, estableciendo el mínimo costo del puente. También, el costo debe analizarse cuando se recomienda un claro pequeño debido a las condiciones de navegación. Puede resultar, particularmente en claros pequeños, que el claro más barato es realmente más grande que el determinado por las condiciones de navegación.

4.2.3 Consideraciones de Diseño Geométricas.

En cruces de agua o puentes sobre quebradas profundas o cruzando valles anchos, el ingeniero de puentes no se restringe normalmente por el diseño geométrico de la carretera. Sin embargo, cuando dos carreteras se interceptan a un grado de separación o intercambian tráfico, el diseño geométrico de la intersección determinará a menudo las longitudes de claro y la selección del tipo de puente. En este caso, la colaboración entre el ingeniero de carreteras y el de puentes durante la fase de planeación, es esencial.

El ingeniero de puentes debe ser consciente de los elementos de diseño que el ingeniero de carreteras considera son importantes. Ambos ingenieros se preocupan por la apariencia, seguridad, costo, y las condiciones del sitio. Además, el ingeniero de carreteras, se preocupa por el movimiento eficaz del tráfico entre las carreteras sobre niveles diferentes, que requieren una comprensión del carácter y composición del tráfico, velocidad de diseño, y un grado de control de los accesos para que puedan determinarse la distancia de visibilidad, curvas horizontales y verticales, sobreelevaciones, pendientes cruzadas, y anchos de carretera.

El documento que da los estándares geométricos es: “*A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets*, AASHTO (1994a)”. Los requisitos en esta publicación están incorporados en las Especificaciones para Diseño de Puentes AASHTO LRFD (1998) por la referencia AASHTO LRFD [2.3.2.2.3]. En las secciones que siguen se dan, algunos de los requerimientos que determinan el ancho de carretera y claros libres para puentes.

4.2.4 Anchos de Carretera

Cuando el tráfico está cruzando sobre un puente no debe haber una sensación de restricción. Para evitar una sensación de restricción se requiere que el ancho de la carretera en el puente sea igual que el ancho de la carretera próxima. Los anchos mínimos recomendados de los hombros (bermas laterales) y los carriles de tráfico para la carretera sobre el puente son dados en la Tabla 4.2.

Para las autopistas elevadas de dos sentidos en ambientes urbanos (Figura 4.18), el tráfico debe separarse por una barrera central. El ancho de la barrera es 0.6 m. El ancho mínimo central se obtiene sumando al ancho de la barrera central los anchos de hombro izquierdo en Tabla 4.2, lo que da 3.0 m para carreteras de cuatro carriles y 6.6 m para carreteras de seis y ocho carriles.

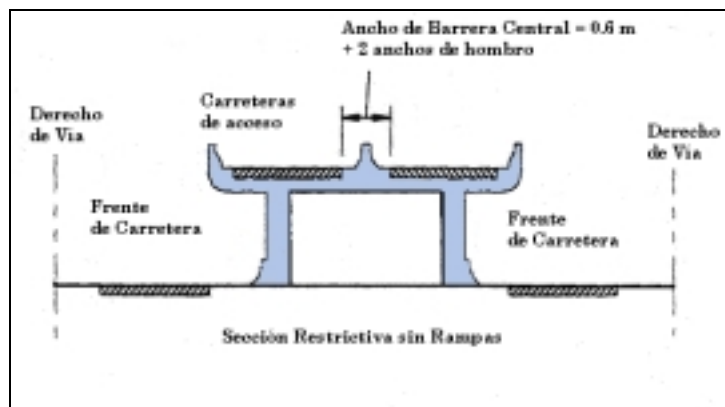


Figura 4.18 Sección transversal de autopistas elevadas (AASHTO Fig. VIII-9), [De *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*.]

Tabla 4.2 Anchos de Carretera Típicos para Autopistas de Pasos Elevados^a

Carretera	Ancho (m)
Ancho de Carril	3.6
Ancho de hombro derecho	
Cuatro carriles	3.0
Seis y ocho carriles	3.0
Ancho de hombro izquierdo	
Cuatro carriles	1.2
Seis y ocho carriles	3.0

^a(De AASHTO *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*.)

Si una carretera pasa por debajo de un puente, es difícil no notar la estructura y tener una sensación de restricción. Como se discute en la sección de estética de este Capítulo, es posible aumentar la sensación de abertura poniendo el talón de los estribos sobre la pendiente de los taludes, proporcionando un claro abierto más allá del hombro derecho. Los requisitos del diseño geométrico se declaran en “*A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets*, AASHTO (1994a)”, como sigue:

Las estructuras de este tipo deben tener claros libres laterales en las carreteras de cada nivel. Todas las pilas y los estribos deben desplazarse adecuadamente de la vía de viaje. Las pendientes de los hombros laterales y centrales en la carretera del paso inferior terminada deben redondearse y debe haber una transición a la pendiente de talud exterior para redireccionar los vehículos sin control fuera de los elementos estructurales protegidos o no protegidos.

En algunas regiones puede ser demasiado costoso proporcionar claros libres laterales y las dimensiones mínimas a menudo son usadas. El claro libre lateral mínimo desde el borde de la vía de viaje a la cara de la barrera de

protección debe ser el ancho normal del hombro dado en la Tabla 4.2. Este claro libre se ilustra en la Figura 4.19 para una carretera de paso inferior típica con una barrera continua central. Si el paso inferior tuviera un apoyo (muro o pila) en el centro, las mismas dimensiones de claros laterales son aplicables para un muro o pila en la izquierda.

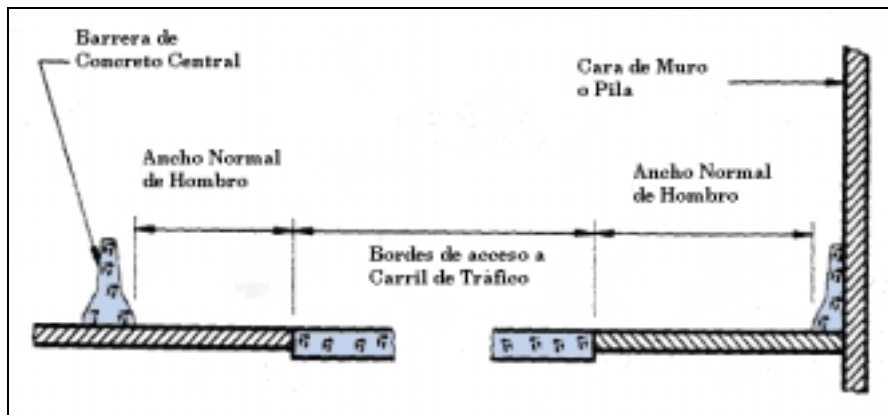


Figura 4.19 Claros laterales para carreteras principales en paso inferior. (AASHTO Fig. X-5). [De *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets.*]

4.2.5 Claros Verticales

Para los puentes sobre de canales de navegación, el U.S. Coast Guard establece el claro vertical (AASHTO LRFD [2.3.3.1]). Para los puentes sobre carreteras, los claros verticales se dan por en “*A Policy on the Geometric Design of Highways and Streets*, AASHTO (1994a)” (AASHTO LRFD [2.3.3.2]). Para autopistas y sistemas viales, el claro vertical mínimo es 4.9 m más una tolerancia por varios refinamientos de aproximadamente 15 cm. Para otras rutas, un claro vertical más bajo es aceptable, pero en ningún caso debe ser menor que la altura del vehículo permitido por la ley del Estado más 0.5 m... En general, el **claro vertical mínimo deseado de todas las estructuras sobre la vía de viaje y los hombros es 5.0 m.**

4.2.6 Intercambios

El diseño geométrico de la intersección de dos carreteras depende de los volúmenes esperados de tráfico que entran y salen, la topografía del sitio, y la necesidad de simplificar la señalización y el entendimiento del conductor para prevenir los movimientos erróneos en la vía. Hay varios diseños de intercambios probados y ellos varían en la complejidad de un simple paso elevado de dos niveles con rampas hasta un intercambio direccional de tres, cuatro niveles o más.

Los requerimientos del puente para los intercambios son dependientes del diseño geométrico. El diseño geométrico del ingeniero de carreteras puede influir fuertemente en el diseño estructural del ingeniero del puente. Estos dos ingenieros deben trabajar juntos durante la fase de la planificación y deben compartir necesidades y deseos entre si para integrar la estructura del puente a la misión global del sistema vial.

4.3 Métodos de Diseño

La fase de justificación del diseño puede empezar después que la selección de la posible alternativa de los tipos de puente que satisfacen la función y los requisitos estéticos del entorno del puente ha sido completada. La justificación requiere que el ingeniero verifique la seguridad estructural y estabilidad del diseño propuesto. La justificación involucra los cálculos para demostrar que todos los requisitos de especificaciones aplicables, de diseño, y de construcción son satisfechos.

Una expresión general para garantizar la seguridad de diseño en la ingeniería es que la resistencia proporcionada por los materiales y las secciones transversales exceda las demandas impuestas en ellas por las cargas aplicadas, es decir:

$$\text{Resistencia} \geq \text{efectos de las cargas} \quad (4.1)$$

Al aplicar este principio simple, es esencial que se evalúen ambos lados de la desigualdad para las mismas condiciones. Por ejemplo, si el efecto de las cargas aplicadas es producir esfuerzos de compresión en el suelo, es obvio que éste debe compararse a la resistencia soportante del suelo, y no a otra cantidad. En otros términos, la evaluación de la desigualdad debe hacerse para una condición de carga específica que une la resistencia y el efecto de las cargas. Este enlace común se proporciona evaluando ambos lados en el mismo estado límite.

Cuando una condición de carga particular alcanza su límite, el resultado supuesto es la falla, es decir, la condición de carga se vuelve un modo de falla. Tal condición es llamada un **estado límite** que puede definirse como:

Un **estado límite** es una condición más allá de la cual un sistema o componente de un puente deja de cumplir la función para la que fue diseñado.

Ejemplos de estados límite para las vigas de puentes incluyen deflexión, agrietamiento, fatiga, flexión, cortante, torsión, pandeo, asentamiento, soporte y deslizamiento.

Una meta importante de diseño es prevenir que un estado límite se alcance. Sin embargo, no es la única meta. Otras metas que deben ser consideradas y deben ser balanceadas en el diseño global son la función, la apariencia, y la economía. No es económico diseñar un puente para que ninguno de sus componentes pueda fallar en la vida. Por consiguiente, se hace necesario determinar lo que es un nivel aceptable de riesgo o probabilidad de falla. La determinación de un margen de seguridad aceptable (cuánto mayor es la resistencia comparada al efecto de las cargas) no está basado en la opinión de un individuo sino que está basado en la experiencia colectiva y juicio de un grupo calificado de ingenieros. En la comunidad de diseño de puentes carreteros, AASHTO es tal grupo, ya que cuenta con la experiencia de los

ingenieros del departamento estatal de transporte de los Estados Unidos, ingenieros de investigación, consultores, e ingenieros involucrados con las especificaciones de diseño fuera de los Estados Unidos.

Durante los años, los procedimientos de diseño han sido desarrollados por ingenieros para proporcionar márgenes de seguridad satisfactorios. Estos procedimientos fueron basados en la confianza del ingeniero en el análisis de los efectos de carga y la resistencia proveída por los materiales. Cuando las técnicas de análisis mejoraron y el control de la calidad en los materiales vino a ser mejor, los procedimientos de diseño cambiaron.

Para entender donde nosotros estamos hoy, es útil mirar los primeros procedimientos de diseño de las Especificaciones AASHTO y cómo ellos han cambiado a medida que la tecnología también ha cambiado.

4.3.1 Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Los primeros procedimientos de diseño se desarrollaron con un enfoque primario a estructuras metálicas. Se observó que los aceros estructurales se comportan linealmente hasta un punto de fluencia relativamente bien definido que era seguramente inferior a la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtuvo especificando que el efecto de las cargas debería producir esfuerzos que eran una fracción del esfuerzo de fluencia f_y , por ejemplo un medio. Este valor sería equivalente a proporcionar un factor de seguridad F de 2, es decir,

$$F = \frac{\text{resistencia, } R}{\text{efecto de cargas, } Q} = \frac{f_y}{0.5f_y} = 2 \quad (4.2)$$

Debido a que las especificaciones fijaron límites en los esfuerzos, este procedimiento se volvió conocido como **diseño por esfuerzos admisibles (ASD)**.

4.3.1.1 Limitaciones del Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles

El método ASD no se ajusta bien para el diseño de estructuras modernas. Sus mayores limitaciones pueden resumirse como sigue:

1. Los conceptos de resistencia son basados en el comportamiento elástico de materiales isotrópicos, homogéneos.
2. No incluye una medida razonable de la resistencia, que es una medida más fundamental que el esfuerzo admisible.
3. El factor de seguridad sólo es aplicado a la resistencia. Las cargas se consideran sin variación.
4. La selección de un factor de seguridad es subjetiva, y no proporciona una medida de fiabilidad en términos de probabilidad de falla.

Lo que se necesita para superar estas deficiencias es un método que cumpla con los siguientes requisitos:

- Esté basado en la resistencia del material
- No sólo considera la variabilidad en la resistencia sino también en el efecto de las cargas.
- Proporcione una medida de seguridad relativa a la probabilidad de falla.

Un método tal está incorporado en las Especificaciones de Puente AASHTO LRFD (1994).

4.3.2 Método de Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD)

Para considerar la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la Ecuación 4.1, el lado de resistencia se multiplica por un factor ϕ de resistencia

establecido estadísticamente cuyo valor usualmente es menor que 1, y el lado de carga se multiplica por un factor γ de carga establecido estadísticamente cuyo valor usualmente es mayor que 1. Debido a que el efecto de carga en un estado límite particular involucra una combinación de diferentes tipos de carga (Q_i) que tienen diferentes grados de previsibilidad, el lado de los efectos de carga se representa por una suma de valores $\gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal se da por R_n el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efecto de } \Sigma \gamma_i Q_i \quad (4.3)$$

Debido a que la Ecuación 4.3 involucra tanto los factores de carga y resistencia, el método de diseño es llamado **Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD)**. El factor de resistencia ϕ para un estado límite particular debe considerar las incertidumbres en:

- Propiedades de los materiales.
- Ecuaciones que predicen la resistencia.
- La mano de obra.
- El control de calidad.
- Consecuencia de la falla

El factor de carga γ_i seleccionado para un tipo particular de carga debe considerar las incertidumbres siguientes:

- Magnitud de las cargas
- Posición de las cargas
- Posible combinación de cargas

4.3.3 Estados Límite de Diseño del Método LRFD

La expresión de diseño básica en Las Especificaciones AASHTO LRFD (1998) que debe satisfacerse para todos los estados límite, global y local, es dada como:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (4.4)$$

Donde Q_i son los efectos de las cargas, R_n es la resistencia nominal, γ_i es el factor de carga aplicado a los efectos de las cargas, ϕ es el factor de resistencia aplicado a la resistencia nominal, y η es el factor de modificación de carga. Para todos los estados límite de no resistencia, $\phi = 1.0$.

La Ecuación 4.4 es la Ecuación 4.3 con la adición del modificador de carga η . El modificador de carga es un factor que tiene en cuenta la ductilidad, la redundancia, y la importancia operacional del puente. Es dado por la expresión.

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (4.5)$$

Donde η_D es el factor de ductilidad, η_R es el factor de redundancia, y η_I es el factor de importancia operacional. Los primeros dos factores se refieren a la resistencia del puente y el tercero se refiere a las consecuencias de que el puente esté fuera de servicio. Para todos los estados límite de no resistencia $\eta_D = \eta_R = 1.0$

- **Factor de Ductilidad η_D** [AASHTO LRFD 1.3.3] La ductilidad es importante para la seguridad de un puente. Si la ductilidad está presente las porciones de la estructura con sobrecarga pueden redistribuir la carga a otras porciones que tienen resistencia de reserva. Esta redistribución depende en la habilidad del componente sobrecargado y sus conexiones para desarrollar deformaciones inelásticas sin fallar.

Si un componente del puente se diseña para que puedan ocurrir las deformaciones inelásticas, entonces habrá una advertencia de que el componente está sobrecargado. Si es de concreto reforzado, las grietas se incrementarán y el componente mostrará que está resistiéndose. Si es acero estructural, el descascaramiento indicará fluencia y las deflexiones aumentarán.

El comportamiento frágil debe evitarse, porque implica una pérdida súbita de resistencia cuando el límite elástico es excedido. Los componentes y conexiones de concreto reforzado pueden hacerse dúctiles limitando el refuerzo por flexión y proporcionando confinamiento con anillos o estribos. Las secciones de acero deben diseñarse para evitar el pandeo, para que pueda permitirse el comportamiento inelástico. Similares provisiones se dan en las especificaciones para otros materiales. De hecho, si se siguen en el diseño las provisiones de las especificaciones, la experiencia ha demostrado que los componentes tendrán la ductilidad adecuada [AASHTO LRFD C1.3.3].

Los factores de ductilidad a ser usados para el estado límite de resistencia son:

$$\eta_D = 1.05 \text{ para componentes y conexiones no dúctiles}$$

$$\eta_D = 0.95 \text{ para componentes y conexiones dúctiles}$$

- **Factor de Redundancia η_R** [AASHTO LRFD 1.3.4]. La redundancia afecta significativamente el margen de seguridad de una estructura de puente. Una estructura estáticamente indeterminada es redundante, es decir, tiene más restricciones que las necesarias para satisfacer el equilibrio.

El concepto de múltiples caminos para distribuir carga es lo mismo que redundancia.

La redundancia en un sistema de puente aumentará su margen de seguridad y esto se refleja en el estado límite de resistencia mediante los siguientes factores:

$$\eta_R = 1.05 \text{ para miembros no redundantes}$$

$$\eta_R = 0.95 \text{ para miembros redundantes}$$

- **Factor de Importancia Operacional η_I** [AASHTO LRFD 1.3.5]. Los puentes pueden ser considerados de importancia operacional si ellos están en el camino más corto entre áreas residenciales y hospitales o escuelas, o porque proveen el acceso de la policía, bomberos, y vehículos de rescate hacia las casas, negocios, y plantas industriales. Los puentes también pueden ser considerados esenciales si ellos evitan un desvío largo y ahorran tiempo y gasolina logrando ir a trabajar y regresar a casa de nuevo. De hecho, es difícil encontrar un sitio donde un puente no sería operacionalmente importante, ya que un puente en primer lugar debe justificarse por alguna necesidad social o de seguridad para que sea construido. Un puente no importante podría estar en un camino secundario que lleva a un área de recreación remota que no está abierta todo el año.

En el caso de un terremoto, es importante que todas las líneas de vida, como los puentes, permanezcan abiertas. Por consiguiente, los siguientes requisitos aplican para el estado límite de eventos extremos así como para el estado límite de resistencia:

$$\eta_I \geq 1.05 \text{ para un puente de importancia operacional}$$

$$\eta_I \geq 0.95 \text{ para un puente no importante}$$

$$\text{Para todos los otros estados límite: } \eta_I = 1.0$$

- **Designación de Cargas [AASHTO LRFD 3.3.2]**

Las cargas permanentes y transitorias que deben ser consideradas en un diseño son designadas como sigue:

- **Cargas Permanentes**

DD Downdrag

DC Carga muerta de componentes estructurales y ataduras no estructurales

DW Carga muerta de superficies de rodamiento y utilidades

EH Carga de presión de suelo horizontal

EL Efectos internos (locked-in) acumulados resultantes de los procesos de construcción

ES Carga de sobrecarga de suelo

EV Presión vertical de carga muerta de rellenos de suelo

- **Cargas Transitorias**

BR Fuerza de frenado vehicular

CE Fuerza centrífuga vehicular

CR Creep

CT Fuerza de colisión vehicular

CV Fuerza de colisión de barcos

EQ Terremoto

FR Fricción

CI Carga de hielo

IM Carga dinámica (impacto) vehicular permisible

LL Carga viva vehicular

LS Carga viva de sobrecarga

PL Carga viva de peatón

SE Asentamiento

SH Contracción

- TG *Gradiente de temperatura*
 TU *Temperatura uniforme*
 WA *Carga de presión de agua*
 WL *Carga viva de viento*
 WS *Cara de viento sobre la estructura*

• **Combinaciones de Carga y Factores de Carga.**

Los factores de carga para varias combinaciones de carga y cargas permanentes se dan en las Tablas 4.3 y 4.4, respectivamente.

Tabla 4.3 Combinaciones de Carga y Factores de Carga^a

Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use una de estas en una vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA - I	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA - II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA - III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA - IV EH, EV, ES, DW DC SOLAMENTE	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA - V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO - I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO - II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	
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}	-	-	-	-	
FATIGA-LL, IM, Y CE SOLAMENTE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

^a Tabla 3.4.1-1 de AASHTO LRFD Bridge Design Specification (1998).

Tabla 4.4 Factores de Carga para Cargas Permanentes γ_p ^a

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes	1.25	0.90
DD: Downdrag	1.80	0.45
DW: Superficie de Rodamiento y Utilidades	1.50	0.65
EH: Presión de Suelo Horizontal		
• Activa	1.50	0.90
• En Reposo (At-Rest)	1.35	0.90
EL: Esfuerzos por Erección (Locked-in)	1.0	1.0
EV: Presión de Suelo Vertical		
• Estabilidad Global	1.35	N/A
• Estructuras de Retención	1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas	1.30	0.90
• Marcos Rígidos	1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas otras como Bóvedas Cajón de Metal	1.95	0.90
• Bóvedas Cajón Flexibles de Metal	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

^aTabla 3.4.1-2 de AASHTO LRFD Bridge Design Specification (1998).

4.3.3.1 Estado Límite de servicio

El estado límite de servicio se refiere a las restricciones en los esfuerzos, deflexiones, y anchos de grietas de componentes del puente que ocurren bajo condiciones de servicio regulares [AASHTO LRFD 1.3.2.2]. 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 tres diferentes combinaciones de carga del estado límite de servicio mostradas en la Tabla 4.3 para cubrir diferentes condiciones de diseño [AASHTO LRFD 3.4.1].

- **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 enterradas y el control de grietas en estructuras de concreto reforzado.

- **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. Corresponde a la provisión para estructuras de acero sobrecargadas en las ediciones pasadas de las Especificaciones AASHTO.
- **Servicio III.** Este estado límite de servicio se refiere a las combinaciones de carga que sólo se relacionan a estructuras de concreto pre-esforzadas en tensión con el objetivo de controlar las grietas. El significado estadístico del factor **0.80** para la carga viva 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 I es usado para investigar los esfuerzos de compresión en los componentes de concreto pre-esforzados.

4.3.3.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga y fractura se refiere a un conjunto de restricciones dentro de un rango de esfuerzos causado por un camión de diseño. Las restricciones dependen del número de entradas al rango de esfuerzos que se espera ocurran durante la vida de diseño del puente [AASHTO LRFD 1.3.2.3]. Tales restricciones limitan el incremento de grietas bajo cargas repetitivas y previenen la fractura debido a los efectos de esfuerzos acumulativos en los elementos de acero, componentes, y conexiones. Para el estado límite de fatiga y fractura, $\phi = 1.0$.

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 4.3). Un factor de carga de **0.75** se aplica a la carga viva vehicular, carga dinámica

(impacto) permisible, y a la fuerza centrífuga. El uso de un factor de carga menor que 1.0 está justificado porque las estadísticas muestran que camiones con pesos ligeramente más bajos causan más ciclos repetitivos de esfuerzos que aquéllos que tienen el peso del camión de diseño [AASHTO LRFD C3.4.1]. El camión de diseño por fatiga es diferente al camión de diseño usado para evaluar otros efectos de fuerzas, y está definido como un solo camión con un espaciamiento fijo entre ejes [AASHTO LRFD 3.6.1.4.1]. Los modelos de carga de camión se describen en detalle en la Sección 4.4.

El paso de los camiones causa varias excursiones 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 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"

4.3.3.3 Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia se refiere a proporcionar la suficiente resistencia para satisfacer la desigualdad de la Ecuación 4.4 para las combinaciones de carga que se espera un puente experimente en su vida de diseño [AASHTO LRFD 1.3.2.4]. 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 4.3 para diferentes consideraciones de diseño. Para efectos de fuerzas debidos a cargas

permanentes, los factores de carga γ_p de Tabla 4.4 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.

Para todas las combinaciones de carga por resistencia, un factor de carga de **0.50** es aplicado a *TU*, *CR*, y *SH* por efectos de fuerza sin desplazamientos para representar la reducción de los efectos de estas fuerzas con el tiempo de los valores predeterminados por un análisis elástico. En el cálculo de desplazamientos debido a estas cargas, un factor de carga de **1.2** se usa para evitar bajas dimensiones de las juntas y apoyos de [AASHTO LRFD C3.4.1].

- **Resistencia I.** Este estado límite de resistencia es la combinación de carga básica que se relaciona al uso vehicular normal del puente sin viento [AASHTO LRFD 3.4.1].
- **Resistencia II.** Este estado límite de resistencia es la combinación de carga que se relaciona al uso del puente por vehículos permitidos 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.

Para puentes más largos que el vehículo permitido, la presencia de la carga de carril de diseño, precediendo y siguiendo el vehículo permitido en su carril, debe ser considerada [AASHTO LRFD 3.4.1].

- **Resistencia III.** Este estado límite de resistencia 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 [AASHTO LRFD C3.4.1].
- **Resistencia IV.** Este estado límite de resistencia 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 [AASHTO LRFD C3.4.1].
- **Resistencia V.** Este estado límite de resistencia 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 carga viva sobre el puente, viento sobre la carga viva, y viento reducido sobre la estructura [AASHTO LRFD 3.4.1].

4.3.3.4 Estado Límite de Evento extremo

El estado límite de evento extremo se refiere a la supervivencia estructural de un puente durante un terremoto grande o inundación, o durante el

choque con un barco, vehículo, o flujo de hielo [AASHTO LRFD 1.3.2.5]. La probabilidad de que estos eventos ocurren simultáneamente es sumamente baja, por consiguiente, ellos se especifican para ser aplicados separadamente. El intervalo de recurrencia de eventos extremos puede ser significativamente mayor que la vida de diseño del puente [AASHTO LRFD C1.3.2.5]. 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 TU, TG, CR, SH, y SE sean reemplazados [AASHTO LRFD C3.4.1]. Para el estado límite de evento extremo, $\phi = 1.0$.

- **Evento Extremo I.** Este estado límite de evento extremo es la combinación de carga que se relaciona a terremoto. Este estado límite también incluye la carga de agua WA y de fricción FR. La probabilidad de que ocurra una inundación y un terremoto grande al mismo tiempo es muy pequeña. Por consiguiente, las cargas de agua y profundidades de fricción basadas en descargas bajas pueden autorizarse [AASHTO LRFD C3.4.1]. La carga viva parcial coincidente con el terremoto debe ser considerada. El factor de carga por carga viva γ_{EQ} debe ser determinado en base a proyectos específicos [AASHTO LRFD 3.4.1]. Valores sugeridos para γ_{EQ} son **0.0, 0.5, y 1.0** [AASHTO LRFD C3.4.1].
- **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 **0.50** significa una probabilidad baja de ocurrencia de la máxima carga viva vehicular, de CT, y de los eventos extremos [AASHTO LRFD C3.4.1].

4.4 Cargas Aplicadas en el Diseño de Puentes

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 permanentes permanecen en el puente por un período amplio, normalmente para toda la vida de servicio. Tales cargas incluyen el peso propio de las vigas y tablero, la superficie rodamiento, apoyos, parapetos y barreras, utilidades, luminarias, y presiones de tierra retenida. 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 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 necesarias 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. Semejantemente, 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.

Cada tipo de carga se presenta individualmente con la referencia apropiada a la Especificación AASHTO LRFD.

4.4.1 Cargas Gravitacionales

Las cargas de gravedad son aquellas causadas por el peso de un objeto en el puente. Tales cargas son permanentes y transitorias y aplicadas en una dirección descendente hacia el centro de la tierra.

4.4.1.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que permanecen en el puente por un período extendido de tiempo, quizás para toda la vida de servicio. Tales cargas incluyen:

- La carga muerta de componentes estructurales y ataduras no estructurales (DC).
- La carga muerta de superficie de rodamiento y utilidades (DW).
- La carga muerta de relleno de tierra (EV).
- La carga de presión de tierra (EH).
- La carga de sobrecarga de tierra (ES).
- Downdrag (DD).

La carga muerta de los componentes estructurales y ataduras no estructurales son cargas definitivamente permanentes y deben ser incluidas en cualquier análisis. Los componentes se refieren a los elementos que son parte del sistema de resistencia de carga. Las ataduras no estructurales se refieren a artículos tales como cordones, parapetos, barreras, señales, e iluminadores.

La carga muerta de la superficie de rodamiento (DW) se combina con las cargas de DC usando las Tablas 4.3 y 4.4 (AASHTO LRFD Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2). Se nota que los factores de carga son diferentes para DC y cargas

DW. Los factores de carga máximos y mínimos para las cargas de DC son 1.25 y 0.90, respectivamente, y los factores de carga máximos y mínimos para las cargas de DW son 1.50 y 0.65, respectivamente. Los factores diferentes se usan porque las cargas de DW se han determinado para ser más variables en los estudios de carga que las cargas de DC.

La carga muerta de rellenos de tierra (EV) debe ser considerada para las estructuras enterradas como las bóvedas. La carga de EV es determinada multiplicando el peso volumétrico por la profundidad de materiales. De nuevo los factores de carga de la Tablas 4.3 y 4.4 (AASHTO LRFD Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2) son aplicables.

La carga por sobrecarga de tierra (ES) es calculada como las cargas de EV con la única diferencia que está en los factores de carga. Esta diferencia se atribuye a su variabilidad. Es de notar que podría quitarse parte o toda esta carga en algún momento en el futuro, o quizás el material de la sobrecarga (o cargas) podría cambiarse. Así, la carga de ES tiene un factor de carga máximo de 1.50 que es superior a los factores típicos de EV que son aproximadamente 1.35. Semejantemente, los factores mínimos de ES y de EV son 0.75 y 0.90 (típico), respectivamente.

Tierra retenida por una estructura como un muro de retención, muro de alero, o estribo crea una presión lateral en la estructura. La presión lateral es una función de las características geotécnicas del material, la geometría del sistema, y los movimientos estructurales anticipados. La mayoría de los ingenieros usan modelos que producen una presión como de fluido contra la pared. Tal procedimiento se presenta en AASHTO LRFD Sección 3.11.

“Downdrag” es una fuerza ejercida sobre un pilote o pilar perforado debido al movimiento de la tierra alrededor del elemento. Tal fuerza es permanente y típicamente aumenta con el tiempo.

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.

4.4.1.2 Cargas Transitorias

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más común en la mayoría de los puentes, es el camión el que causa los efectos de carga críticos. Más precisamente, los efectos de carga del tráfico del automóvil comparado al efecto de tráfico del camión son despreciables. Por consiguiente, las cargas de diseño de AASHTO intentan modelar el tráfico del camión que es altamente variable, dinámico, y puede ocurrir independiente de, o junto con, otras cargas de camión. El efecto de carga principal es la carga de gravedad del camión, pero otros efectos son significantes y deben ser considerados. Tales efectos incluyen el impacto (los efectos dinámicos), las fuerzas de frenando, fuerzas centrífugas, y los efectos de otros camiones presentes simultáneamente. Además, los estados límite de diseño pueden requerir diferentes modelos de carga de camión ligeramente diferentes.

4.4.1.2.1 Carriles de Diseño.

El número de carriles que un puente puede acomodar debe establecerse y es un criterio de diseño importante. Dos términos son usados en el diseño de los carriles de un puente:

- Carril de tráfico.
- Carril de diseño.

Los carriles de tráfico es el número de carriles de tráfico que el ingeniero de tráfico planea dirigir por el puente. Un ancho de carril es asociado con un

carril de tráfico y es típicamente 3600 mm. El carril de diseño es la designación de carril usada por el ingeniero de puentes para la colocación de la carga viva. El ancho del carril de diseño y su ubicación puede o no puede ser la misma que la del carril de tráfico. AASHTO usa un carril de diseño de 3000 mm y el vehículo será posicionado dentro de ese carril para los efectos extremos.

El número de carriles de diseño es definido tomando la parte entera del cociente que resulta de dividir el ancho libre de la carretera entre 3600 mm [AASHTO LRFD 3.6.1.1.1]. El ancho libre es la distancia entre los cordones y/o barreras. En casos donde el ancho de los carriles de tráfico es menor que 3600 mm, el número de carriles de diseño debe ser igual al número de carriles de tráfico y el ancho de los carriles de diseño se toma como el ancho de los carriles de tráfico. Para anchos de carretera de 6000 a 7200 mm, deben usarse dos carriles de diseño y el ancho de los carriles de diseño debe ser la mitad del ancho de la carretera.

La dirección de tráfico en situaciones de diseño presentes y futuras debe ser considerada y los casos más críticos deben usarse para el diseño.

4.4.1.2.2 Cargas de Diseño Vehiculares.

El modelo de cargas vehiculares de AASHTO LRFD consiste en tres cargas distintamente diferentes:

- El camión de diseño.
- El tándem de diseño
- El carril de diseño.

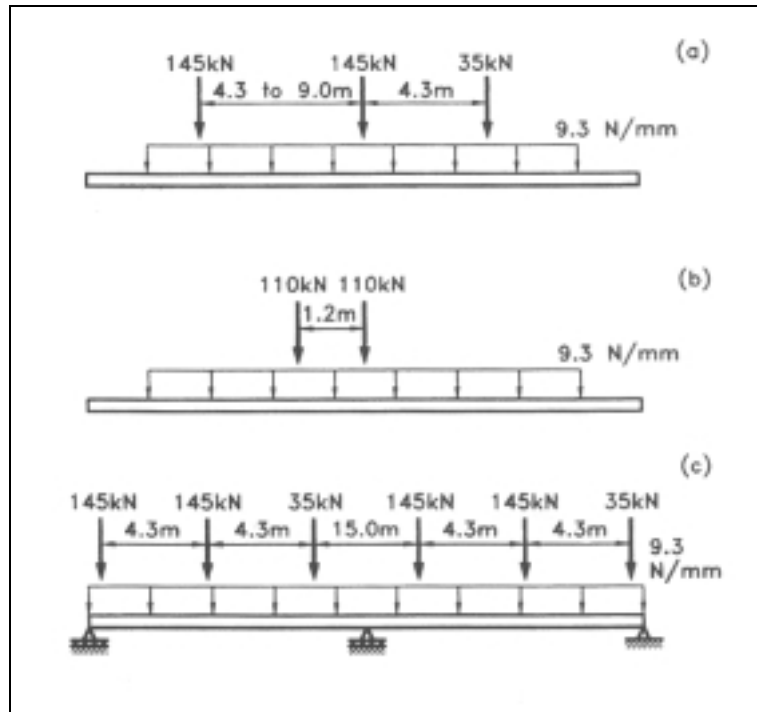


Figura 4.20 Cargas de diseño AASHTO

La primera de las tres configuraciones de cargas vivas como se ilustra en la Figura 4.20(a), es el modelo de carga de camión de diseño [AASHTO LRFD 3.6.1.2]. Para el camión de diseño el eje delantero pesa 35 kN, localizado a 4300 mm del eje trasero que pesa 145 kN, y el eje trasero del remolque también pesa 145 kN y se posiciona a una distancia que varía entre 4300 y 9000 mm. El rango variable significa que el espaciamiento usado debe causar el efecto de carga crítica. El espaciamiento largo típicamente sólo controla cuando las porciones delanteras y traseras del camión pueden posicionarse en claros continuos estructuralmente adyacentes como para los puentes continuos de claros cortos. El camión de diseño tiene la misma configuración que se ha usado por la Especificación Estándar AASHTO (1996) y es comúnmente llamado HS20. Las nuevas combinaciones de vehículo son descritas en las Especificaciones de Puente AASHTO LRFD (1994) y son designadas como HL-93 por el “Highway” y “Loading” aceptadas en 1993.

La segunda configuración es el tándem de diseño y se ilustra en la Figura 4.20(b). Consiste en dos ejes que pesan 110 kN cada uno espaciados a 1200 mm, lo que es similar al tándem usado en las anteriores Especificaciones Estándar AASHTO excepto por la carga que se cambia de 24 a 25 kips (110 kN).

La tercera carga es la carga de carril de diseño, que consiste en una carga uniformemente distribuida de 9.3 N/mm y se asume que ocupa una región de 3000 mm transversalmente. Esta carga es igual que una presión uniforme de $64 \text{ lb/ft}^2 = (3.1 \text{ kPa})$ aplicada en un carril de diseño de 10 pies (3000 mm). Esta carga es similar a la carga de carril presentada en las Especificaciones Estándar AASHTO durante muchos años con la excepción de que la carga de carril de diseño LRFD no requiere cargas concentradas.

Los efectos de carga del camión de diseño y del tándem de diseño (de cada uno) deben superponerse con los efectos de carga del carril de diseño.

En conclusión, tres cargas de diseño deben ser consideradas: el camión de diseño, el tándem de diseño y el carril de diseño. Estas cargas son superpuestas de tres maneras para producir los efectos por carga viva, que son combinados con los otros efectos de carga según la Tabla 4.3 y 4.4. Estos casos son ilustrados en la Tabla 4.5 donde el número en la tabla indica el *multiplicador* apropiado para ser usado antes de la superposición.

Tabla 4.5 Multiplicadores de Carga para Cargas Vivas

Combinación de Carga Viva	Camión de Diseño	Tándem de Diseño	Camión de Diseño con 15000 mm de avance ^a	Carril de Diseño
1	1.0			1.0
2		1.0		1.0
3			0.9	0.9

^aLa combinación del carril y dos camiones de diseño es sólo para momentos en soportes interiores.

4.4.1.2.3 Cargas de Fatiga.

Las resistencias de varios componentes del puente son sensitivas a esfuerzos repetitivos o fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzo que últimamente fractura 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 4.3 [AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1]. La carga dinámica permisible (*IM*) [AASHTO LRFD 3.6.2] debe ser incluida y el puente se asume cargado para un solo carril de carga [AASHTO LRFD 3.6.1.4.3b].

4.4.1.2.4 Cargas de Peatones.

La carga por peatones de AASHTO es 3.6×10^{-3} MPa, la que se aplica a aceras que son integradas con un puente carretero. Si la carga se aplica a un puente exclusivo para peatones (pasarelas) y/o tráfico de bicicletas, entonces se usa una carga viva de 4.1×10^{-3} MPa.

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 barrera [AASHTO LRFD 13.8 y AASHTO LRFD 13.9]. Además, como es mostrado en la Figura 4.21, 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.

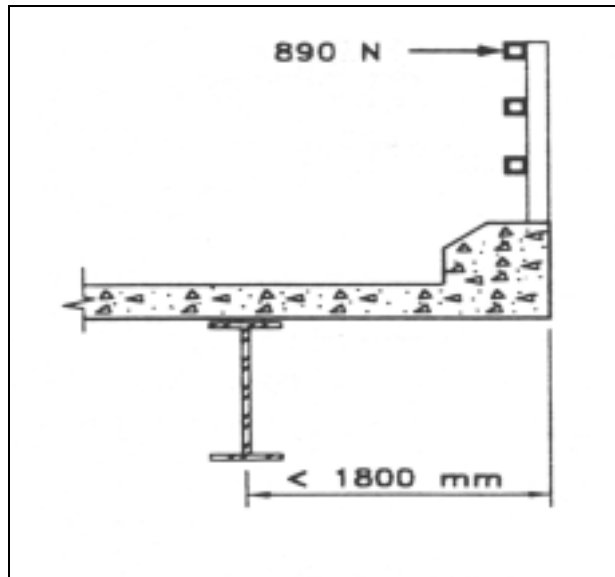


Figura 4.21 Carga de peatón sobre barrera

4.4.1.2.5 Cargas para Losas Tablero y Barreras.

Las cargas de gravedad para el diseño de los sistemas losa tablero se dan en AASHTO LRFD [3.6.1.3.3]. El tablero debe diseñarse para el efecto de carga debido al camión de diseño o tándem de diseño, cualquiera que cree el efecto más extremo. Los dos vehículos de diseño no deben ser considerados juntos en el mismo caso de carga. La carga de carril de diseño no es considerada en el diseño de losas tableros, excepto en puentes losa donde la carga se lleva principalmente en la dirección longitudinal. Varios métodos están disponibles para el análisis de losas tableros sujetas a estas cargas. Las cargas de gravedad vehicular para tableros pueden encontrarse en AASHTO LRFD [3.6.1.3].

El voladizo del tablero, localizado fuera de la viga de fascia, se diseña para una carga uniformemente distribuida de 14.6 N/mm localizada a 300 mm de la cara del cordón o de la barrera como es mostrado en la Figura 4.22. Esta carga se deriva asumiendo que la mitad de la carga de tándem (110 kN) es distribuida sobre una longitud de 7600 mm.

El sistema de barreras de tráfico y el voladizo del tablero deben soportar el infrecuente evento de una colisión de camión. El diseño de barreras y del voladizo del tablero es confirmado por pruebas de choque como se describe en AASHTO LRFD [13.7.2]. Las fuerzas de diseño para la barrera y el voladizo del tablero están especificadas en AASHTO LRFD [13.7.2].

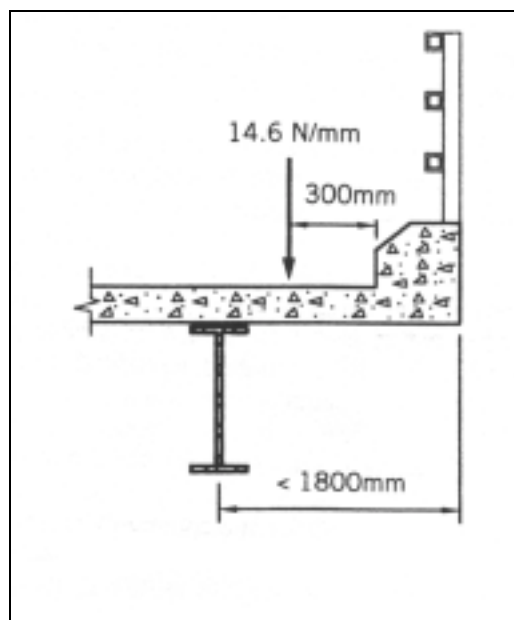


Figura 4.22 Carga viva gravitacional sobre voladizo

4.4.1.2.6 Factores de Presencia Múltiple.

Los camiones estarán presentes en carriles adyacentes sobre las carreteras con múltiples carriles de diseño pero es improbable que se carguen tres carriles adyacentes simultáneamente con cargas pesadas. Por consiguiente, algunos ajustes en las cargas de diseño son necesarios. Para considerar este efecto, AASHTO LRFD [3.6.1.1.2] proporciona un factor de ajuste de la presencia múltiple que se muestran en la Tabla 4.6, de AASHTO LRFD [Tabla 3.6.1.1.2-1].

Estos factores no deben aplicarse en situaciones donde han sido implícitamente incluidos, como en los factores de distribución de carga contenidos en AASHTO LRFD [4.6.2]. Si se usan los factores de distribución estáticos o si el análisis está basado en métodos refinados, entonces los factores de presencia múltiple se aplican. Además, estos factores se aplican a las fuerzas de frenado para el diseño de apoyos y estribos. Por último, los factores de presencia múltiple no deben usarse en el caso del estado límite de fatiga.

Tabla 4.6 Factores de Presencia Múltiple^a

Número de Carriles de Diseño	Factores de Presencia Múltiple “m”
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

^aTabla 3.6.1.1.2-1. De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

4.4.1.2.7 Efectos Dinámicos.

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.

La presente especificación de AASHTO toma un método muy simplista y define la carga dinámica permisible como se ilustra en la Tabla 4.7 [AASHTO LRFD 3.6.2].

Tabla 4.7 Definición de la Carga Dinámica Permisible^a

Componente	IM (%)
Juntas de tablero – todos los estados límite	75
Todos los otros componentes	
➤ Estados límite de Fatiga y Fractura	15
➤ Todos los demás estados límite	33

^aTabla 3.6.2.1-1 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

Los factores de la Tabla 4.7 serán aplicados a la carga estática como:

$$U_{L+I} = U_L (1 + IM)$$

Donde U_{L+I} es el efecto de carga viva más la carga dinámica permisible,

U_L es el efecto de carga viva, e IM es el porcentaje dado en Tabla 4.7.

En la Tabla 4.7 *Todos los otros componentes* incluyen vigas, apoyos (excepto apoyos elastoméricos), y columnas.

4.4.2 Cargas Laterales

4.4.2.1 Cargas Sísmicas

Las provisiones de las Especificaciones AASHTO están basadas en los siguientes principios [AASHTO LRFD C3.10.1]:

- Pequeños a moderados terremotos deben ser resistidos dentro del rango elástico por los componentes sin daño significativo.
- Intensidades y fuerzas realistas de los movimientos sísmicos de terreno son usadas en los procedimientos de diseño.

- La exposición a un terremoto grande no debe causar colapso en todo o parte del puente. Donde sea posible, los daños deben ser prontamente detectables y accesibles para la inspección y reparación.

Las provisiones para diseño sísmico de AASHTO se aplican para puentes con superestructuras convencionales de losa, viga, viga cajón, y armaduras cuyos claros no exceden de 150 m [AASHTO LRFD 3.10.1]. No son aplicables para puentes con claros que exceden los 150 m y otros tipos de puentes, tales como puentes suspendidos, atirantados, puentes móviles y arcos.

4.4.2.1.1 Procedimiento de Diseño Sísmico.

Paso 1

Describir el tipo de puente, el número de claros, la altura de las pilas, la sección transversal típica de la carretera, el alineamiento horizontal, el tipo de fundaciones, y las condiciones del subsuelo. 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.

Paso 2

Determinar el coeficiente de aceleración que es apropiado para el sitio del puente [AASHTO LRFD 3.10.2].

En El Salvador el coeficiente de aceleración puede obtenerse del mapa de zonificación sísmica (Figura 1 de La Norma Técnica para Diseño por Sismo).

Paso 3

Determinar la categoría de importancia del puente [AASHTO LRFD 3.10.3]. 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 4.8 resume las características de las tres categorías importantes, una de las cuales debe ser asignada a cada puente.

Tabla 4.8 Categorías de Importancia

Categoría de Importancia	Descripción
Puentes Críticos	Deben permanecer abiertos al tráfico después del terremoto de diseño (475 años de período de retorno) y abiertos para vehículos de emergencia después de un gran terremoto (2500 años de período 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.

Paso 4

Determinar la zona sísmica para cada puente [AASHTO LRFD 3.10.4]. Estas zonas sísmicas agrupan regiones de los Estados Unidos que tienen similares condiciones de riesgo sísmico. Las zonas sísmicas son dadas en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Zonas Sísmicas ^a

Coefficiente de Aceleración	Zona Sísmica
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

^aTabla 3.10.4-1 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

Paso 5

Determinar el coeficiente de sitio **S**, que es dependiente de las condiciones del suelo en el sitio del puente [AASHTO LRFD 3.10.5]. Los cuatro perfiles de suelo dados en la Tabla 4.10 son usados para seleccionar un coeficiente de aceleración modificado de la Tabla 4.11. En ubicaciones donde las condiciones de suelo no son conocidas con suficiente detalle o el perfil de suelo no se ajusta a cualquiera de los cuatro tipos, las Especificaciones AASHTO LRFD [3.10.5.1] 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.

Tabla 4.10 Perfiles de Suelo

Tipo	Descripción
<i>I</i>	Roca de cualquier descripción, o suelos rígidos donde el espesor es menor que 60 m, y el tipo de suelo sobre el manto rocoso son depósitos estables de arena, gravas, o arcillas rígidas.
<i>II</i>	Suelos rígidos cohesivos o menos cohesivos en profundidad donde el espesor excede los 60 m y el tipo de suelo sobre el manto rocoso son depósitos estables de arena, grava y arcillas rígidas.
<i>III</i>	Arcillas y arenas blandas a medio rígidas, caracterizadas por 9 m ó más de arcillas blandas a medio rígidas con o sin la intervención de capas de arena u otro suelo menos cohesivo.
<i>IV</i>	Arcillas blandas o sedimentadas con un espesor mayor de 12 m.

Tabla 4.11 Coeficientes de Sitio ^a

	Tipo de Perfil de Suelo			
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
Coeficiente de Sitio, S	1.0	1.2	1.5	2.0

^aTabla 3.10.5-1 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

Paso 6

Determinar los factores de modificación de respuesta R que reducen las fuerzas sísmicas basadas en un análisis elástico del sistema del puente [AASHTO LRFD 3.10.7]. Los efectos de fuerzas de un análisis elástico tienen que ser divididas por los factores de modificación de respuesta dados en la Tabla 4.12. 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 4.13 no

reducen y en algunos casos amplifican los efectos de fuerzas de un análisis elástico.

Tabla 4.12 Factores de Modificación de Respuesta – Subestructuras

Subestructura	Categoría de Importancia		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilas tipo pared – grandes dimensiones	1.5	1.5	2.0
Pilotes tipo marco de concreto reforzado			
➤ Pilotes verticales solamente	1.5	2.0	3.0
➤ Uno o más pilotes	1.5	1.5	2.0
Columnas Simples	1.5	2.0	3.0
Pilote tipo marco de acero o compuesto de acero y concreto			
➤ Pilotes verticales solamente	1.5	3.5	5.0
➤ Uno o más pilotes	1.5	2.0	3.0
Marcos de columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

^aTabla 3.10.7.1-1 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

Tabla 4.13 Factores de Modificación de Respuesta – Conexiones

Conexión	Todas las Categorías de Importancia
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión dentro del claro de la superestructura	0.8
Columnas, pilas, o pilotes tipo marco a viga de cabezal o superestructura	1.0
Columnas o pilas a fundaciones	1.0

^aTabla 3.10.7.1-2 De AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998)

En base a la información obtenida al completar los pasos anteriores, se puede decidir el nivel de análisis sísmico requerido, las fuerzas de diseño, y los requerimientos de diseño por desplazamientos. Por ejemplo, puentes de un claro y puentes en Zona Sísmica 1 no tienen que analizarse por cargas sísmicas, mientras que puentes críticos en Zona Sísmica 4 requieren de un método riguroso de análisis sísmico [AASHTO LRFD 4.7.4].

4.4.2.1.2 Mínimas Fuerzas de Diseño Sísmico para Conexiones.

Cuando ocurre una excitación de terreno debido a un terremoto y la superestructura se pone en movimiento, se desarrollan fuerzas inerciales iguales a la masa multiplicada por la aceleración. Estas fuerzas pueden ser en cualquier dirección y deber ser restringidas, o disipadas, en la conexión entre la superestructura y la subestructura. Para un puente de un claro, la fuerza mínima de diseño para la conexión en la dirección restringida es tomada como el producto del coeficiente de aceleración y la carga muerta tributaria asociada con la conexión.

Puentes en Zona Sísmica 1 no requieren un análisis sísmico y por lo tanto valores nominales son especificados para las fuerzas de conexión. Para obtener la fuerza sísmica horizontal en la dirección restringida, la carga muerta tributaria es multiplicada por el valor dado en la Tabla 4.14 [AASHTO LRFD 3.10.9.2]. La carga muerta tributaria a ser usada cuando se calcula la fuerza de conexión longitudinal en un apoyo fijo de un segmento continuo o un claro simplemente soportado es la carga muerta total del segmento. Si cada apoyo en un segmento restringe la traslación en la dirección transversal, la carga muerta tributaria a ser usada en el cálculo de la fuerza de conexión transversal es la reacción por carga muerta en el apoyo. Si cada apoyo que soporta un segmento es un apoyo elastomérico, que ofrece una pequeña o nula restricción, la conexión tiene que ser diseñada para resistir las fuerzas de cortante sísmico

transmitidas a través del apoyo, pero no deben ser menores que los valores representados por los multiplicadores en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14 Multiplicadores de la Fuerza de Conexión en Zona Sísmica 1

Coeficiente de Aceleración	Perfil de Suelo	Multiplicador
$A \leq 0.025$	<i>I o II</i>	0.10
	<i>III o IV</i>	0.20
$0.025 < A \leq 0.09$	Todos	0.20

Las fuerzas de conexión para puentes en Zona Sísmica 3 y 4 pueden ser determinadas ya sea por un análisis sísmico elástico y dividiendo entre R, o por un análisis sísmico inelástico de tiempo-historia paso a paso con R = 1.0 para todas las conexiones. El uso de R = 1.0 asume que el método inelástico modela adecuadamente las propiedades de histéresis del material y la acompañante disipación de energía.

4.4.2.1.3 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 como [AASHTO LRFD 3.10.8]:

$$\text{Caso de Carga 1} \quad 1.0F_L + 0.3F_T$$

$$\text{Caso de Carga 2} \quad 0.3F_L + 1.0F_T$$

Donde:

F_L = Fuerza elástica de miembro debido a un terremoto en la dirección del eje longitudinal del puente.

F_T = Fuerza elástica de miembro debido a un terremoto en la dirección del eje transversal del puente.

4.4.3 Cargas de Colisión

4.4.3.1 Colisión de Barco

En puentes sobre canales de agua navegables, la posibilidad de colisión de un barco con la pila deber ser considerada. Típicamente, esto es de concernencia para estructuras que son clasificadas como puentes de grandes claros, que están fuera del alcance de este trabajo. Las cargas de colisión de barcos son definidas en AASHTO LRFD 3.14.

4.4.3.2 Colisión de Ferrocarril

Si un puente está localizado cerca de la vía del tren, existe la posibilidad de colisión de un tren con el puente como resultado de un descarrilamiento. Como esta posibilidad es remota el puente debe diseñarse por fuerzas de colisión usando el estado límite extremo dado en la Tabla 4.3 y 4.4. Los estribos y pilas dentro de 9000 mm desde el borde de la carretera, o dentro de una distancia de 15000 mm de la línea central de la vía férrea deben ser diseñados para una fuerza de 1800 kN posicionada a una distancia de 1200 mm sobre el suelo [AASHTO LRFD 3.6.5.2]

4.4.3.3 Colisión de Vehículo

La fuerza de colisión de un vehículo con la barrera es descrita en la Sección 4.4.1.2.5 (Cargas para Losas Tablero y Barreras).

4.5 Análisis Estructural de Puentes Típicos

4.5.1 Análisis Estructural de Puentes Típicos según Especificación AASHTO LRFD

Para diseñar un **sistema** complicado tal como un puente, es necesario desmembrar el sistema en **subsistemas** pequeños, más manejables que se comprenden de **componentes**. Los subsistemas incluyen la *superestructura*, *subestructura*, y *la fundación*, mientras los componentes incluyen las *vigas*, *columnas*, *losas*, *barreras*, *marcos transversales*, *diafragmas*, *pilas*, *apoyos*, *estribos*, *zapatas*, *pilotes*, y *vigas cabezales*. Las acciones y deformaciones (los efectos de carga) dentro de los componentes son necesarias para determinar el tamaño requerido y las características materiales. Es tradicional e implícito en las Especificaciones de AASHTO que el diseño se realice en base a componentes. Por consiguiente el ingeniero necesita los procedimientos para determinar la respuesta del sistema estructural y finalmente de sus componentes.

En general, la distribución de las cargas a lo largo del puente requiere que el *equilibrio*, *la compatibilidad*, y *las relaciones constitutivas (propiedades de los materiales)* sean mantenidos. Estos tres requisitos forman la base para todo análisis estructural, sin tener en cuenta el nivel de complejidad. El equilibrio requiere que las fuerzas aplicadas, las acciones internas, y las reacciones externas estén estáticamente en el equilibrio. La compatibilidad significa que las deformaciones son internamente consistentes a lo largo del sistema (sin huecos o discontinuidades) y son consistentes con las condiciones de borde. Finalmente, las propiedades materiales, como las rigideces, deben ser propiamente identificadas. Típicamente, las suposiciones que son hechas

considerando estos tres aspectos de análisis determinan la complejidad y la aplicabilidad del modelo para análisis.

Las suposiciones en la modelación son importantes, y son relevantes para el sistema real. Es responsabilidad del ingeniero entender las suposiciones y su aplicabilidad al sistema bajo estudio. Cuando las suposiciones no reflejan adecuadamente el comportamiento del sistema real, el ingeniero debe estar confiado en los límites del error inducido y las consecuencias de tal error. Claramente, es imposible predecir *exactamente* la respuesta de cualquier sistema estructural, pero las predicciones pueden ser de *precisión* aceptable.

La aplicación de equilibrio, compatibilidad, y la respuesta del material, junto con las suposiciones, constituye **el modelo matemático** para el análisis. El modelo matemático podría ser una ecuación diferencial que gobierna para una viga o quizás para una placa delgada. Cualquier modelo matemático podría ser, pero debe entenderse su base y el comportamiento que describe para el modelo. El método usado para resolver el modelo matemático es denominado **el modelo numérico**. Por ejemplo, la integración directa, la analogía de la viga conjugada, el método pendiente-deflexión, y distribución de momentos son todos métodos bien establecidos. Todos estos métodos involucran directamente o indirectamente el modelo matemático, representado por una determinada ecuación. La selección del modelo numérico depende de muchos factores que incluyen la disponibilidad, la facilidad de aplicación, la precisión, eficiencia de cálculo, y la respuesta estructural requerida. En teoría, modelos numéricos basados en el mismo modelo matemático deben rendir la misma respuesta. En la práctica, esto es generalmente cierto para modelos matemáticos simples con elementos unidimensionales como las vigas, columnas, y las barras. Donde se usan los elementos finitos para modelar un continuo en dos o tres dimensiones (2- ó 3-D), rasgos como los tipos del elemento, características de la malla, y la

integración numérica, complican la comparación de métodos. Esto no significa que varias soluciones existen para el mismo problema, sino que las soluciones deben ser comparables aunque no *exactamente* idénticas, aunque los modelos matemáticos sean los mismos.

Finalmente, el ingeniero debe comprender que incluso los sistemas más simples son a menudo matemáticamente intratables de manera aislada desde un método riguroso. Es bastante fácil formular completamente el modelo matemático para un puente particular, pero la solución del modelo matemático usualmente es no trivial y debe determinarse con los modelos numéricos aproximados tales como los métodos de la franja finita o de elemento finito. Al modelar, es importante comprender que las aproximaciones existen en ambos modelos: matemático y numérico.

El proceso de modelado se ilustra en el Diagrama 4.1. En la cúspide del diagrama el sistema real está en forma conceptualizada. Para formular un modelo matemático, el ingeniero debe aceptar algunas suposiciones simplificadoras que producen una ecuación(es) o formulación gobernante. Luego el ingeniero debe trasladar las características del sistema real a las variables del modelo matemático. Esto incluye definición de cargas, propiedades del material y de las secciones transversales, y condiciones de borde. El modelo matemático es resuelto usando un modelo numérico. Aquí alguna aproximación numérica puede estar involucrada, o el modelo numérico puede resolver al modelo matemático "exactamente". Los resultados son entonces interpretados, verificados, y usados para el diseño del componente. Si las propiedades del componente varían significativamente como resultado del diseño, entonces el modelo numérico debe ser alterado y deben determinarse los resultados corregidos. A lo largo del proceso, el ingeniero debe estar consciente de las limitaciones y suposiciones implícitas en el análisis y debe

tomar las precauciones para asegurar que las suposiciones no se violen, o que las consecuencias de las violaciones sean aceptables.

Muchos parámetros del modelo son difíciles para estimar y en tales casos, las condiciones extremas pueden usarse para formar una envolvente de los efectos de carga a ser usada para diseño. Por ejemplo, si una propiedad particular de una sección transversal es difícil de estimar debido a las complicaciones tales como la acción compuesta, el agrietamiento del concreto, y efectos de flujo plástico, el ingeniero podría modelar la sección usando los límites superiores e inferiores y podría estudiar la sensibilidad del procedimiento a los parámetros desconocidos. Esto proporciona la información sobre la importancia de la incertidumbre de parámetros en la respuesta estructural.

4.5.2 Análisis Estructural debido a Cargas Gravitacionales.

La mayoría de los métodos de análisis están basados en tres aspectos de análisis: *el equilibrio, compatibilidad, y las propiedades materiales que se asume son elásticas lineales*. El objetivo de estos métodos es estimar los efectos de carga en base a la rigidez relativa de los distintos componentes. Los métodos descritos varían de simplistas (viga-línea) a rigurosos (franja finita o elemento finito). El equilibrio está implícito en todos los métodos y todos los métodos intentan lograr estimaciones realistas del comportamiento a nivel de servicio. Como se asume que los materiales se comportan linealmente, estos métodos no reflejarán el comportamiento después que la fluencia ocurre. Tales análisis producen una distribución conservadora de acciones en que se basa el diseño por resistencia, y esperanzadamente, una distribución razonable de acciones en que se basan los estados límite de servicio y de fatiga.

La discusión de métodos específicos de análisis según Especificaciones AASHTO LRFD es para los tipos de puente típicos o más comunes en El Salvador, es decir, los tipo **“losa sobre vigas”** y los puentes tipo **“losa”**.

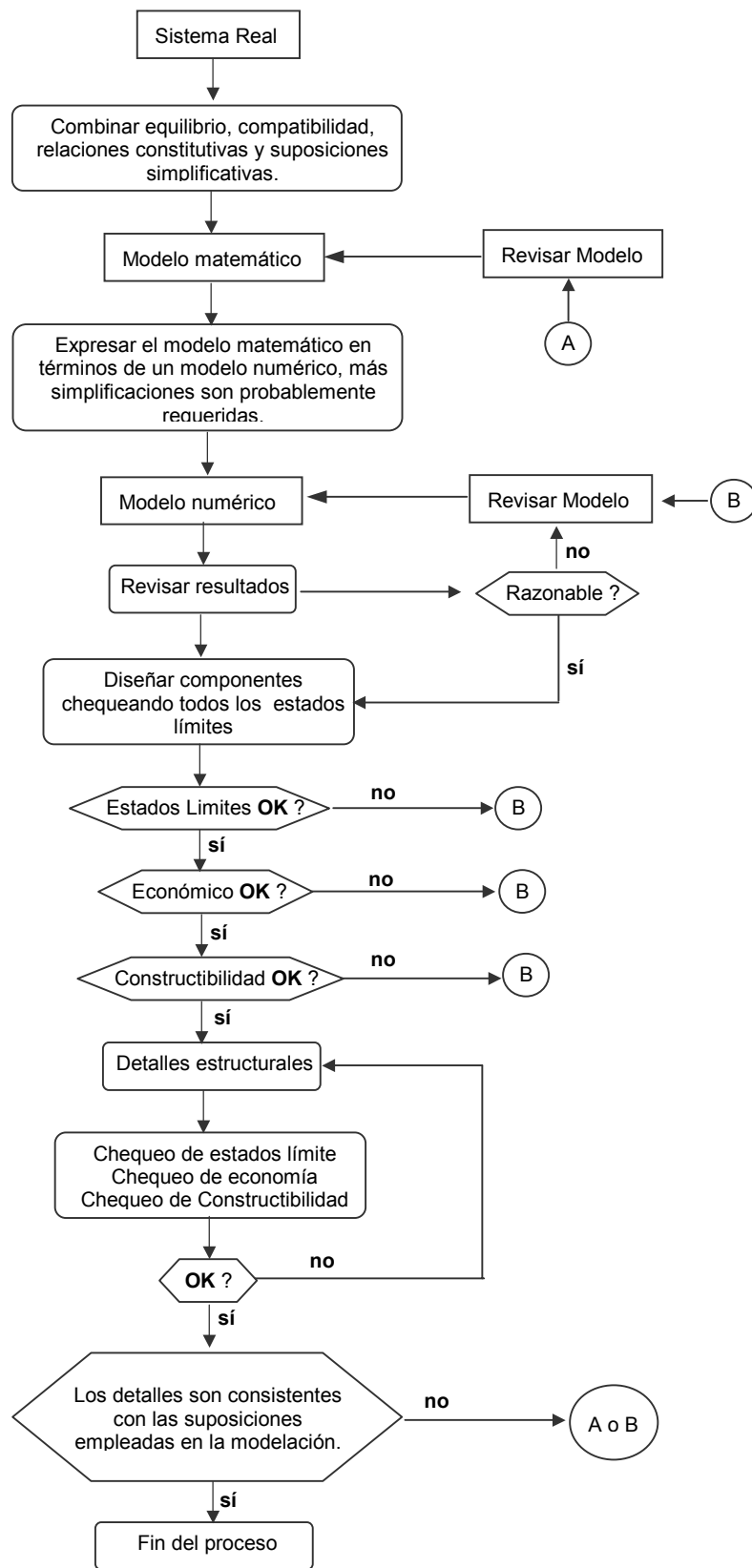


Diagrama 4.1 Relaciones desde la modelación hasta el diseño.

4.5.2.1 Puentes Losa sobre Vigas

Los puentes tipo losa sobre vigas y tipo losa son los tipos de puente más comunes en El Salvador. Algunos de estos puentes se ilustran en las Figuras 2.1, 2.2, 2.21, 2.33, 2.34, 2.35 y 2.36. Éstos son hechos de varios tipos y combinaciones de materiales. Se ilustran varios ejemplos en la Tabla 4.15.

Tabla 4.15 Ejemplos de Puentes Losa sobre Vigas^a

Material de la viga	Material de la losa
Acero	Concreto CIP
Acero	Concreto Prefabricado
Acero	Acero
Acero	Madera
Concreto CIP	Concreto CIP
Concreto Prefabricado	Concreto CIP
Concreto Prefabricado	Concreto Prefabricado
Madera	Madera

^aCast in Place (colado en el lugar) = CIP.

Una ilustración esquemática de un puente de losa sobre vigas se muestra en Figura 4.23(a). La función principal de la losa es proporcionar la superficie de la carretera y transmitir a las vigas las cargas aplicadas. Este camino de carga se ilustra en la Figura 4.23(b). La carga causa que el sistema de losa sobre vigas se deforme como es mostrado en Figura 4.23(c). Si el comportamiento lineal es supuesto, la carga a cada viga es proporcional a su desplazamiento. Como se espera, la viga cerca del punto de aplicación de la carga transporta más carga que aquéllas que están lejos del punto de aplicación de la carga. Compare la deflexión de las vigas en Figura 4.23(c). El

equilibrio requiere que la suma de la carga llevada por todas las vigas sea igual a la carga total aplicada. La carga llevada por cada viga es una función de la rigidez relativa de los componentes que comprenden el sistema de losa sobre vigas. Los dos componentes principales son la losa y las vigas; otros componentes incluyen marcos transversales, diafragmas, y apoyos. Sólo la losa y viga son consideradas aquí ya que los otros componentes afectan el comportamiento en menor grado.

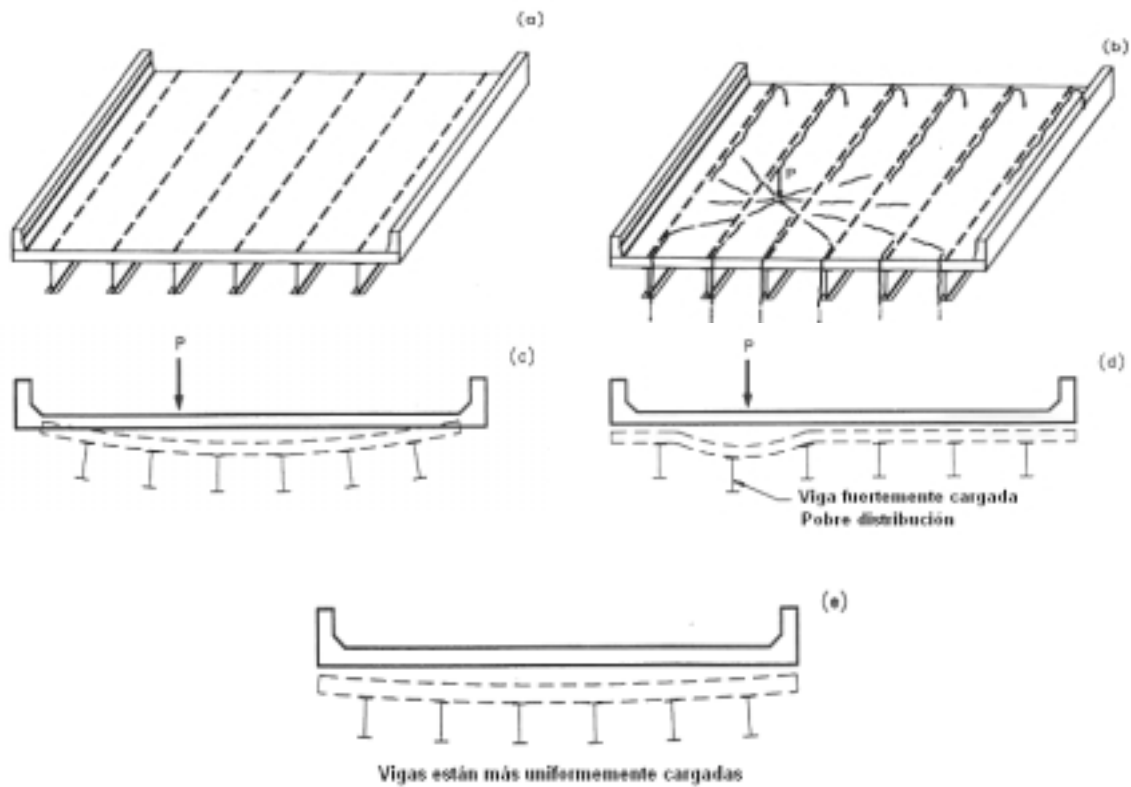


Figura 4.23 (a) Puente Losa sobre Vigas, (b) transferencia de cargas (las líneas continuas indican las acciones más grandes), (c) sección transversal deformada, (d) sección flexible transversalmente y (e) sección rígida transversalmente.

El efecto de rigidez relativa se ilustra considerando los dos sistemas losa sobre vigas mostrados en las Figuras 4.23(d) y 4.23(e). El sistema mostrado en

la Figura 4.23(d) tiene una losa que es relativamente flexible comparada a la viga. Note que la deflexión más grande está en la viga debajo de la carga y las otras deflexiones de las vigas son relativamente pequeñas. Ahora considere el sistema mostrado en la Figura 4.23(e) donde la losa está más rígida que el caso anterior. Note la carga (la deflexión) se distribuye más uniformemente a las vigas, por consiguiente la carga a cada viga es menor que la mostrada en la Figura 4.23 (d).

El propósito del análisis estructural es determinar la distribución de acciones internas a lo largo de la estructura. Cualquier método que se usa debe representar la rigidez relativa de la losa y las vigas. La importancia de la exactitud del análisis depende del estado límite considerado y de la ductilidad disponible para la redistribución de acciones después de la fluencia inicial. Para ilustrar, considere el puente de losa sobre vigas simplemente soportado mostrado en la Figura 4.23(a). Asuma que las vigas tienen la ductilidad adecuada para el análisis plástico. Debido a la configuración simplemente soportada, esta estructura podría ser considerada tradicionalmente no redundante, es decir, que no tiene un camino de carga alternativo. Ahora asuma que la viga debajo de la carga fluye y pierde rigidez. Cualquier carga adicional es llevada entonces por las vigas vecinas. Si la carga continúa aumentando, entonces las vigas vecinas también fluyen, y la carga adicional es llevada por las vigas que no han fluido. Si la losa tiene la capacidad de transmitir la carga adicional, entonces este proceso continúa hasta que todas las vigas hayan alcanzado sus capacidades plásticas y un mecanismo ocurre en cada viga. La carga última es evidentemente mayor que la carga que causa la primera fluencia.

Hay dos razones principales, por las que el ingeniero debe realizar un análisis complicado para distribuir la carga a las vigas : **(1)** el modo de falla puede no ser dúctil, tal como en una fractura relacionada a fatiga o inestabilidad, y **(2)** el estado límite bajo consideración puede estar relacionado a

serviciabilidad y a cargas a nivel de servicio. Ambas razones son importantes, y por consiguiente, es tradicional modelar el sistema como lineal elástico para obtener una distribución razonable de acciones internas para los estados límite de resistencia, servicio, y de fatiga. Este procedimiento es probablemente conservador y da resultados razonables para los estados límite de resistencia. En el caso de la evaluación de un puente existente para reparación, actualización y/o valuación de carga, puede ser razonable usar un análisis elástico lineal para los estados límite de cargas de servicio y considerar el comportamiento no lineal para los estados límite de resistencia. Tal refinamiento podría influir significativamente en la estrategia de rehabilitación o la carga máxima que soporta el puente.

4.5.2.1.1 Comportamiento, Idealización Estructural, y Modelación.

Considere el sistema losa sobre vigas mostrado en la Figura 4.24(a). La dimensionalidad espacial es una suposición primaria de la modelación. El sistema puede modelarse como un sistema en 1-, 1.5-, 2-, 2.5-, ó 3-dimensiones. El *sistema 1-D (unidimensional)* se muestra en la Figura 4.24(b). Este sistema es una viga y puede modelarse como tal. Obviamente, éste es un modelo simple y es muy atractivo para el diseño. El problema principal es cómo la carga se distribuye a la viga, que es tradicionalmente resuelto usando un factor de distribución determinado empíricamente para transformar el sistema 3-D (tridimensional) a un sistema 1-D. Para abreviar, la carga del vehículo (o efecto de carga) del análisis de la viga es multiplicada por un factor que está en función de la rigidez relativa del sistema losa sobre vigas. Este factor transforma el efecto de carga estimado en la viga al efecto de carga en el sistema. Aquí este procedimiento es llamado método viga-línea porque sólo es considerada una viga contrariamente a modelar el puente entero como una sola viga.

Un *sistema 2-D (bidimensional)* se muestra en la Figura 4.24(c). Este sistema elimina la dimensión vertical. Es un sistema en que usualmente el tablero es modelado con la teoría de placa delgada combinada con la teoría normal de viga para modelar las vigas. La viga se coloca dentro del plano del tablero (o placa) y los apoyos son considerados al nivel de la losa. La excentricidad entre la losa y las vigas puede ser considerada y puede ser incluida. Los efectos dentro del plano son usualmente despreciados. Otro tipo de sistema 2-D es el marco plano mostrado en la Figura 4.24(e). A menudo las cargas se distribuyen al marco por factores de distribución usando el método de la viga-línea. El análisis es realizado en el marco plano.

En el *sistema 1.5-D*, los factores de distribución son establecidos por un sistema 2-D, pero las acciones de viga son establecidas usando un sistema 1-D. Este procedimiento se hace porque existen varios programas de computación para el análisis y diseño de viga-línea que son 1-D, pero el diseñador desea usar un procedimiento refinado para la determinación de los factores de distribución, en lugar de usar los métodos basados empíricamente.

Un *sistema 3-D* se muestra en la Figura 4.24(d). Aquí la dimensionalidad completa se mantiene. Los componentes menores tales como los marcos transversales, diafragmas, y así sucesivamente son a menudo incluidos. Este modelo es el más refinado y requiere mayor tiempo del diseñador y recursos de computación para realizarlo.

El *sistema 2.5-D* típicamente usa una línea de viga (única) en combinación con otros componentes y subsistemas. Un sistema tal se muestra en la Figura 4.24(f) donde una viga cajón curvada y sus pilas se modelan con elementos de marco espaciales.

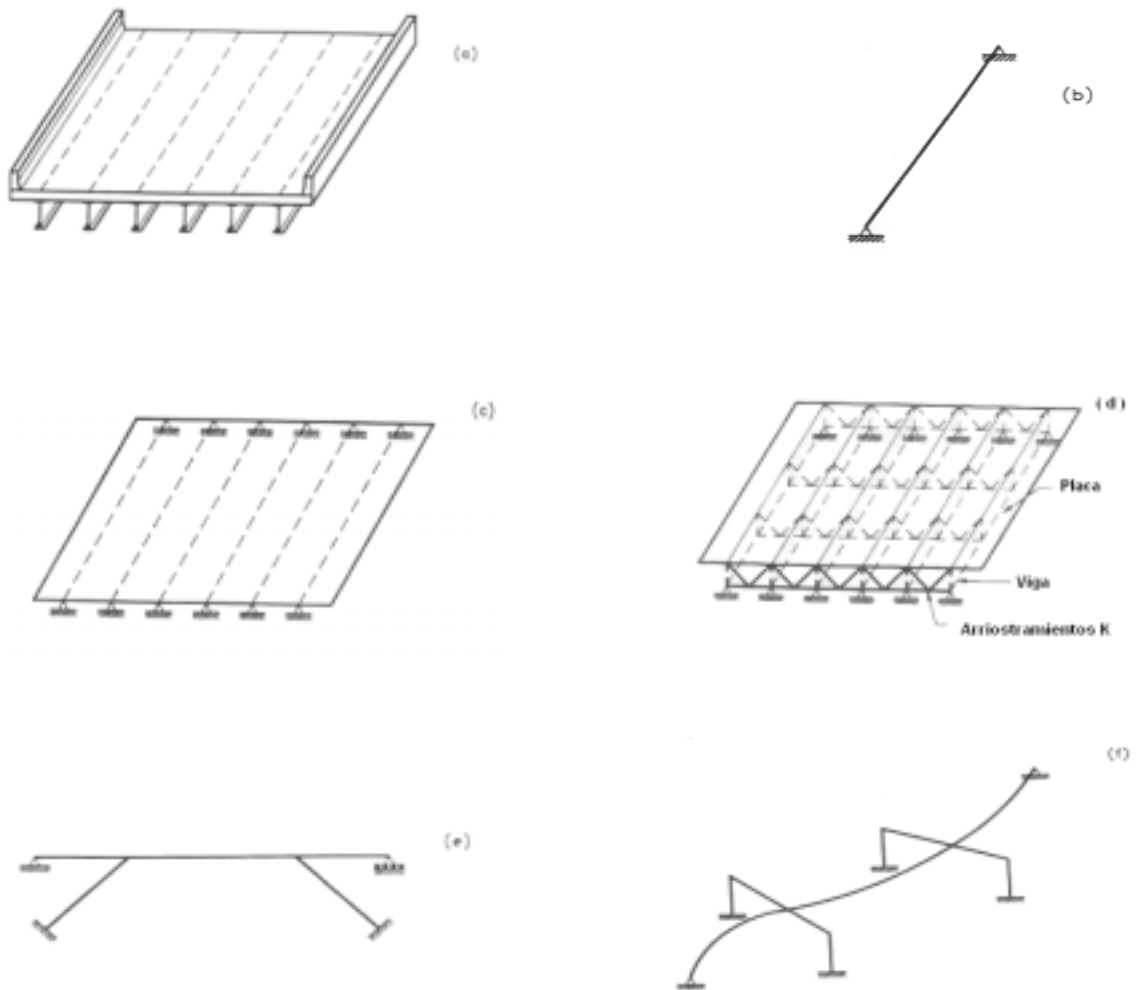


Figura 4.24 (a) Puentes Losa sobre Vigas, (b) modelo de Viga-Línea, (c) modelo de placa plana (2-D), (d) modelo tridimensional, (e) modelo de marco plano y (f) modelo de marco espacial (2.5-D).

Todos estos métodos son viables y tienen su lugar en la ingeniería práctica. No siempre es apropiado, práctico, o deseable usar el método disponible más refinado. La complejidad del sistema, los efectos de carga buscados, la razón para el análisis, si es para diseño o evaluación, todos son

consideraciones importantes en la selección de los procedimientos para modelar. La discusión anterior se resume en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16 Modelación Espacial

Dimensionalidad espacial	Modelo matemático	Modelo numérico (Ejemplos)	Figuras
1	La teoría de viga	El método de rigidez (o de desplazamientos) El método de flexibilidad (o de fuerzas) Deformaciones consistentes Pendiente deflexión Distribución de momentos	4.24(b)
2	La teoría de placa delgada La teoría de viga	Parrilla La franja finita El elemento finito El análisis armónico Las soluciones clásicas de placas	4.24 (c), 4.24 (e)
3	La teoría de elasticidad La teoría de placa delgada La teoría de viga	Parrilla La franja finita El elemento finito Las soluciones clásicas	4.24 (d)
1.5	La teoría de placa delgada La teoría de viga	Parrilla La franja finita El elemento finito El análisis armónico Las soluciones clásicas de placas	No mostrado
2.5	La teoría de viga	El elemento finito	4.24 (f)

4.5.2.1.2 El Método de la Viga-Línea según Especificación AASHTO LRFD

Método del Factor de Distribución - Conceptos. Como previamente se describió, la dimensionalidad espacial del sistema puede ser reducida usando un factor de distribución. Este factor se establece analizando el sistema con un método refinado para establecer las acciones en las vigas. En esta discusión, el momento flexionante es usado para ilustración pero el cortante también podría usarse. El momento máximo en una ubicación crítica es determinado con un

método analítico o numérico y se denota como $M_{refinado}$. Luego, la misma carga se aplica a una sola viga y un análisis 1-D de la viga es realizado. El momento máximo resultante se denota como M_{viga} . El factor de distribución es definido como:

$$g = M_{refinado} / M_{viga}$$

En el caso de un análisis 1.5-D, este factor se usa para convertir los efectos de carga establecidos en el análisis de viga-línea a los resultados estimados del sistema entero. Por ejemplo, analice la viga-línea para la carga viva y entonces multiplique por el factor de la distribución g para obtener el efecto de carga estimado en el sistema.

Alternativamente, pueden realizarse muchos análisis para numerosos puentes y los efectos de la rigidez relativa de los diversos componentes, los efectos de la geometría, y la configuración de las cargas pueden estudiarse. Los resultados de estos análisis se usan entonces para establecer fórmulas basadas empíricamente que contienen los parámetros del sistema como variables. Estas fórmulas pueden entonces ser usadas por diseñadores para estimar los factores de distribución *sin* realizar el análisis refinado. Este método generalmente da buenos resultados. Los factores de distribución AASHTO están basados en este concepto y se presentan en la Tabla 4.17 donde ellos se discuten en mayor detalle.

Antecedente. La Especificación de AASHTO ha empleado los métodos de factor de distribución durante muchos años. En el caso más común, el factor de la distribución era

$$g = S / D$$

Donde S es el espaciamiento entre vigas, (pie) y D es una constante dependiente de el tipo de puente, el número de carriles de carga, y g puede pensarse como el número de líneas de rueda llevado por la viga.

Por ejemplo, para una losa de concreto sobre vigas de acero $D = 5.5$ fue usado para casos dónde dos o más vehículos están presentes. Obviamente, ésta es una fórmula muy simplista y fácil de aplicar, pero no siempre proporciona buenas estimaciones de la carga de viga en el sistema completo. Se ha demostrado por Zokaie (1991) y Nowak (1993) que esta formulación minimiza los efectos de carga cuando el espaciamiento entre vigas es pequeño y los aumenta cuando el espaciamiento es grande. Para refinar este procedimiento, una investigación fue dirigida para desarrollar fórmulas que están basadas en más parámetros y proporcionan una mejor estimación de la verdadera respuesta del sistema. Este trabajo se realizó bajo el Proyecto NCHRP 12-26 (Zokaie, 1991) y proporciona la base para los factores de distribución presentados en AASHTO LRFD [4.6.2.2].

Especificación AASHTO - Factores de Distribución. Los factores de distribución pueden usarse para puentes con la geometría bastante regular. Como está declarado en AASHTO LRFD [4.6.2.2], el método se limita a los sistemas con

- Una sección transversal constante.
- El número de vigas es cuatro o más.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- La parte de la carretera de el voladizo saliente no excede 3.0 pie (910 mm).
- La curvatura en planta es pequeña AASHTO LRFD [4.6.1.2].
- La sección transversal es consistente con las secciones mostradas en la Tabla 2.3.

Las provisiones para los factores de distribución de carga están contenidas en varios artículos de AASHTO y sólo unos se discuten aquí. Estos artículos representan algunas de las provisiones más importantes en la Sección 4 de la Especificación AASHTO, y debido a las muchas ecuaciones algebraicamente complejas, éstos no se presentan en el cuerpo de esta discusión. Por causa de brevedad, los tipos de puentes típicos o más comunes, el puente losa y el puente losa sobre vigas, se discuten aquí en detalle. El análisis de otros tipos no se discute. Los factores de distribución para los puentes losa sobre vigas se dan en la Tabla 4.17.

En Tabla 4.17:

S es el espaciamiento de vigas (mm).

L es la longitud del claro (mm).

t_s es el espesor de la losa (mm).

K_g es el parámetro de rigidez longitudinal (el mm^4)

$K_g = n(I_g + e_g^2 A)$, donde

n es la razón modular, (E_{girder} / E_{deck}).

I_g es el momento de inercia de la viga (mm^4).

e_g es la excentricidad de la viga que es la distancia del centroide de la viga al centroide medio de la losa (mm).

A es el área de la viga (mm^2).

d_e es la distancia del centro de la viga exterior y el borde interior de la cordón o barrera (mm).

θ es el ángulo entre la línea central del apoyo y una línea perpendicular a la línea central de la carretera.

La **regla de la palanca** es un método de análisis que involucra una distribución estática de la carga basada en la suposición de que

cada panel del tablero está simplemente soportado sobre la viga, excepto en la viga exterior que es continua con el voladizo. La regla de la palanca es un método conservativo de análisis, debido a que se desprecia la distribución de carga a cualquier viga de otra manera que no sea una directamente próxima al punto de aplicación de la carga.

Las ecuaciones en la Tabla 4.17 fueron desarrolladas por Zokaie (1991). Aquí investigadores realizaron centenares de análisis en puentes de diferentes tipos, geometrías, y rigideces. Muchas de estas estructuras eran puentes reales que se tomaron de los inventarios de Estados Unidos de América. Se usaron varios programas de computación para el análisis y se compararon a los resultados experimentales. Los programas que produjeron los resultados más precisos eran seleccionados para análisis amplios en el desarrollo de las fórmulas de AASHTO. La base de datos de puentes actuales fue usada para determinar un “promedio de puentes” para cada tipo. Dentro de cada tipo, fueron hechos estudios paramétricos para establecer las ecuaciones de los factores de distribución. Es importante notar que la longitud del claro y la rigidez de la viga afectan la distribución de carga pero en menor grado. Este efecto se refleja en las ecuaciones presentadas en la Tabla 4.17. Contrario a las ecuaciones anteriores de AASHTO, las propiedades paramétricas importantes de los puentes se usaron para desarrollar modelos de predicción basados en una condición preponderante. Se asumía que cada parámetro era independiente de los otros en su efecto sobre el modelo de distribución. Aunque esto es probablemente no estrictamente verdadero, las ecuaciones resultantes parecen trabajar bien. Los resultados de la Tabla 4.17 se comparan a los análisis con el método de elementos finitos (método más riguroso y supuestamente más preciso). Tradicionalmente, AASHTO ha basado el análisis en la línea de rueda o medio peso del eje. En la presente especificación se

asume que el análisis está basado en el peso entero del vehículo. Así, si uno compara los factores de distribución usados presentemente por AASHTO a aquellos usados históricamente, entonces los factores tradicionales deben ser divididos por 2, o el factor presente debe multiplicarse por 2.

Las fórmulas para un sólo carril de diseño se desarrollaron con un sólo camión de diseño y las fórmulas para dos ó más carriles de carga se desarrollaron con dos o más camiones. Por consiguiente, la situación más crítica para dos, tres, o más vehículos se usó en el proceso. Los factores de múltiple presencia dados en la Tabla 4.6 fueron incluidos en los resultados analíticos en que las fórmulas están basadas. Así, los factores de múltiple presencia no serán usados junto con los factores dados en la Tabla 4.17, sino que la múltiple presencia esta implícitamente incluida en estos factores.

El desarrollo los actuales factores de distribución de AASHTO (1994) están basados en puentes simplemente apoyados. Los investigadores también estudiaron sistemas para cuantificar el efecto de la continuidad. Dada la relativa insensibilidad de la rigidez de la viga a los factores de distribución, se espera que la continuidad no afecte significativamente los factores de distribución. Zokaie determinó que el efecto de continuidad estaba entre 1.00 y 1.10 para la mayoría de los sistemas y lo sugirió asociado con las correcciones.

Tabla 4.17 Vehículos por Viga para Tableros de Concreto sobre Vigas de Acero o de Concreto; Vigas T de concreto; Secciones T y Doble T Transversalmente Post-Tensadas^a

Acción / Ubicación	Tabla AASHTO	Factores de Distribución (mg) ^c	Factor de Corrección por Esviaje ^b	Rango de Aplicación
A. Momento Viga Interior	4.6.2.2.2b-1	<p>➤ Un carril de diseño cargado</p> $mg_{momento}^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300 \text{ mm}} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$ <p>➤ Dos o más (múltiples) carriles de diseño cargados</p> $mg_{momento}^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900 \text{ mm}} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.1}$	$1 - C_1 (\tan \theta)^{1.5}$ $C_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0.25} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.5}$ <p>Si $\theta < 30^\circ$, entonces $C_1 = 0.0$ Si $\theta > 60^\circ$, entonces $C_1 = 60^\circ$</p>	<p>1100 ≤ S ≤ 4900 mm 110 ≤ t_s ≤ 300 mm 6000 ≤ L ≤ 73000 mm No. de vigas ≥ 4 30° ≤ θ ≤ 60°</p>
B. Momento Viga Exterior	4.6.2.2.2d-1	<p>➤ Un carril de diseño cargado</p> <p>Use regla de la palanca</p> <p>➤ Dos o más (múltiples) carriles de diseño cargados</p> $mg_{momento}^{ME} = e * mg_{momento}^{MI}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800 \text{ mm}} \geq 1.0$ <p>d_e es positivo si la viga está en el lado interno de la barrera, caso contrario es negativo.</p>	<p>N/A</p>	<p>-300 ≤ d_e ≤ 1700 mm</p>

Continúa...

C. Cortante Viga Interior	4.6.2.2.3a-1	<p>➤ Un carril de diseño de cargado</p> $mg_{cortante}^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600 \text{ mm}}$ <p>➤ Dos o más (múltiples) carriles de diseño cargados</p> $mg_{cortante}^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600 \text{ mm}} - \left(\frac{S}{10700 \text{ mm}} \right)^2$	$1.0 + 0.20 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0.3} \tan \theta$	<p>1100 ≤ S ≤ 4900 mm 110 ≤ t_s ≤ 300 mm 6000 ≤ L ≤ 73000 mm 4 × 10⁹ ≤ K_g ≤ 3 × 10¹² mm⁴ No. de vigas ≥ 4 30° ≤ θ ≤ 60°</p>
D. Cortante Viga Exterior	4.6.2.2.3b-1	<p>➤ Un carril de diseño cargado</p> <p>Use regla de la palanca</p> <p>➤ Dos o más (múltiples) carriles de diseño cargados</p> $mg_{cortante}^{ME} = e * mg_{cortante}^{MI}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000 \text{ mm}}$ <p>d_e es positivo si la viga está en el lado interno de la barrera, caso contrario es negativo.</p>	N/A	-300 ≤ d _e ≤ 1700 mm

^aVer Tabla 2.3 para secciones transversales aplicables.

^bNo aplicable = N/A.

^cEcuaciones incluyen factor de múltiple presencia; para regla de la palanca el ingeniero debe incluir el factor m.

4.5.2.1.3 Losas en Puentes tipo “Losa sobre Vigas”.

El diseño de la losa en puentes tipo losa sobre vigas puede realizarse por tres métodos según Especificación AASHTO LRFD:

(1) El método analítico de la franja.

(2) El método empírico.

(3) El método de línea de fluencia.

El método analítico requiere un análisis elástico lineal en que se diseña la losa para satisfacer los estados límite de resistencia y de servicio. El método empírico requiere que el diseñador cumpla con algunas reglas simples con respecto al espesor del tablero y los detalles del refuerzo, y se asume que los estados límite son satisfechos automáticamente sin comprobaciones de diseño extensas. El tercer método es el método de la línea de fluencia y está basado en la fluencia inelástica del tablero, y por consiguiente, es apropiado para los estados límite de resistencia y eventos extremos. Los tres métodos pueden usarse para diseñar la losa. Los tres métodos producen diferentes diseños que son generalmente viables y razonables.

Métodos Elásticos Lineales. Un losa tablero (deck) puede ser considerada como un sistema de losa unidireccional porque su proporción de aspecto (longitud de panel dividida por la anchura de panel) es grande. Por ejemplo, una anchura de panel típica (espaciamiento de vigas) es 2.4 – 3.6 m (8 – 11 pies) y una longitud típica de viga es de 9.1 a 61 m (30 – 200 pies).

Las proporciones de aspecto asociadas varían de 3.75 a 10. Los paneles de losa tablero con una proporción de aspecto de 1.5 ó más grande pueden ser considerados sistemas unidireccionales AASHTO LRFD [4.6.2.1.4]. Tales sistemas son asumidos para distribuir los efectos de las cargas en la dirección del claro corto, es decir, a manera de viga. Asumiendo que la carga se distribuye a la viga en una sola dirección, entonces el problema primario es la

anchura de la franja (la anchura de la losa) usado en el análisis y el subsecuente diseño. Una guía se proporciona en AASHTO LRFD [4.6.2], *Métodos Aproximados*.

La anchura de la franja **SW** [pulg. (mm)] para una sección colada en el lugar (**CIP, Cast In Place**) es

$$\begin{aligned}
 M^+ : SW^+ &= 26.0 + 6.6 S && (US) \\
 M^+ : SW^+ &= 660 + 0.55 S && (SI) \\
 M^- : SW^- &= 48.0 + 3.0 S && (US) \\
 M^- : SW^- &= 1220 + 0.25 S && (SI) \\
 \text{Voladizo } SW^{\text{voladizo}} &= 45 + 10.0 X && (US) \\
 \text{Voladizo } SW^{\text{voladizo}} &= 1140 + 0.833 X && (SI)
 \end{aligned}$$

donde **S** es espaciamiento entre vigas [pies (mm)], y **X** es la distancia del punto de aplicación de la carga al apoyo [pies (mm)].

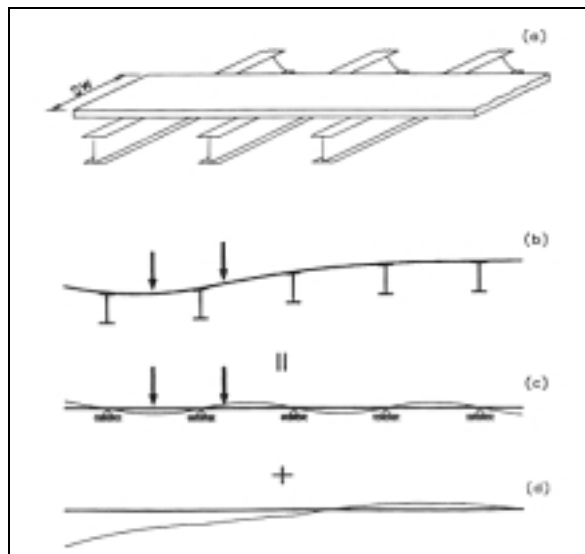


Figura 4.25 (a) Franja de diseño idealizada, (b) sección transversal bajo la carga, (c) modelo de viga rígida, y (d) desplazamiento debido a la traslación de la viga.

Las anchuras de franja para otros sistemas de losas se dan en AASHTO LRFD [Tabla 4.6.2.1.3-1]. El modelo de la franja sobre vigas de apoyo se muestra en la Figura 4.25(a). Un camión de diseño se muestra posicionado para aproximar al momento positivo crítico. El sistema de losa sobre vigas está desplazado como es mostrado en la Figura 4.25(b). Este desplazamiento puede ser considerado como la superposición de los desplazamientos asociados con los efectos de carga locales [Figura 4.25(c)] y los efectos de carga globales [Figura 4.25(d)]. Los efectos globales consisten en flexión de la franja debido al desplazamiento de las vigas. Aquí un pequeño cambio en la posición de la carga no afecta significativamente estos desplazamientos, de aquí que este es un efecto global. El efecto local se atribuye principalmente a la flexión de la franja debido a la aplicación de las cargas de rueda en esa franja. Un pequeño movimiento en la posición de la carga, por ejemplo, un pie transversalmente, afecta significativamente la respuesta local. Para tableros, usualmente el efecto local es significativamente mayor que el efecto global. Los efectos globales pueden descuidarse y la franja puede analizarse con la teoría clásica de viga asumiendo que las vigas proporcionan apoyos rígidos AASHTO LRFD [4.6.2.1.5]. Debido a la sencillez del teorema aplicado y por la distribución de las acciones internas calculadas del equilibrio, el método de la franja rinde una resistencia adecuada y debería, en general, rendir una razonable distribución del refuerzo. Para considerar el efecto de rigidez de la anchura del apoyo (la viga), los cortantes y momentos de diseño pueden tomarse como críticos en la cara del apoyo para construcción monolítica y a un cuarto de la anchura del patín para las vigas de acero, AASHTO LRFD [4.6.2.1.5].

Convención de signos para losas: Un momento positivo en la losa crea compresión en las fibras superiores y un momento negativo crea compresión en las fibras inferiores. Gráficamente, el momento se traza sobre la cara en tensión.

Los métodos de parrilla, elementos finitos, y de franja finita pueden usarse para modelar las acciones en el tablero. Las cargas de nudo deben posicionarse transversalmente en la posición más crítica. El posicionamiento longitudinal de las cargas afecta la respuesta del sistema. Estos métodos incluyen tanto los efectos de carga local y global. Los análisis rigurosos dan momentos longitudinales significantes, es decir, momentos que son considerados pequeños en el método de la franja de AASHTO. Cerca del apoyo, el comportamiento es afectado por las condiciones de borde, es decir, las suposiciones de apoyo en los extremos del puente. Por ejemplo, el tablero puede asumirse apoyado a través del ancho total (tablero y vigas). Esta condición de apoyo crea una significativa rigidez longitudinal que atrae el momento longitudinal que es igual a o excede el momento transversal. Si sólo las vigas son soportadas, los momentos transversales aumentan por aproximadamente 50% y exceden significativamente los valores de AASHTO. Los momentos longitudinales también disminuyen significativamente.

Finalmente, debe notarse que el método de la franja de AASHTO sobrestima significativamente el momento negativo sobre las vigas en el claro medio longitudinal debido a la suposición de que las vigas no se mueven. Los resultados son válidos cerca del apoyo donde el desplazamiento de la viga es pequeño.

4.5.2.2 Puente Tipo Losa

El puente tipo losa es otro tipo común de puente frecuentemente usado para claros cortos, usualmente menores de 15240 mm (50 pies). El puente tipo losa no tiene ninguna viga, y por consiguiente, la carga debe llevarse principalmente por la flexión en la dirección longitudinal. Un procedimiento muy simplista (quizás válido para los estados límite de resistencia última) es dividir el momento estático total por lo ancho del puente para lograr un momento de diseño por unidad de ancho. Este tipo de análisis es válido asumiendo una

adecuada resistencia transversal y disponibilidad de ductilidad. Los resultados de este procedimiento ciertamente son en su mayoría bajas estimaciones de los momentos localizados cerca de la aplicación de la carga bajo condiciones elásticas lineales, es decir, estados límite de servicio y de fatiga. De aquí que es necesario determinar los momentos bajo condiciones de servicio. Los momentos son determinados estableciendo el ancho del puente que es asignado para llevar un vehículo, o en otras palabras, el ancho estructural por carril de diseño. El ancho para un carril de carga es: AASHTO LRFD [4.6.2.3]

$$E^S = 10.00 + 5.0\sqrt{L_1 W_1} \quad (US) \quad (4.6a)$$

$$E^S = 250 + 0.42\sqrt{L_1 W_1} \quad (SI) \quad (4.6b)$$

y el ancho para múltiples carriles de carga es

$$E^M = 84.00 + 1.44\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (US) \quad (4.7a)$$

$$E^M = 2100 + 0.12\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (SI) \quad (4.7b)$$

Donde

E^S ó E^M es el ancho estructural por carril de diseño [pulg. (mm)], para uno y

múltiples carriles de carga,

L_1 es la longitud de claro modificada tomada igual al menor claro real ó 60.0 pie (18000 mm),

W_1 es el ancho modificado eje a eje del puente tomado igual al menor del ancho real ó 60.0 pie (18000 mm) para múltiples carriles de carga, ó 30 pie (9000 mm) para un solo carril de carga,

W es el ancho físico eje a eje del puente [pie (mm)] y

N_L es el número de carriles de diseño [AASHTO LRFD 3.6.1.1.1].

El ajuste por esviaje es

$$r = 1.05 - 0.25 \tan \theta \leq 1.00$$

Donde θ es el ángulo de esviaje definido previamente en Tabla 4.17. Note que el esviaje reduce los efectos de carga longitudinales.

El puente losa puede modelarse usando los métodos de parrilla y de elementos finitos. El cortante no es un problema con el puente tipo losa y este estado límite no necesita ser considerado [AASHTO LRFD 4.6.2.3]. Zokaie (1991) reexaminó esta antigua provisión AASHTO y confirmó la validez de este procedimiento.

4.5.3 Análisis por Cargas Laterales

Así como con las cargas de gravedad, también las cargas laterales deben transmitirse al suelo, es decir, una ruta de carga debe proporcionarse. Las cargas laterales que pueden imponerse a una estructura son de viento, nieve, témpanos de hielo, y de eventos sísmicos.

4.5.3.1 Análisis por Cargas de viento

La presión del viento es determinada por las provisiones AASHTO LRFD [3.8]. Esta presión uniforme se aplica a la superestructura como se muestra en la Figura 4.26(a). La carga es dividida entre los sistemas resistentes a viento superior e inferior. Si el tablero y las vigas son compuestas o se unen adecuadamente para soportar las fuerzas del viento, entonces se considera que el sistema superior es un diafragma donde el tablero se comporta como una viga muy rígida que flexiona alrededor del eje y-y como se muestra en la Figura

4.26(a). Se puede notar que esta es una asunción común y razonable dado que el momento de inercia del tablero alrededor del eje y-y es bastante grande. El viento sobre el sistema superior se considera que se transmite a los apoyos en pilas y estribos a través del diafragma que actúa como una viga de gran peralte. Es tradicional distribuir la carga del viento a los elementos de apoyo en base a una área tributaria [ver Figura 4.26(c)]. Si no hay ninguna pila, o si los apoyos en las pilas no ofrecen restricción lateral, entonces todas las cargas del diafragma deben transmitirse a los apoyos del estribo, la mitad a cada uno. Si los apoyos restringen el movimiento lateral y el apoyo en la pila es flexible (por ejemplo, particularmente alto), entonces un modelo refinado del sistema podría ser desarrollado apropiadamente para considerar la rigidez relativa de las pilas, los apoyos y los estribos. La deformación en el plano del tablero normalmente puede descuidarse.

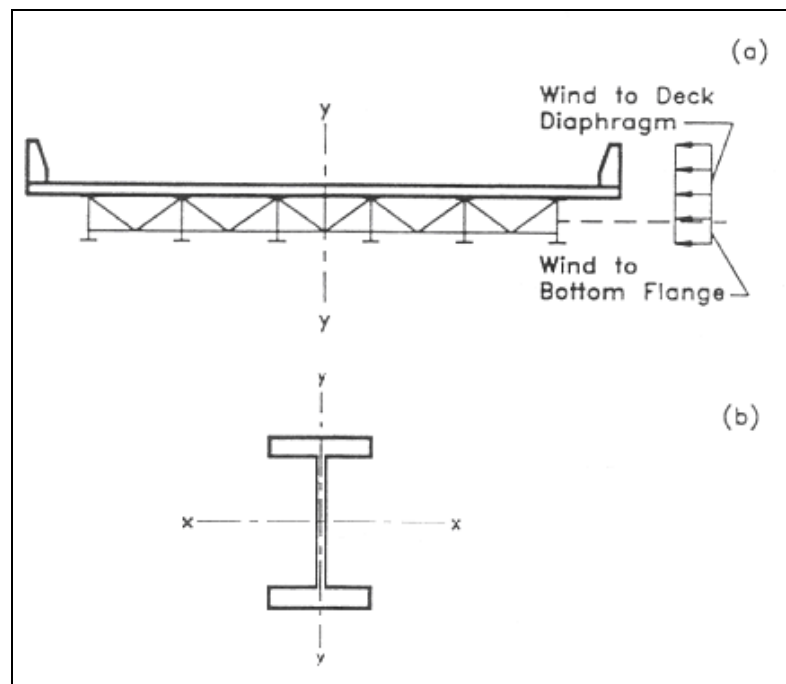


Figura 4.26 (a) Sección transversal del puente con viento,
 (b) sección transversal de la viga.

Las cargas de viento para el sistema inferior son soportadas por la viga flexionándose sobre el eje débil [eje y-y en Figura 4.26(b)]. La mayor parte de la resistencia y rigidez de la viga en esta dirección es asociada a los patines. Típicamente, se asume que el patín inferior soporta las cargas del sistema inferior como se muestra en la Figura 4.26(d). El patín inferior es usualmente soportado por arriostramientos intermedios de marco transversales [vea Figura 4.26(a)], diafragmas de acero o de concreto. Estos elementos proporcionan: arriostramiento por compresión al patín requerido por el pandeo lateral torsional mientras el concreto está siendo colocado; los elementos transversales también ayudan un poco en la distribución de las cargas de gravedad; y finalmente, los arriostramientos soportan periódicamente a los patines inferiores cuando disminuye la longitud del claro efectivo por las cargas de viento. Las fuerzas en los arriostramientos son ilustradas en la Figura 4.26(d) donde el diagrama del cuerpo libre se muestra asociado con el diagrama de momento aproximado. En AASHTO LRFD [4.6.2.7] un análisis aproximado se permite, donde los arriostramientos reciben la carga en base a su longitud tributaria. El momento también puede aproximarse con $WL^2/10$ [AASHTO LRFD C4.6.2.7.1]. En lugar de un análisis aproximado, un análisis más exacto puede realizarse, pero este refinamiento raramente es desarrollado. Después que la carga es distribuida a los elementos de arriostramiento, ésta se transmite al diafragma tablero a través de los marcos transversales, o de los arriostramientos de diafragma. Una vez la carga es distribuida al diafragma tablero, se combina con las cargas del sistema superior que se transmiten a los apoyos. Si el tablero es no compuesto o la conexión viga-tablero no es muy fuerte para transmitir la carga, entonces la ruta de carga es diferente. Este caso se describe después.

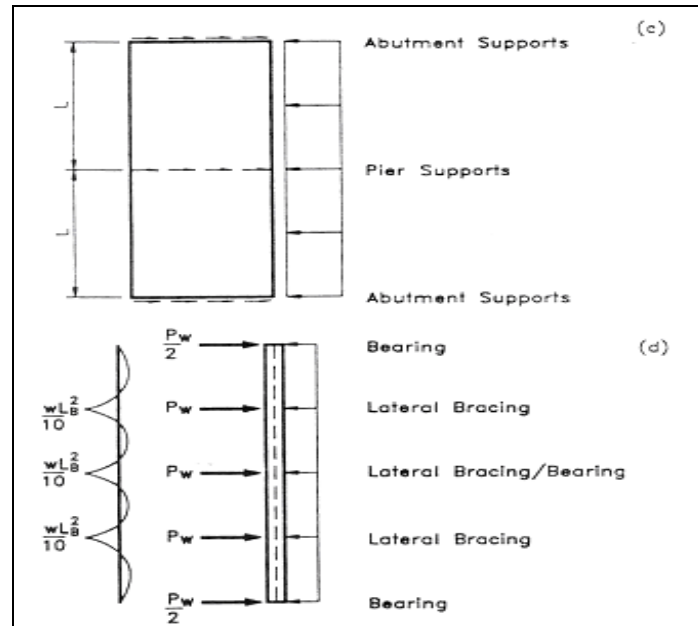


Figura 4.26 (c) Vista en planta, (d) cargas sobre patín inferior.

Sobre las pilas o estribos, la carga debe transmitirse desde el nivel de tablero a los apoyos. Las cargas de diafragma tablero pueden distribuirse uniformemente sobre la parte superior de cada viga, y la carga adicional del patín inferior debe distribuirse también a los apoyos en base a una longitud tributaria. Esta carga se muestra como P_{end} en la Figura 4.26(e).

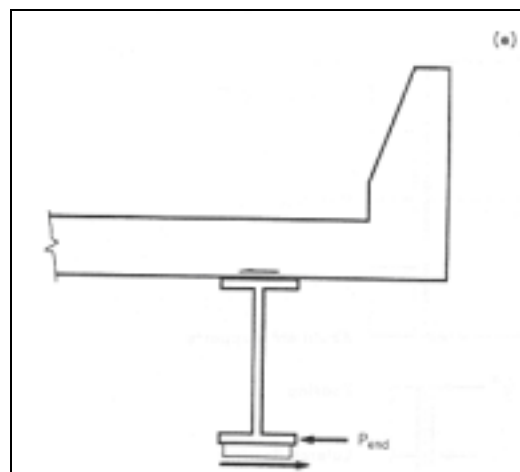


Figura 4.26 (e) Carga para apoyo externo de extremo.

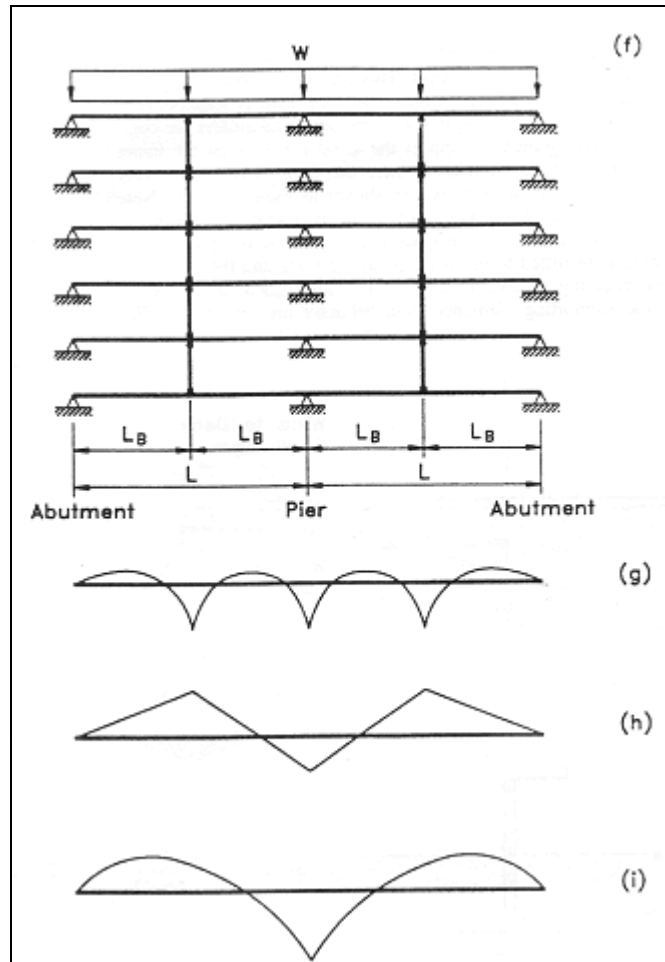


Figura 4.26 (f) distribución de carga a patines de vigas,
 (g) diagrama de momentos para patín de viga exterior,
 (h) diagrama de momentos para patín de viga interior y
 (i) diagrama de momentos para patín de viga interior,
 carga uniforme

En el caso de que la acción del tablero diafragma sea insuficiente (o los conectores al diafragma), la carga del sistema superior debe transmitirse en las vigas flexionando alrededor del eje débil. El mecanismo de distribución de carga se muestra en la Figura 4.26(f). Las vigas se desplazan juntas porque ellas están unidas por los elementos transversales. Los marcos transversales (o diafragmas) son muy rígidos axialmente y pueden ser considerados rígidos. Este sistema puede modelarse como un marco plano, o más simplemente, la carga puede repartirse igualmente entre todas las vigas y la carga local por

viento directamente aplicada a la viga exterior puede superponerse. Los efectos locales y globales se muestran en las Figuras 4.26(g-h) y 4.26(i), respectivamente.

4.5.3.2 Análisis por cargas sísmicas

La trayectoria de carga desarrollada para resistir las cargas laterales de viento es la misma trayectoria seguida por las cargas sísmicas. La naturaleza de las cargas aplicadas también es similar. Las cargas de viento actúan en la superestructura uniformemente distribuidas a lo largo de la longitud del puente y las cargas sísmicas son distribuidas en forma proporcional a la masa de la superestructura a lo largo de su longitud. Lo que es diferente es la magnitud de las cargas laterales y la dependencia de las cargas sísmicas en el período de vibración de los modos excitados durante un terremoto y el grado de deformación inelástica que tiende a limitar las fuerzas sísmicas.

En una sección transversal típica de la superestructura, el tablero del puente y las vigas longitudinales se unen con arriostramientos para formar una unidad íntegra que actúa como un gran diafragma horizontal. La acción del diafragma horizontal distribuye las cargas laterales a los apoyos restringidos en cada uno de los segmentos de la superestructura. Un segmento puede ser un claro simplemente apoyado o una porción de un puente de múltiples claros que es continuo entre las juntas de tablero.

Durante un terremoto, se asume que un segmento mantiene su integridad, es decir, el tablero y las vigas se mueven juntos como una unidad. En un puente de claros múltiples, los segmentos se pueden mover fuera de fase y golpearse entre sí, cuando su separación no es lo suficientemente grande. En general, el tablero y las vigas de la superestructura, dentro de un segmento no se dañan durante un evento sísmico, a menos que ellos se desasienten de sus apoyos. Así que, un análisis por cargas sísmicas no sólo debe proporcionar la

resistencia a los apoyos de conexión restringidos, sino que también una estimación de los desplazamientos sísmicos en los apoyos móviles.

4.5.3.2.1 Requisitos Mínimos de Análisis.

El análisis debe ser más riguroso para los puentes con un riesgo sísmico superior y de importancia mayor. También, un análisis sísmico más riguroso se requiere si la geometría de un puente es irregular. Un puente regular no tiene cambios en rigidez o masa superiores a un 25% de un segmento a otro a lo largo de su longitud. Un puente curvado horizontalmente puede ser considerado regular si el ángulo subtendido al centro de curvatura, de un estribo a otro, es menor de 60° y no tiene un cambio abrupto en rigidez o masa.

En la Tabla 4.18 se dan los requisitos mínimos de análisis en base a la zona sísmica, la geometría, y la importancia.

Tabla 4.18 Requisitos de Análisis Mínimos por Efectos Sísmicos^a

Zona Sísmica	Puentes de Claro Simple	Puentes de Múltiples Claros					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	Ninguno ^b	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Ninguno	Ninguno
2	Ninguno	SM ^c	SM	SM	MM	MM	MM
3	Ninguno	SM	MM ^d	MM	MM	MM	TH
4	Ninguno	SM	MM	MM	MM	TH ^e	TH

^a Tabla 4.7.4.3.1-1 [De Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 1998]

^b **Ninguno** = El análisis sísmico no es requerido.

^c **SM** = método elástico para un solo modo.

^d **MM** = método elástico multimodal.

^e **TH** = método tiempo historia

Los puentes de un solo claro no requieren un análisis sísmico sin importar la zona sísmica. La fuerza mínima de diseño para las conexiones en un puente de un solo claro es el producto del coeficiente de aceleración y el

área tributaria como se presentó en la Sección 4.4.2.1.2 (Mínimas Fuerzas de Diseño Sísmico para Conexiones).

Los puentes en la Zona Sísmica 1 no requieren un análisis sísmico. La fuerza de conexión de diseño mínima para estos puentes es la carga muerta tributaria multiplicada por el coeficiente dado en Tabla 4.14.

Un análisis espectral modal o multimodal se requiere para los puentes en las otras zonas sísmicas dependiendo de su geometría y clasificación de importancia. El método modal se basa en el primer modo o modo fundamental de vibración y se aplica tanto en la dirección longitudinal como transversal del puente. El método multimodal incluye los efectos de todos los modos o de un número igual a tres veces el número de claros en el modelo [AASHTO LRFD 4.7.4.3.3].

Un análisis de tiempo-historia se requiere para los puentes críticos en Zonas Sísmica en 3 y 4. Este análisis involucra una integración paso a paso de las ecuaciones de movimiento para la estructura del puente cuando está sujeta a aceleraciones del terreno que varían con el tiempo. Si se usan las propiedades elásticas de los materiales, el factor **R** de Tabla 4.12 y 4.13 debe aplicarse a la subestructura y a las fuerzas de conexión, respectivamente. Si se usan las propiedades inelásticas de los materiales, todos los factores **R** son 1.0 ya que el análisis inelástico considera la disipación de energía y la redistribución de las fuerzas sísmicas. A menudo, al seleccionar un registro tiempo historia para un sitio específico del puente, éste puede no estar disponible para el perfil de suelo del sitio. En este caso, se generan registros tiempo historia artificiales que incluyen la magnitud, el volumen de frecuencia, y la duración de un sismo anticipado para el sitio del puente. Obviamente, un análisis de tiempo historia

requiere una habilidad y juicio considerable, y un analista experimentado en el análisis inelástico, dinámico, numérico debe consultarse.

4.5.3.2.2 El Espectro de Respuesta Sísmico Elástico.

Los dos métodos espectrales de análisis requieren que un espectro de la respuesta sísmico sea dado para el sitio del puente. El propósito de un análisis con espectro de respuesta es cambiar un problema de dinámica a un problema equivalente de estática. La clave para este método de análisis es construir un espectro de respuesta apropiado para un perfil de suelo particular. Un espectro de respuesta puede definirse como una representación gráfica de las respuestas máximas de un sistema elástico de un solo grado de libertad a movimientos sísmicos de terreno contra los períodos o frecuencias del sistema (Imbsen, 1981). El espectro de respuesta realmente es un resumen de una serie completa de análisis de tiempo historia.

4.5.3.2.3 Espectro de Respuesta de Diseño Sísmico.

Se sabe que la geología local y las condiciones de suelo influyen en la intensidad y potencial de daño durante un terremoto. Por lo tanto los espectros de respuesta para distintos perfiles de suelo son diferentes y estas diferencias se deben a las condiciones del suelo y deben reconocerse en los espectros de respuesta desarrollados para el análisis sísmico de puentes.

Para describir las características de los espectros de respuesta para diferentes perfiles de suelo estudios estadísticos de varios acelerogramas han sido desarrollados. Estos estudios definieron los perfiles de suelo mostrados en Tabla 4.10 como una forma razonable de diferenciar las características de respuesta de la superficie. Para cada uno de los acelerogramas dentro de un perfil de suelo particular, un espectro de respuesta elástico se desarrolló. Un espectro de respuesta promedio se obtuvo de la respuesta individual del sistema para diferentes sitios con el mismo perfil de suelo pero sometido a

diferentes terremotos. Este procedimiento fue repetido para los cuatro perfiles de suelo que han sido definidos. Los resultados del estudio por Seed (1976), que incluyó el análisis de casi 100 acelerogramas, se muestran en la Figura 6.37. Los espectros de respuesta elásticos en esta figura se desarrollaron para un 5% de amortiguamiento crítico y la aceleración se ha normalizado con respecto a la aceleración máxima del suelo.

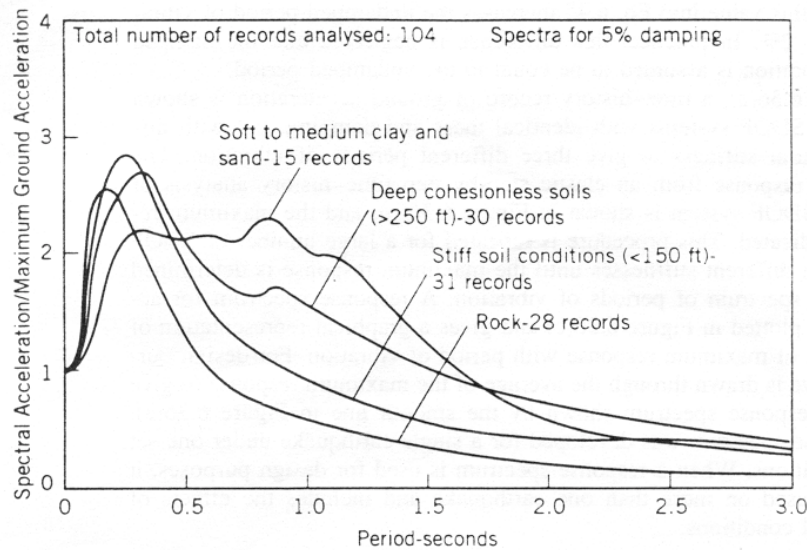


Figura 4.27 Espectro de aceleración promedio para diferentes condiciones de sitio. Normalizado con respecto a la aceleración máxima del suelo. [De Seed (1976).]

La forma de los espectros promedio en la Figura 4.27 primero asciende, hasta cierto nivel, y luego desciende a medida que el período de vibración aumenta. Para períodos largos los suelos más blandos tienen aceleraciones más grandes que los suelos rígidos. Estas variaciones de la aceleración con respecto al período y al tipo de suelo son expresadas en [AASHTO LRFD 3.10.6] por un coeficiente de respuesta elástico C_{sm} definido como:

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (4.8)$$

Donde:

T_m = período de vibración del modo m

A = Coeficiente de aceleración de (Figura 1 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador)

S = Coeficiente de sitio de Tabla 4.11

El coeficiente de respuesta sísmico es un coeficiente de aceleración modificado que se multiplica por el peso efectivo de la estructura para obtener una fuerza lateral equivalente que es aplicada a la estructura. Ya que el C_{sm} se basa en una respuesta elástica, la resistencia de los miembros que soportan la fuerza lateral equivalente usada para el diseño debe dividirse por los factores R apropiados dados en las Tablas 4.12 y 4.13.

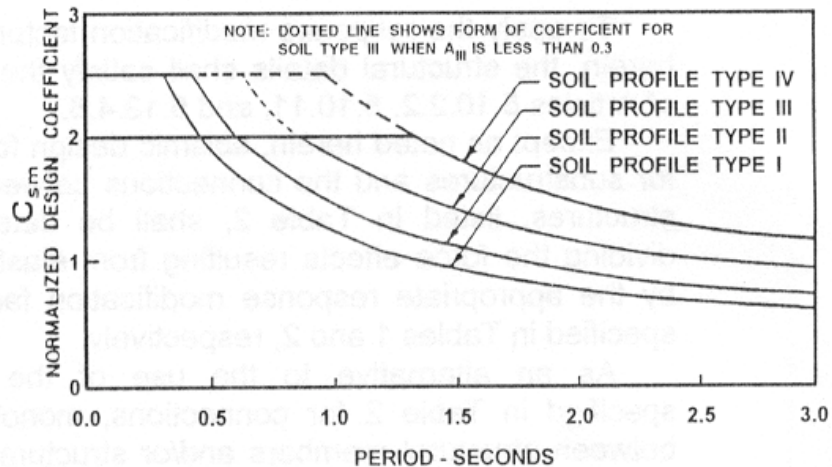


Figura 4.28 Coeficientes de respuesta sísmicos para varios perfiles de suelo. Normalizado con respecto al coeficiente de aceleración A. (AASHTO Figura C3.10.6.1-1) [De Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 1998]

La forma de los espectros de respuesta sísmicos definida por la Ecuación 4.8 no tiene una rama ascendente. Esta característica puede verse en la Figura 4.28 donde el gráfico de C_{sm} es normalizado con respecto al coeficiente de aceleración A, para los diferentes perfiles de suelo contra el período de vibración. Para los Perfiles de Suelo Tipo III y IV, el valor máximo de $2.5A$ es demasiado conservador, como puede verse en la Figura 4.27, por lo que en

áreas donde $A \geq 0.30$, C_{sm} necesita no exceder de $2.0A$ (Figura 4.28). También, para los Perfiles de Suelo Tipo *III* y *IV*, y para modos o para el modo fundamental de vibración que tiene un período $T_m < 0.30$ seg. una rama ascendente es definida como:

$$C_{sm} = A(0.8 + 4.0T_m) \quad (4.9)$$

Si el período de vibración T_m para cualquier modo excede los 4.0 seg. El valor de C_{sm} debe ser tomado como:

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad T_m \geq 4.0 \text{ seg} \quad (4.10)$$

CAPÍTULO 5

**PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO SISTEMÁTICO DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE PUENTES TÍPICOS**

5.1 Diseño de Elementos de la Superestructura

5.1.1 Procedimiento de Diseño de Losa de Concreto Tipo Tablero (Deck)

Usando el método aproximado de análisis (AASHTO LRFD 4.6.2) el procedimiento de diseño es el siguiente:

- A. Revisión de Peraltes [AASHTO LRFD 9.7.1.1 y TABLA 2.5.2.6.3-1].
- B. Peso de Componentes (AASHTO LRFD [Tabla 3.5.1-1]).
- C. Cálculo de momentos flexionantes debido a cargas muertas.

Un análisis estructural aproximado de franjas de losa perpendiculares a las vigas longitudinales es considerado aceptable, según AASHTO LRFD [9.6.1].

El momento positivo extremo en cualquier panel de losa entre vigas deberá aplicarse a todas las regiones con momentos positivos. Similarmente, el momento negativo extremo en cualquier panel de losa entre vigas deberá aplicarse a todas las regiones con momentos positivos, según AASHTO LRFD [4.6.2.1.1]. Las franjas deberán considerarse para el análisis estructural como vigas continuas con longitudes de claros iguales a la distancia entre centros de vigas longitudinales. Las vigas longitudinales deberán asumirse rígidas, según AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]. Para una fácil aplicación de factores de carga las acciones internas, o sea los momentos flexionantes se determinarán separadamente para los casos de carga de losa interior, losa en voladizo, barrera, superficie de rodamiento, y carga viva de vehículo.

- D. Momentos flexionantes de diseño debido a cargas vivas

Cuando las losas son diseñadas usando el método aproximado de las franjas (AASHTO LRFD [4.6.2.1]), y las franjas son transversales ellas deben diseñarse para un eje de ruedas de 145 KN (14780.84 Kg), de un camión de diseño (AASHTO LRFD [3.6.1.3.3]).

Las cargas de rueda (72.5 KN ó 7390.42 Kg) en un eje son consideradas iguales y separadas 1.800 m (AASHTO LRFD [FIG. 3.6.1.2.2-1]).

El camión de diseño debe colocarse transversalmente para producir efectos de cargas o acciones internas máximas tal que el centro de cualquier carga de rueda no esté a más de 30 cm de la cara de el cordón (o barrera) para el diseño de la losa en voladizo y que no esté a más de 60 cm de el borde del ancho de carril de diseño (3.0 m) para el diseño de los otros componentes (AASHTO LRFD [3.6.1.3.1]).El ancho equivalente de franja transversal interior sobre el que las cargas de rueda pueden ser consideradas distribuidas longitudinalmente en una losa de concreto colada en el lugar (Cast-In-Place, CIP), está dado como: (AASHTO LRFD [TABLA 4.6.2.1.3-1])

- Voladizo: $1140 + 0.833X$ [mm]
- Momento Positivo: $660 + 0.55S$ [mm]
- Momento Negativo: $1220 + 0.25S$ [mm]

Donde X es la distancia desde la carga de rueda ubicada en el voladizo hasta la línea central del primer apoyo exterior y S es el espaciamiento entre vigas longitudinales.

El área de contacto de la llanta (AASHTO LRFD [3.6.1.2.5]) deberá asumirse como un rectángulo con un ancho de 51.0 cm y una longitud I dada por:

$$I = 2.28Y (1 + IM/100) P, \quad I \text{ [mm]}, IM \text{ [%]} \text{ y } P \text{ [KN]}$$

Donde Y es el factor de carga, IM es la carga dinámica (Impacto) permisible, y P es la carga de la rueda.

Cuando se está calculando las acciones internas, las cargas de rueda deben ser modeladas como cargas concentradas o como cargas distribuidas transversalmente sobre una longitud del claro de losa de 51 cm más el peralte estructural de la losa (AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]).

Si los claros son cortos, los momentos flexionantes calculados en la losa usando la carga distribuida pueden ser significativamente más bajos que aquellos calculados usando la carga concentrada.

En este caso de diseño, las acciones internas serán calculadas conservadoramente usando cargas de rueda concentradas.

El número de carriles de diseño NL que cruzan una franja transversal es considerado como el valor entero de el Ancho de Carretera dividido entre 3.6 m (AASHTO LRFD [3.6.1.1.1]).

El factor de múltiple presencia "m" es 1.2 para un carril de carga, 1.0 para dos carriles de carga, y 0.85 para tres carriles de carga. (Si sólo un carril es cargado, nosotros debemos considerar la probabilidad de que este único camión puede ser más pesado que cada uno de los camiones viajando en carriles paralelos (AASHTO LRFD [3.6.1.1.2]).

1. *Carga viva de vehículo para máximo momento negativo en voladizo*

Si la barrera es continua estructuralmente, ésta será efectiva en la distribución de las cargas de rueda en la losa voladizo (AASHTO LRFD [C3.6.1.3.4]).

El momento anterior debe ser reducido (AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]); sin embargo, el momento negativo en el voladizo causado por fuerzas horizontales de una colisión de vehículos sobre la barrera (AASHTO LRFD [13.7.2]) será más grande que este momento.

2. *Carga viva de vehículo para máximo momento positivo en claro interior.*

3. *Carga viva de vehículo para máximo momento negativo en claro interior*

E. Estado Límite de Resistencia

Obtener combinaciones de cargas (AASHTO LRFD [TABLA 3.4.1-1])

F. Selección del reforzamiento.

1. Reforzamiento por Momento Positivo

2. Reforzamiento por Momento Negativo

3. Distribución de Refuerzo (Reforzamiento Secundario Inferior)

El reforzamiento secundario está ubicado en la parte inferior de la losa para distribuir cargas de rueda, ubicadas en la dirección longitudinal de el puente, al reforzamiento principal en la dirección transversal. El área de acero requerida es un porcentaje del refuerzo principal por momento positivo. (AASHTO LRFD [9.7.3.2])

4. Reforzamiento por Contracción y Temperatura (AASHTO LRFD [5.10.8.2])

G. Control del Agrietamiento

El agrietamiento es controlado, limitando el esfuerzo por tensión en el refuerzo bajo cargas de servicio, a un esfuerzo de tensión admisible (AASHTO LRFD [5.7.3.4]).

1. Chequeo de reforzamiento por momento positivo
2. Chequeo de reforzamiento por momento negativo

H. Estado límite de fatiga.

La fatiga no necesita ser investigada para losas de concreto tipo DECK sobre vigas, según AASHTO LRFD [9.5.3].

I. Sketch de diseño para el refuerzo de los claros interiores de la losa.

En un proceso de diseño por separado, al acero principal superior de los claros exteriores (losa en voladizo) debe adicionarse el acero requerido por momento negativo, causado en el voladizo, cuando ocurre una colisión de vehículo contra la barrera.

J. Diseño del voladizo de la losa tablero.

El método tradicional para el diseño de la losa tablero incluye el diseño del voladizo por separado. Las cargas de diseño para el voladizo del tablero [AASHTO LRFD 9.7.1.5 y 3.6.1.3.4] son aplicadas a un diagrama de cuerpo libre del voladizo que es independiente de los claros del tablero.

El resultante diseño del voladizo puede ser luego incorporado al diseño tradicional anclando el refuerzo del voladizo al primer claro del tablero.

Dos estados límites deben ser investigados: Resistencia I [AASHTO LRFD 13.6.1] y Evento Extremo II [AASHTO 13.6.2].

El estado límite de resistencia considera fuerzas de gravedad vertical que casi siempre gobiernan, a menos que, el claro del voladizo sea muy largo. El estado límite de evento extremo considera fuerzas horizontales causadas por colisión de vehículos con la barrera. (Estas fuerzas son dadas en el Apéndice A de la Sección 13 de AASHTO de 1998.)

El estado límite de evento extremo usualmente gobernará el diseño del voladizo del tablero.

1. Estado Límite de Resistencia I

El diseño por momento flexionante negativo es tomado en la cara exterior del soporte, debido a que el voladizo no es redundante, entonces $\eta_R = 1.05$

2. Estado Límite de Evento Extremo II.

Las fuerzas que son transmitidas al voladizo del tablero debido a una colisión vehicular con la barrera de concreto son determinadas del análisis de la resistencia de la barrera.

Las cargas aplicadas a la barrera están dadas en (AASHTO LRFD 13.7.2)

El peralte mínimo del voladizo del tablero se obtiene según (AASHTO LRFD 13.7.3.1.2).

Cuando se calcula la resistencia para los estados límite de evento extremo, los factores de resistencia ϕ son tomados como 1.0 (AASHTO LRFD 1.3.2.1.) y el factor de carga por colisión de vehículo es 1.0 (AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1 y 13.6.2).

K. Resistencia de la Barrera de Concreto.

5.1.2 Procedimiento de Diseño de Vigas de Concreto Pre-Tensado Tipo I o T.

A. Revisión de la sección transversal de la viga.

1. Espesores Mínimos (AASHTO LRFD [5.14.1.2.2]).
2. Peralte Mínimo, incluyendo peralte estructural de losa Deck (AASHTO LRFD [2.5.2.6.3]).
3. Anchos de Patín Efectivo (AASHTO LRFD [4.6.2.6.1]).
 - Vigas Interiores
 - Vigas Exteriores:

B. Selección de factores de resistencia (AASHTO LRFD [5.5.4.2]).

- C. Selección de factores modificadores de carga (AASHTO LRFD [1.3.2.1]).
- D. Selección de combinaciones de carga aplicables (AASHTO LRFD [TABLA 3.4.1-1]).
- E. Cálculo de los efectos por cargas vivas
 - 1. Selección del número de carriles de carga (AASHTO LRFD [3.6.1.1.1]).
 - 2. Factores de Múltiple presencia (AASHTO LRFD [3.6.1.1.2]).
 - 3. Factor de Carga Dinámica (AASHTO LRFD [3.6.2.1]). No aplicado a los carriles de carga de diseño.
 - 4. Factores de Distribución para Momento (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2]).
 - a) Para vigas interiores con losa de concreto (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2b y Tabla 4.6.2.2.2b-1])
 - b) Para vigas exteriores con losa de concreto (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2d y Tabla 4.6.2.2.2d-1])
 - 5. Factores de Distribución para Cortante (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3]).
 - a) Para vigas interiores (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3a y Tabla 4.6.2.2.3a-1])
 - b) Para vigas exteriores (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3b y Tabla 4.6.2.2.3b-1])
 - 6. Cálculo de CORTANTES Y MOMENTOS debidos a CARGAS VIVAS.
- F. Cálculos de efectos de fuerza debidos a otras cargas.
 - 1. Vigas interiores
 - 2. Vigas exteriores
- G. Investigación de estado límite de servicio
 - 1. Esfuerzos límites para tendones pre-esforzándose: (AASHTO LRFD [5.9.3])
 - 2. Esfuerzos límites para concreto: (AASHTO LRFD [5.9.4])
 - 3. Selección preliminar de tendones: Análisis preliminar – viga exterior o interior a la mitad del claro
 - 4. Evaluar pérdidas por pre-esfuerzo (AASHTO LRFD [5.9.5])
 - a. Acortamiento elástico (AASHTO LRFD [5.9.5.2.3a])
 - b. Contracción (AASHTO LRFD [5.9.5.4.2])
 - c. Creep (AASHTO LRFD [5.9.5.4.3])

- d. Relajación (AASHTO LRFD [5.9.5.4.4])
 - e. Pérdidas totales
5. Calcular esfuerzos en la viga durante la transferencia.
 - En el claro medio
 - En el extremo de la viga
 6. Calcular esfuerzos después de pérdidas totales.
 - En el claro medio
 7. Chequear estado límite de fatiga (AASHTO LRFD [5.5.3])
 8. Calcular deflexión y contra flecha
 - J. Investigar estado límite de resistencia.
 1. Flexión
 - a. Esfuerzos en pre-esfuerzo de tendones adheridos (AASHTO LRFD [5.7.3.1.1])
 - b. Resistencia a flexión factorada – Sección con patines (AASHTO LRFD [5.7.3.2.2])
 - c. Límites de refuerzo (AASHTO LRFD [5.7.3.3])
 2. Cortante (AASHTO LRFD [5.8])
 3. Cortante horizontal (AASHTO LRFD [5.8.4])
 4. Chequeo de detalles
 - a. Zona de anclaje (AASHTO LRFD [5.10.10])
 - b. Reforzamiento por confinamiento (AASHTO LRFD [5.10.10.2])
 - K. Sketch de Diseño.

5.1.3 Procedimiento de Diseño de Losa para Puente Tipo Losa.

El procedimiento descrito está basado en el Apéndice 5.3 de la Sección 5 de las Especificaciones AASHTO LRFD (1994).

- A. Chequear Peralte Mínimo Recomendado [AASHTO LRFD Tabla 2.5.2.6.3-1].
- B. Determinar Ancho de Franja para Carga Viva [AASHTO LRFD 4.6.2.3].
- C. Aplicabilidad de carga viva para losas tableros.

Los puentes tipo losa deben ser diseñados para todas las cargas vivas vehiculares especificadas en (AASHTO LRFD 3.6.1.2) incluyendo el carril de carga (AASHTO LRFD 3.6.1.3.3).

- Calcular máximos cortantes.
- Calcular máximos momentos flexionantes a la mitad del claro.

- D. Seleccionar Factores de Resistencia. (AASHTO LRFD 5.5.4.2.1).
- E. Seleccionar Factores Modificadores de Carga (AASHTO LRFD 1.3.2.1).
- F. Seleccionar Combinaciones de Carga Aplicables (AASHTO LRFD Tabla 3.4.1-1).
- G. Calcular los efectos de fuerza por carga viva.
- H. Calcular los efectos de fuerza por otras cargas.
- I. Investigar Estado Límite de Servicio.
1. Durabilidad (AASHTO LRFD 5.12).
 2. Control de Agrietamiento (AASHTO LRFD 5.7.3.4).
 3. Deformaciones (AASHTO LRFD 5.7.3.6).
 4. Esfuerzos en concreto (AASHTO LRFD 5.9.4.3) (No pre-esfuerzo, no aplica).
 5. Fatiga (AASHTO LRFD 5.5.3).
- J. Investigar Estado Límite de Resistencia.
1. Flexión (AASHTO LRFD 5.7.3.2). Distribución rectangular de esfuerzos (AASHTO LRFD 5.7.2.2).
 2. Cortante (AASHTO LRFD 5.14.4.1). Los puentes losa diseñados por momento de acuerdo con (AASHTO LRFD 4.6.2.3), pueden considerarse satisfactorios por cortante. Si tubos longitudinales, son ubicados en la losa, para crear huecos y reducir la sección transversal, entonces la resistencia por cortante debe ser chequeada.
- K. Distribución de Reforzamiento (AASHTO LRFD 5.14.4.1).
- L. Reforzamiento por Temperatura y Contracción (AASHTO LRFD 5.10.8).
- M. Sketch de diseño.

5.2 Diseño de Aparatos de Apoyo

5.2.1 Procedimiento de Diseño de Apoyos Elastoméricos

El procedimiento de diseño es de acuerdo a AASHTO LRFD (1998) y es como sigue:

1. Determinar movimientos (desplazamientos) por temperatura (AASHTO LRFD [5.4.2.2])
2. Determinar acortamientos de la viga debido a post-tensado, contracción del concreto, etc.
3. Seleccionar un espesor del apoyo en base a los requisitos de movimiento total del apoyo, (AASHTO LRFD [14.7.5.3.4])
4. Computar la dimensión del apoyo en base a los esfuerzos compresivos sobre el apoyo, (AASHTO LRFD [14.7.5.3.2])
5. Computar la deflexión compresiva instantánea, (AASHTO LRFD [14.7.5.3.3])
6. Calcular la capacidad de rotación del apoyo
7. Chequear la compresión y rotación del apoyo (AASHTO LRFD [14.7.5.3.5])
8. Chequear la estabilidad del apoyo (AASHTO LRFD [14.7.5.3.6])
9. Chequear el acero de refuerzo en el apoyo, (AASHTO LRFD [14.7.5.3.7])

5.3 Programa para Diseño de Elementos Estructurales de Puentes Típicos (DEEPT).

El programa “**DEEPT**” consiste en dos módulos de cálculo: el primer módulo es para diseñar losas tablero tipo “deck” de concreto reforzado y el segundo módulo es para diseñar vigas de concreto pretensado tipo I o T. Los procedimientos de diseño están basados en las Especificaciones de Diseño para Puentes AASHTO LRFD 1998.

Los programas han sido desarrollados utilizando el lenguaje de programación Visual Basic 6.0 y las memorias de cálculo que se generan para el diseño, pueden ser visibles a través de un editor de textos, como Microsoft WORD ya que tienen formato “.rtf” o “.doc”.

5.3.1 Descripción de las Ventanas Desplegables

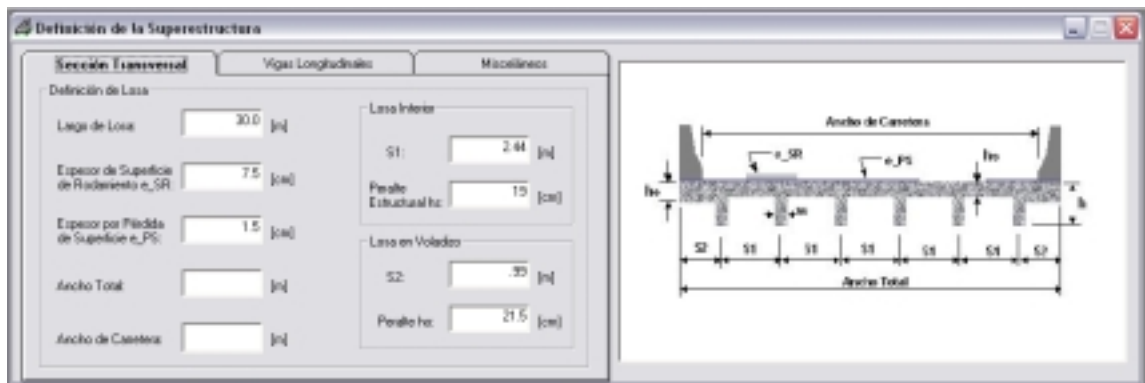
➤ **Ventana: “Nuevo Diseño”**

Ventana en la cual se debe seleccionar el elemento del puente que se quiere diseñar, ya sea losa de tablero tipo deck o viga de concreto pre-esforzado tipo I o T.



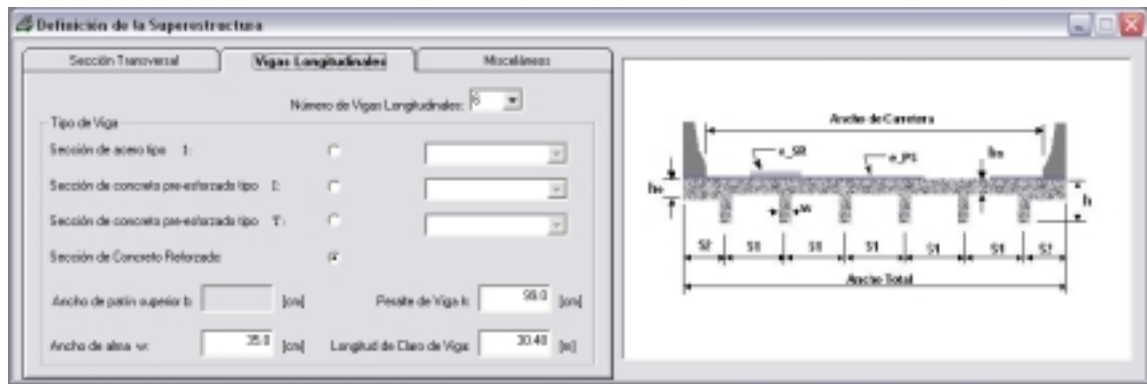
➤ **Ventana: “Definición de la Superestructura [Sección Transversal]”**

Esta ventana permite introducir datos para definir la losa tablero de la sección transversal de la superestructura.



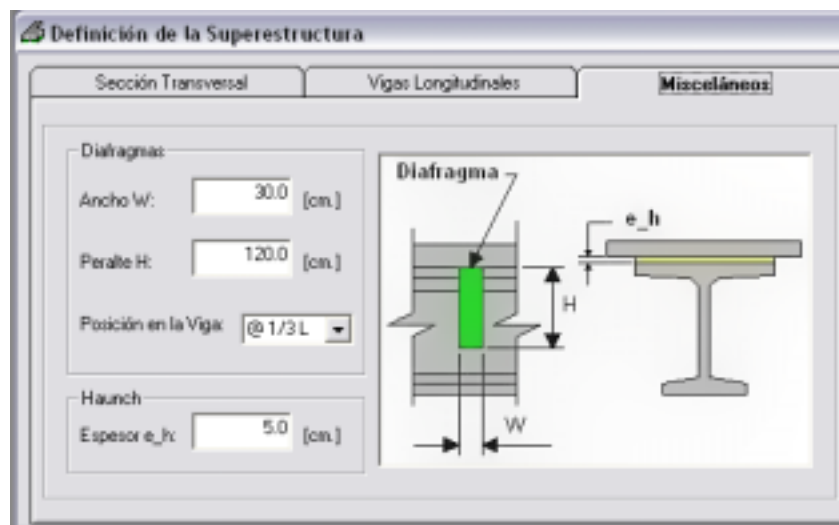
➤ **Ventana: “Definición de la Superestructura [Vigas Longitudinales]”**

Esta ventana permite introducir datos para definir el tipo de vigas longitudinales.



➤ **Ventana: “Definición de la Superestructura [Misceláneos]”**

Esta ventana permite introducir datos para definir diafragmas, y espesor del haunch.



➤ **Ventana: “Propiedades de los materiales”**

Ventana para definir las propiedades de los materiales de la losa tablero de concreto reforzado o la viga de concreto pre-esforzado.

Propiedades de los materiales

Losa de Concreto Reforzado | Viga de Concreto Pre-Esforzado

Concreto

Resistencia $f'c$: [Kg/cm²]

Peso volumétrico: [Kg/m³]

Acero de Refuerzo

Resistencia F_y : [Kg/cm²]

Superficie de Rodamiento

Peso volumétrico de sup. de rodamiento: [Kg/m³]

➤ **Ventana: “Definición de Barrera Rígida de Concreto Reforzado”**

Ventana para definir la geometría de la barrera.

Definición de Barrera Rígida de Concreto Reforzado

Geometría de Barrera

Dimensiones de Barrera

X1: [cm] Y1: [cm]

X2: [cm] Y2: [cm]

X3: [cm] Y3: [cm]

The diagram shows a cross-section of a barrier. The top edge is defined by three segments with horizontal dimensions X1, X2, and X3. The vertical dimensions from the top to the base are Y1, Y2, and Y3. A center of gravity symbol is shown within the barrier's profile.

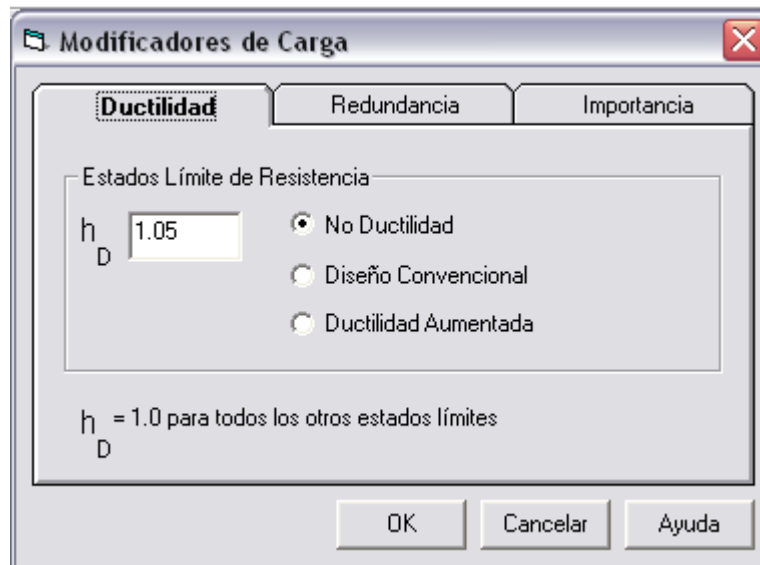
➤ **Ventana: “Condiciones Ambientales”**

Ventana para definir las condiciones de exposición del elemento que se está diseñando.

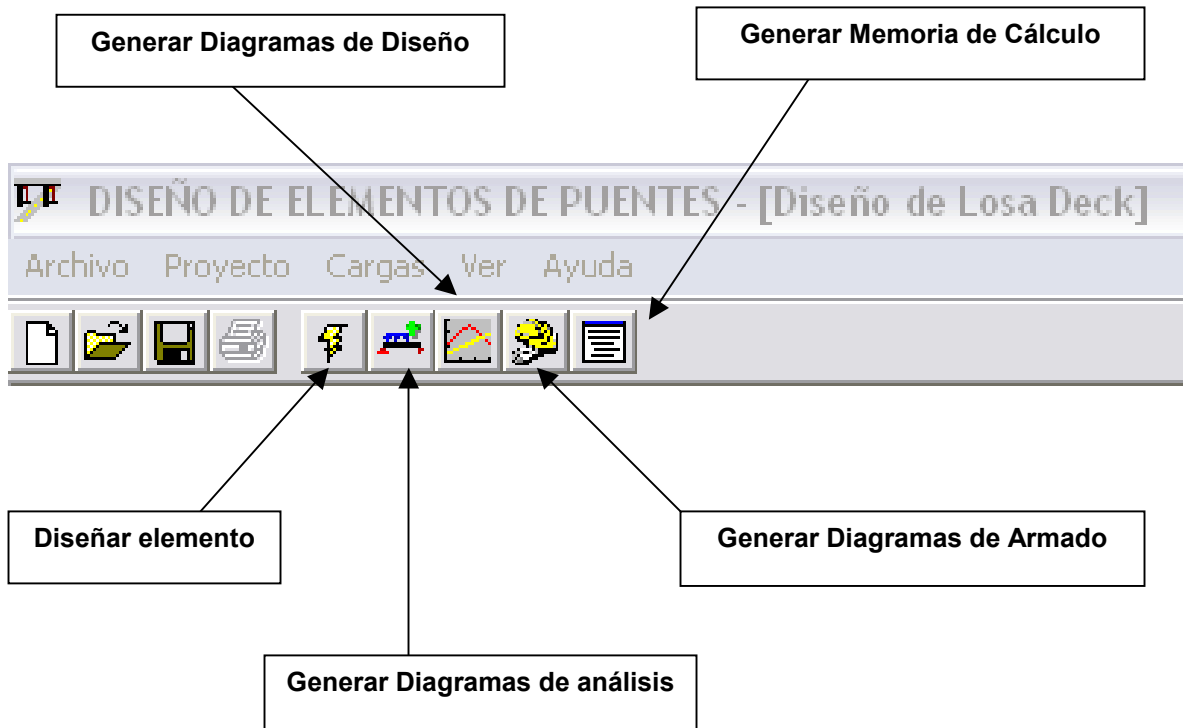


➤ **Ventana: “Modificadores de Carga”**

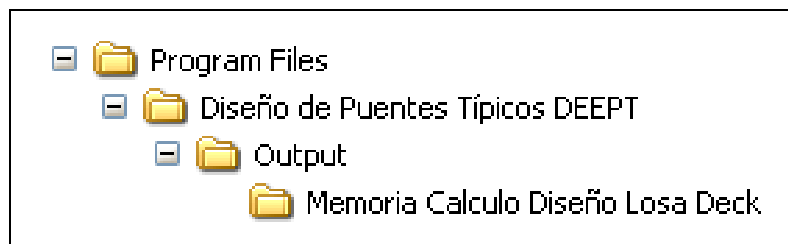
Ventana para definir los modificadores de carga η .



➤ **Barra de Herramientas Principal.**



Si el programa se instala en la carpeta *Program Files* o *Archivos de programa*, la memoria de cálculo generada (ver ejemplos en Capítulo 6) se almacena en la siguiente carpeta:



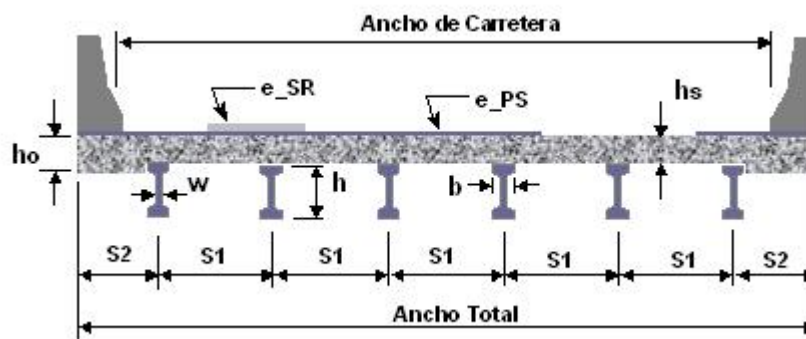
CAPÍTULO 6

**EJEMPLOS DE APLICACIÓN SOBRE DISEÑO
SISTEMÁTICO Y REVISIÓN DE VULNERABILIDAD
SÍSMICA DE PUENTES**

6.1 Ejemplo No. 1: Diseño de Losa Tipo Tablero de Concreto Reforzado.

A continuación se presenta la memoria de cálculo del diseño de una losa tipo tablero de concreto reforzado, según NORMAS AASHTO LRFD (1998), la cual ha sido generada por el programa DEEPT.

Memoria de Cálculo del Diseño del Elemento: LOSA TIPO TABLERO (DECK).



Sección Transversal de la Superestructura.

- Nombre del Proyecto: _____
- Método de Análisis: TRADICIONAL, según NORMA AASHTO LRFD [4.6.2].
- Carga Viva de Vehículo: HL-93 NORMA AASHTO LRFD.
- Tipo de Barrera: _____
- Claro Longitudinal de losa = 30.00 m.
- Ancho Total de losa = 14.18 m.
- Ancho de Carretera = 13.42 m.
- Claro Interior entre Vigas Longitudinales que soportan la losa (S_1) = 2.44 m (Centro a Centro.)
- Longitud de Voladizos de la losa (S_2)= 0.99 m.
- Peralte Estructural de Losa (h_s) = 19.00 cm.
- Peralte de Losa Voladizo (h_o) = 21.50 cm

- Espesor de Superficie de Rodamiento (e_{SR}) = 7.50 cm.
- Espesor por Pérdida de Superficie (e_{PS}) = 1.50 cm.
- Tipo de Viga Longitudinal: AASHTO-PCI Tipo IV
- Ancho de Patín Superior de Viga Longitudinal (b) = 50.80 cm.
- Espesor del Alma de la Viga Longitudinal (w) = 20.30 cm.
- Peralte de Viga Longitudinal (h) = 137.30 cm.
- El peso volumétrico del material de la superficie de rodamiento es = 2,250.00 Kg/m³.
- Resistencia del Concreto Reforzado (f'_c) = 305.81 Kg/cm².
- El peso volumétrico del concreto reforzado es = 2,400.00 Kg/m³.
- Resistencia del Acero de Refuerzo (F_y) = 4,077.47 Kg/cm².

A. REVISIÓN DE PERALTES.

El peralte mínimo para losa (Deck) de concreto es = 17.5 cm, según AASHTO LRFD [9.7.1.1].

Tradicionalmente los peraltes mínimos están basados en la longitud de claro interior de losa (S) para controlar la deflexión.

El peralte mínimo está dado por: $h_{mín} = (S + 3000)/30$ [mm], según AASHTO LRFD [TABLA 2.5.2.6.3-1].

Usando $S = S_1 = 2,440.00$ mm. y tenemos que el peralte mínimo para esta losa es:

$$h_{mín} = (2,440.00 + 3000.00) / 30 = 181.33 \text{ mm} = 18.13 \text{ cm.}$$

El peralte estructural de la losa es = 19.00 cm.

El peralte estructural de la losa es mayor que el peralte mínimo, por lo tanto es **CORRECTO!!!!!!**

Debido a que la porción de losa en voladizo debe diseñarse para una carga de colisión en la barrera, su peralte debería ser: el peralte estructural incrementado unos 2.5 cm, pero esto es opcional.

El peralte de la losa en voladizo es = 21.50 cm.

El peralte de la losa en voladizo es mayor que el peralte mínimo, y por lo tanto es CORRECTO!!!!

B. PESO DE COMPONENTES (AASHTO LRFD [Tabla 3.5.1-1]).

El cálculo del peso de los componentes se hace para una franja transversal de 1 m de ancho.

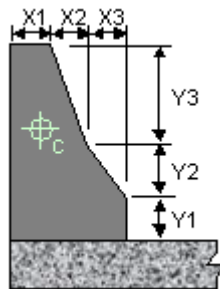
- PESO PROPIO DE LOSA INTERIOR (Peralte $h_s = 20.50$ cm.)

El peso propio de la losa interior es = (2,400.00)(0.2050) = 492.00 Kg/m².

- PESO PROPIO DE LOSA VOLADIZO (Peralte $h_o = 23.00$ cm.)

El peso propio de losa en voladizo es = (2,400.00)(0.2300) = 552.00 Kg/m².

- PESO DE BARRERA:



Sección Transversal de la Barrera.

La dimensión X1 es = 15.00 cm.

La dimensión X2 es = 5.00 cm.

La dimensión X3 es = 18.00 cm.

La dimensión Y1 es = 7.50 cm.

La dimensión Y2 es = 25.50 cm.

La dimensión Y3 es = 53.50 cm.

El área de la sección transversal de la barrera es: 1,960.75 cm² = 0.196075 m²

La posición horizontal del centroide de la sección de la barrera, medida desde la cara externa de la barrera es: 12.612 cm = 0.12612 m.

El peso de la barrera es = (2,400.00)(0.196075) = 470.58 Kg/m.

- SUPERFICIE DE RODAMIENTO (Espesor $e = 7.50$ cm.)

El peso de la superficie de rodamiento es = (2,250.00)(0.075) = 168.75 Kg/m².

C. CÁLCULO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES DE DISEÑO DEBIDO A CARGAS MUERTAS.

Un análisis estructural aproximado de franjas de losa perpendiculares a las vigas longitudinales es considerado aceptable, según AASHTO LRFD [9.6.1].

El momento positivo extremo en cualquier panel de losa entre vigas deberá aplicarse a todas las regiones con momentos positivos.

Similarmente, el momento negativo extremo en cualquier panel de losa entre vigas deberá aplicarse a todas las regiones con momentos positivos, según AASHTO LRFD [4.6.2.1.1].

Las franjas deberán considerarse para el análisis estructural como vigas continuas con longitudes de claros iguales a la distancia entre centros de vigas longitudinales. Las vigas longitudinales deberán asumirse rígidas, según AASHTO LRFD [4.6.2.1.6].

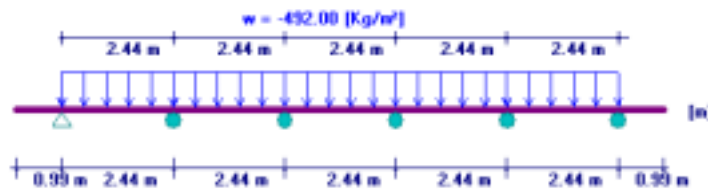
Para una fácil aplicación de factores de carga las acciones internas, o sea los momentos flexionantes se determinarán separadamente para los casos de carga de losa interior, losa en voladizo, barrera, superficie de rodamiento, y carga viva de vehículo.

La sección de diseño en la losa (AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]) para calcular los momentos negativos reducidos se investiga considerando que:

La losa esta soportada por vigas longitudinales de concreto precolado tipo I (AASHTO-PCI Tipo IV), por lo tanto la sección de diseño está a un tercio (1/3) del ancho de patín, pero no debe exceder 38 cm, medidos desde el eje central del apoyo (la viga).

El Ancho de Patín Superior para estas vigas es: 50.80 cm, por lo que el momento de diseño negativo se calcula a una distancia de: 16.93 cm desde el eje central de la viga.

1. CASO DE CARGA: PESO PROPIO DE LOSA INTERIOR.



Ubicación de cargas por peso propio de losa interior.



Diagrama de Momentos Flexionantes debido a cargas por peso propio de losa interior.

Posición del momento de diseño positivo en claro interior = 1.966 m.

Momento de diseño positivo en claro interior = 228.17 (Kg-m)/m.

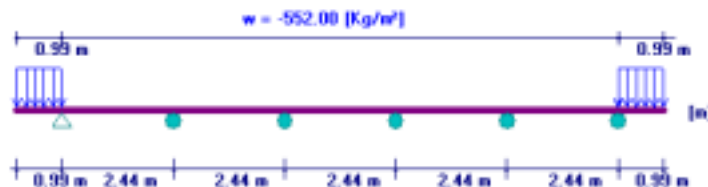
Posición de momento de diseño negativo en claro interior = 1.159 m.

Momento de diseño negativo en claro interior = 73.06 (Kg-m)/m.

Posición de momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.820 m.

Momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.00 (Kg-m)/m.

2. CASO DE CARGA: PESO PROPIO DE LOSA VOLADIZO.



Ubicación de cargas por peso propio de losa voladizo.



Diagrama de Momentos Flexionantes debido a cargas por peso propio de losa voladizo.

Posición del momento de diseño positivo en claro interior = 1.966 m.

Momento de diseño positivo en claro interior = -133.83 (Kg-m)/m

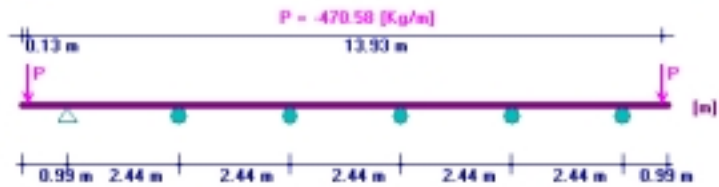
Posición de momento de diseño negativo en claro interior = 1.159 m.

Momento de diseño negativo en claro interior = -246.84 (Kg-m)/m

Posición de momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.820 m.

Momento de diseño negativo en claro voladizo = -185.58 (Kg-m)/m.

3. CASO DE CARGA: BARRERA.



Ubicación de cargas de barrera.



Diagrama de Momentos Flexionantes debido a cargas de barrera.

Posición del momento de diseño positivo en claro interior = 1.966 m.

Momento de diseño positivo en claro interior = -201.12 (Kg-m)/m

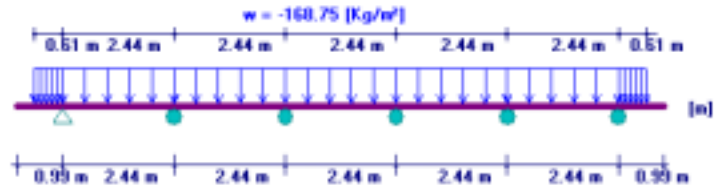
Posición de momento de diseño negativo en claro interior = 1.159 m.

Momento de diseño negativo en claro interior = -370.96 (Kg-m)/m

Posición de momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.820 m.

Momento de diseño negativo en claro voladizo = -326.52 (Kg-m)/m.

4. CASO DE CARGA: SUPERFICIE DE RODAMIENTO.



Ubicación de cargas de superficie de rodamiento.



Diagrama de Momentos Flexionantes debido a cargas de superficie de rodamiento.

Posición del momento de diseño positivo en claro interior = 1.966 m.

Momento de diseño positivo en claro interior = 62.73 (Kg-m)/m.

Posición de momento de diseño negativo en claro interior = 1.159 m.

Momento de diseño negativo en claro interior = -3.59 (Kg-m)/m.

Posición de momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.820 m.

Momento de diseño negativo en claro voladizo = -16.34 (Kg-m)/m.

D. MOMENTOS FLEXIONANTES DE DISEÑO DEBIDO A CARGAS VIVAS DE VEHÍCULOS.

Cuando las losas son diseñadas usando el método aproximado de las franjas (AASHTO LRFD [4.6.2.1]), y las franjas son transversales ellas deben diseñarse para un eje de ruedas de 145 KN (14780.84 Kg), de un camión de diseño (AASHTO LRFD [3.6.1.3.3]).

Las cargas de rueda (72.5 KN ó 7390.42 Kg) en un eje son consideradas iguales y separadas 1.800 m (AASHTO LRFD [FIG. 3.6.1.2.2-1]).

El camión de diseño debe colocarse transversalmente para producir efectos de cargas o acciones internas máximas tal que el centro de cualquier carga de

rueda no esté a más de 30 cm de la cara de el cordón (o barrera) para el diseño de la losa en voladizo y que no esté a más de 60 cm de el borde del ancho de carril de diseño (3.0 m) para el diseño de los otros componentes (AASHTO LRFD [3.6.1.3.1]).

El ancho equivalente de franja transversal interior sobre el que las cargas de rueda pueden ser consideradas distribuidas longitudinalmente en una losa de concreto colada en el lugar (Cast-In-Place, CIP), está dado como: (AASHTO LRFD [TABLA 4.6.2.1.3-1])

$$\text{- Voladizo: } 1140 + 0.833X \text{ [mm]}$$

$$\text{- Momento Positivo: } 660 + 0.55S \text{ [mm]}$$

$$\text{- Momento Negativo: } 1220 + 0.25S \text{ [mm]}$$

Donde X es la distancia desde la carga de rueda ubicada en el voladizo hasta la línea central del primer apoyo exterior y S es el espaciamiento entre vigas longitudinales. Para este caso, $X = 31.00$ cm. y $S = 2.440$ m.

El área de contacto de la llanta (AASHTO LRFD [3.6.1.2.5]) deberá asumirse como un rectángulo con un ancho de 51.0 cm y una longitud I dada por:

$$I = 2.28Y(1 + IM/100)P, \quad I \text{ [mm]}, \text{ IM [\%]} \text{ y } P \text{ [KN]}$$

Donde Y es el factor de carga, IM es la carga dinámica (Impacto) permisible, y P es la carga de la rueda.

Para este caso:

$$Y = 1.75, \text{ IM} = 33\%, \text{ P} = 72.5 \text{ KN} \text{ y por lo tanto:}$$

$$I = 2.28(1.75)(1 + 33/100)72.5 = 384.74 \text{ mm} = 38.474 \text{ cm}$$

Así que, el área de contacto es 51 cm x 38.474 cm, con los 51 cm en la dirección transversal.

Cuando se está calculando las acciones internas, las cargas de rueda deben ser modeladas como cargas concentradas o como cargas distribuidas transversalmente sobre una longitud del claro de losa de 51 cm más el peralte estructural de la losa (AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]).

Para este caso, la longitud de la carga distribuida será: $51.0 + 19.0 = 70.0$ cm.

Si los claros son cortos, los momentos flexionantes calculados en la losa usando la carga distribuida pueden ser significativamente más bajos que aquellos calculados usando la carga concentrada.

En este caso de diseño, las acciones internas serán calculadas conservadoramente usando cargas de rueda concentradas.

El número de carriles de diseño NL que cruzan una franja transversal es considerado como el valor entero de el Ancho de Carretera dividido entre 3.6 m (AASHTO LRFD [3.6.1.1.1]).

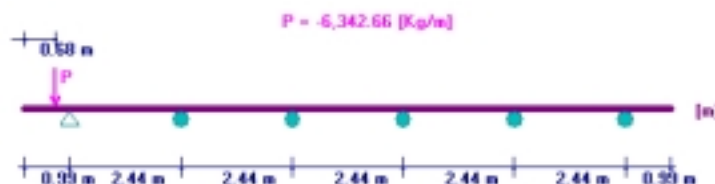
Para este caso el Ancho de Carretera es 13.42 m, por lo que $NL = INT(13.42 / 3.6) = 3$ carriles de diseño.

El factor de múltiple presencia "m" es 1.2 para un carril de carga, 1.0 para dos carriles de carga, y 0.85 para tres carriles de carga. (Si sólo un carril es cargado, nosotros debemos considerar la probabilidad de que este único camión puede ser más pesado que cada uno de los camiones viajando en carriles paralelos (AASHTO LRFD [3.6.1.1.2]).

1. CARGA VIVA DE VEHÍCULO PARA MÁXIMO MOMENTO NEGATIVO EN VOLADIZO.

La ubicación crítica de una única carga de rueda sobre el voladizo es mostrada abajo. El ancho equivalente de una franja transversal es $1140 + 0.833 X = 1140 + 0.833 (310.00) = 1,398.23 \text{ mm} = 1.398 \text{ m}$. y "m" = 1.20.

Por consiguiente: $P = (m)(Carga_Rueda)/(Ancho_Equiv_Franja) = 1.20(7390.42)/1.398 = 6,342.66 \text{ Kg/m}$



Ubicación de la Carga Viva para Máximo Negativo Momento en Voladizo



Diagrama de Momentos Flexionantes por Carga Viva para calcular Máximo Momento Negativo en Voladizo

Posición de máximo momento de diseño negativo en claro voladizo = 0.820 m.
 Máximo momento de diseño negativo en claro voladizo = -887.97 (Kg-m)/m.

Si la barrera es continua estructuralmente, ésta será efectiva en la distribución de las cargas de rueda en la losa voladizo (AASHTO LRFD [C3.6.1.3.4]).

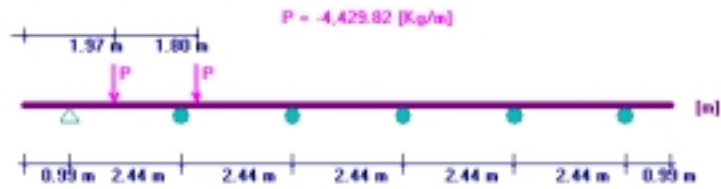
El momento anterior ha sido reducido (AASHTO LRFD [4.6.2.1.6]); sin embargo, el momento negativo en el voladizo causado por fuerzas horizontales de una colisión de vehículos sobre la barrera (AASHTO LRFD [13.7.2]) será más grande que éste momento.

2. CARGA VIVA DE VEHÍCULO PARA MÁXIMO MOMENTO POSITIVO EN CLARO INTERIOR.

Para claros iguales repetidos, el máximo momento flexionante positivo ocurre cerca del 40% de la longitud del primer claro interior.

El ancho equivalente de una franja transversal es $660 + 0.55 S = 660 + 0.55 (2,440.00) = 2002.00 \text{ mm} = 2.002 \text{ m}$. y "m" = 1.20.

Por consiguiente: $P = (m)(\text{Carga_Rueda})/(\text{Ancho_Equiv_Franja}) = 1.20(7390.42)/2.002 = 4,429.82 \text{ Kg/m}$



Ubicación de la Carga Viva para Máximo Momento Positivo en Claro Interior



Diagrama de Momentos Flexionantes por Carga Viva para calcular el Máximo Momento Positivo en Claro Interior

Posición de máximo momento de diseño positivo en claro interior = 1.966 m.

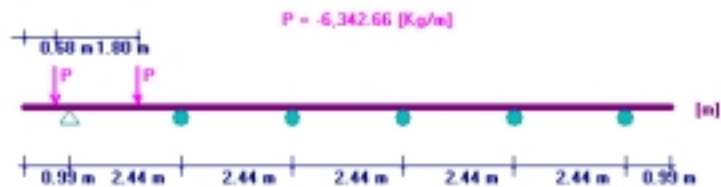
Máximo momento de diseño positivo en claro interior = 1,990.61 (Kg-m)/m.

3. CARGA VIVA DE VEHÍCULO PARA MÁXIMO MOMENTO NEGATIVO EN CLARO INTERIOR.

La carga de rueda exterior está ubicada a 30.0 cm de la cara interna de la barrera (o cordón), o a 31.0 cm del eje del apoyo exterior. El ancho equivalente de la franja transversal es conservadoramente tomado como el de voladizo.

El ancho equivalente de una franja transversal es $1140 + 0.833 X = 1140 + 0.833 (310.00) = 1398.23 \text{ mm} = 1.398 \text{ m}$. y "m" = 1.20.

Por consiguiente: $P = (m)(\text{Carga_Rueda})/(\text{Ancho_Equiv_Franja}) = 1.20(7390.42)/1.398 = 6,342.66 \text{ Kg/m}$



Ubicación de la Carga Viva para Máximo Momento Negativo en Claro Interior



Diagrama de Momentos Flexionantes por Carga Viva para calcular el Máximo Momento Negativo en Claro Interior

Posición de máximo momento de diseño negativo en claro interior = 1.159 m.
Máximo momento de diseño negativo en claro interior = -1,486.19 (Kg-m)/m.

E. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA.

La combinación por cargas de gravedad puede ser expresada como: (AASHTO LRFD [TABLA 3.4.1-1])

$$n \text{ por Sumatoria}(Y_i Q_i) = n[Y_p DC + Y_p DW + 1.75(LL + IM)]$$

Donde:

$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad \text{AASHTO LRFD [1.3.2.1-2]}$$

$n_D = 0.95$, Ductilidad Aumentada (AASHTO LRFD [1.3.3])

$n_R = 0.95$, Niveles Excepcionales de Redundancia (AASHTO LRFD [1.3.4])

$n_I = 1.05$, Puente Importante (AASHTO LRFD [1.3.5])

Así que el factor $n = 0.95$

El factor para cargas permanentes Y_p es tomado como su máximo valor si los efectos de las cargas son aditivos y como su mínimo valor si sustraen de el efecto dominante (AASHTO LRFD [TABLA 3.4.1-2]).

La carga muerta DW es por una superficie de rodamiento y DC representa todas las demás cargas muertas (peso propio de losa, y barrera).

La carga dinámica (impacto) permitida IM (AASHTO LRFD [3.6.2.1]) es 33% de los efectos de la carga viva.

El Momento de Diseño Positivo para el Estado Límite de Resistencia I [Mu(+)] es: 4475.44 (Kg-m)/m

Y su posición es: 1.966 m

El Momento de Diseño Negativo para el Estado Límite de Resistencia I [Mu(-)] es: -3962.44 (Kg-m)/m

Y su posición es: 1.159 m

F. SELECCIÓN DEL REFORZAMIENTO.

La resistencia de los materiales son $f'c = 305.81 \text{ Kg/cm}^2$. $F_y = 4,077.47 \text{ Kg/cm}^2$.
Use refuerzo cubierto con epóxido en la losa.

El peralte efectivo de la losa para flexión negativa y positiva será diferente porque se requieren diferente recubrimiento superior e inferior.

Recubrimiento de Concreto (AASHTO LRFD [TABLA 5.12.3-1])

Superficie de Losa Sujeta a Desgaste 6 cm

Parte Inferior de Losas CIP 2.5 cm

Asumiendo varillas de acero No. 4, de diámetro $d_b = 1.27 \text{ cm}$, y área $A_b = 1.27 \text{ cm}^2$, para el acero por momento positivo.

El peralte efectivo para flexión positiva (debido a momento positivo) es $d_{pos} = 15.87 \text{ cm}$.

Asumiendo varillas de acero No. 4, de diámetro $d_b = 1.27 \text{ cm}$, y área $A_b = 1.27 \text{ cm}^2$, para el acero por momento negativo.

El peralte efectivo para flexión negativa (debido a momento negativo) es $d_{neg} = 13.87 \text{ cm}$.

La siguiente expresión simplificada (ignorando el reforzamiento por compresión) puede ser aplicada para calcular el momento resistente: (AASHTO LRFD [5.7.3.2]).

$$\phi M_n = \phi A_s F_y (d - a/2)$$

Donde:

$$a = A_s F_y / (0.85 f'_c b)$$

El área de acero requerida para resistir el $\phi M_n = M_u$ puede ser expresada como: (AASHTO [Sección 8.16])

$$A_s = 0.85 b d f'_c [1 - (1 - 2 K / (\phi 0.85 f'_c))^{1/2}] / F_y$$

Donde:

$$K = M_u / (b d^2) \text{ y } \phi = 0.9 \text{ (AASHTO LRFD [5.5.4.2.1])}$$

El reforzamiento máximo (AASHTO LRFD [5.7.3.3.1]) está limitado por los requerimientos de ductilidad de $c \leq 0.42 d$ ó $a \leq 0.42 \beta_1 d$.

Para este caso $\beta_1 = 0.836$ (AASHTO LRFD [5.7.2.2]). Por lo tanto para fluencia:

$$a \leq 0.42 \beta_1 d = (0.42)(0.836) d = 0.35100 d$$

$$a \leq 0.35100 d, \quad a \text{ [cm]}$$

El reforzamiento mínimo (AASHTO LRFD [5.7.3.3.2]) para componentes conteniendo acero no pre-esforzado es satisfecho si:

$$\text{El porcentaje de refuerzo } R_o = A_s / (bd) \geq 0.03 f'_c / F_y$$

Para las propiedades de materiales dadas, el área mínima de acero por unidad de ancho de la losa ($b = 1$) es:

$$A_{s_mín} \geq 0.03 f'_c (1) d / F_y$$

$$A_{s_mín} = 0.002250 d \quad A_{s_mín} [\text{cm}^2/\text{cm}]$$

El espaciamiento máximo del refuerzo principal (AASHTO LRFD [5.10.3.2]) para losas es 1.5 veces el espesor del miembro ó 45 cm. Usando el espesor estructural de losa de 19.00 cm,

$$S_{máx} = 28.50 \text{ cm,}$$

1. REFORZAMIENTO POR MOMENTO POSITIVO

$$M_u = 4475.44 \text{ (Kg-m)/m, y } d = d_{pos} = 15.87 \text{ cm.}$$

$$\text{El } A_s \text{ requerida es } = 0.08004 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Se propone usar varillas No. 4 @ 15 cm, que proporcionan una A_s real = 0.08445 cm²/cm.

El A_s mín = 0.002250 d = 0.002250(15.87) = 0.035696 cm²/cm, OK!!!

a = 1.32 cm

Chequeando ductilidad:

a ≤ 0.351 d = 0.351 (15.87) = 5.569 cm, OK!!!

Chequeando Momento Resistente:

øMn = 4711.49 (Kg-m)/m, > Mu = 4475.44 (Kg-m)/m. OK!!!

Para varillas inferiores transversales:

Use varillas No. 4 @ 15 cm.

2. REFORZAMIENTO POR MOMENTO NEGATIVO

Mu = -3962.44 (Kg-m)/m, y d = dneg = 13.87 cm.

El A_s requerida es = 0.081648 cm²/cm.

Se propone usar varillas No. 4 @ 15 cm, que proporcionan una A_s real = 0.084451 cm²/cm.

El A_s mín = 0.002250 d = 0.002250(13.87) = 0.031196 cm²/cm, OK!!!

a = 1.32 cm

Chequeando ductilidad:

a ≤ 0.351 d = 0.351 (13.87) = 4.867 cm, OK!!!

Chequeando Momento Resistente:

øMn = -4091.66 (Kg-m)/m, > Mu = -3962.44 (Kg-m)/m. OK!!!

Para varillas superiores transversales:

Use varillas No. 4 @ 15 cm.

3. DISTRIBUCIÓN DE REFORZAMIENTO (Reforzamiento Secundario Inferior)

El reforzamiento secundario está ubicado en la parte inferior de la losa para distribuir cargas de rueda, ubicadas en la dirección longitudinal de el puente, al

reforzamiento principal en la dirección transversal. El área de acero requerida es un porcentaje del refuerzo principal por momento positivo.

Para el reforzamiento principal perpendicular al tráfico: (AASHTO LRFD [9.7.3.2])

$$\text{Porcentaje} = 3840 / (Se)^{(1/2)} \leq 67\% \quad Se[\text{mm}]$$

Donde Se es la longitud del claro efectivo en mm, (AASHTO LRFD [9.7.2.3]).

La losa esta soportada por vigas longitudinales de concreto precolado tipo I, AASHTO-PCI Tipo IV, por lo que "Se" debe ser calculado como: la distancia entre bordes de patines, más el patín en voladizo, tomado como la distancia desde el borde extremo del patín hasta la cara de el alma, sin tomar en cuenta algún filete; es decir simplemente es la longitud de claro interior menos el ancho del alma de la viga longitudinal.

El Ancho del Alma para estas vigas es: 20.30 cm, por lo que:

$$Se = 2440.00 - 203.00 = 2237.00 \text{ mm.}$$

$$\text{Porcentaje} = 3840 / (2237.00)^{(1/2)} = 81.2 \%, \quad \text{use } 67.0 \%$$

$$\text{El As a distribuir es} = 0.670(\text{As pos}) = 0.670(0.084451) = 0.056582 \text{ cm}^2/\text{cm.}$$

Se propone usar varillas No. 3 @ 12.5 cm, que proporcionan una As real = 0.057005 cm²/cm.

Para varillas inferiores longitudinales:

Use varillas No. 3 @ 12.5 cm.

4. REFORZAMIENTO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

El mínimo reforzamiento en cada dirección deberá ser: (AASHTO LRFD [5.10.8.2])

$$\text{As temp} \geq 7.5 \text{ Ag}/F_y \quad \text{As}_{\text{temp}}[\text{cm}^2/\text{cm}]$$

Donde Ag es el área gruesa de la sección. Para el peralte de losa completo de 20.50 cm,

$$\text{El As temp} \geq 7.5 (20.50 \times 1) / (4077.47) = 0.038438 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

El reforzamiento principal y secundario seleccionado provee más que esta cantidad de acero, sin embargo, para miembros con peralte mayores que 15 cm el reforzamiento por contracción y temperatura tiene que ser distribuido equitativamente en ambas caras o ambos lechos. El máximo espaciamiento de este reforzamiento es 3 veces el peralte de la losa ó 45 cm.

$$\frac{1}{2} (A_s \text{ temp}) = 0.019219 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se propone usar varillas No. 3 @ 35 cm, que proporcionan una A_s real = 0.020359 cm²/cm.

Para las varillas longitudinales del lecho superior:

Use varillas No. 3 @ 35 cm.

G. CONTROL DE AGRIETAMIENTO

El agrietamiento es controlado, limitando el esfuerzo por tensión en el refuerzo bajo cargas de servicio "fs", a un esfuerzo de tensión admisible "fsa" (AASHTO LRFD [5.7.3.4]).

$$f_s \leq f_{sa} = Z / (d_c A)^{(1/3)} \leq 0.6 F_y$$

Donde:

Z = 23445.46 Kg/cm para condiciones de Exposición Corrosiva Severa

d_c = Peralte de concreto desde la fibra extrema en tensión hasta el centro de las barras más cercanas, y debe ser ≤ 5 cm.

A = Área en tensión del concreto efectiva por varilla teniendo el mismo centroide que el reforzamiento.

El Estado Límite de Servicio I es utilizado para la investigación de agrietamiento en estructuras de concreto reforzado (AASHTO LRFD [3.4.1]). En el Estado Límite de Servicio I, el modificador de carga "n" es 1.0 y los factores de carga viva y muerta son 1.0. Por consiguiente, el momento usado para calcular el esfuerzo por tensión en el reforzamiento es:

$$M = M_{DC} + M_{DW} + 1.33M_{LL}$$

El cálculo del esfuerzo tensor por cargas de servicio, en el refuerzo, está basado en la transformación elástica de las propiedades de la sección agrietada (AASHTO LRFD [5.7.1]). La razón de módulos: $n = E_s / E_c$, transforma el acero de refuerzo a concreto equivalente. El módulo de elasticidad del acero de refuerzo " E_s " es $2038735.98369 \text{ Kg/cm}^2$ (AASHTO LRFD [5.4.3.2]). El módulo de elasticidad " E_c " del concreto está dado por (AASHTO LRFD [5.4.2.4]):

$$E_c = 0.13729 Y_c^{(1.5)} (f'_c)^{1/2}$$

Donde

$$Y_c = \text{Peso volumétrico del concreto} = 2,400.00 \text{ Kg/m}^3.$$

$$f'_c = 305.81 \text{ Kg/cm}^2.$$

Así que:

$$E_c = 0.13729 (2400.00)^{(1.5)} (305.81)^{(1/2)} = 282,277.75 \text{ Kg/cm}^2$$

y por lo tanto:

$$n = 2,038,735.98 / 282,277.75 = 7.2224$$

Use $n = 7.22$

1. CHEQUEO DE REFORZAMIENTO POR MOMENTO POSITIVO

El Momento Positivo para el Estado Límite de Servicio I ubicado a 1.966 m es:

$$M = M_{DC} + M_{DW} + 1.33M_{LL}$$

$$M = 2603.45 \text{ (Kg-m)/m}$$

Los cálculos de las propiedades de la sección transformada están basados en 1 cm de ancho de la sección doblemente reforzada.

El Eje Neutro está ubicado a una distancia de 3.99 cm, medida desde el borde superior.

El Momento de Inercia de la sección agrietada es:

$$I_{cr} = 107.9850 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

Y el esfuerzo por tensión en el acero inferior es:

$$f_s = n (M_y / I_{cr}) = 7.22 ((2603.45)(11.88) / 107.9850) = 2068.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde: "y" es la distancia desde el Eje Neutro hasta el centro del acero inferior
= 11.88 cm

Para el refuerzo a tensión por momento positivo de varillas No. 4 @ 15 cm, su centro está localizado a 3.14 cm de la fibra extrema interior a tensión. Por lo tanto,

$$d_c = 3.14 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm.}$$

Así que use $d_c = 3.14 \text{ cm}$

$$A = 2(3.14)(15) = 94.050 \text{ cm}^2$$

$$Y \text{ el } f_{sa} = 23445.46 / (3.14 \times 94.050)^{(1/3)} = 3522.57 \text{ Kg/cm}^2 > 0.6 F_y$$

Así que use $f_{sa} = 0.6 F_y = 0.6 (4,077.47) = 2446.48 \text{ Kg/cm}^2 > f_s = 2068.40 \text{ Kg/cm}^2$ OK!!!

2. CHEQUEO DE REFORZAMIENTO POR MOMENTO NEGATIVO

El Momento Negativo para el Estado Límite de Servicio I ubicado a 1.159 m es:

$$M = M_{DC} + M_{DW} + 1.33M_{LL}$$

$$M = -2524.97 \text{ (Kg-m)/m}$$

Los cálculos de las propiedades de la sección transformada están basados en 1 cm de ancho de la sección doblemente reforzada.

El Eje Neutro está ubicado a una distancia de 3.50 cm, medida desde el borde inferior.

El Momento de Inercia de la sección agrietada es:

$$I_{cr} = 79.8900 \text{ cm}^4/\text{cm}$$

Y el esfuerzo por tensión en el acero superior es:

$$f_s = n (M y / I_{cr}) = 7.22 ((2524.97) (10.36) / 79.8900) = 2365.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde: "y" es la distancia desde el Eje Neutro hasta el centro del acero superior
= 10.36 cm

Para el refuerzo a tensión por momento negativo de varillas No. 4 @ 15 cm, su centro está localizado a 6.64 cm de la fibra extrema superior a tensión. Por lo tanto,

$$d_c = 6.64 \text{ cm} \geq 5 \text{ cm.}$$

Así que use $d_c = 5.00 \text{ cm}$

$$A = 2(5.00)(15) = 150.000 \text{ cm}^2$$

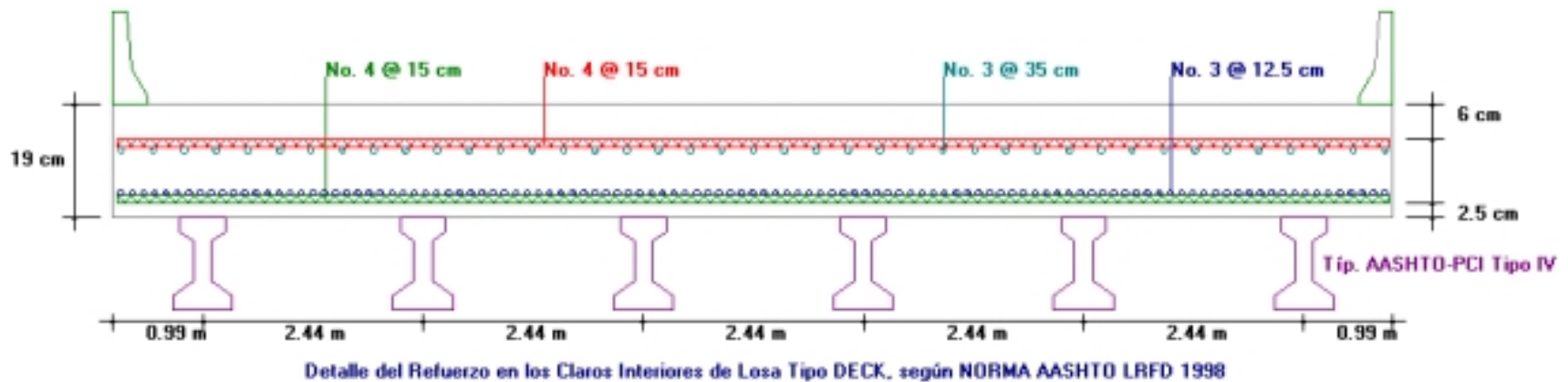
$$\text{Y el } f_{sa} = 23445.46 / (5.00 \times 150.000)^{1/3} = 2580.51 \text{ Kg/cm}^2 > 0.6 F_y$$

$$\text{Así que use } f_{sa} = 0.6 F_y = 0.6 (4,077.47) = 2446.48 \text{ Kg/cm}^2 > f_s = 2365.75 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK!!!}$$

H. ESTADO LÍMITE DE FATIGA.

La fatiga no necesita ser investigada para losas de concreto tipo DECK sobre vigas, según AASHTO LRFD [9.5.3].

I. DIAGRAMA DEL ARMADO DE DISEÑO PARA CLAROS INTERIORES.



EL diagrama de diseño mostrado, integra el detallado del reforzamiento transversal y longitudinal en los cuatro lechos para los claros interiores de la losa.

En un proceso de diseño por separado, al acero principal superior de los claros exteriores (losa en voladizo) debe adicionarse el acero requerido por momento negativo, causado en el voladizo, cuando ocurre una colisión de vehículo contra la barrera.

K. CANTIDADES DE MATERIALES.

TABLA 1. Cantidades de Reforzamiento

	Transversal		Longitudinal		Totales	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	(Kg)	(Kg/m ²)
<i>Detallado</i>	# 4 @ 15 cm	# 4 @ 15 cm	# 3 @ 35 cm	# 3 @ 12.5 cm		
<i>Peso de Acero</i>	2,800.27	2,800.27	685.72	1,889.90	8176.15	19.22

(Área = 30.00 m x 14.18 m)

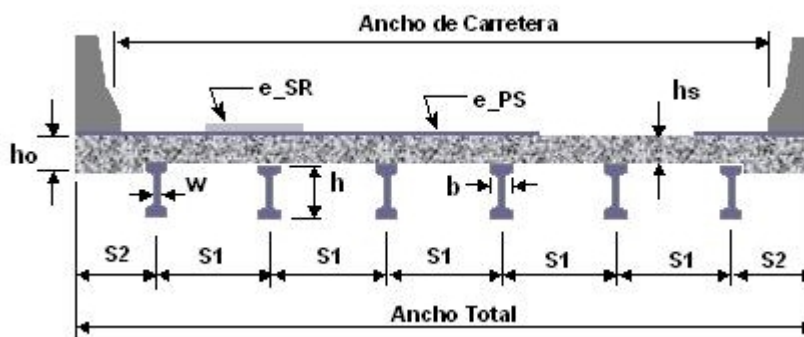
Volumen de concreto en losa = 88.69 m³.

Volumen de material en superficie de rodamiento = 30.20 m³.

6.2 Ejemplo No. 2: Diseño de Viga de Concreto Pre-Esforzado Tipo I

A continuación se presenta la memoria de cálculo del diseño de una viga de concreto pre-esforzado, según NORMAS AASHTO LRFD (1998), la cual ha sido generada por el programa DEEPT.

Memoria de Cálculo del Diseño del Elemento: VIGA DE CONCRETO PRE-ESFORZADO.



Sección Transversal de la Superestructura.

- Nombre del Proyecto: _____
- Carga Viva de Vehículo: HL-93 NORMA AASHTO LRFD.
- Tipo de Barrera: _____
- Tipo de Viga Longitudinal: AASHTO-PCI Tipo IV
- Claro Longitudinal de viga, centro a centro de apoyos = 30.48 m.
- Espesor del Patín Superior de la Viga Longitudinal = 20.30 cm.
- Espesor del Alma de la Viga Longitudinal (w) = 20.30 cm.
- Espesor del Patín Inferior de la Viga Longitudinal = 20.30 cm.
- Peralte de Viga Longitudinal (h) = 137.30 cm.
- Peralte de Viga Longitudinal incluyendo Peralte Estructural de Losa = 156.30 cm.
- Ancho de Patín Superior de Viga Longitudinal (b) = 50.80 cm.
- Ancho Total de Superestructura = 14.18 m.
- Ancho de Carretera = 13.42 m.
- Claro Interior entre Vigas Longitudinales que soportan la losa (S1) = 2.44 m (Centro a Centro.)
- Longitud de Voladizos de la losa (S2)= 0.99 m.
- Peralte Estructural de Losa (hs) = 19.00 cm.
- Peralte de Losa Voladizo (ho) = 21.50 cm
- Espesor de Superficie de Rodamiento (e_SR) = 7.50 cm.
- Espesor por Pérdida de Superficie (e_PS) = 1.50 cm.
- El peso volumétrico del material de la superficie de rodamiento es = 2,250.00 Kg/m³.
- Resistencia del Concreto (f'c)s para la losa es = 305.81 Kg/cm².
- Resistencia del Concreto (f'c)g para la viga es = 560.65 Kg/cm².
- El peso volumétrico del concreto reforzado es = 2,400.00 Kg/m³.
- Resistencia del Acero de Refuerzo (Fy) = 4,077.47 Kg/cm².

A. REVISIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA.

1. Espesores Mínimos (AASHTO LRFD [5.14.1.2.2]).

El espesor del patín superior es = 20.30 cm y es mayor o igual que 5.0 cm, por lo tanto es CORRECTO!!!!

El espesor del alma es = 20.30 cm y es mayor o igual que 12.5 cm, por lo tanto es CORRECTO!!!!

El espesor del patín inferior es = 20.30 cm y es mayor o igual que 12.5 cm, por lo tanto es CORRECTO!!!!

2. Peralte Mínimo, incluyendo peralte estructural de losa deck (AASHTO LRFD [2.5.2.6.3]).

El peralte mínimo $h_{\min} = 0.045L = 0.045(30,480.00) = 1,371.60 \text{ mm} = 137.16 \text{ cm}$.

El peralte de la viga es $= h + h_s = 137.30 + 190.00 = 156.30 \text{ cm}$ y es mayor que el $h_{\min} = 137.16 \text{ cm}$, por lo tanto es CORRECTO!!!!

3. Anchos de Patín Efectivo (AASHTO LRFD [4.6.2.6.1]).

Longitud de Claro Efectiva = 30,480.00 mm = 30.48 m.

-Vigas Interiores:

El ancho efectivo de patín para las vigas interiores (b_i), debe ser el menor de los siguientes tres valores:

- 1) $(1/4)$ del claro efectivo = $(1/4)(30,480.00) = 7,620.00 \text{ mm}$
- 2) $12(h_s) + (1/2)b = 12(190.00) + (1/2)(508.00) = 2,534.00 \text{ mm}$
- 3) Espaciamiento de vigas centro a centro = 2,440.00 mm

El valor que gobierna es = 2,440.00 mm = 244.00 cm

Por lo tanto $b_i = 244.00 \text{ cm}$

-Vigas Exteriores:

El ancho efectivo de patín para las vigas exteriores (b_e), debe ser $(b_i/2)$ más el menor de los siguientes tres valores:

- 1) $(1/8)$ del claro efectivo = $(1/8)(30,480.00) = 3,810.00$ mm
- 2) $6(h_s) + (1/4)b = 6(190.00) + (1/4)(508.00) = 1,267.00$ mm
- 3) Claro de voladizo = 990.00 mm

El valor que gobierna es = 990.00 mm = 99.00 cm

Por lo tanto $b_e = (2,440.00)/2 + 990.00 = 2,210.00$ mm = 221 cm

B. SELECCIÓN DE FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO LRFD [5.5.4.2]).

1. Estado Límite de Resistencia	Ø	(AASHTO LRFD [5.5.4.2.1])
Flexión y tensión	1.00	
Cortante y torsión	0.90	
Compresión en zonas de anclaje	0.80	
2. Estados Límites de No resistencia	1.00	(AASHTO LRFD [1.3.2.1])

C. SELECCIÓN DE MODIFICADORES DE CARGA (AASHTO LRFD [1.3.2.1]).

	Resistencia	Servicio	Fatiga	Especificación
Ductilidad, n_D	0.95	1.0	1.0	AASHTO LRFD [1.3.3]
Redundancia, n_R	0.95	1.0	1.0	AASHTO LRFD [1.3.4]
Importancia, n_I	1.05	N/A	N/A	AASHTO LRFD [1.3.5]
$n = n_D n_R n_I$	0.95	1.0	1.0	

D. SELECCIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA APLICABLES (AASHTO LRFD [TABLA 3.4.1-1]).

Estado Límite de Resistencia I

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.0FR + Y_{tg_TG}]$$

Estado Límite de Servicio I

$$U = 1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 0.3(W_S + W_L) + 1.0FR$$

Estado Límite de Fatiga

$$U = 0.75(LL + IM)$$

Estado Límite de Servicio III

$$U = 1.0(DC + DW) + 0.80(LL + IM) + 1.0WA + 1.0FR$$

E. CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE CARGA VIVA

1. Selección del número de carriles de carga (AASHTO LRFD [3.6.1.1.1]).

El número de carriles de diseño NL es considerado como el valor entero de el Ancho de Carretera dividido entre 3.6 m (AASHTO LRFD [3.6.1.1.1]).

Para este caso el Ancho de Carretera es 13.42 m, por lo que $NL = INT(13.42 / 3.6) = 3$ carriles de diseño.

2. Factores de Múltiple presencia (AASHTO LRFD [3.6.1.1.2]).

<u>No. de Carriles de Carga</u>	<u>Factor m</u>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

3. Factor de Carga Dinámica (AASHTO LRFD [3.6.2.1]). No aplicado a los carriles de carga de diseño.

<u>Componente</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas de Tablero	75
Fatiga	15
Otros	33

4. Factores de Distribución para Momento (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2]).

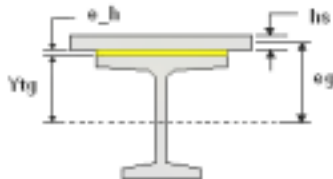
Tipo de Sección Transversal: Tipo (k) (AASHTO LRFD [TABLA 4.6.2.2.1-1])

-Resistencia del Concreto para la Losa ($f'c$)s = 305.81 Kg/cm².

-Resistencia del Concreto para la Viga ($f'c$)g = 560.65 Kg/cm².

n = Razón modular entre los materiales de viga y losa

$$n = [(f'_c)_g / (f'_c)_s]^{1/2} = (560.65 / 305.81)^{1/2} = 1.354$$



Definición de e_g .

La excentricidad de la viga (e_g) que es la distancia del centroide de la viga al centroide de la losa es:

$$e_g = Y_{tg} + e_h + h_s/2 = 744.90 + 50.00 + (190.00 / 2) = 889.90 \text{ mm} = 88.99 \text{ cm}$$

El momento de inercia de la viga (I_g) es:

$$I_g = 108,524,019,600.00 \text{ mm}^4 = 10,852,401.96 \text{ cm}^4$$

El área de la viga (A) es:

$$A = 509,031.00 \text{ mm}^2 = 5,090.31 \text{ cm}^2$$

El parámetro de rigidez longitudinal (K_g) es:

$$K_g = n(I_g + A e_g^2) = 1.354 [108,524,019,600.00 + (509,031.00)(889.90)^2] = 692,758,588,081.95 \text{ mm}^4 = 69,275,858.81 \text{ cm}^4$$

Claro longitudinal de viga entre apoyos (L) = 30,480.00 mm

Peralte estructural de losa (h_s) = 190.00 mm

$$K_g / (L h_s^3) = 692,758,588,081.95 / [(30,480.00)(190.00)^3] = 3.314$$

Claro entre Vigas (S) = 2,440.00 mm

a) Para vigas interiores con losa de concreto (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2b y Tabla 4.6.2.2.2b-1])

Un carril de diseño cargado:

$$m_{g_SI_M} = 0.06 + (S / 4300.00)^{0.4} (S / L)^{0.3} [K_g / (L h_s^3)]^{0.1}$$

$$m_{g_SI_M} = 0.06 + (2,440.00 / 4300.00)^{0.4} (2,440.00 / 30,480.00)^{0.3} (3.314)^{0.1} = 0.481$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$mg_{MI_M} = 0.075 + (S / 2900.00)^{0.6} (S / L)^{0.2} [Kg / (L \text{ hs}^3)]^{0.1}$$

$$mg_{MI_M} = 0.075 + (2,440.00 / 2900.00)^{0.6} (2,440.00 / 30,480.00)^{0.2} (3.314)^{0.1} = 0.688$$

El factor de distribución por momento que gobierna para vigas interiores es:

$$mg_{I_M} = 0.688$$

b) Para vigas exteriores con losa de concreto (AASHTO LRFD [4.6.2.2.2d y Tabla 4.6.2.2.2d-1])

Un carril de diseño cargado -Regla de la Palanca:

$$R = (P / 2)[S + (S - 1800.00)] / S = (P / 2)[2,440.00 + (2,440.00 - 1800.00)] / 2,440.00 = 0.631 P$$

$$g_{SE_M} = 0.631$$

$$m(g_{SE_M}) = 1.2 (0.631) = 0.757$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$de = 990.00 - 380.00 = 610.00 \text{ mm}$$

$$e = 0.77 + (de / 2800.00) = 0.77 + (610.00 / 2800.00) = 0.988$$

Debido a que $e = 0.988$ es menor que 1.0, entonces:

$$e = 1.0$$

$$mg_{ME_M} = (e)(mg_{MI_M}) = (1.000)(0.688) = 0.688$$

El factor de distribución por momento que gobierna para vigas exteriores es:

$$mg_{E_M} = 0.757$$

5. Factores de Distribución para Cortante (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3]).

Tipo de Sección Transversal: Tipo (k) (AASHTO LRFD [TABLA 4.6.2.2.1-1])

a) Para vigas interiores (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3a y Tabla 4.6.2.2.3a-1])

Un carril de diseño cargado:

$$mg_{SI_V} = 0.36 + (S / 7600.00)$$

$$mg_{SI_V} = 0.36 + (2,440.00 / 7600.00) = 0.681$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$mg_{MI_V} = 0.2 + (S / 3600.00) - (S / 10700.00)^{2.0}$$

$$mg_{MI_V} = 0.2 + (2,440.00 / 3600.00) - (2,440.00 / 10700.00)^{2.0} = 0.826$$

El factor de distribución por cortante que gobierna para vigas interiores es:

$$mg_{I_V} = 0.826$$

b) Para vigas exteriores (AASHTO LRFD [4.6.2.2.3b y Tabla 4.6.2.2.3b-1])

Un carril de diseño cargado -Regla de la Palanca:

El factor de distribución por cortante es el mismo factor de distribución por momento (mg_{SE_M}) calculado anteriormente.

$$mg_{SE_V} = 0.757$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$de = 610.00 \text{ mm}$$

$$e = 0.6 + (de / 3000.00) = 0.6 + (610.00 / 3000.00) = 0.803$$

$$mg_{ME_V} = (e)(mg_{MI_V}) = (0.803)(0.826) = 0.663$$

El factor de distribución por cortante que gobierna para vigas exteriores es:

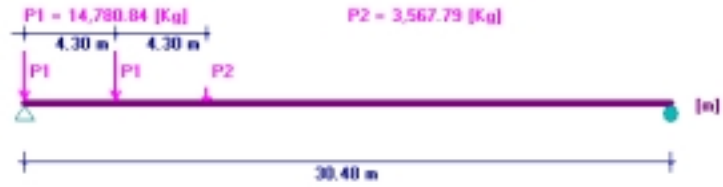
$$mg_{E_V} = 0.757$$

6. Cálculo de CORTANTES Y MOMENTOS debidos a CARGAS VIVAS.

Los cortantes y momentos en los diez puntos a lo largo de la viga se encuentran a continuación. Los cálculos son mostrados para las posiciones 0.0L, 0.1L, 0.2L, 0.3L, 0.4L, Pos_M_máx, 0.5L solamente. Los resultados de estos cálculos son resumizados en Tablas 1,2,3, y 4.

Posición 0.0L = 0.000 m.

TRUCK



Ubicación de la Carga TRUCK en posición 0.0L



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición 0.0L

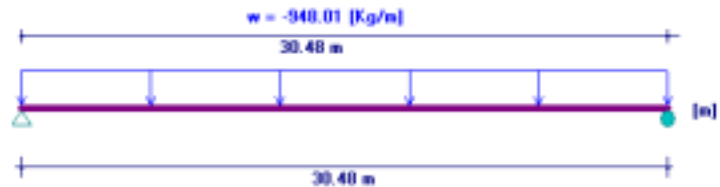


Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.0L

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.0L = 30,036.49 (Kg).

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.0L = 0.00 (Kg-m).

LANE



Ubicación de la Carga LANE en posición 0.0L



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.0L

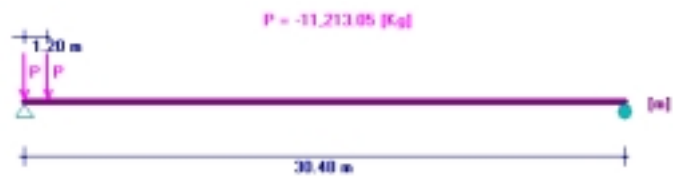


Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.0L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.0L = 14,446.76 (Kg).

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.0L = 0.00 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.0L



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.0L



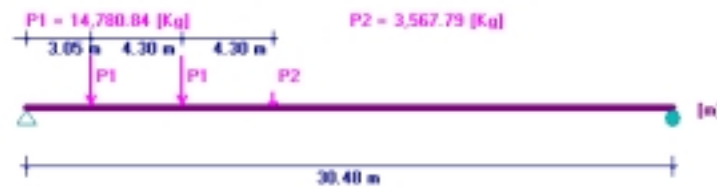
Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.0L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición 0.0L = 21,983.90 (Kg).

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición 0.0L = 0.00 (Kg-m).

Posición 0.1L = 3.048 m.

TRUCK



Ubicación de la Carga TRUCK en posición 0.1L



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición 0.1L

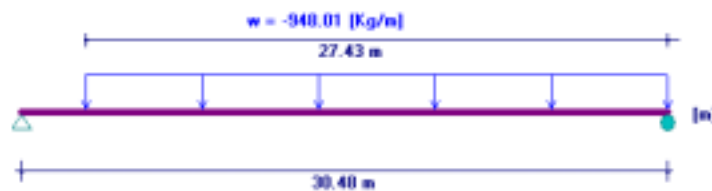


Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.1L

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.1L = 26,724.63 (Kg).

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.1L = 81,456.68 (Kg-m).

LANE

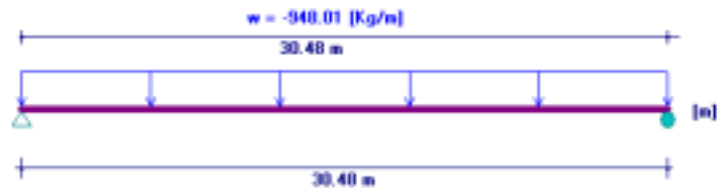


Ubicación de la Carga LANE para CORTANTE en posición 0.1L



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.1L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.1L = 11,702.64 (Kg).



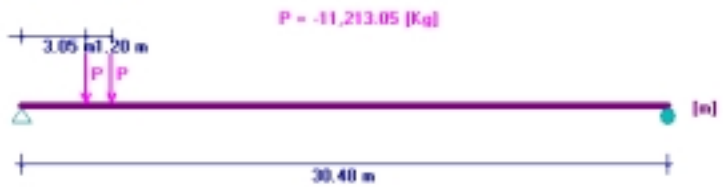
Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición 0.1L



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.1L

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.1L = 39,632.95 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.1L



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.1L



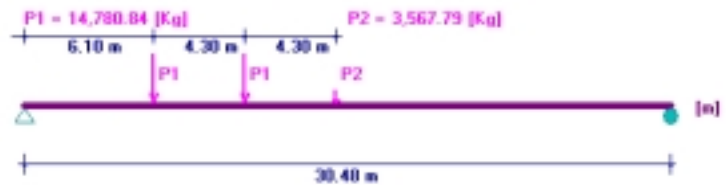
Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.1L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición 0.1L = 19,742.03 (Kg).

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición 0.1L = 60,173.70 (Kg-m).

Posición 0.2L = 6.096 m.

TRUCK



Ubicación de la Carga TRUCK en posición 0.2L



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición 0.2L

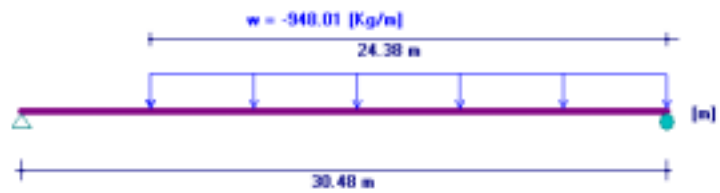


Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.2L

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.2L = 23,411.69 (Kg).

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.2L = 142,717.64 (Kg-m).

LANE

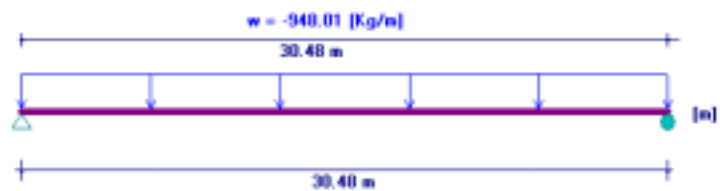


Ubicación de la Carga LANE para CORTANTE en posición 0.2L



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.2L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.2L = 9,246.53 (Kg).



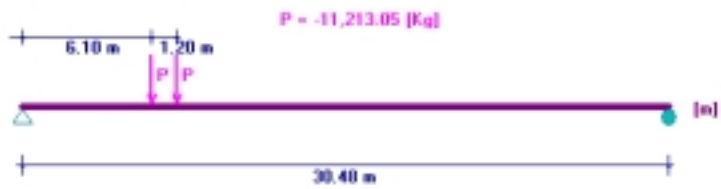
Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición 0.2L



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.2L

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.2L = 70,458.57 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.2L



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.2L



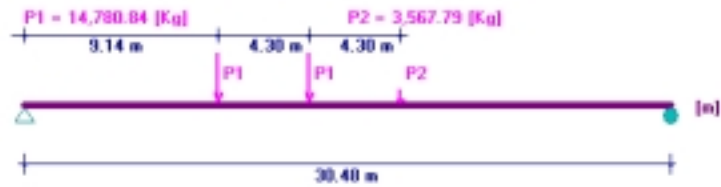
Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.2L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición 0.2L = 17,499.42 (Kg).

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición 0.2L = 106,676.45 (Kg-m).

Posición $0.3L = 9.144 \text{ m}$.

TRUCK



Ubicación de la Carga TRUCK en posición 0.3L



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición 0.3L

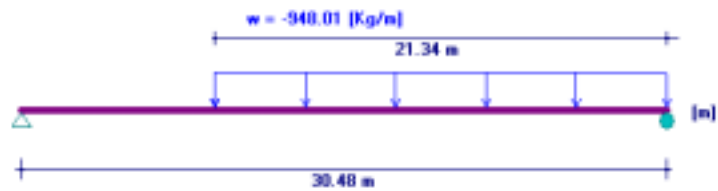


Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.3L

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.3L = 20,098.74 (Kg).

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.3L = 183,782.87 (Kg-m).

LANE

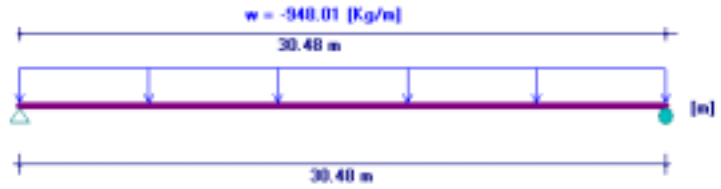


Ubicación de la Carga LANE para CORTANTE en posición 0.3L



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.3L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.3L = 7,079.38 (Kg).



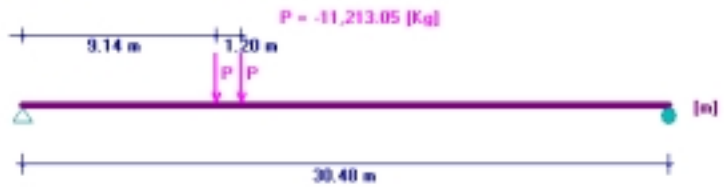
Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición 0.3L



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.3L

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.3L = 92,476.88 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.3L



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.3L



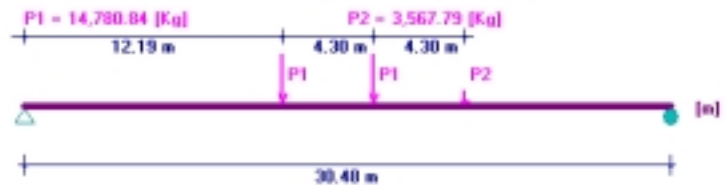
Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.3L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición 0.3L = 15,256.81 (Kg).

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición 0.3L = 139,508.26 (Kg-m).

Posición 0.4L = 12.192 m.

TRUCK

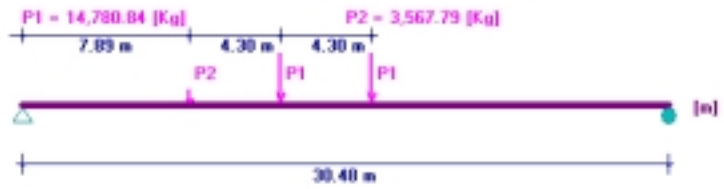


Ubicación de la Carga TRUCK para CORTANTE en posición 0.4L



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición 0.4L

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.4L = 16,785.79 (Kg).



Ubicación de la Carga TRUCK para MOMENTO en posición 0.4L

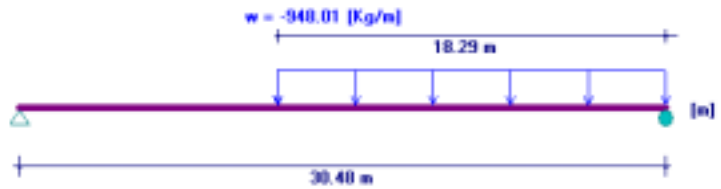
[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.4L

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.4L = 207,720.69 (Kg-m).

LANE



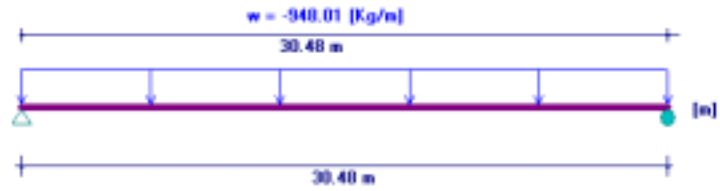
Ubicación de la Carga LANE para CORTANTE en posición 0.4L

[Kg]



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.4L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.4L = 5,201.17 (Kg).



Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición 0.4L

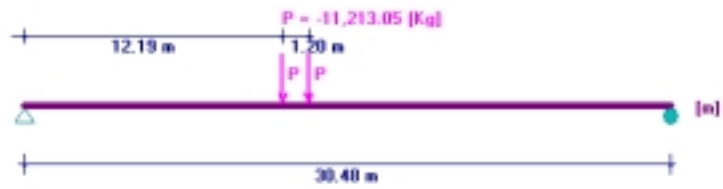
[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.4L

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.4L = 105,687.86 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.4L

[Kg]



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.4L

[Kg-m]

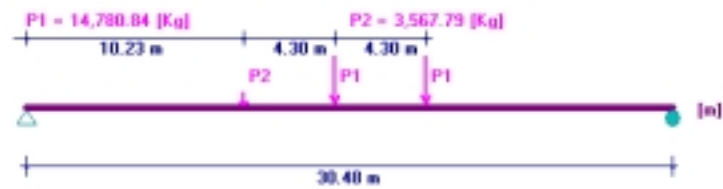


Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.4L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición $0.4L = 13,014.20$ (Kg).
 Valor de MOMENTO por TANDEM en posición $0.4L = 158,669.11$ (Kg-m).

Posición $M_{m\acute{a}x} = 14.529$ m.

TRUCK



Ubicación de la Carga TRUCK para MOMENTO en posición $M_{m\acute{a}x}$

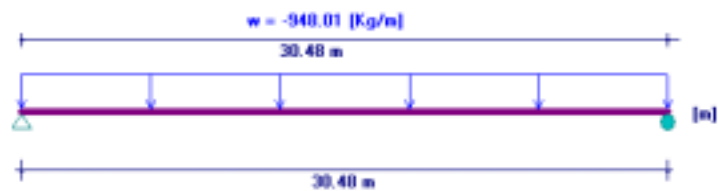
[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición $M_{m\acute{a}x}$

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición $M_{m\acute{a}x} = 213,562.23$ (Kg-m).

LANE



Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición $M_{m\acute{a}x}$

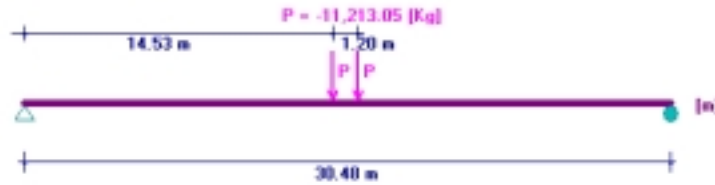
[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición $M_{m\acute{a}x}$

Valor de MOMENTO por LANE en posición $M_{\text{máx}} = 109,851.90$ (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición $M_{\text{máx}}$

[Kg-m]

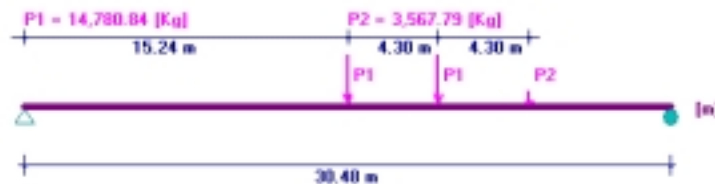


Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición $M_{\text{máx}}$

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición $M_{\text{máx}} = 164,092.23$ (Kg-m).

Posición $0.5L = 15.240$ m.

TRUCK



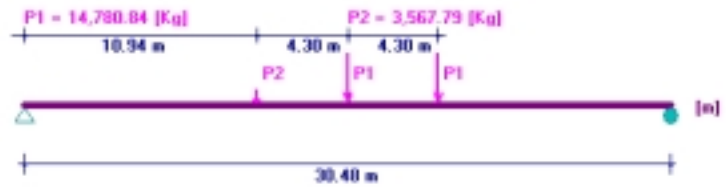
Ubicación de la Carga TRUCK para CORTANTE en posición $0.5L$

[Kg]



Diagrama de CORTANTE por Carga TRUCK en posición $0.5L$

Valor de CORTANTE por TRUCK en posición 0.5L = 13,472.85 (Kg).



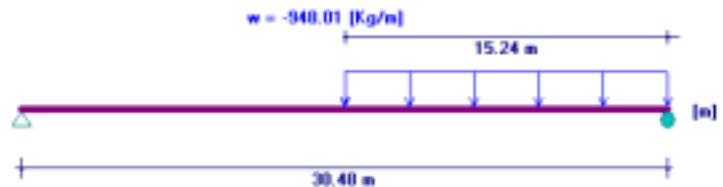
Ubicación de la Carga TRUCK para MOMENTO en posición 0.5L



Diagrama de MOMENTO por Carga TRUCK en posición 0.5L

Valor de MOMENTO por TRUCK en posición 0.5L = 212,996.94 (Kg-m).

LANE

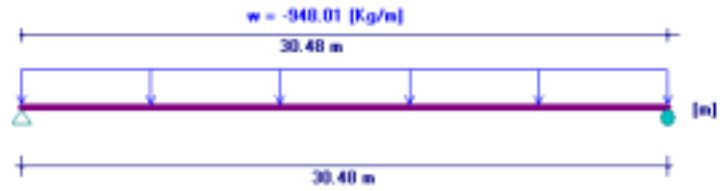


Ubicación de la Carga LANE para CORTANTE en posición 0.5L



Diagrama de CORTANTE por Carga LANE en posición 0.5L

Valor de CORTANTE por LANE en posición 0.5L = 3,611.93 (Kg).



Ubicación de la Carga LANE para MOMENTO en posición 0.5L

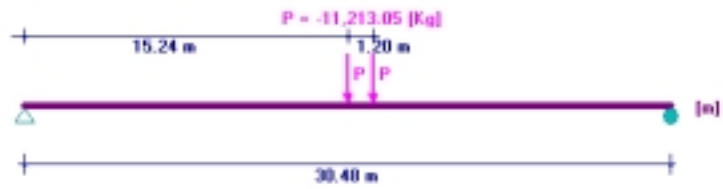
[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga LANE en posición 0.5L

Valor de MOMENTO por LANE en posición 0.5L = 110,091.52 (Kg-m).

TANDEM



Ubicación de la Carga TANDEM en posición 0.5L

[Kg]



Diagrama de CORTANTE por Carga TANDEM en posición 0.5L

[Kg-m]



Diagrama de MOMENTO por Carga TANDEM en posición 0.5L

Valor de CORTANTE por TANDEM en posición 0.5L = 10,771.59 (Kg).

Valor de MOMENTO por TANDEM en posición 0.5L = 164,159.02 (Kg-m).

F. CÁLCULO DE LAS ACCIONES INTERNAS DEBIDO A OTRAS CARGAS.

1. Vigas Interiores

DC

Losa: $(2,400.00)(0.2050)(2.4400) = 1,200.48 \text{ Kg/m.}$

Haunch: $(2,400.00)(0.0500)(0.5080) = 60.96 \text{ Kg/m.}$

Viga: $(2,400.00)(0.5090310) = 1,221.67 \text{ Kg/m.}$

Sumatoria DC para viga interior: 2,483.11 Kg/m.

DIAFRAGMAS

Dimensiones estimadas de Diafragma: Ancho = 30.0000 cm, Peralte = 120.0000 cm.

Diafragmas @ 1/3 de L: $(2,400.00)(0.3000)(1.2000)(2.2370) = 1,932.77 \text{ Kg/m.}$

DW

7.5000 cm de superficie de rodamiento = $(2,250.00)(0.0750)(2.4400) = 411.75 \text{ Kg/m.}$

2. Vigas Exteriores

DC1

Losa voladizo: $(2,400.00)(0.2300)(0.9900) = 546.48 \text{ Kg/m.}$

Haunch: $(2,400.00)(0.0500)(0.5080) = 60.96 \text{ Kg/m.}$

Viga: $(2,400.00)(0.5090310) = 1,221.67 \text{ Kg/m.}$

Sumatoria DC1 para viga exterior: 2,429.35 Kg/m.

DIAFRAGMAS

Diafragmas @ 1/3 de L: $(2,400.00)(0.3000)(1.2000)(1.1185) = 966.38 \text{ Kg/m.}$

DC2

DC2: Barrera Rígida = 470.58 Kg/m.

DW

7.5000 cm de superficie de rodamiento = $(2,250.00)(0.0750)(0.9900 - 0.3800 + 2.4400 / 2) = 308.81$ Kg/m.

(DC2 y DW actúan en la sección compuesta.)

3. Sumario de efectos de fuerzas

a) Vigas Interiores (Tabla 1 y 2)

mg_M = 0.6883

mg_V = 0.8258

IM_TR = 33%

IM_LN = 0.0

Wg = 1221.67 Kg/m.

DC1 = 2483.11 Kg/m.

DIAFRAGMAS = 1932.77 Kg.

DW = 411.75

b) Vigas Exteriores (Tabla 3 y 4)

mg_M = 0.7574

mg_V = 0.7574

IM_TR = 33%

IM_LN = 0.0

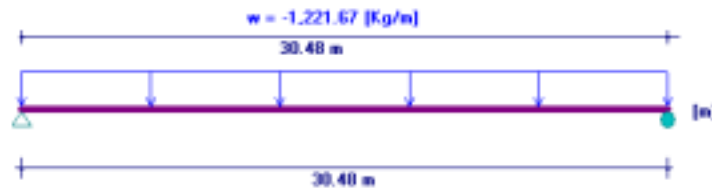
DC1 = 2429.35 Kg/m.

DC2 = 470.58 Kg/m.

DIAFRAGMAS = 966.38 Kg.

DW = 308.81 Kg/m.

CASO DE CARGA: PESO PROPIO DE VIGA, (W_g)



Ubicación de la Carga PESO PROPIO DE VIGA



Diagrama de CORTANTE por Carga PESO PROPIO DE VIGA

Cortantes debidos a PESO PROPIO DE VIGA

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	18,617.10	14,894.65	11,170.99	7,447.33	3,723.66	0.00

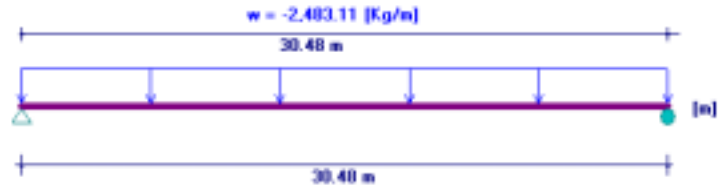


Diagrama de MOMENTO por Carga PESO PROPIO DE VIGA

Momentos debidos a PESO PROPIO DE VIGA

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M_máx	0.5L
M (Kg-m)	0.00	51,073.77	90,797.81	119,172.12	136,196.71	141,562.78	141,871.57

CASO DE CARGA: DC1 PARA VIGA INTERIOR



Ubicación de la Carga DC1 PARA VIGA INTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DC1 PARA VIGA INTERIOR

Cortantes debidos a DC1, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	37,840.18	30,274.13	22,705.60	15,137.07	7,568.53	0.00

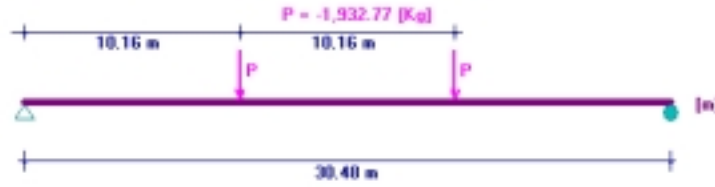


Diagrama de MOMENTO por Carga DC1 PARA VIGA INTERIOR

Momentos debidos a DC1, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M _{máx}	0.5L
M (Kg-m)	0.00	103,810.00	184,551.11	242,223.34	276,826.68	287,733.49	288,361.13

CASO DE CARGA: DIAFRAGMAS PARA VIGA INTERIOR



Ubicación de la Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA INTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA INTERIOR

Cortantes debidos a DIAFRAGMAS, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	1,932.77	1,932.77	1,932.77	1,932.77	0.00	0.00

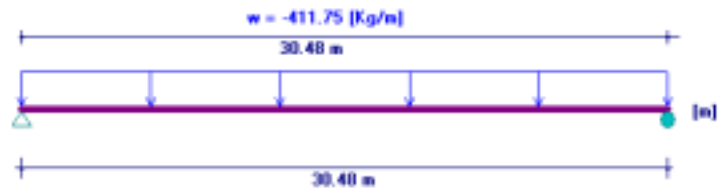


Diagrama de MOMENTO por Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA INTERIOR

Momentos debidos a DIAFRAGMAS, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M_máx	0.5L
M (Kg-m)	0.00	5,891.08	11,782.15	17,673.23	19,636.92	19,636.92	19,636.92

CASO DE CARGA: DW PARA VIGA INTERIOR



Ubicación de la Carga DW PARA VIGA INTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DW PARA VIGA INTERIOR

Cortantes debidos a DW, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	6,274.66	5,020.06	3,765.04	2,510.03	1,255.01	0.00

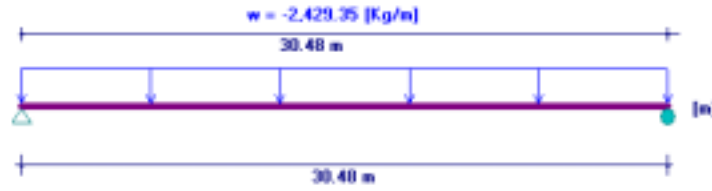


Diagrama de MOMENTO por Carga DW PARA VIGA INTERIOR

Momentos debidos a DW, VIGAS INTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M _{máx}	0.5L
M (Kg-m)	0.00	17,213.77	30,602.26	40,165.47	45,903.39	47,711.96	47,816.03

CASO DE CARGA: DC1 PARA VIGA EXTERIOR



Ubicación de la Carga DC1 PARA VIGA EXTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DC1 PARA VIGA EXTERIOR

Cortantes debidos a DC1, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	37,020.93	29,618.69	22,214.01	14,809.34	7,404.67	0.00

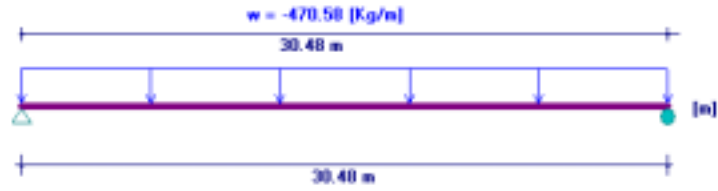


Diagrama de MOMENTO por Carga DC1 PARA VIGA EXTERIOR

Momentos debidos a DC1, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M_máx	0.5L
M (Kg-m)	0.00	101,562.48	180,555.52	236,979.12	270,833.27	281,503.95	282,117.99

CASO DE CARGA: DC2 PARA VIGA EXTERIOR



Ubicación de la Carga DC2 PARA VIGA EXTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DC2 PARA VIGA EXTERIOR

Cortantes debidos a DC2, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	7,171.17	5,737.31	4,302.98	2,868.66	1,434.33	0.00

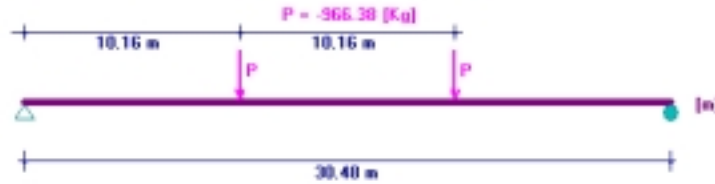


Diagrama de MOMENTO por Carga DC2 PARA VIGA EXTERIOR

Momentos debidos a DC2, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M _{máx}	0.5L
M (Kg-m)	0.00	19,673.24	34,974.65	45,904.22	52,461.97	54,528.94	54,647.88

CASO DE CARGA: DIAFRAGMAS PARA VIGA EXTERIOR



Ubicación de la Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA EXTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA EXTERIOR

Cortantes debidos a DIAFRAGMAS, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	966.38	966.38	966.38	966.38	0.00	0.00

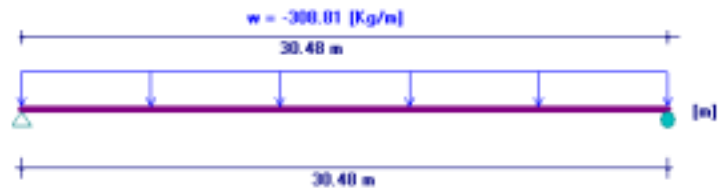


Diagrama de MOMENTO por Carga DIAFRAGMAS PARA VIGA EXTERIOR

Momentos debidos a DIAFRAGMAS, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M_máx	0.5L
M (Kg-m)	0.00	2,945.54	5,891.08	8,836.61	9,818.46	9,818.46	9,818.46

CASO DE CARGA: DW PARA VIGA EXTERIOR



Ubicación de la Carga DW PARA VIGA EXTERIOR



Diagrama de CORTANTE por Carga DW PARA VIGA EXTERIOR

Cortantes debidos a DW, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
V (Kg)	4,705.99	3,765.04	2,823.78	1,882.52	941.26	0.00



Diagrama de MOMENTO por Carga DW PARA VIGA EXTERIOR

Momentos debidos a DW, VIGAS EXTERIORES

	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos M_máx	0.5L
M (Kg-m)	0.00	12,910.33	22,951.70	30,124.10	34,427.54	35,783.97	35,862.02

TABLA 1: SUMARIO DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS (MOMENTOS) PARA LA VIGA INTERIOR.

		Distancia desde el soporte											
Efectos de Fuerzas	Tipo de Carga	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos_M_máx	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	L
	Cargas SERVICIO I												
Ms (Kg-m)	PESO PROPIO de viga	0.00	51,073.77	90,797.81	119,172.12	136,196.71	141,562.78	141,871.57	136,196.71	119,172.12	90,797.81	51,073.77	0.00
	DC1	0.00	103,810.00	184,551.11	242,223.34	276,826.68	287,733.49	288,361.13	276,826.68	242,223.34	184,551.11	103,810.00	0.00
	DIAFRAGMAS	0.00	5,891.08	11,782.15	17,673.23	19,636.92	19,636.92	19,636.92	19,636.92	17,673.23	11,782.15	5,891.08	0.00
	DW	0.00	17,213.77	30,602.26	40,165.47	45,903.39	47,711.96	47,816.03	45,903.39	40,165.47	30,602.26	17,213.77	0.00
	TRUCK (TR)	0.00	81,456.68	142,717.64	183,782.87	207,720.69	213,562.23	212,996.94	207,720.69	183,782.87	142,717.64	81,456.68	0.00
	LANE (LA)	0.00	39,632.95	70,458.57	92,476.88	105,687.86	109,851.90	110,091.52	105,687.86	92,476.88	70,458.57	39,632.95	0.00
	TANDEM (TA)	0.00	60,173.70	106,676.45	139,508.26	158,669.11	164,092.23	164,159.02	158,669.11	139,508.26	106,676.45	60,173.70	0.00
	TR + IM_TR	0.00	108,337.38	189,814.45	244,431.22	276,268.52	284,037.77	283,285.92	276,268.52	244,431.22	189,814.45	108,337.38	0.00
	TR + IM_TR + LA	0.00	147,970.33	260,273.03	336,908.10	381,956.38	393,889.67	393,377.43	381,956.38	336,908.10	260,273.03	147,970.33	0.00
	(LL + IM) = mg_l_M (TR + IM_TR + LA)	0.00	101,853.77	179,156.12	231,907.04	262,915.53	271,129.68	270,777.10	262,915.53	231,907.04	179,156.12	101,853.77	0.00
	Cargas RESISTENCIA I												
Mu (Kg-m)	n [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]	0.00	324,131.55	574,601.02	751,408.41	854,559.93	883,745.00	884,052.50	854,559.93	751,408.41	574,601.02	324,131.55	0.00

TABLA 2: SUMARIO DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS (CORTANTES) PARA LA VIGA INTERIOR.

		Distancia desde el soporte										
Efectos de Fuerzas	Tipo de Carga	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	L
	Cargas SERVICIO I											
Vs (Kg)	DC1	37,840.18	30,274.13	22,705.60	15,137.07	7,568.53	0.00	7,568.53	15,137.07	22,705.60	30,274.13	37,840.18
	DIAFRAGMAS	1,932.77	1,932.77	1,932.77	1,932.77	0.00	0.00	0.00	1,932.77	1,932.77	1,932.77	1,932.77
	DW	6,274.66	5,020.06	3,765.04	2,510.03	1,255.01	0.00	1,255.01	2,510.03	3,765.04	5,020.06	6,274.66
	TRUCK (TR)	30,036.49	26,724.63	23,411.69	20,098.74	16,785.79	13,472.85	16,785.79	20,098.74	23,411.69	26,724.63	30,036.49
	LANE (LA)	14,446.76	11,702.64	9,246.53	7,079.38	5,201.17	3,611.93	5,201.17	7,079.38	9,246.53	11,702.64	14,446.76
	TANDEM (TA)	21,983.90	19,742.03	17,499.42	15,256.81	13,014.20	10,771.59	13,014.20	15,256.81	17,499.42	19,742.03	21,983.90
	TR + IM_TR	39,948.53	35,543.76	31,137.54	26,731.32	22,325.11	17,918.89	22,325.11	26,731.32	31,137.54	35,543.76	39,948.53
	TR + IM_TR + LA	54,395.29	47,246.40	40,384.07	33,810.70	27,526.28	21,530.82	27,526.28	33,810.70	40,384.07	47,246.40	54,395.29
	(LL + IM) = mg _I V (TR + IM_TR + LA)	44,918.37	39,014.98	33,348.23	27,920.09	22,730.56	17,779.65	22,730.56	27,920.09	33,348.23	39,014.98	44,918.37
	Cargas RESISTENCIA I	130,848.55	110,261.68	90,064.68	70,264.37	48,565.59	29,558.66	48,565.59	70,264.37	90,064.68	110,261.68	130,848.55
Vu (Kg)	n [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]											

TABLA 3: SUMARIO DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS (MOMENTOS) PARA LA VIGA EXTERIOR.

		Distancia desde el soporte											
Efectos de Fuerzas	Tipo de Carga	0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	Pos_M_máx	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	L
	Cargas SERVICIO I												
Ms (Kg-m)	PESO PROPIO de viga	0.00	51,073.77	90,797.81	119,172.12	136,196.71	141,562.78	141,871.57	136,196.71	119,172.12	90,797.81	51,073.77	0.00
	DC1	0.00	101,562.48	180,555.52	236,979.12	270,833.27	281,503.95	282,117.99	270,833.27	236,979.12	180,555.52	101,562.48	0.00
	DC2	0.00	19,673.24	34,974.65	45,904.22	52,461.97	54,528.94	54,647.88	52,461.97	45,904.22	34,974.65	19,673.24	0.00
	DIAFRAGMAS	0.00	2,945.54	5,891.08	8,836.61	9,818.46	9,818.46	9,818.46	9,818.46	8,836.61	5,891.08	2,945.54	0.00
	DW	0.00	12,910.33	22,951.70	30,124.10	34,427.54	35,783.97	35,862.02	34,427.54	30,124.10	22,951.70	12,910.33	0.00
	TRUCK (TR)	0.00	81,456.68	142,717.64	183,782.87	207,720.69	213,562.23	212,996.94	207,720.69	183,782.87	142,717.64	81,456.68	0.00
	LANE (LA)	0.00	39,632.95	70,458.57	92,476.88	105,687.86	109,851.90	110,091.52	105,687.86	92,476.88	70,458.57	39,632.95	0.00
	TANDEM (TA)	0.00	60,173.70	106,676.45	139,508.26	158,669.11	164,092.23	164,159.02	158,669.11	139,508.26	106,676.45	60,173.70	0.00
	TR + IM_TR	0.00	108,337.38	189,814.45	244,431.22	276,268.52	284,037.77	283,285.92	276,268.52	244,431.22	189,814.45	108,337.38	0.00
	TR + IM_TR + LA	0.00	147,970.33	260,273.03	336,908.10	381,956.38	393,889.67	393,377.43	381,956.38	336,908.10	260,273.03	147,970.33	0.00
	(LL + IM) = mg_E_M (TR + IM_TR + LA)	0.00	112,069.33	197,124.82	255,166.46	289,285.00	298,322.99	297,935.04	289,285.00	255,166.46	197,124.82	112,069.33	0.00
	Cargas RESISTENCIA I												
Mu (Kg-m)	n [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]	0.00	352,177.72	623,363.90	813,558.54	925,568.08	957,652.61	957,989.26	925,568.08	813,558.54	623,363.90	352,177.72	0.00

TABLA 4: SUMARIO DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS (CORTANTES) PARA LA VIGA EXTERIOR.

Efectos de Fuerzas	Tipo de Carga	Distancia desde el soporte										
		0.0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	L
	Cargas SERVICIO I											
Vs (Kg)	DC1	37,020.93	29,618.69	22,214.01	14,809.34	7,404.67	0.00	7,404.67	14,809.34	22,214.01	29,618.69	37,020.93
	DC2	7,171.17	5,737.31	4,302.98	2,868.66	1,434.33	0.00	1,434.33	2,868.66	4,302.98	5,737.31	7,171.17
	DIAFRAGMAS	966.38	966.38	966.38	966.38	0.00	0.00	0.00	966.38	966.38	966.38	966.38
	DW	4,705.99	3,765.04	2,823.78	1,882.52	941.26	0.00	941.26	1,882.52	2,823.78	3,765.04	4,705.99
	TRUCK (TR)	30,036.49	26,724.63	23,411.69	20,098.74	16,785.79	13,472.85	16,785.79	20,098.74	23,411.69	26,724.63	30,036.49
	LANE (LA)	14,446.76	11,702.64	9,246.53	7,079.38	5,201.17	3,611.93	5,201.17	7,079.38	9,246.53	11,702.64	14,446.76
	TANDEM (TA)	21,983.90	19,742.03	17,499.42	15,256.81	13,014.20	10,771.59	13,014.20	15,256.81	17,499.42	19,742.03	21,983.90
	TR + IM_TR	39,948.53	35,543.76	31,137.54	26,731.32	22,325.11	17,918.89	22,325.11	26,731.32	31,137.54	35,543.76	39,948.53
	TR + IM_TR + LA	54,395.29	47,246.40	40,384.07	33,810.70	27,526.28	21,530.82	27,526.28	33,810.70	40,384.07	47,246.40	54,395.29
	(LL + IM) = mg_E_V (TR + IM_TR + LA)	41,197.74	35,783.34	30,585.97	25,607.45	20,847.77	16,306.94	20,847.77	25,607.45	30,585.97	35,783.34	41,197.74
	Cargas RESISTENCIA I											
Vu (Kg)	$n [1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$	128,822.99	107,987.81	87,509.58	67,395.18	46,497.03	27,110.29	46,497.03	67,395.18	87,509.58	107,987.81	128,822.99

G. INVESTIGACIÓN DE ESTADO LIMITE DE SERVICIO

1. Esfuerzos límites para tendones pre-esforzándose: (AASHTO LRFD [5.9.3])

$$f_{pu} = 1,860.00 \text{ MPa} = 18,960.24 \text{ Kg/cm}^2$$

Tipo de tendón: Low-relaxation, seven-wire strands.

Diámetro: 12.70 mm

$$\text{Área} = 98.71 \text{ mm}^2 = 0.9871 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad del tendón } E_p = 197,000.00 \text{ MPa} = 2,008,154.94 \text{ Kg/cm}^2.$$

(AASHTO LRFD [5.4.4.2])

Pretensionamiento:

En jacking:

$$f_{pj} = 0.78 f_{pu} = 0.78 (1,860.00) = 1,450.80 \text{ MPa} = 14,788.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Después de transferencia:

$$f_{pj} = 0.74 f_{pu} = 0.74 (1,860.00) = 1,376.40 \text{ MPa} = 14,030.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 0.90 f_{pu} = 0.90 (1,860.00) = 1,674.00 \text{ MPa} = 17,064.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Después de las pérdidas:

$$f_{pe} = 0.80 f_{py} = 0.80 (1,674.00) = 1,339.20 \text{ MPa} = 13,651.38 \text{ Kg/cm}^2$$

2. Esfuerzos límites para concreto: (AASHTO LRFD [5.9.4])

Resistencia a compresión a los 28 días del concreto de la viga $f'_c = 55.00$
MPa = 560.65 Kg/cm²

Resistencia a compresión durante el inicio del pre-esfuerzo del concreto de la viga $f'_{ci} = 0.75(f'_c) = 0.75 (55.00) = 41.25$ MPa = 420.49 Kg/cm²

Esfuerzos temporales antes de las pérdidas (componentes pre-esforzados completamente):

Esfuerzos compresivos: $f_{ci} = 0.60 f'_{ci} = 0.60 (41.25) = 24.75$ MPa = 252.29 Kg/cm²

Esfuerzos tensores: $f_{ti} = 0.25 (f'_{ci})^{(1/2)} = 0.25 (41.25)^{(1/2)} = 1.61$ MPa = 16.37 Kg/cm²

Debido a que $f_{ti} = 1.61 > 1.38$, entonces use $f_{ti} = 1.38 \text{ MPa} = 14.07 \text{ Kg/cm}^2$
Esfuerzos en estado límite de servicio después de las pérdidas (componentes pre-esforzados completamente): (AASHTO LRFD [5.9.4.2])

Esfuerzos compresivos: $f_c = 0.45 f'_c = 0.45 (55.00) = 24.75 \text{ MPa} = 252.29 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos tensores: $f_t = 0.5 (f'_c)^{1/2} = 0.5 (55.00)^{1/2} = 3.71 \text{ MPa} = 37.80 \text{ Kg/cm}^2$, (Use Estado Límite de Servicio III).

Módulos de Elasticidad:

$E_{ci} = 4800 (f'_{ci})^{1/2} = 4800 (41.25)^{1/2} = 30,828.49 \text{ MPa} = 314,255.79 \text{ Kg/cm}^2$.

$E_c = 4800 (f'_c)^{1/2} = 4800 (55.00)^{1/2} = 35,597.68 \text{ MPa} = 362,871.33 \text{ Kg/cm}^2$.

6.3 Ejemplo No. 3: Revisión de la Vulnerabilidad Sísmica de un Puente

6.3.1 Descripción del Puente Objeto de Estudio

El puente que se seleccionó para el análisis es el Puente Quezaltepeque, el cual tiene once claros que suman una longitud total de 338.39 metros (Figura 6.1). La superestructura (Figura 6.2) consiste en una cubierta de concreto reforzado de 13.70 m de ancho, 20 cm de espesor, la cual se considera cubierta con una capa de pavimento asfáltico de 7 cm de espesor y con barreras rígidas (Figura 6.3) tipo New Jersey a ambos lados. La cubierta se apoya sobre 6 vigas pretensadas AASHTO tipo V (Figura 6.4), de 1.60 m de peralte y 27.50 m de longitud libre, las vigas se apoyan sobre apoyos simples de neoprene reforzado de grado 60, uno fijo y otro móvil. El estudio se hace a una de las pilas del puente la cual es la PILA 8.

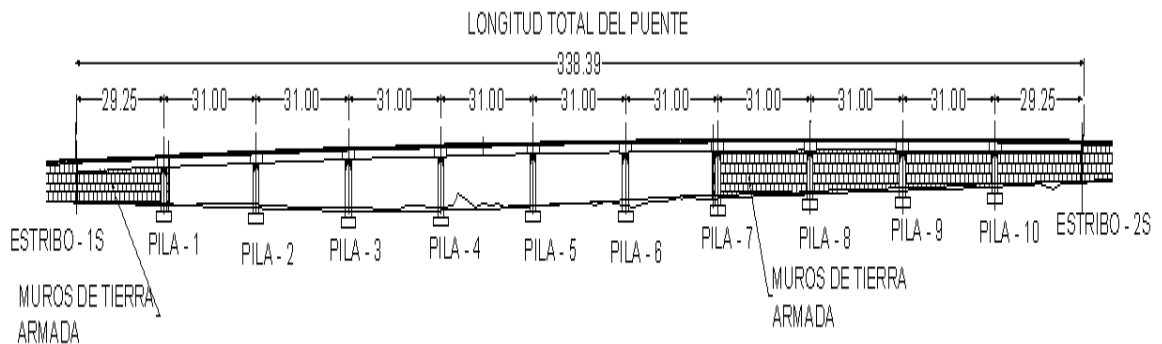


Figura 6.1 Sección longitudinal del puente.

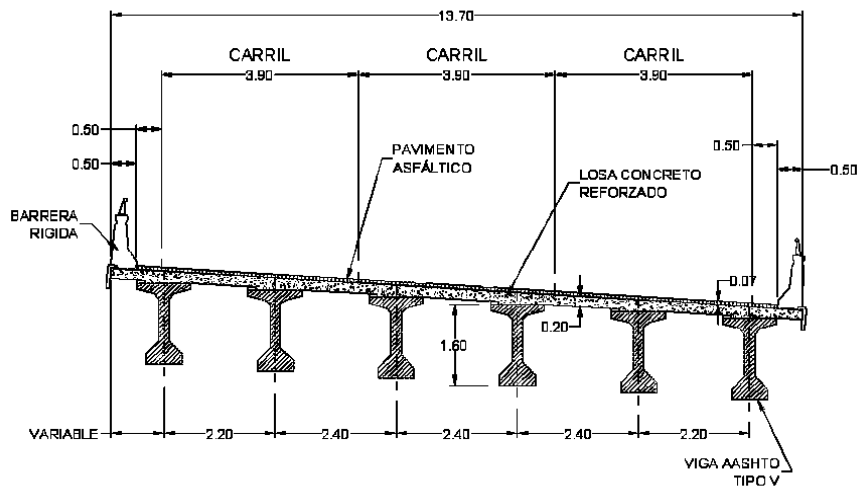


Figura 6.2 Sección transversal de la superestructura.

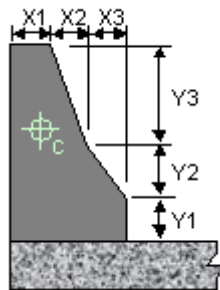


Figura 6.3 Sección transversal de la barrera rígida.

La dimensión X1 es = 23.00 cm.

La dimensión X2 es = 6.00 cm.

La dimensión X3 es = 21.00 cm.

La dimensión Y1 es = 16.00 cm.

La dimensión Y2 es = 24.00 cm.

La dimensión Y3 es = 50.00 cm.

El área de la sección transversal de la barrera es: $3308.0 \text{ cm}^2 = 0.3308 \text{ m}^2$

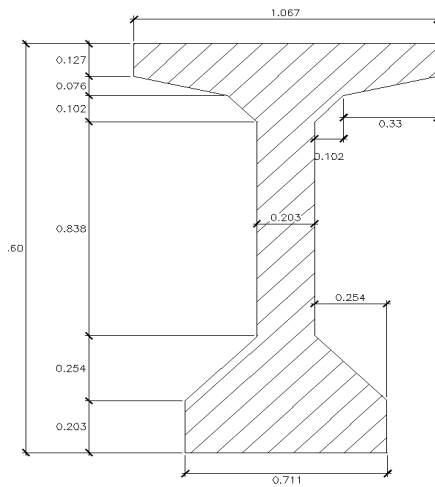


Figura 6.4 Sección AASHTO tipo V para vigas longitudinales

El área de la sección transversal de la viga es 0.658747 m^2 .

La Pila 8 (Figura 6.5) que se ha seleccionado para el análisis, tiene una sección circular con un diámetro de 2.0 m, y tiene una altura de 7.74 m medida desde la superficie superior de la zapata hasta la superficie inferior de la viga cabezal (Figura 6.6).

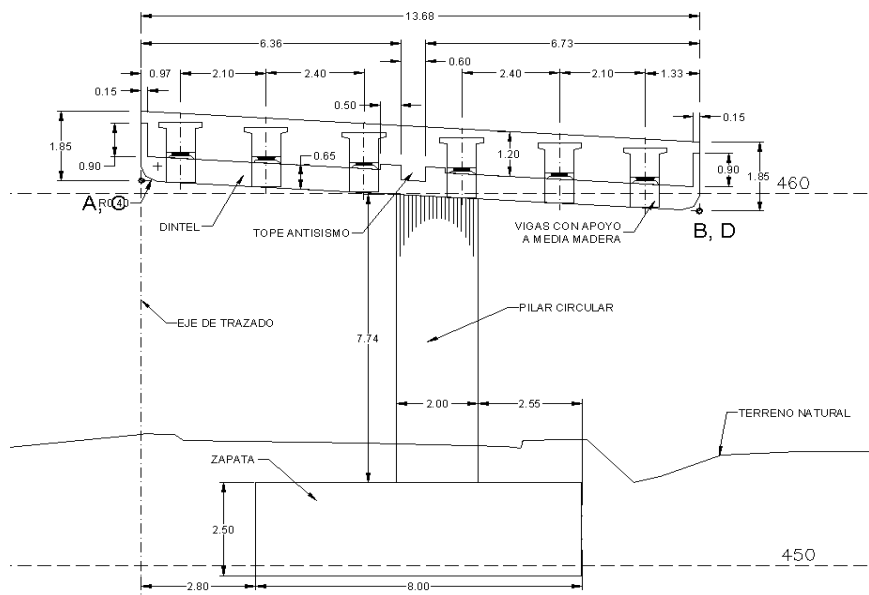


Figura 6.5 Elevación de Pila 8

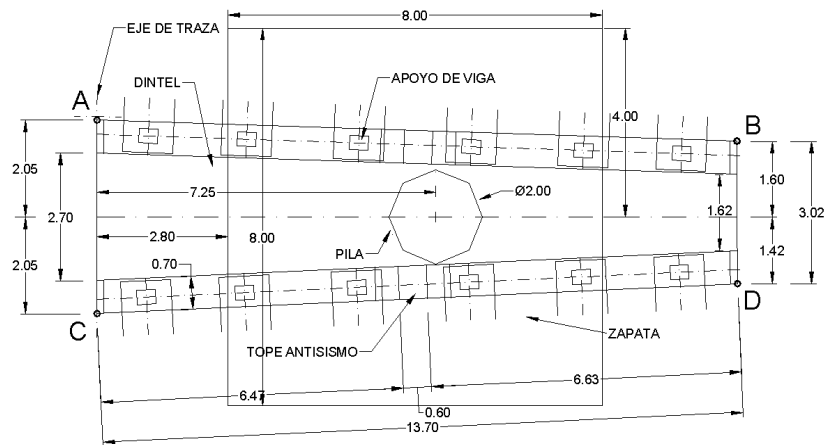


Figura 6.6 Vista en planta de la viga cabezal de Pila 8

6.3.2 Diagrama Momento Curvatura $M - \phi$ de la Sección.

La Tabla 6.1, muestra el cálculo de la carga axial aplicada a la sección de la Pila 8, dicha carga se necesita para determinar el diagrama Momento Curvatura $M - \phi$.

Tabla 6.1. Cálculo de carga axial aplicada.

Peso de losa tablero	$(0.20 \text{ m})(13.70 \text{ m})(31 \text{ m})(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	1999.83 KN
Peso de vigas	$(6)(0.658747 \text{ m}^2)(27.50 \text{ m})(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	2559.07 KN
Peso de diafragmas	$(5)(0.40 \text{ m})(0.55 \text{ m})(1.50 \text{ m})(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	38.85 KN
Peso de viga cabezal	$(67.11 \text{ m}^3)(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	1580.04 KN
Peso de superficie de rodamiento	$(0.07 \text{ m})(12.84 \text{ m})(31 \text{ m})(22.0725 \text{ KN/m}^3) =$	615.00 KN
Peso de barrera rígida	$(2)(0.3308 \text{ m}^2)(31 \text{ m})(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	482.88 KN
Peso de la pila	$(7.74 \text{ m})(0.25)(\pi)(2.0 \text{ m})^2(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	572.49 KN
Carga viva de camión accidental	$(\frac{1}{2})(145 \text{ KN} + 35 \text{ KN}) =$	90 KN
CARGA AXIAL (incluye peso completo de la pila)		7938.16 KN

El Gráfico 6.1 muestra el diagrama de momento curvatura $M - \phi$, para la sección es obtenido con el programa de computadora llamado *SEQMC – Moment Curvature Analysis for Symmetric Sections*. Dicho programa requiere las propiedades de la sección (Figura 6.7) y la carga axial aplicada que se calculó anteriormente.

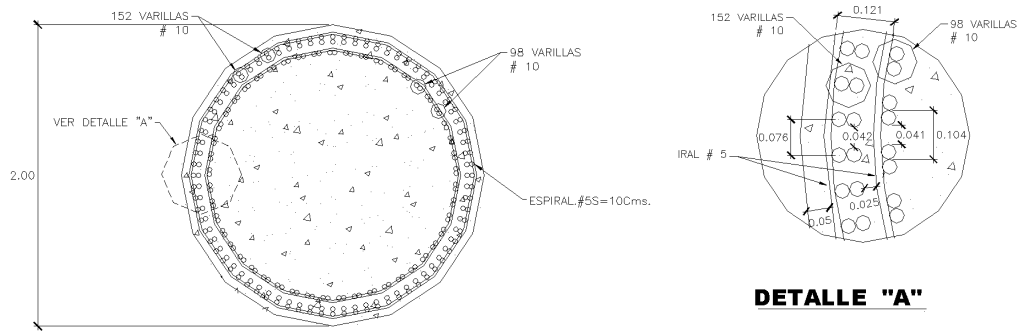


Figura 6.7 Detalle del Refuerzo para Sección Transversal de Pila 8

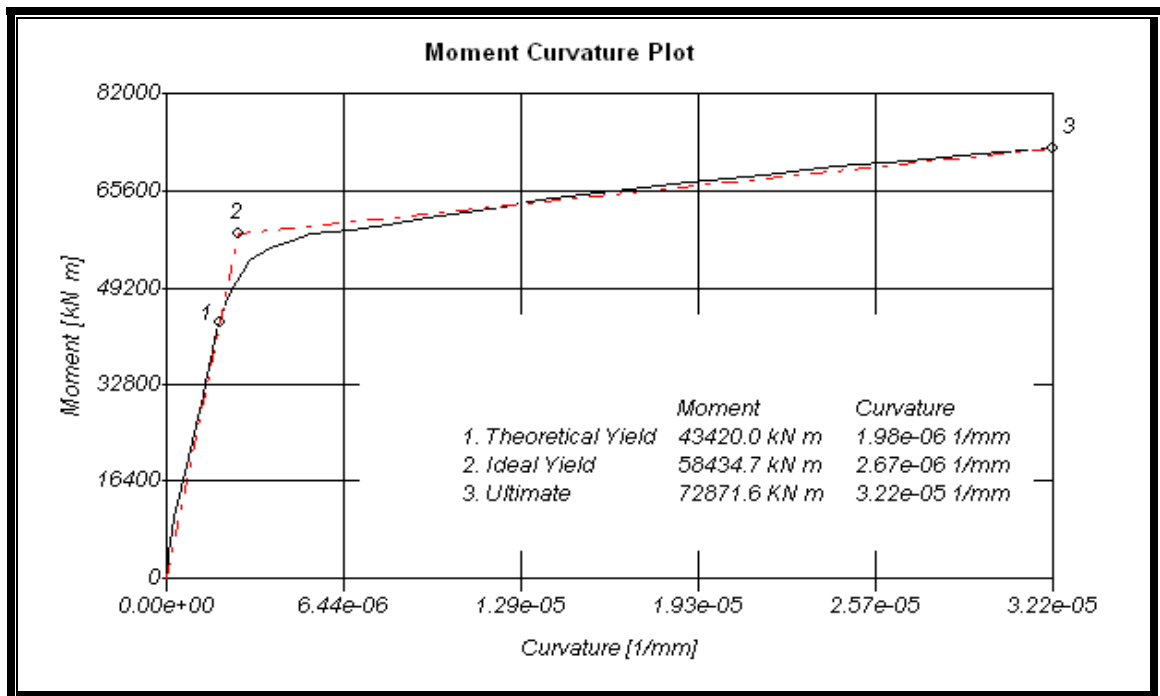


Gráfico 6.1. Diagrama Momento Curvatura $M - \phi$

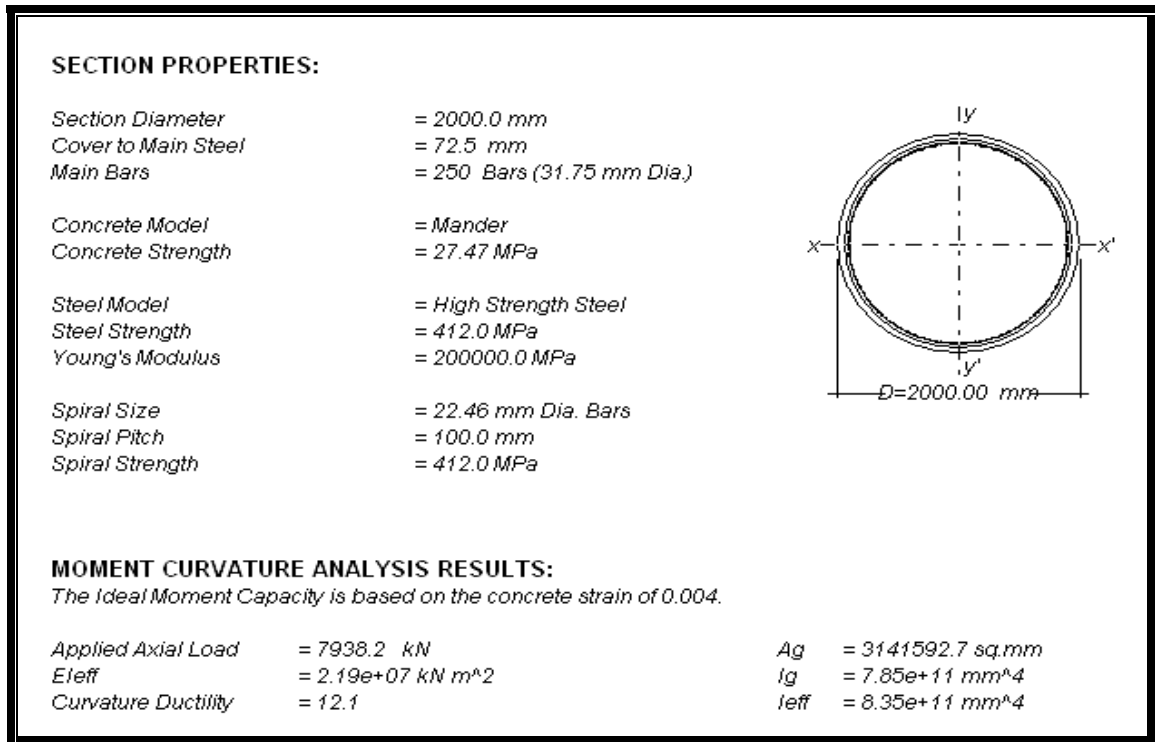


Figura 6.8 Resultados del programa SEQMC

Los resultados obtenidos usando el programa SEQMC, son los mostrados en la Figura 6.8.

6.3.3 Cálculo de las Propiedades Dinámicas de la Pila.

La Tabla 6.2 demuestra el cálculo de la frecuencia fundamental de vibración de la pila. El modelo de la pila que se utiliza es un sistema de un grado de libertad (Figura 6.9) en voladizo el cual tiene una altura $H = 8.665$ m, se encuentra empotrado en la base, y su masa está concentrada en la parte superior de la pila. La altura H es medida desde la superficie superior de la zapata hasta el centro de masas aproximado de la superestructura.

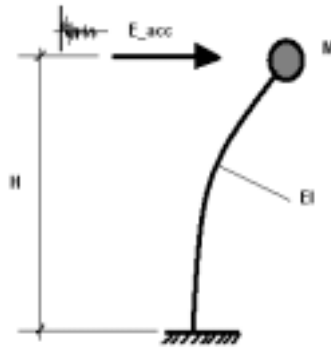


Figura 6.9 Modelo de la pila considerado para el análisis sísmico dinámico no lineal.

Tabla 6.2 Cálculo de la frecuencia y el período fundamental de vibración de la Pila 8

Peso de losa tablero	$(0.20 \text{ m})(13.70 \text{ m})(31 \text{ m})(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	1999.83 KN
Peso de vigas	$(6)(0.658747 \text{ m}^2) (27.50 \text{ m}) (23.544 \text{ KN/m}^3) =$	2559.07 KN
Peso de diafragmas	$(5)(0.40 \text{ m}) (0.55 \text{ m})(1.50 \text{ m}) (23.544 \text{ KN/m}^3) =$	38.85 KN
Peso de viga cabezal	$(67.11 \text{ m}^3)(23.544 \text{ KN/m}^3) =$	1580.04 KN
Peso de superficie de rodamiento	$(0.07 \text{ m})(12.84 \text{ m})(31 \text{ m})(22.0725 \text{ KN/m}^3) =$	615.00 KN
Peso de barrera rígida	$(2)(0.3308 \text{ m}^2) (31 \text{ m}) (23.544 \text{ KN/m}^3) =$	482.88 KN
(1/3) del peso de la pila	$(1/3)(7.74 \text{ m})(0.25)(\pi)(2.0 \text{ m})^2 (23.544 \text{ KN/m}^3) =$	190.83 KN
Carga viva de camión accidental	$(\frac{1}{2}) (145 \text{ KN} + 35 \text{ KN}) =$	90 KN
PESO TOTAL (W)		7556.50 KN
MASA TOTAL (M)	$(7556.50 \text{ KN}) / (9.81 \text{ m/seg}^2) =$	770.29 KN seg²/m
E_{eff} obtenida del diagrama $M - \phi$	$E_{\text{eff}} = 21885655.43 \text{ KN m}^2$	
Rigidez de la sección (K1) Ecuación (3.1)	$K_1 = K = 3 E_{\text{eff}} / H^3 = 3 (21885655.43) / (8.665)^3 =$	100919.50 KN / m
Frecuencia Fundamental de vibración	$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{100919.50}{770.29}} =$	1.8217 Hz.
Período Fundamental de vibración	$T = \frac{1}{f} =$	0.5489 seg.

6.3.4 Cálculo de la Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento.

Del Diagrama Momento Curvatura (Grafico 6.1) y aplicando la Ecuación 3.3, la curvatura plástica es:

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y = (3.22 \times 10^{-5})(1000) - (2.67 \times 10^{-6})(1000) = 0.02953 \text{ m}^{-1}$$

La resistencia del acero transversal de la pila es $f_{ye} = 412 \text{ MPa}$ y el diámetro de las varillas longitudinales $d_{bl} = 31.75 \text{ mm}$, por lo tanto La Longitud Equivalente de la Rótula Plástica, aplicando la Ecuación 3.4, donde $L = H = 8.665 \text{ m}$, es:

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa})$$

$$L_p = 0.08(8.665) + 0.022(412)(0.03175) = 0.981 \text{ m}$$

$$L_p = 0.981 \text{ m} > 0.044(412)(0.03175) = 0.58 \text{ m} \quad \text{OK.}$$

El desplazamiento en fluencia de la pila (ver Figura 3.35) se calcula con la Ecuación 3.7, para $L = H = 8.665 \text{ m}$, así:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} = \frac{(2.67 \times 10^{-6})(1000)(8.665)^2}{3} = 0.067 \text{ m}$$

Obteniendo del Diagrama Momento Curvatura (Gráfico 6.1) el momento de fluencia, $M_y = 58434.7 \text{ KN m}$, y el momento ultimo de la sección $M_u = 72871.6 \text{ KN m}$; El desplazamiento plástico Δ_p

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_p) (L - 0.5L_p)$$

$$= \left(\frac{72871.6 \times 10^3}{58434.7 \times 10^3} - 1 \right) (0.067) + (0.981)(0.02953)[8.665 - 0.5(0.981)] = 0.253m$$

Aplicando la Ecuación 3.10, la Capacidad de ductilidad por desplazamiento μ_Δ de la pila es la siguiente:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = \frac{0.067 + 0.253}{0.067} = 4.78$$

6.3.5 Análisis sísmico dinámico de la Pila.

El análisis sísmico dinámico de la pila 8 es no lineal usando acelerogramas correspondientes a los sismos ocurridos en El Salvador en octubre de 1986 y enero de 2001, los acelerogramas que se utilizan han sido seleccionados porque ellos provocan los máximos desplazamientos en la pila.

Para realizar el análisis sísmico se utiliza el programa de computadora llamado NONLIN, el cual requiere las propiedades dinámicas de la pila, es decir su masa o peso, su rigidez en el rango elástico, su rigidez en el rango plástico, la fuerza que produce fluencia en la sección de la pila, el amortiguamiento, y además el acelerograma que se usa para el análisis.

Datos de entrada para el programa NONLIN:

Peso $W = 7556.50 \text{ KN}$

Rigidez $K1 = 1009.1950 \text{ KN / cm}$

Amortiguamiento = 5 %

Resistencia F_y , fuerza externa que hace a la sección llegar a su punto de fluencia; esta fuerza se considera como la carga sísmica aplicada en el centro de masas que provoca el momento necesario para que la sección alcance la fluencia, este momento es el de fluencia. Por lo tanto obteniendo del diagrama $M - \phi$, el momento de fluencia $M_y = 58434.7 \text{ KN m}$, y dividiendo entre H se obtiene F_y , es decir, aplicando la Ecuación 3.2 tenemos:

$$F_y = \frac{M_y}{H} = \frac{58434.7 \text{ KN m}}{8.665 \text{ m}} = 6743.76 \text{ KN}$$

Rigidez K_2 , rigidez de la sección después que ha fluido, esta rigidez se relaciona con la rigidez inicial K_1 . Usando el diagrama $M - \phi$ de la sección se obtiene la pendiente de la gráfica en el rango elástico $k_e = EI_e$ y la pendiente en el plástico $k_p = EI_p$ de la siguiente manera:

$$k_e = EI_{\text{eff}} = \frac{M_y}{\phi_y} = \frac{58434.7 \text{ KN m}}{0.00267 \text{ m}^{-1}} = 21885655.43 \text{ KN m}^2$$

$$k_p = EI_{\text{efp}} = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} = \frac{(72871.6 - 58434.7) \text{ KN m}}{(0.0322 - 0.00267) \text{ m}^{-1}} = 488889.27 \text{ KN m}^2$$

$$\frac{k_p}{k_e} = \frac{488889.27 \text{ KN m}^2}{21885655.43 \text{ KN m}^2} = 0.02234$$

Por lo tanto la rigidez de la estructura en el rango plástico, K_2 , es la siguiente:

$$K_2 = \left(\frac{k_p}{k_e} \right) (K_1) = (0.02234) \left(1009.1950 \frac{\text{KN}}{\text{cm}} \right) = 22.5437 \frac{\text{KN}}{\text{cm}}$$

6.3.5.1 Cálculo del Coeficiente Sísmico.

Se calcula el coeficiente sísmico de acuerdo a los requisitos de la AASHTO LRFD para un puente tipo esencial, de acuerdo al apartado 3.10.6 "Elastic Seismic Response Coefficient" del AASHTO LRFD 1998. A continuación se presenta el cálculo del mencionado coeficiente:

- Coeficiente de Aceleración: $A = 0.40$ (de Figura 1 de la Norma de Diseño Sísmico de El Salvador)
- De Tabla 4.8, la categoría de importancia del puente es: Puente Esencial
- De Tabla 4.9 la Zona de comportamiento Sísmico es: 4 (Coeficiente de Aceleración > 0.29)
- De Tabla 4.11 el coeficiente de sitio es: $S = 2.0$ (Perfil de Suelo tipo IV).
- El Período vibración de la estructura de Tabla 6.2 es: $T = T_m = 0.549$ seg.
- Aplicando la Ecuación 4.8, el Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica es:

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.0A$$

$$C_{sm} = \frac{1.2(0.4)(2.0)}{(0.549)^{\frac{2}{3}}} = 1.43 > 2.0A = 2.0(0.4) = 0.8$$

$$\therefore C_{sm} = 0.80$$

- El Factor de Modificación de Respuesta Sísmica: $R = 1.0$ debido a que se utiliza un método de análisis inelástico Time History (AASHTO LRFD 1998 apartado 3.10.7.1)
- Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica es:

$$C_{sm} = \frac{0.80}{R} = \frac{0.80}{1.0} = 0.80$$

La aceleración sísmica máxima con la que se debe diseñar la pila es de:

$$\mathbf{0.80g = 0.80(980.7 \text{ cm/seg}^2) = 784.56 \text{ cm/seg}^2.}$$

6.3.5.2 Selección de Acelerogramas para el Análisis.

De los acelerogramas que se tienen del terremoto ocurrido el 10 de octubre de 1986, se selecciona el registro que provoca en la pila el mayor desplazamiento el cual es el siguiente:

➤ *IGN (FLOOR 1) 270 DEG 0.53g*

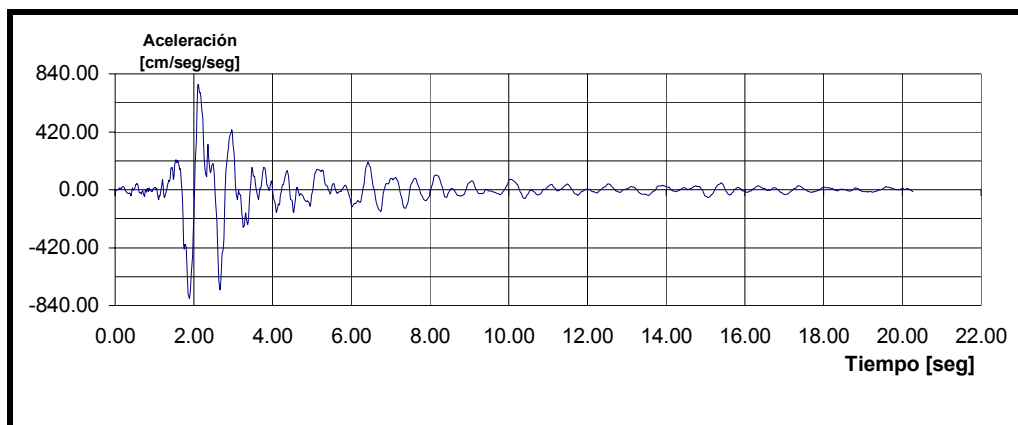
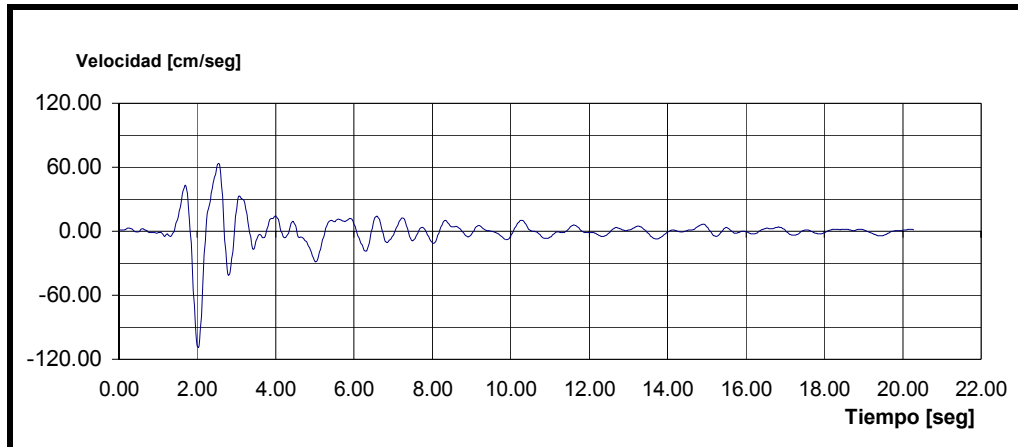
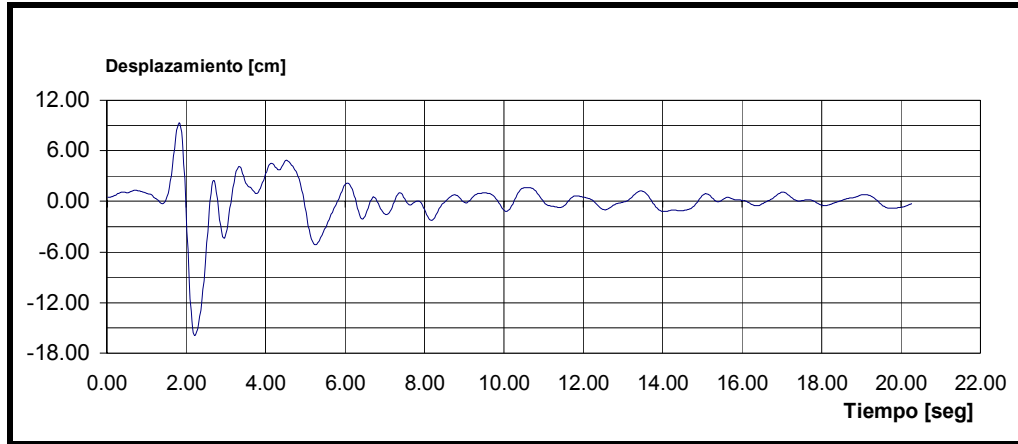
El registro seleccionado tiene una Aceleración Máxima de 0.53g la cual es mucho menor que el Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica de 0.80g calculado anteriormente, por lo que este registro debe multiplicarse por un factor de escala igual a 1.505 para que su aceleración máxima sea igual a 0.80g.

De los acelerogramas que se tienen del terremoto ocurrido el 13 de enero de 2001, se selecciona el registro que provoca en la pila el mayor desplazamiento el cual es el siguiente:

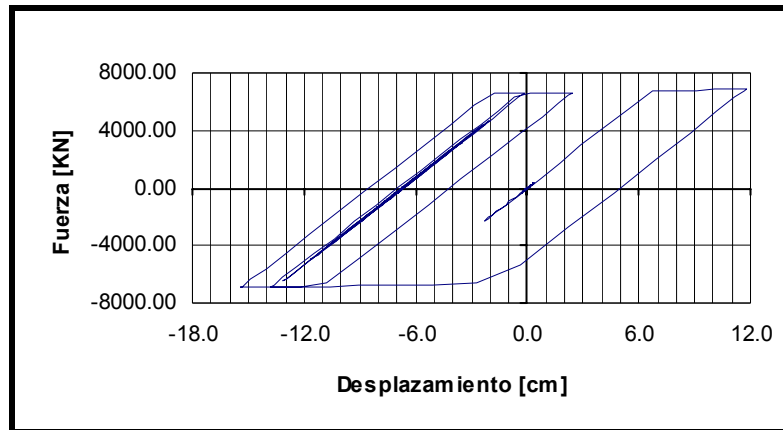
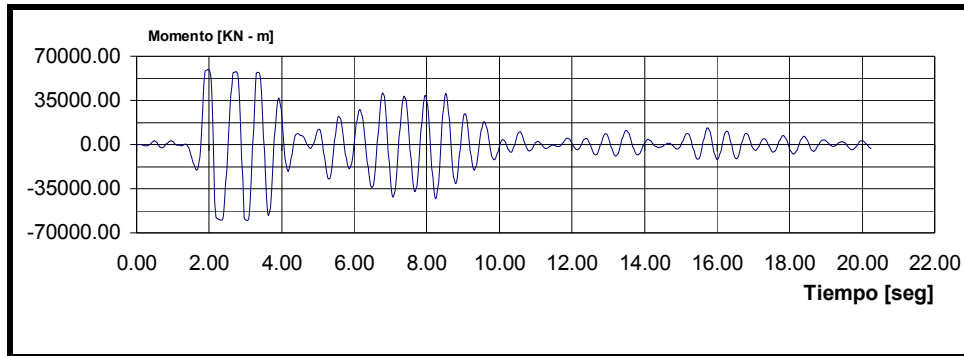
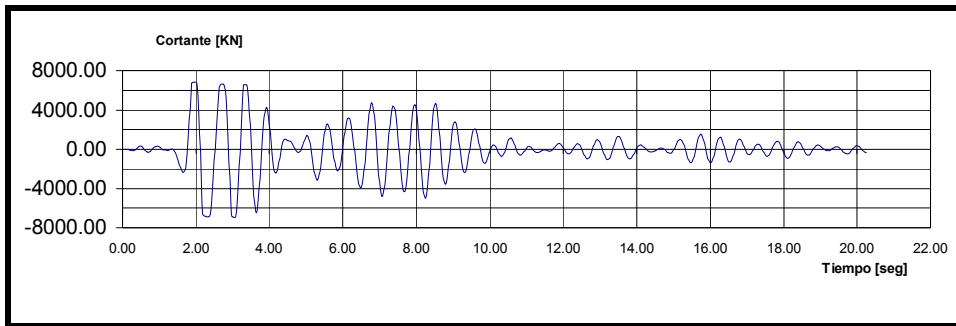
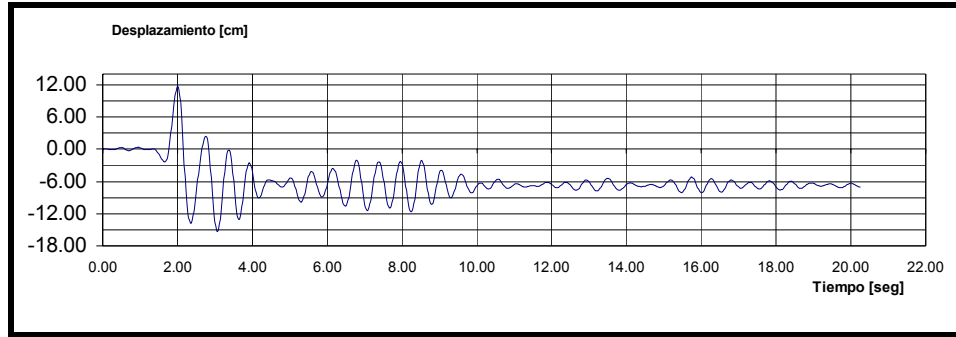
➤ *UCA SANTA TECLA E-O 0.49g*

El registro seleccionado tiene una Aceleración Máxima de 0.49g la cual es mucho menor que el Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica de 0.80g calculado anteriormente, por lo que este registro debe multiplicarse por un factor de escala igual a 1.634 para que su aceleración máxima sea igual a 0.80g.

6.3.5.3 Análisis de la Pila para el Sismo del 10 de Octubre de 1986.



Gráficos de Registro: IGN (FLOOR 1) 270 DEG 0.53g, escaleado a 0.80g, correspondiente al sismo del 10 de octubre de 1986.



Gráficos Historia de la Respuesta de la Pila 8 después de aplicar el acelerograma: IGN (FLOOR 1) 270 DEG 0.53g, escalado a 0.80g, correspondiente al sismo del 10 de octubre de 1986.

Los resultados generados por el NONLIN después del análisis de la pila 8 son los siguientes:

ANALYSIS TYPE = NONLINEAR

STRUCTURAL PROPERTIES AS INPUT

Initial Stiffness	1009.195 kN/cm
Strain Hardening Stiffness	22.544 kN/cm
Structure Yield Strength	6743.760 kN
Yield Displacement	6.682 cm

Structural Weight	7556.500 kN
Structural Damping	5.000 % Critical

STRUCTURAL PROPERTIES DERIVED FROM INPUT:

Structure Cyclic Frequency	1.821 Hertz
Structure Period of Vibration	0.549 seconds

FORCING FUNCTION PROPERTIES:

Title SAN SALVADOR TERREMOTO 10-OCT-1986.IGN-(FLOOR: 1) 270 DEG

Absolute Maximum Value	0.805
Number of Data Points	1014
Digitization Timestep	0.020 seconds
Analytical Timestep	0.0011 seconds

SUMMARY OF RESPONSE MAXIMA:

Maximum Inertial Force	9360.1051 kN
Maximum Damping Force	1118.1819 kN
Maximum Spring Force	6939.8402 kN
Maximum Damping + Spring Force	7710.6729 kN
Maximum Total Force (D+S+I)	6081.7150 kN

Maximum Computed Displacement 15.3801 cm

Maximum Computed Velocity	126.8039 cm/sec
Maximum Computed Acceleration	1214.7760 cm/sec ²

Number of Yield Excursions 5

Displacement Ductility Demand 2.3016

De los resultados anteriores obtenidos con el NONLIN, la Ductilidad Demandada por Desplazamiento de la pila, después de un sismo como el del 10 de octubre de 1986, es la siguiente:

$$\mu_D = 2.30$$

La Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento de la pila es:

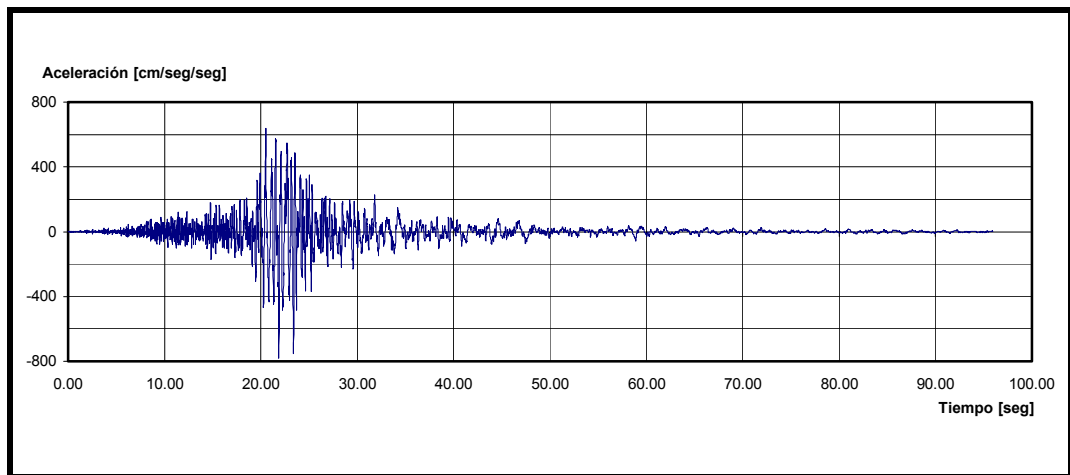
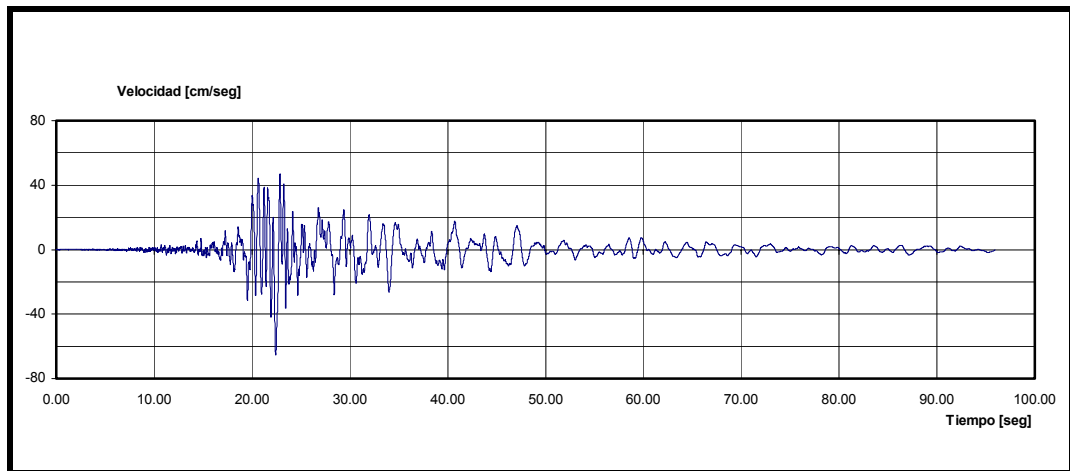
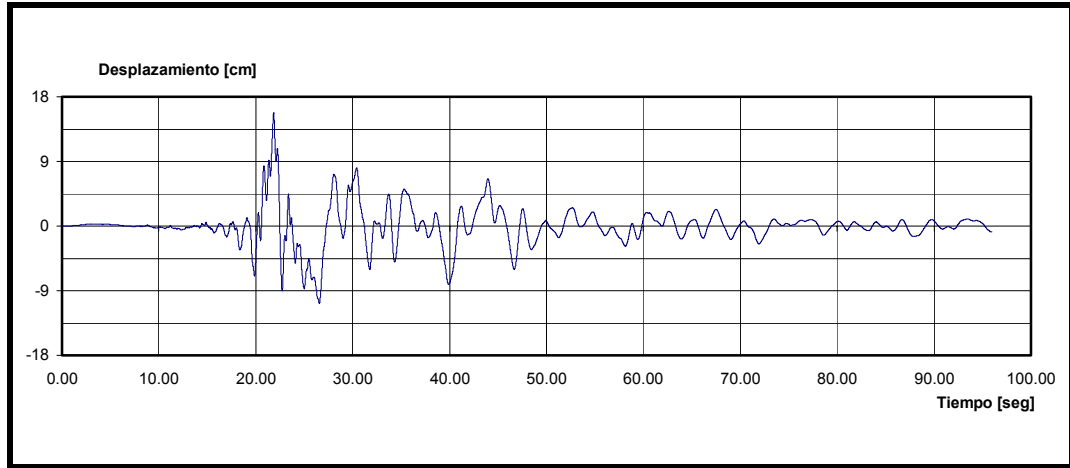
$$\mu_{\Delta} = 4.78$$

Por lo tanto la Ductilidad Remanente de la Pila después del terremoto del 10 de octubre de 1986, es:

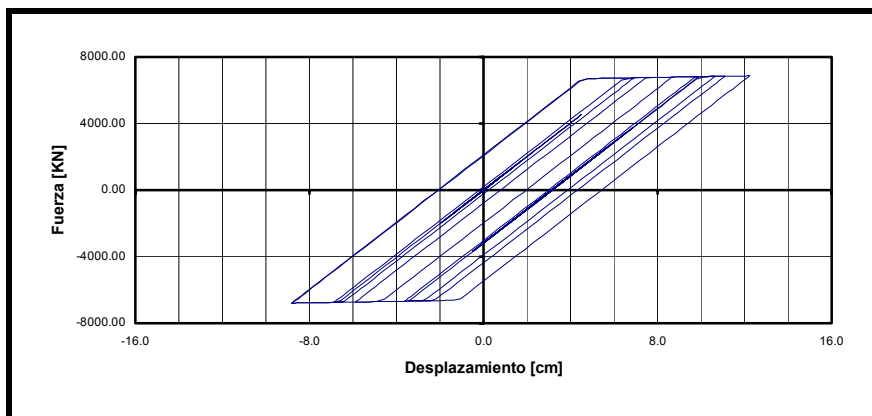
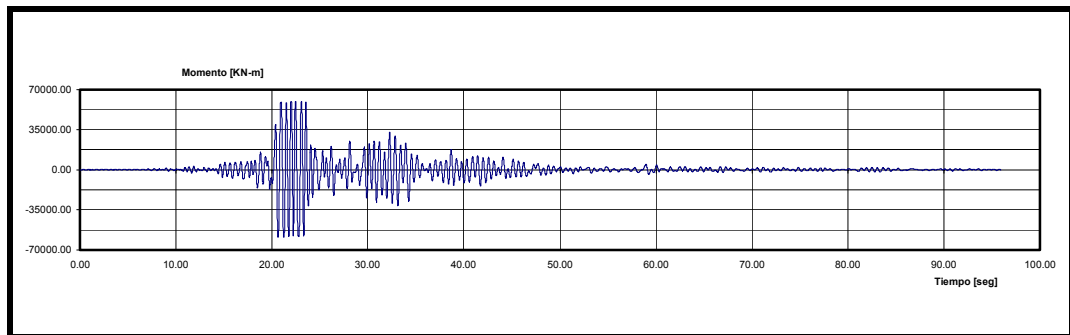
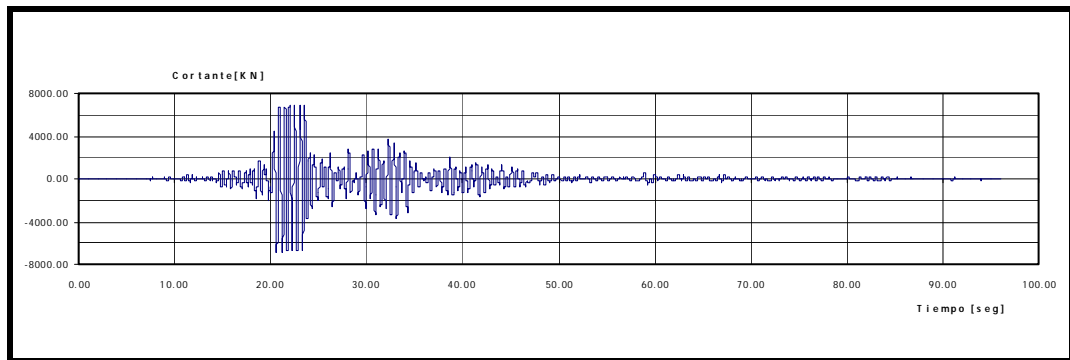
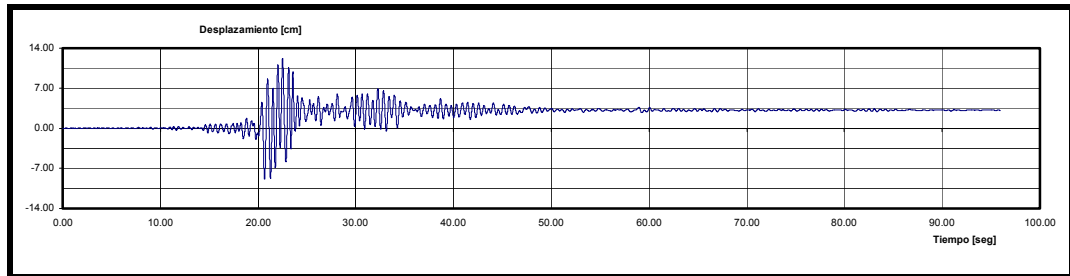
$$\mu_{R \text{ pila } 8} = \mu_{\Delta} - \mu_D = 4.78 - 2.30 = 2.48 \quad \text{OK!!!}$$

Así que la pila 8, puede resistir satisfactoriamente un sismo como el de octubre de 1986, y todavía le queda suficiente Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento. Este resultado se puede adicionar a la Capacidad de Ductilidad Remanente de las demás pilas del puente para obtener la Capacidad de Ductilidad Remanente del Puente y con ello determinar su vulnerabilidad sísmica ante un sismo como el del 10 de octubre de 1986.

6.3.5.4 Análisis de la Pila para el Sismo del 13 de Enero de 2001.



Gráficos de Registro UCA SANTA TECLA E-O 0.49g, escaleado a 0.80g, correspondiente al sismo del 13 de enero de 2001.



Gráficos Historia de la Respuesta de la Pila 8 después de aplicar el acelerograma: UCA SANTA TECLA E-O 0.49g, escalado a 0.80g, correspondiente al sismo del 13 de enero de 2001.

Los resultados generados por el NONLIN después del análisis de la pila 8 son los siguientes:

ANALYSIS TYPE = NONLINEAR

STRUCTURAL PROPERTIES AS INPUT

Initial Stiffness	1009.195 kN/cm
Strain Hardening Stiffness	22.544 kN/cm
Structure Yield Strength	6743.760 kN
Yield Displacement	6.682 cm

Structural Weight	7556.500 kN
Structural Damping	5.000 % Critical

STRUCTURAL PROPERTIES DERIVED FROM INPUT:

Structure Cyclic Frequency	1.821 Hertz
Structure Period of Vibration	0.549 seconds

FORCING FUNCTION PROPERTIES:

Title EL SALVADOR TERREMOTO 13 DE ENERO 2001.UCA-SANTA TECLA_E-O

Absolute Maximum Value	0.795
Number of Data Points	19192
Digitization Timestep	0.005 seconds
Analytical Timestep	0.0010 seconds

SUMMARY OF RESPONSE MAXIMA:

Maximum Inertial Force	11215.1575 kN
Maximum Damping Force	1012.7731 kN
Maximum Spring Force	6868.7292 kN
Maximum Damping + Spring Force	7579.0243 kN
Maximum Total Force (D+S+I)	6008.8006 kN

Maximum Computed Displacement 12.2257 cm

Maximum Computed Velocity	114.8504 cm/sec
Maximum Computed Acceleration	1455.5290 cm/sec ²

Number of Yield Excursions 12

Displacement Ductility Demand 1.8296

De los resultados anteriores obtenidos con el NONLIN, la Ductilidad Demandada por Desplazamiento de la pila, después de un sismo como el del 13 de enero de 2001, es la siguiente:

$$\mu_D = 1.83$$

La Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento de la pila es:

$$\mu_{\Delta} = 4.78$$

Por lo tanto la Ductilidad Remanente de la Pila después del terremoto del 13 de enero de 2001, es:

$$\mu_{R\ pila8} = \mu_{\Delta} - \mu_D = 4.78 - 1.83 = 2.95 \quad \mathbf{OK!!!}$$

Así que la pila 8, puede resistir satisfactoriamente un sismo como el de enero de 2001, y todavía le queda suficiente Capacidad de Ductilidad por Desplazamiento. Este resultado se puede adicionar a la Capacidad de Ductilidad Remanente de las demás pilas del puente para obtener la Capacidad de Ductilidad Remanente del Puente y con ello determinar la vulnerabilidad sísmica del puente ante un sismo como el del 13 de enero de 2001.

CAPÍTULO 7
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

- Los *puentes típicos* existentes en El Salvador son los puentes tipo **LOSA SOBRE VIGAS**, entre los cuales tenemos el puente *MIXTO*, *VICON* y *VIPRE*; estos puentes representan aproximadamente un 42% del total de puentes existentes inventariados hasta julio de 2002 por el M.O.P.T.V.D.U., sin considerar las BÓVEDAS.
- Los puentes tipo **LOSA**, representan aproximadamente el 33% de los puentes existentes inventariados hasta julio de 2002 por el M.O.P.T.V.D.U. sin considerar las BÓVEDAS.
- Los daños en puentes causados por terremotos recientes se debieron a varios factores, por ejemplo: bajas estimaciones de los desplazamientos sísmicos durante el diseño, asentamiento de estribos, fallas en columnas por inadecuada resistencia a flexión y cortante, y por ductilidad insuficiente; y fallas por el diseño inadecuado de vigas cabezal, nudos y zapatas.
- La vulnerabilidad de un puente después de un sismo puede estimarse evaluando la capacidad remanente de ductilidad de sus miembros resistentes a sismo (pilas), mediante un análisis sísmico dinámico no lineal de tiempo-historia.
- Para diseñar un *sistema* complicado tal como un puente, es necesario desmembrar el sistema en *subsistemas* (*superestructura*, *subestructura* y *fundaciones*) pequeños, más manejables que se comprenden de *componentes* (*losa*, *vigas*, *apoyos*, *estribos*, *pilas*, *zapatas*, *pilotes*, *etc.*).
- El desarrollo de herramientas para el diseño sistemático de componentes de puentes, puede conducir a la disminución de la vulnerabilidad mediante el aseguramiento del cumplimiento de las normas de diseño vigentes.

- La pila 8 del puente Quezaltepeque que fue analizada, con una capacidad de ductilidad por desplazamiento de $\mu_{\Delta} = 4.78$, puede resistir satisfactoriamente sismos como los ocurridos el 10 de octubre de 1986 o el 13 de enero de 2001. Entonces si el puente consta de pilas con capacidad de ductilidad por desplazamiento mayor que las ductilidades demandadas, puede concluirse que no es vulnerable ante un futuro terremoto (sin considerar otras posibilidades de falla).
- El balance de ductilidades o la ductilidad por desplazamiento remanente de una pila después de un sismo, puede ser baja o aproximarse a cero, pero considerando las suposiciones conservativas del análisis, tal valor aun así puede considerarse aceptable.

7.2 Recomendaciones

- Se sugiere el desarrollo de herramientas para el diseño sistemático de otros componentes de puentes (apoyos, pilas, estribos, zapatas, etc.), que no se lograron desarrollar en este trabajo, para completar un conjunto de programas que permitan desarrollar el diseño estructural completo de un puente.
- Se recomienda efectuar estimaciones de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de puentes existentes en El Salvador, considerando la capacidad de ductilidad por desplazamiento que poseen sus elementos resistentes a sismos como son sus pilas.
- La peligrosidad sísmica en el sitio del puente debe ser representada por acelerogramas del sitio, pero si no se tienen, se pueden utilizar acelerogramas generados artificialmente o acelerogramas de otro sitio pero afectados por las condiciones del sitio del puente.

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Capítulo 2	
Figura. 2.1 Puente típico MIXTO o losa sobre vigas (slab-on-stringer) en el sitio, y sus componentes representativos.....	30
Figura. 2.2 Componentes principales de la superestructura de un puente tipo MIXTO losa sobre vigas.....	31
Figura. 2.3 Tres diferentes tipos de vigas I de concreto pre-esforzado, especificadas por AASHTO. La ubicación y número de cables pre-tensados puede variar. (Tomada de Standard Plans for Highway Bridges, vol.I, Concrete Superstructures, FHWA, Ref 3.4).....	36
Figura. 2.4 Dos vigas-T con bulbo de concreto pre-esforzado, especificadas por AASHTO. La ubicación y número de cables pre-tensados puede variar. (Tomada de Standard Plans for Highways Bridges, vol. I, Concrete Superstructures, FHWA, Ref 3.4).....	36
Figura. 2.5 Arriostramiento tipo marco-transversal para una superestructura de traves armadas. (Tomada de Standard Plans for Highways Bridges, vol.II, Structural Steel Superstructures, FHWA, Ref 3.9).....	38
Figura. 2.6 Arriostramiento lateral sobre un puente de vigas compuestas de acero, curvado horizontalmente.....	39
Figura. 2.7 Componentes de un apoyo deslizante típico. (Ilustración cortesía de D. S. Brown Company, North Baltimore, Ohio).....	43
Figura. 2.8 Apoyo Tipo Balancín.....	44
Figura. 2.9 Apoyo con Pasador.....	44

Figura. 2.10 Apoyo de Rodillos.....	45
Figura. 2.11 Apoyo Elastomérico: Almohadilla elastomérica reforzada de acero.....	46
Figura. 2.12 Apoyo Elastomérico: Almohadilla elastomérica con teflón (PTFE) deslizante.....	47
Figura. 2.13 Apoyo Curvado o Esférico.....	49
Figura. 2.14 Componentes de un típico apoyo de anillo. (Illustration courtesy of D. S. Brown Company, North Baltimore, Ohio).....	50
Figura. 2.15 Apoyo de disco.....	51
Figura. 2.16 Muro de ala (wingwall) de un estribo.....	52
Figura. 2.17 Estribos de extremo abierto típicos.....	53
Figura. 2.18 Estribos de extremo cerrado típicos.....	54
Figura. 2.19 Tipos de Muros de Retención.....	58
Figura. 2.20 Tierra Mecánicamente Estabilizada (MSE).....	59
Figura. 2.21 Una pila Cabeza de Martillo soportando una superestructura de losa sobre vigas longitudinales.....	60
Figura. 2.22 Una pila de Cabeza de Martillo de dos columnas.....	61
Figura. 2.23 Secciones transversales típicas de pilas para puentes o viaductos en tierra.....	61
Figura. 2.24 Secciones transversales típicas de pilas para cruces de ríos o canales.....	62
Figura. 2.25 Tipos de pilas típicas para puentes de acero.....	62
Figura. 2.26 Tipos y configuraciones de pilas típicas para ríos y cruce de canales.....	63
Figura. 2.27 Tipos de pilas típicas para puentes de concreto.....	64
Figura. 2.28 Diagrama para definición de fundaciones superficiales.....	66

Figura. 2.29 Fundaciones típicas.....	68
Figura. 2.30 Rocas trituradas, variando en tamaño, pueden ser usadas como protección de taludes.....	71
Figura. 2.31 Losa de acceso.....	72
Figura. 2.32 Concepto de puente (a) viga, (b) arco y (c) suspensión.....	73
Figura. 2.33 Puente tipo losa.....	77
Figura. 2.34 Puente de Vigas T.....	78
Figura. 2.35 Puente de Vigas Cajón de Concreto.....	79
Figura. 2.36 Puente de Vigas I Prefabricadas de Concreto.....	79
Figura. 2.37 Puente Colgante.....	85
Figura. 2.38 Puente Atirantado.....	86
 Capítulo 3.	
Figura. 3.1 Claro colapsado, terremoto de San Fernando 1971...	104
Figura. 3.2 Desasiento, terremoto de San Fernando 1971 (claro simple, sesgado).....	105
Figura. 3.3 Desasiento debido a oblicuidad de puente.....	105
Figura. 3.4 Falla por licuefacción, puente de Río Vizcaya, terremoto de Costa Rica 1990.....	106
Figura. 3.5 Desasiento de claros oblicuos en un sitio con suelo blando, puente Río Bananito, terremoto de Costa Rica 1990.....	107
Figura. 3.6 Desasiento de un claro simplemente soportado de conexión, puente Nishinomiya-ko, terremoto de Kobe 1995.....	108
Figura. 3.7 Golpeteo de viaducto I-280 China Basin/Southern, terremoto de Loma Prieta 1989.....	109
Figura. 3.8 Asentamiento y rotación de estribo.....	110

Figura. 3.9	Falla por asentamiento y rotación de estribo. Puente Río Banano, Terremoto de Costa Rica 1990.....	111
Figura. 3.10	Estribo fallado debido a una presión pasiva, puente Río Vizcaya, terremoto de Costa rica 1990.....	112
Figura. 3.11	Falla de empalmes traslapados en la base de la pila, terremoto de Loma Prieta 1989.....	113
Figura. 3.12	Falla en soldaduras de refuerzo longitudinal de columna, terremoto de Kobe 1985.....	114
Figura. 3.13	Falla por falta de confinamiento arriba de columna, terremoto de San Fernando de 1971.....	115
Figura. 3.14	Rótulas plásticas falladas en columnas, terremoto de Northridge de 1994.....	115
Figura. 3.15	Falla de flexión-cortante a media altura de la pila debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal; terremoto de Kobe de 1995.....	116
Figura. 3.16	Falla de flexión sobre la base de la columnas de la Autopista Hanshin, debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal y a inadecuado confinamiento; terremoto de Kobe de 1995.....	117
Figura. 3.17	Falla frágil por cortante en una columna del puente I-5/I-605, terremoto de Whittier de 1987.....	118
Figura. 3.18	Falla por cortante fuera de la región de rótula plástica, terremoto San Fernando de 1971.....	119
Figura. 3.19	Falla por cortante dentro de la rótula plástica, terremoto San Fernando de 1971.....	120
Figura. 3.20	Ejemplos de fallas por cortante en columnas, terremoto de Northridge de 1994.....	120

Figura. 3.21 Fallas por flexión y cortante en viga cabezal y nudo, viaducto China Basin, terremoto de Loma Prieta de 1989.....	121
Figura. 3.22 Grietas por momento positivo en viga cabezal sobre la cara inferior de la columna, terremoto de Loma Prieta de 1989.....	122
Figura. 3.23 Falla en el anclaje del refuerzo de la viga cabezal viaducto Cypress, terremoto de Loma Prieta de 1989..	123
Figura. 3.24 Falla por cortante en nudo, terremoto de Loma Prieta de 1989. (a) Viaducto I-880; (b) Viaducto Embarcadero.....	124
Figura. 3.25 Falla en nudo, terremoto de Loma Prieta de 1989. (a) Vista general; (b) Configuración del refuerzo.....	125
Figura. 3.26 Falla por arrancamiento, terremoto San Fernando de 1971.....	126
Figura. 3.27 Pandeo de viga I, terremoto de Kobe de 1995.....	127
Figura. 3.28 Colapso de columna de acero, terremoto de Kobe de 1995.....	128
Figura. 3.29 Área tributaria de superestructura considerada para el análisis dinámico.....	132
Figura. 3.30 Modelo de un solo grado de libertad para el análisis dinámico de la pila en la dirección transversal.....	132
Figura. 3.31 Definición de rigidez inicial (K_1) para programa NONLIN.....	133
Figura. 3.32 Definición de rigidez inicial (K_2) para programa NONLIN.....	133
Figura. 3.33 Definición de rigidez inicial (F_y) para programa NONLIN.....	134
Figura. 3.34 Diagrama Momento Curvatura $M - \phi$ de una sección.	135

Figura. 3.35 Deformación inelástica de la pila de un puente.....	136
 Capítulo 4	
Figura. 4.1 Puente de un valle profundo con claros numerados impares y pilas adelgazadas.....	140
Figura. 4.2 Puente sobre un canal con claros numerados impares.....	141
Figura. 4.3 (a) Las líneas verticales parecen estáticas. Ellas proporcionan interés y variedad al flujo horizontal de la estructura, pero no acentúan el flujo, (b) Las líneas inclinadas son dinámicas, proveen interés y variedad acentuando el flujo.....	141
Figura. 4.4 (a) Columnas masivas predominan sobre la superestructura. (b) Superestructura masiva predominando sobre columnas delgadas. (c) Subestructura y superestructura son proporcionadas adecuadamente.....	142
Figura. 4.5 (a) Acartelamientos largos dan gracia a la estructura. (b) Acartelamientos cortos parecen torpes y abruptos, disminuyendo la continuidad del puente.....	142
Figura. 4.6 (a) La cara de la viga vertical sin voladizo ofrece un impacto visual para el conductor: la estructura parece muy peraltada. (b) El aumento en el voladizo crea más sombra en la cara de la viga, reduciendo el impacto visual. (c) Inclinando la viga retrocede la sombra. La cara brillantemente encendida de la barrera contrasta con la sombra y resalta como una banda continua y esbelta de luz, acentuando el flujo	

de la estructura. La estructura parece reducida, invitando al flujo de tráfico por debajo.....	144
Figura. 4.7 Losa tablero con voladizo al otro lado de la viga del borde (Leonhardt, 1991).[De la Estética del Puente Alrededor del Mundo].....	145
Figura. 4.8 Losa en voladizo con corta gotas.....	146
Figura. 4.9 Estilos de pilas de puentes contemporáneos: pilas tipo pared (a-e, g, h); tipo T (f); y tipo columna (i).....	146
Figura. 4.10 Columna alta con adelgazamiento parabólico y bordes salientes.....	147
Figura. 4.11 Pilas continuas con la superestructura.....	147
Figura. 4.12 Pilas con doble adelgazamiento.....	148
Figura. 4.13 Pilas cabeza de martillo articuladas.....	148
Figura. 4.14 Gran variedad de pilas, pero todas de forma similar.	149
Figura. 4.15 Puente con una desagradable mezcla de pilas.....	149
Figura. 4.16 Pendientes en el talud del estribo.....	150
Figura. 4.17 Geometría de un puente.....	154
Figura. 4.18 Sección transversal de autopistas elevadas (AASHTO Fig. VIII-9,) [De A Policy on Geometric Design of Highways and Streets].....	156
Figura. 4.19 Claros laterales para carreteras principales en paso inferior. (AASHTO Fig. X-5). [De A Policy on Geometric Design of Highways and Streets].....	158
Figura. 4.20 Cargas de diseño AASHTO.....	180
Figura. 4.21 Carga de peatón sobre barrera.....	183
Figura. 4.22 Carga viva gravitacional sobre voladizo.....	184
Figura. 4.23 (a) Puente Losa Vigas, (b) Transferencia de cargas (las líneas continuas indican las acciones más grandes), (c) Sección transversal deformada, (d)	

Sección flexible transversalmente y (e) Sección rígida transversalmente.....	201
Figura. 4.24 (a) Puente Losa sobre Vigas, (b) Modelo de Viga – Línea, (c) Modelo de placa plana (2-D), (d) Modelo tridimensional, € Modelo de marco plano y (f) Modelo de marco espacial (2.5-D).....	205
Figura. 4.25 (a) Franja de diseño idealizada, (b) Sección transversal bajo la carga, (c) Modelo de viga rígida y (d) Desplazamiento debido a la traslación de la viga...	215
Figura. 4.26 (a) Sección trasversal del puente con viento, (b) Sección transversal de la viga, (c) Vista en planta, (d) Cargas sobre patín inferior y (e) Carga para apoyo externo de extremo.....	220
Figura. 4.27 Espectro de aceleración promedio para diferentes condiciones de sitio. Normalizado con respecto a la aceleración máxima del suelo. [De Seed (1976)].....	228
Figura. 4.28 Coeficientes de respuesta sísmicos para varios perfiles de suelo. Normalizado con respecto al coeficiente de aceleración A. (AASHTO Figura C3.10.6.1-1) [De Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 1998].....	229
Capítulo 6.	
Figura 6.1 Sección longitudinal del puente.....	308
Figura 6.2 Sección transversal de la superestructura.....	309
Figura 6.3 Sección transversal de la barrera rígida.....	309
Figura 6.4 Sección AASHTO tipo V para vigas longitudinales.....	310
Figura 6.5 Elevación de Pila 8.....	310
Figura 6.6 Vista en planta de la viga cabezal de Pila 8.....	311

Figura 6.7	Detalle del Refuerzo para Sección Transversal de Pila 8.....	312
Figura 6.8	Resultados del programa SEQMC.....	313
Figura 6.9	Modelo de la pila considerado para el análisis sísmico dinámico no lineal.....	314

ÍNDICE DE TABLAS

	Página	
Capítulo 2.		
Tabla 2.1	Espaciamiento longitudinal de varios tipos de diafragmas.....	40
Tabla 2.2	Guías Generales para la Selección de los Tipos de Pilas.....	65
Tabla 2.3	Selecciones Transversales de Puentes Comunes.....	76
Tabla 2.4	Longitudes de Claro para varios Tipos de Superestructura.....	84
Tabla 2.5	Rango de Aplicación de Tipos de Puente por Longitudes de Claro Considerando Construcción Segmentada.....	90
Tabla 2.6	Clasificación de puentes existentes en El Salvador.	
Capítulo 4		
Tabla 4.1	Proporciones de Claro / Peralte (L / d) Típicas y Máximas.....	143
Tabla 4.2	Anchos de Carretera Típicos para Autopistas de Pasos Elevados.....	157
Tabla 4.3	Combinaciones de Carga y Factores de Carga.....	168
Tabla 4.4	Factores de Carga para Cargas Permanentes.....	169
Tabla 4.5	Multiplicadores de Carga para Cargas Vivas.....	181

Tabla 4.6 Factores de Presencia Múltiple.....	185
Tabla 4.7 Definición de la Carga Dinámica Permisible.....	186
Tabla 4.8 Categorías de Importancia.....	188
Tabla 4.9 Zonas Sísmicas.....	189
Tabla 4.10 Perfiles de Suelo.....	190
Tabla 4.11 Coeficientes de Sitio.....	190
Tabla 4.12 Factores de Modificación de Respuesta - Subestructuras.....	191
Tabla 4.13 Factores de Modificación de Respuesta – Conexiones.	191
Tabla 4.14 Multiplicadores de la Fuerza de Conexión en Zona Sísmica 1.....	193
Tabla 4.15 Ejemplos de Puentes Losa sobre Vigas.....	200
Tabla 4.16 Modelación Espacial.....	206
Tabla 4.17 Vehículos por Viga para Tableros de Concreto sobre Vigas de Acero o de Concreto; Vigas T de concreto; Secciones T y Doble T Transversalmente Post- Tensadas Juntas.....	212
Tabla 4.18 Requisitos de Análisis Mínimos por Efectos Sísmicos..	225
Capítulo 6.	
Tabla 6.1 Cálculo de carga axial aplicada.....	311
Tabla 6.2 Cálculo de la frecuencia y el período fundamental de vibración de la Pila 8.....	314

BIBLIOGRAFÍA

Applied Technology Council (ATC). Seismic Design Criteria for Bridges and Other Highway Structures: Current and Future. Report No. ATC-18, Redwood City, California, United States of America, 1997.

Nutt, Richard V.; Rojahn, Christopher; y Mayes, Ronald L. Recommended Seismic Design Criteria for the Nation's Highway Bridges. Paper Reference: T228-1. Structural Engineering World Wide (SEWC) 1998. Elsevier Science Ltd.

Harris, James Robert. United States Code Requirements. Paper Reference: P315-4. Structural Engineering World Wide (SEWC) 1998. Elsevier Science Ltd.

Park, R. New Zealand Practice on the Design of Bridges for Earthquake Resistance. Paper Reference: T160-1. Structural Engineering World Wide (SEWC) 1998. Elsevier Science Ltd.

Bommer, Julián. Terremotos, Urbanización y Riesgo Sísmico en San Salvador. Boletín PRISMA No. 18, San Salvador, El Salvador, julio-agosto, 1996.

Bommer, Julián. Sismología para Ingenieros. UCA editores, El Salvador, marzo de 1996.

Priestley, M. J. N.; Seible, Frieder; y Calvi, Gian Michele. Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons, Inc., United States of America, 1996.

Tonias, Demetrios E. Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges. McGraw-Hill, Inc., United States of America, 1995.

Cerros Molina, Gloria Haydee; Ramírez Morales, Carlos Bienvenido; y Torres Granados, Guillermo Alberto. Vulnerabilidad de Puentes en El Salvador Aplicación Carretera (CA-1) San Salvador- El Amatillo. Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador, San Salvador, diciembre de 2000.

García Cisneros, José Luis; Escobar Miranda, Israel Vladimir; y García Cortez, David Edgardo. Estudio de las Propiedades Dinámicas en Puentes. Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador, Ciudad Universitaria, enero de 2000.

Mejía Vásquez, Nelson Osmín; Romero Zamora, José Francisco. Banco de Datos Actualizado y un Estudio Preliminar de Vulnerabilidad de Puentes Carreteros Comprendidos en el Tramo desde el Río Lempa hasta La Unión, en la Carretera El Litoral. Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador, Ciudad Universitaria, diciembre de 2000.

Flores Barrios, Martín José Guillermo; Landos Rivas, Jaime Nelson; y Muñoz Guardado, Yanira Estela. Análisis Estructural de Superestructuras de Puentes de un Claro según Normas AASHTO. Trabajo de Graduación. Universidad José Simeón Cañas. San Salvador, 1990.

Castro Sánchez, Pedro Roberto; Padilla Benítez, Danilo Salvador; Perla Campos, Juan Antonio; y Quinteros Orellana, Jaime Antonio. Análisis Estructural de Subestructuras de Puentes según Normas AASHTO. Trabajo de Graduación. Universidad José Simeón Cañas. San Salvador, 1992.

González Chicas, Márvin Daniel; López Molina, Julio Cesar; y Quintanilla Pacas, Ricardo. Análisis Sísmico de Puentes Diseñados con Estribos Integrales. Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador, Ciudad Universitaria, diciembre de 2000.

Kattan Rodríguez, Jean Corie; Perla Palacios, Jaime; y Rodríguez Álvarez, Óscar Mauricio. Guía para el Diseño de Puentes de Concreto Reforzado en Caminos Rurales y Vecinales. Trabajo de Graduación. Universidad de El Salvador, Ciudad Universitaria, abril de 1998.

Listado General de Puentes Existentes en El Salvador hasta Julio de 2002. Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano. Julio, 2002. San Salvador. El Salvador.

Barker, Richard M. y Puckett, Jay A. Design of Highway Bridges Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. John Wiley & Sons, Inc., United States of America, 1997.

Xanthakos, Petros P. Bridge Substructure and Foundation Design. Prentice Hall PTR. United States of America, 1995.

Troitsky, M. S. Planning and Design of Bridges. John Wiley & Sons, Inc., United States of America, 1994.

Chen, Wai – Fah y Duan, Lian. Bridge Engineering Substructure Design. CRC Press, United States of America, 2003.

Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador. Ministerio de Obras Públicas. San Salvador, El Salvador, 1994.

<http://www.arsenal.ac.at/vab/encp02.htm>

“Advanced Methods for Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Motorway Bridges”. 2001.

Cardona, O. y Barbat, A. El Riesgo Sísmico de Estructuras. E. Car, F. López Almansa y S. Oller. CIMNE, Barcelona 2000.

Gómez-Soberón, Consuelo; Oller, Sergio y Barbat Alex H. Simplified Model for The Seismic Damage Evaluation in Reinforced Concrete Bridges. IABMAS.Barcelona, Julio, 2002.