

T-VES
1501
C579a
2000
Ej. 2

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



ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS EN PUENTES

PRESENTADO POR:

JOSE LUIS CISNEROS GARCIA
ISRAEL VLADIMIR ESCOBAR MIRANDA
DAVID EDGARDO GARCIA CORTEZ

15101826 15101826

PARA OPTAR AL TITULO DE

INGENIERO CIVIL



4694

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DEL 2000.

Recibido, enero / 2000



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARIA ISABEL RODRIGUEZ

SECRETARIA GENERAL:

LICDA. LIDIA MARGARITA MUÑOZ VELA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. ALVARO ANTONIO AGUILAR ORANTES

SECRETARIO :

ING. SAUL ALFONSO GRANADOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título :
ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS
EN PUENTES.

Presentado por :
JOSE LUIS CISNEROS GARCIA
ISRAEL VLADIMIR ESCOBAR MIRANDA
DAVID EDGARDO GARCIA CORTEZ

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :
MSc. ING. MANUEL ALFREDO LOPEZ MENJIVAR

Asesor Externo:
ING. MAURICIO HERNANDEZ CEDILLOS

San Salvador, Enero del 2000.

Trabajo de Graduación aprobado por:



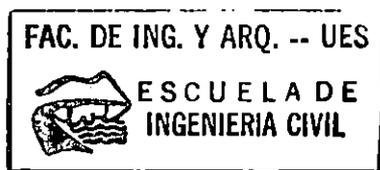
Coordinador :

MSC. ING. MANUEL ALFREDO LOPEZ MENJIVAR



Asesor Externo :

ING. MAURICIO HERNANDEZ CEDILLOS



AGRADECIMIENTOS GENERALES

Por este medio queremos dejar plasmada nuestra gratitud a las siguientes personas:

Al Ing. Manuel López, primero por tomarse el trabajo de proponernos este tema de investigación y aceptar ser nuestro coordinador; por los documentos, libros y otros recursos que puso a nuestra disposición; por su valiosa e incesante disponibilidad a responder todas nuestras dudas y encontrar las soluciones más prácticas; por la motivación que nos inculcaba en los momentos más problemáticos... A usted debemos mucho más de lo que estas simples palabras pueden expresar.

Al Ing. Mauricio Hernández Cedillos, por su valiosa y desinteresada colaboración en el transcurso de la presente investigación; por la especial atención prestada incluso cuando ya no tenía compromiso alguno con la Universidad de El Salvador; por sus opiniones y consejos acertados. Gracias sinceramente de nuestra parte.

A los Ingenieros Marco Aquino y Oscar Ramírez del Ministerio de Obras Públicas y a su amable secretaria por atender nuestra petición y brindarnos desinteresadamente los planos de los puentes considerados en este trabajo de graduación.

A los Doctores Julian Bommer y Edwin Portillo por los artículos prestados.

A la Srta. Margarita Campos de la Secretaría de la Escuela de Ingeniería Civil por sus amables atenciones.

A todos los catedráticos que influyeron de manera decisiva en nuestro pensamiento.

A todas las personas que amablemente colaboraron en nuestro quehacer académico durante estos seis años en la Universidad.

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS PERSONALES:

Quiero Dedicar este Trabajo de Graduación:

A Ti Padre Dios Todopoderoso por haberme permitido finalizar este trabajo que es la culminación de mi carrera y por nunca abandonarme en los momentos más difíciles en los que sólo tú pudiste darme las fuerzas para seguir adelante.

A Mi Queridísima Mamá ANA MIRIAM por todo lo que ella significa en mi vida como un ejemplo de constancia y bondad, por todo su amor y consejos brindados que me han acompañado a lo largo de mis estudios.

A Mi Papá FRANCISCO por haberme apoyado cuanto él pudo, por sus consejos y su cariño. Y por su ejemplo de honradez y rectitud.

A mis hermanos GABÉ y DIANA, por su comprensión y motivación a lo largo de mis estudios y por soportar todos mis malos ratos.

A mi novia IVANNIA por todo su amor y comprensión que me ha dado en todo momento. Por estar siempre conmigo brindándome su apoyo y palabras de aliento para seguir adelante.

A mis amigos y familiares que estuvieron siempre pendientes de mi persona y me apoyaron en muchas ocasiones.

..... Sinceramente les agradezco a todos por ser así.

José Luis.

Quiero dedicar mi parte de este trabajo a la memoria de mi recordada madre Alida de Escobar por su amor del que no puedo ahora gozar (may deatli join us soon). A mi padre por todo su incondicional apoyo y por inculcarme el deseo de superación desde muy pequeño.

A mi segunda madre por su comprensión y apoyo.

A mis abuelas, hermanas y hermanos, primas y primos, tías y tíos por todo su cariño y ánimos recibidos.

A mis amigas y amigos por los ánimos brindados y por compartir mis alegrías y problemas.

A todas las personas que de una u otra forma preguntaron por el desarrollo de este trabajo.

Sinceramente

Vladimir Escobar

Primera y finalmente doy gracias a Dios todo poderoso por haberme permitido llegar a finalizar esta etapa de

mis estudios.

Son muchas las personas a las cuales dedico este trabajo de graduación:

Especialmente quiero agradecer a mis padres Daniel y Coralia ya que sin su apoyo moral, sus consejos y su apoyo esto no hubiera sido posible. También se lo dedico a mi abuelita Emma, que aunque ya no está conmigo, junto a mis padres y hermanos es una de las personas más importantes de mi

vida. Los amo mucho.

A mis hermanos, Manri, Roger y Alfredo (ODD), por tener que soportarme día a día, por

comprenderme en ciertas ocasiones, por brindarme siempre su apoyo cuando más lo he necesitado y por

la falta que me hacen cuando estoy lejos de ellos.

A Emma, por todo lo que ella significa en mi vida, por tenerla siempre conmigo en las buenas y malas,

ser tan especial en todo momento y porque siempre está cuando más la necesito, espero tenerla toda

mi corta vida.

A todos mis Tíos y Primos, que de alguna u otra manera han colaborado para que pudiera lograr una de

mis metas.

A mis amigos, con los cuales he pasado momentos inolvidables.

Gracias a todos por su apoyo y comprensión.

DAVID GARCIA

INDICE

	páginas
<i>Introducción</i>	i
 Capítulo I: Lineamientos Generales de la Investigación.	
1.1 Antecedentes.	2
1.2 Planteamiento y Delimitación del Problema.	5
1.3 Objetivos Generales y Específicos.	6
1.4 Alcances.	7
1.5 Limitaciones.	8
1.6 Justificación del Problema.	8
1.7 Propuesta Temática del Contenido del Trabajo de Graduación.	10
1.8 Metodología de la Investigación.	12
1.9 Planificación de los Recursos a Utilizar.	14
 Capítulo II: Marco Teórico.	
2.1 Análisis Dinámico de Puentes:	
2.1.1 Análisis y Modelado.	16
2.1.2 Objetivos del Análisis y Modelado.	17
2.1.3 Fundamentos del Comportamiento Sísmico de puentes: Dinámica Estructural.	19
2.1.4 Características de las Respuestas Dinámicas de Puentes.	22
2.1.5 Respuesta Sísmica Elástica de Puentes: Valores Máximos de Respuesta.	22
2.1.6 Modelado de Estructuras de Puentes.	25
2.2 Interacción Suelo-Estructura:	
2.2.1 Definición General.	30
2.2.2 Principios Generales para la Evaluación de Sistemas Suelo-Estructura y Efectos Surgidos.	31
2.2.3 Evolución en el Modelado de los Sistemas Suelo-Estructura.	32
2.2.4 Detección e Identificación de Interacción Suelo-Estructura a Partir de Registros de Vibraciones.	34

2.2.5	Efectos del Suelo en los Sistemas de Interacción.	35
2.2.6	Efecto del Amortiguamiento en La Interacción Suelo-Estructura.	36
2.2.7	Sistemas No Lineales.	38
2.2.8	Interacción Suelo-Estructura en Puentes:	38
2.2.8.1	Interacción Suelo-Pilote-Puente.	40
2.2.8.2	Modelado de las Fundaciones para el Análisis de la Respuesta en Puentes.	41
2.2.8.3	Simplificación del Sistema de Rigidez de la Fundación.	42
2.2.8.4	Modelado del Amortiguamiento de la Fundación.	43
2.3	Conceptos y Operaciones Básicas del SAP 2000:	
2.3.1	Generalidades.	45
2.3.2	Modelado de una Estructura.	46

Capítulo III: Ejemplo de Aplicación del Método Estático al Diseño de un Puente.

3.1	Datos Generales.	56
3.2	Diseño de la Losa.	56
3.3	Diseño del Barandal.	62
3.4	Diseño de Postes.	64
3.5	Diseño de la Acera y Losa en Voladizo.	67
3.6	Diseño de Diafragmas.	70
3.7	Diseño de Vigas:	
3.7.1	Vigas Interiores.	72
3.7.2	Vigas Exteriores.	78
3.8	Diseño de Pila:	
3.8.1	Determinación de Cargas en el Sentido Transversal del Puente.	84
3.8.2	Determinación de Cargas en el Sentido Longitudinal del Puente.	91
3.8.3	Diseño del Cabezal de la Pila.	93
3.8.4	Diseño de Brazos en Voladizo de la Pila.	97
3.8.5	Diseño de las Columnas de la Pila.	98
3.9	Diseño de las Zapatas de la Pila.	105

Capítulo IV: Modelado y Análisis Dinámico Lineal Aplicado a los Puentes Seleccionados.

4.1	Descripción de los Puentes a Analizar.	
4.1.1	Puente Troncal del Norte	112
4.1.2	Puente San Antonio	119
4.1.3	Puente La Mascota	124
4.1.4	Puente Juan Bertis	130
4.1.5	Puente Moropala	136
4.2	Breve Descripción de la Metodología del Modelado y Análisis Dinámico a Utilizar.	
4.2.1	Modelado de los Elementos Estructurales en Puentes.	137
4.2.2	Condiciones de Frontera y Propiedades de los apoyos.	141
4.2.3	Características Generales de los Registros Sísmicos Considerados en el análisis.	145
4.2.4	Análisis Dinámico Lineal de la Historia en el Tiempo.	150
4.2.5	Análisis Dinámico No Lineal de la Historia en el Tiempo.	151

Capítulo V: Resultados del Análisis Dinámico Lineal.

5.1	Resultados del Análisis Dinámico Lineal:	153
5.1.1	Interpretación y Comparación de los Resultados:	
-	Puente Troncal del Norte	154
-	Puente San Antonio	163
-	Puente La Mascota	172
-	Puente Juan Bertis	181
-	Puente Moropala	190
5.1.2	Máximos Desplazamientos Relativos al Suelo Encontrados.	200
5.1.3	Efecto de la Interacción Suelo estructura en la Respuesta Sísmica y Dinámica de los Puentes.	202

Capítulo VI: Resultados del Análisis Dinámico No Lineal.

6.1 Resultados del Análisis Dinámico No Lineal:	207
6.1.1 Interpretación y Comparación de los Resultados:	
- Puente Troncal del Norte	208
- Puente San Antonio	214
- Puente La Mascota	220
- Puente Juan Bertis	227
- Puente Moropala	233
6.1.2 Máximos Desplazamientos Relativos al Suelo Encontrados.	241
6.1.3 Efecto de la Interacción Suelo estructura en la Respuesta Sísmica Global de los Puentes.	243
6.1.4 Máximas Acciones en Elementos de Unión No Lineales.	254

Capítulo VII: Comparación de los Resultados del Análisis Dinámico Lineal y No lineal.

7.1 Resumen y Comparación de los Resultados para Cada Puente.	257
7.2 Comparación de la Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal y No Lineal.	270
7.3 Comparación de los Cortantes Basales para Cada Puente.	272
7.4 Comparación de los Periodos de los Puentes Considerando Interacción Suelo Estructura y Base Fija en cada tipo de Análisis Dinámico, tomando en cuenta su Longitud.	272

Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones.

8.1 Conclusiones	276
8.2 Recomendaciones	279

Bibliografía	280
---------------------	------------

INDICE DE TABLAS

3.8.1 Determinación de Carga Sísmica Transversal en la Pila	87
3.8.2 Determinación de Carga Distribuida Longitudinal en el Puente	92
3.8.3 Determinación de Carga Sísmica Transversal en la Pila	93
3.8.4 Variación de Momentos en el Cabezal de la Pila	94
3.8.5 Variación de Cortantes en el Cabezal de la Pila	95
3.8.6 Envolvente de Cargas de Diseño para las Columnas de la Pila	98
4.2.1 Rigideces Equivalentes del Suelo de Fundación de los Puentes	144
4.2.2 Intensidades de Arias y Aceleraciones Máximas de los Registros Sísmicos	146
5.1 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Troncal del Norte con Base Fija	156
5.2 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura	158
5.3 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Troncal del Norte BF	160
5.4 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Troncal del Norte ISE	161
5.5 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente San Antonio con Base Fija	165
5.6 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura	167
5.7 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente San Antonio BF	169
5.8 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente San Antonio ISE	170
5.9 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente La Mascota con Base Fija	174
5.10 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura	176
5.11 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente La Mascota BF	178
5.12 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente La Mascota ISE	179
5.13 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Juan Bertis con Base Fija	183
5.14 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura	185
5.15 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Juan Bertis BF	187
5.16 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Juan Bertis ISE	188
5.17 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Moropala con Base Fija	192
5.18 Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura	194
5.19 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Moropala BF	196
5.20 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Moropala ISE	197
5.21 Máximos Desplazamientos en el Tablero y Cabezal de la Pila para Todos los Puentes	201
5.22 Participación Acumulada de Masa Luego de 20 Modos de Vibración para las Condiciones de BF e ISE	205
6.1 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Troncal del Norte con Base Fija	209
6.2 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura	211
6.3 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Troncal del Norte	213

6.4 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente San Antonio con Base Fija	215
6.5 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente San Antonio con Interacción Suelo	
Estructura	217
6.6 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente San Antonio	219
6.7 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente La Mascota con Base Fija	221
6.8 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente La Mascota con Interacción Suelo	
Estructura	223
6.9 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente La Mascota	225
6.10 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Juan Bertis con Base Fija	228
6.11 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo	
Estructura	230
6.12 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Juan Bertis	232
6.13 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Moropala con Base Fija	234
6.14 Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Moropala con Interacción Suelo	
Estructura	236
6.15 Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Moropala	238
6.16 Máximos Desplazamientos en el Tablero y Cabezal de la Pila para Todos los Puentes	242
6.17 Participación Acumulada de Masa Luego de 20 Modos de Vibración para las Condiciones de BF e ISE	243
6.18 Máximas Acciones Internas en Elementos de Unión No Lineales	255
7.1 Cortantes Basales Máximos (en la Dirección Transversal de los Puentes).	272

INDICE DE FIGURAS

2.1.1 Esquema de los Pasos para el Análisis Sísmico de Puentes	18
2.1.2 Niveles del Modelado para el Análisis Sísmico de Puentes	19
2.1.3 Elementos Estructurales	28
2.2.1 Orientación de los Ejes y Dimensiones de una Cimentación Rectangular	43
2.3.1 Edición de Líneas de Rejilla	47
2.3.2 Despliegue de la Pantalla de la Operación Definir	48
2.3.3 Pantalla de la Barra Flotante de Herramientas	50
2.3.4 Pantalla de la Operación Análisis	51
2.3.5 Pantalla de Corrida del Modelo	52
2.3.6 Pantalla de Presentación de Resultados	53
2.3.7 Deformada Correspondiente al primer Modo de Vibración del Puente de Calibración	54
Piano Adjunto al Capítulo 3: Detallado Estructural del Puente Moropala	110

4.1.1 Vista en Elevación del Puente Troncal del Norte	113
4.1.2 Vista en Planta del Puente Troncal del Norte	114
4.1.3 Sección Transversal del Puente Troncal del Norte	115
4.1.4 Detalle de Sección Transversal de las Vigas del Puente Troncal del Norte	116
4.1.5 Detalle de Unión Diafragma con Pila del Puente Troncal del Norte	116
4.1.6(a) Vista en Elevación de la Pila del Puente Troncal del Norte (Sección Oeste)	117
4.1.6(b) Vista en Elevación de la Pila del Puente Troncal del Norte (Sección Este)	118
4.1.7 Vista en Elevación del Puente San Antonio	120
4.1.8 Vista en Planta del Puente San Antonio	121
4.1.9-1 Sección Transversal del Puente San Antonio	122
4.1.9-2 Sección Transversal de las Vigas del Puente San Antonio	122
4.1.10 Vista en Elevación de la Pila del Puente San Antonio	123
4.1.11 Vista en Elevación del Puente La Mascota	125
4.1.12 Vista en Planta del Puente La Mascota	126
4.1.13(a) Sección Transversal del Puente La Mascota (Claro de 20.00 mt)	127
4.1.13(b) Sección Transversal del Puente La Mascota (Claro de 30.00 mt)	128
4.1.14 Vista en Elevación de la Pila del Puente La Mascota	129
4.1.15 Vista en Elevación del Puente Juan Bertis	131
4.1.16 Vista en Planta del Puente Juan Bertis	132
4.1.17 Sección Transversal del Puente Juan Bertis	133
4.1.18(a) Sección Transversal de las Vigas del Puente Juan Bertis	134
4.1.18(b) Detalle de Unión Diafragma Central - Cabezal del Puente Troncal del Norte	134
4.1.19 Elevación de Pila del Puente Juan Bertis	135
4.2.1 Orientación de las Fuerzas Internas en Elementos de Marco de Acuerdo al Sist. de Coordenadas Locales	138
4.2.2 Sistema de Coordenadas Locales en Placas y Cascarones	139
4.2.3 Orientación de las Fuerzas Internas en Placas y Cascarones de Acuerdo al Sist. de Coordenadas Locales	140
4.2.4 Orientación de los Esfuerzos en Elementos Sólidos de Acuerdo al Sistema de Coordenadas Locales	141
4.2.5 Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Norte-Sur	147
4.2.6 Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Este-Oeste	148
4.2.7 Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Vertical	149
5.1 Modelo Estructural del Puente Troncal del Norte	155
5.2 Deformadas Modales Lineales del Puente Troncal del Norte con Base Fija	157
5.3 Deformadas Modales Lineales del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura	159
5.4 Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Troncal del Norte	162
5.5 Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Troncal del Norte	162
5.6 Modelo Estructural del Puente San Antonio	164
5.7 Deformadas Modales Lineales del Puente San Antonio con Base Fija	166

5.8	Deformadas Modales Lineales del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura	168
5.9	Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente San Antonio	171
5.10	Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente San Antonio	171
5.11	Modelo Estructural del Puente La Mascota	173
5.12	Deformadas Modales Lineales del Puente La Mascota con Base Fija	175
5.13	Deformadas Modales Lineales del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura	177
5.14	Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente La Mascota	180
5.15	Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente La Mascota	180
5.16	Modelo Estructural del Puente Juan Bertis	182
5.17	Deformadas Modales Lineales del Puente Juan Bertis con Base Fija	184
5.18	Deformadas Modales Lineales del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura	186
5.19	Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Juan Bertis	189
5.20	Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Juan Bertis	189
5.21	Modelo Estructural del Puente Moropala	191
5.22	Deformadas Modales Lineales del Puente Moropala con Base Fija	193
5.23	Deformadas Modales Lineales del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura	195
5.24	Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Moropala	198
5.25	Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Moropala	198
5.26	Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración en Todos los Puentes	199
5.27	Cortantes Basales para el Puente Troncal del Norte	202
5.28	Cortantes Basales para el Puente San Antonio	203
5.29	Cortantes Basales para el Puente La Mascota	203
5.30	Cortantes Basales para el Puente Juan Bertis	204
5.31	Cortantes Basales para el Puente Moropala	204
6.1	Deformadas Modales No Lineales del Puente Troncal del Norte con Base Fija	210
6.2	Deformadas Modales No Lineales del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura	212
6.3	Deformadas Modales No Lineales del Puente San Antonio con Base Fija	216
6.4	Deformadas Modales No Lineales del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura	218
6.5	Deformadas Modales No Lineales del Puente La Mascota con Base Fija	222
6.6	Deformadas Modales No Lineales del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura	224
6.7	Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente La Mascota	226
6.8	Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente La Mascota	226
6.9	Deformadas Modales No Lineales del Puente Juan Bertis con Base Fija	229
6.10	Deformadas Modales No Lineales del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura	231
6.11	Deformadas Modales No Lineales del Puente Moropala con Base Fija	235
6.12	Deformadas Modales No Lineales del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura	237
6.13(a)	Esfuerzos Flectores (Dirección Longitudinal) en la Losa del Puente Moropala	239

6.13(b) Esfuerzos Flectores (Dirección Transversal) en la Losa del Puente Moropala	239
6.13(c) Esfuerzos Cortantes Máximos en la Losa del Puente Moropala	239
6.14 Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración en Todos los Puentes	240
6.15 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Troncal del Norte BF	244
6.16 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Troncal del Norte ISE	245
6.17 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente San Antonio BF	246
6.18 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente San Antonio ISE	247
6.19 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente La Mascota BF	248
6.20 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente La Mascota ISE	249
6.21 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Juan Bertis BF	250
6.22 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Juan Bertis ISE	251
6.23 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Moropala BF	252
6.16 Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Moropala ISE	253
7.1 Comparación de los Periodos de Vibración del Puente Troncal del Norte	265
7.2 Comparación de los Periodos de Vibración del Puente San Antonio	266
7.3 Comparación de los Periodos de Vibración del Puente La Mascota	267
7.4 Comparación de los Periodos de Vibración del Puente Juan Bertis	268
7.5 Comparación de los Periodos de Vibración del Puente Moropala	269
7.6 Comparación de las Participaciones de Masa en las Condiciones de BF e ISE para los dos Tipos de Análisis	270
7.7 Relación de los Periodos de ISE entre los de BF para los Primeros Cinco Modos de Vibración Vrs Longitud del Puente	273
7.8 Relación de los Periodos del Análisis No Lineal entre los del Análisis Lineal para los Primeros Diez Modos de Vibración Contra la Longitud del Puente	274

INTRODUCCION

Hasta la fecha en nuestro país se han elaborado algunos trabajos de investigación para el diseño sísmico de estructuras regulares como lo son los edificios que toman en cuenta el análisis dinámico, sea éste lineal o no lineal. Las investigaciones que tratan sobre el diseño de puentes no han corrido tal suerte.

En la presente investigación se analizan las propiedades dinámicas en puentes diseñados con el método tradicional en nuestro medio, regido principalmente bajo la normativa de la AASHTO. La suposición usual es que el primer modo de vibración es el fundamental de tales estructuras y que por lo tanto la carga estática equivalente a este modo es suficiente como para tener resultados confiables. Sin embargo y por ser los puentes estructuras irregulares con muchos grados de libertad, ésta suposición puede no ser válida. Uno de los requisitos dinámicos exige que la participación modal acumulada de la masa sísmica de un puente sea por lo menos del 90% para que los resultados que se obtengan del análisis sean precisos y se requiere de un número considerable de modos de vibración para alcanzar dicho porcentaje.

Dos tipos de análisis se llevan a cabo en esta investigación: análisis dinámico lineal y no lineal. En cada tipo de análisis se consideraron dos casos, el usual es que la estructura se supone empotrada en el suelo o sea con base fija y la segunda, que toma en cuenta la flexibilidad del suelo (interacción suelo-estructura).

El objetivo fundamental de este trabajo es la verificación de la aplicabilidad del método tradicional de diseño de puentes mediante el análisis y comparación de sus propiedades dinámicas y la cuantificación de su respuesta sísmica. Para tales efectos fue necesario considerar la aplicación en un análisis dinámico utilizando el método paso a paso de la historia de la respuesta en el tiempo (*Análisis Time-History*) de seis registros sísmicos, los cuales corresponden en su mayoría al terremoto del 10 de octubre en San Salvador. Estos registros corresponden a suelos con diferente estratigrafía para tomar en cuenta la incidencia que éstos puedan tener sobre los puentes a analizar. Se seleccionaron cinco estructuras de puentes con diferentes características tales como: número de apoyos, longitud, ancho, esvía, etc. El programa de análisis dinámico empleado utiliza el método del elemento finito para el modelado de los elementos estructurales. Posee además un gran número de aplicaciones adicionales en cuanto al tipo de análisis que se desee llevar a cabo. Dicho programa es el SAP 2000 No Lineal en su versión 7.10.

El contenido del documento es el siguiente: En el primer capítulo se exponen los lineamientos que guiaron el curso de la investigación. En el capítulo dos se resume la teoría concerniente al modelado y análisis sísmico de puentes, los conceptos de la interacción suelo estructura y algunas generalidades sobre el uso del SAP 2000. El capítulo tres corresponde a la memoria descriptiva del diseño de un puente por el método tradicional. En el siguiente capítulo se describen las características geométricas y de los materiales estructurales de los puentes seleccionados para el análisis; las consideraciones necesarias en el modelado de los elementos y de las condiciones de frontera; las características de los registros sísmicos empleados en el análisis y finalmente las ecuaciones fundamentales del análisis dinámico de la historia en el tiempo (lineal y no lineal). En los capítulos cinco y seis se presentan los resultados correspondientes al análisis lineal y no

lineal respectivamente, presentando gráficos de distribuciones de esfuerzos y las primeras cuatro deformadas modales, junto con sus respectivas descripciones de resultados para cada puente y condición (base fija e interacción suelo estructura). Preliminarmente al establecimiento de las conclusiones y recomendaciones en el capítulo siete se comparan los resultados del análisis lineal con los obtenidos del análisis no lineal. El último capítulo lo constituyen las conclusiones y recomendaciones del término de la investigación.

Capítulo 1:

Anteproyecto

1.1 ANTECEDENTES

En los últimos años el análisis dinámico de las estructuras ha tomado un auge significativo. Los métodos de diseño desarrollados que involucran consideraciones dinámicas han evolucionado desde efectuar idealizaciones básicas bajo concepciones de modelos simples de análisis hasta el establecimiento de modelos matemáticos más realistas que relacionan todos los efectos de las fuerzas actuantes con las propiedades de resistencia en una estructura sujeta a una excitación dada, métodos que ahora se ven favorecidos por la disponibilidad de programas de computación cada vez más sofisticados y de uso relativamente generalizado.

Sin embargo en la actualidad, y particularmente en nuestro medio, son pocas (o ninguna en el peor de los casos) las investigaciones hechas de la evaluación de las propiedades dinámicas de puentes como una premisa del diseño de los mismos. Mucho menos se podría hablar de consideraciones de un comportamiento no lineal y/o de los efectos de la interacción suelo-estructura. Por tanto la investigación concerniente a la respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas, así como las propiedades dinámicas de los mismos, tales como modos, períodos y frecuencias de vibración, y la participación de la masa actuante, tendrá que tomar mayor importancia en nuestro medio.

Se reconoce que la respuesta dinámica de una estructura apoyada en suelo blando puede ser diferente de la respuesta dinámica de otra estructura idéntica que es excitada de manera similar pero apoyada en terreno firme. La interacción suelo-estructura tiene mayor influencia en la respuesta sísmica de estructuras apoyadas en suelos blandos. Los efectos de la interacción consisten en la diferencia entre la respuesta estructural evaluada suponiendo una fundación ideal rígida y la correspondiente a las condiciones reales del terreno de fundación.

Los efectos de la interacción suelo-estructura en puentes tienen mayor incidencia que para el caso de edificios regulares, debido a que los primeros están apoyados en varios puntos generalmente bastante alejados entre sí, ocasionando que la excitación sísmica no se produzca simultáneamente en todos los apoyos, sino a intervalos de tiempo diferentes, causando como resultado un comportamiento no uniforme.

Son los eventos sísmicos los que han proporcionado valiosa información para mejorar los métodos de diseño de las estructuras de puentes. Al respecto, el terremoto de 1971 en San Fernando despertó gran alarma al poner en evidencia la vulnerabilidad sísmica de los puentes diseñados de acuerdo a las normas AASHTO¹ de 1965 o anteriores. Similar atención recibieron los daños causados por terremotos siguientes de considerable magnitud, como el de Loma Prieta en 1989, el cual demostró que los puentes diseñados de acuerdo a las normas AASHTO de 1983 tuvieron, en muchos de los casos, un buen desempeño sísmico, aunque también se demostró el pobre desempeño de puentes más antiguos. Recientemente los sismos de Northridge en 1994 y el de Hyogoken Nambu en Kobe en 1995 causaron la alerta mundial sobre el diseño sísmico de puentes.

La experiencia en países como Nueva Zelanda, Japón y EEUU demuestra que los puentes pueden ser diseñados de forma más eficiente para resistir los efectos adversos de eventos sísmicos más fuertes bajo el análisis de sus propiedades dinámicas. Sin embargo, en nuestro país el criterio gobernante para el diseño de puentes sigue siendo el método estático, ya sea con referencia a cargas de servicio o a la resistencia última.

En el método estático se supone que los primeros modos de vibración son dominantes en el diseño estructural de los puentes, ya que es aceptado generalmente que en dichos modos se manifiesta más del 90% de su masa actuando ante una excitación sísmica; la comprobación de este criterio será parte de los objetivos de esta investigación.

En El Salvador la mayor parte de los puentes para carretera se diseñan de acuerdo a los requisitos de la AASHTO. Sus especificaciones incluyen disposiciones que controlan las cargas y su distribución, al igual que otras relacionadas con el diseño y construcción de los mismos.

Actualmente las Normas AASHTO, en su edición correspondiente a 1996, cuentan con un apartado de provisiones en la División IA para el diseño sísmico aplicando algún tipo de análisis dinámico basándose en las categorías de desempeño sísmico, dadas en la Tabla 3.4 reproducida a continuación:

CATEGORIA	COEFICIENTE SISMICO, Cs
A	$A < 0.09$
B	$0.09 < A < 0.19$
C	$0.19 < A < 0.29$
D	$A > 0.29$

A: No requieren análisis sísmico.

B: Se utilizará el método de análisis espectral unimodal para determinar la fuerza elástica sísmica equivalente.

C: Se utilizará el método de análisis espectral multimodal obteniendo modos y frecuencias de vibración del puente.

D: Se utilizará el método de análisis espectral multimodal obteniendo modos y frecuencias de vibración del puente.

Los procedimientos propuestos por la AASHTO para el análisis dinámico son:

1. Método de la carga uniforme (fuerza lateral equivalente).
2. Método espectral unimodal.
3. Método espectral multimodal.
4. Análisis de la historia en el tiempo del sismo (o método paso a paso).²

¹ American Association of State Highway and Transportation Officials.

² Este último método es sugerido para puentes críticos o con geometrías complejas.

Los requisitos mínimos de análisis son los tabulados a continuación:

Categoría sísmica	Puentes regulares (2-6 claros)	Puentes irregulares
A	No se requiere	No se requiere
B, C y D	Procedimiento 1 ó 2	Procedimiento 3

Para los puentes de concreto reforzado, las especificaciones AASHTO han tomado como modelo al código ACI³, el cual prefiere el método de diseño por resistencia última, utilizando cargas factoradas. No obstante también es permitido el método de diseño por cargas de servicio.

Por facilidad el método adoptado para el diseño de puentes de acero estructural, incluyendo puentes de construcción compuesta (de concreto reforzado y acero estructural) es el de las cargas de servicio, mientras que el método de diseño por cargas factoradas es una alternativa muy practicada para el caso de estructuras sencillas y continuas, con vigas principales y secundarias de longitudes moderadas.

Hasta hoy se había preferido aplicar el método por cargas de servicio en el diseño de la mayoría de estructuras de puentes debido a que históricamente el método por factores de carga se ha considerado más conservador, aunque no se le relega por temor a pasar desapercibidas ciertas especificaciones de naturaleza compleja en la aplicación de los coeficientes de carga.

³ *American Concrete Institute.*

1.2 PLANTEAMIENTO Y DELIMITACION DEL PROBLEMA

1.2.1 Planteamiento del problema

Actualmente se ha seguido el método estático para el diseño estructural de puentes. Los códigos relativos a su diseño ponen mucho énfasis en el diseño basado en fuerzas sísmicas ficticias y análisis elásticos lineales, proponiendo los requerimientos mínimos de análisis. La obligación de comprobar los resultados obtenidos por este método es importante, en especial para el caso de estructuras irregulares (tales como los puentes) y/o esbeltas, ya que a toda excitación sísmica corresponde una respuesta estructural, cuyas características reales tales como: modos de vibración predominantes, razones de amortiguamiento, rigidez y demandas de ductilidad, son tomadas en cuenta únicamente de manera aproximada en el criterio actual de diseño ampliamente practicado en nuestro medio.

Por lo tanto es necesario comprobar la validez de este criterio mediante el estudio de las propiedades dinámicas de las estructuras de puentes, las que son importantes para la evaluación de su comportamiento real y su respectivo diseño estructural. Otro aspecto muy importante es que con el diseño por el método estático (generalmente elástico) no se toma en cuenta un posible comportamiento no lineal de los materiales o de los miembros estructurales, efecto que puede aparecer debido a un sismo de magnitud considerable.

En resumen, el problema consiste en la verificación de la aplicabilidad del criterio actual utilizado en nuestro país para diseñar puentes, mediante la determinación de las propiedades dinámicas de los mismos y la comparación con las suposiciones básicas del método estático.

1.2.2 Delimitación del problema

El problema está limitado al establecimiento de las diferencias con el método tradicional de diseño de puentes usado en El Salvador y por tanto se analizará la normativa vigente en nuestro país relacionada con el diseño de puentes.

Los puentes a analizar serán puentes carreteros tipo, es decir los comunes en nuestro país. Específicamente, podrán ser analizados puentes con elementos de acero, con elementos de concreto reforzado o bien de concreto preesforzado.

El análisis dinámico a emplear será lineal y no lineal, considerando o no (en ambos casos) los efectos de la interacción suelo-estructura. El principal programa de análisis lo constituye el SAP 2000 en su versión 7.10.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 *Objetivo general:*

Determinar la aplicabilidad del criterio actual utilizado en nuestro país para el diseño de puentes mediante la determinación de sus propiedades dinámicas a partir de las alternativas de análisis definidas a continuación.

1.3.2 *Objetivos específicos:*

1. Realizar el diseño de un puente de concreto reforzado utilizando el método estático para luego analizarlo dinámicamente.
2. Determinar modos, frecuencias y periodos de vibración y la participación de la masa actuante de los puentes por medio de un análisis dinámico lineal y no lineal que considere, en ambos casos, la interacción suelo-estructura.
3. Determinar modos, frecuencias y periodos de vibración y la participación de la masa actuante de los puentes por medio de un análisis dinámico lineal y no lineal que no considere, en ambos casos, la interacción suelo-estructura.
4. Comparar cualitativa y cuantitativamente los resultados obtenidos de las alternativas de análisis dinámico.

En la investigación a desarrollar se pretende determinar las propiedades dinámicas de los puentes por medio de un análisis lineal y no lineal en estructuras de puentes tipo de acero y de concreto reforzado o preesforzado que hayan sido diseñados empleando el método estático, condicionados de tal manera que sea posible simular correctamente su comportamiento ante excitaciones sísmicas ya sea considerando interacción suelo-estructura o no.

Para el análisis de los puentes se hacen las siguientes simplificaciones: Se considerarán estructuras de puentes tipo, es decir los usuales en nuestro país, ya sean de acero, de concreto reforzado o compuestos, con tramos rectos, siendo éstos simplemente apoyados o no, pudiendo constar de elementos prefensados o postensados.

Se diseñará un puente de concreto reforzado por el método estático, bajo los requisitos de las normas AASHTO y ACI, a partir de los datos de algún proyecto específico, es decir que los resultados de los estudios de suelo, hidrológicos y de tránsito sean conocidos.

Luego se escogerán algunos puentes diseñados por el método estático que no hayan sufrido ningún daño estructural ante alguna posible sollicitación sísmica o de servicio por el hecho de ser recientes o por que sólo se encuentran en la etapa de diseño, y que cumplan con las simplificaciones anteriores.

Los resultados obtenidos del análisis dinámico serán comparados con los del método estático (si están disponibles) mediante el cual los puentes fueron diseñados, determinando semejanzas y/o diferencias que proporcionen información para la comprobación de la aplicabilidad del criterio actual de diseño de puentes utilizado en nuestro país, amparado bajo las normas AASHTO para el diseño de puentes, las recomendaciones del ACI, del LRFD⁴, del PCI⁵ (dependiendo del tipo de construcción empleada, sea ésta de concreto reforzado, acero estructural o concreto presforzado, respectivamente) y las provisiones establecidas en el Reglamento de Emergencia para el Diseño Sísmico de la República de El Salvador (REDSSES), las cuales no poseen un apartado específico para el diseño de puentes.

El análisis dinámico lineal y no lineal será realizado bajo dos perspectivas en ambos casos. La primera considera la interacción suelo-estructura y la segunda no la considera. Con ello se determinarán las respuestas más desfavorables de los puentes ante un sismo dado.

La interacción suelo-estructura se idealizará para el modelado de los puentes, es decir que no se profundizará en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos en los que se encuentren sustentados los puentes escogidos para el análisis. Esto no quiere decir que tales propiedades serán asumidas de forma arbitraria, sino a partir de las características de suelos circundantes o de propiedades de suelos semejantes.

⁴ *Load and Resistance Factor Design*, que es el método propuesto por el *American Institute of Steel Construction*.

⁵ *Prestressed Concrete Institute*.

Finalmente, para el análisis de los puentes se hará uso del programa SAP 2000 en su última versión (7.10), cuya adquisición fue gestionada por el Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil de la UES.

1.5 LIMITACIONES

Las limitaciones que pueden plantearse y que afectan en cierta medida al presente trabajo de investigación son las siguientes:

- De no ser posible contar con parámetros confiables del comportamiento dinámico del tipo de suelo de los lugares en los que se encuentren emplazados los puentes (o donde se prevé construirlos) ni de su estratificación, se asumirán ciertas propiedades del suelo de fundación de los puentes seleccionados para la investigación, apoyándose en los resultados de estudios de microzonificación o, en el más desfavorable de los casos, en los resultados de otros países en los que las propiedades dinámicas de los suelos hayan sido estudiadas previamente y cuyas características sean similares a la de los suelos considerados.
- Para el análisis dinámico de los puentes empleando el SAP 2000 es necesario modelarlos con elementos finitos. De esta manera, entre más pequeños sean tales elementos, los resultados serán más precisos. Sin embargo se requiere de almacenaje suficiente en el computador, así como de tiempo suficiente para que los resultados sean desplegados, esto sin tomar en cuenta que el análisis para cada puente y alternativa considerará varias historias sísmicas.

1.6 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

El Salvador es un país con alta actividad sísmica, donde la manera común del diseño de estructuras es la regida bajo consideraciones estáticas.

En la actualidad en los países avanzados en Ingeniería Sísmica se exige que las estructuras importantes sean diseñadas utilizando un análisis dinámico. En nuestro país se sigue considerando que para el diseño de estructuras de puente, la aplicación de una fuerza lateral equivalente que tome en cuenta los efectos del sismo es adecuada, cuando se obtiene de los primeros modos de vibración de la estructura, suponiendo que en éstos se manifiesta más del noventa por ciento de su

Los puentes son estructuras importantes para el desarrollo económico de un país puesto que representan líneas vitales para la comunicación. En esta investigación se pretende, bajo un análisis dinámico, verificar el criterio de que los primeros modos de vibración de un puente sometido a una excitación sísmica son dominantes para su diseño (ya que se trata de estructuras irregulares cuya estructuración obedece a las condiciones que se desean superar: terreno difícil, quebradas, cauces de ríos, grandes claros a salvar, etc.).

Además de efectuar consideraciones derivadas de un análisis dinámico, lineal o no lineal, serán tomados en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, puesto que generalmente los puentes son más susceptibles a dichos efectos que otro tipo de estructuras, debido a que las distancias entre sus apoyos son generalmente largas y en muchos casos son simplemente apoyados, resultando un comportamiento no uniforme al verse sometidos a una excitación sísmica. De esta manera se compararán los factores dinámicos que podrían ser aún más desfavorables que los correspondientes a un análisis que no tome en cuenta los efectos de la interacción, y que por lo tanto podrían afectar al diseño de los puentes.

1.7 PROPUESTA TEMATICA DEL CONTENIDO DEL TRABAJO DE GRADUACION

El trabajo de graduación se planea desarrollar en los capítulos siguientes:

Capítulo I	:	Anteproyecto.
Capítulo II	:	Marco Teórico.
Capítulo III	:	Ejemplo de Aplicación del Método Estático al Diseño de un Puente.
Capítulo IV	:	Análisis y Modelado de los Puentes.
Capítulo V	:	Resultados del Análisis Dinámico Lineal.
Capítulo VI	:	Resultados del Análisis Dinámico No Lineal.
Capítulo VII	:	Interpretación y Comparación de Resultados.
Capítulo VIII	:	Conclusiones y Recomendaciones.

El Capítulo I consta de los lineamientos generales que guiarán el curso de la investigación. Este capítulo se divide en:

- Antecedentes.
- Planteamiento del Problema.
- Objetivos.
- Alcances y Limitaciones.
- Justificación del Problema.
- Propuesta Temática del Contenido del Trabajo de Graduación.
- Metodología de la Investigación.
- Planificación de los Recursos a Utilizar.

El Capítulo II es el Marco Teórico y en éste se expondrán de forma sintética las definiciones y conceptos relacionados con la investigación. Su contenido es:

- Conceptos Fundamentales del Análisis Dinámico de Puentes.
- Interacción Suelo-Estructura.
- Generalidades acerca del programas empleado para el modelado y análisis dinámico de los puentes.

El Capítulo III es el diseño de un puente utilizando el método estático, en el cual se diseñará un puente de concreto reforzado bajo los requisitos para el diseño de puentes (AASHTO y ACI) y partiendo del hecho de que las características topográficas, del suelo, hidrológicas y de tránsito son conocidas. Se planea seguir la siguiente secuencia:

- Concepción del puente.
- Cargado del puente.
- Diseño estructural (superestructura, vigas, uniones, pilas, estribos y cimentaciones).

El Capítulo IV comprende contiene las descripciones de los elementos estructurales de los puentes seleccionados para el análisis, las características y metodología para su modelado por elementos finitos y otras consideraciones referentes a los registros sísmicos y tipos de análisis sísmico empleados. Con ello se pretende analizar sus propiedades dinámicas para determinar su comportamiento real ante varios eventos sísmicos.

En el Capítulo V se presentan los resultados obtenidos del análisis lineal. En éste se analizan (entre otros) los periodos obtenidos para cada modo de vibración y la participación de la masa actuante, los esfuerzos, acciones internas y deformaciones en los elementos o conexiones críticas del puente. También se presentan gráficos de distribuciones de esfuerzos, deformadas modales, etc.

En el Capítulo VI se presentan los resultados obtenidos del análisis no lineal. Los resultados analizados y las gráficas mostradas son (en su mayoría) los mismos que los del Capítulo V.

En el Capítulo VII se comparan los resultados obtenidos del análisis lineal y no lineal. Se presentan gráficos comparativos de participaciones de masa, periodos fundamentales, tablas de acciones internas, así como la literatura correspondiente a la interpretación de los mismos.

El Capítulo VIII está constituido por las Conclusiones y Recomendaciones que del término de la investigación se planteen. Se exponen las razones por las cuales se obtuvieron resultados más desfavorables o diferentes con respecto a todas las alternativas de análisis dinámico consideradas, sobre la base de los conceptos de la Ingeniería Sísmica, la Dinámica Estructural y la teoría de la interacción suelo-estructura.

Las Recomendaciones se enfocarán a establecer las diferencias correspondientes con los resultados obtenidos al considerar el criterio actual para el diseño de puentes utilizado en nuestro país, así como también al planteamiento de ideas o propuestas para futuros trabajos de investigación de similar naturaleza, dado que no es posible abarcar todos los aspectos relacionados con el análisis dinámico de puentes, dada la gran diversidad de estructuraciones existentes de los mismos.

1.8 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

De acuerdo al desarrollo capitular propuesto, pueden distinguirse las siguientes fases en la investigación:

- **Primera Fase:** Revisión de la literatura.

Comprende la compilación y estudio de la literatura que está relacionada con el tema: conceptos fundamentales de la Dinámica Estructural y la interacción suelo-estructura entre otros.

También se consideran las normas AASHTO para el diseño de puentes, las provisiones establecidas en el Reglamento de Emergencia para el Diseño Sísmico de la República de El Salvador y las disposiciones para el diseño de elementos de concreto reforzado propuestas por el ACI, principalmente, para analizar los criterios de diseño y las provisiones por sismo planteadas en estas normativas.

- **Segunda Fase:** Aprendizaje en el manejo de los programas de aplicación.

Abarca el estudio de la sintaxis y comandos propios de las herramientas especializadas en el análisis dinámico de las estructuras (puentes, en este caso). Se hará uso del SAP 2000, siendo necesario estudiar los manuales de aplicación para cada programa, desarrollando un modelo de calibración de un puente para adquirir destreza en su manejo. Esta fase es muy importante, ya que prácticamente la parte medular de la investigación se lleva a cabo haciendo uso de esta herramienta.

- **Tercera Fase:** Obtención de resultados.

Comprende tres tareas diferentes:

- 1) El diseño de un puente con el método estático
- 2) La selección de los puentes para su análisis y
- 3) El análisis dinámico de los puentes seleccionados y del diseñado.

El diseño estático del puente será realizado bajo la normativa de la AASHTO, del ACI y complementado con las provisiones establecidas en el Reglamento de Emergencia para el Diseño Sísmico de la República de El Salvador.

Para la selección de los puentes deben identificarse correctamente el tipo de estructura a considerar, sus condiciones de apoyo, los tipos de conexión entre los elementos, distribución geométrica de elementos estructurales, el tipo de suelo y ubicación geográfica, y otros que ofrezcan una idea clara de los puentes que se pretende modelar.

Luego los puentes tipo seleccionados, así como el diseñado por el método estático en el Capítulo III, serán analizados dinámicamente, con comportamiento lineal y no lineal, en ambos casos considerando la interacción suelo-estructura y también sin considerarla, teniéndose en total cuatro enfoques dinámicos diferentes. En esta fase se obtendrán las propiedades y factores dinámicos correspondientes a cada modo de vibración analizado.

- **Cuarta Fase:** Interpretación y comparación de resultados. Establecimiento de conclusiones y recomendaciones.

Los resultados obtenidos de la fase anterior deben ser interpretados y comparados cualitativa y cuantitativamente a partir de los conceptos de la Dinámica Estructural y de la teoría de la interacción suelo-estructura.

Se identificarán cuáles son las propiedades dominantes en el análisis de los puentes, estableciendo las conclusiones pertinentes. Las recomendaciones serán orientadas a la comparación con los resultados que se obtendrían al emplear el criterio de diseño actual de puentes, que supone que un comportamiento elástico lineal ante una excitación sísmica es adecuado para su diseño.

1.9 PLANIFICACION DE LOS RECURSOS A UTILIZAR

Los principales recursos a utilizar, dada la naturaleza de la investigación, los constituyen las computadoras personales, así como también los programas de aplicación especializados para el diseño y análisis dinámico de estructuras (en este caso puentes). Dichos programas serán proporcionados por la Escuela de Ingeniería Civil para su instalación en las computadoras personales.

El material bibliográfico de consulta a utilizar es diverso: artículos relacionados con el análisis dinámico de puentes y la interacción suelo-estructura, las normas relacionadas con el diseño de puentes, así como los manuales para el uso de los programas de aplicación. Los textos de consulta serán puestos a disposición por el coordinador y el asesor del trabajo de investigación, aunque también debe consultarse bibliografía en las bibliotecas de la UES y la UCA.

Cuando sea necesario puede hacerse uso de la Internet. El acceso a Internet y el uso del correo electrónico es actualmente ofrecido como un servicio gratuito a egresados de la UES, por lo cual podrá hacerse uso de él en un horario correspondiente al de oficina estatal.

Las reuniones y consultas con el coordinador serán planteadas verbalmente, al igual que las evaluaciones a realizar, estableciendo en una bitácora toda decisión que se tome en las reuniones realizadas entre el grupo de trabajo de graduación con el coordinador y/o asesor, de manera que se vaya revisando el avance de la investigación y pueda a la vez evaluarse el progreso de la misma, cumpliendo con el cronograma de actividades propuesto.

Capítulo 2:

Marco Teórico.

2.1 ANALISIS DINAMICO DE PUENTES⁶:

2.1.1 Análisis y modelado.

La cuantificación de la respuesta sísmica de puentes en términos de desplazamientos estructurales globales, y de fuerzas y deformaciones locales en sus miembros estructurales se ha visto favorecida con el surgimiento de modelos matemáticos y técnicas de análisis por medio de programas computacionales cuyo uso hoy en día es frecuente, siendo ésta la herramienta más común para la evaluación de la respuesta sísmica cuantitativa de puentes.

El modelado y análisis sísmico de estructuras para puentes, debido a que son estructuras primarias de comunicación, tiene que asegurar una mayor confiabilidad en los resultados. Anteriormente la mayor limitación era el manejo engorroso de los cálculos que se tenían que realizar de forma iterativa. Con el transcurrir del tiempo se mejoró la precisión de dichos cálculos a través de herramientas computacionales, que posibilitan un modelado completo de sistemas de puente y su análisis dinámico, así como también la respuesta del análisis de la historia en el tiempo a asignaciones incoherentes de movimiento a lo largo del puente, considerando efectos no lineales tanto de los materiales como geométricos. Fue así como los análisis (estático y dinámico) utilizados para sistemas de puentes experimentaron un mayor adelanto a mediados de los 50 y los 70s por medio del desarrollo de la teoría del elemento finito.

En lo que respecta a la disponibilidad de modelos y herramientas de análisis avanzadas, existen muchas características de respuesta sísmica en puentes que limitan o invalidan la aplicación completa de ciertos modelos matemáticos, desde la introducción de parámetros básicos que realmente no deberían representar problema alguno para el análisis y modelado sísmico de puentes. Dentro de estos parámetros básicos podemos mencionar:

1. Interacción suelo-estructura.
2. Caracterización de las juntas de movimiento.
3. Ciclo completo (histéresis) de las propiedades de carga-deformación y amortiguamiento.
4. Interacción de cortante y flexión con incremento de ductilidad.
5. Deformaciones en zonas de juntas y en conexiones.
6. Interacción dinámica para secciones de puentes con características diferentes de respuesta y/o excitaciones de sismo no sincronizadas.

⁶ Ref. 17.

2.1.2 Objetivos del análisis y modelado.

El principal objetivo del modelado y de las herramientas de análisis es la cuantificación de la respuesta sísmica para puentes en términos de desplazamientos, fuerzas y deformaciones en miembros estructurales. Esta cuantificación es requerida para ya sea el diseño sísmico de puentes o para la evaluación sísmica de puentes existentes. Para el predimensionamiento y detallado de puentes nuevos el modelado y análisis tienen como objetivo primordial la determinación de la demanda sísmica, mientras que para puentes ya existentes el análisis tiene como fin la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.

La correcta selección de las herramientas de análisis para el modelado de puentes depende de los siguientes factores:

1. Del grado de confiabilidad (cuantitativa) que se desee obtener en los resultados para que el análisis sísmico del puente sea funcional y con el grado de precisión deseada.
2. El diseño o evaluación del estado límite para el análisis del modelo del puente.
3. La importancia de la estructura del puente y que el grado de daños debido a un sismo pueda ser obtenido mediante el uso más completo de herramientas de análisis.
4. La experiencia calificada del diseñador, para que ésta pueda ser utilizada en diseños sísmicos o en procesos de evaluación de vulnerabilidad sísmica.

Una visión general del modelado y análisis de puentes se muestra en la figura 2.1.1. En ésta se dan a conocer de forma sistemática los pasos utilizados en el proceso de análisis sísmico de puentes.

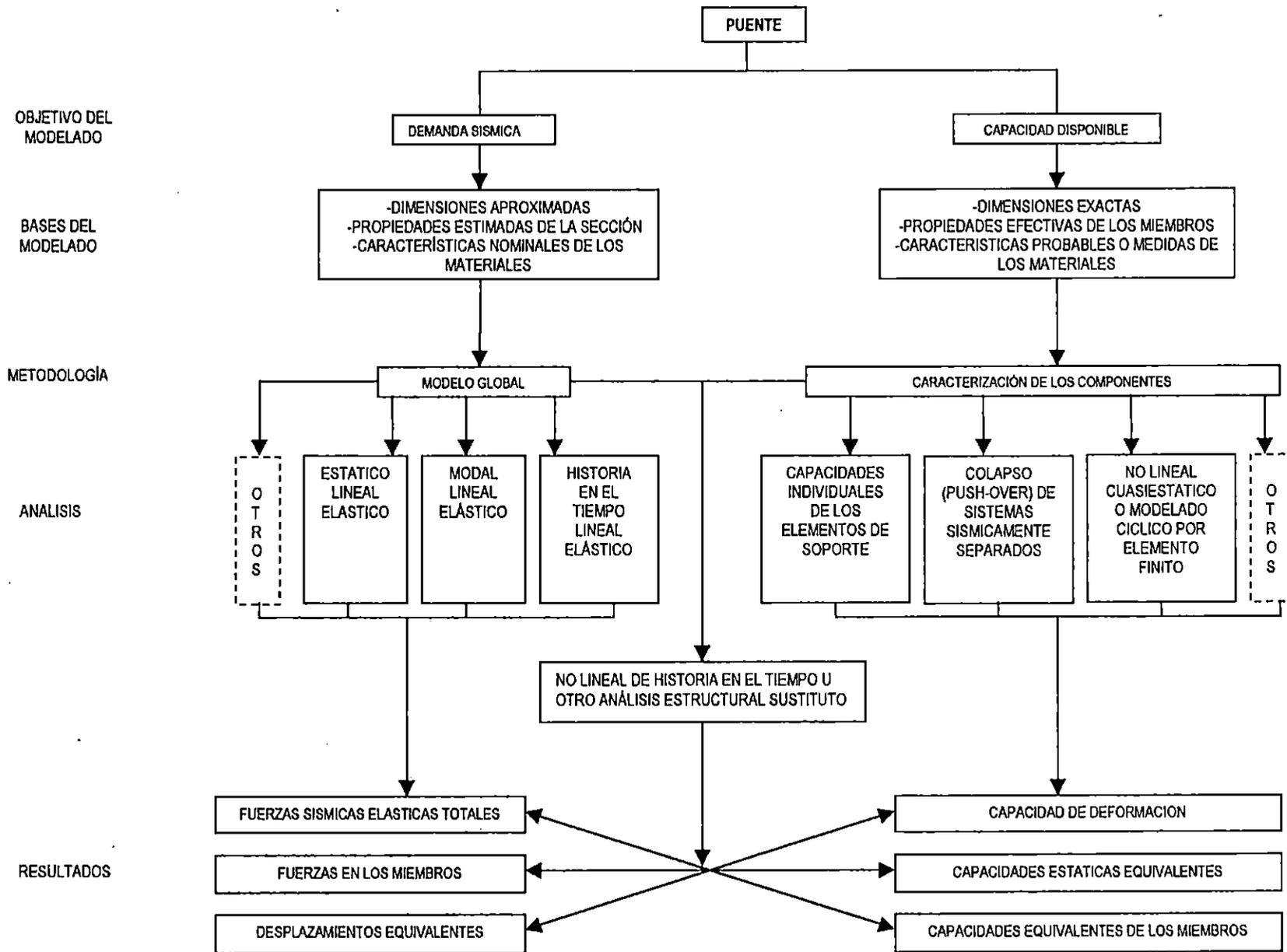


Figura 2.1.1: Esquema de los Pasos para el Análisis Sísmico de Puentes.

La evolución de los niveles de modelado para el análisis sísmico del puente se muestra en la figura 2.1.2. La representación de estos niveles es posible gracias al desarrollo de modelos matemáticos, partiendo del análisis de modelos simples, hasta llegar a la obtención de modelos compuestos por elementos finitos, siendo éstos en la actualidad los más utilizados.

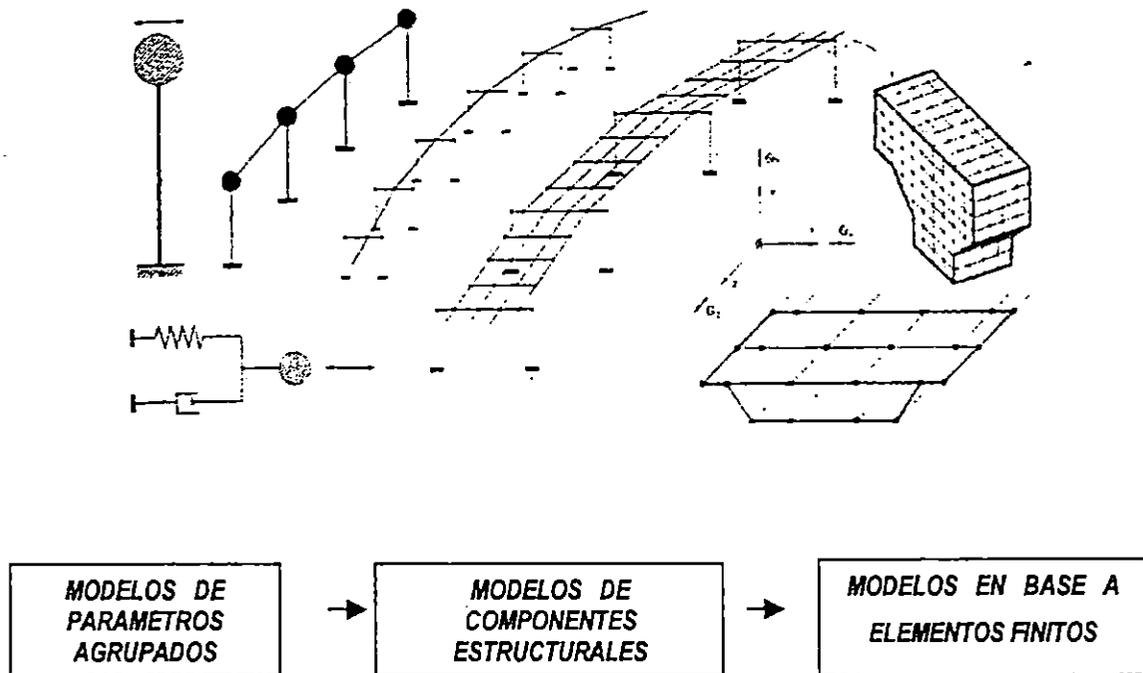


Figura 2.1.2: Niveles del modelado para el análisis sísmico de puentes.

2.1.3 Fundamentos del comportamiento sísmico de puentes: Dinámica Estructural.

Las aplicaciones para el modelado apropiado y la utilización de las herramientas de análisis para puentes sometidos a excitaciones sísmicas requieren un entendimiento de los principios de la dinámica estructural. Estos principios se utilizan actualmente para simplificar el diseño y la evaluación sísmica de puentes. Literatura avanzada y ejemplos más detallados se pueden encontrar en libros de texto de dinámica de estructuras y de ingeniería sísmica.

La respuesta dinámica lineal de un sistema estructural depende generalmente de tres parámetros fundamentales íntimamente ligados entre sí, los cuales son:

- La masa.
- La rigidez.
- El amortiguamiento.

1. **Masa.** La masa para un sistema de puentes, contribuye para la respuesta sísmica del mismo, en forma de fuerzas de inercia, las cuales presentan oposición al movimiento ante excitaciones sísmicas. Puede ser obtenida por la relación entre el peso (W_s) de la porción en movimiento del puente y la constante gravitacional g .

De lo anterior tenemos que:

$$m = \frac{W_s}{g} = \frac{W_s}{9.806} \text{ s}^2/\text{m} = \frac{W_s}{32.2} \text{ s}^2/\text{ft} \quad (2.1-1)$$

Dos tipos de fuerzas de inercia pueden contribuir a la respuesta dinámica de las estructuras de puentes:

- La fuerza rotacional de inercia.
- La fuerza traslacional de inercia.

Para sistemas de puentes la mayor parte de la masa (o peso sísmico) típicamente la constituye la superestructura y puede ser expresada como una carga distribuida a lo largo de la longitud del puente.

2. **Rigidez:** En un sistema de puentes, la rigidez forma parte fundamental de la estructura del puente debido a que el movimiento de la estructura depende en gran parte de ésta, condicionando el periodo de vibración de la estructura. La rigidez traslacional de una pila esbelta puede expresarse de la siguiente manera:

$$K = \frac{\alpha EIc}{Hc^3} \quad (2.1-2)$$

Donde:

α : representa las condiciones de frontera (forma de interacción de cada uno de los elementos estructurales entre sí)⁷.

E : módulo de elasticidad del material principal que forma el elemento.

Ic : momento de inercia efectivo de la sección transversal.

Hc : altura efectiva de la pila.

3. **Amortiguamiento:** Es la razón por la cual la vibración de una estructura de puente se disipa paulatinamente hasta desaparecer, siendo esta energía de vibración equivalente a la energía disipada por todos los mecanismos de amortiguamiento que presentes en la estructura del puente, representándose usualmente de dos formas: amortiguamiento viscoso lineal y fuerza de amortiguamiento proporcional a la velocidad o a la viscosidad, utilizándose este último por

⁷ Este coeficiente representa la flexibilidad de las pilas determinada por las condiciones de apoyo (pila-fundación y pila-superestructura), tomando en cuenta su esbeltez.

conveniencia matemática.

En puentes existen varios tipos de amortiguamiento:

- Amortiguamiento Coulomb.
- Amortiguamiento por radiación.
- Amortiguamiento por histéresis.

El **amortiguamiento Coulomb o por fricción** ocurre principalmente en los soportes de la superestructura del puente y en las juntas de movimiento, siendo independiente de la velocidad y del desplazamiento, y en menor grado puede ocurrir por el agrietamiento de los elementos de concreto reforzado.

El **amortiguamiento por radiación** en puentes ocurre debido a la interacción suelo-estructura y por la energía de oscilación disipada dentro y fuera del espacio circundante en la base del puente.

El **amortiguamiento por histéresis** se expresa como una fracción del coeficiente de amortiguamiento viscoso C_{eq} de la manera siguiente:

$$C_{eq} = \xi_{eq} C_{cr} \quad (2.1-3)$$

Donde:

C_{eq} : coeficiente de amortiguamiento viscoso.

ξ_{eq} : relación de amortiguamiento equivalente.

C_{cr} : coeficiente crítico de amortiguamiento.

$$\xi_{eq} = \frac{Ah}{4\pi Ae} \quad (2.1-4)$$

Donde:

Ah : disipación de energía por ciclo.

Ae : representa el esfuerzo elástico, equivalente a un sistema elástico bajo condiciones estáticas con rigidez efectiva.

2.1.4 Características de las respuestas dinámicas de puentes.

Independientemente de la excitación dinámica de entrada, generalmente los sistemas de puentes se representan dentro del rango elástico de los modos de respuesta dinámica usuales, conocidos como **modos naturales de vibración**. El número de periodos de vibración y la estructura interna del modelo dependen de la selección del número de grados de libertad dinámicos, definidos durante el modelo discreto analítico. Mientras que el prototipo del puente presenta un número infinito de modos de vibración, el análisis de modelos de puentes presenta un número finito selecto de grados de libertad y modos de vibración asociados. Sin embargo, la respuesta dinámica gobernante de un puente puede representarse como la contribución de un número limitado de modos de vibración. El modo de vibración fundamental o el primer modo puede proporcionar en algunas ocasiones un buen indicativo de la respuesta dinámica.

1. Características para un sistema de un solo grado de libertad.⁸

Para sistemas de un solo grado de libertad, las características del primer modo o modo fundamental de vibración pueden encontrarse una vez sean conocidas las características de masa y rigidez. Siempre y cuando el amortiguamiento elegido sea menor que el amortiguamiento crítico, éste tiene poca influencia en la respuesta dinámica y por lo tanto se le puede ignorar.

2. Características para modelos de varios grados de libertad.

Para estos sistemas los valores correspondientes de masa y rigidez ya no representan cantidades escalares, sino matrices de coeficientes de masa y de rigidez generalizadas correspondientes al vector de grados de libertad elegidos.

2.1.5 Respuesta sísmica elástica de puentes: valores máximos de respuesta.

La respuesta dinámica puede encontrarse de varias formas, entre ellas:

1. Raramente mediante un análisis en términos de la frecuencia dominante.
2. Integración directa para cumplir la ecuación de equilibrio en términos del tiempo.
3. Mediante una transformación de las coordenadas normales a modales o generalizadas.

Estas tres técnicas conducen a un análisis completo de la historia de la respuesta del modelo del puente, ayudando a establecer soluciones estratégicas para mejorar las técnicas en la dinámica de estructuras. En general, ya que los análisis en términos de la frecuencia y en términos de tiempo modal están basados en el principio de superposición, estas técnicas son aplicables únicamente a sistemas lineales de puentes, mientras el método de integración directa puede emplearse también para análisis no lineales de la historia de la respuesta en el tiempo.

⁸ Las expresiones correspondientes a las ecuaciones de movimiento para sistemas de uno o varios grados de libertad pueden encontrarse en cualquier texto de Dinámica Estructural como el de la Ref. 7.

Las técnicas iterativas de análisis lineal basadas en los vectores Ritz pueden ser utilizadas para determinar la historia de la respuesta no lineal en el tiempo. Cuando los movimientos sísmicos del terreno tienden a excitar a la estructura en sus modos inferiores de vibración en vez de otros de mayor orden, puede obtenerse una buena aproximación de la respuesta sísmica del puente a partir de unos pocos modos, haciendo que la superposición modal sea una herramienta poderosa para el análisis de sistemas de puentes, particularmente cuando se incluyen varios grados de libertad.

La matriz de rigidez puede ser obtenida a partir de modelos de análisis basados en desplazamientos estáticos, con acoplamiento entre los grados de libertad, representados por los términos fuera de la diagonal de la matriz; mientras que la matriz de masa, debido al efecto despreciable del acoplamiento de la misma, puede expresarse de mejor manera como masas tributarias agrupadas con los desplazamientos correspondientes a los grados de libertad, resultando una matriz diagonal o no acoplada.

El diseño sísmico de puentes está basado generalmente en las cantidades de máxima respuesta dinámica y no necesariamente requiere un análisis directo de la historia en el tiempo. A pesar de las cantidades de respuesta máxima pueden obtenerse a partir del examen de los registros de la historia de la respuesta en el tiempo, normalmente es suficiente y más práctico determinarlas por medio de los espectros de respuesta, una vez se hayan determinado las características de la respuesta dinámica tales como períodos y modos naturales de vibración.

En la combinación de los valores máximos de respuesta de los modos individuales de vibración tienen que considerarse dos aspectos:

- Cada uno de los modos de vibración tiene una contribución sísmica diferente.
- La máxima respuesta en cada modo no ocurre en el mismo instante ni en la misma dirección durante la ocurrencia del sismo.

El coeficiente de contribución sísmica para un modo cualquiera depende de la forma de ese modo, de la distribución de la masa de la estructura y de la dirección del sismo. Este coeficiente es una medida de cuán fuertemente un modo determinado participa en la respuesta dinámica. Ya que las formas del modo pueden ser normalizadas de varias maneras, la magnitud absoluta del factor de contribución no tiene importancia, pero sí su magnitud con respecto a los otros modos participantes.

La máxima respuesta espectral para un modo i puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$R_i = p_i \cdot \Phi_i \cdot S_i \quad (2.1-5)$$

Donde:

p_i : Coeficiente que está en función del modo considerado y de la distribución de la masa de la estructura.

S_i : representa la ordenada del modo espectral de respuesta empleado para el período natural T_i

Φ_i : matriz modal.

Una combinación directa que proporcione valores máximos de todos los modos individuales a los que está sujeta una estructura de puentes, puede obtenerse de la siguiente manera:

$$R = \sum_i |R_i| = \sum_i |\rho_i| \cdot |\Phi_i| \cdot S_i \quad (2.1-6)$$

La ecuación anterior da como resultado una respuesta total sobrestimada con respecto a la verdadera, puesto que no se consideran los signos y las diferencias en el tiempo de las máximas contribuciones modales. Un valor más razonable de la máxima respuesta probable puede obtenerse a partir de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los máximos valores de respuesta modales (SRSS).⁹

$$R = \sqrt{\sum_i R_i^2} \quad (2.1-7)$$

Para los casos en los que las características de la respuesta modal no puedan ser bien separadas en el tiempo, la técnica de combinación SRSS puede conducir a resultados erróneos. En estos casos se recomienda utilizar la técnica de combinación cuadrática completa (CQC)¹⁰, como se muestra a continuación:

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j R_i \cdot \rho_{ij} \cdot R_j} \quad (2.1-8)$$

Donde:

ρ : Representa el coeficiente modal ortogonal, el cual depende de la relación de amortiguamiento ξ_i y ξ_j y del periodo de radio modal $t = T_i/T_j$, de la siguiente manera:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j (\xi_i + t \xi_j)^{3/2}}}{(1-t^2)^2 + 4\xi_i \xi_j t(1+t^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)^2} \quad (2.1-9)$$

Otras técnicas de combinación posteriores a la del CQC difieren de ella en la definición de la derivación de los coeficientes de correlación, pero son poco utilizadas en el análisis sísmico de puentes.

En los casos donde el análisis de puentes deba considerar excitación en varios apoyos (como el paso de ondas), desfases en los movimientos de los apoyos y condiciones que varían en el espacio, los efectos de correlación en los movimientos de

⁹ SRSS: *Square Root of the Sum of the Squares.*

¹⁰ CQC: *Complete Quadratic Combination.*

los apoyos y los modos dinámicos del puente pueden ser tomados en cuenta al utilizar el método del espectro de respuesta para múltiples apoyos.¹¹

2.1.6 Modelado de estructuras de puentes.

El objetivo básico del modelado en el análisis sísmico de puentes es proporcionar la formulación matemática más sencilla del comportamiento verdadero del puente que satisfaga un requisito de diseño o de evaluación para la determinación cuantitativa de la respuesta. Asumiendo que se cuenta con las herramientas adecuadas de análisis que proporcionen la cuantificación numérica, el modelo tiene que capturar las interacciones físicas y mecánicas del movimiento sísmico de entrada y la respuesta de la estructura.

1. Aspectos generales en el modelado.

El objetivo del modelo analítico es describir la extensión geométrica, la masa sísmica, las condiciones de conectividad y de frontera, y el cargado del prototipo, de la forma más aproximada posible que facilite la interpretación de las cantidades de respuesta. Para cumplir esto, la geometría de la superestructura y de la subestructura del puente se describen en el modelo como una razón espacial con respecto a la dada por el prototipo. Los elementos individuales que simulan las partes de la estructura y los componentes completos del puente están conectados en los nodos y los desplazamientos nodales se utilizan como incógnitas o grados de libertad (GDL) en el proceso de análisis.

El trabajo en el modelado consiste en la definición de las relaciones fuerza-deformación a partir de principios mecánicos. Además del modelado de la extensión geométrica y de la caracterización de las relaciones fuerza-deformación en los miembros, el peso sísmico o la masa asociada con cada GDL también necesitan determinarse cuando, como es usual, las fuerzas de inercia contribuyen en la respuesta del puente. Cuando las conexiones entre los sistemas de marcos individuales en el puente, los estribos y la fundación son complejos, es necesario simplificar el modelo sobre la base de la experiencia en el diseño de puentes y sobre la base de modelos elaborados anteriormente que tengan similitudes con el proyectado.

Las cargas sísmicas generadas en el puente por el movimiento del terreno, la interfase suelo-estructura y la historia del cargado tienen que caracterizarse. En algunos casos, particularmente cuando están presentes suelos blandos, fundaciones masivas y/o licuefacción potencial, la interacción suelo-estructura debe modelarse por medio de la descripción adecuada de las funciones de impedancia, resortes que representen al suelo, o el modelado verdadero de este último como un semiespacio continuo o una porción del mismo¹².

¹¹ Este se conoce como MSRS por sus siglas en inglés (*Multiple Support Response Spectrum*).

¹² En esta investigación se emplea el método del modelado del suelo por resortes equivalentes. Se recomienda ver la Sección 2.2 de este capítulo referente a Interacción Suelo-Estructura.

Particularmente para puentes con varios claros y sistemas de marcos, surgen preguntas concernientes a la validez del modelado del puente completo en un modelo global. Para la evaluación de la demanda sísmica, un modelo global que pueda capturar los efectos de geometrías complejas tales como curvas en el plano y elevación, los efectos de apoyos altamente esviados, las construcciones de estructuras en rampa, así como la interacción entre los sistemas de marcos, parece adecuado. Sin embargo es de hacer notar que cuando aumenta la longitud del puente, aumentan las incertidumbres en los movimientos de entrada del terreno, los errores en la uniformidad supuesta y/o también aumentan los errores en el desfase de los movimientos de entrada en los apoyos. Por tanto los valores de respuesta obtenidos no son necesariamente mejores o más confiables, además el volumen absoluto de manipulación de datos de entrada y de salida para un modelo global de un puente largo, puede impedir en algunos casos la comprensión básica de las características de la respuesta sísmica más importantes, en vez de mejorarlas.

La mejor descripción de la extensión geométrica del prototipo del puente incluiría un modelo para cada miembro o elemento estructural en su correcta relación espacial y física con otros miembros. A continuación se discuten algunas técnicas en este modelado.

2. *Sistemas estructurales:*

El sistema estructural total del puente consiste en la subestructura y la superestructura. La superestructura, particularmente para puentes grandes, se separa en secciones por medio de juntas de expansión. Las juntas en las que pueden ocurrir deformaciones relativas entre las partes de la superestructura son importantes para la respuesta sísmica, ya que las discontinuidades estructurales en ellas permiten a las secciones individuales del puente responder con diferentes características y con una compleja interacción con el movimiento sísmico de entrada.

Junto a sus respectivas estructuras de soporte, que consisten en pilas o columnas y en fundaciones, los sistemas de marco tienen un mayor rol en la cuantificación de la respuesta sísmica, debido a sus características individuales de respuesta dinámica. La geometría de la superestructura y su rigidez controlan el acoplamiento de las estructuras de soporte individuales en su respuesta dinámica.

Para reflejar la importancia y las diferencias de estos subsistemas individuales en función del modelo analítico para la cuantificación de la respuesta sísmica del puente se hace una distinción entre:

1. Modelos globales.
2. Modelos de sistemas de marco.
3. Modelos de las estructuras de soporte.

a) *Modelos globales para puentes:*

Tienen una utilidad limitada, excepto para los casos en los cuales:

- El puente sea corto y consista en un solo sistema de marco.
- La respuesta esperada se encuentre dentro del rango elástico.
- Se desee establecer una base cuantificable de las variaciones del movimiento de entrada en el terreno a lo largo de la longitud del puente y la caracterización de las juntas de movimiento.

Los modelos globales para puentes se usan principalmente para la cuantificación de la demanda sísmica a partir del análisis de los espectros de respuesta modal en el rango elástico lineal, para determinar los desplazamientos y fuerzas elásticas equivalentes en los miembros. Ya que el valor verdadero de los modelos globales de análisis descansa principalmente en la caracterización de la respuesta del sistema total del puente, los modelos globales deben emplearse principalmente al final del proceso de evaluación o de diseño sísmico del puente para verificar las cuantificaciones de los parámetros de los modelos individuales de los sistemas de marco y de las estructuras de soporte en la determinación de la respuesta total del sistema, lo cual no se considera en los otros modelos.

En los modelos donde se espera una respuesta inelástica limitada, la subestructuración de las porciones lineales elásticas del puente, basada en técnicas matemáticas de condensación¹³ puede reducir lo compendioso de los cálculos. En particular, los sistemas de puente con geometría irregular pueden exhibir características de respuesta dinámica que no resultan obvias o que no pueden ser capturadas adecuadamente en un sistema, sin embargo las implicaciones en la caracterización de los movimientos del terreno en las pilas y el modelado de las juntas de movimiento debe considerarse siempre, y cuando sea necesario deben evaluarse por medio de estudios sensibilidad.

b) *Modelos de Sistemas de Marco:*

Debido a la limitada extensión geométrica de un marco individual, pueden desarrollarse modelos detallados a partir de sistemas de marco, basados en la respuesta inelástica de las estructuras de soporte individuales, para proporcionar cuantificaciones de la demanda y capacidad sísmica con razonable precisión.

El modelado y análisis de marcos individuales aislados, sin la construcción de marcos adyacentes o estribos, es adecuado no sólo para modelos simples de análisis, sino también para la mayoría de valores de respuesta críticos en un marco individual, ya que la interacción con otras partes del sistema con cantidades de respuesta diferentes tiende a echar a perder o a reducir la excitación armónica, y con ello el fenómeno de resonancia dinámica¹⁴. Una evaluación marco a marco, por

¹³ Las técnicas de condensación se refieren a la eliminación de los GDL que tienen una contribución nula o insignificante en la respuesta dinámica de la estructura considerada, simplificando así el análisis.

¹⁴ Es la frecuencia de vibración de un sistema estructural para la cual ocurre un valor máximo de respuesta.

medio del análisis de los marcos individuales proporciona al diseñador no sólo los valores de la respuesta que estén fuera de los límites, sino también una mejor comprensión de las características individuales de la respuesta de las secciones del puente, que de otra forma serían difíciles de extraer a partir de un análisis de respuesta global.

c) *Modelos de estructuras de soporte:*

El desarrollo de modelos realistas a partir de sistemas de marco requiere una detallada caracterización de las estructuras de soporte individuales, ya que generalmente la rigidez de los modelos de los sistemas de marco es proporcionada directamente por las estructuras de soporte. Los modelos individuales de las estructuras de soporte deben incluir los efectos de la flexibilidad de la fundación, las características de su rigidez y los estados límites de deformación, y pueden combinarse en modelos de marco por medio de elementos propios de la superestructura, por relaciones de impedancia en la forma de matrices de transferencia de rigidez, o simplemente por constricciones geométricas.

3. *Miembros estructurales individuales:*

Los modelos globales, a partir de sistemas de marcos o de estructuras de soporte, emplean miembros individuales en la descripción física de las características de los elementos entre nodos o juntas definidas en la discretización matemática del prototipo del puente. Los elementos empleados pueden clasificarse de acuerdo a su geometría y a su principal función estructural. Los tres grupos de elementos estructurales más empleados en los modelos de puentes son: elementos lineales, placas y cascarones y los elementos sólidos. Estos se representan esquemáticamente en la figura 2.1.3.

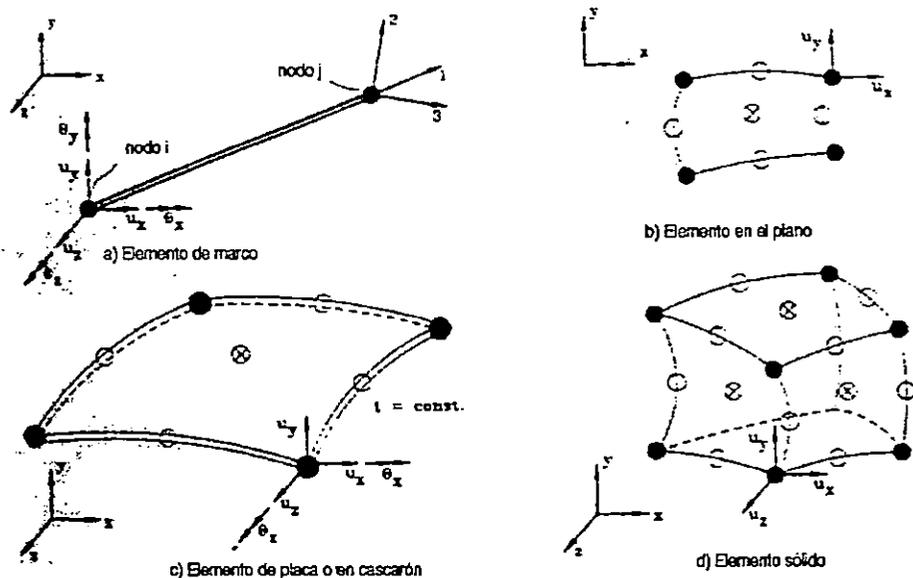


Figura 2.1.3: Elementos estructurales.

Los elementos en un modelo estructural se conectan a los nudos definidos en la discretización y deben ser compatibles con las cantidades desconocidas de respuesta modal.

Elementos lineales: Estos se caracterizan por su representación geométrica unidimensional, aunque su comportamiento puede ser completamente tridimensional y pueden orientarse de forma arbitraria. Se representan por un elemento prismático, como una viga con seis GDL o deformaciones desconocidas en cada junta de los extremos de los miembros. Los elementos lineales pueden ser representados como resortes, amortiguadores o como miembros de armaduras con relaciones fuerza-deformación unidireccionales, o pueden tomar la forma de elementos a flexión, tales como vigas y columnas. Para la respuesta lineal elástica son de uso común los elementos prismáticos de viga con una variación cúbica en los desplazamientos a lo largo de la longitud del elemento. Para la caracterización inelástica en los miembros, pueden definirse relaciones fuerza-deformación en sus extremos por medio de rótulas plásticas o por medio de elementos inelásticos de vigas que pueden incorporar la disminución de la rigidez y/o la caracterización de la respuesta histerética por medio de modificaciones en la matriz de rigidez del elemento. Estos elementos son capaces de caracterizar la respuesta de vigas y columnas a flexión, pero no capturan adecuadamente la caracterización de deformaciones y modos de fallas por cortante.

Placas y cascarones: Los elementos de placas y cascarones se utilizan principalmente para determinar niveles locales de esfuerzo. Los elementos en el plano forman parte integral de las placas y cascarones que representan el estado de esfuerzos de fatiga, con cinco GDL generalmente presentes en los nudos. Rara vez se emplean elementos no lineales a partir de capas de placas en la evaluación de la respuesta sísmica. Estos se han empleado para modelar las regiones cercanas a las juntas y conexiones y para determinar el agrietamiento y la propagación de la fluencia. Estos modelos tienen una aplicación limitada en los análisis sísmicos de puentes, incluso en la determinación de la capacidad sísmica, debido a la falta de una caracterización inteligible de los efectos de deslizamiento entre nudos, del confinamiento y anclaje del refuerzo para diferentes geometrías del recubrimiento del concreto, del confinamiento de miembros adyacentes, resquebrajamiento del recubrimiento y del incremento en las ductilidades locales.

Elementos sólidos: Los modelos en tres dimensiones se emplean limitadamente en modelos elásticos lineales. Estos elementos presentan tres desplazamientos o GDL por nudo. Se emplean cuando se requiere determinar la cuantificación de los estados principales de esfuerzo en las regiones cercanas a las juntas o en las regiones de geometría compleja.

2.2 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

2.2.1 Definición general

En esta sección se consideran los principios generales para el análisis de sistemas de interacción suelo-estructura, posteriormente éste se extiende al caso particular de puentes, proponiéndose la metodología y su correspondiente formulación, la cual servirá para el desarrollo de los Capítulos IV y subsiguientes.

La interacción suelo-estructura ha sido objeto de considerable interés en los últimos años, puesto que usualmente se le toma en cuenta para problemas de excitación sísmica. Los efectos de la interacción dependen de varios factores relacionados principalmente con las características geométricas y mecánicas de la estructura, del suelo subyacente y de la naturaleza de la excitación externa.

El análisis de estructuras generalmente se lleva a cabo suponiendo que el movimiento que se aplica a su base, representado por fuerzas estáticas equivalentes, es independiente de las características de la cimentación. Cuando el movimiento en cualquier punto de la interfase suelo-estructura difiere del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente, se dice que existe interacción suelo-estructura.

El objetivo fundamental del análisis de la interacción suelo-estructura es la evaluación de la respuesta dinámica de la estructura y en un menor grado la del suelo, tomando en cuenta la radiación de la energía de las ondas sísmicas que se propagan en la región del mismo ante la presencia de una carga específica que varía con el tiempo.

Los efectos de la interacción suelo-estructura se miden como la diferencia entre la respuesta evaluada de una estructura con una fundación ideal rígida y la correspondiente a las condiciones reales del suelo y de la cimentación. La diferencia surge por dos causas: la primera resulta de la naturaleza de la propagación de las ondas sísmicas, lo que hace que el movimiento del suelo en un momento dado sea generalmente diferente de un punto a otro. El efecto resultante se denomina **interacción cinemática**. Esta depende principalmente de la geometría y la rigidez de la cimentación. El movimiento que se produce difiere del correspondiente al del **campo libre**¹⁵ en sus componentes traslacionales, rotacionales y torsionales.

La segunda causa de tal diferencia resulta de las fuerzas de inercia transmitidas por la estructura al suelo durante las oscilaciones. Estas inducen una deformación en el suelo que se agrega a la ya existente del campo libre, conduciendo a una componente traslacional modificada de movimiento y una componente de sacudimiento, efecto que puede resultar adverso para estructuras esbeltas. Este segundo fenómeno se conoce como **interacción inercial**. Además, las fuerzas de inercia dan lugar a tres fuerzas y tres momentos (dos referidos a ejes horizontales principales y uno vertical en la base). Si el suelo no es muy rígido, tales fuerzas y momentos modifican el movimiento en la cimentación.

¹⁵ Lugar previo a la construcción sin la estructura ni la excavación.

2.2.2 Principios generales para la evaluación de sistemas suelo-estructura y efectos surgidos

El desarrollo actual de la Ingeniería Sísmica permite sólo la influencia de las condiciones locales del suelo en los movimientos sísmicos analizados. Generalmente los movimientos sísmicos se especifican en el punto de control (localizado en la superficie del campo libre), además de otros parámetros como la duración del sismo, la aceleración en función del tiempo y el contenido de la frecuencia, los cuales se seleccionan en su mayoría basados en sismos anteriores de la región. Los factores que deben fijarse en la selección incluyen la magnitud del sismo, la distancia a la falla, el mecanismo de falla, la geología de la ruta de viaje de las ondas sísmicas de la fuente hacia el lugar considerado y las condiciones locales del suelo. Estas actividades que conducen a la definición de un sismo de diseño en un punto de control elegido, proceden al análisis en sí de la interacción suelo-estructura.

Para analizar la interacción suelo-estructura es necesario que el sismo sea derivado de un registro del mismo lugar, o por lo menos de un lugar con características similares. A partir de este registro, se calcula la variación temporal y espacial del movimiento sísmico en el campo libre.

El análisis de la interacción consiste en dos partes: Primero, la determinación de la respuesta del campo libre y segundo, el cálculo de la modificación del movimiento sísmico, es decir la interacción real cuando la estructura es puesta en medio del ambiente sísmico del campo libre.

Para una estructura fundada en terreno rígido, se puede aplicar un movimiento horizontal directamente a su base. La aceleración inducida será constante en toda su altura y se desarrollarán un momento de volteo y un cortante transversal. El desplazamiento resultante en la base es el movimiento de control y no surge movimiento de sacudida en ella. Para este caso las propiedades de la estructura son las únicas determinantes en su respuesta sísmica.

El movimiento en la base de una estructura fundada en suelo blando es diferente al de una estructura fundada en terreno rígido, debido al acoplamiento del sistema suelo-estructura¹⁶. Surgen tres efectos:

1. Se modifica el movimiento de campo libre, en general amplificándose (pero no siempre, ya que depende del contenido de la frecuencia), con el resultado de desplazamientos horizontales que se incrementan a medida se está más cerca de la superficie del terreno.
2. Al insertar la base rígida dentro de la excavación en el terreno, resulta un movimiento de cuerpo rígido con un promedio de las componentes traslacionales y rotacionales de aceleraciones que inducen fuerzas inerciales que varían en toda la altura de la estructura (interacción cinemática).
3. Las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura producen un momento de volteo y un cortante transversal que actúa en la base rígida. Esto causa deformaciones en el suelo que modifican el movimiento de la base (interacción inercial).

¹⁶ Entiéndase aquí el término acoplamiento como el fenómeno que ocurre cuando las componentes de desplazamiento de la fundación rígida sin masa, en ausencia de la estructura, son diferentes de las correspondientes al movimiento de campo libre.

La interacción suelo-estructura aumenta cuando el suelo es más flexible y la estructura más rígida. Por otra parte, la interacción es despreciable para una estructura flexible fundada en suelo firme. Si se desprecia el cambio del movimiento sísmico, generalmente la respuesta es más pequeña que la de una estructura con base fija. Para una base fija, la acción cinemática equivale al movimiento aislado del suelo con excavación.

El análisis para la condición de base fija conduce a resultados mayores de la respuesta global y por lo tanto el diseño se vuelve más conservador. Si se toman en cuenta los efectos de la interacción, el desplazamiento en la parte superior de la estructura con relación a su base puede ser grande debido al movimiento de sacudida, y en casos muy extremos, pueden aumentarse los efectos de segundo orden.

En un sistema suelo-estructura con una cimentación rígida, esta última tiene seis grados de libertad: desplazamiento vertical, dos desplazamientos horizontales referidos a dos ejes principales, torsión alrededor de un eje vertical y cabeceo alrededor de los dos ejes horizontales. Se requieren seis coeficientes de rigidez que representen la restricción ejercida por el suelo¹⁷. Varios investigadores han determinado valores de las rigideces equivalentes para diversas formas de cimentaciones rígidas sujetas a excitaciones armónicas. La rigidez ante cargas dinámicas o impedancia depende de la frecuencia del movimiento y está definida por cantidades complejas cuyas partes imaginarias representan el amortiguamiento. Por tanto la interacción lineal entre suelo y estructura puede ser manipulada más eficientemente en términos de la frecuencia¹⁸. Las frecuencias son independientes de los grados de libertad adoptados para la descripción del movimiento de la estructura analizada. En la práctica, el impacto de la flexibilidad del suelo en el comportamiento dinámico de una estructura se percibe de forma más acentuada en el modo fundamental.

2.2.3 Evolución en el modelado de los sistemas suelo-estructura

El análisis de la respuesta sísmica de sistemas suelo-estructura puede resultar muy complejo debido a las dificultades en el modelado del suelo, de la estructura y de la interfase suelo-estructura. Incluso para modelos simples surgen incertidumbres al determinar sus parámetros, tales como la rigidez estructural, amortiguamiento estructural, distribución de masa, rigidez de la fundación, y la interacción suelo-fundación.

Los métodos de análisis dependen del modelado del suelo, ya sea como un medio continuo, a partir de elementos finitos, o su representación por medio de resortes y amortiguadores en un semiespacio elástico o inelástico. Los primeros trabajos empleaban un modelo continuo para el suelo y la estructura se modelaba como un edificio de un solo piso a cortante debido al lado horizontal, luego el estudio se extendió a edificios con múltiples pisos a cortante, hasta llegar a los modelos que

¹⁷ Bielak (1971), Roesset (1980), Pais y Kausel (1985 y 1988) y Gazetas (1991). Algunas expresiones para el cálculo de estas rigideces pueden encontrarse en la Ref. 5.

¹⁸ El análisis en función de la frecuencia es un método alternativo al del análisis en función del tiempo y generalmente se emplea la transformada de Fourier.

conciben a la estructura como un modelo constituido por elementos finitos en la región discretizada del suelo¹⁹.

Se han desarrollado algunos procedimientos numéricos en los cuales el suelo se modela como un semiespacio elástico o viscoelástico, la fundación se concibe como una placa rígida y la estructura se comporta linealmente. El análisis se realiza en términos de la frecuencia, ya que las funciones dinámicas de rigidez para el semiespacio son cantidades complejas que dependen de la frecuencia. Las ecuaciones de movimiento no pueden ser resueltas por el método estándar de análisis²⁰, puesto que el sistema suelo-estructura no posee modos clásicos de vibración. Sin embargo, se han efectuado varios intentos para desacoplar de una forma aproximada tales ecuaciones²¹ utilizando modos de vibración sin amortiguamiento surgidos al desprestigiar la parte imaginaria de las funciones de rigidez del semiespacio, y al proporcionarle a la parte real un valor constante correspondiente a la primera frecuencia natural²² o bien una razón de amortiguamiento arbitrariamente asumida (del 3 al 5%).

Una estructura excitada por una carga dinámica interactúa con el suelo que la rodea. El suelo, en contraste con la estructura, tiene una extensión no confinada cuya condición de radiación de energía puede considerarse si el suelo se modela como un **semiespacio estratificado** en un medio semi-infinito que simule la disipación de la energía, que consista en varias capas horizontales de materiales isotrópicos y viscoelásticos con amortiguamiento histerético. Las propiedades varían con la profundidad del suelo pero se mantienen constantes en los estratos individuales. Si el suelo en la vecindad de la interfase suelo-estructura es irregular, el análisis también puede ser llevado a cabo considerando a esta extensión del suelo como parte de la estructura²³.

Otra forma de analizar la interacción suelo-estructura debida a excitaciones sísmicas, es modelar una parte significativa del suelo alrededor de la parte embebida de la estructura por medio del método del elemento finito y aplicar los movimientos del campo libre en la frontera de la región discretizada del suelo. Sin embargo, se requiere de almacenaje suficiente en el computador, así como de una cantidad considerable de tiempo para que sean desplegados los resultados. Es más eficiente utilizar el **método de la subestructura**, el cual se define a continuación.

En el método de la subestructura el sistema discretizado consiste en la estructura y en la región embebida. Se calcula primero la respuesta del campo libre del lugar. La parte de la interacción tiene dos pasos. En el primero, el suelo no confinado se analiza como un subsistema dinámico. Se determina la relación fuerza-desplazamiento de los grados de libertad de los puntos localizados en la interfase suelo-estructura. Estos son llamados coeficientes de rigidez dinámica del suelo y pueden ser representados físicamente como resortes generalizados o como un sistema resorte-amortiguador. En el segundo paso, la estructura apoyada en este sistema resorte-amortiguador (o sólo resortes) se analiza para un caso de cargado que depende del movimiento de campo libre. Al usar el método de la subestructura se facilita la subdivisión del complicado sistema suelo-

¹⁹ Para más detalles al respecto puede consultarse la Ref. 30.

²⁰ Es decir el análisis modal clásico o método de valores eigen. Para ello puede consultarse cualquier texto de Dinámica de Estructuras como el de la Ref. 7.

²¹ Se refiere al hecho de que las matrices se formulen como matrices diagonales para que su solución sea más expedita.

²² Para más detalles consultar la referencia número 24.

²³ Ref. 32.

estructura en partes que pueden ser analizadas más rápidamente. Si se cambia el movimiento del campo libre o si la estructura se modifica durante el proceso de diseño, la rigidez dinámica del suelo no tiene que ser calculada de nuevo. Los dos subsistemas pueden ser calculados por separado.

La metodología común para modelar la interacción ha sido el desarrollo de modelos de estructuras por medio de elementos finitos, con resortes representando al suelo, a pesar de que no es fácil determinar los valores de sus rigideces en condiciones particulares, para luego determinar sus características por prueba y error hasta que los movimientos de la superestructura sean los esperados. Sin embargo tal aproximación no conduce a una solución única, ya que un gran número de combinaciones de sistemas estructurales puede presentar movimientos similares a los ya registrados.

El método del elemento finito es el más refinado hasta el momento, puesto que se logra una mejor precisión a expensas de complejos cálculos. Este requiere que se especifique una frontera finita para el terreno de fundación, en la cual deben imponerse condiciones como la de desplazamiento nulo, con el propósito de evitar la radiación de energía a través de la frontera. Existen alternativas que incluyen mayor complejidad, las cuales van más allá de los objetivos de este documento.

Cuando se considere que el suelo pueda comportarse no linealmente, debido a la magnitud de las cargas sísmicas impuestas en él, puede utilizarse el procedimiento del elemento finito elastoplástico. La condición de frontera se simula con límites laterales fijos a una distancia lo suficientemente grande con respecto a la estructura para permitir que las ondas se propaguen lejos de ella, y así no se reflejen dentro de la región analizada²⁴.

Al efectuar un modelado incipiente de la fundación se afecta drásticamente la respuesta de la superestructura, tal como cuando se ignora el amortiguamiento de la misma. Si se asume una fundación fija monolítica, no se permite disipación de la energía a través de la fundación (amortiguamiento radiativo) y toda la energía sísmica se disipa eventualmente por amortiguamiento estructural.

2.2.4 Detección e identificación de interacción suelo-estructura a partir de registros de vibraciones

La interacción suelo-estructura puede alterar de forma significativa las características de los movimientos registrados en estructuras, específicamente la respuesta sísmica de estructuras fundadas en suelos blandos. Si no es tomada en cuenta puede causar una interpretación errónea de los registros. A pesar de que está siempre presente en cierto grado, generalmente se supone que los movimientos registrados al nivel de la fundación no son influidos por los movimientos de los niveles superiores y por tanto pueden considerarse como la excitación en la base. Cuando la interacción es significativa, esta suposición ya no es válida, puesto que existe retroalimentación entre la estructura, la fundación y el terreno circundante, convirtiéndose éstos en un sistema dinámico de ciclo cerrado, donde los movimientos de entrada (el de la fundación) y de

²⁴ Ver Ref. 3.

salida (de la superestructura) están acoplados²⁵.

Ya que la interacción altera las características de la frecuencia, es importante determinar previamente a un análisis de los registros de movimientos si la estructura está sujeta a interacción suelo-estructura. La presencia de interacción puede detectarse al investigar la causalidad de la respuesta de la estructura ante un impulso. Una estructura con interacción es un sistema no causal, debido al acoplamiento entre el movimiento de la fundación y el de la superestructura. En un sistema causal no ocurre acoplamiento.

La identificación de interacción se refiere a la extracción de las frecuencias naturales de la estructura (suponiendo base fija) y de la fundación, a partir de registros tomados al nivel de la fundación y en niveles superiores. Esta detección es relativamente simple si, además de los registros de la estructura, hay numerosos registros de movimiento del campo libre correspondientes a lugares cercanos no influidos por las vibraciones de estructuras vecinas. Sin embargo, en la mayoría de casos éstos no se encuentran disponibles.

La máxima respuesta de una estructura no aumenta necesariamente al aumentar la máxima aceleración del terreno. Es necesario que se considere la distribución de la energía en el registro por medio de las curvas espectrales y en particular para descubrir cuándo ocurren los máximos valores de las frecuencias naturales de las estructuras en las curvas espectrales.

El movimiento de diseño para una excitación sísmica se especifica como un espectro de respuesta de diseño a partir de una curva con valores promedio que tienen aplicación general. El uso de un solo registro individual de movimiento sísmico puede producir resultados equivocados, mientras que el uso de espectros suavizados o promediados a partir de un análisis estadístico de varios sismos es más adecuado, puesto que resume efectivamente los valores máximos de respuesta para todos los posibles sistemas de un solo grado de libertad y además es útil para el desarrollo de los requisitos de fuerzas laterales equivalentes en las especificaciones de los códigos locales de diseño²⁶.

2.2.5 Efectos del suelo en los sistemas de interacción

El comportamiento global de las estructuras durante un sismo depende de un número complejo de factores, uno de los cuales es la influencia de las condiciones locales del suelo. El efecto del suelo en la respuesta de las estructuras depende tanto de sus mismas propiedades como de las propiedades de la estructura y de la naturaleza de la excitación.

Las características modales como frecuencias naturales, desplazamientos y el amortiguamiento modal varían con la rigidez del suelo, las dimensiones de la fundación y la razón de embebimiento²⁷. El amortiguamiento modal debido al suelo aumenta

²⁵ El acoplamiento inercial o cinemático entre el suelo y la estructura se alcanza cuando las componentes de desplazamiento de la fundación rígida sin masa, en ausencia de la estructura o de fuerzas o esfuerzos aplicados en la parte superior de la fundación, son diferentes de las correspondientes al movimiento de campo libre.

²⁶ Eduardo Miranda propone ciertos criterios relacionados con el uso de espectros de diseño y las limitaciones que éstos puedan presentar en su artículo titulado *Hacia la Transparencia en Criterios de Diseño Sísmico*.

²⁷ Se define como la relación entre la profundidad de embebimiento de la zapata y su radio equivalente.

generalmente con el orden del modo y la blandeza del suelo, y puede depender grandemente del amortiguamiento ortogonal de la fundación.

El embebimiento bajo la superficie del terreno es uno de los factores que más afectan a la rigidez y amortiguamiento derivados del suelo. Ni con la mayoría de los modos de vibración puede efectuarse una predicción realista de las reacciones del suelo si se desprecia el embebimiento y si se considera a la fundación como superficial al suponer que éstas son iguales a las que actúan en una fundación superficial.

La presencia del suelo en el modelo dinámico final vuelve al sistema estructural más flexible, disminuyendo la frecuencia fundamental hasta un valor que, en general, es mucho menor que el correspondiente a una estructura con base fija. La forma del modo de vibración también se modifica.

El estudio de daños sísmicos en estructuras revela que sus características de vibración están íntimamente relacionadas con las condiciones de suelo. Consecuentemente, las estructuras flexibles pueden resultar severamente afectadas cuando están fundadas en suelos relativamente blandos, mientras que las estructuras rígidas adyacentes fundadas en el mismo suelo pueden resultar afectadas en menor grado. Por el contrario, las estructuras flexibles en suelos rígidos pueden resultar levemente afectadas, mientras que las estructuras rígidas pueden soportar mayores fuerzas sísmicas.

La máxima aceleración del terreno por sí sola no es medida suficiente del potencial de daño esperado al ocurrir un sismo. La amplitud en la superficie y el período predominante del terreno incrementan con la blandeza de la capa superficial del terreno. El concepto de período predominante del terreno se deriva de la consideración de las ondas de cortante unidimensionales que viajan en un suelo estratificado. La amplitud de la onda en el estrato inferior se vuelve mayor cuando pasa a una capa más blanda y mucho mayor cuando el período fundamental de la estructura tiene un valor cercano al período predominante del terreno, pudiendo ocurrir condiciones similares a la resonancia.

2.2.6 Efecto del amortiguamiento en la interacción suelo-estructura

El efecto del amortiguamiento es reducir la respuesta en una estructura, dependiendo del período natural del sistema. Por tanto deberían considerarse distintos valores de amortiguamiento correspondientes a cada modo de vibración, pero esto resulta impráctico, así como también lo es la determinación de un valor de amortiguamiento a partir de las propiedades geométricas de los miembros y de las propiedades mecánicas de los materiales.

La selección de un valor adecuado de amortiguamiento se basa en los datos obtenidos de experiencias previas. Las razones de amortiguamiento para sismos leves no son representativas puesto que pueden ocurrir mayores valores de amortiguamiento ante mayores amplitudes de movimiento. Los movimientos sísmicos que puedan provocar fluencia proporcionarían valores de amortiguamiento que no son útiles en el análisis dinámico puesto que incluyen la disipación de la energía debida a la fluencia, fenómeno que debe considerarse por separado a través de relaciones fuerza-deformación no

lineales.

El amortiguamiento de estructuras que descansan en fundaciones flexibles puede ser afectado por la presencia de interacción suelo-estructura en dos maneras:

1. La estructura gana amortiguamiento a través de la disipación de energía en el suelo.
2. El amortiguamiento que la estructura tendría en una fundación rígida se reduce, en la mayoría de los casos.

El amortiguamiento tiene un importante efecto en la respuesta ante cargas dinámicas. La disipación de energía en un suelo flexible se ve favorecida por dos mecanismos de propagación de ondas elásticas en el suelo (radiación o **amortiguamiento geométrico**) y las pérdidas histeréticas en el mismo debidas a su elasticidad imperfecta (**amortiguamiento material**). El amortiguamiento que una estructura pueda derivar de estos mecanismos depende del tipo de estructura, tipo de fundación y la rigidez del suelo. El amortiguamiento obtenido de la interacción varía desde ser despreciable para estructuras flexibles en fundaciones rígidas, hasta ser considerable para estructuras rígidas en fundaciones flexibles, y será conocido en lo sucesivo como amortiguamiento debido al suelo o a la fundación.

La flexibilidad en la fundación tiene otro efecto menos deseable en el **amortiguamiento estructural** o interno que la estructura tendría en el caso de una fundación rígida. En estructuras ligeramente amortiguadas, la contribución del amortiguamiento estructural es usualmente reemplazada por el amortiguamiento debido al suelo. Si se presume un gran amortiguamiento estructural en el diseño, ante un sismo fuerte la pérdida de amortiguamiento será mayor que la ganancia.

Una consideración racional del amortiguamiento puede mejorar la predicción de la respuesta y explicar las diferencias observadas en el comportamiento de estructuras similares. En los estudios de estructuras con base fija es común presumir que cada modo natural de vibración tiene una fracción constante de amortiguamiento crítico. Para estudios de interacción, al efectuar dicha suposición resulta un modelo estructural significativamente diferente. Al ignorar este hecho podrían atribuirse efectos dinámicos debidos a la interacción, cuando en realidad son debidos a la elección de la razón de amortiguamiento.

Existen diferentes métodos razonables para elegir un valor de amortiguamiento a ser empleado en el análisis sísmico. Para un sistema lineal los diferentes procedimientos son equivalentes si se utilizan correctamente, de manera que se elija una formulación particular de acuerdo al grado de precisión requerida en los cálculos.

La masa y la rigidez del modelo estructural son usualmente elegidos basándose en la estimación lógica de valores adecuados para el prototipo físico del sistema, considerando la contribución de los elementos estructurales en la energía cinética y potencial, pero rara vez puede identificarse con cierta confianza la cantidad de disipación de energía que ocurrirá en ellos. A menudo la primera consideración efectuada es asignar un valor de amortiguamiento de manera que haga expedito el análisis matemático (considerándolo constante en todos los modos). Esta consideración resulta ser cierta en la ausencia de evidencia que demuestre lo contrario, pero hay situaciones en las que una pequeña variación en los valores elegidos de amortiguamiento puede producir un modelo cuya respuesta dinámica es totalmente diferente.

Si se desea estudiar el efecto de la interacción suelo-estructura, ya sea con base flexible o fija, es importante utilizar el mismo valor de amortiguamiento en ambas condiciones, generalmente los correspondientes a la condición de base fija. Si se emplean valores correspondientes a la condición de base libre se obtiene una estructura con flexibilidad dinámica mayor en los modos con menor frecuencia y esta flexibilidad inducida por el amortiguamiento puede ser confundida fácilmente con la inducida por el suelo.

2.2.7 Sistemas no lineales

Los suelos se comportan de manera no lineal cuando son excitados por sismos de alta intensidad, que son de especial interés para los estructuristas. Los análisis no lineales, reales son sin embargo, todavía imposibles, a pesar de que existen modelos constitutivos no lineales para suelo que son prometedores.

La interacción suelo-estructura para excitaciones sísmicas supone implícitamente la ley de superposición como válida. La solución total equivale a la suma de las respuestas del campo libre y de la parte de la interacción cuando se inserta la estructura en el ambiente sísmico del campo libre.

La mayoría de los métodos utilizados suponen que la superestructura se comporta linealmente. Esto constituye una limitación relevante para estructuras que se desea que resistan sismos severos, en las cuales se acepte intencionalmente una acción inelástica. Bajo un sismo fuerte debe considerarse una posible no linealidad del suelo.

La fluencia de la estructura se concibe como un decremento en su rigidez, y por tanto tiende a minimizar los efectos de la interacción. Sin embargo no se cuenta con información cuantitativa al respecto, especialmente acerca de los efectos de la interacción en las ductilidades máximas requeridas en las regiones críticas de la superestructura.

2.2.8 Interacción suelo-estructura en puentes

El problema de la interacción dinámica suelo-edificio durante una excitación sísmica ha atraído considerable interés de varios investigadores. Tales análisis no han tenido el mismo desarrollo para estructuras más complicadas como los puentes.

Los puentes son generalmente más susceptibles a los efectos de la interacción suelo-estructura que otras estructuras. Las respuestas dinámicas pueden ser difíciles de predecir (sobre todo cuando los apoyos intermedios se encuentran muy espaciados) como consecuencia del movimiento no sincrónico de los apoyos, debido a que las ondas tardan más en incidir de uno a otro. Los puentes con claros largos tienen contribuciones de rigidez debida en su mayor parte a la rigidez horizontal proporcionada esencialmente por las pilas, mientras que la contribución del tablero es despreciable. Además hay que considerar que los puentes son construidos muchas veces en condiciones de terreno adversas.

Los efectos que se generan debido al gran espaciamiento entre apoyos son los siguientes:

1. **Efecto de incoherencia:** Las ondas sísmicas pierden coherencia al esparcirse en un medio heterogéneo del terreno.
2. **Efecto del paso de las ondas:** Las ondas inciden en los apoyos en diferentes instantes de tiempo.
3. **Efecto de atenuación:** Disminución gradual de las amplitudes de las ondas debido al espaciamiento geométrico y a la disipación de la energía en el suelo.
4. **Efecto de la respuesta del sitio:** Debido principalmente a las variaciones en los perfiles del suelo y a la manera de cómo afectan éstos a la amplitud y contenido de la frecuencia del movimiento de las ondas cuando se propagan hacia estratos superiores.

La interacción entre un puente y el suelo que le rodea puede surgir por causa de dos efectos: La componente dinámica que se origina de las fuerzas de inercia y la componente pseudoestática que surge del efecto que produce la rigidez del puente en los movimientos variables de los apoyos. Ambos efectos tienden a reducir la variabilidad en los movimientos de los apoyos y los efectos de incoherencia, del paso de ondas y de la respuesta del sitio.

Se considera importante la interacción dinámica suelo-puente por ejemplo cuando el movimiento de un estribo o de la fundación es significativamente diferente del movimiento del terreno en ausencia del puente.

Al suponer una respuesta lineal del sistema suelo-fundación-superestructura, el análisis de este sistema sometido a excitación sísmica puede ser llevado a cabo en tres pasos consecutivos:

1. **Análisis de las acciones de entrada:** Se determina el movimiento del terreno de fundación en ausencia de la superestructura, lo que se conoce como movimiento de entrada de la fundación, el cual incluye componentes traslacionales y rotacionales.
2. **Obtención de las relaciones fuerza-desplazamiento en la fundación:** Se determinan las impedancias (representadas por resortes y/o amortiguadores) asociadas con la deo vertical y horizontal, sacudimiento y oscilaciones combinadas de la fundación. Este paso es clave en la evaluación de los efectos de la interacción suelo-estructura.
3. **Análisis dinámico del puente:** Se calcula la respuesta sísmica de la superestructura apoyada en los resortes y amortiguadores sujetos al movimiento de entrada de la fundación. El cálculo de la respuesta estructural de un puente depende de sus características de rigidez, masa y amortiguamiento, en relación con las mismas correspondientes al suelo.

La interacción dinámica depende de:

1. El ángulo de incidencia de las ondas sísmicas (generalmente SH).
2. La relación de la rigidez de las vigas del puente a la del suelo.

3. La relación de la masa de las vigas del puente a la de la masa del sistema rígido estribo-fundación.
4. El claro del puente.

Algunas simplificaciones que se efectúan al modelar un puente son:

1. El suelo es elástico, isotrópico y homogéneo.
2. Las fundaciones y los estribos son rígidos.
3. Las vigas se modelan como vigas de cortante, apoyadas en sus extremos por pilas rígidas.

Cuando la onda incidente golpea primero a una fundación mayor, ésta puede actuar como un escudo para la siguiente si es de menores dimensiones. Este efecto hace que la fundación menor tenga casi el mismo desplazamiento que la mayor. Dicho efecto decrece con el aumento ya sea en la flexibilidad de las vigas, en la longitud del claro o bien en el ángulo de incidencia de las ondas.

Cuando la onda incidente golpea primero a la fundación más pequeña, la otra actúa como una barrera que refleja la mayor parte de la onda de nuevo hacia la fundación más pequeña, volviendo despreciable el efecto de escudo proporcionado por esta última.

La excitación de diferentes modos de vibración está relacionada con la naturaleza del movimiento de la fundación para diferentes ángulos de incidencia de las ondas SH, y en particular la fase relativa del movimiento entre los estribos del puente. Cuando éstos se mueven en fase, hay una tendencia a excitar modos simétricos de vibración. Cuando se mueven fuera de fase, los modos antisimétricos son más excitados efectivamente.

El tipo más simple de interacción suelo-puente ocurre para ondas SH que inciden verticalmente: los estribos no se mueven cuando el tablero tiene una frecuencia correspondiente a un modo simétrico de vibración y la eficiencia del amortiguamiento radiativo²⁸ es máxima cuando el ángulo de incidencia no es vertical; mientras que cuando el puente no es simétrico o cuando los estribos son distintos, la eficiencia del amortiguamiento radiativo se reduce significativamente. En general, se obtiene una respuesta grande del puente en sus frecuencias naturales correspondientes a base fija.

2.2.8.1 Interacción suelo-pilote-puente

En las dos últimas décadas, varios métodos numéricos y analíticos han sido desarrollados para calcular las rigideces dinámicas y la respuesta sísmica de fundaciones de pilotes tomando en cuenta la interacción pilote-suelo-pilote²⁹. Esta depende de la frecuencia y resulta de las ondas emitidas desde la periferia de cada pilote que se propagan hasta golpear a

²⁸ La eficiencia del amortiguamiento es la capacidad de éste en reducir las vibraciones en los sistemas estructurales sin que ocurra daño alguno por causa de esta reducción.

²⁹ En la Ref. 17 se establecen las formulaciones para el cálculo de las rigideces de diferentes arreglos de pilotes dependiendo del tipo de suelo.

los pilotes vecinos³⁰.

Muy poco se conoce acerca de la interacción pilote-fundación-superestructura en puentes. La suposición de que el grupo de pilotes es un apoyo fijo y monolítico es la que prevalece. Una posible razón para tal carencia es que la mayoría de los resultados de las investigaciones al respecto son aisladas y presentadas de forma poco práctica para los ingenieros estructuristas.

De hecho se espera que la interacción pilote-pilote tenga un papel importante en la respuesta del grupo de pilotes cuando éstos se encuentran a un espaciamiento relativamente corto entre ellos.

Al inducir el movimiento de entrada del sistema en la fundación, se obtiene un movimiento sísmico diferente al de campo libre. Esta diferencia se debe al campo de ondas generado por el desplazamiento entre suelo y pilotes. Sin embargo, para movimientos con frecuencias pequeñas el movimiento de la fundación puede considerarse aproximadamente igual al de campo libre.

La rigidez dinámica del grupo de pilotes, en cualquier modo de vibración, puede calcularse utilizando la rigidez dinámica de un solo pilote junto con los factores de interacción dinámica³¹.

2.2.8.2 Modelado de las fundaciones para el análisis de la respuesta en puentes

Idealmente, la respuesta sísmica de puentes debe evaluarse efectuando un análisis directo que modela al sistema total discretizado, que consiste en la estructura, la fundación y la masa del suelo. Sin embargo tal metodología está mas allá del estado de la práctica en el presente, dada la complejidad en el modelado del sistema suelo-fundación. En vez de ello los análisis de interacción suelo-estructura se llevan a cabo empleando el método de la subestructura.

En el primer paso se analiza la respuesta del sistema de fundación sin la superestructura. Se determinan las relaciones fuerza-desplazamiento de los grados de libertad de los puntos en la interfase entre la superestructura y la fundación por medio de los coeficientes de rigidez dinámica, los que pueden representarse físicamente como un sistema de resortes y amortiguadores generalizados. El método de la subestructura usualmente emplea una representación lineal de los sistemas de fundación. En el segundo se analiza la estructura del puente apoyada en el sistema resortes-amortiguadores para obtener las características de la respuesta del sistema global ante un sismo determinado.

³⁰ Referencias 19 y 20.

³¹ Este procedimiento se detalla en la Ref. 19.

2.2.8.3 Simplificación del sistema de rigidez de la fundación

Al evaluar la respuesta dinámica global en las rigideces de las fundaciones de los puentes carreteros más comunes, deben determinarse sus frecuencias naturales, estimando e incorporando en el análisis las rigideces de las fundaciones en un caso, y suponiendo la condición de base fija en el otro. Al comparar la longitud del puente contra la relación entre las frecuencias correspondientes a un modelo con base fija y las correspondientes a un modelo con interacción, las características del puente global se ven afectadas significativamente por el sistema de fundación.

Para tomar en cuenta adecuadamente las fuerzas de inercia en el sistema de fundación bajo cargas dinámicas, los coeficientes de rigidez deben depender de la frecuencia de carga. Las fuerzas de inercia en el sistema de fundación pueden ignorarse al estimar su rigidez³².

Pueden emplearse las expresiones siguientes (dadas en Ton/m para las componentes traslacionales y en Ton.m/rad para las rotacionales) en la determinación de las relaciones fuerza-desplazamiento del sistema suelo-fundación en el caso de zapatas rectangulares³³:

$$K_z = GB [3.1\lambda^{0.75} + 1.6] [1 + (0.25 + 0.25/\lambda) \eta^{0.8}] / (1 - \nu) \quad (2.2-1)$$

$$K_x = GB [6.8\lambda^{0.65} + 2.4] [1 + \{ 0.33 + 1.34/(1 + \lambda) \} \eta^{0.8}] / (1 - \nu) \quad (2.2-2)$$

$$K_y = K_x + 0.8GB [\lambda - 1] [1 + \{ 0.33 + 1.34/(1 + \lambda) \} \eta^{0.8}] \quad (2.2-3)$$

$$K_{rx} = GB^3 [3.2\lambda + 0.8] [1 + \{ \eta + 1.6/(0.35 + \lambda) \} \eta^2] / (1 - \nu) \quad (2.2-4)$$

$$K_{ry} = GB^3 [3.73\lambda^{2.4} + 0.27] [1 + \{ \eta + 1.6/(0.35 + \lambda^4) \} \eta^2] / (1 - \nu) \quad (2.2-5)$$

$$K_t = 16GB^3 [4.25\lambda^{2.45} + 0.46] [1 + (1.3 + 1.32/\lambda) \eta^{0.9}] \quad (2.2-6)$$

Donde:

K_z : rigidez equivalente en la dirección perpendicular a la planta de la zapata.

K_y, K_x : rigideces equivalentes para cada una de las direcciones horizontales en el plano paralelo a la base de la zapata.

K_{rx}, K_{ry} : rigideces equivalentes en rotación con respecto a los ejes principales horizontales en el plano de la base de la zapata perpendiculares a la dirección que se analiza.

³² En la Ref. 17 se desarrolla un procedimiento simplificado por medio de gráficos para el cálculo de las rigideces equivalentes de suelo-zapata de puentes carreteros, ya sean éstas circulares o rectangulares.

K_t : rigidez equivalente en torsión con respecto al eje vertical centroidal de la base.

$$\lambda = L B$$

G : módulo de cortante del suelo.

$\eta = E B$ (relación de embebimento).

ν : relación de Poisson del suelo.

$2L$: mayor dimensión de la zapata.

$2B$: menor dimensión de la zapata.

E : desplante.

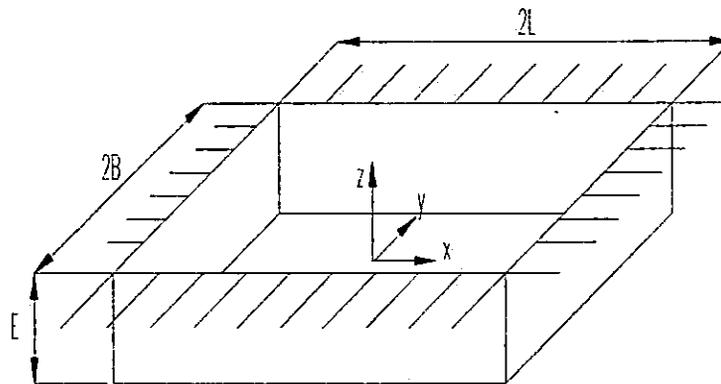


Figura 2.2.1: Orientación de los Ejes y Dimensiones de una Cimentación Rectangular.

2.2.8.4 Modelado del amortiguamiento de la fundación

La selección del valor adecuado de amortiguamiento es un problema complejo, ya que se necesita considerar dos fuentes primarias del mismo: amortiguamiento radiativo (asociado con los efectos inerciales de la masa del sistema suelo-fundación) y el amortiguamiento material. Su análisis requiere la realización de dos pasos.

El primer paso requiere la evaluación de las características del amortiguamiento de la fundación para un rango de amplitudes de desplazamientos y de frecuencias de cargado. Debe prestarse atención a las diferencias fundamentales entre las dos fuentes de amortiguamiento. El factor de amortiguamiento radiativo depende de la frecuencia del cargado, mientras que el

³³ Estas son las desarrolladas por Pais y Kausel. Expresiones más complejas que toman en cuenta el efecto proporcionado por el relleno estructural sobre la zapata pueden encontrarse en la Ref. 23.

amortiguamiento se necesita emplear un método aproximado que consista en la solución por medio de la evaluación de la historia en el tiempo. Si se emplea la superposición modal, es necesario escoger el valor del coeficiente de amortiguamiento de manera tal que sea disipada la cantidad apropiada de energía. Dicha selección requiere la estimación previa de la amplitud del desplazamiento y de la frecuencia de cargado aproximada (la cual se relaciona con las frecuencias naturales del sistema global puente-fundación) de manera que puedan representarse apropiadamente las magnitudes de los amortiguamientos radiativo y material.

En el segundo paso pueden evaluarse las contribuciones de ambas fuentes en el amortiguamiento modal de la respuesta global del puente. Debido a las limitaciones propias del método de superposición, la contribución del amortiguamiento viscoso sólo puede ser tomada en cuenta de forma aproximada. Es de hacer ver que el coeficiente de amortiguamiento viscoso no es un parámetro intrínseco de la fundación, sino meramente un artificio matemático para aproximar el fenómeno del amortiguamiento radiativo y material. Dicho coeficiente varía con la frecuencia de cargado, la rigidez de la fundación y la amplitud del desplazamiento.

2.3 CONCEPTOS Y OPERACIONES BASICAS DEL SAP2000

2.3.1 Generalidades

El SAP2000 usa una interfase gráfica para modelar, analizar, diseñar y presentar cualquier tipo de estructura. En esta parte se presenta una serie de pasos y comandos en forma secuencial para modelar estructuras que en nuestro caso particular son puentes.

▪ El Modelo Estructural.

El SAP2000 analiza y diseña las estructuras utilizando un modelo, el cual se define con la interfase gráfica. El modelo debe incluir las siguientes características para representar la estructura:

- Propiedades del material.
- Elementos de marco (*frames*) que representan vigas, columnas y/o miembros de armaduras.
- Elementos de cáscara (*shells*), utilizados para representar, paredes, losas y otros elementos de espesor delgado.
- Juntas, que representan conexiones de elementos.
- Restricciones y resortes asignadas a las juntas (apoyos, diafragmas, etc.)
- Cargas, incluyendo peso propio, térmicas, sísmicas, y otras
- Etc.

Luego el programa analiza la estructura, verificando desplazamientos, esfuerzos y reacciones ocasionados por las cargas. Dependiendo del tipo de análisis que se desee hacer así se obtendrán resultados.

▪ Sistema de Coordenadas.

El modelo está definido y localizado respecto a un sistema global de coordenadas en tres dimensiones X, Y y Z mutuamente perpendiculares que satisfacen la regla de la mano derecha. Además, cada elemento del modelo (junta, elemento de marco, elemento de cáscara, etc.) tiene su propio sistema local de coordenadas usado para definir propiedades, cargas y la respuesta de sus componentes. Los ejes locales son denotados por 1, 2 y 3. Pueden emplearse además sistemas de coordenadas cilíndricas o polares.

▪ La Pantalla del SAP 2000

Desde la interfase gráfica, el SAP2000 presenta una serie de opciones que contienen todas las operaciones con las cuales se pueden desarrollar los modelos de las estructuras:

- Menú principal: contiene todas las operaciones necesarias para modelar.
- Menú de barra de herramientas: proporciona un acceso rápido y fácil para utilizar las operaciones directamente, especialmente las operaciones de vistas. Sin embargo todas las operaciones de este menú pueden ser accedadas también desde el menú principal.

2.3.2 Modelado de una estructura

Para modelar una estructura en el SAP2000 puede hacerse uso de los patrones modelo (*model templates*) con los cuales se puede dibujar de una manera más rápida cualquier estructura digitando sus dimensiones generales. Los puentes son estructuras complejas que necesitan para su modelado muchos elementos³⁴ como: elementos de marco, de cáscara, sólidos, etc., por lo tanto, el modelo a realizar se deberá dibujar paso a paso, es decir, no se utilizarán los patrones.

Para comenzar el modelado del puente deben partirse de los siguientes datos:

1. Dimensiones de la estructura completa: longitud de los claros, ancho del rodaje, altura de las pilas, etc.
2. Dimensiones de todos los elementos que lo componen: losas, vigas, arriostramientos, atiesadores, placas de apoyo, pernos, pilas, fundaciones, etc.
3. El tipo de elemento con el cual se definirán los elementos. Por ejemplo la losa de rodamiento es recomendable modelarla como un elemento de cáscara, los arriostramientos como elementos de marco, etc., de la misma forma todos los demás elementos deben estar definidos.
4. Tipo de materiales a utilizar en los elementos: acero, concreto u otros, considerando sus propiedades mecánicas, geométricas y de resistencia.
5. Las cargas. De acuerdo al análisis que se le hará al puente deben especificarse las cargas que soportará: carga muerta, carga viva o de tránsito, de impacto, de sismo, de viento, etc., así como sus respectivas combinaciones.

El SAP2000 presenta un menú principal de operaciones, las cuales deben efectuarse en un orden específico para volver la etapa del dibujo rápida y eficiente. Los pasos son:

1. Líneas de rejilla (*gridlines*)

La rejilla (*grid*) es un arreglo de líneas de construcción paralelas a los ejes de coordenadas que forman el área de trabajo para ayudar al dibujo del modelo.

Dependiendo del tipo de análisis a realizar, así será el modelado del puente. En este caso se modelará por medio de elementos finitos, lo cual significa que en el dibujo de las líneas de rejilla deberá tomarse en consideración el número de líneas necesarias por dirección (x, y, z). Para dibujar estas líneas se hace uso de la tabla que aparece en la pantalla cuando se acciona la operación *nuevo modelo (new model)*, que se muestra en la figura 2.3.1.

³⁴ El SAP2000 proporciona un apartado especial para el análisis de puentes para el cálculo de líneas de influencia, ya sea por carriles de tráfico o por carga viva de vehículos. Sin embargo es muy limitado para nuestro trabajo de investigación y no se tomará en cuenta.

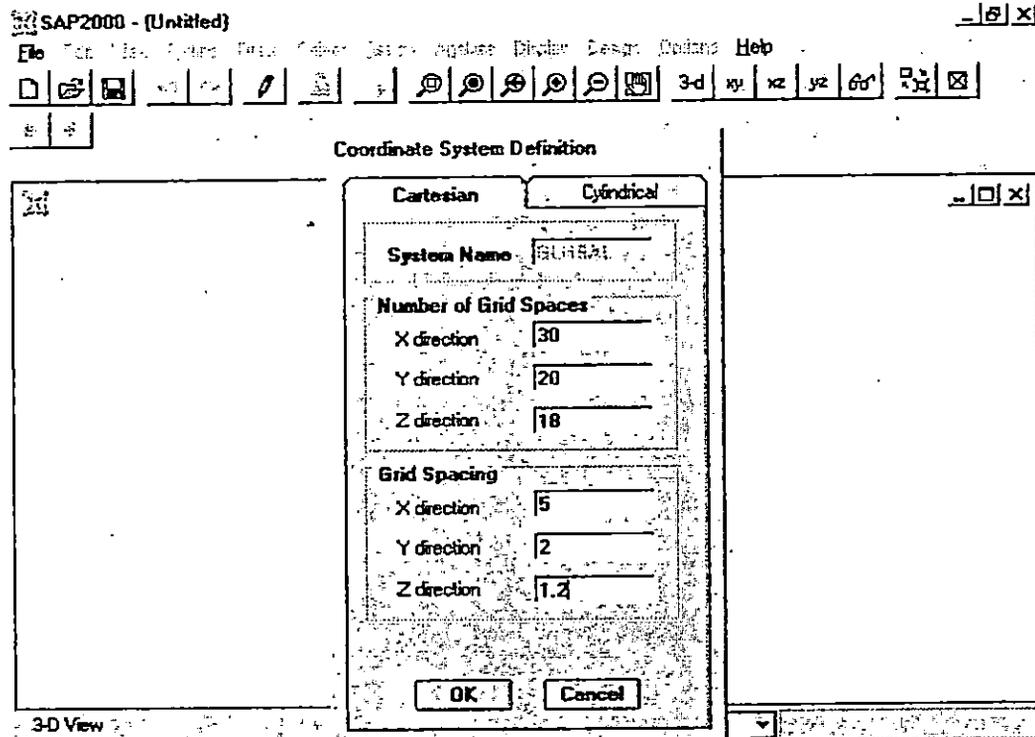


Figura 2.3.1: Edición de Líneas de Rejilla.

Se puede obtener cualquier número de líneas de rejilla en cada dirección con un espaciamiento definido constante que se escoja. Después de esto se pueden agregar, mover y borrar líneas de rejilla desde la operación *edit* y luego *edit grid*.

2: Definir (Define)

Esta operación es usada para crear entidades nombradas que no forman parte de la geometría del modelo. Estas entidades incluyen:

- Propiedades de los materiales.
- Propiedades de secciones de marco o de cáscara.
- Casos de cargas estáticas.
- Funciones y análisis de espectros de respuesta.
- Funciones y análisis de historia en el tiempo.
- Combinaciones de carga.

Para definir estas entidades se utiliza *Define* en el menú y no requiere de una selección previa de los elementos. Las opciones que presenta este submenú se muestran en la figura 2.3.2.

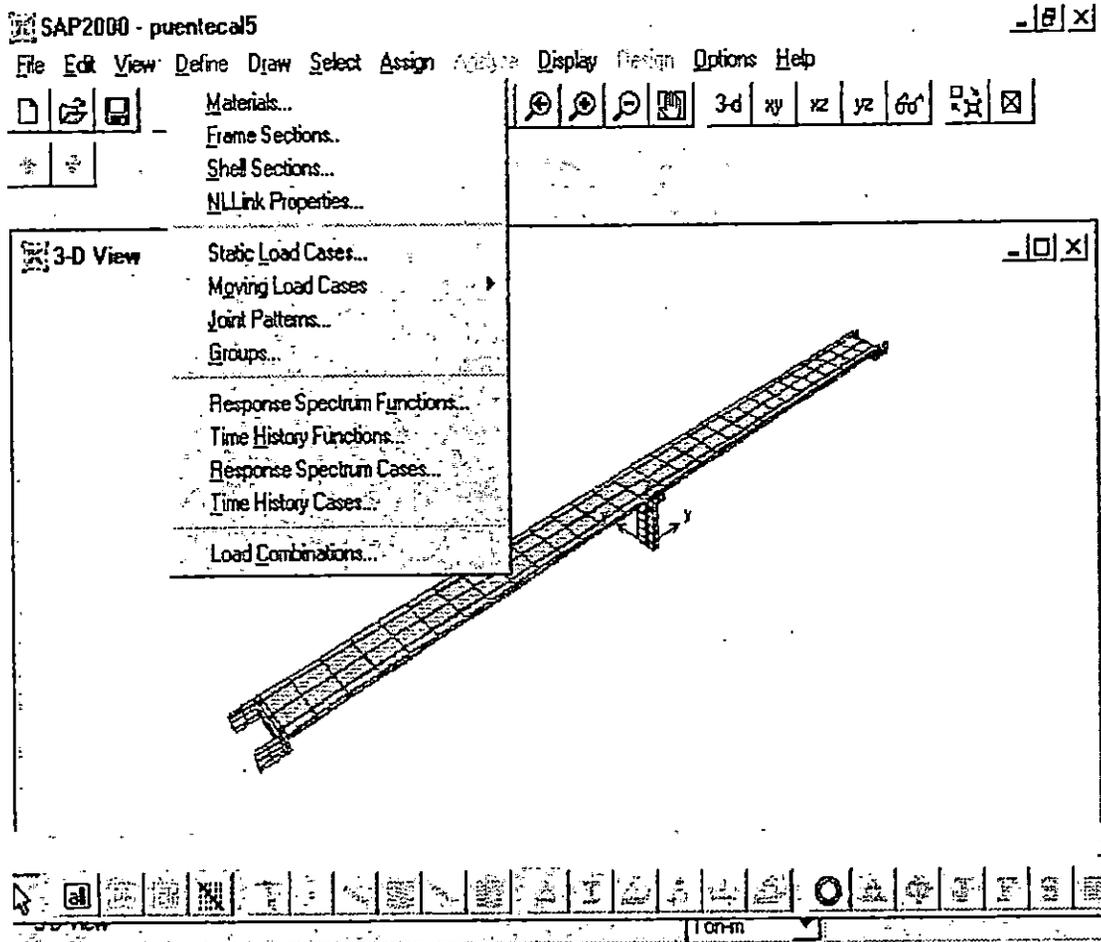


Figura 2.3.2: Despliegue de Pantalla de la Operación Definir.

3. Dibujar (Draw).

Esta operación se usa para agregar nuevos objetos al modelo o para modificar alguno de los objetos: elementos de marco, de cáscara y juntas. Los elementos sólidos se definen y se dibujan desde el archivo con extensión s2k.

En esta fase se dibujan sobre las líneas de rejilla los diferentes elementos que conforman el modelo, siguiendo un orden específico el cual podría ser: fundaciones, pilas, apoyos, estribos, vigas, conectores, arriostramientos y losa de rodaje.

Para ello se selecciona *Draw* en el menú, y se escoge el elemento a dibujar con el ratón haciendo click en las intersecciones de las líneas de rejilla quedando éstas automáticamente definidas como juntas. Para los elementos de marco se hace click en sus extremos, y para los elementos de cáscara se marca con el ratón las esquinas que definen sus contornos.

En esta operación el botón izquierdo del ratón se usa para dibujar y editar objetos, y el botón derecho para verificar las propiedades de los elementos.

4. *Editar (Edit)*.

Esta operación se emplea para hacer cambios en el modelo e incluye:

- Cortar y copiar la geometría de los objetos seleccionados desde la pantalla de Windows.
- Pegar geometría de los objetos desde la pantalla de Windows dentro del modelo.
- Agregar propiedades al modelo desde el patrón de modelo.
- Borrar objetos.
- Mover juntas, las cuales también modifican los elementos conectados.
- Dividir elementos de marco o de cáscara en más pequeños.
- Etc.

Esta operación se usa en toda la etapa de dibujo, ya que en muchas ocasiones se necesita modificar lo dibujado, copiar algún elemento que se repita a lo largo de una dirección, o borrar un objeto.

5. *Asignar (Assign)*

Esta operación se utiliza para asignar propiedades y cargas (definidas anteriormente en el paso 2) a uno o más elementos seleccionados, utilizando la operación *Asigna* del menú principal, la que incluye:

- Asignación de restricciones, constricciones, resortes, masas, sistema de ejes locales y cargas en las juntas.
- Asignación de propiedades de secciones, sistema de ejes locales, liberación en extremos y cargas en elementos de marco.
- Asignación de propiedades de secciones, sistema de ejes locales y cargas en elementos selle.

Cuando se ha asignado alguna propiedad o carga descrita anteriormente a un objeto y éste se modifica, se anula automáticamente la asignación y se vuelve necesario hacer de nuevo el proceso de asignación.

El proceso de asignación puede agilizarse haciendo uso de la barra flotante de herramientas (*Floating Toolbar*) un fácil acceso a las operaciones de asignación, la que se muestra en la figura 2.3.3.

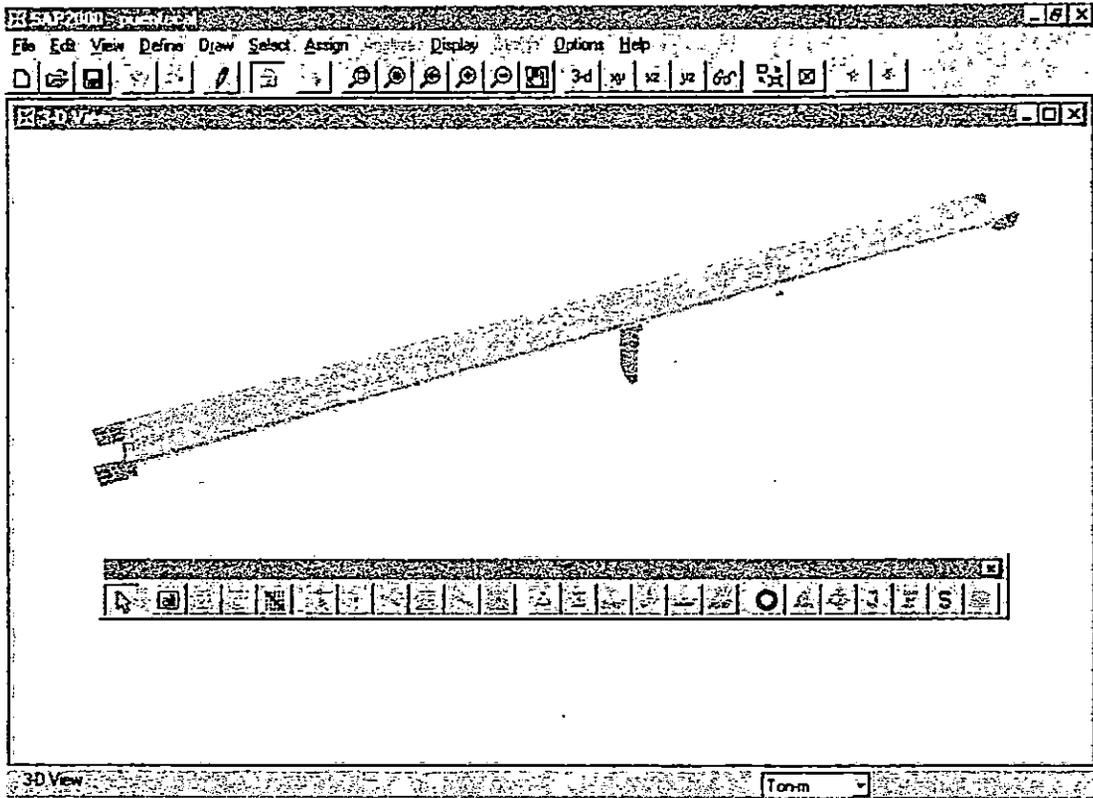


Figura 2.3.3: Pantalla de la Barra Flotante de Herramientas.

Después de que se ha creado el modelo estructural con las operaciones anteriormente descritas se puede analizar el modelo determinando desplazamientos, esfuerzos y reacciones resultantes, de acuerdo a lo que se desee hacer. Para mayores detalles se recomienda consultar el *Quick Tutorial*, donde se dan ejemplos de modelado.

6. Análisis (Analyse)

Luego del modelado del puente se procede a la fase de análisis. Este se efectúa desde la opción *Analyse* en el menú principal. Esta contiene las alternativas de análisis estático y dinámico.

Para el caso de puentes, si se desea hacer un modelado lo más real posible es evidente que el análisis debe ser dinámico, para el cual además se deben tener otras herramientas como: los espectros de respuesta y acelerogramas de sismos importantes de la región de emplazamiento de la estructura. Estos servirán como parte fundamental para el análisis a emplear, ya sea por análisis de historia de la respuesta en el tiempo (utilizando los acelerogramas) o por análisis de espectros de respuesta. Para llevar a cabo cualquiera de las alternativas de análisis es necesario definir las

desde la operación *define* (ver figura 2.3.4). Después de definir las funciones para el análisis, se oprime la opción de análisis (*analyze*). Luego se selecciona *establecer opciones* (*set options*), del cual se toma *análisis dinámico* (*dynamic analysis*). Presionando *establecer parámetros dinámicos* (*set dynamic parameters*) se debe asignar el número de modos de vibración necesarios para obtener los resultados significativos del análisis.

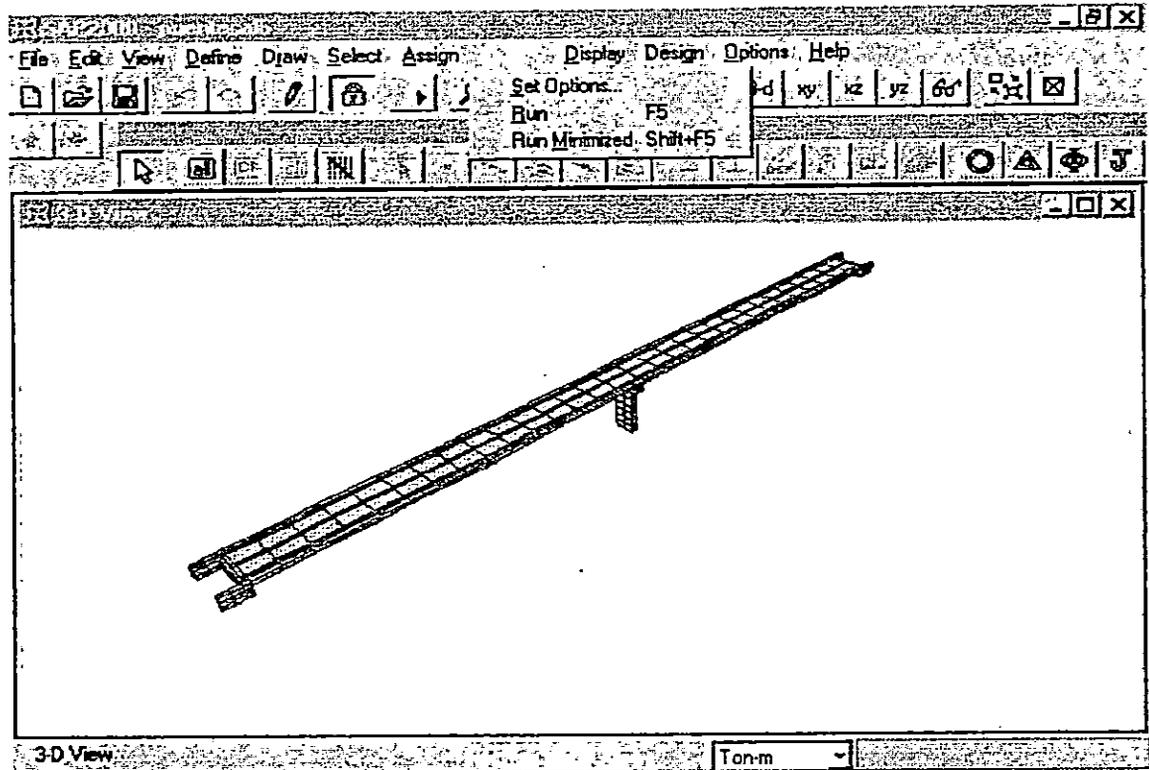


Figura 2.3.4: Pantalla de la Operación *Análisis*.

Por último se presiona *Correr* (*Run*). Esta operación significa que el modelo está siendo analizado. Su pantalla se muestra en la figura 2.3.5.

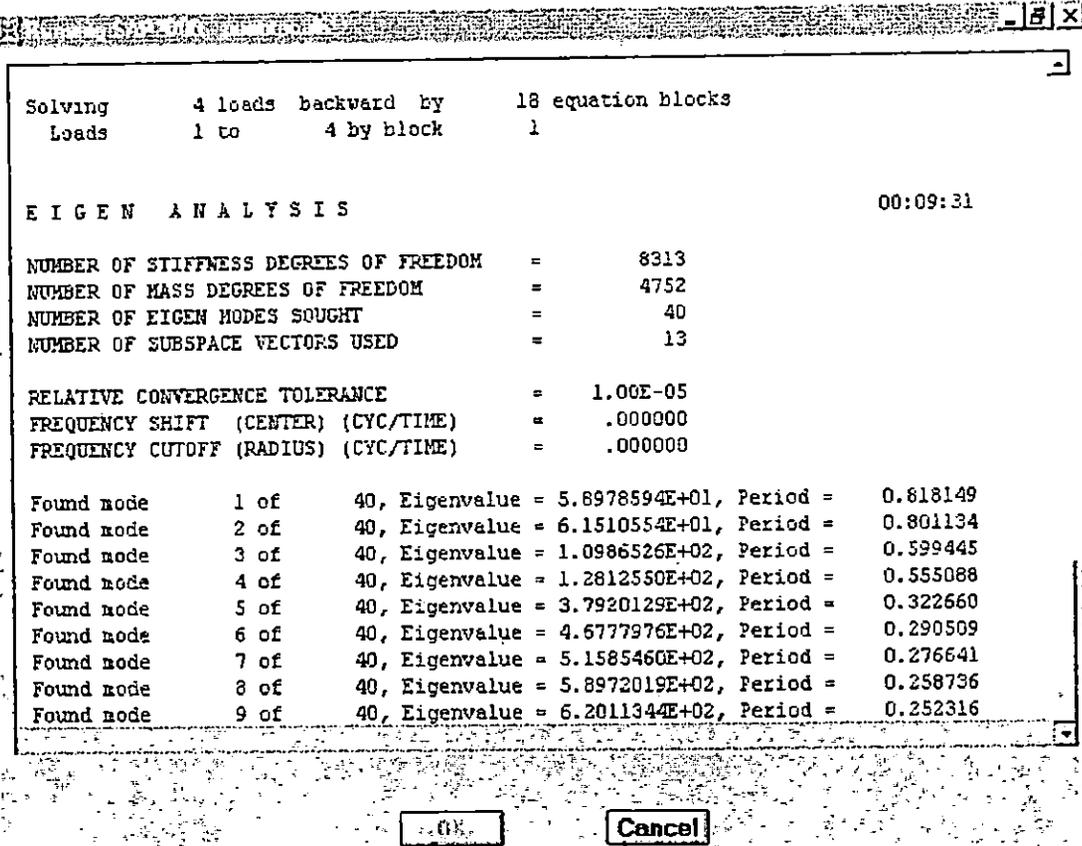


Figura 2.3.5: Pantalla de Corrida del Modelo (*Running Analysis*).

La etapa de análisis puede durar varios minutos, dependiendo del tamaño del modelo, de sus requerimientos de análisis, de la capacidad de memoria de la computadora, etc. Durante ella no puede efectuarse modificación alguna al modelo.

7. *Presentación de resultados (Display)*

Los resultados son presentados de dos maneras: gráficamente (desde la interfase gráfica) utilizando la operación *display* del menú principal o por medio de tablas. Entre los resultados que se pueden obtener están:

- Deformadas debido a las cargas asignadas (muerta, viva, sismo, impacto, viento, etc. y sus combinaciones).
- Desplazamientos.
- Esfuerzos.
- Cortantes, momentos y fuerzas axiales.
- Deformadas de los modos de vibración y sus respectivos esfuerzos, desplazamientos, fuerzas, etc.

En el análisis dinámico se obtienen las deformadas de los modos de vibración gráficamente como se muestra en la figura 2.3.6.

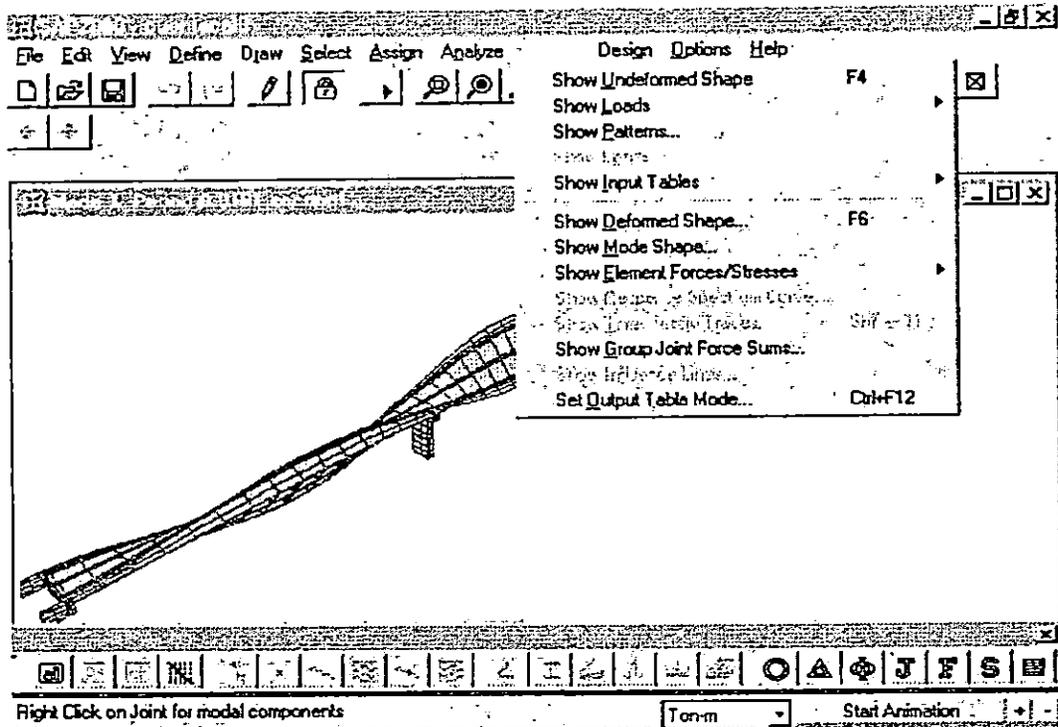


Figura 2.3.6: Pantalla de Presentación de Resultados (*display*).

Durante el análisis, el SAP2000 produce tres archivos de texto de salida que pueden ser útiles para el programador:

- The input echo*, con extensión eko: este archivo es creado durante la fase de revisión de datos. Contiene una tabulación de todos los datos de entrada que son leídos e interpretados por el programa, así como también los problemas o errores detectados al analizar el modelo.
- The analysis log*, con extensión log: este contiene análisis estadísticos, advertencias o mensajes de errores en los datos. Además presenta la memoria requerida para el análisis, el número de elementos formados, el número de ecuaciones formadas, el tamaño de las matrices de rigidez, el número de frecuencias naturales de vibración del modelo, etc.
- The output*, con extensión out: es creado durante la fase de análisis del programa. También se le llama archivo de salida. Contiene datos sobre desplazamientos, fuerzas, esfuerzos, y otros resultados del análisis. No contiene ninguna advertencia o mensaje de errores.

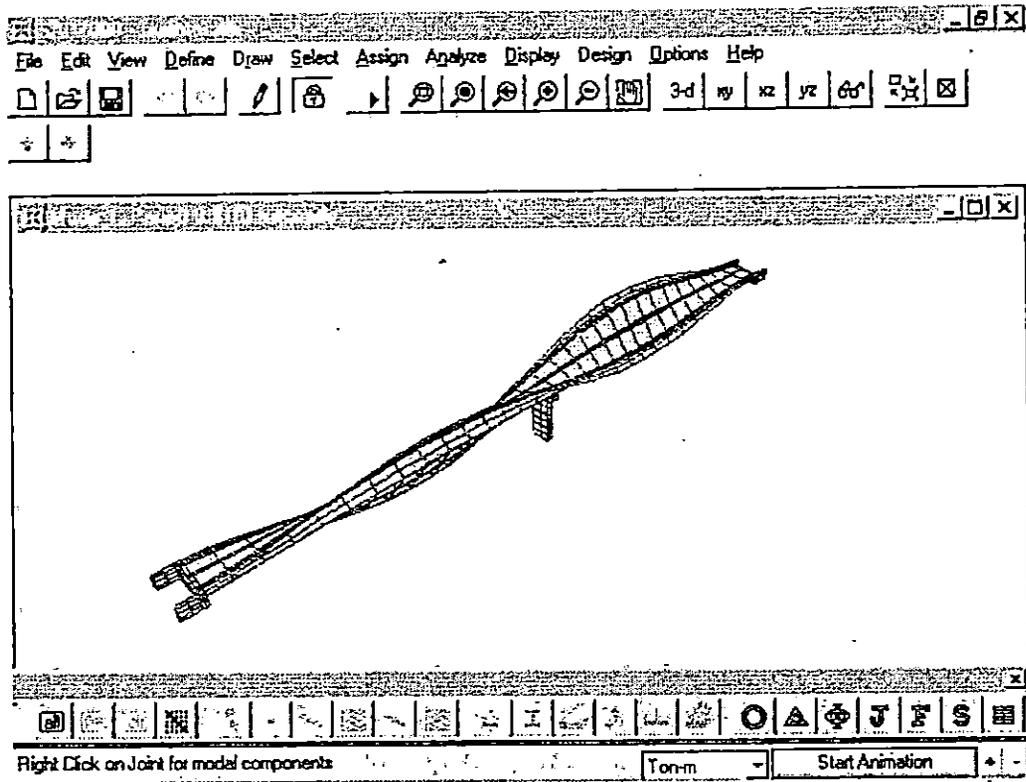


Figura 2.3.7: Deformada Correspondiente al Primer Modo de Vibración del Puente de Calibración.

Capítulo 3:

Aplicación del Método Estático al Diseño de un Puente.

3.1 DATOS GENERALES

En este capítulo se presenta el diseño de un puente por el método estático. Se parte del supuesto que los resultados de los estudios hidrológicos, de suelo y de tránsito son conocidos. No se presenta el diseño de estribos ni de los apoyos elastoméricos, puesto que los primeros no forman parte de la estructura discretizada en los modelos de los puentes con claros simplemente apoyados y el diseño de los apoyos está fuera de los objetivos de la investigación. El propósito de este capítulo es presentar, a manera de ejemplo, la manera como se acostumbra diseñar los puentes en nuestro medio. Los artículos, secciones, ecuaciones y tablas de aquí en adelante referidos son los correspondientes a las normas AASHTO para el diseño de puentes carreteros, aménos que se indique lo contrario.

La solución escogida es un puente con 9.91 mt de ancho total:

- 7.41mt, ancho de rodamiento para el tráfico de vehiculos.
- 1.25 mt, a cada extremo para las aceras destinadas al tráfico peatonal.

La carga de tránsito de diseño fue determinada como un camión tipo HS 15-44.

Los carriles, en cada sentido, tienen un ancho de 3.70 mt que es el más utilizado en nuestro medio.

De acuerdo al ancho total se utilizarán cuatro vigas en toda la longitud del puente.

3.2 DISEÑO DE LA LOSA

Espaciamiento entre vigas.

El espaciamiento entre vigas se determina así:

Ancho de rodamiento = 7.41 mt

Separación centro a centro de vigas (4 vigas) = $[9.90 - 2(1.25)] / (4-1) = 2.47$ mt

Claro libre entre vigas suponiendo $b_w = 20$ cm (ancho de alma de la viga):

$$S = 2.47 - 0.20 = 2.27 \text{ m}$$

Como $S = 2.27$ mt, el refuerzo principal debe ser perpendicular al tráfico.

La sección transversal del puente se muestra en el plano adjunto a este capítulo.

Cálculo del espesor de la losa.

La tabla 8.9.2 muestra los espesores mínimos recomendables para miembros de espesor (o peralte) constante. Estos corresponden a los requisitos mínimos para el control de deflexiones, a menos que un análisis demuestre que se pueden emplear menores espesores.

$$h = (S + 305)/30 \geq 16.52 \text{ cm} \quad \text{S: longitud del claro transversal, cm.}$$

Peralte mínimo de losa:

$$h = (227 + 305)/30 \geq 16.52 \text{ cm}$$

$$h = 17.73 \text{ cm, OK}$$

Adoptar un espesor de losa de $h = 20 \text{ cm}$.

Cálculo de los momentos actuantes.

Art. 3.24.3.

a) Momento por carga muerta (M_{cm}) por unidad de ancho de losa.

- Bajado de cargas:

Peso propio de losa: $0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$

($\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$)

Pavimento asfáltico: 90 Kg/m^2

($e = 5 \text{ cm}$, compactados)

Utilidades futuras: 30 Kg/m^2

(recarpeteo $e = 2.5 \text{ cm}$)

$$w = 600 \text{ Kg/m}^2$$

La fórmula para el cálculo aproximado del momento por carga muerta a utilizar es $M_{cm} = 1/10 w s^2$ ya que la AASHTO no propone una fórmula para M_{cm} .

$$M_{cm} = 1/10 (600) (2.27)^2$$

$$M_{cm} = \pm 309.17 \text{ Kg.mt}$$

b) Momento por carga viva (M_{cv})

El momento por carga viva se calcula de acuerdo al Art. 3.24.3.1

$$M_{cv} = 0.8 ((S + 0.61) / 9.74) * P_{15} \text{ (Kg.mt/mt)}$$

0.8: factor de continuidad (losa continua en más tres apoyos, 4 vigas.)

$$P_{15} = 5454.5 \text{ Kg Art. 3.24.3}$$

$$M_{cv} = \pm 0.8 ((2.27 + 0.61) / 9.74) 5454.5$$

$$M_{cv} = \pm 1290.26 \text{ Kg.mt}$$

c) Momento por carga de impacto (M_i)

Factor de impacto: $I = 15.24 / (L + 38) \leq 0.300$ Art. 3.8.2, Art. 3.8.2.2

$$I = 15.24 / (2.02 + 38) = 0.381 > 0.300$$

$$\therefore I = 0.300$$

$$M_i = I * M_{cv}$$

$$M_i = \pm 0.300 * 1290.26$$

$$M_i = \pm 387.08 \text{ Kg.mt}$$

Momento de diseño:

$$M_T = M_{cm} + M_{cv} + M_i$$

$$M_T = 309.17 + 1290.26 + 387.08$$

$$M_T = \pm 1986.51 \text{ Kg.mt}$$

Especificaciones de los materiales:

Resistencia a la compresión en el concreto: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia en el acero: $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos permisibles: Art. 8.15.2

Concreto: $f_c = 0.40 f_c = 0.40 * 280 = 112 \text{ Kg/cm}^2$ Art. 8.15.2.1.1

Acero grado 50: $f_s = 0.5 f_y = 0.5 * 3500 = 1750 \text{ Kg/cm}^2$ Art. 8.15.2.2

Relación modular (n): Art. 8.15.3.4

$$n = E_s/E_c$$

$$E_c = 15100\sqrt{f_c} = 15100\sqrt{280} = 252671.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 2000000/252671.33 = 7.92$$

$$n \cong 8 \text{ (entero más cercano)}$$

Peralte necesario de la losa

De acuerdo al esfuerzo admisible en el concreto la capacidad resistente a momento está dada por la siguiente fórmula³⁵:

$$M = f_c/(2 k j b d^2)$$

Teoría elástica (Art. 8.15.3.1)

Donde: f_c : esfuerzo de compresión del concreto en la fibra superior, $f_c = 112 \text{ Kg/cm}^2$

k y j : factores geométricos que dependen de la ubicación de la resultante de la distribución de esfuerzos a compresión.

d : peralte.

b : ancho de la sección

$$\therefore d = \sqrt{(2M_r)/(f_c k j b)}$$

$$k = n / (n + f_s/f_c) = 8 / (8 + 1750/112) = 0.339$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.339/3 = 0.887$$

$$d = \sqrt{(2 \times 1986.51 \times 100)/(112 \times 0.339 \times 0.887 \times 100)} = 10.86 \text{ cm}$$

Verificando el espesor propuesto:

$$h = d + \text{recubrimiento} + \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$h = 10.86 + 5 + 1.59/2$$

$$h = 16.66 \text{ cm} < 20 \text{ cm OK.}$$

³⁵ Puede consultarse cualquier texto sobre diseño de estructuras de concreto reforzado, como el de la Ref. 31.

Acero de refuerzo (perpendicular al tráfico)

-Refuerzo principal para $M_T(+)$ en 1 mt de ancho:

$$d = h - \text{rec} - \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$d = 20 - 2.5 - 1.59/2$$

$$d = 16.71 \text{ cm.}$$

$$A_s = M_T(+)/ (f_s j d)$$

$$A_s = 1986.51 \times 100 / (1750 \times 0.887 \times 16.71)$$

$$A_s = 7.65 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N°5: N° de varillas = $A_s/A_v = 7.65/1.98 = 3.86$ var.

Separación en 1 mt = $100/3.86 = 25.91$ cm

Separación máxima (Art. 8.21.6) $1.5h = 1.5(20) = 30$ cm
 ó $18" = 45.7$ cm.

Cuánta de refuerzo:

$$\rho = A_s/bd = 7.66/(100 \times 16.71) = 0.0046 < \rho_{\min} = 0.005 \text{ (ACI)}$$

$$A_s \geq 0.005 \times 100 \times 16.71 = 8.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas: } 8.34/1.97 = 4.23 \text{ var}$$

$$\text{Separación: } s = 100/4.23 = 23.64 \text{ cm}$$

∴ Usar 1 N°5 @ 22.5 cm en el lecho inferior perpendicular al tráfico.

-Refuerzo principal para $M(-)$:

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

$$d = h - \text{rec} - \phi \text{ var}(\#5)/2$$

$$d = 20 - 5 - 1.59/2$$

$$d = 14.21 \text{ cm}$$

En 1 mt de ancho: $A_s = M_T(-)/ (f_s j d)$

$$A_s = 1986.51 \times 100 / (1750 \times 0.887 \times 14.21)$$

$$A_s = 9.00 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N°5: N° de varillas = $A_s/A_v = 9.00/1.98 = 4.55$ var.

Separación en 1 mt: $100/4.55 = 21.98$ cm

Cuánta de refuerzo: $\rho = A_s/bd = 4.55 \times 1.98 / (100 \times 14.21) = 0.0063 > \rho_{\min}$ OK

∴ Usar 1 N°5 @ 20 cm en el lecho superior perpendicular al tráfico.

Refuerzo por distribución (paralelo al tráfico)

Art.3.24.10.2

Debe utilizarse un porcentaje de $121/\sqrt{s}$ (máximo 67%) del refuerzo requerido para momento positivo.

Entonces: $(121/\sqrt{2.27}) \leq 67\%$

Pero $80.31 > 67$, \therefore usar 0.67

$A_s = 0.67 (7.65) = 5.13 \text{ cm}^2/\text{mt}$

Usando varilla N°5: N° de varillas = $5.13/1.98 = 2.59$ var.

$S = 100/2.59 = 38.61 \text{ cm} > S_{\text{max}} = 30\text{cm}$.

\therefore Usar 1 N°5 @ 30cm en el lecho inferior paralelo al tráfico.

Refuerzo por temperatura y contracción.

Art. 8.20

$A_{s_{\text{min}}} = 2.64 \text{ cm}^2/\text{mt}$ (Art. 8.20.1)*

Smax: $3h = 60 \text{ cm}$

Art. 8.20.2

$18" = 45.7\text{cm}$

Usando varilla N°4 : N° de varillas = $2.64/1.27 = 2.08$ var.

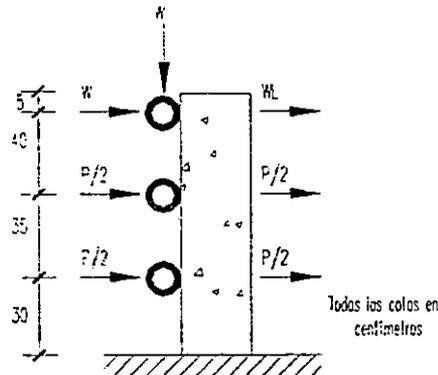
$S = 100/2.08 = 48.08 \text{ cm} > S_{\text{max}} = 45.7 \text{ cm}$

* $A_{s_{\text{min}}}$ debe ser proporcionado en ambas direcciones pero colocado en el lecho superior de la losa. En la dirección perpendicular al tráfico (en el lecho superior) $A_s > A_{s_{\text{min}}}$.

\therefore Usar 1 N°4 @ 45cm en el lecho superior dirección paralela al tráfico.

3.3 DISEÑO DEL BARANDAL

Puede escogerse un barandal para tráfico combinado (vehicular y peatonal) de la figura 2.7.4B de las especificaciones:



Carga en el pasamanos: $W = 74.56 \text{ Kg/m}$ (Art. 2.3.2.2)

Carga en los postes: $P = 4545.45 \text{ Kg}$ (Carga de diseño)

No se requiere de la aplicación del factor de incremento de carga transversal (ver artículo 2.7.1.3.7)

Se adopta un espaciamiento entre postes de $L = 1.50 \text{ mt}$.

Los barandales deben diseñarse de acuerdo al método elástico de los esfuerzos permisibles según el tipo de material (Art. 2.7.4.1).

Para acero estructural:

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 2536.20 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos admisibles (Art. 2.7.4.2):

-Esfuerzo unitario admisible por cortante: $F_v = 0.33f_y \cong 836.25 \text{ Kg/cm}^2$

-Esfuerzo permisible por flexión: $F_b = 0.66F_v \cong 552.38 \text{ Kg/cm}^2$

Barandas inferiores.

- Diseño por flexión:

Momento de diseño:

$$P' = P/2 = 4545.45/2 = 2272.73 \text{ Kg}$$

$$L = 1.5 \text{ mt}$$

$$M = P'L/6 \text{ Art.2.7.1.3.5}$$

$$M = 2272.73 \cdot 1.5/6$$

$$M = 568.18 \text{ Kg.mt}$$

Esfuerzo por flexión (zona elástica): $F_b = Mc/I$

Para una sección con $t = 1.712$ cm, $\phi = 10$ cm, $I = 636.83$ cm⁴ (de tablas AISC):

En la fibra superior: $f_b = 568.18 \cdot 10^2 \cdot 5 / 636.83 = 446.10$ Kg/cm²

$f_b < 552.38$ Kg/cm², OK.

- Diseño por cortante.

Cortante de diseño: $V = P' = 2272.73$ Kg

Esfuerzo por cortante (zona elástica): $f_v = VQ/Ib$

Q: primer momento de área (fibra extrema)

b: ancho de la sección que cruza su E.N.

$$Q = 122.95 \text{ cm}^3$$

$$f_v = (2272.73 \cdot 122.95) / (636.83 \cdot 2 \cdot 1.712) = 128.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < 836.95 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK}$$

Para tubos: $R/t \leq 40$ (Art. 2.7.4.2)

$$5/1.712 = 2.92, \text{ OK}$$

∴ Usar un tubo estándar de espesor $t = 1.70$ cm y diámetro $\phi = 10$ cm.

Baranda superior (pasamanos).

- Diseño por flexión:

Momento de diseño: $M = 0.1WL^2$ Art. 2.7.1.3.5

$$W = 74.56 \text{ Kg/mt}$$

$$M = 0.1(74.56)(1.5)^2$$

$$M = 16.776 \text{ Kg-mt}$$

Para una sección con $t = 1.27$ cm, $\phi = 5$ cm, $I = 41.4779$ cm⁴ (de tablas AISC):

En la fibra superior: $f_b = 16.776 \cdot 10^2 \cdot 2.5 / 41.4779 = 101.11$ Kg/cm²

$$f_b < 552.38 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK.}$$

- Diseño por cortante.

Cortante de diseño: $V = WL = 74.56 * 1.5 = 11.84 \text{ Kg}$

$$Q = 21.77 \text{ cm}^3$$

$$f_v = (11.84 * 21.77) / (159.6955 * 2 * 1.27) = 0.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v < 836.95 \text{ Kg/cm}^2, \text{ OK}$$

Para tubos: $R/t \leq 40$ (Art. 2.7.4.2)

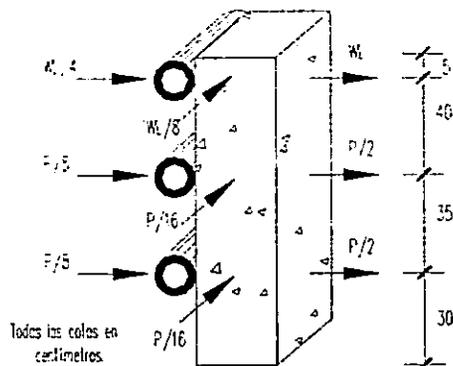
$$2.5/1.27 = 1.97, \text{ OK}$$

∴ Usar un tubo estándar de espesor $t=1.27 \text{ cm}$ y diámetro $\phi=5 \text{ cm}$.

3.4 DISEÑO DE POSTES

Distribución de cargas:

Art.2.7.1.3.3 y Art.2.7.3.2.3



$$W = 74.56 \text{ Kg/mt (0.7456 Kg/cm)}$$

$$P' = 2272.732 \text{ Kg}$$

$$L = 150 \text{ cm.}$$

Momentos en la base del poste.

- Debidos a las cargas transversales WL y P' (exteriores)

$$M_1 = d_3(WL) + (d_1+d_2)P'$$

$$M_1 = (105 \cdot 0.7456)(150) + (30+65)(2272.73)$$

$$M_1 = 227652.08 \text{ Kg.cm}$$

- Debidos a las cargas longitudinales WL/8 y P'/8

$$M_2 = (1/8) (227652.08)$$

$$M_2 = 28456.51 \text{ Kg.cm}$$

- Debidos a las cargas transversales WL/4 y P'/4 (interiores)

$$M_3 = (1/4) (227652.08)$$

$$M_3 = 56913.02 \text{ Kg.cm}$$

Peralte requerido para el momento mayor: $d = \sqrt{2M/(fckjb)}$

Asumiendo $b = 20 \text{ cm}$: $d = \sqrt{(2 \cdot 227652.08)/(112 \cdot 0.339 \cdot 0.887 \cdot 20)} = 26.00 \text{ cm}$

Asumiendo $h = 30 \text{ cm}$: $d = h - 2.5 - \phi \text{ var}(\#7)/2 - \phi \text{ var}(\#4)$
 $d = 26.56 \text{ cm}$, OK.

- Acero longitudinal

Para $M_1 = 227652.08 \text{ Kg.cm}$:

$$A_s = M/(f_s j d) = 227652.08/(1750 \cdot 0.887 \cdot 26.56) = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ de varillas (N}^\circ 7): 5.52/3.88 = 1.42 \text{ varillas}$$

Revisando los efectos combinados para M_1 y M_2 , los que actúan simultáneamente: M_1 lo resisten 2 varillas, mientras que M_2 lo resisten las dos varillas de la esquina siendo éstas las más esforzadas.

En un sentido: $227652.08 = 2A_{s1}(1750)(0.887)(26.56)$

$$A_{s1} = 2.76 \text{ cm}^2$$

En el otro: $d = 20 - 2.5 - \phi \text{ var}(\#7)/2 - \phi \text{ var}(\#4) = 16.56 \text{ cm}$

$$28456.41 = 2A_{s2}(1750)(0.887)(16.56)$$

$$A_{s2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3.31 \text{ cm}^2 \text{ (1 N}^\circ 7)$$

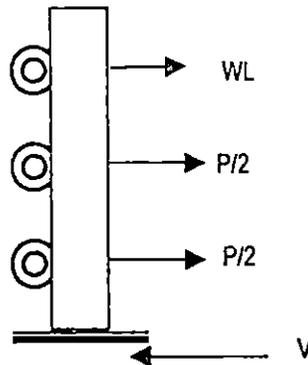
Para el momento aplicado independiente M_3 (2 varillas):

$$56913.02 = 2A_s(1750)(0.887)(16.56)$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ N}^\circ 4)$$

- Acero transversal

Cortante en la base



Esfuerzo cortante (Art.8.15.5.1.1): $v' = V/bd = 4657.29 / (20 \cdot 26.71)$

$$v' = 8.77 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistido por el concreto (Art. 8.15.5.2.1): $v_c = 0.252\sqrt{f_c} = 0.252\sqrt{280}$

$$v_c = 4.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Separación requerida: Art.8.15.5.3.2

v' : esfuerzo que debe absorber el refuerzo transversal

$$v' = 8.77 - 4.22 = 4.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' = 20 \cdot 26.56 \cdot 4.55 = 3625.44 \text{ Kg}$$

Separación: $S = Av_fsd/V'$

Art 8.15.5.3.9

$$v' \leq 1.062\sqrt{f_c} = 1.062\sqrt{280} = 17.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 5.29 \text{ Kg/cm}^2 < 17.79 \text{ Kg/cm}^2, \text{ O.K.}$$

Art.8.19.1.1(b): $v = 9.509 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{1}{2} v_c = 2.11 \text{ Kg/cm}^2$

Límites de separación.

La separación debe cumplir: $A_v = 3.523 b_w s / f_y$ Art. 8.19.1.2

Espaciamiento del refuerzo transversal: Art. 8.19.3

$$S_{\max}: d/2 = 13.28 \text{ cm}$$

$$24" = 61 \text{ cm}$$

Sreq si se usa varilla N°3: $s = 2 \cdot 71 \cdot 1750 \cdot 26.56 / 3625.44 = 18.20 \text{ cm}$

$$\text{Para } A_v: s = A_v f_y / 3.523 b_w$$

$$s = 2 \cdot 0.71 \cdot 1750 / (3.523 \cdot 20) = 56.88 \text{ cm, OK.}$$

∴ Usar estribo N°3 @ 12.5 cm.

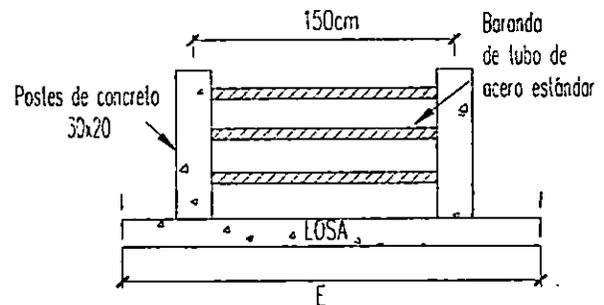
3.5 DISEÑO DE ACERA Y LOSA EN VOLADIZO

Deben ser analizados los siguientes casos:

1. Carga muerta + carga viva peatonal
2. Carga muerta + carga viva de tránsito (accidental)
 - a) Carga de llanta sobre la acera
 - b) Choque contra el barandal

Bajado de cargas muertas:

- Barandas inferiores (2): 40 Kg/mt
- Baranda superior (pasamanos): 18 Kg/mt
- Carga de barandas por poste: 98 Kg/mt
- Carga de 1 poste: $0.30 \times 0.20 \times 1.10 \times 2400 = 158.40 \text{ Kg}$
- Espesor de acera: 0.25 mt
- Peso acera + losa: $0.45 \times 2400 \times 1 = 1080 \text{ Kg/mt}$

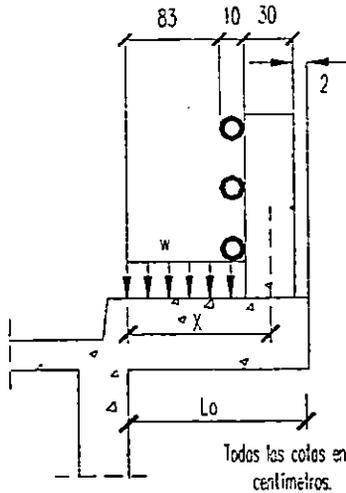


Caso 1: Carga muerta + carga viva peatonal

Longitud efectiva de la losa que resiste las cargas de los postes: Art. 3.24.5.2

$E = 0.8X + 1.524$ (mt), donde X es la distancia del centro del poste hacia el punto considerado.

Carga viva peatonal: 416 Kg/m^2 (Art. 3.14.1.3)



$$\text{Si } X = 125 - 25/2 - 30/2 - 2 = 95.5 \text{ cm}$$

$$L_0 = 112.5 \text{ cm}$$

$$L_1 = 83 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E = 0.8(0.955) + 1.524 = 2.288 \text{ mt}$$

Momento en la sección donde comienza el voladizo:

$$\text{Momento por metro de losa: } M = X P/E$$

P no debe incluir carga de llanta (Art.3.24.5.2), sólo la de los postes y barandas.

$$P = 158.4/1.5 + 98 = 99.50 \text{ Kg}$$

$$M = X P/E = 99.50 \cdot 95.5/228.8 = 41.53 \text{ Kg.mt}$$

Momento total::

$$M_{\text{cm + peat}} = X P/E + w(\text{losa} + \text{acera})L_0^2/2 + (w_{\text{peatonal}}) L_1^2/2$$

$$= 41.53 + 1080 \cdot 1.125^2/2 + 416 \cdot 0.83^2/2$$

$$= 724.97 + 143.29$$

$$M_{\text{cm + peat}} = 868.26 \text{ Kg.mt}$$

Caso 2(a): Carga muerta + carga de llanta sobre la acera.

La carga de llanta más pesada es la trasera, actuando a 0.305 mt del rostro de las barandas.

Carga de llanta: $P_{15} = 5454.5 \text{ Kg}$, distribuida en una longitud $E = 0.8X + 1.143$ (Art. 3.24.5.1.1)

$$X = 100 - 30.5 - 10 - 2 = 27.5 \text{ cm, } X: \text{ distancia de la carga hacia la sección a-a}$$

$$E = 0.8 \cdot 0.275 + 1.143$$

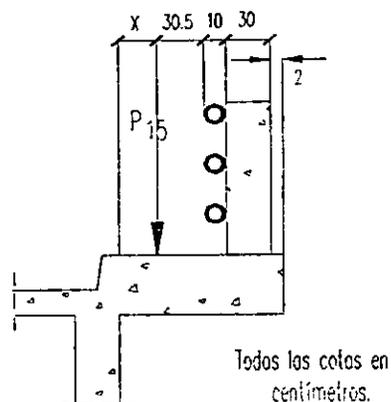
$$E = 1.363 \text{ mt}$$

Momento por metro de losa:

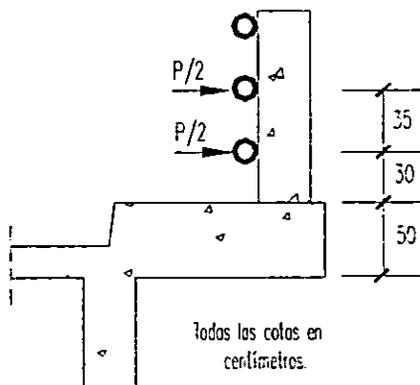
$$M = X P/E + M_{cm}$$

$$M = 0.395 \cdot 5454.5 / 1.363 + 724.97$$

$$M = 2305.69 \text{ Kg.mt}$$



Caso 2(b): Carga muerta + choque contra barandal



$$M = M_{cm} + P'(d_1 + d_2)$$

$$M = 724.97 + 2272.73(0.75 + 1.10)$$

$$M = 4929.52 \text{ Kg.mt}$$

∴ El momento de diseño es $M = 4929.52 \text{ Kg.mt}$

Peralte necesario: $d = \sqrt{2M/(f_c j k b)} = \sqrt{(2 \cdot 100 \cdot 4929.52) / (112 \cdot 0.887 \cdot 0.339 \cdot 100)}$

$$d = 17.10 \text{ cm} < 20 \text{ cm, OK.}$$

El peralte que trae la losa es $d = 14.21 \text{ cm}$. Por lo tanto se puede hacer doblar el acero con este peralte, así:

- Acero perpendicular al tráfico: $A_s = 4929.52 \cdot 100 / (1750 \cdot 0.887 \cdot 17.10) = 18.57 \text{ cm}^2$

Usando varillas N°5: $N^\circ \text{ var} = 18.57 / 1.98 = 9.38 \text{ varillas, } S = 100 / 9.38 = 10.66 \text{ cm}$

Lecho superior: prolongar el refuerzo de la losa N°5 @ 20 cm, intercalando bastones n°5

Lecho inferior y acera: $A_{s_{min}}$ por temperatura, 1 N°4 @ 45 cm.

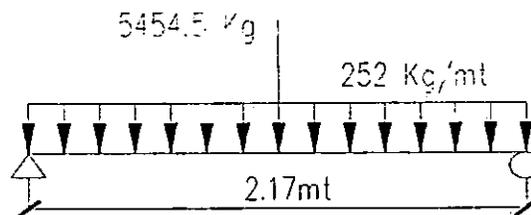
Acero paralelo al tráfico: As por distribución, 1 N° 5 @ 30 cm.

3.6 DISEÑO DE DIAFRAGMAS

Luego de realizar los cálculos se observa que una sección de 0.35 x 0.30 m es adecuada.

Cargas: Peso lineal: $0.35 \times 0.30 \times 2400 = 252 \text{ Kg/mt}$
 Carga viva: $P_{15} = 5454.5 \text{ Kg}$
 Factor de impacto: $I = 15.24 / (2.17 + 38) = 0.379$; entonces $I = 0.300$

Cálculo del momento máximo (suponiendo que el diafragma está simplemente apoyado entre las vigas):



$$M_{cm} = \omega s^2 / 8 = 252(2.17)^2 / 8 = 148.33 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{cv} = PL/4 = 5454.5 \cdot 2.17 / 4 = 2959.07 \text{ Kg.mt}$$

$$M_i = 0.300 M_{cv} = 887.72 \text{ Kg.mt}$$

$$M_T = 3995.12 \text{ Kg.mt}$$

$$\text{Peralte requerido: } d = \sqrt{(2 \cdot 3995.12 \cdot 100) / (112 \cdot 0.339 \cdot 0.887 \cdot 30)} = 28.12 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte real proporcionado: } d = 35 - 4 - \phi_{\text{var } \#3} / 2 - \phi_{\text{var } \#4}$$

$$d = 35 - 4 - 1.91 / 2 - 1.27$$

$$d = 28.78 \text{ cm} > d_{\text{req}}, \text{ O.K.}$$

$$A_s = 3995.12 \cdot 100 / (1750 \cdot 0.889 \cdot 28.78) = 8.92 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 8.92 / (30 \cdot 28.78) = 0.0103 > \rho_{\text{min}}$$

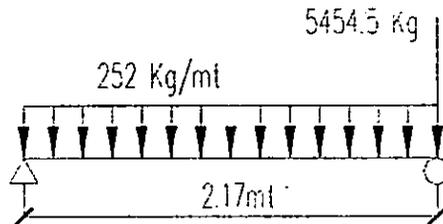
$$\text{Al usar varilla N}^\circ 6: \text{ N}^\circ \text{ de varillas} = 8.92 / 2.85 = 3.13 \text{ var.}$$

Usar 4 N°6 en el lecho inferior, en paquetes de dos.

Cortante máximo: Ocurre para la carga de la llanta trasera sobre el apoyo del diafragma.

Ancho de camión = 1.83 mt

Longitud diafragma = 2.17 mt



Para el diafragma simplemente apoyado:

$$R_{izq} = [1.3 \cdot 5454.5 \cdot (2.17 + 2.17 - 1.83) + 252 \cdot 2.17^2 / 2] / 2.17 = 8475.28 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante: $v = V/bd = 8475.28 / (30 \cdot 28.78) = 9.82 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo cortante resistido por el concreto: $v_c = 4.22 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo absorbido por el refuerzo transversal: $v' = 9.82 - 4.22 = 5.60 \text{ Kg/cm}^2$

Fuerza cortante: $V' = 5.60 \cdot 30 \cdot 28.78 = 4835.04 \text{ Kg/cm}^2$

Separación: Usando estribo n° 4.

$$S_{max} = d/2 = 14.39 \text{ cm}$$

$$S = 1.27 \cdot 1750 \cdot 28.78 / 4835.04 = 13.23 \text{ cm}$$

$$24'' = 61 \text{ cm}$$

Usar estribo N°4 @ 12.5 cm.

Ubicación de los diafragmas:

- En los extremos de las vigas. Art. 8.12.1
- En el punto de máximo momento de las vigas (cuando $l > 40$ pie), Art.8.12.2.

Se cumple con los requisitos del espacio mínimo entre barras paralelas:

$$S: 1.5 \phi_{\text{ef var}(\#6)} = 4.04 \text{ cm (rige).}$$

$$1.5 \phi_{\text{agie}} = 1.91 \text{ cm}$$

$$1.5'' = 3.81 \text{ cm}$$

3.7 DISEÑO DE VIGAS

3.7.1 Diseño de vigas interiores³⁶.

1. Momento producido por las cargas muertas³⁷:

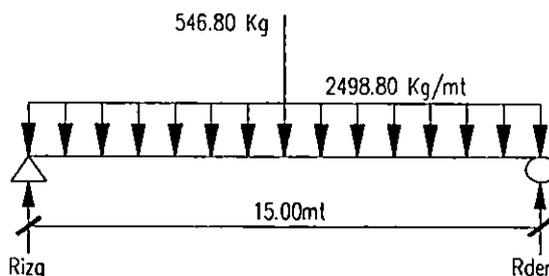
Datos:

- Espacio entre vigas (centro a centro): 2.47 mt
- Longitud del claro: 15 mt
- Peso volumétrico del concreto: 2400 Kg/m³
- Espesor de losa: 20 cm
- Dimensiones de diafragma: 35x30x2.17

Bajado de cargas muertas:

- Peso de barandales (poste + barandas): $(98+158.4/1.5)/2 = 101.80 \text{ Kg/m}$
 - Peso propio de la viga: $0.225*2400 = 540.00 \text{ Kg/m}$
 - Peso de la losa en 2.47 mt de ancho: $0.20*2.47*2400 = 1185.60 \text{ Kg/m}$
 - Peso de pavimento asfáltico: $120*2.47 = 296.40 \text{ Kg/m}$
 - Peso de acera (entre 4 vigas): $0.25*1.25*2400/2 = 375.00 \text{ Kg/m}$
- Carga distribuida $\omega = 2498.80 \text{ Kg/m}$
- Carga del diafragma sobre una viga: $0.30*0.35*2.17*2400 = 546.84 \text{ Kg}$

Cargado de las vigas interiores:



³⁶ A diferencia de la losa y del sistema de barandal, éstas se diseñarán por el método de resistencia última.

³⁷ Se ha aceptado que para fines prácticos el cálculo de los momentos y cortantes en el tercio y el cuarto del claro proporcionan un buen estimado del acero de refuerzo requerido en tales tramos. Un detallado más exhaustivo incluiría el cálculo de dichas acciones en varios puntos del claro.

3.7 DISEÑO DE VIGAS

3.7.1 Diseño de vigas interiores³⁶.

1. Momento producido por las cargas muertas³⁷:

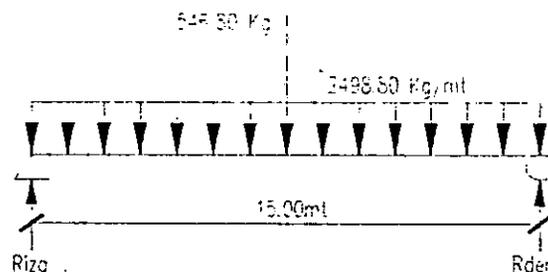
Datos:

- Espacio entre vigas (centro a centro): 2.47 mt
- Longitud del claro: 15 mt
- Peso volumétrico del concreto: 2400 Kg/m³
- Espesor de losa: 20 cm
- Dimensiones de diafragma: 35x30x2.17

Bajado de cargas muertas:

- Peso de barandales (poste + barandas): $(98+158.4/1.5)/2 = 101.80 \text{ Kg/m}$
 - Peso propio de la viga: $0.225 \cdot 2400 = 540.00 \text{ Kg/m}$
 - Peso de la losa en 2.47 mt de ancho: $0.20 \cdot 2.47 \cdot 2400 = 1185.60 \text{ Kg/m}$
 - Peso de pavimento asfáltico: $120 \cdot 2.47 = 296.40 \text{ Kg/m}$
 - Peso de acera (entre 4 vigas): $0.25 \cdot 1.25 \cdot 2400/2 = 375.00 \text{ Kg/m}$
- Carga distribuida $w = 2498.80 \text{ Kg/m}$
- Carga del diafragma sobre una viga: $0.30 \cdot 0.35 \cdot 2.17 \cdot 2400 = 546.84 \text{ Kg}$

Cargado de las vigas interiores:



³⁶ A diferencia de la losa y del sistema de barandal, éstas se diseñarán por el método de resistencia última.

³⁷ Se ha aceptado que para fines prácticos el cálculo de los momentos y cortantes en el tercio y el cuarto del claro proporcionan un buen estimado del acero de refuerzo requerido en tales tramos. Un detallado más exhaustivo incluiría el cálculo de dichas acciones en varios puntos del claro.

Para la viga simplemente apoyada:

$$R_{izq} = R_{der} = (2498.80 \cdot 15 + 546.84) / 2 = 19014.42 \text{ Kg}$$

$$M_{cmmax} = 19014.42(7.5) - 2498.80(7.5)^2 / 2$$

$$M_{cmmax} = 72329.40 \text{ Kg.mt}$$

Momento en el tercio del claro:

$$M_{cm1/3} = 19014.42 \cdot 5 - 2498.80 \cdot (5)^2 / 2 = 63837.10 \text{ Kg.mt}$$

Momento en el cuarto del claro:

$$M_{cm1/4} = 19014.42 \cdot 3.75 - 2498.80 \cdot (3.75)^2 / 2 = 53734.39 \text{ Kg.mt}$$

2. Momento por carga viva:

El momento por carga viva debe determinarse aplicando una fracción de las cargas de llanta de camión (Art. 3.23.2.2) dada en la tabla 3.23.1 de las AASHTO:

Para puentes con vigas T y dos carriles: factor = $S/1.83$

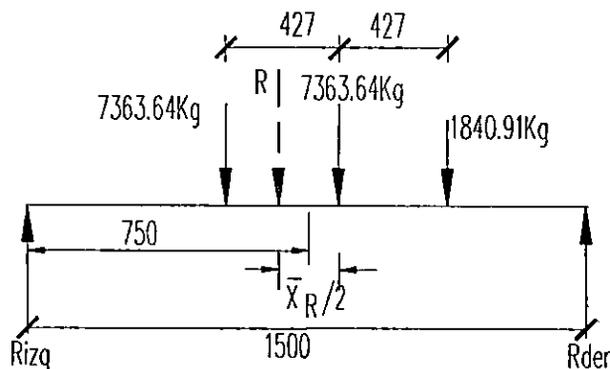
S: luz c.a.c. de vigas.

$$F = 2.47 / 1.83 = 1.35$$

$$\text{Llanta delantera: } 1.35 \cdot 1363.64 = 1840.91 \text{ Kg}$$

$$\text{Llanta trasera: } 1.35 \cdot 5454.54 = 7363.64 \text{ Kg}$$

Si X es la posición de la última llanta de camión, tal como se muestra en la siguiente figura, de manera que produzca momento máximo³⁸ se tiene:



³⁸ Al respecto puede consultarse cualquier texto de Análisis Estructural, específicamente sobre diagramas de líneas de influencia.

Posición de la resultante con respecto a las tres cargas:

Haciendo ΣM con respecto a la carga del extremo izquierdo:

$$R = 2 \cdot 7363.64 + 1840.91$$

$$R = 16568.19 \text{ Kg}$$

$$X_R = (7363.64 \cdot 4.27 + 1840.91 \cdot 2 \cdot 4.27) / 16568.19 = 2.85 \text{ cm.}$$

M_{\max} ocurrirá en el punto donde actúa la carga a la derecha de R.

$$X_R = 4.27 - 2.85 = 1.42 \text{ mt.}$$

Posición de la llanta más cercana al apoyo derecho: $X_2 = 7.5 - 1.42/2 - 4.27 = 2.52 \text{ mt}$

Posición de la llanta más cercana al apoyo izquierdo: $X_1 = 7.5 - 2.85 - 1.42/2 = 3.94 \text{ mt}$

$$R_{\text{der}}(15) = 16568.19(7.5 - 1.42/2) = 749.87 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{izq}} = R - R_{\text{der}}$$

$$R_{\text{izq}} = 9068.32 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = 7499.87(7.5 - 1.42/2)$$

$$M_{\text{cv}} = 43063.43 \text{ Kg.mt}$$

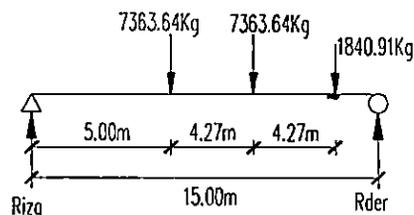
Momento a un tercio del claro, $M_{\text{cv}1/3}$:

$$R_{\text{der}} = (7363.64 \cdot 5 + 7363.64 \cdot 9.27 + 1840.91 \cdot 13.54) / 15$$

$$R_{\text{der}} = 8667.00 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{izq}} = 16568.19 - 8667.00 = 7901.19 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{cv}1/3} = 7901.19 \cdot 5 = 39505.95 \text{ Kg.mt}$$



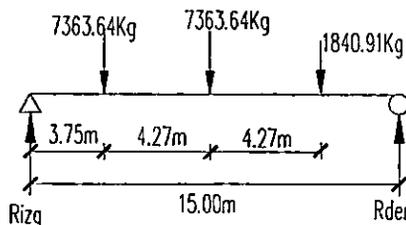
Momento a un cuarto del claro, $M_{\text{cv}1/4}$:

$$R_{\text{der}} = (7363.64 \cdot 3.75 + 7363.64 \cdot 8.02 + 1840.91 \cdot 12.29) / 15$$

$$R_{\text{der}} = 7286.32 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{izq}} = 16568.19 - 7286.32 = 9281.87 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{cv}1/4} = 9281.87 \cdot 3.75 = 34807.01 \text{ Kg.mt}$$



3. Momento por impacto

$$I = 15.24 / (15 + 38) = 0.288 < 0.300, \text{ O.K.}$$

$$M_{\text{imax}} = 0.288(43063.43) = 12402.27 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{i1/3} = 0.288(39505.95) = 11377.71 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{i1/4} = 0.288(34807.01) = 10024.42 \text{ Kg.mt}$$

Momentos de diseño: La combinación de cargas que rige es la dada por el grupo IA.

Para el grupo IA: $U = 1.3 [D + 2.20 (L+I)_n]$

$$M_{umax} = 1.3 [72329.40 + 2.2*(43063.43 + 12402.27)] = 252660.12 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/3} = 1.3 [63837.10 + 2.2*(39505.95 + 11377.71)] = 228515.50 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/4} = 1.3 [53734.39 + 2.2*(34807.01 + 10024.42)] = 198072.60 \text{ Kg.mt}$$

Cálculo del acero de refuerzo longitudinal:

Suponiendo que los patines de las vigas resisten todo el esfuerzo a compresión:

$$a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$$

$$A_s = M_u / \phi [f_y (d - a/2)]$$

Donde:

a: distancia desde la fibra superior del patín de la viga T.

d: peralte efectivo de la viga

b: ancho efectivo de los patines, según Art. 8.10.1.1.

ϕ : factor de reducción. Para elementos a flexión, su valor es de 0.9.

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

Si se proporciona una altura del alma de la viga de 90 cm, con un ancho del alma de 30cm y el acero en dos lechos espaciados a 2.5 cm, el peralte proporcionado es:

$$d_{prop} = h - rec - \phi \text{ est}(\#6) - 2\phi \text{ var}(\#9) - 2.5/2$$

$$d_{prop} = 110 - 5 - 1.91 - 2*2.86 - 2.5$$

$$d_{prop} = 96.12 \text{ cm}$$

Comprobando que la altura de la viga cumpla con los requisitos estipulados para el control de deflexiones, de acuerdo a la tabla 8.9.2:

Para vigas T, $h > 0.070S$, donde S es claro efectivo de la viga.

$$0.070*15 = 1.05\text{m} < h = 1.10 \text{ mt, O.K.}$$

Ancho efectivo de los patines, b, según art. 8.10.1.1:

$$S/4: 15/4 = 3.75 \text{ mt}$$

$$12h + b_w: 12*0.20 + 0.20 = 2.70 \text{ mt}$$

$$S_1 + b_w: 2.17 + 0.20 = 2.37 \text{ mt (rige)}$$

Acero requerido a un cuarto del claro:

$$M_{u1/4} = 198072.60 \text{ Kg.mt}$$

$$A_s = 67.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas n}^\circ 9: 67.57/6.45 = 10.48 \text{ varillas.}$$

4. Cortantes

- Cortantes generados por la carga muerta:

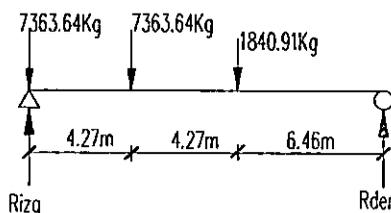
$$V_{\max} = 19014.42 \text{ Kg}$$

$$V_{1/3} = 19014.42 - 2498.80 \cdot 5 = 6520.42 \text{ Kg}$$

$$V_{1/4} = 19014.42 - 2498.80 \cdot 3.75 = 9643.92 \text{ Kg}$$

- Cortantes por carga viva + impacto:

- a) V_{\max} : ocurre para la carga de camión sobre el apoyo de la viga



$$R_{der} = (1/15) (7363.64 \cdot 4.27 + 1840.91 \cdot 8.54) = 3144.27 \text{ Kg}$$

$$R_{izq} = V_{\max} = 16568.19 - 3144.27 = 13423.92 \text{ Kg}$$

- b) V_{\max} a 1/3 del claro ocurre con la carga de camión en ese punto.

$$V_{1/3} = 7901.19 \text{ Kg}$$

- c) V_{\max} a 1/4 del claro ocurre para la carga de camión en dicho punto.

$$V_{1/4} = 7286.32 \text{ Kg}$$

Cortantes de diseño:

$$V_{umax} = 1.3 [19014.42 + 2.2 \cdot 1.288 \cdot 13423.92] = 74168.17 \text{ Kg}$$

$$V_{1/3} = 1.3 [6520.42 + 2.2 \cdot 1.288 \cdot 7901.19] = 37582.00 \text{ Kg}$$

$$V_{1/4} = 1.3 [9643.92 + 2.2 \cdot 1.288 \cdot 7286.32] = 39377.57 \text{ Kg}$$

Cálculo del refuerzo para cortante.

a) Para $V_{umax} = 74168.17 \text{ Kg}$:

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = V/bd = 74168.17/(20 \cdot 96.12) = 38.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante resistido por el concreto: } v_c = 0.531 \sqrt{f'_c} \text{ (Kg/cm}^2\text{), Art.8.16.6.2.1}$$

$$v_c = 8.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo que debe absorber el refuerzo transversal: } v' = 38.58 - 0.85 \cdot 8.89 = 31.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante absorbido por el refuerzo: } V' = 31.02 \cdot 20 \cdot 96.12 = 59632.85 \text{ Kg}$$

Separación usando estribos n° 6:

$$S_{max}: d/2 = 48.06 \text{ cm (rige)}$$

$$S = 2 \cdot 2.85 \cdot 3500 \cdot 96.12 / 59632.85 = 32.16 \text{ cm}$$

$$24" = 61 \text{ cm}$$

Usar estribo N°6 @ 30 cm.

b) Para $V_{u1/3} = 37582.00 \text{ Kg}$:

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = 37582.00/(20 \cdot 96.12) = 19.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo que debe absorber el refuerzo transversal: } v' = 19.55 - 0.85 \cdot 8.89 = 11.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante absorbido por el refuerzo: } V' = 11.99 \cdot 20 \cdot 96.12 = 23049.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Separación usando estribos n° 5: } S = 2 \cdot 1.98 \cdot 3500 \cdot 96.12 / 23049.58 = 57.78 \text{ cm}$$

Usar estribo N°5 @ 45 cm.

c) Para $V_{u1/4} = 39377.57 \text{ Kg}$:

$$\text{Esfuerzo cortante: } v = 39377.57/(20 \cdot 96.12) = 20.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo que debe absorber el refuerzo transversal: } v' = 20.48 - 8.89 = 11.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante absorbido por el refuerzo: } V' = 11.59 \cdot 20 \cdot 96.12 = 22280.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Separación empleando estribos n° 5: } S = 2 \cdot 1.98 \cdot 3500 \cdot 96.12 / 22280.62 = 59.79 \text{ cm}$$

Usar estribo N°5 @ 45 cm.



3.7.2 Diseño de vigas exteriores

Deben analizarse tres condiciones:

- 1- Carga muerta + carga viva de tránsito vehicular.
- 2- Carga muerta + carga accidental (llanta a 1 pie del barandal)
- 3- Carga viva peatonal + carga de llanta a 2 pie de la cuneta.

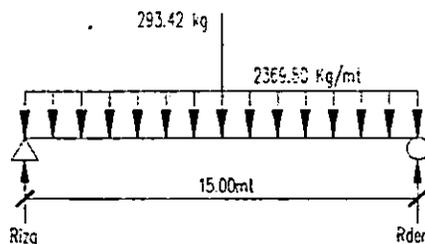
Caso (1): Carga muerta + carga viva de tránsito vehicular.

- Bajado de cargas muertas:

Debe tenerse en cuenta que las vigas exteriores se ven sometidas a las mismas cargas tributarias en el claro de 2.47 mt, con excepción del pavimento asfáltico, de su peso propio y de la porción de losa en voladizo. El diafragma provoca una carga muerta puntual igual a la mitad de su peso.

Peso propio de la viga:	0.23×2400	= 552 Kg/mt
Peso del sistema de barandal:		101.8 Kg/mt
Peso de pavimento asfáltico:	$296.4/2$	= 148.2 Kg/mt
Peso de losa:	$1185.6/2$	= 592.8 Kg/mt
Peso de acera:		375 Kg/mt
Losa en voladizo:	$0.20 \times 1.25 \times 2400$	= 600 Kg/mt
Haciendo sumatoria de las cargas:		$\omega = 2369.80$ Kg/mt

Peso del diafragma: $0.5(546.84) = 293.42$ Kg/mt



$$R_{izq} = R_{der} = (2369.80 \times 15 + 293.42)/2 = 17920.21 \text{ Kg}$$

$$M_{cmmax} = 17920.21 \times 7.5 - 2369.80 \times 7.5^2/2 = 67750.95 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{cm 1/3} = 17920.21 \times 5 - 2369.80 \times 5^2/2 = 59979.60 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{cm 1/4} = 17920.21 \times 3.75 - 2369.80 \times 3.75^2/2 = 50538.13 \text{ Kg.mt}$$

Para $M_u = M_{umax}$:

Si $a = h = 20$ cm:

$$A_s = 252660.12 \cdot 100 / [0.9 \cdot 3500 \cdot (96.16 - 10)]$$

$$A_s = 93.10 \text{ cm}^2$$

Entonces, sustituyendo:

$$a = 93.10 \cdot 3500 / 0.85 \cdot 280 \cdot 237$$

$$a = 5.78 \text{ cm} < 20 \text{ cm, O.K.}$$

Por tanto la suposición de que la viga se comporta como rectangular es válida y se pueden emplear las ecuaciones dadas.

Iterando sucesivamente hasta que converja el valor de a:

$$A_s = 85.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando N}^\circ 9: \quad \text{N}^\circ \text{ de varillas} = 85.82 / 6.45 = 13.31 \text{ varillas}$$

Utilizar 14 varillas n° 9 en combinaciones de una sola varilla y de paquetes de 2, en dos lechos.

Si se proporciona un bulbo cuya función sea sólo albergar el acero longitudinal se puede ensanchar gradualmente el alma de la viga:

Diámetro efectivo (art 8.21.5):

$$\text{paquete de dos varillas N}^\circ 9: D = [4 \cdot (2 \cdot 6.42) / \pi]^{0.5} = 4.04 \text{ cm}$$

$$\text{paquete de tres varillas N}^\circ 9: D = [4 \cdot (3 \cdot 6.42) / \pi]^{0.5} = 4.95 \text{ cm}$$

Ancho requerido del bulbo:

$$B = 2 \text{ rec lateral} + 2\phi_{est}(\#5) + 7\phi_{var}(\#9) + 2 \cdot 1.5 \cdot \phi_{efect}$$

$$B = 2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 1.91 + 7 \cdot 2.86 + 3 \cdot 4.04$$

$$B = 35.96 \text{ cm}$$

Proporcionar un ancho de bulbo de 40 cm.

Acero requerido a un tercio del claro:

$$M_{u1/3} = 228515.50 \text{ Kg.mt}$$

$$A_s = 77.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas n}^\circ 9: 77.41 / 6.45 = 12.00 \text{ varillas.}$$

Los momentos por carga viva se calculan de igual forma que para una viga interior.

$$M_{(cv+i)max} = 1.288 \cdot 43063.43 = 55465.70 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{(cv+i)1/3} = 1.288 \cdot 39505.95 = 50883.66 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{(cv+i)1/4} = 1.288 \cdot 34807.01 = 44831.43 \text{ Kg.mt}$$

Momentos de diseño:

$$M_{umax} = 1.3 [67750.95 + 2.2 \cdot 55465.70] = 246708.14 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/3} = 1.3 [59979.60 + 2.2 \cdot 50883.66] = 223500.75 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/4} = 1.3 [50538.13 + 2.2 \cdot 44831.43] = 193917.46 \text{ Kg.mt}$$

Caso(2): Carga muerta + carga accidental (llanta a 0.305 mt del barandal)

En lugar del factor de carga de rueda $F = 1.35$, se utilizará un factor que indique la proporción de carga resistida por la viga exterior:

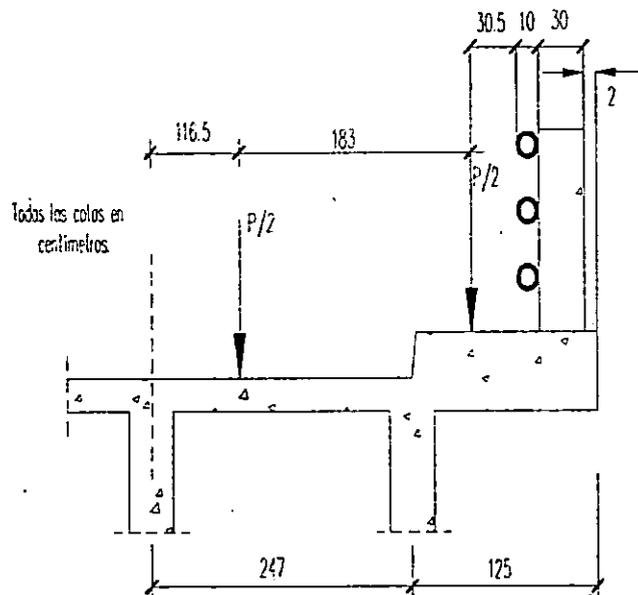
Carga: $P/2$

$$\sum M_o = 0$$

$$2.47R_{ext} = 1.165(P/2) + 2.995(P/2)$$

$$R_{ext} = 1.684(P/2)$$

$$F = 1.684$$



$$M_{(cv+i)max} = 55465.70 \cdot 1.684 / 1.35 = 69188.32 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{(cv+i)1/3} = 50883.66 \cdot 1.684 / 1.35 = 63472.66 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{(cv+i)1/4} = 44831.43 \cdot 1.684 / 1.35 = 55923.06 \text{ Kg.mt}$$

Momentos de diseño:

$$M_{umax} = 1.3 [67750.95 + 2.2 \cdot 69188.32] = 285954.83 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/3} = 1.3 [59979.60 + 2.2 \cdot 63472.66] = 259505.29 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u1/4} = 1.3 [50538.13 + 2.2 \cdot 55923.06] = 223837.72 \text{ Kg.mt}$$

Caso(3)³⁹: Carga viva peatonal + carga de llanta a 0.61 mt de la cuneta.

Al igual que en el caso anterior debe calcularse un factor de proporción de carga de rueda resistida por la viga exterior:

$$\Sigma M_o = 0$$

$$2.47R_{ext} = 0.03(P/2) + 1.83(P/2)$$

$$R_{ext} = 0.753(P/2)$$

$$F = 0.753$$

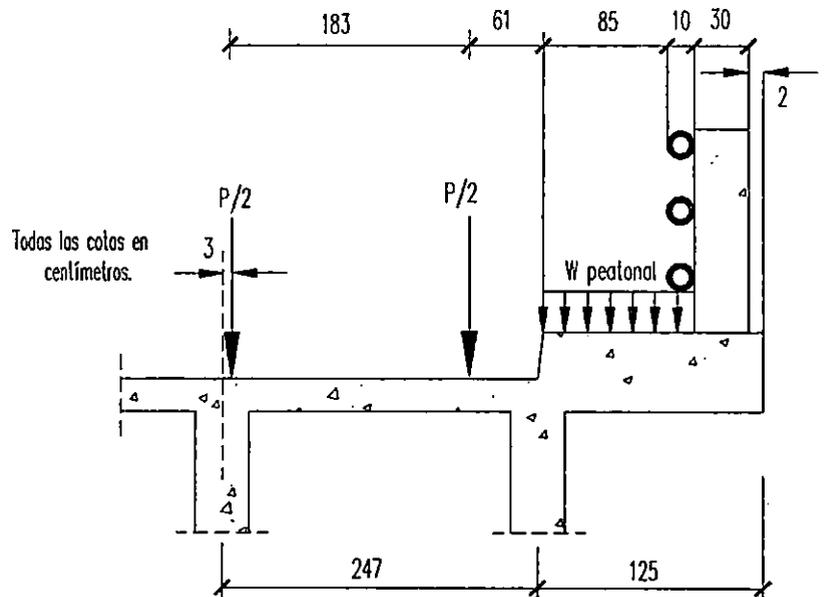
$$w_{peatonal} = 416 \text{ Kg/mt}$$

$$l_{acera} = 0.93 \text{ mt}$$

$$w_{long} = 386.88 \text{ Kg/mt}$$

$$M_{cv \text{ peatonal}} = 386.88 \cdot 15^2 / 8 = 10881.00 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{(cv+i)_{max}} = 55465.70 \cdot 0.753 / 1.35 = 30937.53 \text{ Kg.mt}$$



No es necesario evaluar los momentos de diseño, puesto que este momento es mucho menor que el correspondiente al del caso 2.

Momentos de diseño:

$$M_{u_{max}} = 285954.83 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u_{1/3}} = 259505.29 \text{ Kg.mt}$$

$$M_{u_{1/4}} = 223837.72 \text{ Kg.mt}$$

Haciendo cálculos similares a los de las vigas interiores para encontrar el acero requerido:

$$\text{Para } M_u = 285954.83 \text{ Kg.mt}$$

$$A_s = 94.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Utilizando varilla N}^\circ 9: 94.47/6.45 = 14.65 \text{ varillas.}$$

³⁹ Para caso (3), ver Ref. 31.

Para $M_u = 259505.29 \text{ Kg.mt}$

$$A_s = 88.22 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla N° 9: $88.22/6.45 = 13.67$ varillas.

Para $M_u = 223837.72 \text{ Kg.mt}$

$$A_s = 73.95 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla N° 9: $76.12/6.45 = 11.47$ varillas.

De igual forma, se pueden proporcionar dimensiones similares a las de las vigas interiores, puesto que el acero puede colocarse en dos lechos. En ambos lechos se pueden combinar varillas simples y paquetes de dos y tres varillas.

Ancho requerido del bulbo:

$$B = 2 \text{ rec lateral} + 2\phi_{est}(\#6) + 8\phi_{var}(\#9) + 4 \cdot 1.5 \cdot \phi_{efect}$$

$$B = 2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 1.91 + 4 \cdot 2.86 + 6 \cdot 4.04$$

$$B = 44.50 \text{ cm}$$

Proporcionar un bulbo de 45 cm.

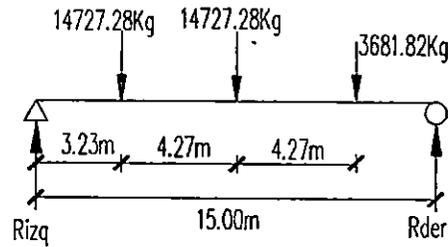
Cortantes:

Para el análisis de las vigas exteriores, los cortantes más desfavorables son los correspondientes al caso 2, sin embargo éstos son menores que los correspondientes para una viga interior, puesto que la carga muerta que soportan las vigas exteriores es menor que la soportada por las interiores y además el factor de distribución de la carga de llanta es menor que el respectivo para una viga interior. Ya que las especificaciones establecen que las vigas exteriores no deben tener menor capacidad que las interiores el refuerzo para cortante debe detallarse como el de una viga interior.

Control de deflexiones por cargas vivas de servicio:

Ya que tanto las vigas exteriores como las interiores poseen similares dimensiones, puede suponerse que su momento de inercia con respecto al eje de flexión es el mismo. Al calcular el momento de inercia de la sección de las vigas se obtiene $I = 8772138.11 \text{ cm}^4$.

Si además se supone que las cuatro vigas se deforman de igual manera, al tomar en cuenta dos carriles y su respectivo factor de llanta, se tiene:



$$R_{izq} = [14727.28(11.77 + 7.5) + 3681.82 \cdot 3.23] / 15 = 19172.46 \text{ Kg}$$

$$R_{der} = 2 \cdot 14727.28 + 3681.82 - 19172.46 = 13423.92 \text{ Kg}$$

Empleando el método de doble integración por medio de funciones de singularidad:

$$M(x) = 19172.46x - 14727.28 \langle x - 3.23 \rangle - 14727.28 \langle x - 7.5 \rangle - 3681.82 \langle x - 11.77 \rangle$$

$$EI\delta = \text{Doble integral de } M(x)dx$$

$$EI\delta = 19172.46x^3/6 - 14727.28 \langle x - 3.23 \rangle^3/6 - 14727.28 \langle x - 7.5 \rangle^3/6 - 3681.82 \langle x - 11.77 \rangle^3/6 + ax + b$$

Condiciones de frontera: Para $X = 0$, $\delta = 0 \Rightarrow b = 0$

Para $X = 15\text{m}$, $\delta = 0 \Rightarrow a = -381740.06 \text{ Kg.mt}^3$

En el centro del claro: $X = 7.5 \text{ mt}$

$$EI\delta = -1706084.32 \text{ Kg.mt}^3$$

$$\delta = - (1706084.32 \cdot 100^3) / (252671.33 \cdot 8772138.11 \cdot 4) = 0.192 \text{ cm}$$

Por impacto: $\delta = 1.288 \cdot 0.192 = 0.247 \text{ cm}$

Relación $L/\delta = 1500/0.247 = 6072.87 > 1000$, de acuerdo a las especificaciones (Art. 8.9.3.1).

Por tanto la sección de viga propuesta cumple con los requisitos de deflexiones.

Cálculo de dobleces, longitudes de desarrollo y de traslape:

A) Refuerzo a flexión.

Dobleces (art. 8.24.1.2): $8\phi_{efec}$

Para un paquete de dos varillas n° 9: $8 \cdot 4.04 = 32.32 \text{ cm}$

Para un paquete de tres varillas n° 9: $8 \cdot 4.95 = 39.60 \text{ cm}$

Longitud de desarrollo (art. 8.25.1, 8.28 y 8.32.1.2): $0.059 \cdot A_b \cdot f_y / f_c^{0.5}$

Para un paquete de dos varillas n° 9: $0.059 \cdot 6.42 \cdot 3500 / 280^{0.5} = 79.23 \text{ cm}$

Para un paquete de tres varillas n° 9: $(0.059 \cdot 6.42 \cdot 3500 / 280^{0.5}) \cdot 1.20 = 95.07 \text{ cm}$

B) Refuerzo por cortante.

Dobles (art. 8.24.1'2): $6\phi_{efec}$

Para estribos en U:

Doble estándar mínimo: N° 4: $6 \cdot 1.27 = 7.62 \text{ cm}$

N° 5: $6 \cdot 1.59 = 9.54 \text{ cm}$

N° 6: $6 \cdot 1.91 = 11.56 \text{ cm}$

3.8 DISEÑO DE PILAS

3.8.1 Cargas en el sentido transversal del puente:

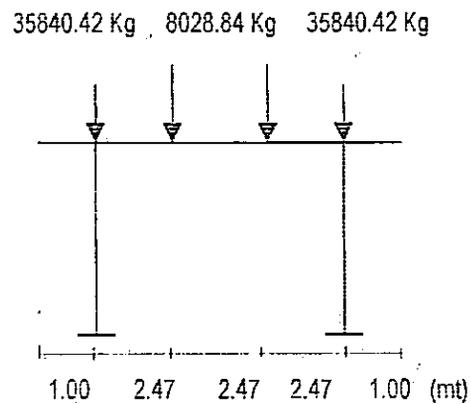
1) Carga muerta:

Peso propio del cabezal de la pila: $1 \cdot 1 \cdot 2400 = 2400 \text{ Kg/mt}$

Cargas puntuales debidas al peso de la superestructura:

Vigas interiores: $19014.42 \cdot 2 = 38028.84 \text{ Kg}$

Vigas exteriores: $17920.21 \cdot 2 = 35840.42 \text{ Kg}$



2) Flujo de agua:

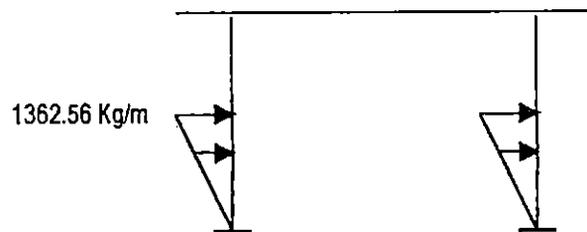
Los datos asumidos para este caso son:

- Altura de agua en contacto con la columna: 3 mt
- Velocidad promedio de la corriente: 3.35 m/s

Presión ejercida por el agua (Art. 3.18.1.1):

$P_{prom} = K \cdot (V_{prom})^2$, donde K vale 75.698 Kg.s²/m⁴ para una columna con extremos cuadrados sujeta a azolves.

Entonces: $P_{prom} = 75.698 \cdot (3.35)^2 = 851.6025$ Kg/m², actuando a la mitad de la altura a partir de la superficie de agua. En la superficie del agua su valor se duplica, mientras que en la parte inferior de la columna la presión es nula, suponiendo una distribución triangular de presiones, tal como se muestra a continuación.



3) Carga sísmica:

Para la determinación de la carga sísmica actuante, primeramente debe definirse la clasificación de importancia del puente y su categoría de desempeño sísmico (de acuerdo al coeficiente de aceleración sísmica del lugar). Para mayores detalles se recomienda consultar la División IA de las especificaciones, los artículos aquí referidos pertenecen a esta parte de las mismas.

Los datos adoptados para el análisis sísmico del puente son:

Coeficiente de sitio (S): 1.2 (suelo con un perfil tipo II) (Art.3.5, Tabla 3.5.1)

Coeficiente de aceleración sísmica (A): 0.3, zona I (NTDS)

Ya que el puente se considera esencial, su clasificación de importancia es I (Art. 3.3), y puesto que $A > 0.29$, su categoría de desempeño sísmico es D (Art. y Tabla 3.4). El puente es regular y con cuatro claros intermedios, por lo cual de la Tabla 4.2A se selecciona el Procedimiento 1: Método de la Carga Uniforme⁴⁰ (Art. 4.3).

⁴⁰ Este método puede utilizarse para la determinación de las cargas sísmicas que actúan en el sentido longitudinal y transversal del puente. Es esencialmente un método de análisis estático equivalente. Sin embargo el valor de carga obtenido para el sentido transversal resulta demasiado grande y su aplicación conllevaría a una sobreestimación en las dimensiones de las secciones de concreto y de acero de los miembros sometidos a esta carga, razón por la cual se optó por analizar una sola pila como un marco sometido a una carga lateral concentrada, en vez de una carga distribuida en todo el puente.

Los pasos requeridos para hacer uso de este método se resumen a continuación:

1. Calcular los desplazamientos $V_s(x)$ debidos a una carga lateral uniforme unitaria P_0 .
2. Determinar la rigidez lateral del puente K y su peso $w(x)$ por medio de las expresiones:
 $K = P_0 L / V_{smax}$ y $W = \text{Integral de } w(x) dx$; donde L es la longitud del puente y $w(x)$ es el peso lineal del puente (superestructura + subestructura tributaria).
3. Calcular el periodo del puente: $T = 2\pi \sqrt{W/gK}$, donde g es la aceleración de la gravedad.
4. Calcular la carga estática equivalente: $P_e = C_s W / L$. El coeficiente de respuesta elástica está dado por la expresión:
 $C_s = 1.2AS/T^{2.3} < 2.5A$ (Art. 3.7-1A)
5. Evaluar los desplazamientos y fuerzas actuantes en los miembros analizados realizando de nuevo el análisis con P_e , o transformando los resultados del primer paso por un factor P_e / P_0 .

Determinación del peso sísmico del puente:

La sumatoria de las cargas muertas por unidad de longitud soportadas por las vigas da como resultado el peso total de la superestructura⁴¹. Los estribos no forman parte integral del sistema, por lo cual no se toma en cuenta su peso. Se supone además que el peso efectivo de las pilas es el correspondiente a 1/3 de su altura, a partir del cabezal de las mismas más la porción de las columnas. Esta simplificación se hace puesto que buena parte de su peso es soportado por el sistema suelo-fundación. No se incluyen los efectos de carga viva puesto que no se espera que ocurran congestionamientos dentro del claro del puente.

La altura total de la pila es de 6 mt, su cabezal tiene una sección de 0.8 x 1.25 mt.

$$W = 2*[w(x) \text{ vigas interiores} + w(x) \text{ vigas exteriores}] + 3*(\text{peso efectivo de pilas})$$

$$W = 2*(2545.80 + 2668.8)*60 + 3*(1.25*0.8*7.41 + 2*0.92 + 2*0.8*1*1.25)*2400$$

$$W = 706752 \text{ Kg}$$

$$W = 706.752 \text{ Ton}$$

Modelo simplificado del puente:

Se hace uso de un modelo simplificado para el puente por medio de elementos de marco que representan al tablero (losa y vigas) y a las pilas, con la restricción de que en sus condiciones de frontera (viga-pila) se den sólo los movimientos que ocurren en puentes con claros simplemente apoyados.

⁴¹ Para ello ver las secciones 3.7.1 y 3.7.2, donde se obtienen dichas cargas.

Los elementos de marco empleados poseen una rigidez equivalente: El tablero tiene los momentos de inercia equivalentes de las cuatro vigas que lo conforman y la pila los correspondientes a las dos columnas que la componen, ya que son éstas las que proporcionan la mayor parte de la rigidez de la pila. Para este análisis se empleó el SAP 2000.

Los resultados para la determinación de la fuerza estática equivalente que actúa en el sentido transversal del puente indican que la fuerza distribuida equivalente es de 40.7620 Ton/mt, de la cual se obtiene una carga lateral de 623.66 Ton en una sola pila.

Sin embargo estas fuerzas producirían elementos sobrediseñados, por lo cual se sigue un método similar al expuesto (también empleando el SAP 2000) considerando la pila como un marco, con el peso sísmico tributario:

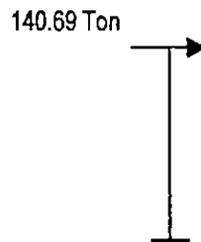
$$W = 2 \cdot (2369.80 + 2498.80) \cdot 15 + (0.8 \cdot 1.25 \cdot 7.41 + 2 \cdot 0.96 + 2 \cdot 0.8 \cdot 1.25 \cdot 1) \cdot 2400$$

$$W = 173250.00 \text{ Kg} = 173.25 \text{ Ton}$$

P (Ton)	V_{smax} (mt)	K (Ton/mt)	T (seg)	C_s	P_e (Ton)
1.0000	$2.67E^{-5}$	37447.5734	0.1360	1.6333	281.2075
281.2075	$7.50E^{-3}$	37494.3333	0.1360	1.6340	281.3244
...
281.3829	$7.50E^{-3}$	37517.7200	0.1360	1.6344	281.3829

Tabla 3.8.1: Determinación de Carga Sísmica Transversal en la Pila.

Para una sola columna (en el sentido transversal del puente) se tiene:



4) Carga viva:

Para la evaluación de la carga viva más desfavorable sobre la pila se analizan los casos siguientes:

1. Carriles de carga:

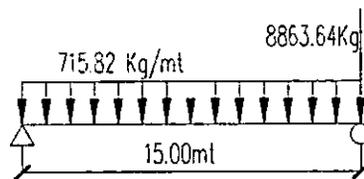
- a. Un carril.
- b. Dos carriles.

2. Carga de camiones:

- Un solo camión ubicado de manera que produzca la máxima reacción en una viga interior.
- Dos camiones lo más cercanamente entre sí al centro de la calzada.
- Un solo camión al centro de la calzada.
- Un solo camión a 61 cm del cordón.

Caso 1: Carriles de carga.

Para el carril de carga correspondiente a un HS 15-44 y de acuerdo a las disposiciones de las normas para la distribución de la carga se tiene que la máxima reacción P_{eq} (la cual incluye impacto) está dada por:



$$R_{izq} = 1.288 * (715.82 * (15^2/2) / 15)$$

$$R_{izq} = 6914.82 \text{ Kg}$$

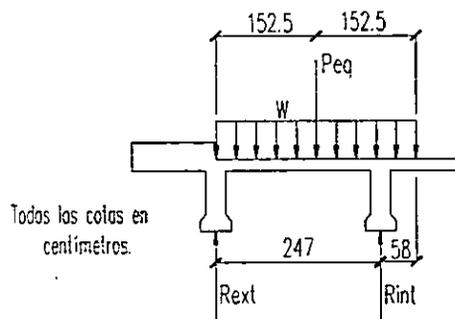
$$R_{der} = 1.288 * (715.82 * 15 + 8863.64 - 5368.65)$$

$$R_{der} = 18331.19 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow P_{eq} = 18331.19/2 = 9165.60 \text{ Kg}$$

- a) Un solo carril:

La posición mostrada es la que produce mayores esfuerzos. Distribuyendo la carga a las vigas longitudinales, asumiendo que el tablero trabaja como simplemente apoyado en las vigas se tiene:



Todos las cotas en centímetros.

$$2.47 R_{viga \text{ ext}} - (2.47 - 1.25)P_{eq} = 0$$

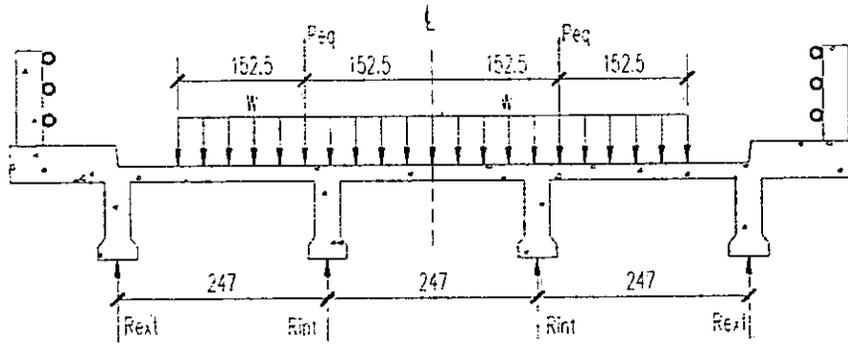
$$R_{viga \text{ ext}} = 0.3826 P_{eq}$$

$$R_{viga \text{ ext}} = 3506.76 \text{ Kg}$$

$$R_{viga \text{ int}} = 0.6174 P_{eq}$$

$$R_{viga \text{ int}} = 5658.84 \text{ Kg}$$

- b) Dos carriles: La posición más desfavorable ocurre para los carriles de carga al centro de la calzada.



$$R_{\text{viga ext}} = 0.0657 \cdot 9165.60 = 602.18 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{viga int}} = 0.9343 \cdot 9165.60 = 8563.42 \text{ Kg}$$

Caso 2: Camiones de carga.

La máxima reacción para un camión de carga es⁴²:

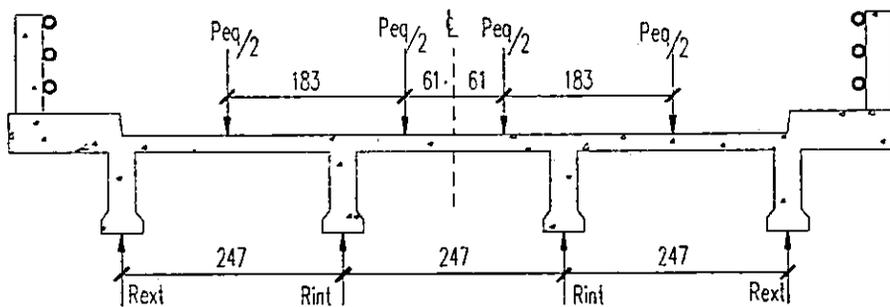
$P_{eq} = 12807.41 \text{ Kg}$, la cual incluye impacto, no así factor de distribución de llanta.

- a) Camión ubicado de tal forma que produzca la máxima reacción en una viga interior:

Para este caso se obtiene:

$R_{\text{viga int}} = 17289.20 \text{ Kg}$, la cual incluye el factor de llanta (1.35)

- b) Dos camiones al centro de la calzada: Cada camión abarca un ancho de 3.05 mt.



⁴² Ver determinación de cortantes por carga viva en sección 3.7.1.

Aquí se tiene

$$R_{\text{viga int}} = 12807.41 \cdot 0.1507 = 1929.99 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{viga ext}} = 12807.41 \cdot 0.8494 = 10878.11 \text{ Kg}$$

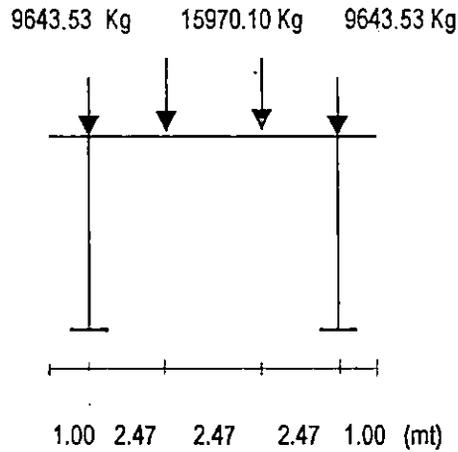
c) Un solo camión al centro de la calzada: Este caso es obvio que no genera las reacciones más desfavorables.

d) Un camión a 61 cm del cordón(ver figura del caso 3 de la sección 3.7.2): Para este caso se obtiene:

$$R_{\text{viga ext}} = 12807.41 \cdot 0.753 = 9643.53 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{viga int}} = 12807.41 \cdot 1.247 = 15970.10 \text{ Kg}$$

Por lo tanto el caso más desfavorable de todos es el correspondiente a un camión ubicado a 61 cm del cordón. La distribución de cargas sobre la pila se muestra a continuación:



6

3.8.2 Cargas en el sentido longitudinal del puente:

Para este sentido se consideran las columnas individualmente y por condiciones de simetría se analiza una sola.

1) Carga muerta:

Cada columna de la pila soporta las cargas transmitidas por una viga exterior, una viga interior y la mitad del peso del cabezal. La excentricidad de las reacciones de las vigas respecto al eje de la columna está dada por:

Longitud de asiento de las vigas: $N = 305 + 2.5L + 10H$, en mm. (Art. 7.3.1,IA)

Donde L es la longitud del tablero hasta la junta de expansión adyacente (mt) y H es la altura de la columna (mt).

Sustituyendo $N = 382.5 \text{ mm} \cong 40 \text{ cm}$.

Excentricidad (e) = Ancho de la columna/2 - N = 62.5 - 40 = 22.5 cm.

$$P = (0.8 \cdot 1.25 \cdot 1 \cdot 7.41/2 + 0.96) \cdot 2400 + 38028.84 + 35840.42 = 87253.26 \text{ Kg}$$

Puesto que las vigas tienen las mismas longitudes en todos los claros (y por tanto las reacciones en sus apoyos son idénticas), no se generan momentos por excentricidad de las cargas.

$$P = 87253.26 \text{ Kg}$$



2) Carga viva:

Deben considerarse los casos similares a los de la transmisión de cargas en el sentido transversal del puente, con la diferencia de que se tomen en cuenta las cargas vivas que por su excentricidad generen el momento más desfavorable que actuaría en la parte superior de la columna.

Al examinar los resultados del análisis para el sentido transversal se observa que las reacciones más desfavorables se obtienen para el caso de un solo camión a 61 cm del cordón, pero interesa saber la posición del camión dentro de un claro o dentro del otro, o bien entre los dos claros contiguos, la cual generará el máximo momento debido a la excentricidad de las reacciones en los apoyos con respecto al eje de la columna. Obviamente el máximo valor para momento se obtiene cuando el camión se encuentra con la última llanta trasera justo por encima del centro geométrico del apoyo, con el camión dentro de un solo claro.

Por tanto esta reacción es: $P = 9943.64$ Kg, sin incluir impacto ni el correspondiente factor de distribución para las vigas (en el sentido transversal). Empleando los factores obtenidos para el caso de dos camiones al centro de la calzada y multiplicando por el factor de impacto se obtiene:

$$R_{\text{viga ext}} = 9643.53 \text{ Kg}$$

$$R_{\text{viga int}} = 15970.10 \text{ Kg}$$

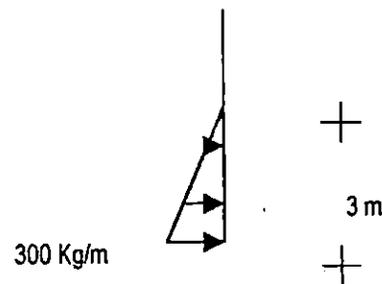
$$\Rightarrow P_{\text{eq}} = 9643.53 + 15970.10 = 25613.63 \text{ Kg}$$

El momento es entonces: $M = P \cdot e = 25613.63 \cdot 0.225 = 5763.07$ Kg.m, el cual puede actuar en cualquiera de los dos sentidos perpendiculares al plano longitudinal del puente.

3) Flujo de agua:

Ya que en esta dirección el flujo del agua es mucho menos incidente que en la otra dirección, se considera que en la columna se ejerce sólo presión hidrostática, con una variación triangular desde 0 en la superficie hasta un valor máximo en el extremo inferior de la columna dado por:

$$P = \gamma h = 1000 \cdot 3.00 = 300 \text{ Kg/m}^2.$$



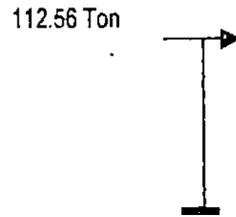
4) Carga sísmica:

Los resultados para la determinación de la fuerza estática distribuida en el sentido longitudinal del puente son:

P (Ton/m)	V_{smax} (mt)	K (Ton/mt)	T (seg)	C_s	P_e (Ton/m)
1	0.0021	29142.8571	0.3162	1.2410	14.6820
14.6820	0.0306	29364.0000	0.3150	1.2442	14.7190
....
14.7135	0.0307	29331.1460	0.3152	1.2437	14.7135

Tabla 3.8.2: Determinación de Carga Distribuida Longitudinal en el Puente.

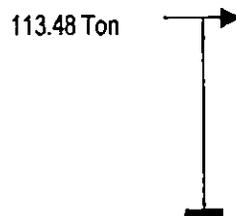
De este análisis resulta una fuerza estática equivalente en las pilas de 225.12 Ton. Para una sola columna la carga es de 112.56 Ton.



Analizando una sola columna con la mitad del peso sísmico tributario de una pila ($W = 86.625$ Ton) se obtiene un resultado similar:

P (Ton)	$V_{s,max}$ (mt)	K (Ton/mt)	T (seg)	C_s	P_e (Ton)
1.0000	0.00010	10000.000	0.1845	1.3328	112.7803
112.7803	0.01106	10197.1338	0.1827	1.3417	113.5166
....
113.4769	0.01114	10186.4363	0.1828	1.3410	113.4769

Tabla 3.8.3: Determinación de Carga Sísmica Longitudinal en la Pila.



3.8.3 Diseño del Cabezal de la Pila.

Diseño por flexión:

El momento flector está dado por la expresión propuesta en el artículo 8.16.3.2 de la División I: $M_u = 0.9 A_s f_y (d - a/2)$, con $a = A_s f_y / (0.85 f_c b)$

Los datos son $h = 80$ cm, $b = 100$ cm, $f_y = 2800$ Kg/cm² y $f_c = 280$ Kg/cm².

Luego de efectuar los cálculos se observa que un peralte de 62.5 cm es adecuado para resistir el máximo momento:

$$d = h - \phi_{est} - \phi_{var\ long} - r_{ec} - 2.5/2$$

$$d = 80 - 1.59 - 2.86 - 5 - 1.25$$

$$d = 69.30 \text{ cm}$$

Para el acero en el lecho inferior se tiene $d = 71.98$ cm.

Los momentos más desfavorables se obtuvieron considerando las combinaciones de carga dadas por los grupos I y VII. Para el máximo momento positivo en el centro del cabezal rige la combinación I y para los momentos máximos en los extremos rige el grupo VII.

La tabla 3.8.4 muestra la variación de momento en la longitud del cabezal de la pila para obtener las cantidades de acero demandadas por flexión, empleando varillas N° 9. Se muestran las áreas requeridas para el caso más desfavorable, a excepción de los puntos en los que se presenten tanto momento positivo como negativo. Debe tenerse en cuenta la inversión de la carga de sismo al diseñarse el refuerzo longitudinal.

Puede observarse que la variación de momentos para el caso I es casi simétrica en la longitud del cabezal. Considerando que el sismo puede invertirse, el refuerzo requerido en el lecho superior por la combinación de cargas del caso VII debe suministrarse en el extremo del cabezal (a partir de $X = 5.19$ m) y también en el otro extremo del mismo, mientras que el refuerzo en la zona media necesario en el lecho inferior debe proporcionarse para el caso que rija.

X (m)	Mu (Ton.m) I	Mu (Ton.m) VII	As (cm ²)	N° var # 9
0.00	-113.97	241.19	65.26,132.97	10.12,20.62
0.74	-42.83	224.87	24.53,123.97	3.80,19.22
1.48	26.26	206.49	113.84	17.65
2.22	93.30	186.06	102.57	15.90
2.96	116.73	139.15	76.71	11.89
3.70	117.32	77.97	64.68	10.03
4.45	115.87	14.74	63.88	9.90
5.19	91.58	-62.76	50.49	7.83
5.93	23.69	-166.74	13.06,95.48	2.02,6.02
6.67	-46.26	-272.77	156.19	24.22
7.41	-118.27	-380.86	218.09	33.81

Tabla 3.8.4: Variación de Momentos en el Cabezal de la Pila.

Revisando para la máxima cuantía de acero permisible (Art. 8.16.3.4.3)

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 f'_c [6130 / (6130 + f_y)] / f_y + \rho' f'_y / f_y$$

$$f'_s = 6130 [1 - d'/d ((6130 + f_y) / 6130)] \leq f_y$$

Sustituyendo:

$$f'_s = 6130 [1 - 10.77/71.98 ((6130 + 2800) / 6130)] \leq 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_s = 4802 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho' = 34 * 6.45 / (125 * 71.98) = 0.0243$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot 0.85 \cdot 280 [6130 / (6130 + 2800)] / 2800 + 0.0243 \cdot (2800/2800)$$

$$\rho_b = 0.0740$$

$$\therefore \rho_{max} = 0.75 \cdot 0.0740 = 0.0555, \text{ la cual se cumple para cualquier sección dentro del cabezal.}$$

Las longitudes de desarrollo son las mismas que las especificadas para el diseño de los largueros. Además en cualquier sección debe cumplirse que la capacidad a tensión del acero debe ser por lo menos la mitad de la capacidad a compresión. Todos estos requisitos se cumplen y se muestran en el detallado del cabezal junto con las secciones en voladizo.

Diseño por cortante:

Los cortantes obtenidos de las combinaciones de carga son tabulados a continuación. En esta tabla se especifican las separaciones requeridas al utilizar estribos dobles n° 5 o n° 4 (con ") para los cortantes más desfavorables.

X(mt)	V _u (Ton) I	V _u (Ton) VII	S _{req} (cm)
0.00	-164.93	-25.95	—
0.74	-94.63	23.41	38.38*
1.48	-91.85	26.19	42.84*
2.22	-89.09	28.96	48.44*
2.96	-2.19	81.17	77.47*
3.70	0.58	83.95	64.01*
4.45	3.35	86.72	54.56*
5.19	90.24	138.93	22.49
5.93	93.01	141.71	21.64
6.67	95.79	144.48	20.86
7.41	166.09	193.85	—

Tabla 3.8.5: Variación de Cortantes en Cabezal de la Pila.

Sin embargo, debe revisarse la condición de momentos plásticos más carga muerta mayorada y a partir de ésta calcular los cortantes de diseño para determinar así el refuerzo transversal necesario.

Los momentos en las articulaciones plásticas están dados por la expresión:

$$M_p = 1.25 A_s f_y (d - a/2), \text{ donde } a = A_s f_y / 0.85 f_c b$$

Sustituyendo para el acero del lecho superior:

$$a = 34 \cdot 6.45 \cdot 2800 / (0.85 \cdot 280 \cdot 125) = 20.64 \text{ cm}$$

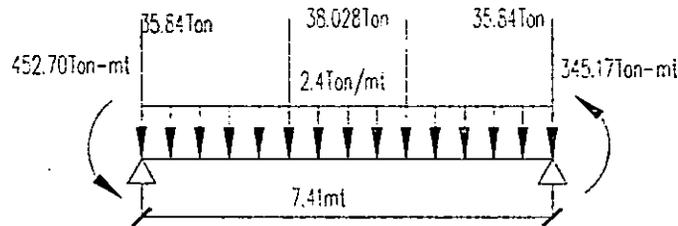
$$M_p = 1.25 \cdot 34 \cdot 6.45 \cdot 2800 \cdot (69.30 - 20.64/2) \cdot 1E^5 = 452.70 \text{ Ton.m}$$

Para el acero del lecho inferior:

$$a = 21 \cdot 6.45 \cdot 2800 / (0.85 \cdot 280 \cdot 125) = 12.74 \text{ cm}$$

$$M_p = 1.25 \cdot 21 \cdot 6.45 \cdot 2800 \cdot (79.18 - 12.74/2) \cdot 1E^{-5} = 345.17 \text{ Ton.m}$$

Si se supone que el cabezal está simplemente apoyado:



$$R_{izq} = \{ 1.3 \cdot [35.84 \cdot 7.41 + 38.028 \cdot 7.41 + 2.4 \cdot 7.41^2/2] + 452.70 + 345.17 \} / 7.41 = 215.27 \text{ Ton}$$

$$R_{der} = 1.3 \cdot [2 \cdot 35.84 + 2 \cdot 38.028 + 2.4 \cdot 7.41] - 215.27 = -0.09 \text{ Ton}$$

Cortantes:

$$0 < x < 2.47 \text{ mt}$$

$$M(x) = -452.70 + 215.27x - 1.3 \cdot 35.84x - 1.3 \cdot 2.4x^2/2$$

$$V(x) = 84.34 - 0.52x$$

$$2.47 < x < 4.94 \text{ mt}$$

$$M(x) = -452.70 + (215.27 - 1.3 \cdot 35.84)x - 1.3 \cdot 38.028 \cdot (x - 2.47) - 1.3 \cdot 2.4x^2/2$$

$$V(x) = 59.62 - 0.52x$$

$$4.94 < x < 7.41 \text{ mt}$$

$$M(x) = -345.17 + 0.09x + 1.3 \cdot 35.84x + 1.3 \cdot 2.4x^2/2$$

$$V(x) = -23.34 + 0.52x$$

Sustituyendo para $x = d = 0.72 \text{ m}$: $V_u = 83.97 \text{ Ton}$

Puede observarse que esta condición provoca menores cortantes que los tabulados anteriormente.

En la zona confinada ($2h$ a partir del rostro de la columna) la separación máxima (ACI 16.3.2.3) es:

$$d/4 = 72/4 = 18 \text{ cm (rige)}$$

$$30 \text{ cm}$$

$$8d_b = 8 \cdot 2.86 = 22.88$$

$$24d_v = 24 \cdot 1.59 = 38.16, \text{ el menor}$$

Contribución del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.531 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 72 \cdot 1E^{-3} = 54.38 \text{ Ton}$$

Cortante que deben resistir los estribos:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 94.63 - 54.38 = 40.25 \text{ Ton}$$

Separación usando estribos n° 5:

$$4 \cdot 1.98 \cdot 2800 \cdot 72 / 38.69 \cdot 1000 = 19.83 \text{ cm}$$

En la zona no confinada dentro del tercio del claro debe cumplirse que la separación máxima (ACI16.3.3) sea:

$$d/2 = 36 \text{ cm}$$

ó 30 cm, el menor (rige)

∴ Usar estribos dobles n° 5 a.c. 18 cm en los tercios extremos del claro y dobles n°4 a.c. 30 cm en la zona intermedia.

Diseño por Torsión:

Ya que las especificaciones AASHTO no hacen referencia a análisis por torsión, la revisión para este caso se efectúa con respecto a los requisitos del ACI.

Sólo la carga viva genera torsión en el cabezal alrededor de su eje axial. El momento torsionante último está dado por:

$$T_u = P_u.e, \text{ donde } P_u = 1.3 (1.67 \cdot 25613.63) = 55607.19 \text{ Kg}$$

Y por tanto: $T_u = 55607.19 \cdot 0.2 = 11121.44 \text{ Kg.mt}$.

Si $T_u < \phi 4 x^2 y \sqrt{f_c} / 30$ se desprecian los efectos de torsión (ACI 11.6.1).

Evaluando: $T_u = (4/30) \cdot 0.85 \cdot 100^2 \cdot 100 \cdot \sqrt{280} \cdot 10^{-2} = 18964.29 \text{ Kg.mt}$, por tanto no es necesario considerarla.

3.8.4 *Diseño de brazos en voladizo.*

Estos sólo resisten la carga de su propio peso, obteniéndose un momento máximo de diseño (por cualquiera de las combinaciones) de 0.62 Ton.mt y un cortante máximo de 1.25 Ton; por lo tanto su diseño está supeditado a los requisitos mínimos, o a los de continuidad del acero de la columna y de la parte más larga del cabezal.

Para el refuerzo a flexión pueden extenderse tantas varillas como lo indiquen los requisitos de cuantía mínima de refuerzo:

$$\rho_{\min} = 0.8 \cdot \sqrt{f_c} / f_y = 0.8 \cdot \sqrt{280} / 2800 = 0.00598$$

$$A_s = 0.00598 \cdot 8000 = 47.81 \text{ cm}^2, \text{ en el más desfavorable de los casos.}$$

Cuatro varillas n° 9 por lecho cumplen con este requisito.

El refuerzo por cortante se proporcionará de igual manera que en la zona de confinamiento del tramo central del cabezal.

3.8.5 Diseño de columnas.

A continuación se presenta una tabla con los resultados de la envolvente de cargas para columnas considerando la combinación de cargas VII en el pie, que es la que produce los resultados más desfavorables. Los datos de entrada son los presentados en las secciones 3.8.1 y 3.8.2. X corresponde a la dirección transversal del puente y Y a la longitudinal.

CARGAS DE SERVICIO (P en Ton y M en Ton.m)				U=1.3(D+SF±EQ)				
				P _U	M _{UX}	M _{UY}	SISMO YY 30%	SISMO XX 100%
				42.42	197.46	479.00	+	+
P _{DX}	P _{LX}	P _{SX}	P _{SFX}	42.42	-192.13	479.00	-	+
96.98	25.61	-64.13	-0.22	209.16	197.46	-532.56	+	-
M _{DY}	M _{LY}	M _{SY}	M _{SFY}	209.16	-192.13	-532.56	-	-
-23.89	-8.38	389.06	3.29	P _U	M _{UX}	M _{UX}	SISMO XX 30%	SISMO YY 100%
P _{DY}	P _{LY}	P _{SY}	P _{SFY}	100.78	651.98	124.95	+	+
0	0	0	0	150.80	-646.65	-178.51	-	+
M _{DX}	M _{LX}	M _{SX}	M _{SFX}	100.78	651.98	124.945	+	-
0	7.68	499.47	2.05	150.80	-646.65	-178.51	-	-

Tabla 3.8.6: Envolvente de Cargas de Diseño para las Columnas de la Pila.

Las cargas de servicio para las cuales se verificó el diseño considerando los efectos de esbeltez son las correspondientes a las cargas de diseño que se encuentran destacados en negritas. Las otras combinaciones son satisfechas con los resultados presentados.

Análisis aproximado de esbeltez.

Las normas AASHTO estipulan que debe hacerse una consideración de los efectos de esbeltez que puedan presentar elementos como las columnas de una pila. Para tales fines la AASHTO proporciona un método aproximado de análisis y algunos criterios para su aplicación.

Si se supone que el marco que forma la pila no está arriostrado puede seguirse el análisis mostrado a continuación:

Si la relación de esbeltez Kl/r en una columna no arriostrada es menor de 22 los efectos de la misma pueden despreciarse según el Art. 8.16.5.2.5.

Para encontrar el factor de longitud efectiva de la columna es necesario considerar las rigideces de los elementos que convergen en sus extremos de la manera siguiente: $G = \Sigma(EI)_{col} / \Sigma(EI)_{vigas}$

l_u es la longitud no soportada de las columnas (desde el nivel de fundación hasta donde empieza la viga y 4.4 m en este caso). G se supone igual a 10 en los extremos empotrados.

Para la dirección XX se tiene: $G_B = (E \cdot 0.1628 / 4.4) / [(E \cdot 0.0533 / 7.41) + (E \cdot 0.0173 / 1)] = 1.51$ y $G_A = 10$.

De los nomogramas propuestos por el Consejo de Investigación sobre la Estabilidad Estructural se obtiene un $K_x = 1.98$ para una columna no arriostrada y $K_x = 0.87$ para una columna arriostrada. El radio de giro es $r_x = 0.3h_x = 0.3$ m y la relación de esbeltez: $1.98 \cdot 4 / 0.3 = 26.40$

Para la dirección YY se considera que las vigas no proporcionan ningún aporte a la rigidez de la columna y por tanto $K_y = 2.1$ para el caso de una columna no arriostrada y $K_y = 1$ en el otro caso. La relación de esbeltez es: $2.1 \cdot 4.4 / 0.375 = 22.40$

Entonces deben considerarse los efectos de la esbeltez en ambas direcciones.

Los factores de amplificación de momentos para miembros no arriostrados están dados por las expresiones siguientes:

Factor de amplificación de momentos generados por las cargas que no producen pandeos apreciables:

$$\delta_b = C_m / (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1$$

Factor de amplificación de los momentos generados por cargas que producen ladeo:

$$\delta_s = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma \phi P_c) \geq 1$$

En las cuales:

$C_m = 0.6 + 0.4M_{1b}/M_{2b} \geq 0.4$ (M_{1b} y M_{2b} son los momentos mayorados de las cargas gravitacionales en los extremos de la columna considerada, menor y mayor respectivamente)

$P_c = \pi^2 EI / (Kl_u)^2$ (Carga axial crítica de Euler)

$EI = 0.4E_c I_g / (1 + \beta_d)$

Puesto que la combinación de cargas más crítica es la dada por el grupo VII, las cargas que no producen ladeo significativo son las cargas muertas y las cargas que provocan ladeo son sismo + flujo de agua.

La relación M_{1b}/M_{2b} se considera positiva cuando los momentos de los extremos producen curvatura simple y negativa cuando producen curvatura doble. P_c se calcula para δ_b a partir de las longitudes efectivas para la columna como si estuviese arriostrada, pero para δ_s se utilizan los valores obtenidos para columnas no arriostradas. β_d vale cero para carga lateral sostenida en marcos o elementos no arriostrados.

El momento de diseño está dado por: $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$

Luego de un examen de las posibles combinaciones de sismo (100 y 30% en ambos sentidos ortogonales) y de flujo de agua, los momentos más determinantes son los correspondientes al pie de la columna para la combinación de sismo +XX 30%, +YY 100%:

Momentos que no producen ladeo (factorados)

$$M_{1bx} = 0$$

$$M_{2bx} = 0$$

$$M_{1by} = 73.85 \text{ Ton.m}$$

$$M_{2by} = 23.89 \text{ Ton.m}$$

Momentos que producen ladeo (factorados):

$$M_{2sx} = 615.98 \text{ Ton.m}$$

$$M_{2sy} = 156.01 \text{ Ton.m}$$

- Pandeo alrededor del eje x:

$$EI_x = 0.4 \cdot 2526713.28 \cdot 0.1628 = 164499.56 \text{ Ton.m}^2 \text{ y } P_u = 209.16 \text{ Ton}$$

Para los momentos mayorados producidos por carga muerta:

$$\text{Como } M_{1bx} = M_{2bx} = 0, \text{ entonces } C_{mx} = 1$$

$$P_c = \pi^2(164499.56) / (0.87 \cdot 4)^2 = 134061.87 \text{ Ton}$$

$$\delta_{bx} = 1 / (1 - 290.16 / (0.70 \cdot 134061.87)) = 1.00223 \geq 1, \text{ O.K.}$$

Para los momentos mayorados producidos por cargas laterales:

$$P_c = \pi^2(164499.56) / (1.98 \cdot 4)^2 = 25882.93 \text{ Ton}$$

$$\delta_{sx} = 1 / (1 - 2 \cdot 290.16 / (2 \cdot 0.70 \cdot 25882.93)) = 1.01168 \geq 1, \text{ O.K.}$$

- Pandeo alrededor del eje y:

$$EI_y = 0.4 \cdot 2526713.28 \cdot 0.1042 = 105279.72 \text{ Ton.m}^2$$

Para los momentos mayorados producidos por carga muerta:

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \cdot 23.89 / 73.85 = 0.7294 > 0.4, \text{ O.K.}$$

$$P_c = \pi^2 (105279.72) / (1 \cdot 4)^2 = 64941.71 \text{ Ton}$$

$$\delta_{sy} = 1 / (1 - 290.16 / (0.70 \cdot 64941.71)) = 0.7328 < 1, \text{ asignar } \delta_{sy} = 1$$

Para los momentos mayorados producidos por cargas laterales:

$$P_c = \pi^2 (105279.72) / (2.1 \cdot 4)^2 = 14726.01 \text{ Ton}$$

$$\delta_{sy} = 1 / (1 - 2 \cdot 130.16 / (2 \cdot 0.70 \cdot 14726.01)) = 1.02071 \geq 1, \text{ O.K.}$$

Momentos de diseño: $M_{cx} = 1.00223 \cdot 0 + 1.01168 \cdot 651.98 = 659.59 \text{ Ton.m}$

$$M_{cy} = 1 \cdot 23.89 + 1.02071 \cdot 156.01 = 183.13 \text{ Ton.m}$$

Ahora con estos momentos (los cuales resultaron mayores que los destacados en la Tabla 3.8.6, especialmente para el momento en Y) puede seguirse un análisis de flexocompresión biaxial.

Diseño por flexión biaxial más compresión.

Cargas nominales: $M_{nx} = 659.59 / 0.9 = 732.88 \text{ Ton.m}$

$$M_{ny} = 183.13 / 0.9 = 203.48 \text{ Ton.m}$$

$$P_n = 209.16 / 0.70 = 298.80 \text{ Ton}$$

Momento monoaxial equivalente:

Puesto que $M_{ny} / M_{nx} = 0.28 < h_x / h_y = 0.80$, el momento monoaxial equivalente debe ser calculado alrededor del eje x.

Entonces: $M_{nox} = M_{ny} + M_{nx} (h_y / h_x) (1 - \beta) / \beta$

$$M_{nox} = 203.48 + 732.88 \cdot 0.8 \cdot (1 - 0.65) / 0.65 = 820.53 \text{ Ton.m}$$

Los datos requeridos para el cálculo de una cantidad tentativa de acero empleando los diagramas de interacción para columnas propuestos por el ACI son:

$$P_u/A_g = (209.16/1.25) \cdot 10 = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi M_{nox}/A_g h_y = (0.9 \cdot 551.16/1) \cdot 10 = 47.26 \text{ Kg/cm}^2$$

Suponiendo estribos n° 5 y varilla longitudinal n° 11 se tiene:

$$\gamma_h = (125 - 10 - 2 \cdot 1.59 - 3.49) / 125 = 0.87$$

Leyendo de los gráficos e interpolando se obtiene un $\rho = 4.70\%$, el cual se encuentra dentro de los límites permisibles (Art. 7.6.2(A)-IA). Si se proporcionan 59 varillas n° 11 ($A_s = 587.50 \text{ cm}^2$) repartidas en paquetes de tres en las esquinas y en paquetes intermedios de dos, $\rho_{real} = 4.75\%$.

No obstante debe revisarse si la sección y el acero propuestos son adecuados. Por tales fines se emplea el método de la PCA de contornos de carga.

Revisión por el método de la PCA:

Los datos requeridos se muestran a continuación:

$$P_o = 0.85 f_c (A_g - A_s) + A_s f_y = [0.85 \cdot 280 \cdot (12500 - 587.5) + 587.5 \cdot 2800] / 1000 = 4527.35 \text{ Ton}$$

Con los valores: $P_u/P_o = 209.16/4527.35 = 0.07$

$$\omega = \rho_{real} f_y / f_c = 0.0475 \cdot 2800 / 280 = 0.48$$

se lee un valor de $\beta = 0.643$, el cual es muy cercano al supuesto inicialmente.

$$\log 0.5 / \log \beta = \log 0.5 / \log 0.64 = 1.57$$

$$P_u/A_g = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

Con ρ_{real} e interpolando de los diagramas de interacción se obtiene $\phi M_{nox}/A_g h_y = 46.50 \text{ Kg/cm}^2$

para el cual $M_{nox} = 807.29 \text{ Ton.m}$, mientras que $\phi M_{noy}/A_g h_x = 52.50 \text{ Kg/cm}^2$, para el que $M_{noy} = 729.17 \text{ Ton.mt}$

El criterio de la PCA establece que si $(M_{nox}/M_{nox})^{\log 0.5 / \log \beta} + (M_{noy}/M_{noy})^{\log 0.5 / \log \beta} \leq 1$ la sección es adecuada.

Sustituyendo: $(732.88/807.29)^{1.57} + (203.48/729.17)^{1.57} = 0.9941$, O.K.

Diseño por cortante:

Se siguen para este caso las provisiones por sismo para columnas del ACI 16.4.4.

La altura de la zona de confinamiento l_o está dada por el mayor valor de las expresiones siguientes:

$$C_2 = 125 \text{ cm (rige)}$$

$$h_n / 6 = 400 / 6 = 67 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 60 \text{ cm}$$

La separación requerida para los estribos está definida por el menor de estos valores:

$$s > A_{sh} / [0.3 h_c f_c (A_g/A_{ch} - 1) / f_y]$$

$$s > A_{sh} / [0.09 h_c f_c / f_y]$$

Donde:

A_{sh} : Area que debe tener el estribo en la dirección del corte

A_g : Area gruesa de la sección = $100 \times 125 = 12500 \text{ cm}^2$

A_{ch} : Area confinada por el estribo = $115 \times 90 = 10350 \text{ cm}^2$

h_c : Distancia centro a centro de estribos extremos en la dirección considerada

$$h_{cx} = 90 - 1.59 = 88.41 \text{ cm}$$

$$h_{cy} = 115 - 1.59 = 113.41 \text{ cm}$$

La separación máxima permisible en la zona confinada es el menor de:

$$C_1 / 4 = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$$

$$6d_b = 6 \times 3.49 = 20.94 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 10 \text{ cm}$$

Mientras que la separación máxima permisible en la zona no confinada es el menor de:

$$C_1 = 100 \text{ cm}$$

$$6d_b = 6 \times 3.49 = 20.94 \text{ cm}$$

$$\text{ó } 15 \text{ cm}$$

- Análisis en la dirección xx:

Además del estribo exterior (n° 5) se requieren 3 grapas intermedias de la misma denominación.

$$\text{Para la primera ecuación: } s > 9.90 / [0.3 \cdot 88.41 \cdot 280 \cdot (12500/10350 - 1) / 2800]$$

$$s > 17.97 \text{ cm}$$

$$\text{Y para la segunda: } s > 9.90 / (0.09 \cdot 88.41 \cdot 280 / 2800)$$

$$s > 12.44 \text{ cm (rige)}$$

- Análisis en la dirección yy:

Si se proporcionan 3 grapas intermedias n° 6 se cumple con el requisito de espaciamiento máximo permisible.

$$\text{Para la primera ecuación: } s > 12.51 / [0.3 \cdot 113.41 \cdot 280 \cdot (12500/10350 - 1) / 2800]$$

$$s > 17.70 \text{ cm}$$

$$\text{Y para la segunda: } s > 12.51 / (0.09 \cdot 113.41 \cdot 280 / 2800)$$

$$s > 12.26 \text{ cm (rige)}$$

Cortantes de diseño:

Se obtiene para la combinación de cargas dada por el grupo VII. Se consideran los cortantes producidos por el 100% del sismo en la dirección de análisis.

De esta manera $V_{ux} = 206.31 \text{ Ton}$, mientras que $V_{uy} = 147.58 \text{ Ton}$.

- Análisis en la dirección yy:

$$\text{Cortante proporcionado por el concreto: } \phi V_{cy} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 100 \cdot 113.41 / 1000 = 85.49 \text{ Ton}$$

$$\text{Cortante que debe resistir el acero: } \phi V_{sy} = 147.58 - 85.49 = 62.09 \text{ Ton}$$

$$\text{Separación: } s = 9.90 \cdot 2800 \cdot 113.41 / (62.09 \cdot 1000) = 50.63 \text{ cm}$$

- Análisis en la dirección xx:

$$\text{Cortante proporcionado por el concreto: } \phi V_{cx} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 125 \cdot 88.41 / 1000 = 66.65 \text{ Ton}$$

$$\text{Cortante que debe resistir el acero: } \phi V_{sx} = 206.31 - 66.65 = 80.94 \text{ Ton}$$

$$\text{Separación: } s = 12.50 \cdot 2800 \cdot 88.41 / (80.94 \cdot 1000) = 38.23 \text{ cm}$$

Puede observarse que el diseño está gobernado por los requisitos de máxima separación y de sujeción de las barras longitudinales. Por tanto proporcionar la separación máxima permisible de 10 cm en la zona confinada y de 15 cm fuera de ella. Ver detalle de la sección transversal a continuación. El refuerzo longitudinal cumple con los requisitos de traslapes, longitudes de desarrollo y espaciamiento. El detallado se extiende hasta el pedestal, pero con un recubrimiento adicional de 2.5 cm a cada lado.

3.9 DISEÑO DE ZAPATAS.

Para este análisis se requiere la especificación de las cargas de servicio. Además se presentan las propiedades del suelo que deben considerarse para el diseño de estas cimentaciones.

P _{DX}	P _{LX}	P _{SX}	P _{SFX}
96.98	25.61	± 64.13	± 0.22
M _{DY}	M _{LY}	M _{SY}	M _{SFY}
-23.89	-8.38	389.06	3.29
P _{DY}	P _{LY}	P _{SY}	P _{SFY}
0	0	0	0
M _{DX}	M _{LX}	M _{SX}	M _{SFX}
0	7.68	499.47	2.05

Datos del suelo y la cimentación:

Desplante: $D_f = 2.5$ mt

Peso volumétrico del suelo: $\gamma_s = 1700$ Kg/mt³

Capacidad admisible del suelo: $q_{adm} = 5$ Kg/cm² 50 Ton/m²

Predimensionamiento:

Suponiendo una zapata rectangular de 5 x 7 mt.

$P_T = \text{Suma de } P_i + W_{(\text{suelo-zapata})}$

$P_T = 96.98 + \frac{1}{2}(1.9 + 2.4) \cdot 2.5 \cdot 5 \cdot 7 + 64.13 + 0.22$

$P_T = 340.71$ Ton 1.7

Para el caso en el cual se considera la acción sísmica el esfuerzo admisible se puede incrementar en un 33% y por lo tanto:

$q_{adm} = 1.33 \cdot 50 = 66.5$ Ton/cm²

Excentricidades: $e_L = \text{Suma de momentos alrededor del eje } x / P_T$

$$e_L = (499.47 + 2.05) / 340.71 = 1.47 \text{ m}$$

$$e_L/L = 1.47/7 = 0.21$$

$e_B = \text{Suma de momentos alrededor del eje } y / P_T$

$$e_B = (23.89 + 389.06) / 340.71 = 1.22 \text{ m}$$

$$e_B/B = 1.22/5 = 0.24$$

De los gráficos para la determinación de las presiones de contacto cargadas excéntricamente en dos direcciones (Figura 4.4.7.1.1.1C de la AASHTO) se obtienen los factores siguientes de la geometría de la zapata:

$$f = L/2 - e_L = 2.028 \text{ mt}$$

$$g = B/2 - e_B = 1.278 \text{ mt}$$

Como $f = 0.25L (1+2r+3r^2) / (1+r+r^2)$ y $g = 0.25n (1+r+r^2+r^3) / (1+r+r^2)$ se obtienen:

$$r = 0.144 \text{ y } n = 5.100 \text{ mt.}$$

Además $r = j/n$, de donde $j = 0.733 \text{ mt.}$

$$\text{Y } q_{\max} = 6P / [Ln (1+r+r^2)] = 6 \cdot 340.71 / [7 \cdot 5.1 \cdot (1+0.144+0.144^2)] = 49.18 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Pero } q_{\max} < q_{\text{neto}}: \quad q_{\text{neto}} = q_{\text{adm}} - \gamma_{\text{prom}} D_f = 66.5 - 0.5 \cdot (1.7+2.4) \cdot 2.5 = 61.375 \text{ Ton/m}^2, \text{ O.K.}$$

Diseño estructural

Las cargas de diseño que rigen son las correspondientes al pie de la columna más el peso de la zapata y el suelo confinante.

$$P_U = 442.35 \text{ Ton}$$

$$M_{Ux} = 659.59 \text{ Ton.m}$$

$$M_{Uy} = 183.13 \text{ Ton.m}$$

Las excentricidades de diseño son: $e_{UL} = 659.59/442.35 = 1.49 \text{ mt}$

$$e_{UL}/L = 1.49/7 = 0.21$$

$$e_{UB} = 183.13/442.35 = 0.41 \text{ mt}$$

$$e_{UB}/B = 0.41/5 = 0.08$$

Y de nuevo a partir de las gráficas antes mencionadas:

$$f = 2.009 \text{ mt}$$

$$g = 2.086 \text{ mt}$$

$$r = 0.134$$

$$n = 8.236 \text{ mt}$$

$$j = 1.107 \text{ mt}$$

Para los que resulta un $q_{umax} = 39.94 \text{ Ton/m}^2$ el que debe ser menor que $q_{un} = 66.50 - 1.3 \cdot 5.125 = 59.84 \text{ Ton/m}^2$, lo cual resulta satisfactorio.

Revisión del efecto de punzonamiento:

Si se supone $h_{zapata} = 1.15 \text{ mt}$, el peralte es $d = 1.029 \text{ mt}$ y además que la presión de contacto se mantiene constante, el cortante para esta condición se obtiene multiplicando el área achurada por dicha presión:

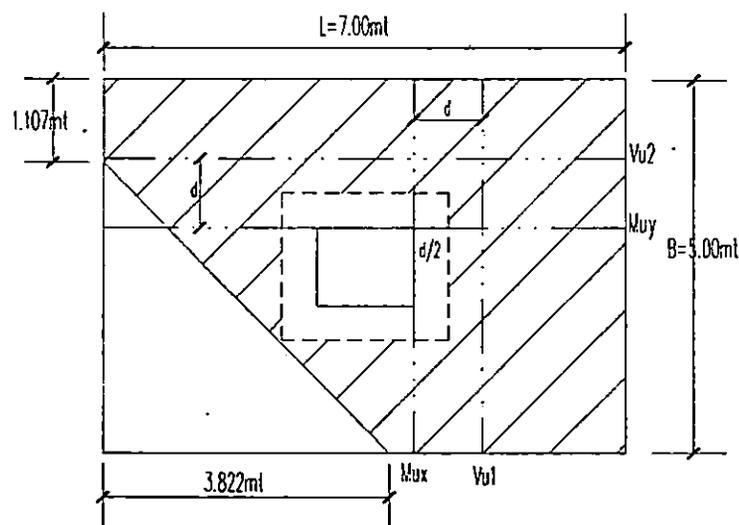
$$V_u = q_{umax} \cdot \text{Area sombreada} = 39.94 \cdot 15.60 = 623.22 \text{ Ton}$$

Generalmente las zapatas se diseñan de manera que el concreto resista el cortante de diseño en las secciones críticas. La contribución del concreto es:

$$\phi V_c = 1.1 \phi \sqrt{f_c} b_o d, \text{ donde } b_o \text{ es el perímetro de la sección crítica.}$$

$$b_o = 2 \cdot (1.30 + 102.9) + 2 \cdot (1.05 + 102.9) = 8.816 \text{ mt}$$

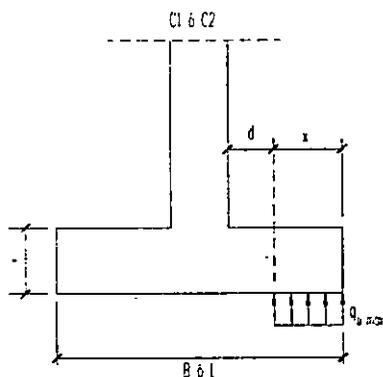
$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{280} \cdot 881.6 \cdot 102.9 = 1419311.05 \text{ Kg} = 1419.31 \text{ Ton} > V_u, \text{ O.K.}$$



Sección Crítica para Punzonamiento en la Zapata

Revisión del efecto de levantamiento:

Este efecto se revisa en las dos secciones a una distancia d del rostro de cada lado de la columna (Art.8.16.6.1b)



Sección Crítica para Levantamiento de Zapata

- Franja perpendicular a L:

$$x_{crit} = 5/2 - 1.30/2 - 1.029 = 1.821 \text{ mt}$$

$$A \text{ de reacción} = 9.105 \text{ m}^2$$

$$V_u = 9.105 \cdot 39.94 = 363.65 \text{ Ton}$$

Contribución del concreto: $\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} B d$, donde B es el ancho de la zapata.

$$\phi V_c = 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{280} \cdot 500 \cdot 102.9 = 387845.89 \text{ Kg} = 387.85 \text{ Ton} > V_u, \text{ O.K.}$$

- Franja paralela a L:

$$x_{crit} = 7/2 - 1.05/2 - 1.029 = 0.946 \text{ mt}$$

$$A \text{ de reacción} = 6.46 \text{ m}^2$$

$$V_u = 6.46 \cdot 39.94 = 258.01 \text{ Ton}$$

Contribución del concreto: $\phi V_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} L d$, donde L es la longitud de la zapata.

$$\phi V_c = 0.53 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{280} \cdot 700 \cdot 102.9 = 542984.24 \text{ Kg} = 542.98 \text{ Ton} > V_u, \text{ O.K.}$$

Revisión por flexión

La sección crítica se encuentra al rostro de la columna. El momento resultante se determina como el producto de la resultante de las presiones en la sección por su brazo respectivo. (Art.4.4.11.2.1)

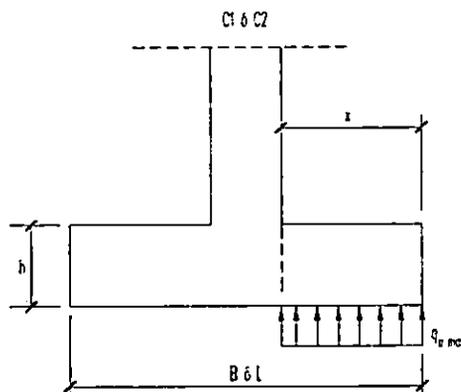
- Flexión alrededor del eje x

$$x_{crit} = 7/2 - 1.30/2 = 2.85 \text{ mt}$$

$$M_{ux} = 39.94 \cdot 5 \cdot 2.85^2/2 = 811.13 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Se requiere un } A_s = 347.24 \text{ cm}^2/\text{mt}$$

- Flexión alrededor del eje y
 $x_{crit} = 5/2 - 1.05/2 = 1.975 \text{ mt}$
 $M_{uy} = 39.94 \cdot 7^2 / 2 = 545.33 \text{ Ton.m}$
 Se requiere un $A_s = 232.94 \text{ cm}^2/\text{mt}$



Sección Crítica para Flexión en la Zapata

Distribución del acero por flexión:

Si se emplean varillas N° 10 en la dirección paralela a L:

$$\text{Numero de varillas: } 347.24 / 8.17 = 42.50 \text{ var}$$

$$s = (500 - 10) / (42.50 - 1) = 11.81 \text{ cm}$$

Sin embargo, de acuerdo al Art.4.4.11.2.2, en la otra dirección el acero debe proporcionarse uniformemente en una banda central de ancho igual a la menor dimensión de la zapata, de manera que:

$$(A_s \text{ banda}) / (A_s \text{ requerido en esa dirección}) = 2 / (\beta + 1), \text{ donde } \beta = L/B$$

Entonces para la banda central se requiere:

$$A_s \text{ banda} = [2 / (7/5 + 1)] * 232.94 = 194.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Empleando varillas N° 8: } 194.12 / 5.07 = 38.28 \text{ var}$$

$$s = 500 / (38.28 - 1) = 13.41 \text{ cm}$$

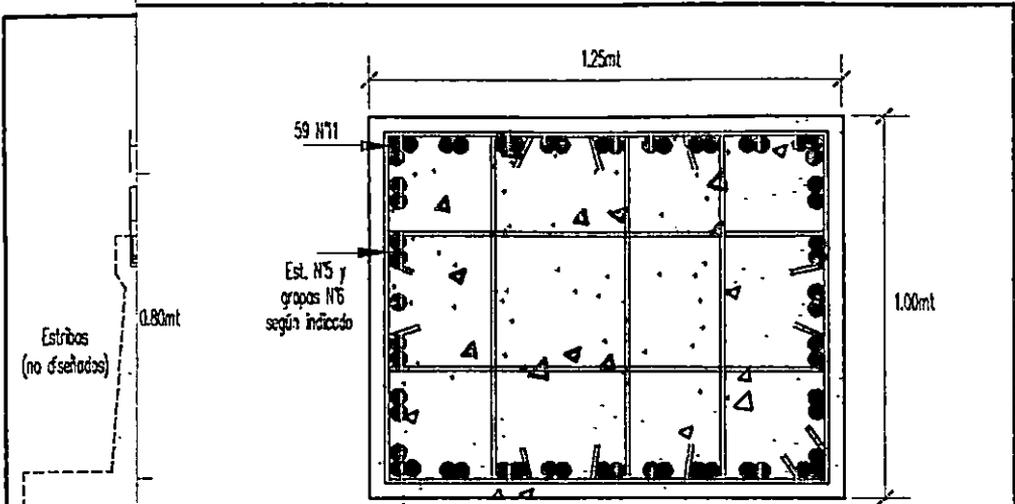
El acero restante se distribuye uniformemente:

$$A_s \text{ restante} = 38.82 \text{ cm}^2$$

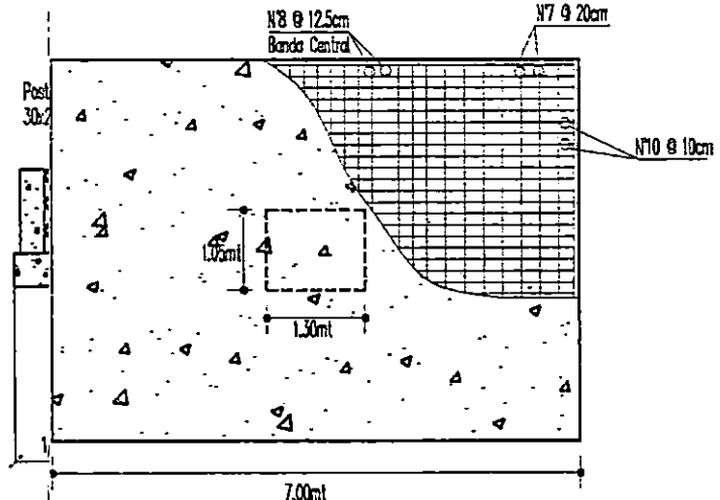
$$\text{Empleando var N° 7: } 38.82 / 3.88 = 7.66 \text{ var}$$

$$s = (700 - 500 - 10) / (7.66 - 1) = 28.52 \text{ cm}$$

∴ Proporcionar 1 var n° 10 @ 10 cm longitudinalmente, 1 var n° 8 @ 12.5 cm transversalmente en la banda central y en la zona restante 1 var n° 7 @ 20 cm.



A PILA SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA
 ESCALA 1:20



TRIBUCION DEL ACERO EN ZAPATA
 ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	
CONTENIDO: DETALLADO ESTRUCTURAL, PUENTE MOROPALA	
PRESENTAN: JOSE LUIS CISNEROS GARCIA ISRAEL VLADIMIR ESCOBAR MIRANDA DAVID EDGARDO GARCIA CORTEZ	
ESCALA: INDICADAS	HOUA: 1/1

OSA

Capítulo 4:

*Modelado y Análisis de
los Puentes
Seleccionados.*

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES A ANALIZAR⁴⁴.

4.1.1 Puente Troncal del Norte.

La estructura consta de dos puentes, uno en la parte oeste y el otro en el este, separados por una junta longitudinal de 8 cm. Posee una longitud total de 70.60 mt en dos claros. Presenta un esviaje en la dirección NE de 51°. Además tiene una pendiente transversal de 3% y una longitudinal de 5.14%. Las vistas en elevación y en planta se muestran en las figuras 4.1.1 y 4.1.2 respectivamente. Los elementos siguientes componen la estructura:

- Vigas longitudinales de concreto preesforzado AASHTO-PCI estándar tipo VI, con una longitud de 35.30 mt en cada claro. Son ocho vigas para el puente este y siete para el puente oeste. La sección transversal del puente se muestra en la figura 4.1.3. La losa posee un espesor de 20 cm.
- El patín superior de las vigas posee un ancho de 1.067 mt, con un espesor de 5.1 cm. El patín inferior tiene un ancho de 0.66 mt y un espesor de 15.2 cm. El alma de las vigas posee un ancho de 15.2 cm y una altura de 1.461 mt. La sección transversal de las vigas se muestra en la figura 4.1.4
- Los diafragmas también son de concreto preesforzado y poseen todos una altura de 1.75 mt, con los anchos siguientes: los intermedios 20 cm, los exteriores (adyacentes a los estribos) 1.10 mt y el central 1.00 mt. El diafragma central está unido a las vigas que conforman los dos claros y además está apoyado al cabezal de la pila por medio de barras de acero con un espiral en la parte interior del diafragma y un apoyo elastomérico reforzado entre el diafragma y la pila. Los diafragmas exteriores que conectan los extremos de las vigas están apoyados en los estribos de igual forma que el diafragma central en la pila. Los detalles se muestran en la figura 4.1.5. Las vigas están soportadas por la pila a través de apoyos elastoméricos reforzados y de forma similar a los estribos.
- La superestructura está sostenida por una pila central. El cabezal es de 1.20 mt de altura y un ancho de 1.50 mt. La pila posee ocho columnas (cuatro por puente) de 1.20 mt de diámetro y una altura promedio de 5 mt y es sostenida por una zapata corrida de 1.00 mt de espesor y 5.00 mt de ancho, tal como se muestra en la figura 4.1.6.
- Las especificaciones de los materiales de los elementos estructurales son las siguientes: Para las vigas y diafragmas $f_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de preesfuerzo posee una resistencia última de 18900 Kg/cm^2 ; para la losa, la pila y los pilotes $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; mientras que para los estribos, muros y zapatas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- El suelo bajo la zapata se compone de sedimentos bien consolidados. Posee las propiedades siguientes: Peso unitario 1.5 Ton/m^3 , cohesión de 10 Ton/m^2 , capacidad de carga de 100 Ton/m^2 y un ángulo de fricción interna de 30° . Su módulo de rigidez al cortante es de 16148.99 Ton/m^2 y una relación de Poisson de 0.33.

⁴⁴ Para efectos de modelado algunas dimensiones se han variado intencionalmente, de manera que dichas variaciones no tengan efectos en el comportamiento sísmico del puente.

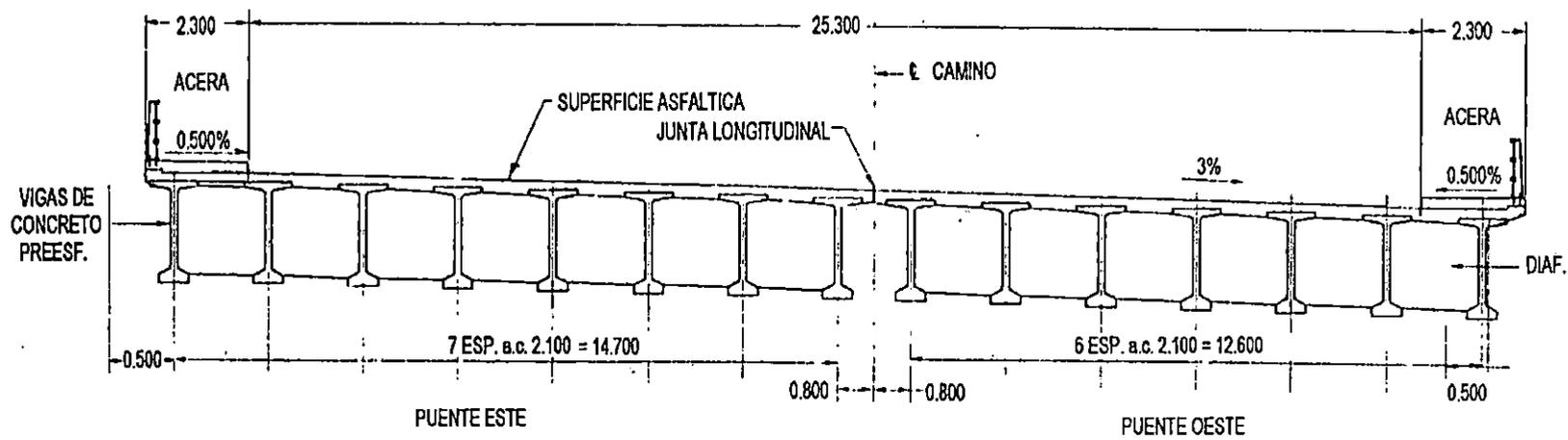


Figura 4.1.3: Sección Transversal del Puente Troncal del Norte.

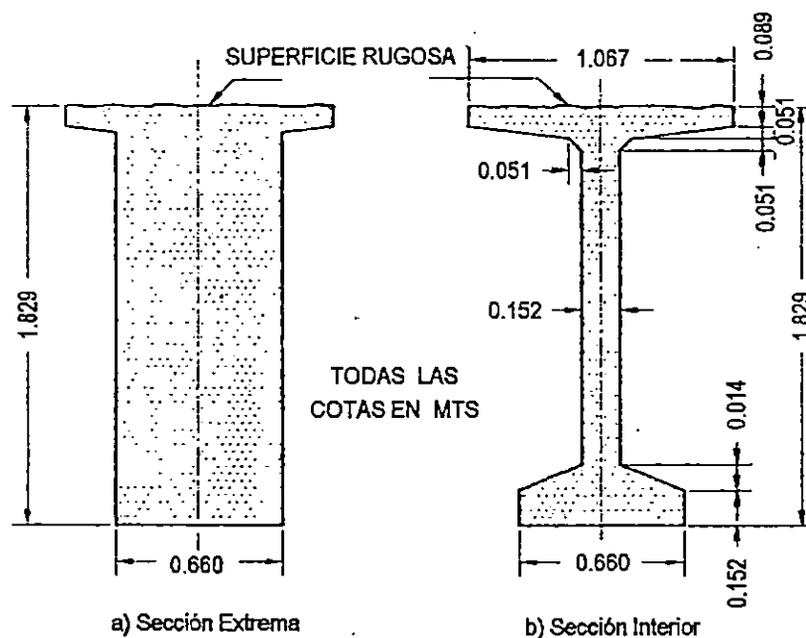


Figura 4.1.4: Detalle de Sección Transversal de las Vigas Puente Troncal del Norte.

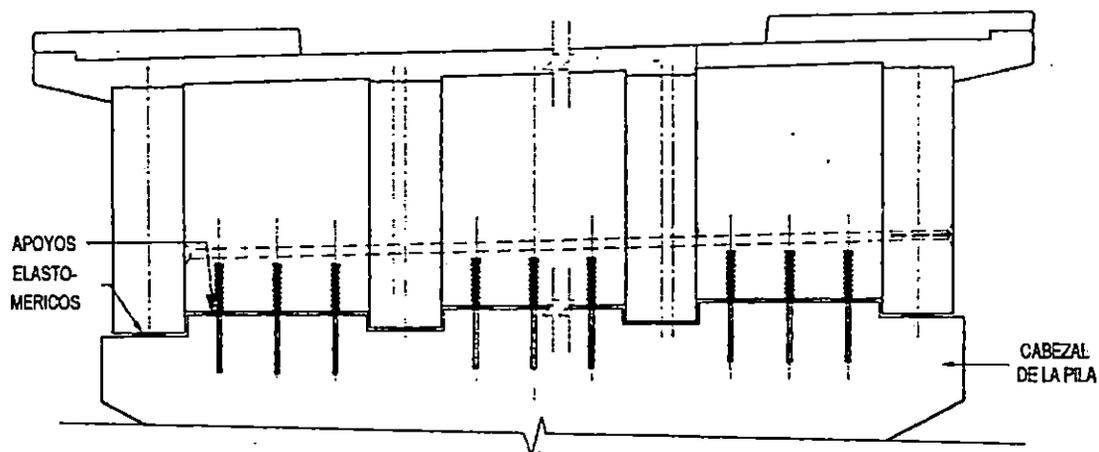


Figura 4.1.5: Detalle de Unión Diafragma con Pila del Puente Troncal del Norte.

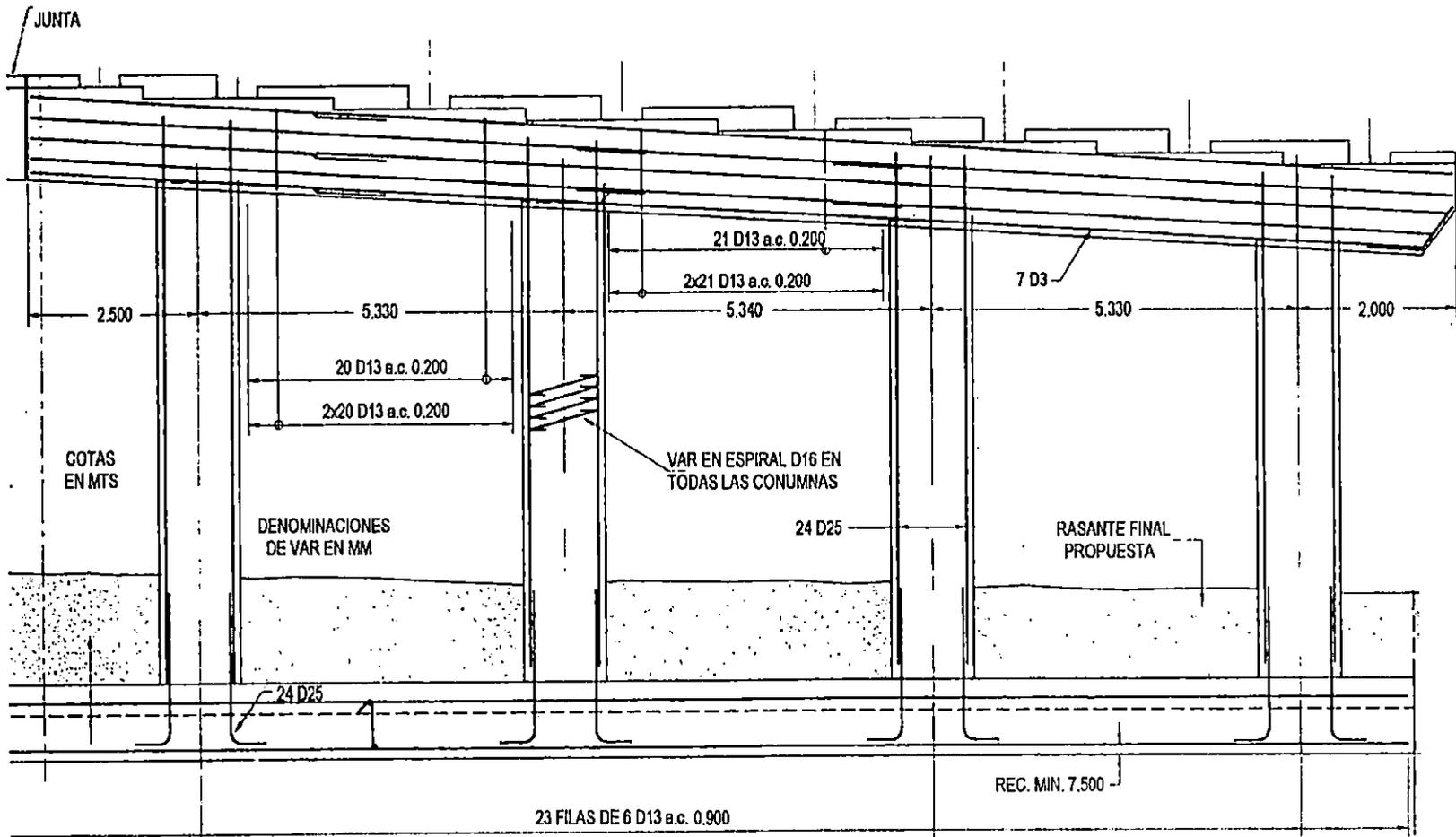


Figura 4.1.6(a): Vista en Elevación de Pila del Puente Troncal del Norte (Sección Oeste).

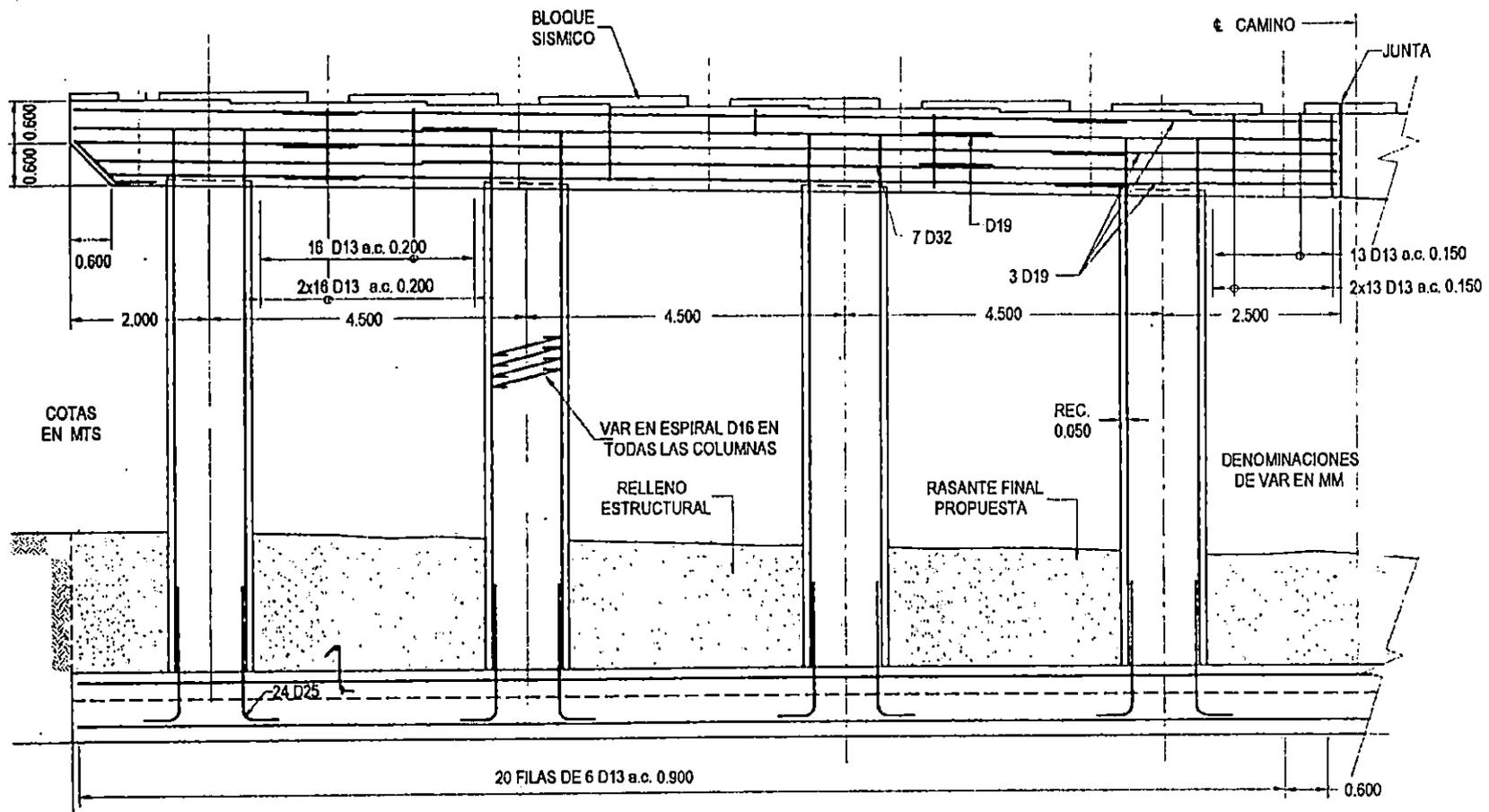


Figura 4.1.6(b): Vista en Elevación de Pila del Puente Troncal del Norte (Sección Este).

4.1.2 Puente San Antonio.

La estructura consta de dos claros, separados por una junta transversal de 8 cm justo en el centro. Cada claro posee una longitud 25.0 mt, sumando una longitud total de 50 mt. Además tiene un ancho de rodamiento igual a 7.90 mt. Las vistas en elevación y en planta se muestran en las figuras 4.1.7 y 4.1.8 respectivamente. Los elementos que componen la estructura son:

- Vigas longitudinales de concreto preesforzado con una longitud de 24.92 mt en cada claro. Son un total de cinco vigas para el puente espaciadas a 1.975 mt. Las secciones transversales del puente y de las vigas se muestran en las figuras 4.1.9-1 y 4.1.9-2 respectivamente.
- La losa posee un espesor de 14 cm, con una junta de movimiento transversal justo en el centro de 8 cm.
- El patín superior de las vigas posee un ancho de 1.5 mt, con un espesor de 23.2 cm. El patín inferior tiene un ancho de 0.5 mt y un espesor de 25 cm. El alma de las vigas posee un ancho de 18 cm y una altura de 1.018 mt.
- Los diafragmas también son de concreto preesforzado y poseen todos una altura de 1.50 mt, con los anchos siguientes: los intermedios 20 cm y los exteriores 46 cm (adyacentes a los estribos y cabezal de pila).
- Cercanos a la junta central están dos diafragmas que unen a las vigas transversalmente y que además están apoyados en el cabezal de la pila por medio de barras de acero con un espiral en la parte interior del diafragma y un apoyo elastomérico reforzado entre el diafragma y la pila. Los diafragmas exteriores conectan los extremos de las vigas y están apoyados en los estribos de igual manera que los diafragmas centrales en la pila; los diafragmas interiores están espaciados a ocho metros entre sí. Las vigas están soportadas por la pila a través de apoyos elastoméricos reforzados y de forma similar por los estribos.
- La superestructura está sostenida por una pila central. El cabezal es de 1.20 mt de altura con un ancho de 5.0 mt en la parte inferior y de 9.70 mt a partir de una altura de 0.30 mt. La pila es un muro de 5.0 mt de largo por 1.20 mt de ancho y una altura de 4.10 mt. Esta pila es sostenida por una zapata de 1.20 mt de espesor con 5.00 mt de ancho por 6.0 mt de largo, tal como se muestra en la figura 4.1.10.
- Las especificaciones de los materiales de los elementos estructurales son las siguientes: Para las vigas y diafragmas $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de preesfuerzo posee una resistencia última de 18900 Kg/cm^2 ; para la losa $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, la pila $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; mientras que para los estribos, muros y zapatas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- El suelo bajo la zapata se compone de arena media. Posee las propiedades siguientes: Su módulo de rigidez al cortante es de 8547.44 Ton/m^2 y la relación de Poisson de 0.25.

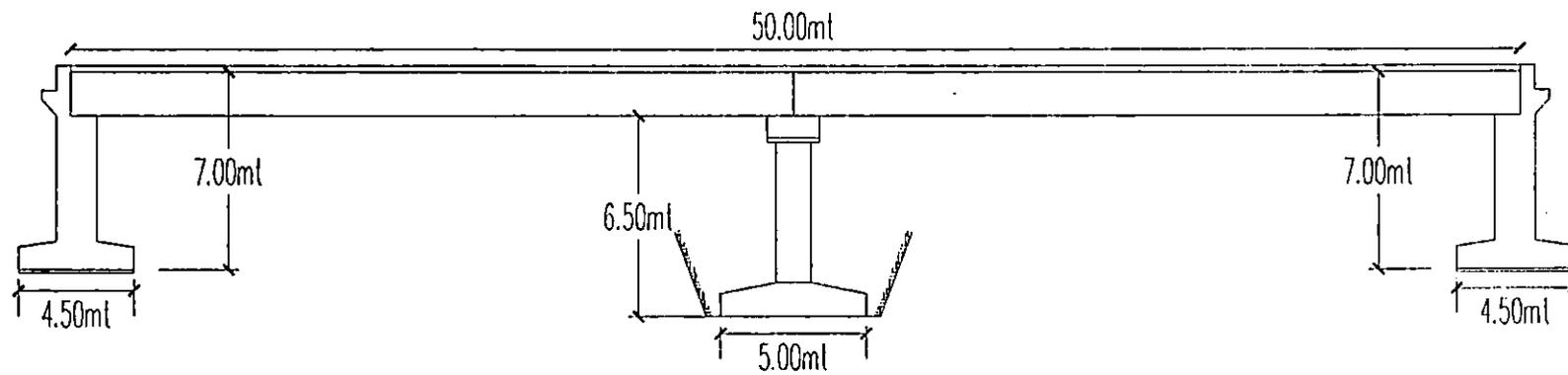


Figura 4.1.7: Elevación del Puente San Antonio.

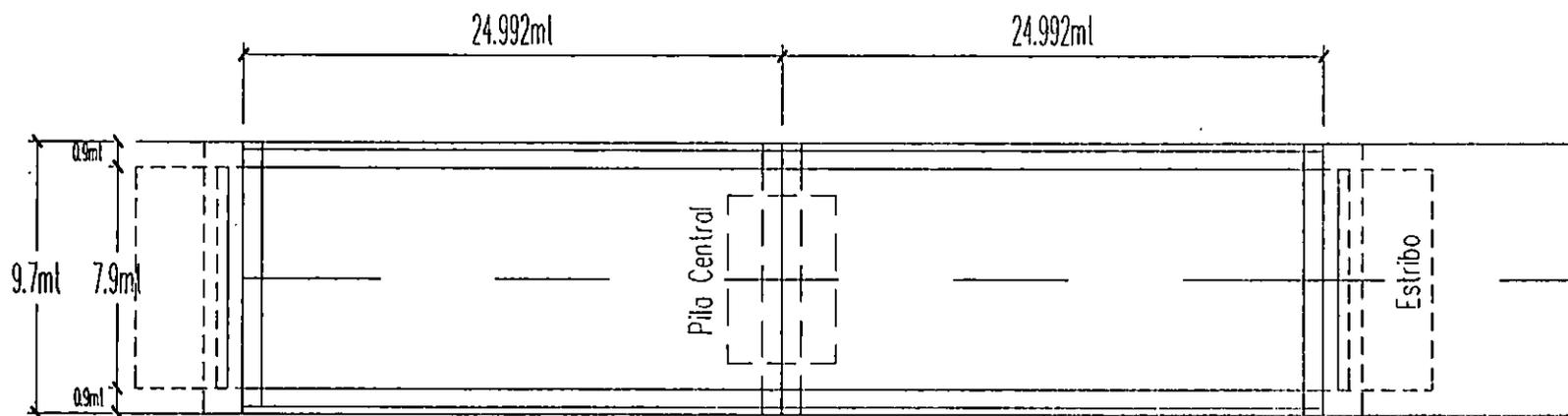


Figura 4.1.8: Vista en Planta del Puente San Antonio.

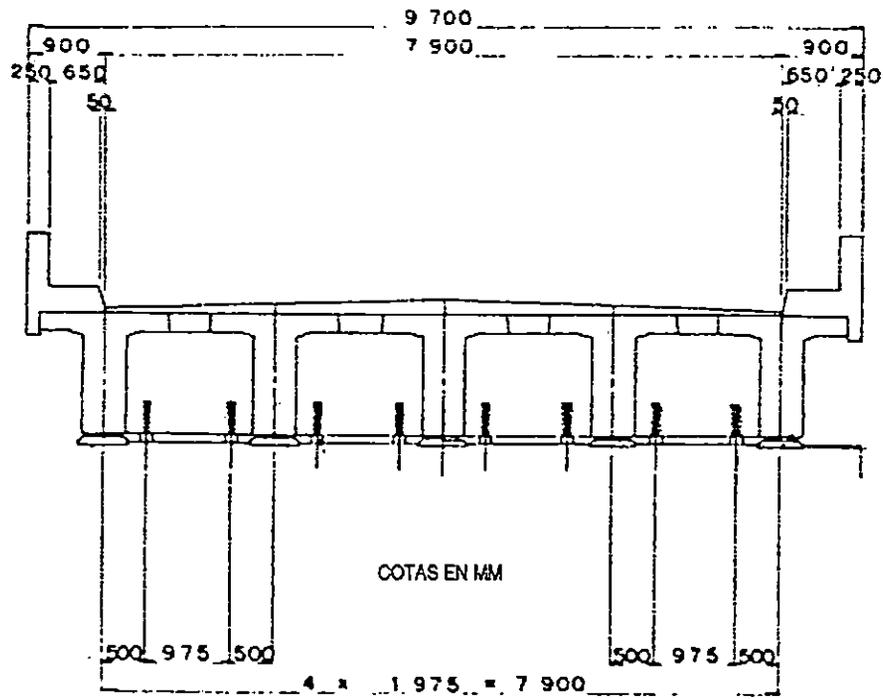


Figura 4.1.9-1: Sección Transversal del Puente San Antonio.

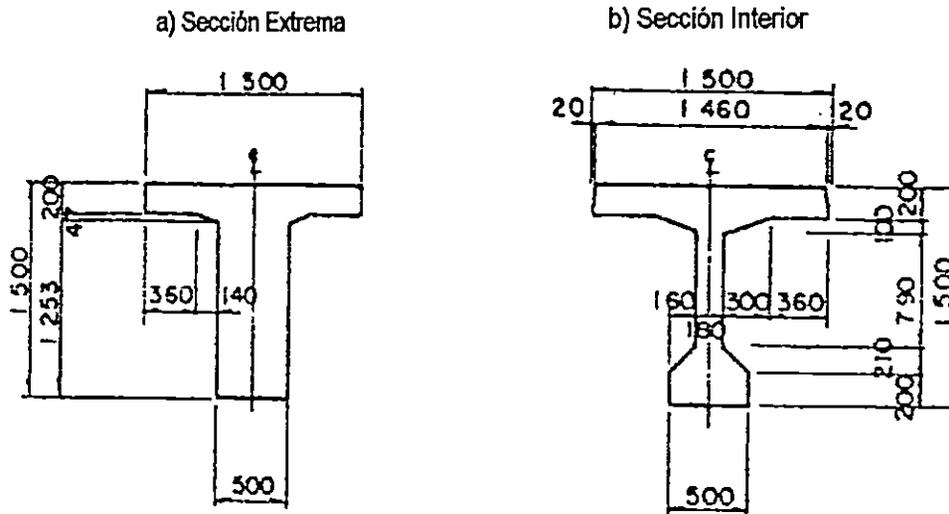
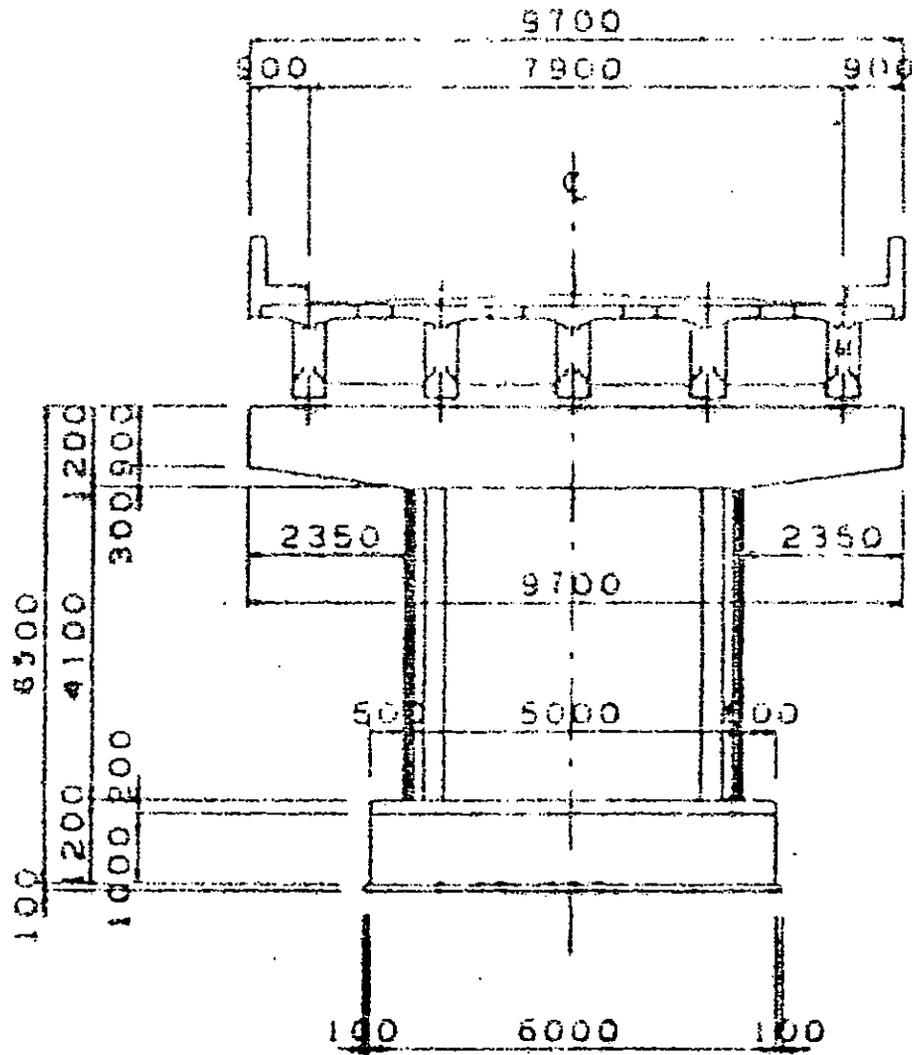


Figura 4.1.9-2: Sección Transversal de las Vigas del Puente San Antonio.



COTAS EN MM

Figura 4.1.10: Elevación de la Pila del Puente San Antonio.

4.1.3 Puente La Mascota.

La estructura consta de dos tramos, uno con longitud de claro de 20.00 mt y una luz libre de 18.20 mt, el segundo con longitud de 30.00 mt y una luz libre de 28.20 mt. El puente posee una junta transversal central de 10 cm. Presenta un esviaje en la dirección NO de 45°. Además tiene una pendiente transversal y una longitudinal del 2%. Las vistas en elevación y en planta se muestran en las figuras 4.1.11 y 4.1.12 respectivamente. La estructura consta de los elementos siguientes:

- Vigas longitudinales de concreto preesforzado AASHTO-PCI estándar tipo III en el claro corto y tipo V, en el claro largo. Son siete vigas espaciadas a 2.37 mt. La sección transversal del puente se muestra en la figura 4.1.13.
- La losa posee un espesor de 20 cm.
- Los diafragmas son de concreto reforzado con una sección de 40 x 25 cm para las vigas tipo III y de 60 x 30 cm para las vigas tipo V.
- Las vigas están soportadas por la pila a través de apoyos elastoméricos reforzados y de forma similar a los estribos.
- La superestructura está sostenida por una pila central. El cabezal es de 1.50 mt de altura y un ancho de 1.64 mt. La pila posee tres columnas con una sección variable de 1.00 x 0.50 mt en su parte superior y de 1.65 x 0.50 mt en la base, las que están sostenidas por zapatas aisladas de 0.60 mt de espesor y 5.00 mt de ancho por 6.62 mt de largo, tal como se muestra en la figura 4.1.14.
- Las especificaciones de los materiales de los elementos estructurales son las siguientes: Para las vigas y diafragmas $f_c = 420 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de preesfuerzo posee una resistencia última de 18900 Kg/cm²; para la losa, la pila y los pilotes $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; mientras que para los estribos, muros y zapatas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- El suelo bajo la zapata se compone de sedimentos y arena limosa. Posee las propiedades siguientes: Peso unitario 1.2 Ton/m³, capacidad de carga de 95 Ton/m² y un ángulo de fricción interna de 30°. Su módulo de rigidez al cortante es de 6016.04 Ton/m² y la relación de Poisson de 0.25.

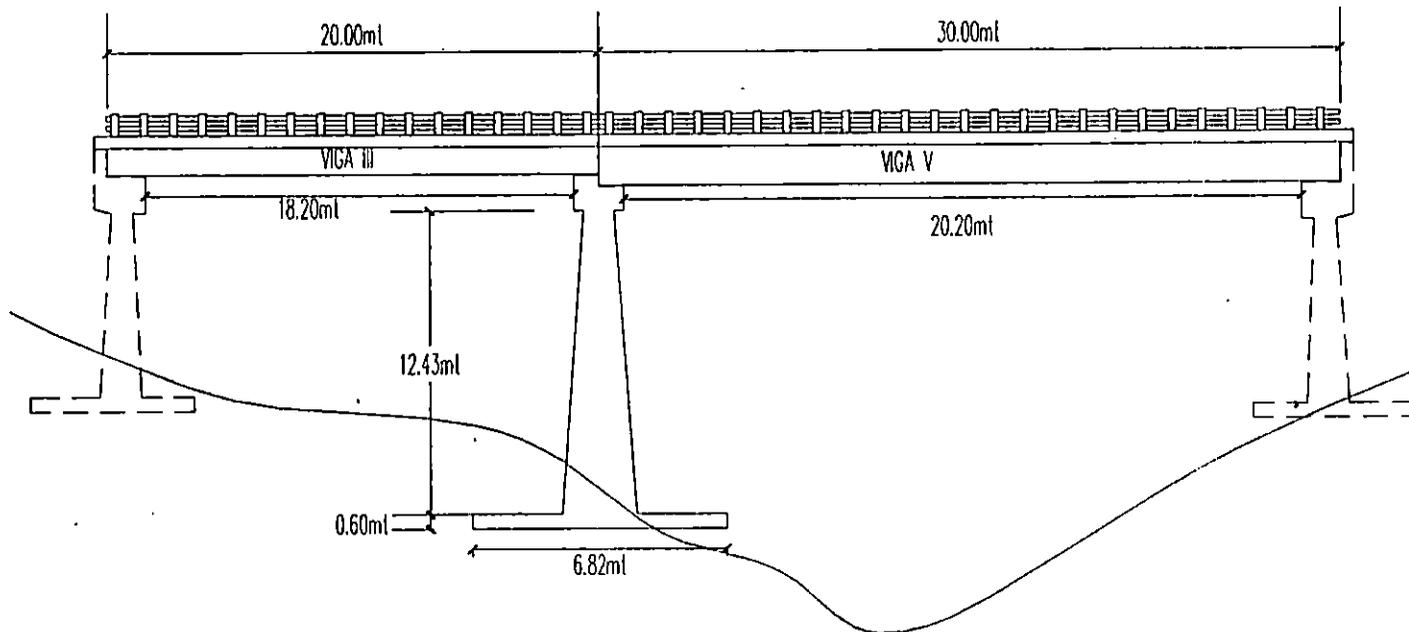


Figura 4.1.11: Vista en Elevación del Puente La Mascota.

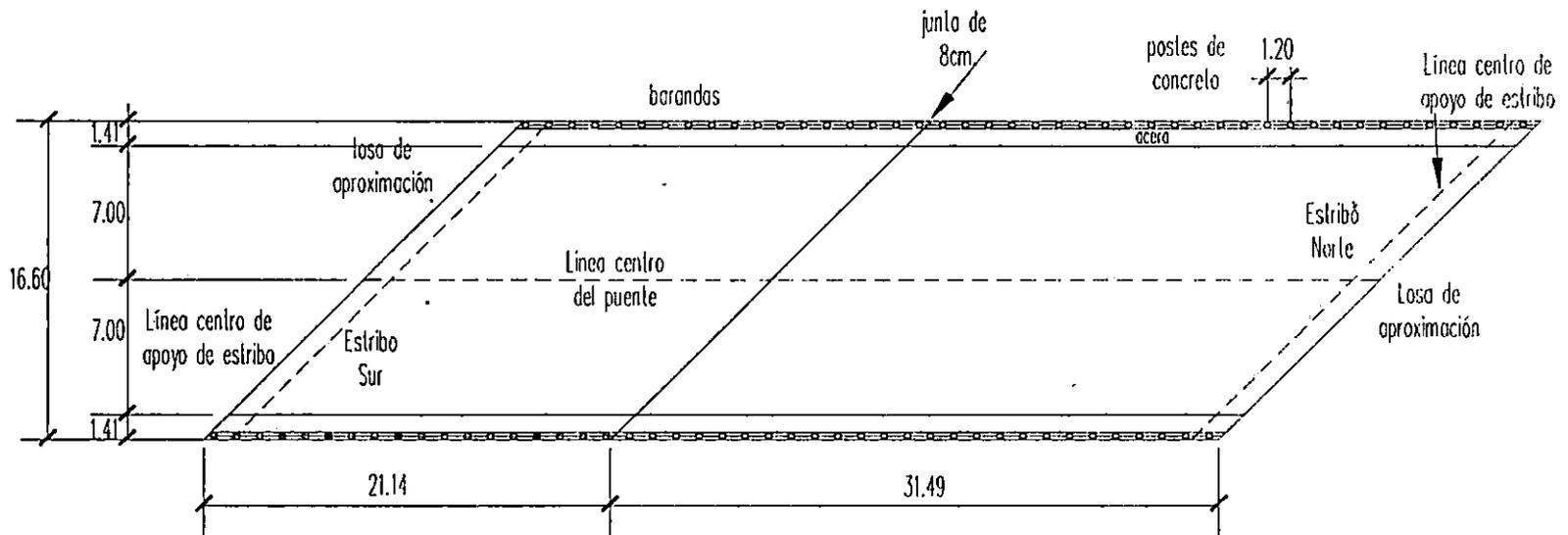


Figura 4.1.12: Vista en Planta de Puente La Mascota

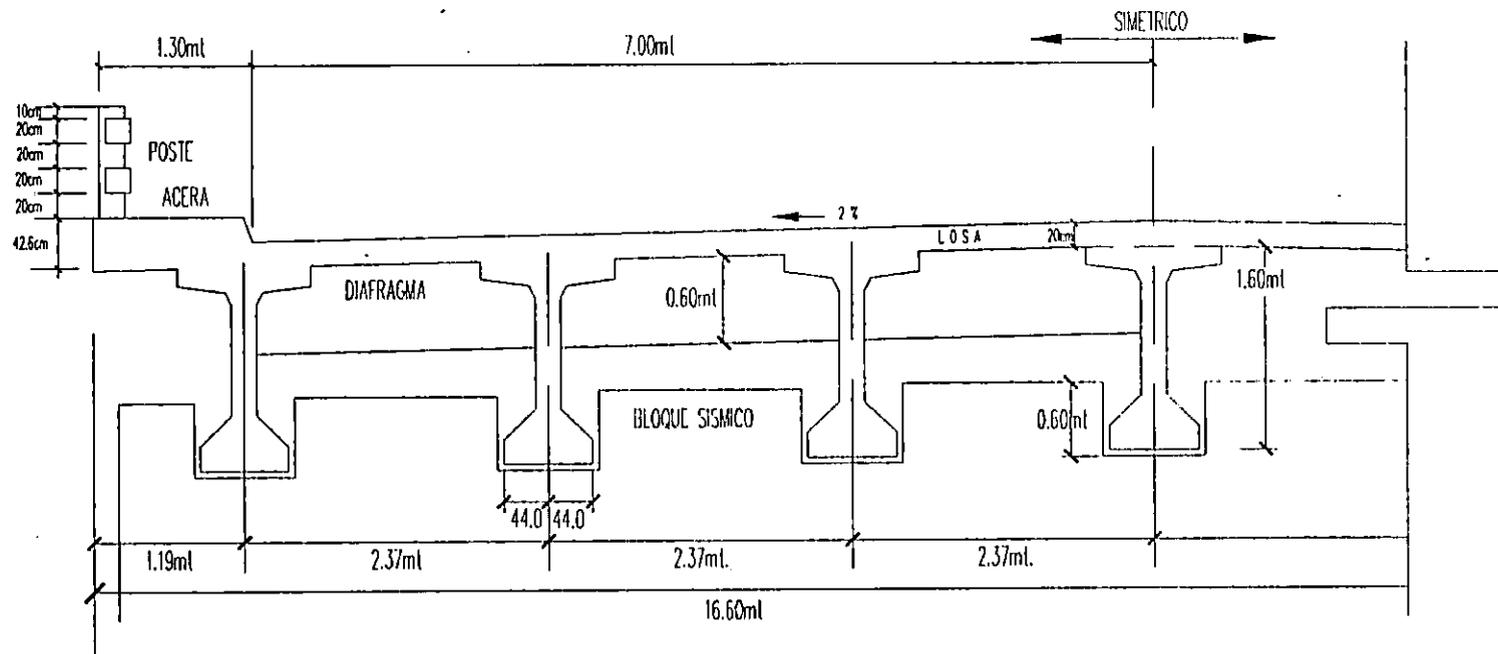


Figura 4.1.13(b): Sección Transversal del Puente La Mascota (Claro de 30.00 mt).

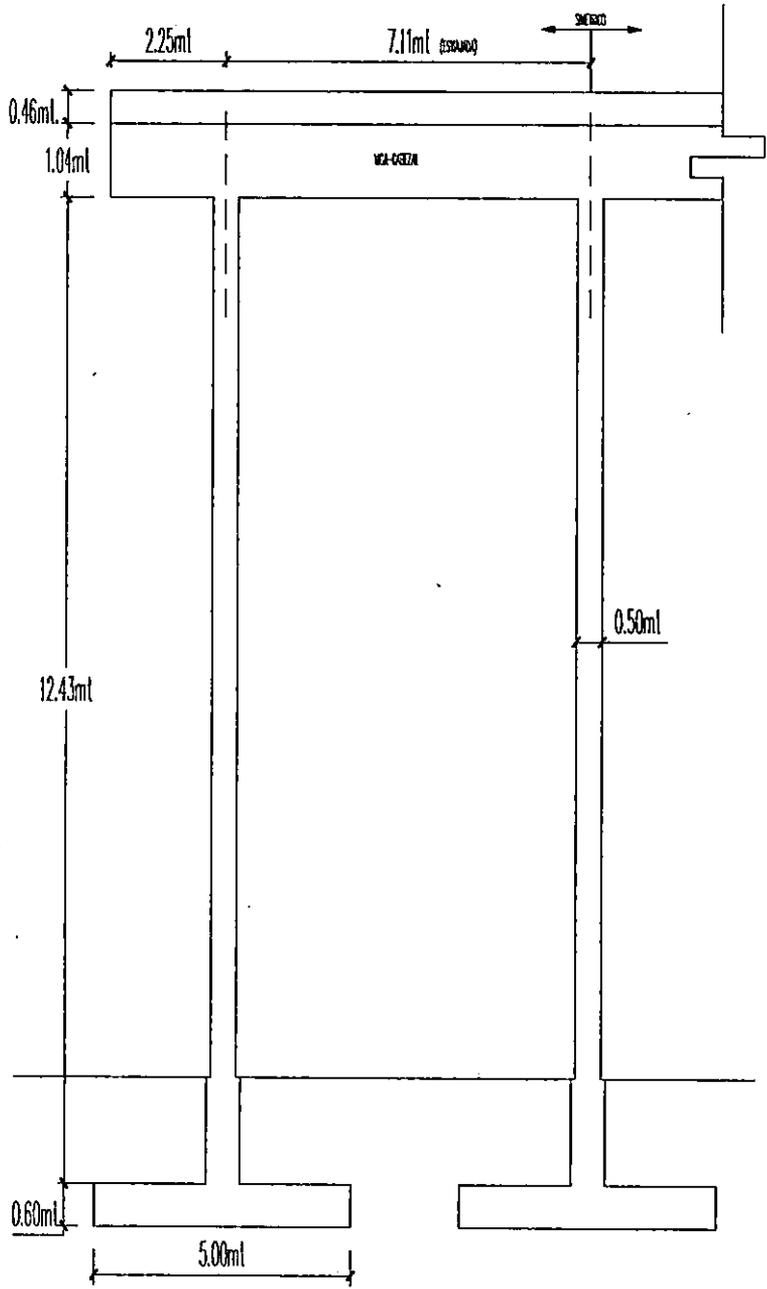


Figura 4.1.14: Elevación de la Pila del Puente La Mascota.

4.1.4 Puente Juan Bertis.

Este es un puente con un esviaje de NO 30° y consta de dos tramos con una longitud de claro de 24.35 mt cada uno. Además tiene una pendiente transversal de 2% y una longitudinal del mismo valor. Las vistas en elevación y en planta se muestran en las figuras 4.1.15 y 4.1.16 respectivamente. La estructura consta de los elementos siguientes:

- Vigas longitudinales de concreto preesforzado. Son seis vigas espaciadas a 2.40 mt. La sección transversal del puente se muestra en la figura 4.1.17.
- La losa posee un espesor de 18 cm.
- Los diafragmas también son de concreto preesforzado y poseen las dimensiones siguientes: los intermedios una altura de 0.95 mt por 0.25 mt de ancho, los exteriores 1.50 mt de altura y 1.10 mt de ancho y el diafragma central tiene 1.00 mt de altura por 1.00 mt de ancho. Este último une a las vigas que conforman los dos claros y está apoyado en el cabezal de la pila por medio de barras de acero con un espiral en la parte interior del diafragma y un apoyo elastomérico reforzado entre el diafragma y la pila. Los diafragmas exteriores conectan los extremos de las vigas y están apoyados en los estribos de igual manera que el diafragma central en la pila; los diafragmas interiores están espaciados a 7.50 mt entre sí. Las vigas están soportadas por la pila a través de apoyos elastoméricos reforzados y de forma similar por los estribos. Los detalles se muestran en la figura 4.1.18.
- La superestructura está sostenida por una pila central tal como se muestra en la figura 4.1.19. El cabezal es de 1.20 mt de altura y un ancho de 1.50 mt. Posee tres columnas circulares con un diámetro de 1.20 mt. La zapata que sustenta a esta pila es una zapata corrida de 4.5 mt de ancho y una longitud de 15 mt.
- Las especificaciones de los materiales de los elementos estructurales son las siguientes: Para las vigas y diafragmas se tiene $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero de preesfuerzo posee una resistencia última de 18900 Kg/cm^2 ; para la losa, la pila y los pilotes $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$; mientras que para los estribos, muros y zapatas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- El suelo bajo la zapata se compone de sedimentos bien consolidados. Posee las propiedades siguientes: Su módulo de rigidez al cortante es de 16148.99 Ton/m^2 y la relación de Poisson de 0.33.

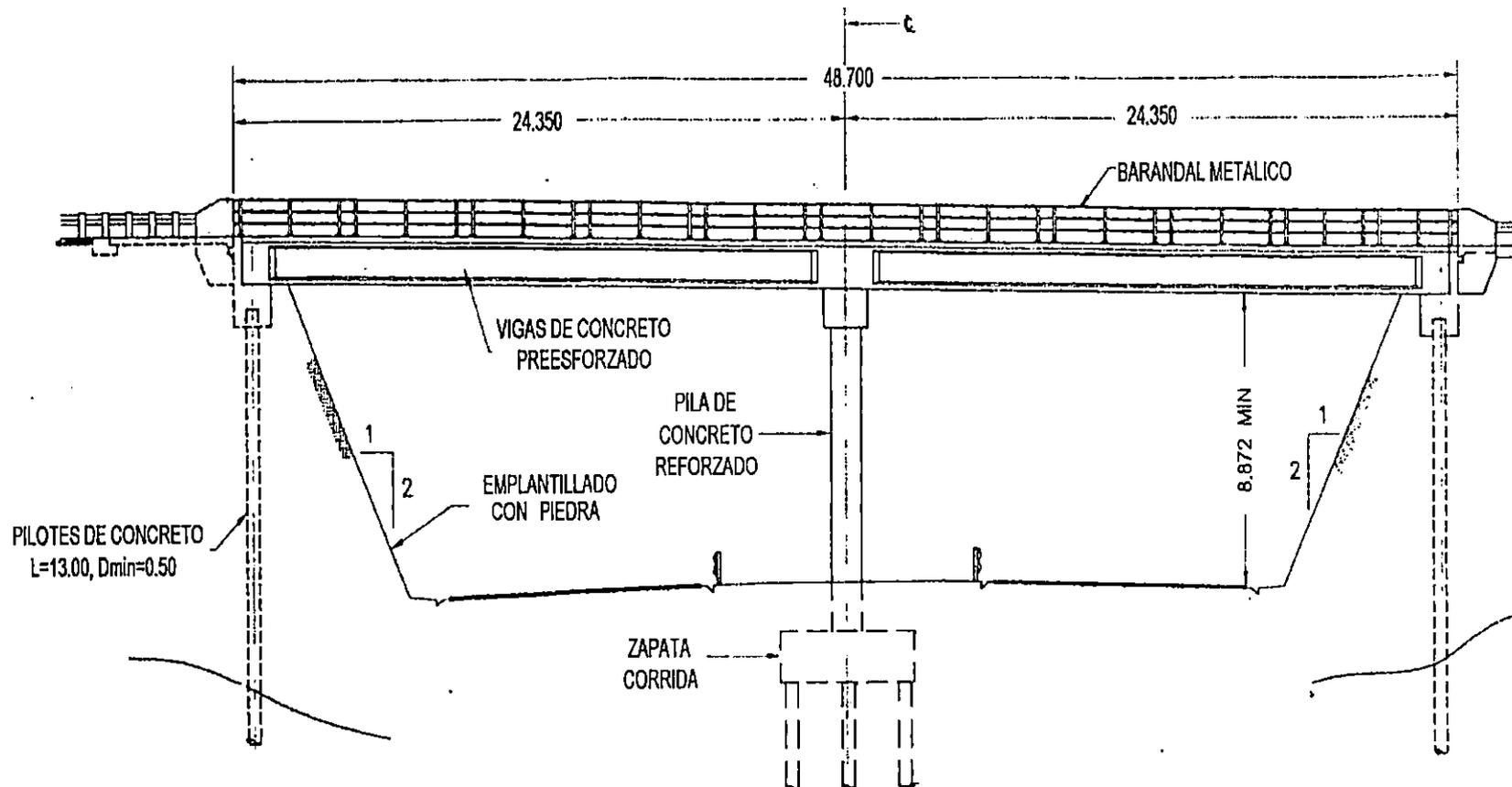


Figura 4.1.15: Elevación Puente Juan Bertis.

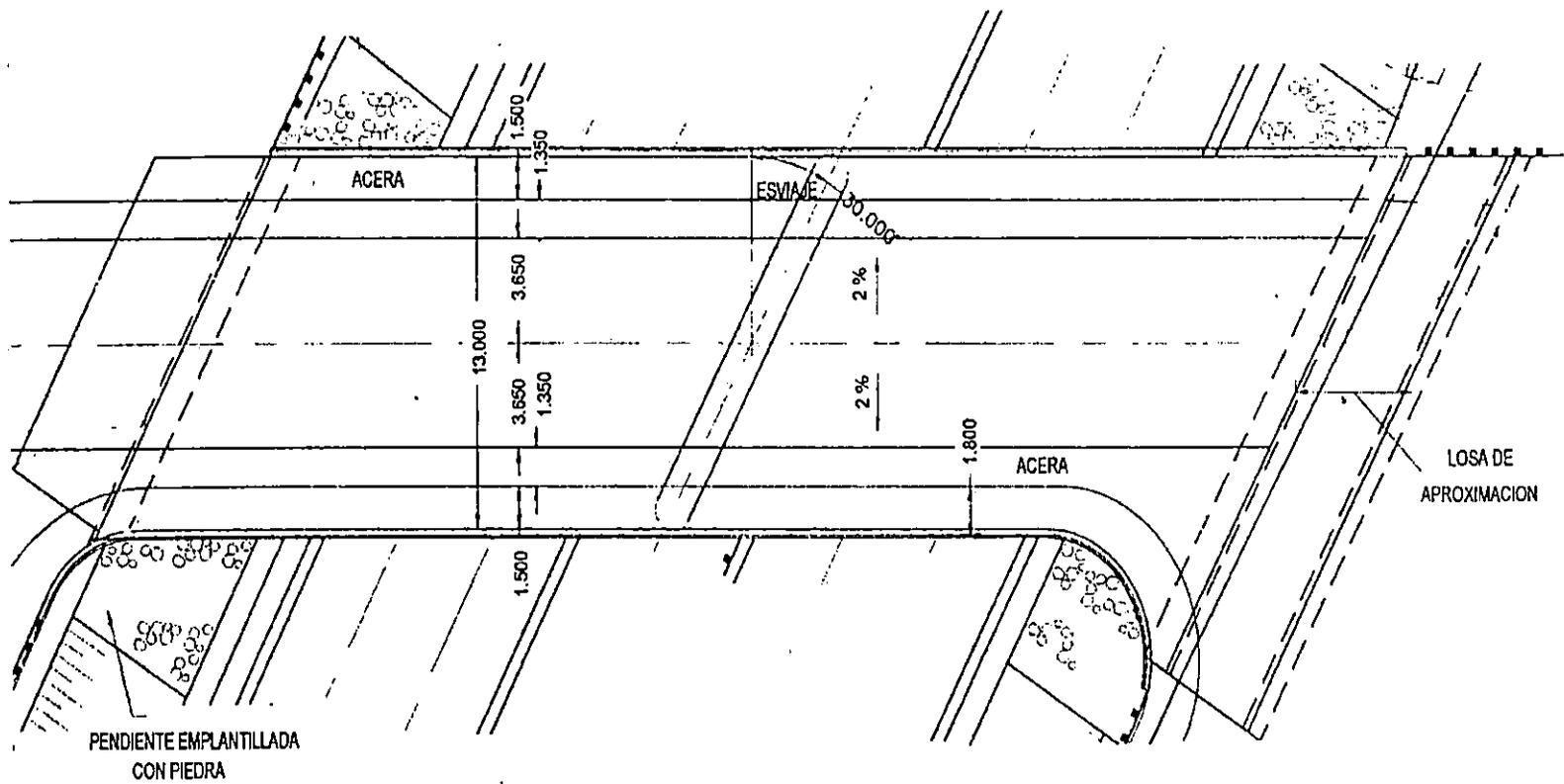


Figura 4.1.16: Vista en Planta del Puente Juan Bertis.

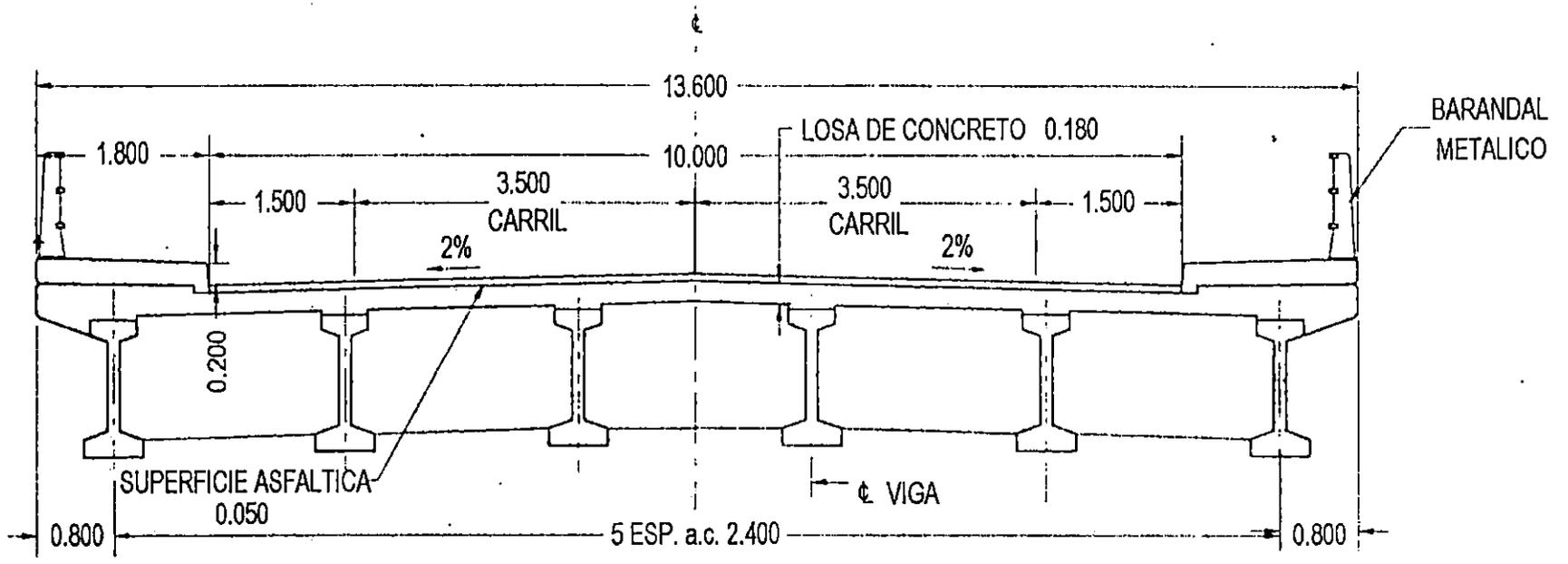


Figura 4.1.17: Sección Transversal del Puente Juan Bertis.

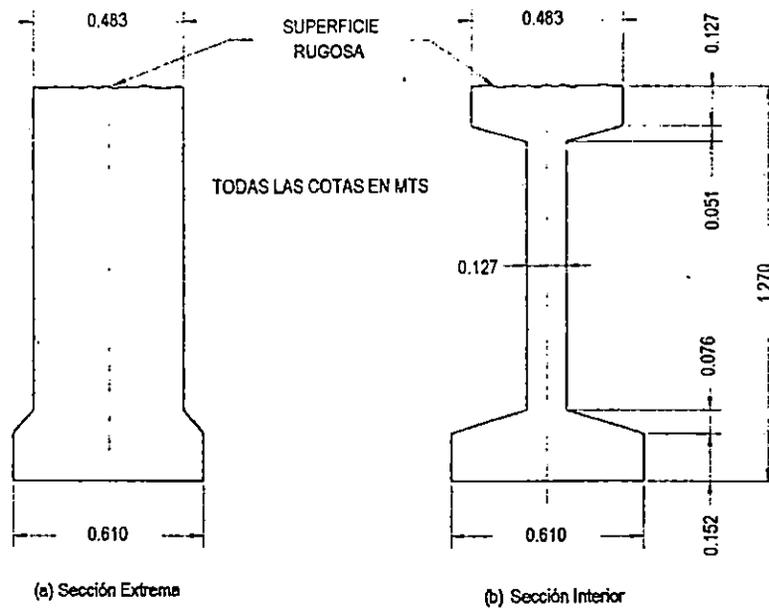


Figura 4.1.18(a): Sección Transversal de Vigas del Puente Juan Bertis.

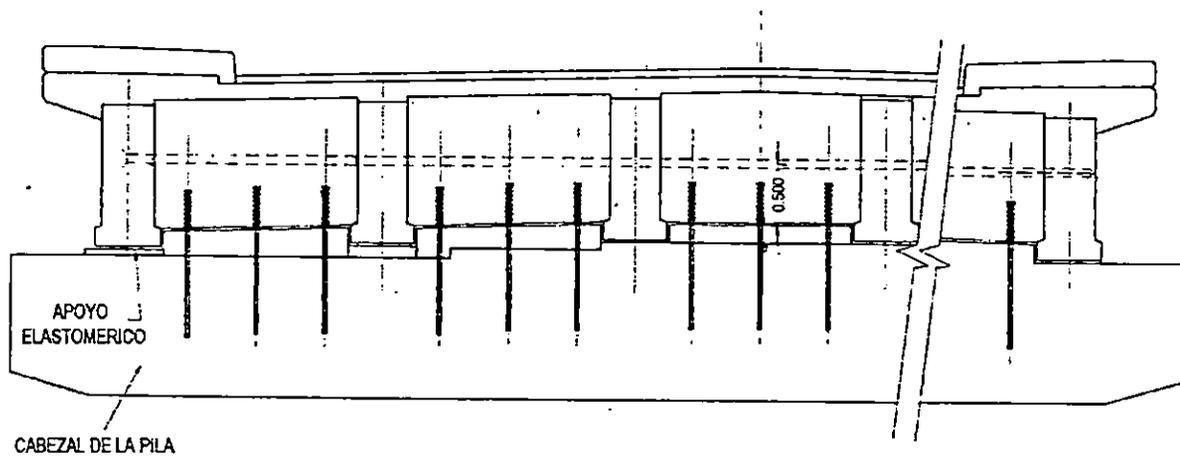


Figura 4.1.18(b): Detalle de Unión Diafragma Central-Cabezal del Puente Juan Bertis.

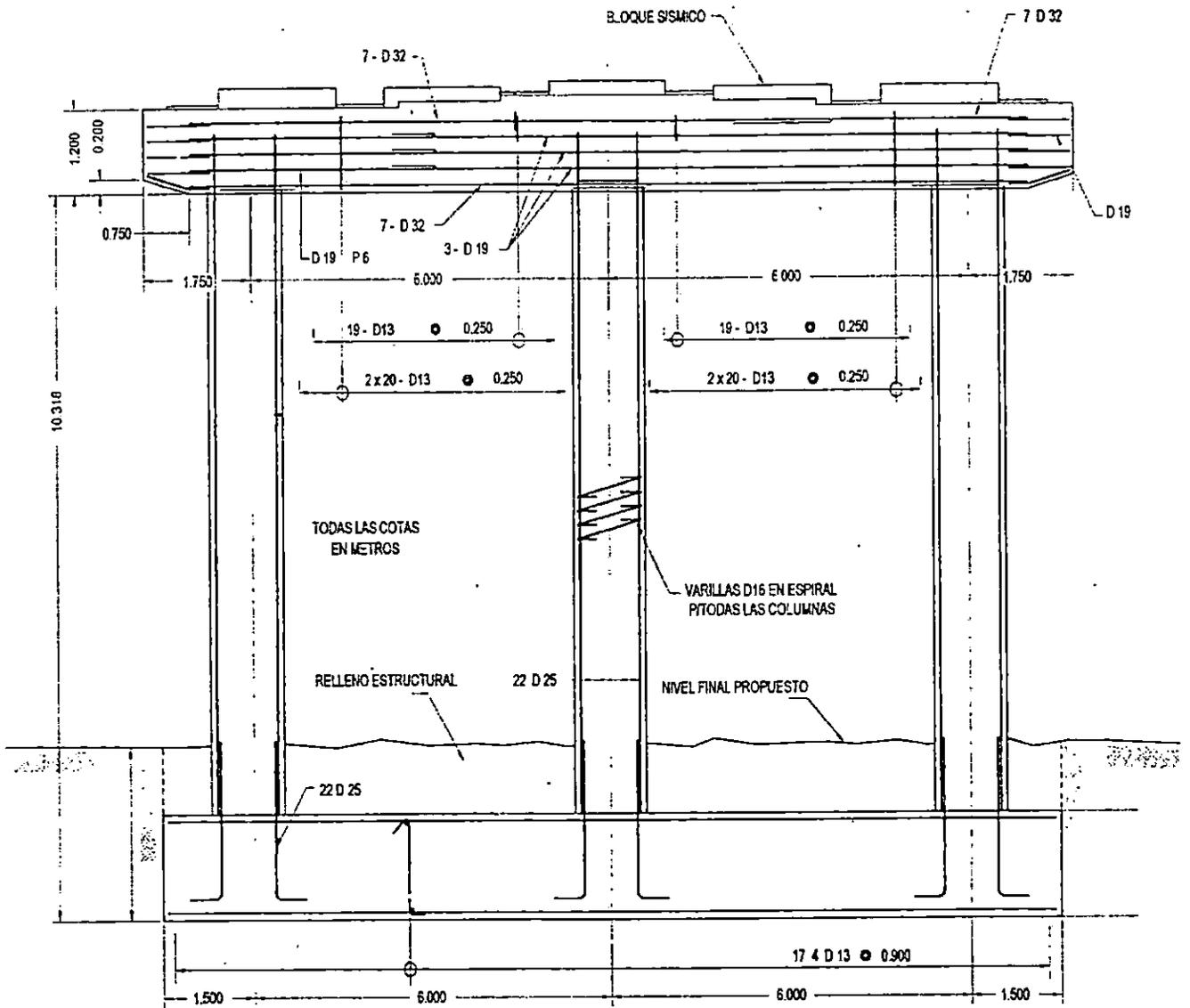


Figura 4.1.19: Elevación de la Pila Puente Juan Bertis.

4.1.5 Puente Moropala.

Esta estructura cuenta con cuatro claros que suman una longitud total de 61.54 mt. Cada claro mide 15.40 mt, separado del siguiente por una junta transversal de 8 cm. A continuación se describen los elementos que componen la estructura⁴⁵:

- Vigas longitudinales de concreto reforzado con una longitud de 15.40 mt en cada claro. Son cuatro vigas espaciadas a 2.47 mt en la dirección transversal del puente.
- La losa posee un espesor de 20 cm.
- Se proporcionó un bulbo para albergar el refuerzo a tensión en las vigas. Este posee un ancho de 40 y 45 cm para las vigas interiores y exteriores, respectivamente, y un espesor de 15 cm con una sección variable en 10 cm hasta alcanzar el ancho del alma de las vigas el cual mide 20 cm.
- Los diafragmas también son de concreto reforzado y poseen todos una altura de 35 cm y un ancho de 30 cm, ubicados en los extremos de cada claro y en su parte central.
- La superestructura está sostenida por tres pilas espaciadas simétricamente y con las mismas dimensiones. El cabezal tiene 0.80 mt de altura y un ancho de 1.25 mt. Las dos columnas tienen una sección de 1.00 mt x 1.25 mt.
- Las vigas están soportadas por la pila por medio de apoyos elastoméricos reforzados con acero, y de forma similar por los estribos.
- La pila es sostenida por zapatas aisladas de 1.15 mt de espesor, 7 mt de largo y 5 mt de ancho.
- El suelo bajo la zapata se posee las propiedades siguientes: Peso unitario 1.7 Ton/m³, una capacidad de carga de 50 Ton/m² y un ángulo de fricción interna de 35°. Su módulo de rigidez al cortante es de 7032.15 Ton/m² y la relación de Poisson correspondiente es de 0.25.

⁴⁵ Los detalles y secciones de los elementos y del puente global se muestran en el plano adjunto al Capítulo III.

4.2 BREVE DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DEL MODELADO Y ANÁLISIS DINÁMICO A UTILIZAR.

Se considera necesario profundizar en esta sección sobre temas que en el Capítulo 2 fueron expuestos de manera general, específicamente en cuanto a la caracterización de los elementos estructurales, la definición de las condiciones de frontera, una breve descripción de los sismos considerados en el análisis, así como el tipo de resultados a comparar.

4.2.1 Modelado de los elementos estructurales en puentes.⁴⁶

A. Elementos de Marco.

Estos en general son utilizados para el modelado de elementos estructurales como vigas, diafragmas y columnas, ya que en este tipo de elementos pueden incluirse los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortantes biaxiales. Estos pueden modelarse como una línea recta que conecta dos juntas y normalmente pueden presentar seis grados de libertad en cada una de ellas.

Para la definición de sus propiedades, la definición de las cargas que actúan sobre ellos, así como la interpretación de las acciones internas es necesario tomar en cuenta la orientación de sus ejes locales. Este sistema de ejes locales (1, 2 y 3) mutuamente ortogonales cumple con la regla de la mano derecha. Por defecto el eje 1 corresponde al eje longitudinal o axial del elemento, el eje 2 en la dimensión larga de su sección transversal y el eje 3 corresponde a la dimensión corta de la misma⁴⁷. Dependiendo de la orientación que éstos tengan así se pueden asignar las cargas actuantes que pueden ser: cargas puntuales, distribuidas, de preesfuerzo, de tránsito, etc., sin olvidar que el peso propio del elemento es calculado automáticamente.

Las fuerzas internas y la convención de signos(+) de acuerdo a los ejes locales se muestran en la figura 4.2.1 y se definen de la siguiente manera:

- P, carga axial.
- V₂, cortante en el plano 1-2.
- V₃, cortante en el plano 1-3.
- T, el momento torsionante alrededor del eje 1.
- M₂, momento alrededor del eje 2 o en el plano 1-3.
- M₃, momento alrededor del eje 3 o en el plano 1-2.

⁴⁶ La nomenclatura y notación de los elementos, ejes coordenados y acciones internas corresponden a las empleadas en los manuales del programa utilizado en esta investigación (SAP 2000).

⁴⁷ Para otros casos, la orientación de los ejes locales puede ser distinta y sigue ciertas reglas para su definición, las cuales se especifican en apartado "Sistema Avanzado de Coordenadas Locales" para cada tipo de elemento (de marco, placas, sólidos, juntas, etc.) de la Ref. 10.

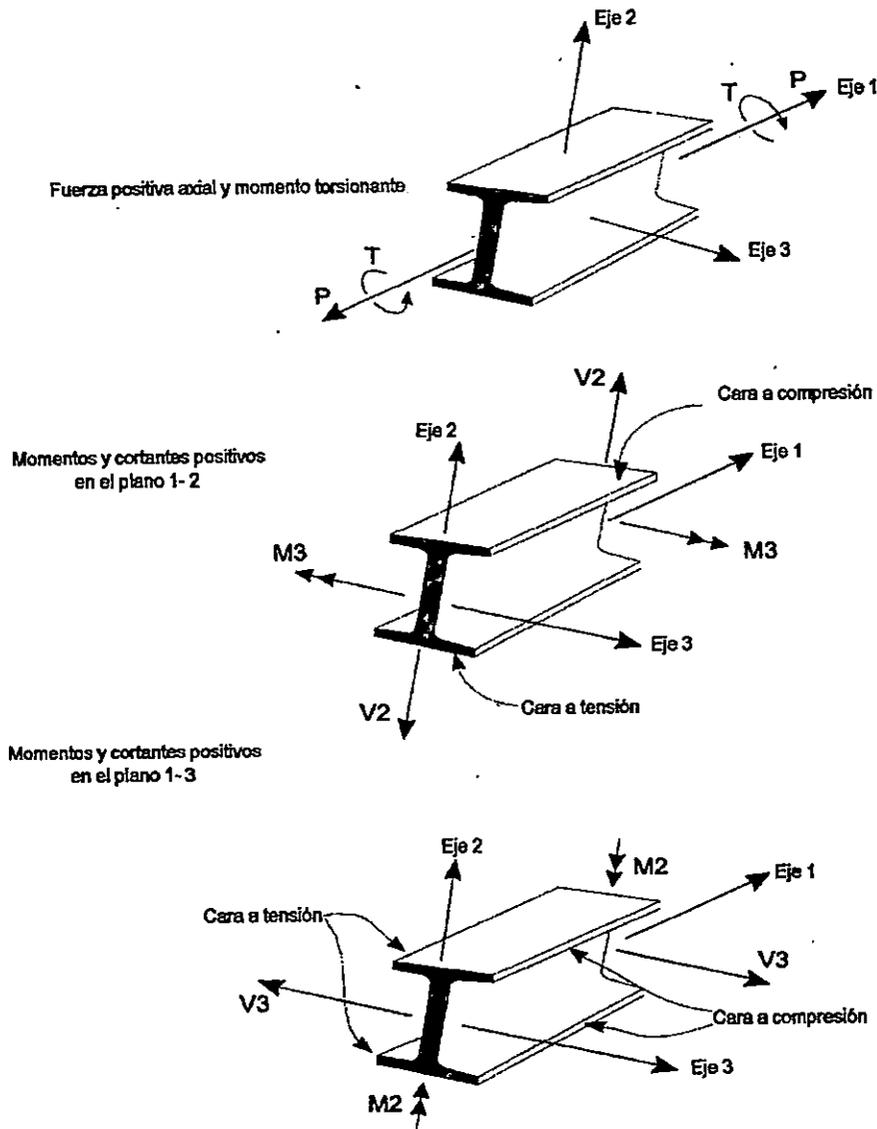


Figura 4.2.1: Orientación de las Fuerzas en Elementos de Marco de Acuerdo al Sistema de Coordenadas Locales.

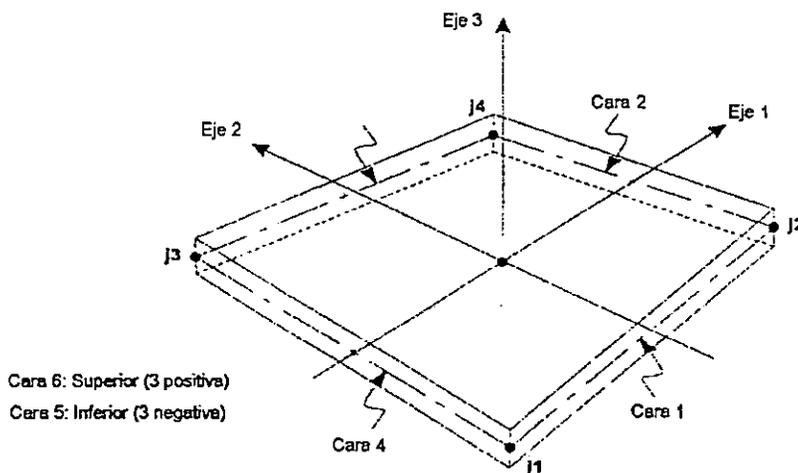
B. Placas y Cascarones.

Este tipo de elementos se caracteriza por tener un espesor delgado en comparación con las dimensiones de su superficie. En la presente investigación se le ha empleado para el modelado de la losa de la superestructura del puente. Estos pueden unir tres o cuatro juntas y su comportamiento puede simular el de una membrana o el de una placa a flexión principalmente, aunque no se incluyen los efectos de la deformación por cortante.

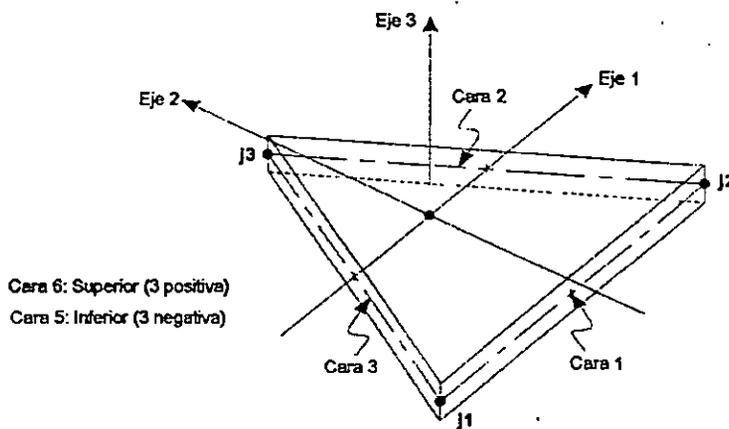
Al modelar estos elementos se obtienen mejores resultados si sus relaciones de aspecto (la división entre la mayor dimensión y la menor) no son mayores de 4 y además si el ángulo perpendicular a los lados que convergen en una esquina no excede los 45°.

Al igual que los elementos de marco, las placas o cascarones tienen su propio sistema de coordenadas locales empleado para definir sus propiedades y cargas actuantes, así como para la interpretación de las acciones internas. Por defecto, el sistema de ejes locales se orienta tal como se muestra en la figura 4.2.2 y se define de la siguiente manera:

- El eje local 3 es siempre perpendicular al plano que forma la placa.
- Los ejes locales 1 y 2 se determinan de acuerdo a la relación entre el eje 3 y el eje global Z de la siguiente manera:
El plano 3-2 es paralelo al eje Z; el eje local 2 tiene un sentido positivo paralelo al eje Z a menos que el elemento sea horizontal, en cuyo caso el eje local 2 es paralelo al eje Y; el eje local 1 es horizontal, es decir que se encuentra en el plano X-Y.



Elemento de placa con cuatro nodos



Elemento en placa de tres nodos

Figura 4.2.2: Sistema de Coordenadas Locales de Placas o Cascarones.

Las cargas que pueden ser asignadas a este tipo de elemento, además de su propio peso (el cual es calculado automáticamente) son: cargas distribuidas en su superficie, presiones y temperaturas. Las acciones internas y su nomenclatura se ilustran en la figura 4.2.3. Los esfuerzos que actúan en las caras positivas del elemento se orientan en la dirección positiva del sistema local y los que actúan en las caras negativas se orientan en la dirección negativa del mismo. Una cara positiva es aquella cuya normal es paralela a los ejes locales 1 ó 2 (positivos). Las fuerzas internas corresponden a un estado de esfuerzos positivos.

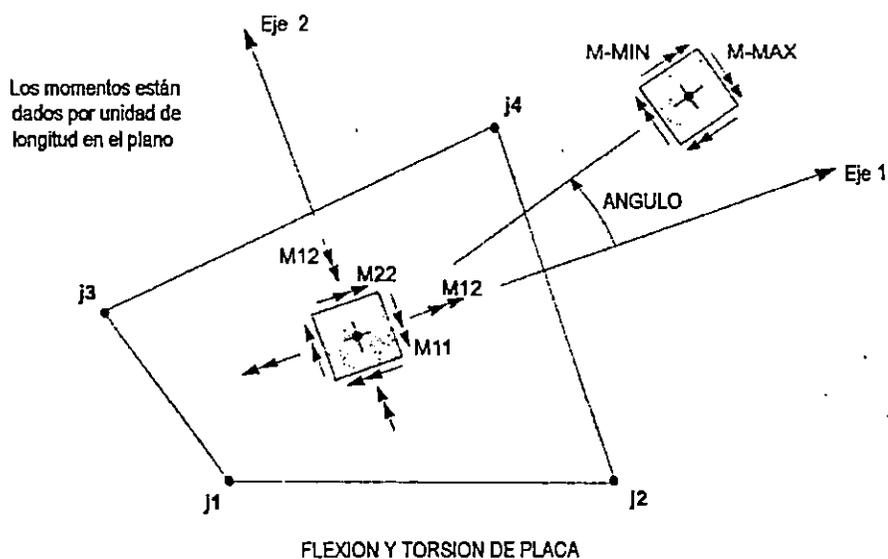
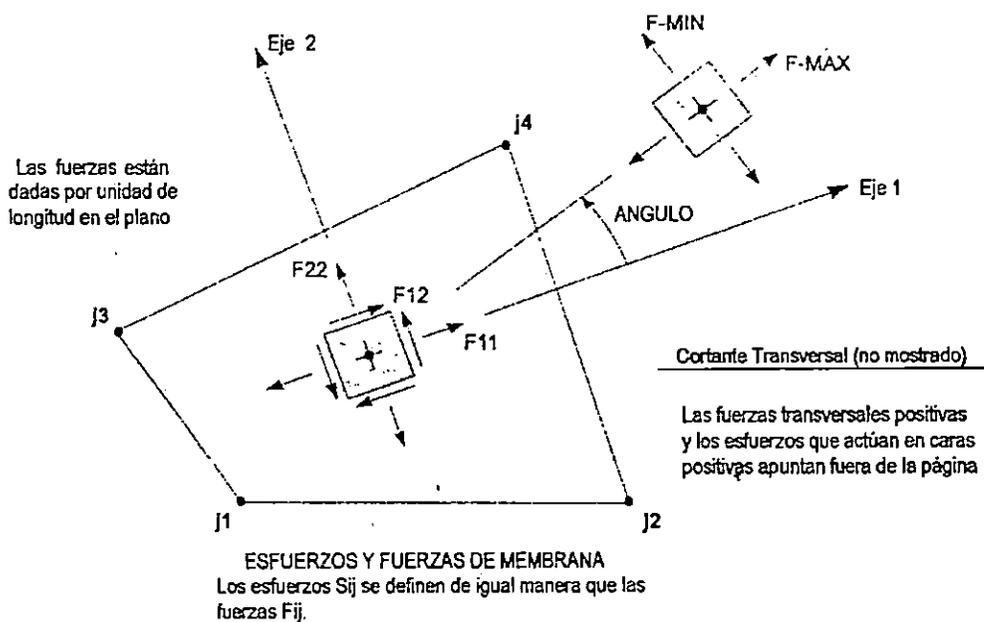


Figura 4.2.3: Orientación de las Fuerzas Internas en Placas y Cascarones de Acuerdo al Sistema de Coordenadas Locales.

C. Sólidos.

Este tipo de elementos se emplea en el modelado para representar el comportamiento de las estructuras que proporcionan la mayor parte de la rigidez al puente, o sea las pilas y las zapatas.

El elemento sólido posee ocho juntas y seis caras, y la definición de sus ejes locales es (por defecto) idéntica al sistema global de coordenadas.

La precisión de los resultados se mejora si la geometría de estos elementos es rectangular y se deben cumplir las siguientes condiciones geométricas:

- El ángulo interior en cada esquina de dos caras convergentes debe ser menor de 180° . Se obtienen mejores resultados si estos ángulos son de 90° o por lo menos en el rango de 45° a 135° .
- La relación de aspecto del elemento no debe ser mayor de 10. Se obtienen mejores resultados si esta relación se acerca a la unidad o al menos es menor de 4.

A este tipo de elementos puede asignársele cualquier tipo de carga, más precisamente, a las juntas que definen estos elementos. La dirección de los esfuerzos internos se presenta en la figura 4.2.4.

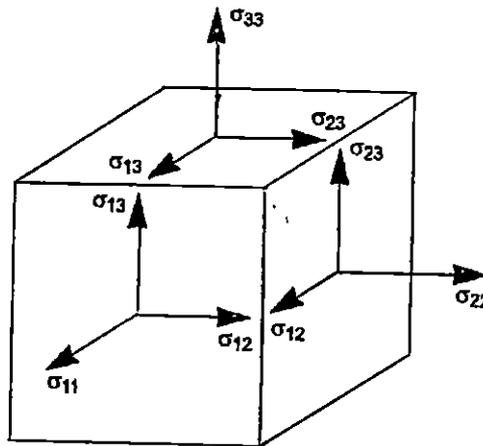


Figura 4.2.4: Orientación de los Esfuerzos en Elementos Sólidos de Acuerdo al Sistema de Coordenadas Locales.

4.2.2 Condiciones de frontera y propiedades de los apoyos.

Se entiende por condiciones de frontera a todas aquellas restricciones, constricciones, liberaciones en juntas de elementos, condiciones de apoyo, suelo circundante, etc., que influyen significativamente en la respuesta del modelo estructural ante las excitaciones sísmicas y los otros tipos de carga considerada.

A. Apoyos.

En el modelo estructural se consideran diferentes tipos de apoyos:

a) Conectores:

Para el análisis lineal este tipo de elemento se ha utilizado para modelar la conexión entre las vigas y la losa, representados por elementos de marco con las siguientes características:

- 1) Material con propiedades de masa volumétrica que tienda a cero, (dentro de los límites y tolerancias del programa) y con momentos de inercia elevados.
- 2) Son lo suficientemente cortos como para que no tengan efectos de esbeltez.
- 3) La liberación de un momento paralelo al eje transversal del puente (en la junta compartida con las placas de la losa) para simular la condición de apoyo de la losa en las vigas; esto se debe a que las vigas y la losa no están colada monolíticamente.

Para el análisis no lineal estos elementos han sido representados por elementos de unión no lineal proporcionados por el programa bajo la designación de *Plastic1*, cuya característica principal es que la fluencia de un grado de libertad no afecta a la fluencia de los grados de libertad restantes de cada elemento, puesto que todas las deformaciones internas son independientes.

b) Apoyos elastoméricos: Este tipo de conexión se presenta en la unión entre vigas y cabezal de las pilas, y entre vigas y los estribos del puente. El objetivo de la utilización de estos dispositivos es aislar a la superestructura de los efectos adversos de altas excitaciones sísmicas, y de esta manera disipar una cantidad considerable de energía.

En la actualidad existen diversos tipos de aisladores/disipadores de energía tales como: apoyos elastoméricos laminados, apoyos elastoméricos con intrusiones de plomo, apoyos friccionantes (sistemas péndulo-fricción), amortiguadores hidráulicos, amortiguadores con extrusiones de plomo, etc., siendo el primero el que se utiliza en el modelado de las estructuras consideradas en esta investigación.⁴⁸

Para simular esta conexión se emplean elementos de unión no lineal (*NIlink*). Se proporcionan en el programa bajo la identificación de *Isolator 1* cuyas características son:

- Flexión biaxial de histéresis acoplada a propiedades de plasticidad para las deformaciones por cortante.
- Rigidez lineal efectiva para las otras deformaciones.

Para cada tipo de deformación de cortante se puede especificar comportamiento lineal y no lineal.

⁴⁸ En el Cap. 4 de la Ref. 26 se detallan las propiedades y condiciones para el modelado de diferentes tipos de apoyo

B. *Constricciones de Juntas.*

En las uniones de elementos cuya representación geométrica es lineal con sólidos se requiere que su conectividad sea compatible en rigideces, es decir que no haya rotaciones o desplazamientos relativos entre las juntas compartidas por tales elementos. Para tales efectos el programa proporciona diversos tipos de constricciones: de cuerpo rígido, de diafragma, de placa, de rodillos, de viga, idéntica y local.

Para las uniones apoyo-cabezal, conector diafragma-cabezal, cabezal-columna (cuando la columna es modelada como elemento de marco) y columna-zapata se seleccionó la del tipo de cuerpo rígido ya que cumple con las condiciones de conectividad mencionadas anteriormente.

C. *Simulación de las Juntas de Movimiento.*

En el modelado del tablero también se requiere que se tomen en cuenta las separaciones entre los claros consecutivos de los puentes, es decir las juntas de movimiento o de expansión. El propósito de estas juntas es reducir los esfuerzos en el concreto debidos a los cambios de temperatura y a los movimientos sísmicos.

Esta condición se puede representar por medio de elementos de abertura (*Gaps*) los cuales son proporcionados por el programa. Las propiedades de éstos pueden especificarse para análisis lineal o no lineal. Si durante un movimiento las caras de los elementos conectados por medio de un *Gap* se juntan, el esfuerzo resultante se mantendrá constante y por lo tanto será únicamente de compresión.

Para su modelado se necesita especificar la rigidez en la dirección de la abertura así como también la longitud de ésta. Es posible que el programador se vea tentado a especificar grandes rigideces, sin embargo es recomendable tomar en cuenta el área tributaria de los elementos estructurales cercanos, de lo contrario los resultados pueden perder precisión en la etapa de análisis.

D. *Condiciones de Frontera Suelo-Cimentación.*

En el cálculo de la respuesta estructural de los puentes se requiere que ésta sea evaluada para el caso no sólo de base fija (en el cual la base de la estructura se empotra en los puntos de la superficie del suelo) sino también considerando la flexibilidad del sistema de cimentación, es decir la interacción suelo-estructura. Para tales efectos el suelo se modela como resortes con las rigideces especificadas en los puntos de contacto en la frontera suelo-cimentación.

A continuación se reproducen las expresiones para el cálculo de las rigideces equivalentes de suelo⁴⁹. Estas son requeridas para investigar la influencia de las condiciones locales del suelo que soporta al puente en consideración.

⁴⁹ Véase Sección 2.2.8.3 para detalles sobre el significado de las variables en las expresiones y sobre la orientación de los ejes de la cimentación con respecto a sus dimensiones.

$$K_1 = K_2 + 0.8GB [\lambda - 1] \{ 1 + \{ 0.33 + 1.34/(1 + \lambda) \} \eta^{0.8} \}$$

$$K_2 = GB [6.8\lambda^{0.65} + 2.4] \{ 1 + \{ 0.33 + 1.34/(1 + \lambda) \} \eta^{0.8} \} / (1 - \nu)$$

$$K_3 = GB [3.1\lambda^{0.75} + 1.6] \{ 1 + \{ 0.25 + 0.25/\lambda \} \eta^{0.8} \} / (1 - \nu)$$

$$K_{r1} = GB^3 [3.73\lambda^{2.4} + 0.27] \{ 1 + \{ \eta + 1.6/(0.35 + \lambda^4) \} \eta^2 \} / (1 - \nu)$$

$$K_{r2} = GB^3 [3.2\lambda + 0.8] \{ 1 + \{ \eta + 1.6/(0.35 + \lambda) \} \eta^2 \} / (1 - \nu)$$

$$K_{r3} = 16GB^3 [4.25\lambda^{2.45} + 0.46] \{ 1 + \{ 1.3 + 1.32/\lambda \} \eta^{0.9} \}$$

Ejemplo: Cálculo de Rigideces para Puente Troncal del Norte.

Los datos requeridos para el cálculo de las rigideces equivalentes son:

- Zapata: Longitud, $2L = 30.70$ m
Ancho, $2B = 3.89$ m
Desplante, $E = 2.5$ m
Razón de embebimiento $\eta = E/B = 2 \cdot 2.5/3.89 = 1.29$
Relación de aspecto, $\lambda = L/B = 30.70/3.89 = 7.89$
- Suelo: Módulo de rigidez al cortante, $G = 16148.99$ Ton/m²
Relación de Poisson: $\nu = 0.33$

Al sustituir en cada expresión se obtiene: $K_1 = 2394065$, $K_2 = 2118899$, $K_3 = 1021338$ (Ton/m), $K_{r1} = 296273374$, $K_{r2} = 16029136$ y $K_{r3} = 3627994494$ (Tonm/rad). Sin embargo estos valores representan la rigidez de la cimentación completa en las direcciones especificadas. Tomando en cuenta que el modelado se hace empleando elementos finitos, dichos valores deben proporcionarse tributariamente a las juntas (o puntos de contacto con el suelo) de los elementos que componen las zapatas.

Resumiendo por medio de una tabla las rigideces equivalentes para todas las cimentaciones de los puentes se tiene:

Puente	2L (mt)	2B (mt)	E (mt)	G (T/m ²)	ν	K_1 (Ton/m)	K_2 (Ton/m)	K_3 (Ton/m)	K_{r1} (T.m/rad)	K_{r2} (T.m/rad)	K_{r3} (T.m/rad)
Troncal	30.70	3.89	2.5	16148.99	0.33	2394065	2118899	1021338	296273374	16029136	3627994494
Moropala	7	5	2.5	7032.15	0.25	662761	648434	288801	13315576	9790762	92543295
San Antonio	6.00	5.20	1.80	8547.4	0.25	9829114	9918954	3229586	374693420	426313676	1210890654
La Mascota	6.62	5.00	2.10	6016.04	0.25	378785	385758	150350	1431190	1827773	39725380
Juan Bertis	12.99	3.98	2.5	16148.99	0.33	155883	1452724	609434	36669898	7902425	488004852

Tabla 4.2.1: Rigideces Equivalentes del Suelo de Fundación de los Puentes.

4.2.3 Características generales de los registros sísmicos considerados en el análisis.

Para analizar sísmicamente los puentes seleccionados se escogieron cuatro acelerogramas a partir de un conjunto de registros correspondientes al terremoto más reciente en El Salvador (el del 10 de Octubre de 1986), el otro correspondiente al movimiento de la zona de subducción y el último de uso universal: el registro del terremoto de El Centro (California). Es práctica de la Ingeniería Sísmica emplear por lo menos tres registros de movimientos de la zona donde están emplazadas las estructuras consideradas o donde se prevé emplazarlas.

A continuación se resumen en la tabla 4.2.2 las características principales de los acelerogramas de los movimientos sísmicos considerados para el análisis dinámico de los puentes en esta investigación. Tales características se refieren a la duración total del sismo, la máxima aceleración registrada y el instante de tiempo en que ésta ocurre, junto con las Intensidades de Arias para cada componente. Las Intensidades de Arias fueron encontradas haciendo uso del programa *Degtra* y representan un indicativo de la cantidad de energía liberada durante el movimiento sísmico⁵⁰. También se mencionan las fechas y el lugar de ocurrencia del sismo (donde se sintió con más intensidad). Todos los acelerogramas corresponden al nivel inferior del edificio donde fue registrado. Los sismos se identifican por las siglas en paréntesis.

1. Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG).
2. Hotel Camino Real (HCR).
3. Hotel Sheraton (HSH): Cabe mencionar que este edificio está fundado sobre un lecho rocoso.
4. Instituto Geográfico Nacional (IGN).
5. El Centro (ELC): Este sismo, aunque no corresponde a El Salvador, es considerado en la presente investigación puesto que su utilización se ha vuelto una costumbre internacionalmente para efectos de comparación con los sismos locales.
6. Edificio de la OBG (SBB): Este sismo corresponde al movimiento de la zona de subducción.

Posteriormente se proporcionan los espectros de respuesta del suelo en las figuras 4.2.5 a 4.2.7 para todas las componentes de las historias. Puede observarse que generalmente las mayores aceleraciones corresponden a sistemas estructurales de un solo grado de libertad con un periodo fundamental entre 0 y 1 seg.

⁵⁰ El procedimiento para el cálculo de las intensidades de Arias puede encontrarse en *Sismología para Ingenieros* del Dr. Julián Bommer.

Acelerograma	Intensidad de Arias ($\times 10^2$)	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Instante en que ocurre a_{max} (seg)	Duración del sismo (seg)	Lugar y fecha donde ocurrió
IGN Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	3.93 1.91 1.03	524.45 391.65 437.30	1.86 2.28 2.00	20.28	10 de Octubre de 1986, San Salvador
CIG Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	4.35 2.95 1.65	680.80 411.73 381.18	1.52 1.22 1.46	9.02	10 de Octubre de 1986, San Salvador
HCR Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	1.71 1.57 0.96	338.68 421.07 249.73	2.2 2.18 2.16	21.3	10 de Octubre de 1986, San Salvador
HSH Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	0.10 0.62 0.32	295.62 213.90 141.62	2.16 2.06 2.00	22.88	10 de Octubre de 1986, San Salvador
SBB Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	No fue posible su determinación	166.67 183.84 114.68	26.16 18.51 28.03	91.81	19 de Junio de 1982, San Salvador
ELC Comp. N-S Comp. E-0 Comp. V	0.32 0.23 0.08	341.69 210.40 206.35	2.12 11.40 0.98	53.48	18 de Mayo de 1940 Imperial Valley, El Centro, Ca.

Tabla 4.2.2: Intensidades de Arias y Aceleraciones Máximas de los Registros Sísmicos.

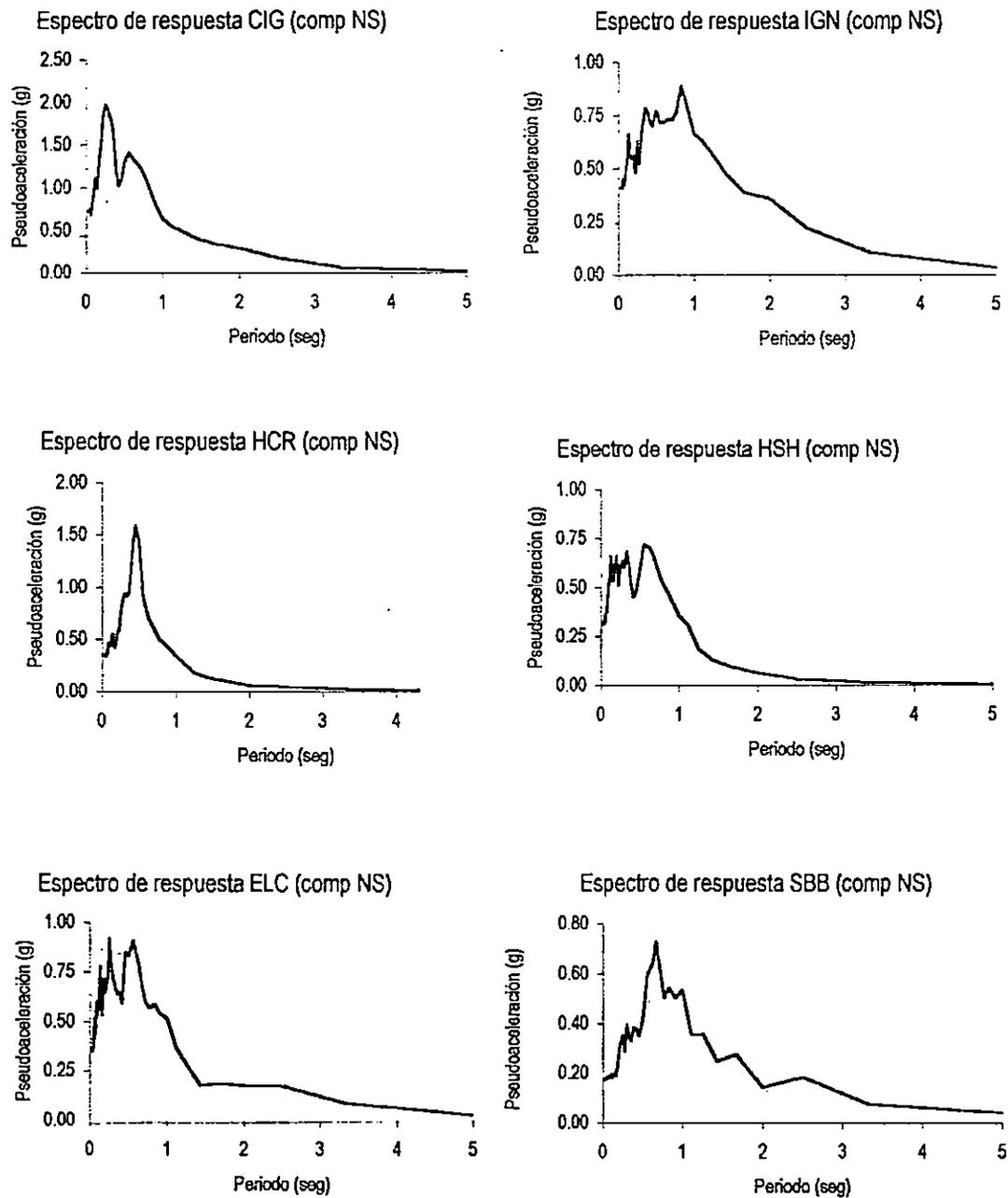


Figura 4.2.5: Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Norte-Sur

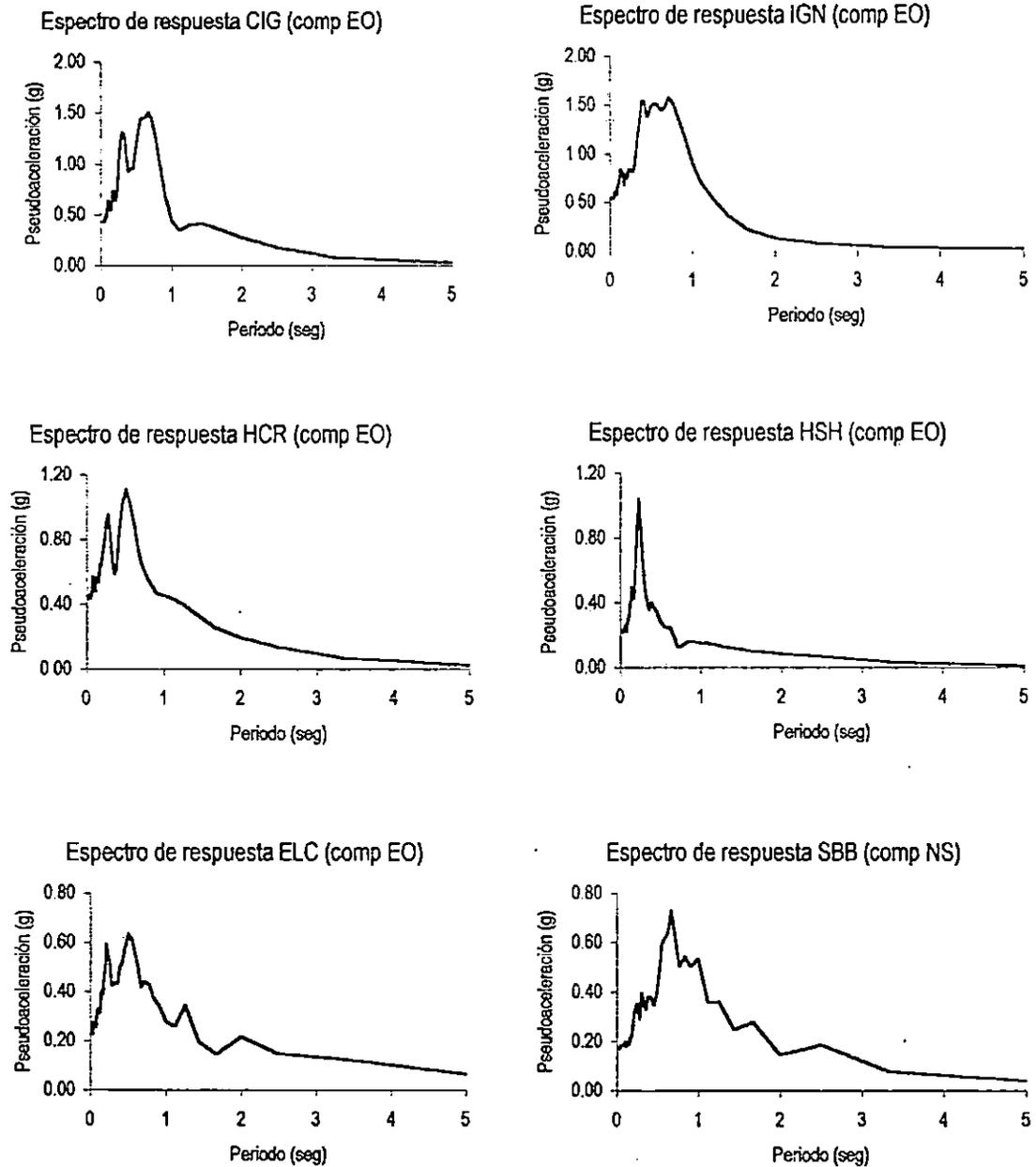


Figura 4.2.6: Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Este-Oeste

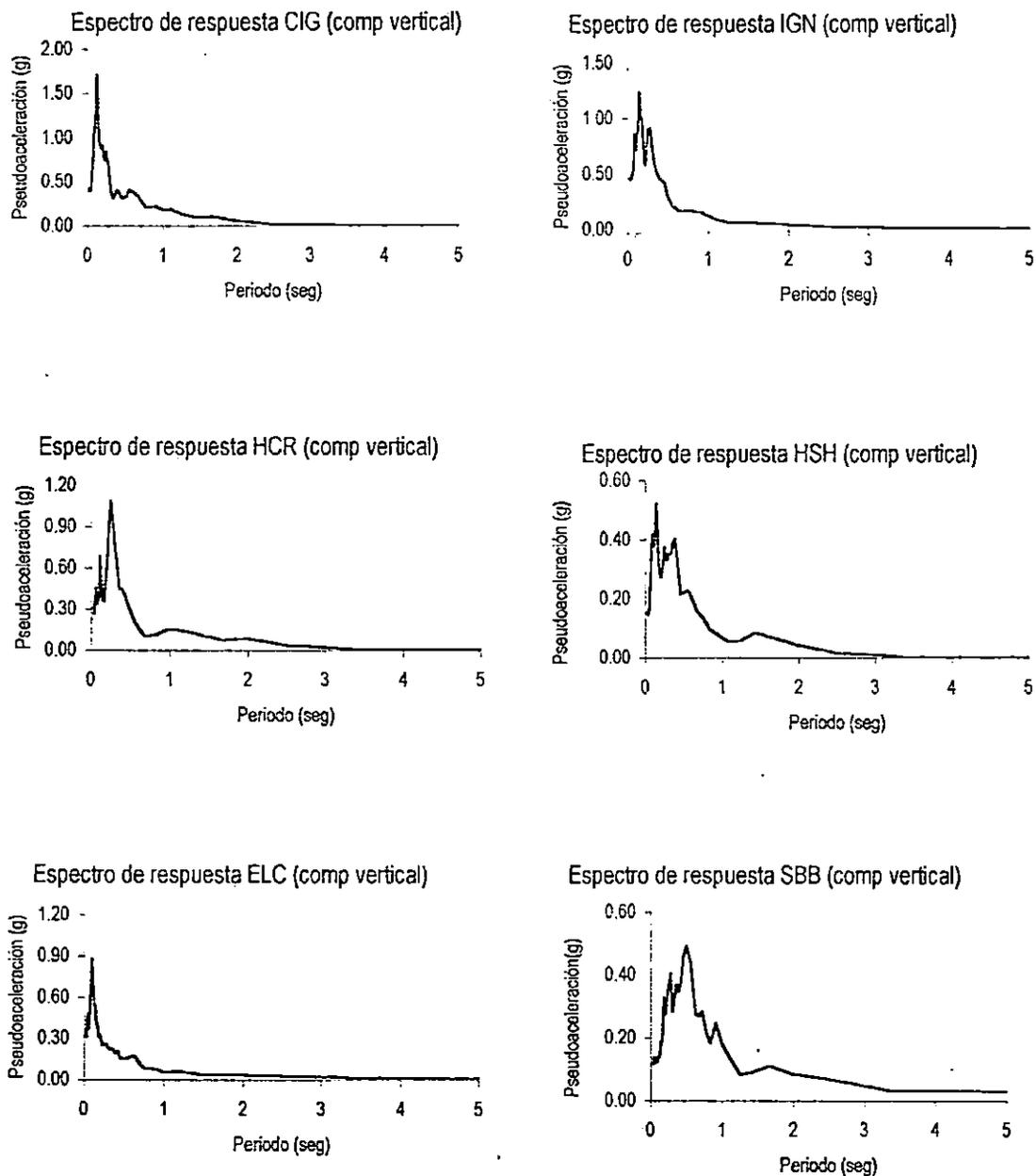


Figura 4.2.7: Espectros de Respuesta de los Registros Sísmicos en la Componente Vertical

4.2.4 Análisis Dinámico Lineal de la Historia en el Tiempo.

El análisis de la historia en el tiempo es un método o herramienta que utiliza acelerogramas de entrada de un movimiento del suelo en particular, y determina la respuesta de una estructura.

Dichos acelerogramas son introducidos en forma de historias de la cuantificación de aceleraciones del suelo en función del tiempo. Igualmente al análisis estático, los modelos de materiales de comportamiento elástico y comportamiento cíclico no lineal pueden ser analizados, en dos o tres dimensiones.

Para el análisis sísmico de la historia en el tiempo de modelos de puentes, tres herramientas están disponibles:

1. Integración paso a paso en el tiempo total.
2. Superposición modal normalizada de la historia en el tiempo total.
3. Evaluación de la frecuencia-respuesta de contribución dependiente con transformación y superposición en el tiempo total.

En el caso particular, el SAP2000 usa el segundo método para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico del movimiento de la estructura. Dichas ecuaciones que gobiernan la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL) a partir de la excitación del movimiento del suelo por un sismo son:

$$Mu''(t) + Cu'(t) + Ku(t) = P_{eff}(t) \quad (4.2.4-1)$$

$$y P_{eff}(t) = -m_i \ddot{u}_g(t)$$

Donde:

M : matriz de masa.

C : matriz de amortiguamiento.

K : matriz de rigidez.

$P_{eff}(t)$: fuerza externa efectiva en función del tiempo.

$u''(t)$: aceleración relativa al suelo en función del tiempo.

$u'(t)$: velocidad relativa al suelo en función del tiempo.

$u(t)$: desplazamiento relativo al suelo en función del tiempo.

$-m_i \ddot{u}_g(t)$: vector de masa inercial en función de la variación de la aceleración del suelo en el tiempo.

Es importante mencionar que la combinación de la contribución de todos los modos utilizados para determinar la respuesta total del sistema está dada por la regla CQC (*Complete Quadratic Combination*) debido a que los valores de los períodos de vibración están cercanos entre sí.

4.2.5 Análisis Dinámico No Lineal de la Historia en el Tiempo.

En este caso particular, el SAP2000 hace uso de un método similar al del análisis lineal para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico del movimiento de la estructura, específicamente un método llamado FNA (que significa *Fast Nonlinear Analysis*)⁵¹. Este método se emplea para el análisis de sistemas estructurales que son principalmente elástico-lineales pero que tienen un número definido de elementos no lineales (es decir los *Nlinks*).

La ecuación que gobierna la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad con las características anteriores puede escribirse como:

$$Mu''(t) - Cu'(t) + K_Lu(t) + r_N(t) = P_{eff}(t) \quad (4.2.5-1)$$

En la cual las variables involucradas se definen de manera semejante a la ecuación correspondiente al análisis lineal de la historia de la respuesta en el tiempo con:

K_L : matriz de rigidez de todos los elementos elásticos (todos los elementos excepto los *Nlinks*).

$r_N(t)$: vector de fuerzas de los grados de libertad con comportamiento no lineal de los elementos *Nlinks*.

La regla de combinación de las contribuciones modales utilizada para este análisis es también la dada por la Combinación Cuadrática Completa.

⁵¹ Ver Ref. 9 en el Cap XVI para detalles de sus autores y otros aspectos relacionados.

Resultados del Análisis
Dinámico Lineal.

Capítulo 5:

5.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO LINEAL.

A continuación se presentan los resultados del análisis dinámico lineal considerando base fija (BF) e interacción suelo-estructura (ISE) de los puentes descritos en la Sección 4.1.

Primero se hace un resumen donde se interpretan y comparan los resultados obtenidos para cada puente, estableciéndose además la zona donde ocurren los máximos esfuerzos, acciones y deformaciones. Luego se tabulan los periodos de vibración para cada uno de los veinte modos analizados y la participación modal de la masa actuante en cada dirección global (donde X corresponde a la dirección longitudinal, Y a la transversal y Z a la vertical). Se muestran además los modelos estructurales de los puentes y a continuación las deformadas correspondientes a los cuatro primeros modos de vibración para las alternativas BF e ISE. Por último se comparan los máximos valores obtenidos para los esfuerzos y desplazamientos en cada tipo de elemento estructural. Las acciones que tienen valores despreciables no son tomadas en cuenta. Se establece además la excitación sísmica que las ha provocado. La siguiente simbología es empleada:

σ_c : esfuerzo de compresión (por flexión en la losa y cabezal, y axial en columnas).

σ_t : esfuerzo de tensión (por flexión en la losa y cabezal, y axial en columnas).

v: máximo esfuerzo cortante.

P: fuerza axial en columnas.

V_2 : fuerza cortante (transversal en las vigas y en un eje local de las columnas).

V_3 : fuerza cortante en el otro eje de las columnas.

M_2 : momento flector en un eje de las columnas.

M_3 : momento flector (en vigas y en el otro eje de local de las columnas).

P: fuerza axial en columnas.

Finalmente se hace una comparación gráfica entre los periodos modales para cada puente para tener una idea de la variación de los mismos al considerar la interacción suelo estructura.

El método que se ha seguido es el análisis de la historia de la respuesta en el tiempo (o método paso a paso) para los registros sísmicos descritos anteriormente. Para obtener suficiente precisión en los resultados se emplea un intervalo de tiempo de 0.005 seg, a partir del cual se integra la respuesta total de la estructura. Los valores encontrados corresponden a los máximos durante toda la historia sísmica. La regla de combinación modal empleada es la de combinación cuadrática completa (CQC), puesto que los periodos de vibración de los puentes se encuentran cercanamente espaciados al aumentar el orden del modo. Puesto que el análisis es dinámico solamente se ha considerado carga muerta más sismo, sin el empleo de algún factor de carga. El valor de amortiguamiento supuesto es constante en todos los modos e igual al 5% del amortiguamiento crítico.

5.1.1 Interpretación y comparación de los resultados.

A continuación se resumen los resultados correspondientes al análisis lineal de los puentes. Luego se muestran las tablas con las máximas respuestas de los elementos estructurales en las dos condiciones de análisis (BF e ISE). En éstas los resultados se comparan con los resultados de diseño cuando son conocidos; cuando no se conocen se emplea n.d. También se muestran las distribuciones típicas de los esfuerzos más incidentes en la losa y las pilas.

- *Puente Troncal del Norte*

Los resultados máximos obtenidos del análisis (BF e ISE) son mostrados en las tablas 5.3 y 5.4 respectivamente.

- Losa:* Como resultado de las fuerzas sísmicas inducidas, los máximos esfuerzos en la losa se ubican en las regiones cercanas al diafragma central del puente, a los diafragmas exteriores y en otros casos cerca de la junta longitudinal que separa la sección este de la oeste. Los esfuerzos que tienen mayor incidencia son los de flexión y no los esfuerzos cortantes. Para las condiciones de BF e ISE los esfuerzos son similares. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.4.
- Vigas y Diafragmas:* La unión del diafragma central a los extremos de las vigas que conforman los dos claros y que además está apoyado sobre el cabezal de la pila, causa que los cortantes transversales y los momentos flectores en las vigas sean mayores en dicha región. Por tanto las mayores acciones en los diafragmas ocurren para el diafragma central. Las respuestas se mantienen similares en los casos de BF e ISE.
- Pila:* En el cabezal de la pila los máximos esfuerzos se concentran en las zonas alrededor de los apoyos extremos (siendo mayores al considerar ISE). La distribución de las acciones internas en las columnas varía de una a otra, generalmente de manera uniforme. Las máximas acciones se dan en la columna extrema del puente oeste. Las fuerzas axiales son menores para el caso BF. Los momentos y cortantes son sensiblemente mayores en esta condición que para el caso de ISE. La distribución típica de esfuerzos (en los elementos sólidos) se muestra en la Figura 5.5.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren por lo general en las esquinas del tablero cerca de la junta. Comparando los efectos de los acelerogramas puede establecerse (aunque no de manera estricta) que el registro del CIG produce generalmente los mayores resultados, siguiendo en orden los del IGN, HCR, HSH, ELC y SBB. En cuanto a las propiedades dinámicas del puente, el primer periodo de vibración aumenta de 0.51 seg en la condición de BF hasta 0.68 seg en la condición de ISE. La participación de masa sísmica fue menor para este último caso (disminuyendo un 8% en las componentes horizontales y casi igual en la componente vertical). En ambas condiciones se cumple con el 90% de masa participante en las direcciones horizontales, no así para la componente vertical. El primer y quinto modo de vibración en ambos casos generan la mayor contribución en las componentes horizontales con BF y para el caso de interacción son el primero y tercer modos. Los efectos de la ISE pueden traducirse en general como una disminución en la respuesta estructural y un consiguiente aumento en las deformaciones inducidas por la flexibilidad del suelo, aunque no de manera estricta. Las distribuciones de esfuerzos y de las otras acciones son similares en ambos casos.

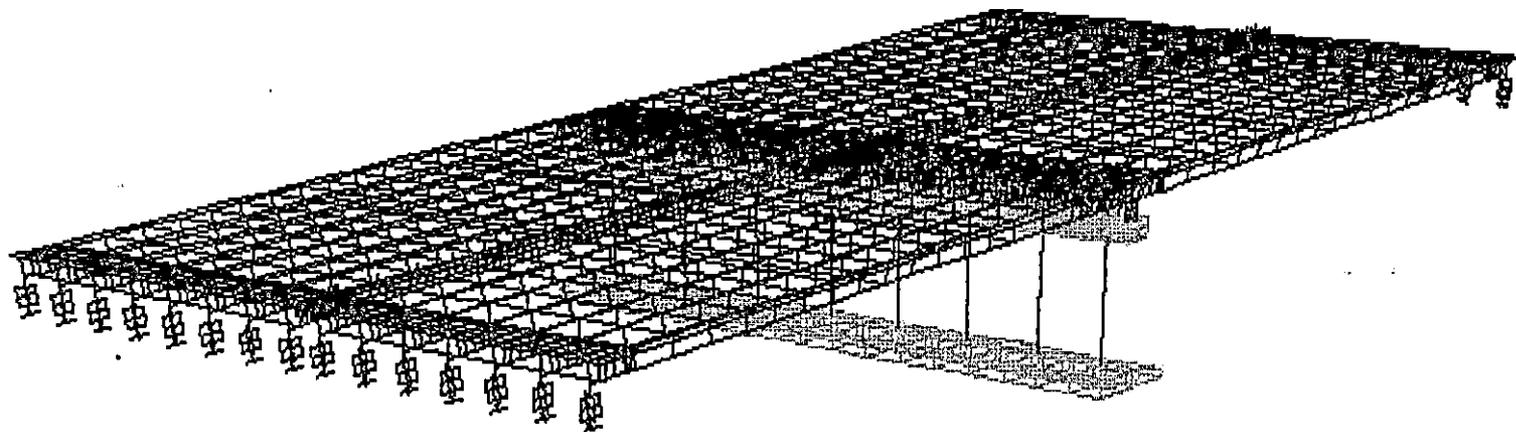


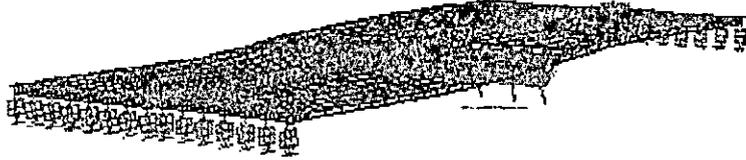
Figura 5.1: Modelo Estructural del Puente Troncal del Norte.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5139	58.1600	39.5248	0.0054	58.1600	39.5248	0.0054
2	0.4098	0.0336	0.0051	0.0000	58.1937	39.5299	0.0055
3	0.3621	0.0989	0.0489	0.0001	58.2926	39.5788	0.0055
4	0.3572	2.2202	0.6114	0.0009	60.5128	40.1902	0.0064
5	0.2946	36.4516	56.0866	0.0047	96.9643	96.2768	0.0111
6	0.2655	0.0004	0.0041	1.7282	96.9648	96.2809	1.7393
7	0.2483	0.0084	0.0143	1.3261	96.9732	96.2952	3.0654
8	0.2319	0.0188	0.0001	56.9124	96.9920	96.2953	59.9778
9	0.2278	0.0208	0.0274	0.0826	97.0128	96.3227	60.0604
10	0.2090	0.0003	0.0001	0.0672	97.0131	96.3228	60.1276
11	0.2008	0.1865	0.4712	0.0082	97.1996	96.7939	60.1358
12	0.1957	0.0674	0.1534	0.0001	97.2669	96.9473	60.1359
13	0.1378	1.2015	1.4574	0.0004	98.4684	98.4047	60.1363
14	0.1036	0.0017	0.0785	0.0002	98.4701	98.4832	60.1365
15	0.1017	0.0007	0.0078	0.0000	98.4708	98.4910	60.1365
16	0.1006	0.0002	0.0008	0.0050	98.4710	98.4918	60.1415
17	0.0986	0.0002	0.0009	0.0011	98.4711	98.4926	60.1425
18	0.0966	0.0013	0.0018	0.0003	98.4724	98.4945	60.1429
19	0.0940	0.0000	0.0001	0.0032	98.4724	98.4945	60.1460
20	0.0927	0.0001	0.0000	0.0023	98.4725	98.4946	60.1483

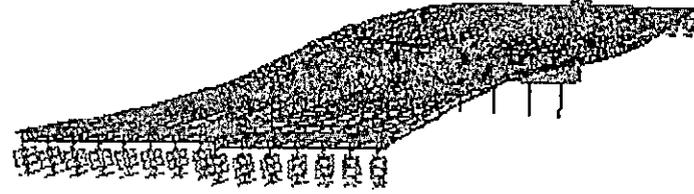
Tabla 5.1:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Troncal con Base Fija.

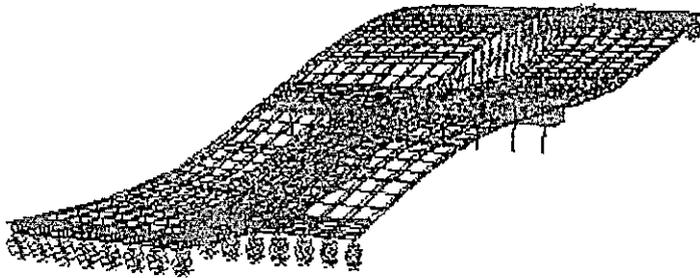
MODO 1 PERIODO 0.5139 seg



MODO 2 PERIODO 0.4098 seg



MODO 3 PERIODO 0.3621 seg



MODO 4 PERIODO 0.3572 seg

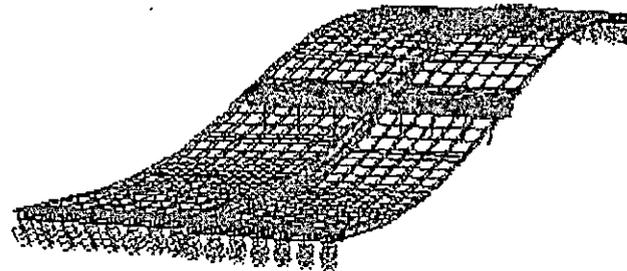
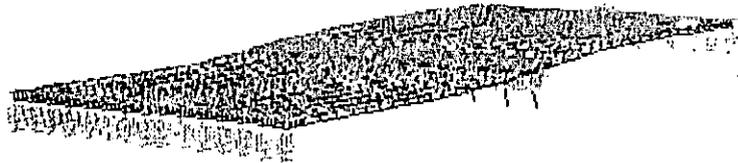
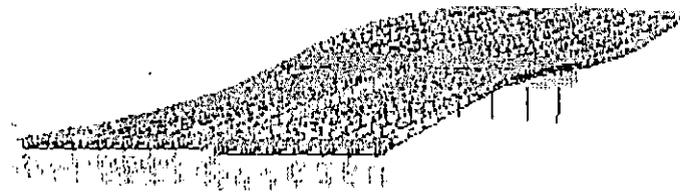


Figura 5.2: Deformadas Modales del Puente Troncal con Base Fija.

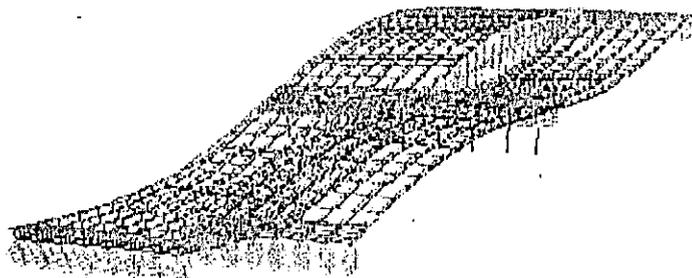
MODO 1 PERIODO 0.5139 seg



MODO 2 PERIODO 0.4098 seg



MODO 3 PERIODO 0.3621 seg



MODO 4 PERIODO 0.3572 seg

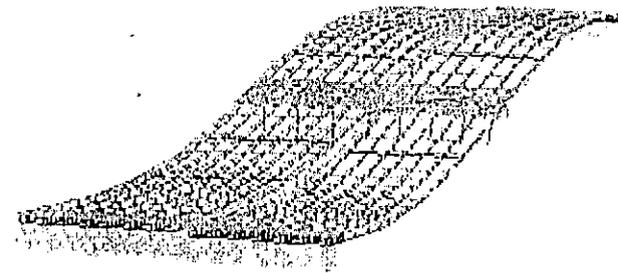


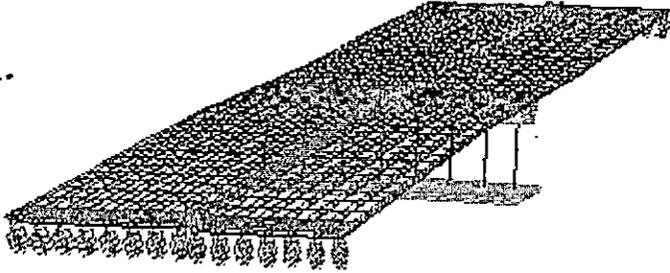
Figura 5.2: Deformadas Modales del Puente Troncal con Base Fija.

MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6775	54.6755	35.7055	0.0010	54.6755	35.7055	0.0010
2	0.4307	0.0104	0.0003	0.0050	54.6860	35.7059	0.0060
3	0.3999	35.8713	54.7634	0.0010	90.5573	90.4692	0.0070
4	0.3318	0.0220	0.3560	0.0000	90.5792	90.8252	0.0070
5	0.3288	0.0004	0.0027	0.0004	90.5796	90.8280	0.0074
6	0.2657	0.0001	0.0000	1.5857	90.5797	90.8280	1.5931
7	0.2390	0.0016	0.0050	1.2685	90.5814	90.8330	2.8616
8	0.2290	0.0021	0.0007	54.6128	90.5835	90.8338	57.4744
9	0.2229	0.0281	0.0424	0.2040	90.6116	90.8762	57.6784
10	0.1972	0.0091	0.0168	0.0037	90.6207	90.8929	57.6821
11	0.1923	0.0113	0.0190	0.0000	90.6320	90.9119	57.6821
12	0.1636	0.0007	0.0002	0.0928	90.6327	90.9121	57.7749
13	0.1463	0.2149	0.0240	0.0013	90.8476	90.9360	57.7762
14	0.1005	0.0012	0.0179	0.0007	90.8488	90.9539	57.7768
15	0.0989	0.0071	0.0166	0.0001	90.8559	90.9705	57.7769
16	0.0975	0.0000	0.0000	0.0030	90.8559	90.9705	57.7799
17	0.0966	0.0000	0.0000	0.0016	90.8560	90.9705	57.7815
18	0.0947	0.0004	0.0000	0.0006	90.8564	90.9705	57.7821
19	0.0938	0.0001	0.0008	1.3679	90.8565	90.9713	59.1500
20	0.0915	0.0066	0.0143	0.0362	90.8631	90.9855	59.1862

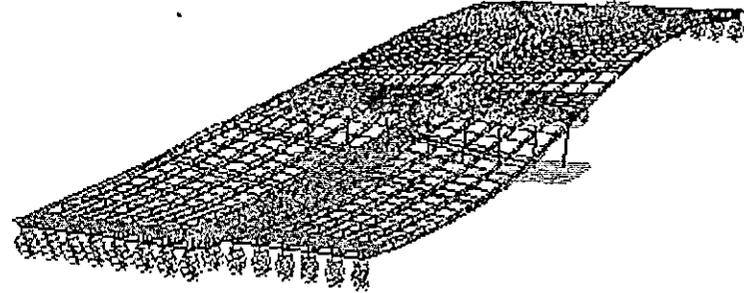
Tabla 5.2:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Troncal con Interacción Suelo-Estructura.

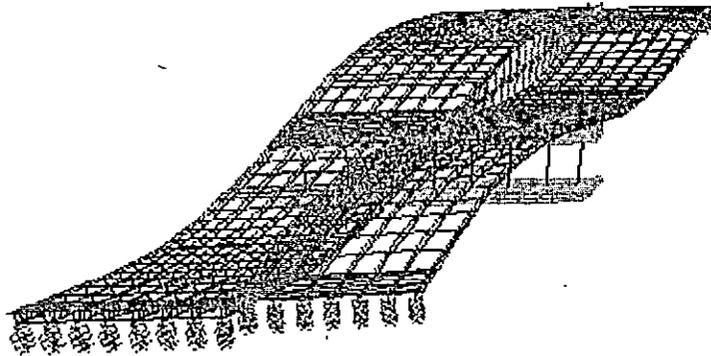
MODO 1 PERIODO 0.6775 seg



MODO 2 PERIODO 0.4307 seg



MODO 3 PERIODO 0.3999 seg



MODO 4 PERIODO 0.3318 seg

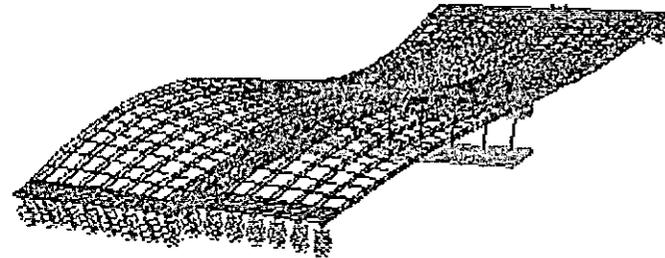


Figura 5.3: Deformadas Modales del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	75.30	50.30	62.80	46.80	45.30	36.80	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	132.50	89.00	102.00	78.50	81.50	73.50	
	v (Kg/cm ²)	19.00	8.90	18.00	7.20	9.50	7.80	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	93.46	19.84	7.30	32.84	60.97	35.02	n.d.
	M_3 (Ton.m)	382.15	292.79	343.70	248.27	237.25	225.62	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	354.59	43.41	197.95	44.58	181.79	2.29	n.d.
	M_3 (Ton.m)	291.27	129.32	139.91	154.21	156.60	128.05	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	140.00	58.50	85.00	55.00	49.50	38.50	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	115.40	102.00	128.00	82.50	67.50	56.00	
	v (Kg/cm ²)	61.00	41.30	42.00	37.00	32.50	29.50	
Columna (marco)	P (Ton)	147.64	110.63	9.95	128.60	435.42	397.43	n.d.
	V_2 (Ton)	470.09	264.91	329.32	188.07	134.41	129.38	n.d.
	V_3 (Ton)	594.48	247.96	295.32	237.68	207.00	158.02	n.d.
	M_2 (Ton.m)	2251.96	970.01	1244.38	761.44	621.51	563.44	n.d.
	M_3 (Ton.m)	2000.90	1341.02	1606.90	683.07	582.03	548.71	n.d.

Tabla 5.3: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Troncal del Norte BF.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	94.00	78.00	64.00	42.00	48.70	38.20	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	130.00	110.20	106.10	65.00	73.60	60.20	
	v (Kg/cm ²)	7.20	6.10	6.50	4.75	4.85	3.94	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	96.35	80.30	8.36	37.48	68.25	62.45	n.d.
	M_3 (Ton.m)	419.12	408.57	430.51	246.94	287.62	258.25	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	312.51	44.92	247.05	170.59	176.43	31.06	n.d.
	M_3 (Ton.m)	228.95	123.44	129.85	88.55	113.17	79.83	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	170.00	280.00	170.00	70.00	90.00	120.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	170.00	280.00	200.00	70.00	90.00	120.00	
	v (Kg/cm ²)	55.00	75.00	70.00	22.00	26.00	35.00	
Columna (marco)	P (Ton)	63.21	727.39	120.74	173.14	159.65	453.70	n.d.
	V_2 (Ton)	196.79	246.34	201.30	70.21	92.30	104.77	n.d.
	V_3 (Ton)	249.67	388.00	236.19	94.96	108.49	154.48	n.d.
	M_2 (Ton.m)	1020.76	1440.84	803.34	364.59	365.56	554.06	n.d.
	M_3 (Ton.m)	866.31	951.02	672.11	288.55	337.39	387.32	n.d.
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	835.00	1360.00	722.00	315.00	405.00	540.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	880.00	1170.00	1220.00	315.00	495.00	600.00	
	v (Kg/cm ²)	300.00	465.00	385.00	110.00	143.00	192.00	

Tabla 5.4: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Troncal del Norte ISE.

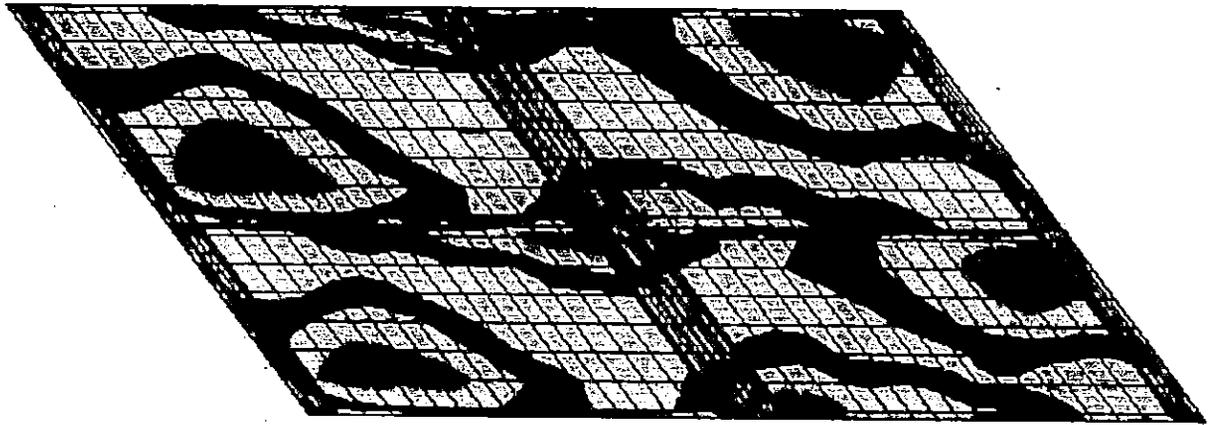
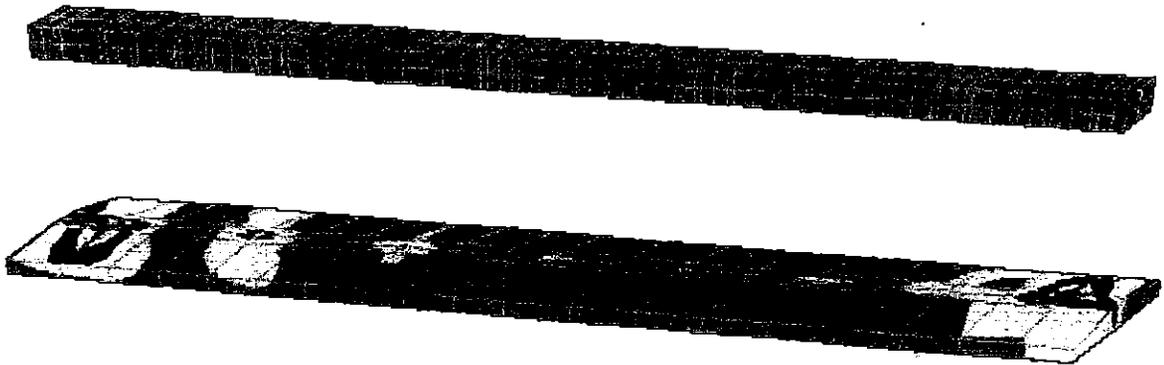


Figura 5.4: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Troncal.



E+3

Figura 5.5: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Troncal.



300 200 100 0 100 200 300

Figura 4: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Tonalá.



300 200 100 0 100 200 300

Figura 5: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Tonalá.

- *Puente San Antonio.*

Los resultados máximos obtenidos del análisis lineal sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura son mostrados en las tablas 5.7 y 5.8 respectivamente.

Para los elementos tales como: losas, vigas y diafragmas, la distribución de los esfuerzos resultantes es similar en los dos casos, no así para el caso de la pila esta se comporta de manera diferente para cada caso. A continuación se describen cualitativamente dichos resultados:

- Losas:* Los esfuerzos a flexión máximos se concentran en los elementos adyacentes a juntas que unen la losa con los diafragmas centrales por medio de conectores. Los esfuerzos cortantes máximos se concentran en los extremos y en la junta central. Para ambos casos el acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN, los otros cuatro generan respuestas más bajas y similares entre sí. La respuesta sísmica es mayor para el caso con interacción suelo-estructura en un 10% respecto al caso sin interacción suelo-estructura. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.9.
- Vigas y Diafragmas:* Para las vigas, los momentos y cortantes máximos ocurren en las vigas exteriores debido a que estas soportan un voladizo de 1.19mt de longitud (acera). Para los diafragmas dichas acciones internas ocurren en los que se encuentran cercanos a la pila central; los diafragmas en esta estructura tienen la función de arriostrar a las vigas y no están unidos a la losa, por lo que los momentos y cortantes obtenidos son un tanto menores a los de las vigas. El acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN.
- Pila:* Para ambos casos (análisis lineal sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura) como se dijo anteriormente la distribución de esfuerzos no se presenta de la misma manera. Para el análisis lineal sin interacción suelo-estructura, Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas exteriores obteniéndose en la primera los mayores. Para el caso del análisis lineal con interacción suelo-estructura, Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones zapata-columna y cabezal-vigas exteriores. Para ambas condiciones de análisis el acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.10.
- Características dinámicas:* En cuanto a las propiedades dinámicas de este puente los periodos de vibración no varían significativamente de una condición a otra (sólo en centésimas de segundo). Para la condición de base fija las participaciones de masa en las direcciones longitudinal, transversal y vertical son aproximadamente de 96, 88 y 68% respectivamente, mientras que para la condición de interacción son de 88, 86 y 59% en las mismas componentes.

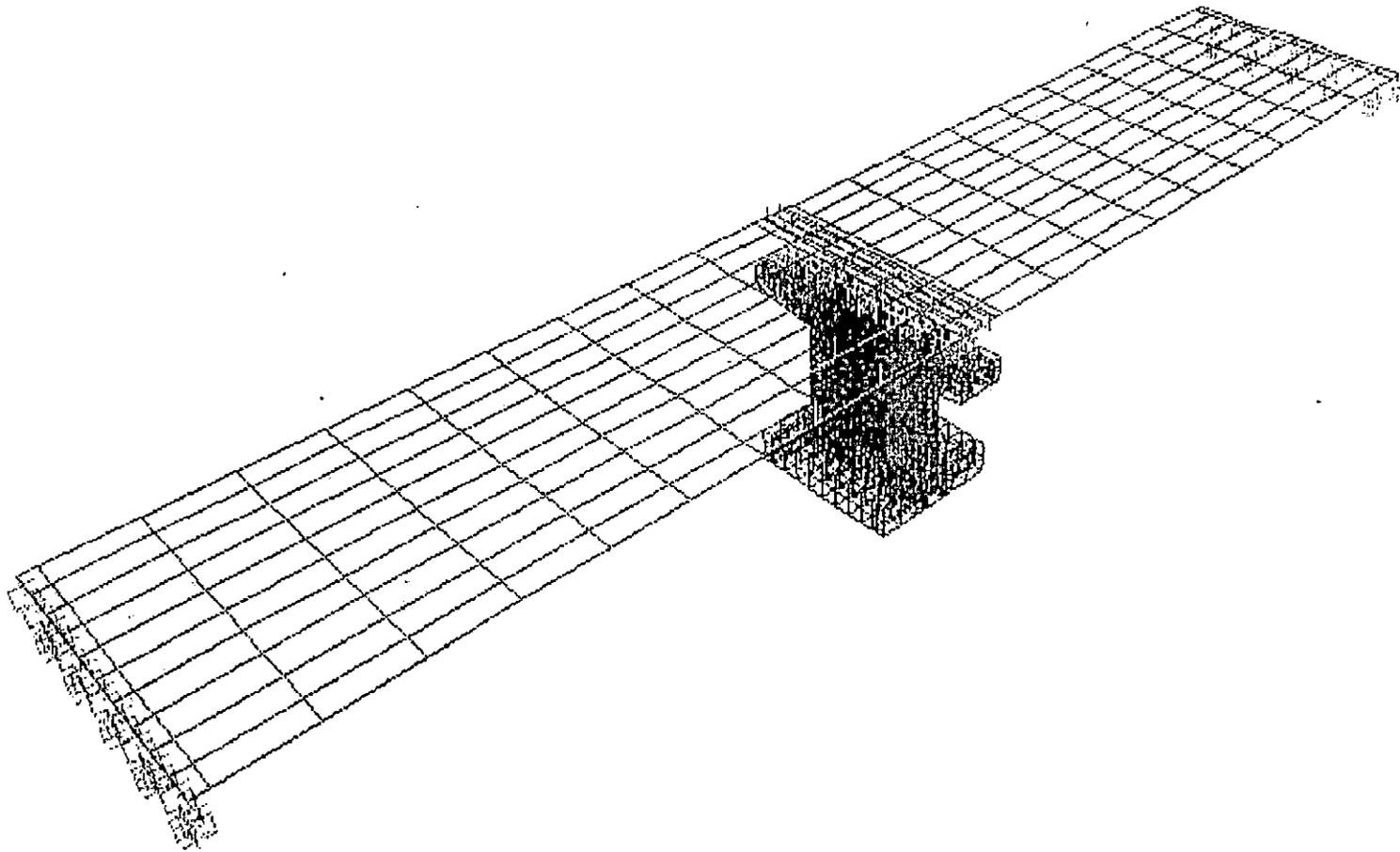


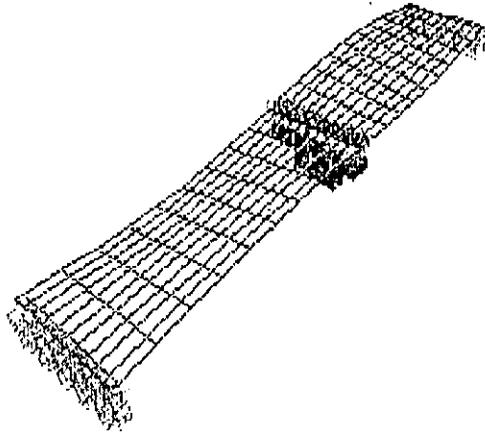
Figura 5.6: Modelo Estructural del Puente San Antonio.

MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.3366	0.0000	0.0015	0.0000	0.0000	0.0015	0.0000
2	0.2346	15.8321	0.0000	0.0066	15.8321	0.0015	0.0066
3	0.1869	0.0000	60.7756	0.0000	15.8321	60.7771	0.0066
4	0.1770	0.0000	0.0438	0.0000	15.8321	60.8209	0.0066
5	0.1679	0.0100	0.0000	63.2328	15.8421	60.8209	63.2394
6	0.1490	0.0000	7.9158	0.0000	15.8421	68.7367	63.2394
7	0.1336	77.9321	0.0000	0.0031	93.7743	68.7367	63.2425
8	0.0671	0.0000	18.6951	0.0000	93.7743	87.4317	63.2425
9	0.0657	0.0000	0.0393	0.0000	93.7743	87.4710	63.2425
10	0.0638	2.1288	0.0000	0.0005	95.9031	87.4710	63.2430
11	0.0599	0.0000	0.0011	0.0000	95.9031	87.4720	63.2430
12	0.0593	0.0027	0.0000	0.2051	95.9058	87.4720	63.4481
13	0.0531	0.0000	0.0010	0.0000	95.9058	87.4731	63.4481
14	0.0481	0.0310	0.0000	0.0000	95.9368	87.4731	63.4481
15	0.0473	0.0000	0.0000	0.0017	95.9368	87.4731	63.4499
16	0.0403	0.0167	0.0000	0.0033	95.9535	87.4731	63.4532
17	0.0392	0.0001	0.0000	0.6237	95.9536	87.4731	64.0768
18	0.0374	0.0000	0.1441	0.0000	95.9536	87.6172	64.0769
19	0.0369	0.0000	0.0006	0.0015	95.9536	87.6178	64.0784
20	0.0366	0.0001	0.0000	3.7134	95.9537	87.6178	67.7918

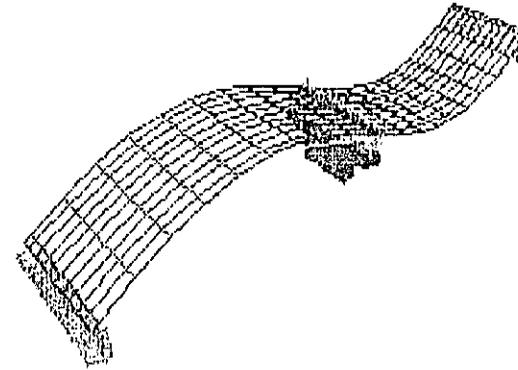
Tabla 5.5:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente San Antonio con Base Fija.

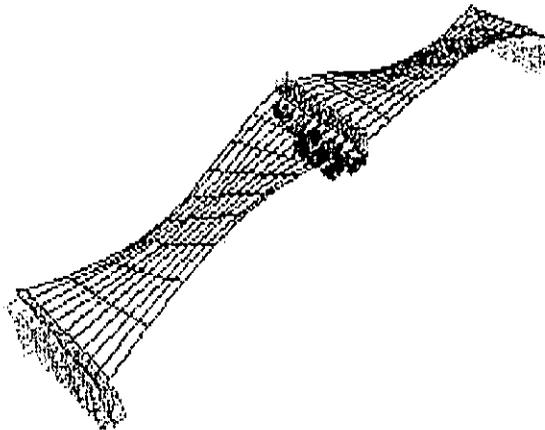
MODO 1 PERIODO 0.3366 seg



MODO 2 PERIODO 0.2346 seg



MODO 3 PERIODO 0.1869 seg



MODO 4 PERIODO 0.1770 seg

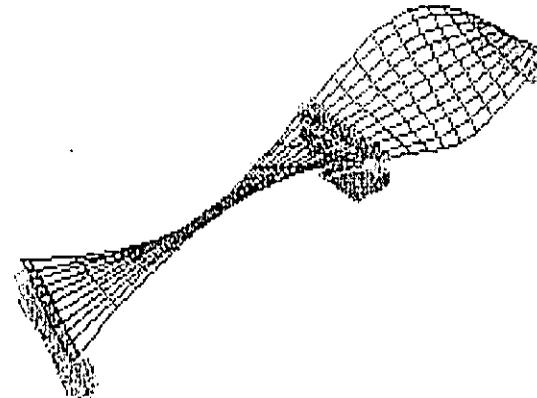


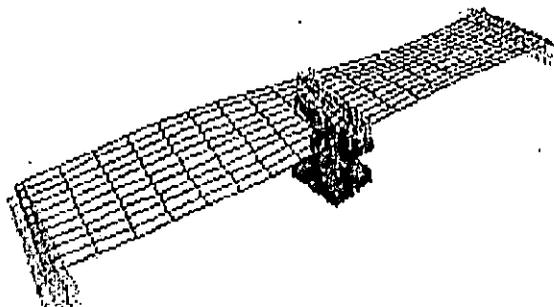
Figura 5.7: Deformadas Modales del Puente San Antonio con Base Fija.

MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1.	0.3648	0.0000	0.0014	0.0000	0.0000	0.0014	0.0000
2	0.2910	60.7169	0.0000	0.0009	60.7169	0.0014	0.0009
3	0.2141	0.0000	73.5969	0.0000	60.7169	73.5983	0.0009
4	0.1901	27.0299	0.0000	0.0384	87.7468	73.5983	0.0393
5	0.1808	0.0000	0.0015	0.0000	87.7469	73.5998	0.0393
6	0.1692	0.0110	0.0000	57.1349	87.7579	73.5998	57.1742
7	0.1573	0.0000	0.7753	0.0000	87.7579	74.3751	57.1742
8	0.0884	0.0000	8.5762	0.0000	87.7579	82.9513	57.1742
9	0.0665	0.0001	0.0004	0.0000	87.7579	82.9517	57.1742
10	0.0658	0.5112	0.0000	0.0007	88.2691	82.9517	57.1749
11	0.0612	0.0000	0.6673	0.0002	88.2691	83.6190	57.1750
12	0.0608	0.0006	0.0003	0.4440	88.2697	83.6193	57.6190
13	0.0534	0.0000	0.0001	0.0000	88.2697	83.6194	57.6190
14	0.0481	0.0080	0.0000	0.0000	88.2777	83.6194	57.6190
15	0.0474	0.0000	0.0000	0.0023	88.2777	83.6194	57.6213
16	0.0404	0.0058	0.0000	0.0077	88.2835	83.6194	57.6290
17	0.0394	0.0000	0.0000	1.6550	88.2836	83.6194	59.2840
18	0.0382	0.0000	0.2928	0.0001	88.2836	83.9122	59.2841
19	0.0377	0.0000	1.6140	0.0053	88.2836	85.5261	59.2895
20	0.0375	0.0000	0.0537	0.0168	88.2836	85.5799	59.3063

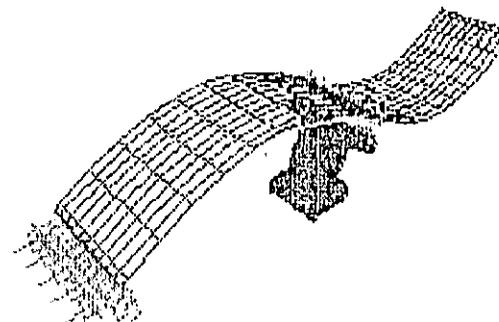
Tabla 5.6:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura.

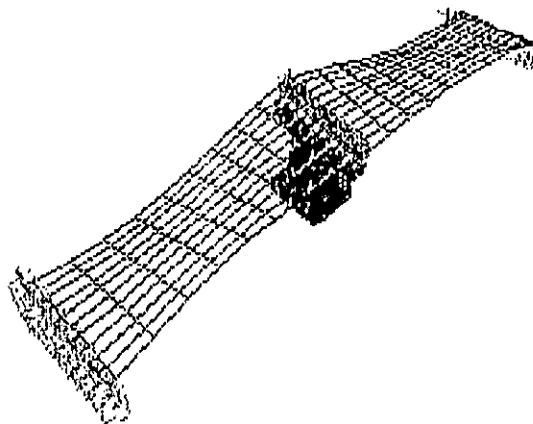
MODO 1 PERIODO 0.3648 seg



MODO 2 PERIODO 0.2910 seg



MODO 3 PERIODO 0.2141seg



MODO 4 PERIODO 0.1901 seg

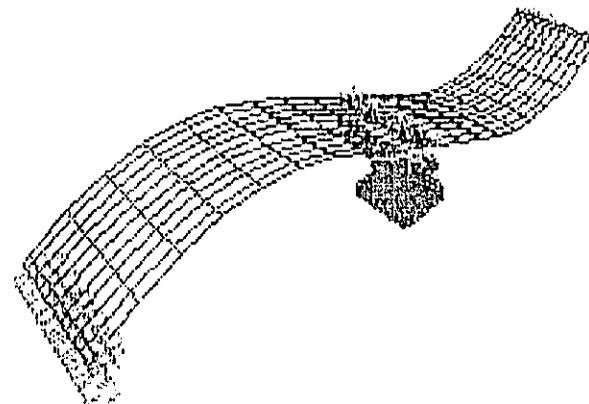


Figura 5.8: Deformadas Modales del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	124.21	98.41	60.44	50.6	19.00	50.33	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	111.46	88.65	55.09	50.2	22.80	51.01	
	v (Kg/cm ²)	6.31	7.66	5.47	6.29	1.60	3.69	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	58.93	53.21	50.75	65.02	15.88	38.80	n.d.
	M_3 (Ton.m)	303.97	231.06	104.94	112.18	30.51	111.52	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	122.98	85.73	62.78	53.27	22.03	60.56	n.d.
	M_3 (Ton.m)	58.19	39.24	29.35	24.37	10.08	28.93	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	55.00	33.00	27.50	24.5	12.00	22.5	$f_c = 350$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	51.00	33.00	22.00	27.00	9.60	25.00	
	v (Kg/cm ²)	32.50	27.50	22.50	20.00	7.00	16.00	
Muro (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	162.00	135.00	110.00	108.00	51.00	37.50	$f_c = 350$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	65.00	54.00	42.50	42.25	21.6	25.50	
	v (Kg/cm ²)	23.40	15.50	15.00	12.60	5.90	9.30	

Tabla 5.7: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente San Antonio BF.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losas (placa)	c_c (Kg/cm ²)	163.61	119.62	84.40	63.35	50.03	51.52	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	c_t (Kg/cm ²)	132.83	111.24	92.23	70.03	59.52	59.57	
	v (Kg/cm ²)	18.39	11.71	11.11	8.67	7.34	7.15	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	228.95	124.29	132.68	105.20	94.82	84.61	n.d.
	M_3 (Ton.m)	400.30	273.00	163.31	163.99	163.99	163.99	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	175.95	113.51	108.73	84.98	70.48	65.98	n.d.
	M_3 (Ton.m)	85.37	48.28	46.07	35.95	28.71	27.50	n.d.
Muro (sólido)	c_c (Kg/cm ²)	117.00	55.00	71.00	40.50	44.00	40.00	$f_c = 350$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	c_t (Kg/cm ²)	115.00	48.00	63.00	40.50	38.50	43.00	
	v (Kg/cm ²)	60.50	31.50	38.00	33.00	24.50	24.00	
Zapata (sólido)	c_c (Kg/cm ²)	110.00	60.5	71.00	47.00	44.00	44.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	c_t (Kg/cm ²)	135.00	60.5	66.00	47.00	38.00	44.00	
	v (Kg/cm ²)	55.50	38.50	38.50	24.50	24.50	22.50	

Tabla 5.8: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente San Antonio ISE.

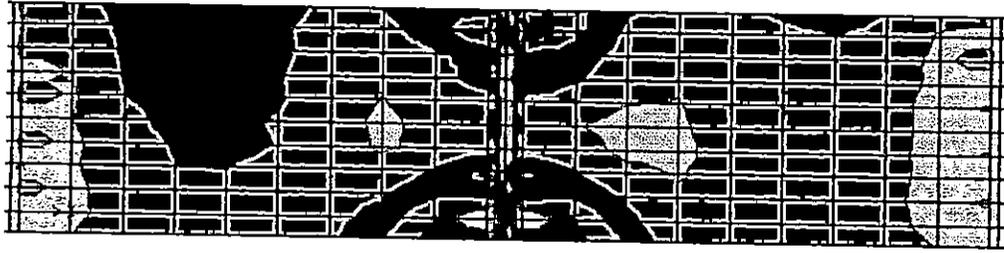


Figura 5.9: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente San Antonio.

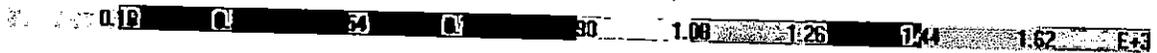
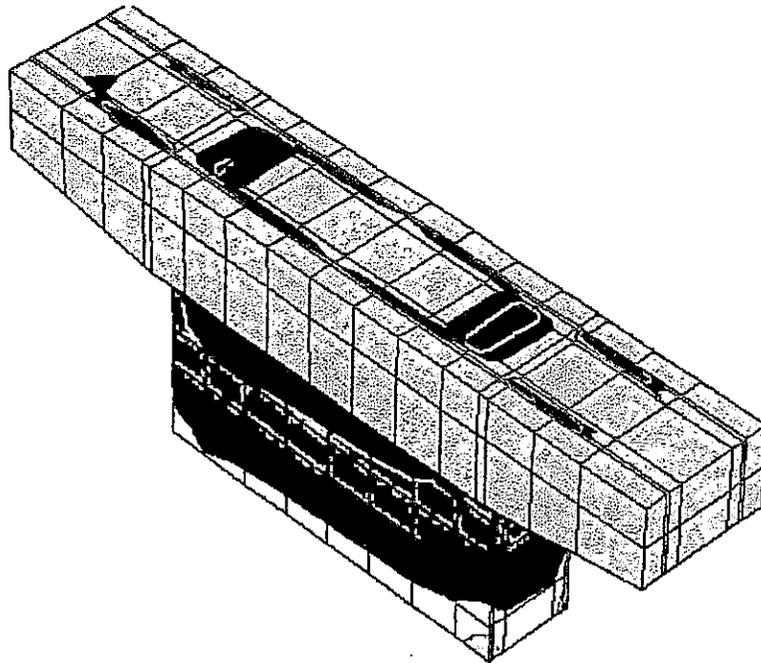


Figura 5.10: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente San Antonio.

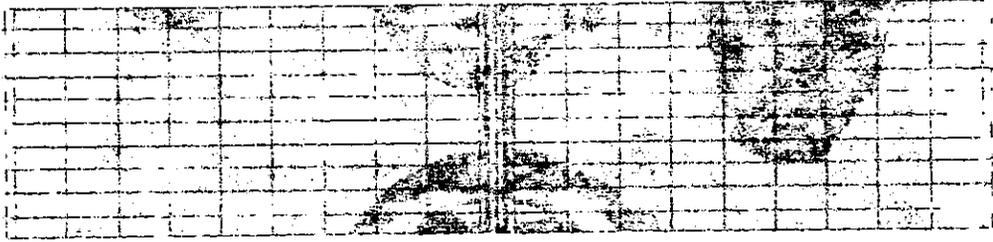


Figura 9. Distribución típica de esfuerzos en la losa del Puente San Antonio.

Figura 9. Distribución típica de esfuerzos en la losa del Puente San Antonio.

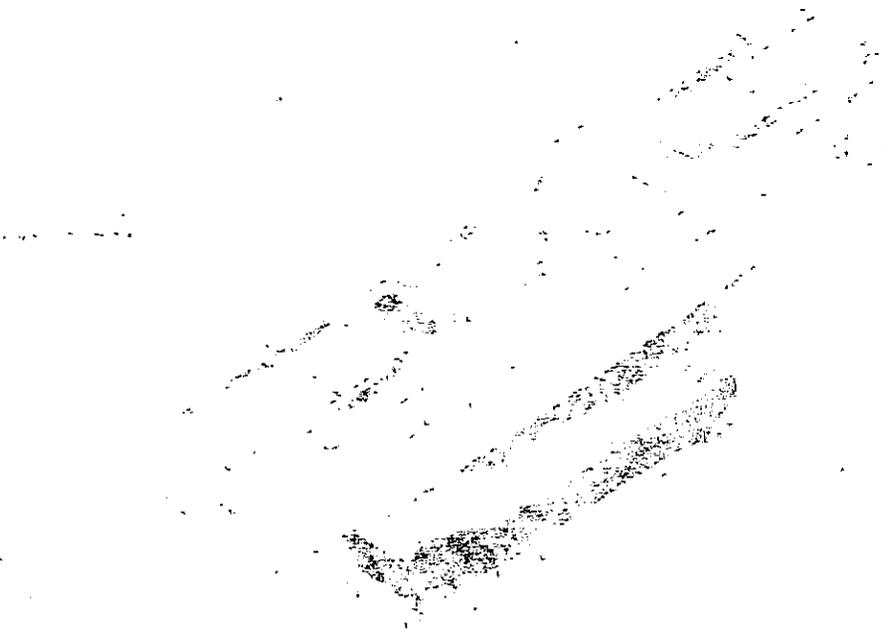


Figura 10. Distribución típica de esfuerzos en la losa del Puente San Antonio.

Figura 10. Distribución típica de esfuerzos en la losa del Puente San Antonio.

- *Puente La Mascota*

Los resultados máximos obtenidos del análisis lineal sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura son mostrados en las tablas 5.11 y 5.12 respectivamente.

Para todos los elementos tales como: losas, vigas, diafragmas y pila, la distribución de los esfuerzos resultantes es similar para los dos casos. A continuación se describen cualitativamente dichos resultados:

- Losa:* Los esfuerzos a flexión máximos se concentran a lo largo de las juntas de movimiento (central y extremas). Los esfuerzos cortantes máximos se concentran en las juntas de los extremos y mínimos en la junta central. Para ambos casos el acelerograma dominante es el IGN seguido por el CIG, los otros cuatro generan respuestas más bajas y similares entre sí. La respuesta sísmica es mayor para el caso con interacción suelo-estructura en un 10% respecto al caso sin interacción suelo-estructura. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.14.
- Vigas y Diafragmas:* Para las vigas, los momentos y cortantes máximos ocurren en las vigas exteriores debido a que estas soportan un voladizo de 1.19mt de longitud (acera). Para los diafragmas dichas acciones internas ocurren en aquellos situados en las juntas de movimiento; los diafragmas en esta estructura tienen la función de arriostrar a las vigas y no están unidos a la losa, por lo que los momentos y cortantes obtenidos son significativamente menores a los de las vigas. Sin embargo, los momentos y cortantes admisibles para los diafragmas son menores a los obtenidos en el análisis. El acelerograma dominante es el IGN seguido por el CIG. A diferencia de la variación observada en la losa, en las vigas y diafragmas la diferencia entre interacción suelo-estructura y base fija es menor al 3%.
- Pila:* Para ambos casos (análisis lineal con base fija y con interacción suelo-estructura) la distribución de esfuerzos es idéntica. Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabecial y cabecial-vigas exteriores obteniéndose en la primera los mayores. Para ambos análisis el acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN y la variación entre las respuestas sísmicas de los dos casos es del 40% aproximadamente, siendo la mayor el análisis sin interacción suelo-estructura. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.15.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren en los puntos adyacentes a la junta central sobre la losa, cuyo acelerograma dominante es IGN, seguido por el CIG, HSH, HCR, ELC, SBB.

En cuanto a las características dinámicas, el primer modo vibración con interacción suelo-estructura es de 0.68 seg y para la otra condición es de 0.65 seg notándose un incremento del 4%. Analizando la estructura con 20 modos de vibración, la participación de masa para la condición de base fija es de 97.81%, 98.63% y 69.71% para las direcciones x, y, z respectivamente, para la condición de interacción se obtiene un 86.36%, 87.13% y 70.90% en el mismo orden. Para la condición base fija el primero y segundo modos aportan el 95% de la masa participante en las componentes horizontales y es el quinto modo el que aporta el 65% en la componente vertical. Para la otra condición, el 90% de la participación modal la aportan el primero y segundo modos en las componentes horizontales y un 45% lo aporta el quinto modo en la dirección vertical. Es de hacer notar que sólo en la condición base fija se sobrepasa del 90% de la participación modal de la masa, no así para la condición utilizando interacción suelo-estructura donde se necesita más de 20 modos obtener resultados más seguros de respuestas modales.

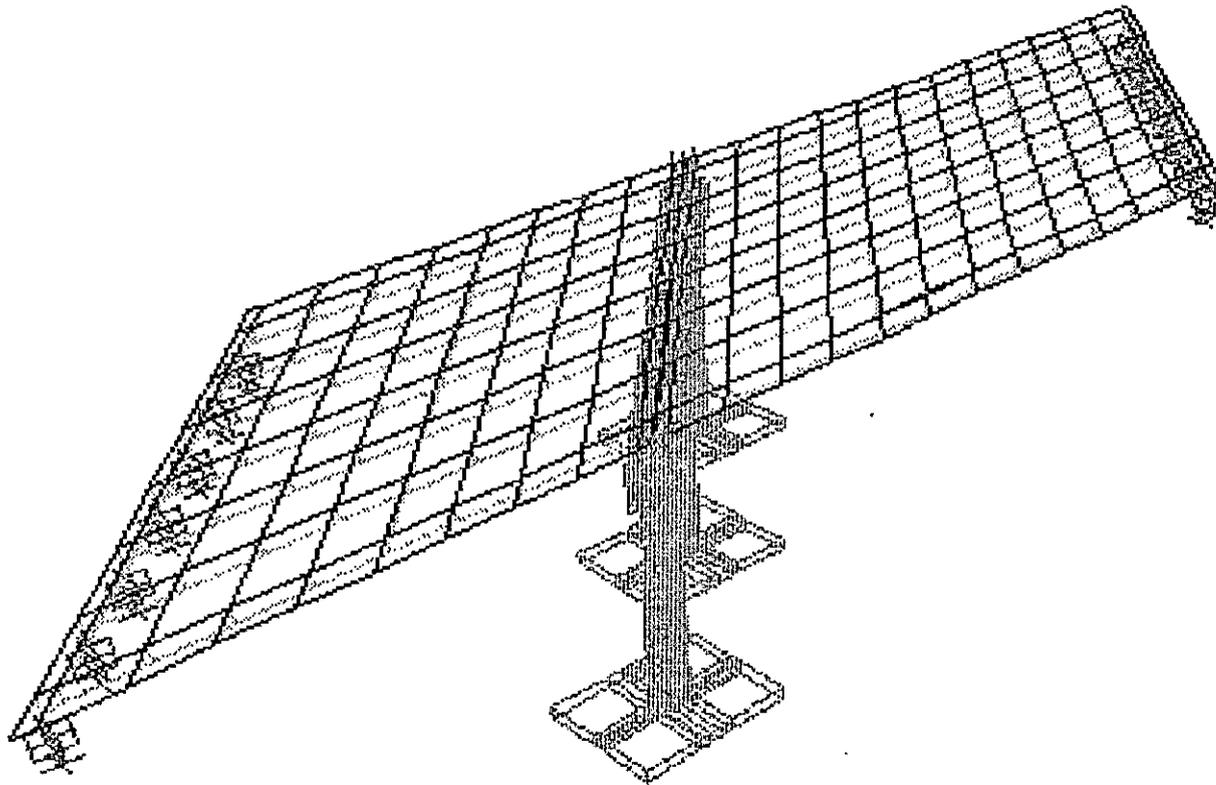


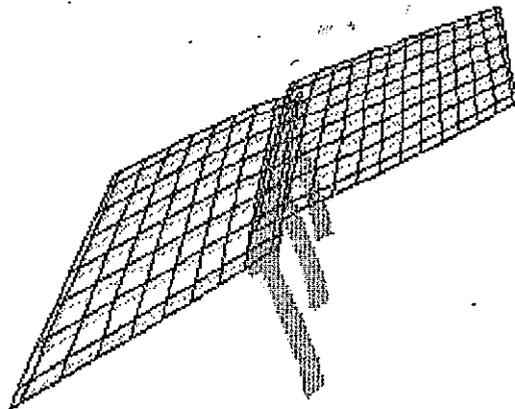
Figura 5.11: Modelo Estructural del Puente La Mascota.

MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6544	0.6475	92.4019	0.0002	0.6475	92.4019	0.0002
2	0.5316	96.3075	0.5783	0.0016	96.9550	92.9803	0.0018
3	0.3692	0.0694	1.4364	0.1273	97.0244	94.4167	0.1291
4	0.3092	0.0118	2.0854	1.8431	97.0362	96.5021	1.9722
5	0.2845	0.0196	0.3118	42.5382	97.0558	96.8139	44.5105
6	0.2726	0.0005	0.1044	0.2310	97.0562	96.9183	44.7415
7	0.2268	0.0232	0.5362	1.6331	97.0794	97.4545	46.3745
8	0.2148	0.0000	0.0037	0.5482	97.0795	97.4581	46.9228
9	0.2080	0.0029	0.0286	0.1682	97.0824	97.4867	47.0909
10	0.1969	0.0224	0.0219	9.3943	97.1047	97.5085	56.4852
11	0.1884	0.0099	0.0085	8.5485	97.1147	97.5170	65.0337
12	0.1843	0.0048	0.0040	2.7847	97.1195	97.5210	67.8184
13	0.1588	0.0000	0.0007	0.5432	97.1195	97.5218	68.3615
14	0.1494	0.0000	0.0001	0.0001	97.1195	97.5219	68.3617
15	0.1232	0.0216	0.5436	0.0049	97.1411	98.0655	68.3666
16	0.1189	0.0001	0.0001	0.0002	97.1413	98.0656	68.3668
17	0.0986	0.0117	0.0173	0.0000	97.1530	98.0829	68.3668
18	0.0971	0.5850	0.3916	0.1700	97.7380	98.4744	68.5367
19	0.0876	0.0682	0.1443	1.1092	97.8063	98.6188	69.6460
20	0.0864	0.0005	0.0039	0.0618	97.8067	98.6227	69.7077

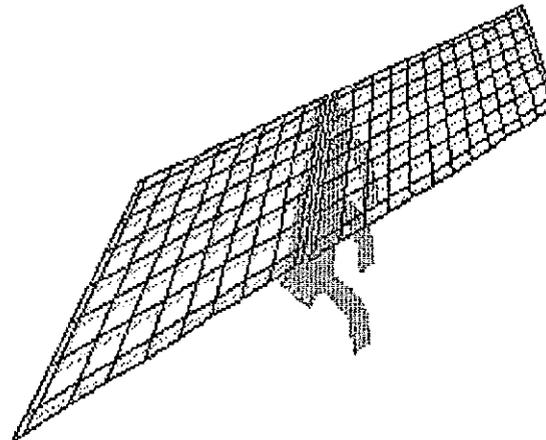
Tabla 5.9:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente La Mascota con Base Fija.

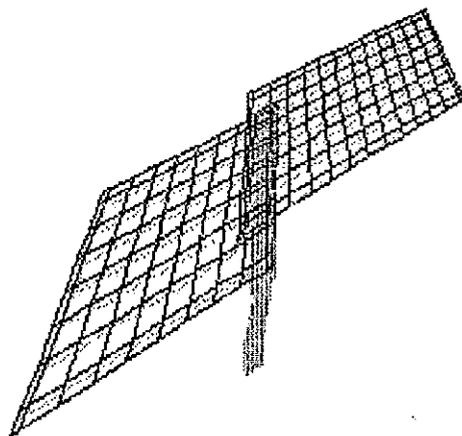
MODO 1 PERIODO 0.6544 seg



MODO 2 PERIODO 0.5316 seg



MODO 3 PERIODO 0.3692 seg



MODO 4 PERIODO 0.3092 seg

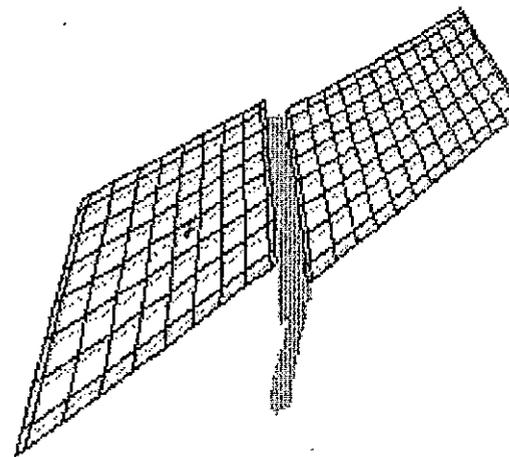


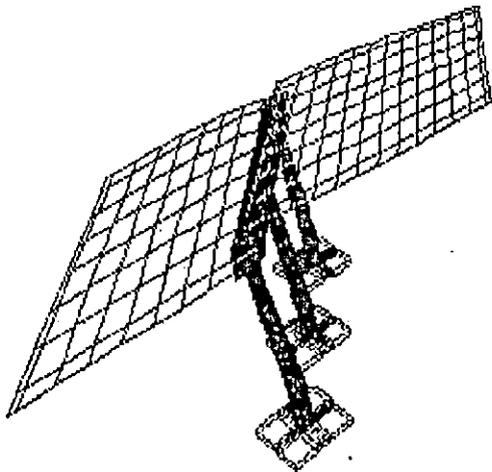
Figura 5.12: Deformadas Modales del Puente La Mascota con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6791	0.2238	82.1928	0.0000	0.2238	82.1928	0.0000
2	0.5617	85.4839	0.2077	0.0000	85.7077	82.4006	0.0000
3	0.3770	0.0196	0.7928	0.0902	85.7273	83.1933	0.0902
4	0.3190	0.0122	1.8344	2.0468	85.7395	85.0278	2.1370
5	0.2944	0.0078	0.2824	40.7269	85.7473	85.3101	42.8639
6	0.2822	0.0006	0.0410	0.4666	85.7479	85.3511	43.3306
7	0.2349	0.0365	0.5120	1.6434	85.7844	85.8630	44.9740
8	0.2228	0.0001	0.0038	0.5414	85.7845	85.8669	45.5155
9	0.2186	0.0121	0.0050	0.5220	85.7966	85.8719	46.0375
10	0.2046	0.0031	0.0045	9.2742	85.7998	85.8764	55.3117
11	0.1950	0.0034	0.0008	7.6274	85.8031	85.8772	62.9391
12	0.1925	0.0058	0.0015	2.3720	85.8089	85.8788	65.3111
13	0.1663	0.0000	0.0000	0.7076	85.8089	85.8788	66.0186
14	0.1537	0.0000	0.0003	0.0003	85.8089	85.8791	66.0189
15	0.1277	0.2764	1.1065	0.0213	86.0853	86.9855	66.0402
16	0.1239	0.0017	0.0000	0.0001	86.0869	86.9856	66.0402
17	0.1191	0.2772	0.0923	0.0175	86.3642	87.0779	66.0577
18	0.1060	0.0000	0.0000	0.0015	86.3642	87.0780	66.0592
19	0.1041	0.0000	0.0066	0.6714	86.3642	87.0846	66.7307
20	0.1033	0.0000	0.0445	4.1744	86.3642	87.1291	70.9051

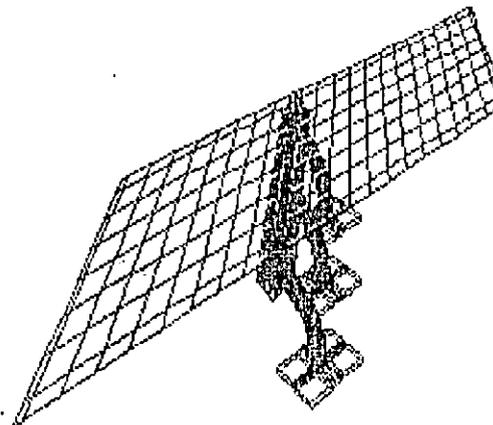
Tabla 5.10:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura.

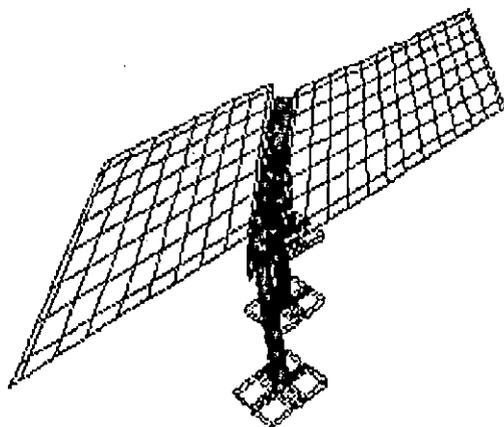
MODO 1 PERIODO 0.6791 seg



MODO 2 PERIODO 0.5617 seg



MODO 3 PERIODO 0.3770 seg



MODO 4 PERIODO 0.3190 seg

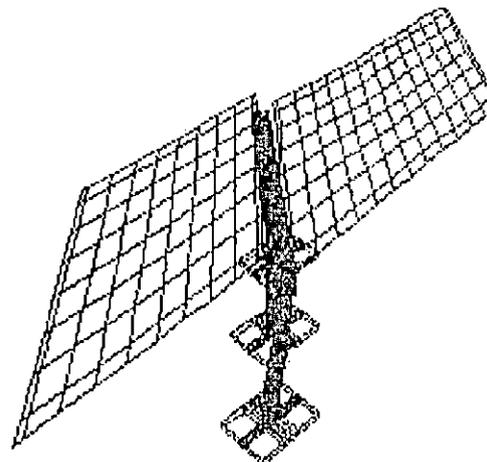


Figura 5.13: Deformadas Modales del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSB	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	210.54	225.74	113.21	111.99	111.74	127.13	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_l (Kg/cm ²)	212.24	227.52	109.91	112.90	109.20	128.15	
	v (Kg/cm ²)	3.49	3.92	3.83	1.81	1.48	1.25	
Viga (marco)	V_{2corta} (Ton)	24.90	37.95	17.20	15.19	16.22	16.49	78.62
	M_{3corta} (Ton.m)	157.19	79.25	35.31	39.16	30.58	37.97	358.70
	V_{2larga} (Ton)	36.51	38.44	38.25	17.62	16.24	14.84	112.88
	M_{3larga} (Ton.m)	176.53	218.27	161.83	94.82	97.44	76.33	816.46
Diafragma (marco)	V_{2corta} (Ton)	23.98	26.39	13.78	13.36	12.68	14.99	14.47
	M_{3corta} (Ton.m)	42.69	47.07	24.55	23.80	22.63	41.39	3.93
	V_{2larga} (Ton)	19.51	20.33	8.75	9.48	9.91	10.95	14.71
	M_{3larga} (Ton.m)	34.28	32.43	15.37	17.43	17.41	35.71	4.06
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	96.00	76.00	39.00	40.00	25.50	36.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_l (Kg/cm ²)	96.00	76.00	39.00	40.00	25.50	36.00	
	v (Kg/cm ²)	44.00	66.00	16.00	33.00	22.00	30.00	
Columnas (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	680.00	560.00	315.00	175.00	210.00	280.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_l (Kg/cm ²)	168.00	152.00	112.00	66.00	60.00	78.00	
	v (Kg/cm ²)	60.00	44.00	34.00	25.50	22.00	30.00	

Tabla 5.11: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente La Mascota BF.

Nota: Las designaciones "corta" y "larga" se refieren al claro de 20 y 30 mt respectivamente.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSB	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	225.73	250.50	114.16	115.17	126.60	119.49	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_t (Kg/cm ²)	225.12	250.38	110.48	115.65	124.64	116.11	
	v (Kg/cm ²)	2.89	2.11	0.10	0.94	0.11	0.92	
Viga (marco)	V_{corta} (Ton)	41.16	36.05	17.14	15.66	17.32	15.68	78.62
	M_{corta} (Ton.m)	59.20	74.30	39.13	36.10	38.26	36.75	358.70
	V_{larga} (Ton)	42.67	47.43	37.97	20.43	18.04	16.26	112.88
	M_{larga} (Ton.m)	160.36	214.80	167.93	105.82	104.70	68.74	816.46
Diafragma (marco)	V_{corta} (Ton)	25.37	29.74	14.15	13.95	14.76	14.72	14.47
	M_{corta} (Ton.m)	39.71	53.06	25.19	24.85	26.34	26.23	3.93
	V_{larga} (Ton)	19.68	22.75	8.98	9.53	10.87	10.39	14.71
	M_{larga} (Ton.m)	34.68	40.01	15.76	16.77	19.20	18.27	4.06
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	60.00	48.00	24.00	35.00	24.00	27.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_t (Kg/cm ²)	60.00	48.00	24.00	35.00	24.00	27.00	
	v (Kg/cm ²)	54.00	72.00	70.00	26.00	18.00	17.00	
Columnas (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	455.00	390.00	225.00	130.00	180.00	175.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	96.00	64.00	56.00	30.00	40.00	44.00	
	v (Kg/cm ²)	36.00	36.00	34.00	39.00	18.00	19.50	
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	96.00	60.00	56.00	30.00	40.00	44.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	96.00	60.00	56.00	30.00	40.00	44.00	
	v (Kg/cm ²)	36.00	36.00	34.00	13.00	18.00	17.00	

Tabla 5.12: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente La Mascota ISE.

Nota: Las designaciones "corta" y "larga" se refieren al claro de 20 y 30 mt respectivamente.

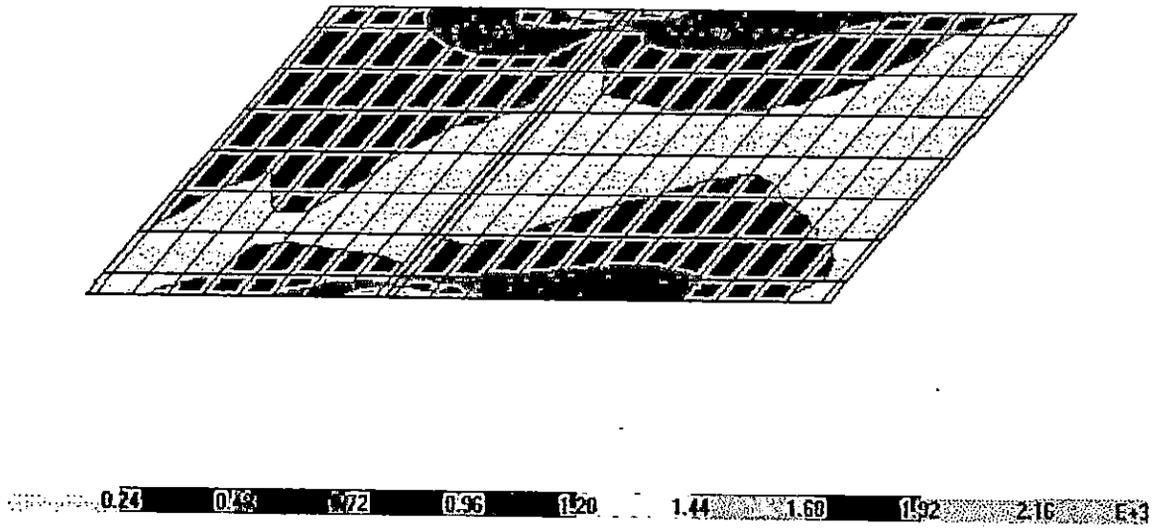


Figura 5.14: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente La Mascota.

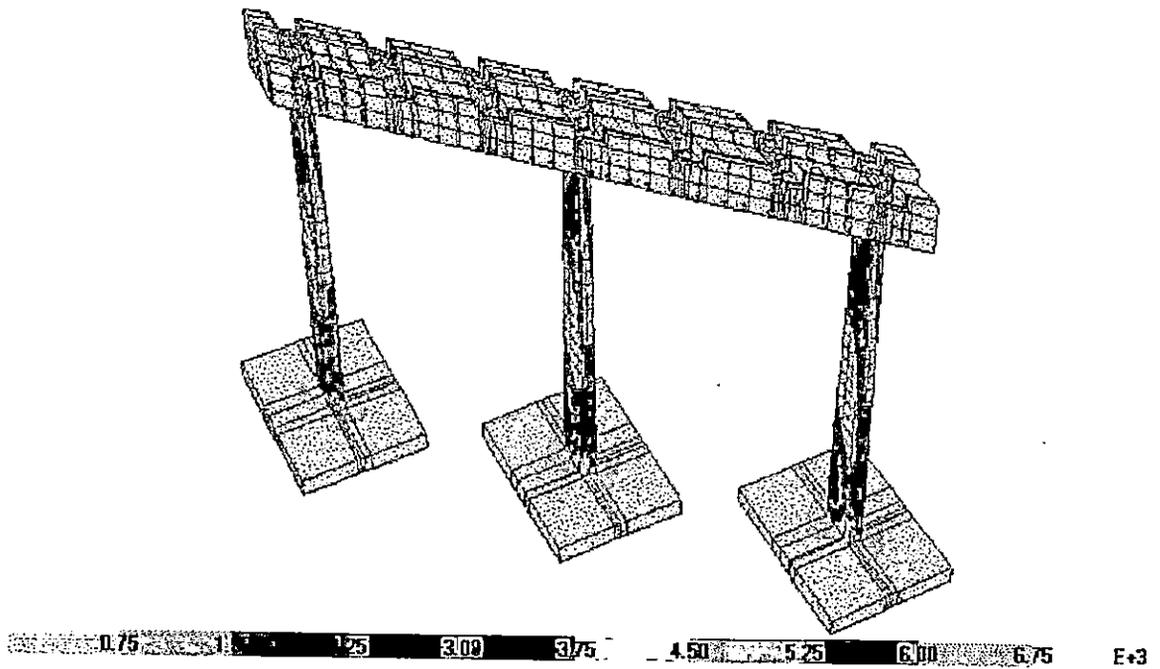


Figura 5.15: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente La Mascota.

- *Puente Juan Bertis*

Los resultados máximos obtenidos del análisis lineal considerando base fija y con interacción suelo-estructura son mostrados en las tablas 5.15 y 5.16 respectivamente.

- Losa:* Los máximos esfuerzos en la losa tienden a ubicarse en la región cercana al diafragma central del puente. Los esfuerzos que tienen mayor incidencia son los de tensión y de compresión, no así los esfuerzos cortantes. La respuesta es mayor para la condición BF en los esfuerzos de flexión, mientras que los esfuerzos cortantes son mayores en la otra condición. La distribución típica de esfuerzos por flexión se muestra en la Figura 5.19.
- Vigas y Diafragmas:* De igual manera que para el puente Troncal del Norte, la condición de continuidad impuesta por la unión del diafragma central a los extremos de las vigas que conforman los dos claros y que además está apoyado sobre el cabezal de la pila, causa que los cortantes transversales y los momentos flectores en las vigas sean mayores en dicha región. Por lo tanto las mayores acciones en los diafragmas corresponden al diafragma central, a veces incluso mayores que las correspondientes a vigas. Las acciones internas son levemente mayores en el caso de BF que en el correspondiente a ISE.
- Pila:* En el cabezal de la pila los máximos esfuerzos se concentran en una pequeña zona alrededor de los apoyos extremos. La distribución de las acciones internas en las columnas no presenta variación significativa de una a otra. Generalmente las acciones máximas en las columnas son menores en el caso de BF, no así los esfuerzos en el cabezal. La distribución típica de esfuerzos en los sólidos se muestra en la Figura 5.20.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren por lo general en las esquinas del tablero. Puede establecerse (aunque no de manera estricta) al igual que para el puente Troncal del Norte que el registro del CIG produce generalmente los mayores resultados, siguiendo en orden los registros IGN, HCR, HSH, ELC y SBB. En cuanto a las propiedades dinámicas del puente, los periodos de vibración aumentan (en centésimas de segundo) en la condición de interacción suelo estructura con respecto a la de base fija. Sin embargo la participación de la masa sísmica fue menor para este último caso (disminuyendo un 20% en las componentes horizontales y aumentando un 10% en la componente vertical). Los dos primeros modos de vibración en ambos casos generan la mayor contribución de masa sísmica en las componentes horizontales. Sólo para la condición de base fija se cumple el requisito del 90% de masa participante. Los efectos de la ISE generan una disminución en la respuesta estructural y un aumento en las distorsiones estructurales inducidas por la flexibilidad del suelo, aunque no es una regla estricta, puesto que para ciertos registros se observa lo contrario.

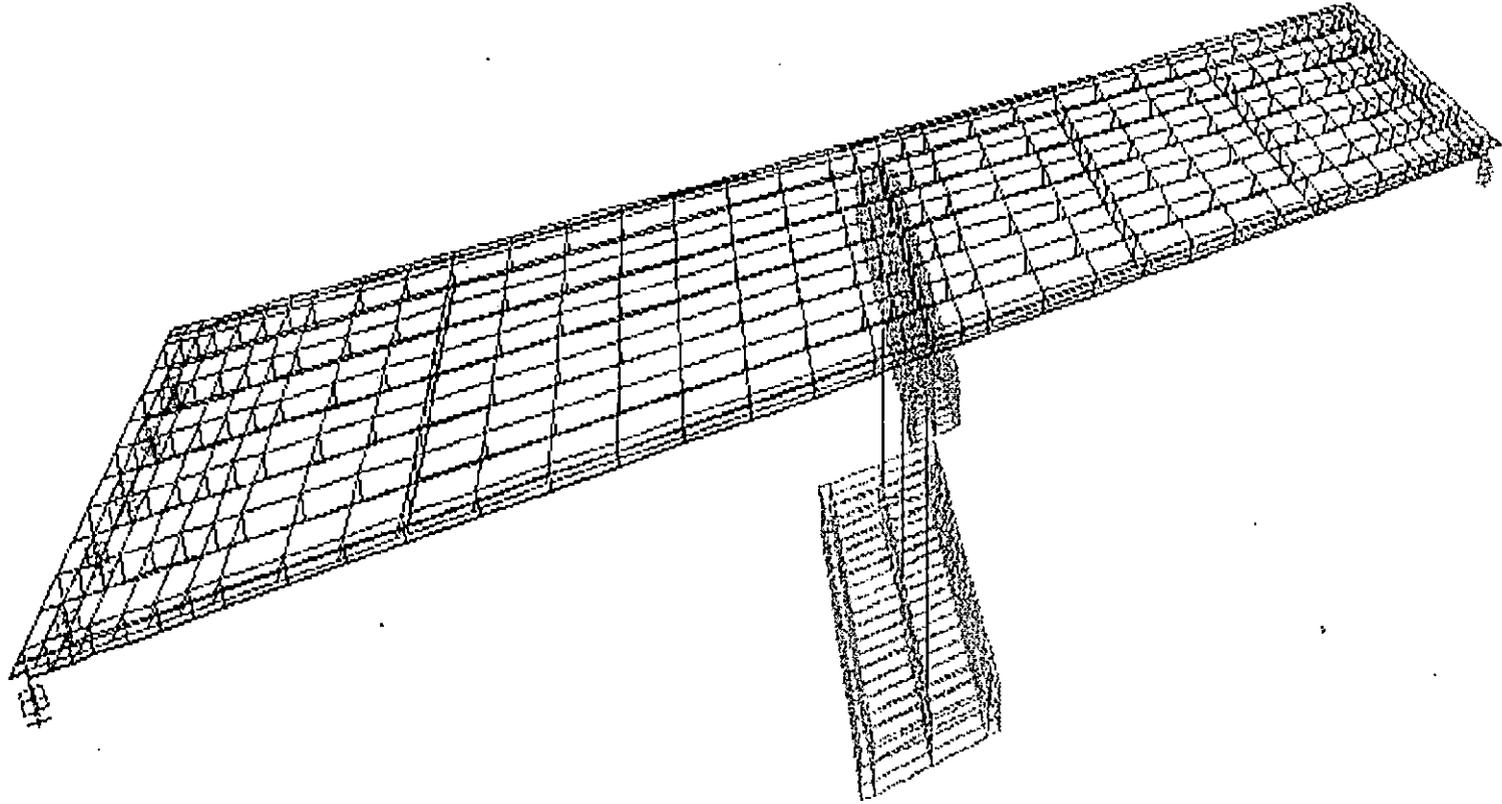


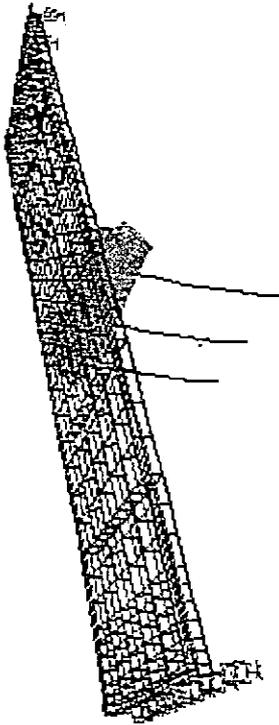
Figura 5.16: Modelo Estructural del Puente Juan Bertis.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.4812	50.4556	44.4936	0.0000	50.4556	44.4936	0.0000
2	0.4231	44.8273	45.8571	0.0000	95.2829	90.3507	0.0000
3	0.3253	0.0000	0.0000	0.0118	95.2829	90.3507	0.0118
4	0.2878	0.0100	0.0283	0.0000	95.2929	90.3790	0.0118
5	0.2159	0.0000	0.0000	0.6565	95.2929	90.3790	0.6683
6	0.1951	0.0000	0.0000	54.7066	95.2929	90.3790	55.3749
7	0.1679	0.0025	0.0266	0.0000	95.2954	90.4057	55.3749
8	0.1385	1.0198	6.7577	0.0000	96.3152	97.1634	55.3749
9	0.0886	0.0000	0.1420	0.0000	96.3153	97.3054	55.3749
10	0.0861	0.0003	0.0585	0.0000	96.3155	97.3639	55.3749
11	0.0840	0.0000	0.0000	0.0028	96.3155	97.3639	55.3777
12	0.0836	0.0138	0.0065	0.0000	96.3293	97.3704	55.3777
13	0.0766	0.0000	0.0000	0.0055	96.3293	97.3704	55.3832
14	0.0735	0.0000	0.0000	0.0625	96.3293	97.3704	55.4457
15	0.0691	0.0003	0.0066	0.0000	96.3296	97.3769	55.4457
16	0.0557	0.0001	0.0002	0.0000	96.3298	97.3771	55.4457
17	0.0537	0.0000	0.0000	1.2985	96.3298	97.3771	56.7442
18	0.0510	0.0309	0.0016	0.0001	96.3607	97.3787	56.7442
19	0.0496	0.0000	0.0000	2.8260	96.3607	97.3787	59.5702
20	0.0491	0.0000	0.0000	17.6406	96.3607	97.3787	77.2108

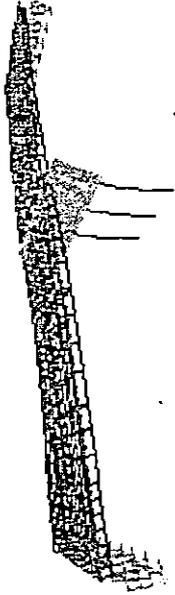
Tabla 5.13:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Juan Bertis con Base Fija.

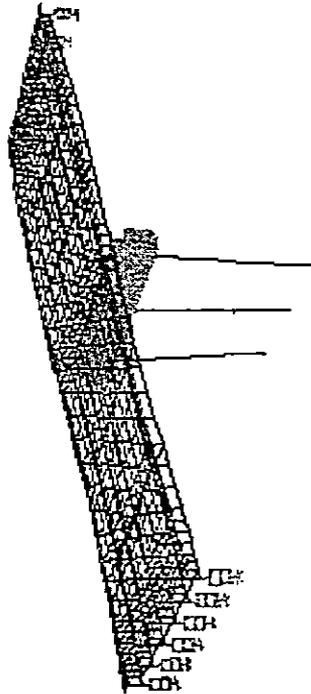
MODO 1 PERIODO 0.4856 seg



MODO 2 PERIODO 0.4363 seg



MODO 3 PERIODO 0.3274 seg



MODO 4 PERIODO 0.1577 seg

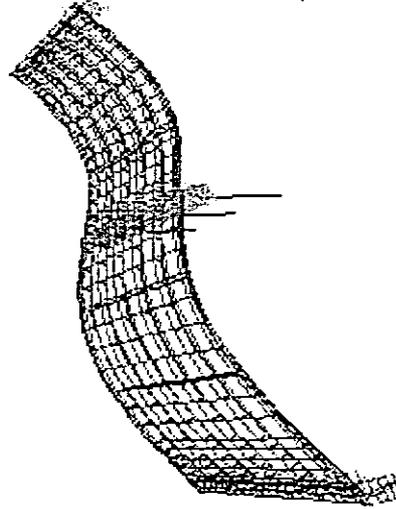


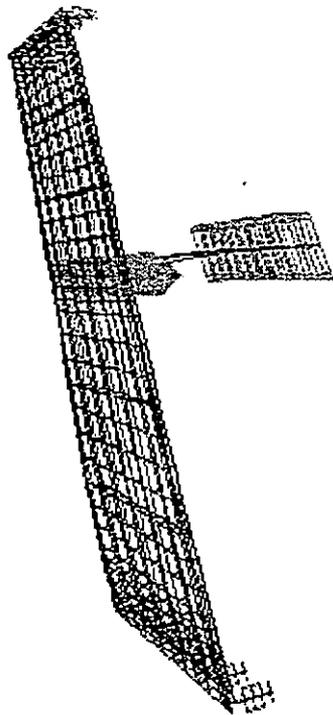
Figura 5.17: Deformadas Modales del Puente Juan Bertis con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5354	54.6154	20.1605	0.0000	54.6154	20.1605	0.0000
2	0.3791	20.2717	54.8254	0.0000	74.8871	74.9859	0.0000
3	0.3272	0.0006	0.0000	0.0100	74.8877	74.9860	0.0100
4	0.2775	0.0018	0.0152	0.0000	74.8895	75.0011	0.0100
5	0.2123	0.0015	0.0000	0.5895	74.8910	75.0012	0.5995
6	0.1929	0.0000	0.0000	44.1437	74.8911	75.0012	44.7433
7	0.1647	0.0015	0.0025	0.0016	74.8925	75.0037	44.7448
8	0.0947	0.0049	0.0351	0.0000	74.8974	75.0388	44.7449
9	0.0857	0.0005	0.0021	0.0000	74.8980	75.0409	44.7449
10	0.0826	0.0659	0.0299	0.0040	74.9639	75.0708	44.7489
11	0.0825	0.0560	0.0242	0.0056	75.0198	75.0950	44.7545
12	0.0747	0.0014	0.0006	0.2478	75.0213	75.0956	45.0022
13	0.0735	0.0015	0.0002	0.6541	75.0227	75.0959	45.6563
14	0.0708	1.0461	0.4015	0.0000	76.0688	75.4974	45.6564
15	0.0685	0.0000	0.0253	0.0008	76.0688	75.5226	45.6572
16	0.0542	0.0001	0.0004	0.0023	76.0689	75.5231	45.6595
17	0.0529	0.0002	0.0001	20.1898	76.0691	75.5231	65.8493
18	0.0503	0.0000	0.0000	18.8032	76.0691	75.5232	84.6525
19	0.0498	0.0182	0.0028	0.0040	76.0873	75.5260	84.6565
20	0.0482	0.0832	0.0944	0.0987	76.1705	75.6204	84.7552

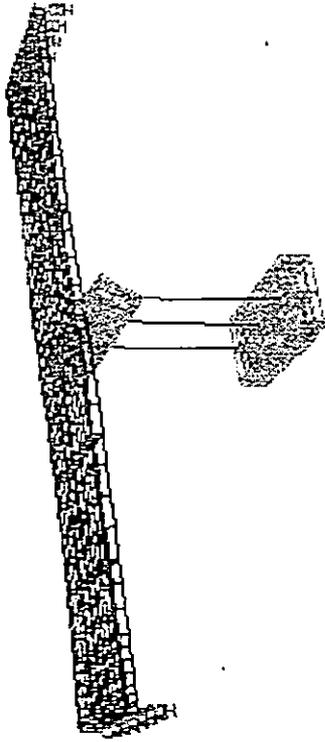
Tabla 5.14:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo-Estructura.

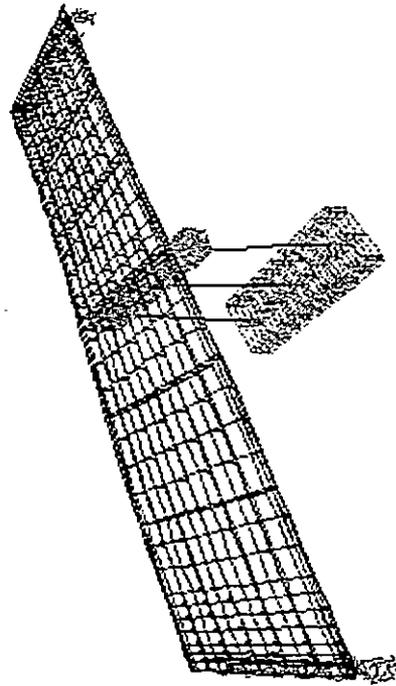
MODO 1 PERIODO 0.5354 seg



MODO 2 PERIODO 0.3791 seg



MODO 3 PERIODO 0.3272 seg



MODO 4 PERIODO 0.2775 seg

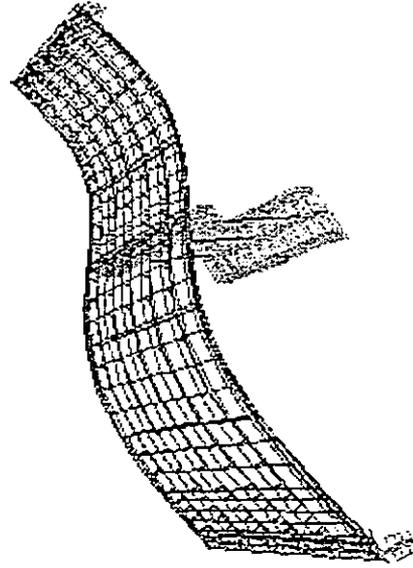


Figura 5.18: Deformadas Modales del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSB	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losas (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	62.50	54.00	87.50	47.50	21.00	85.00	$f'_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	77.50	90.00	105.00	60.00	49.60	75.00	
	v (Kg/cm ²)	2.00	1.50	2.00	1.00	0.70	2.00	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	50.29	44.20	8.34	33.46	29.08	36.82	n.d.
	M_3 (Ton.m)	187.66	160.68	164.44	66.99	99.85	128.74	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	37.17	32.07	31.22	14.07	3.06	17.78	n.d.
	M_3 (Ton.m)	90.00	99.47	111.29	50.55	9.03	97.64	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	40.00	34.00	50.00	27.50	17.90	34.00	$f'_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	22.50	42.50	40.00	28.00	18.50	45.00	
	v (Kg/cm ²)	77.00	52.00	30.00	17.80	12.30	22.50	
Columna (marco)	P(Ton)	72.69	79.69	106.56	201.28	234.58	201.18	n.d.
	V_2 (Ton)	104.18	68.52	118.35	44.56	29.06	63.33	n.d.
	V_3 (Ton)	75.41	91.86	92.82	23.10	36.25	30.74	n.d.
	M_2 (Ton.m)	580.01	710.23	716.79	177.57	133.92	236.76	n.d.
	M_3 (Ton.m)	402.65	260.53	458.82	164.98	227.51	256.74	n.d.

Tabla 5.15: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Juan Bertis BF.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	22.50	32.00	38.50	25.50	16.00	28.10	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	72.88	71.00	70.00	53.00	47.00	61.00	
	v (Kg/cm ²)	3.23	3.05	4.35	2.85	2.35	3.85	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	46.65	43.88	45.22	17.63	18.48	17.62	n.d.
	M_3 (Ton.m)	136.48	148.42	150.83	116.99	98.50	115.53	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	21.50	13.53	78.99	30.61	34.36	63.82	n.d.
	M_3 (Ton.m)	86.85	52.60	75.16	47.55	47.57	55.10	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	14.80	14.00	16.80	8.70	7.00	13.80	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	7.30	14.00	18.40	8.70	7.40	14.90	
	v (Kg/cm ²)	9.90	12.50	13.30	10.30	7.70	14.00	
Columna (marco)	P (Ton)	464.06	460.91	30.94	65.00	82.11	293.18	n.d.
	V_2 (Ton)	100.11	103.36	53.35	44.78	34.16	42.58	n.d.
	V_3 (Ton)	153.35	156.19	123.04	56.68	58.86	68.04	n.d.
	M_2 (Ton.m)	692.42	691.28	498.41	264.29	255.65	295.29	n.d.
	M_3 (Ton.m)	402.33	408.57	274.17	167.40	152.90	168.97	n.d.
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	40.30	40.30	27.80	19.00	19.50	19.80	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	37.30	37.80	30.30	19.80	19.80	19.80	
	v (Kg/cm ²)	15.60	15.70	12.60	8.50	8.10	8.50	

Tabla 5.16: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Juan Bertis ISE.

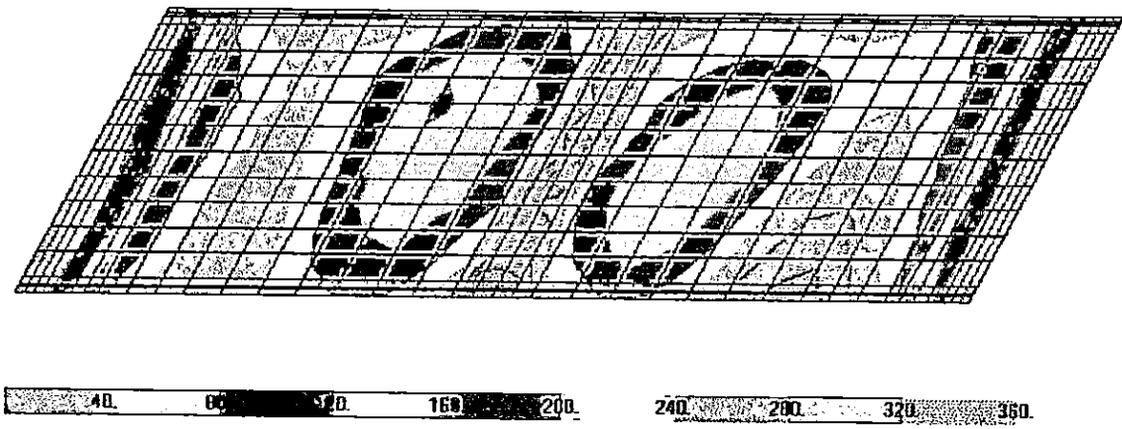


Figura 5.19: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Juan Bertis.

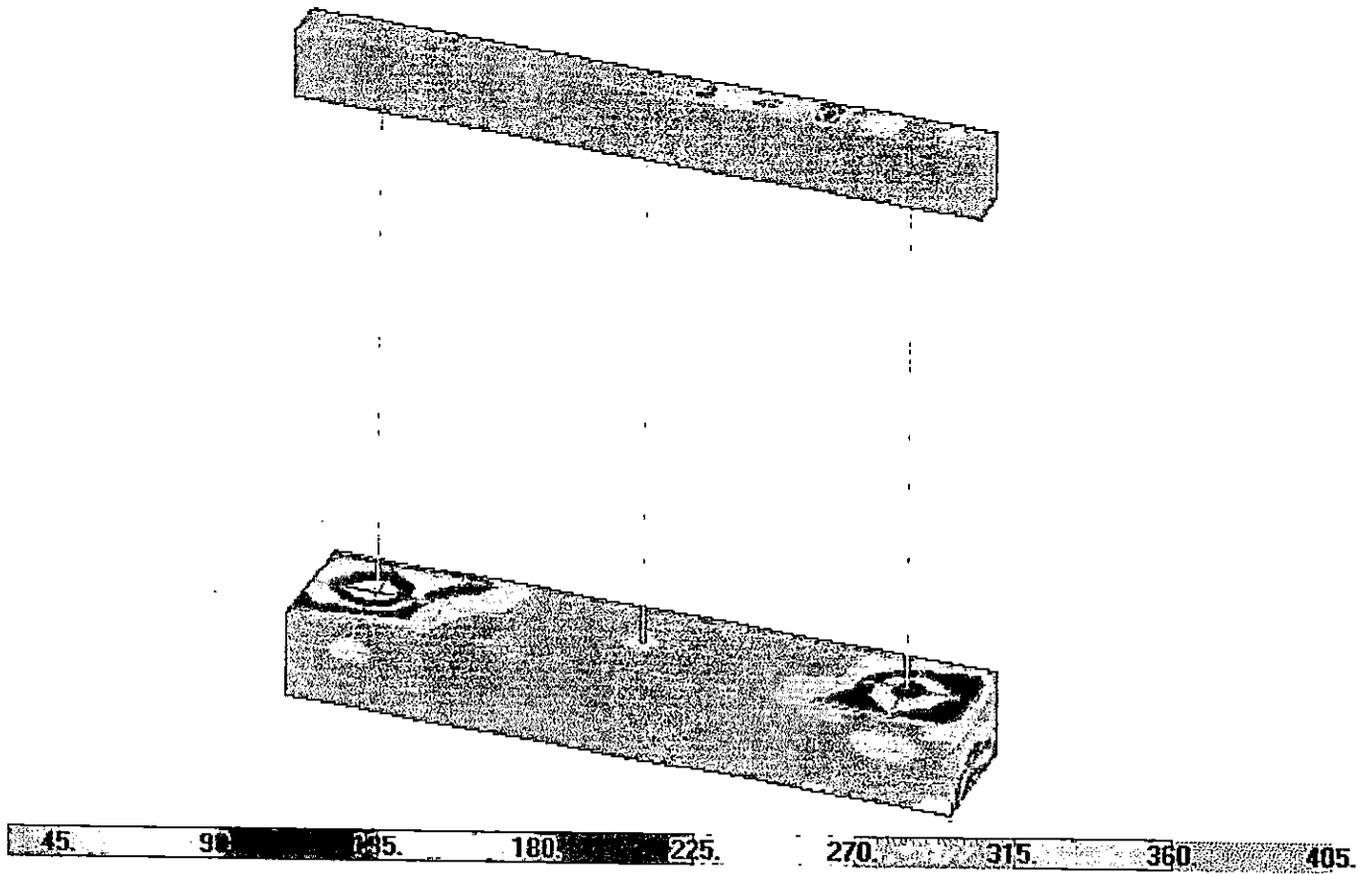


Figura 5.20: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Juan Bertis.

- *Puente Moropala*

Los resultados máximos obtenidos del análisis lineal para las dos condiciones (base fija e interacción suelo-estructura) son mostrados en las tablas 5.19 y 5.20 respectivamente. En todos los elementos la variación de la respuesta en las condiciones de BF e ISE no presenta variación significativa.

- Losa:* Para este puente los máximos esfuerzos en la losa se concentran en las regiones cercanas a las juntas de movimiento y en los voladizos. Siempre son mayores los esfuerzos de tensión y de compresión que los de cortante correspondientes. La respuesta es levemente mayor en el caso de BF. La distribución típica de esfuerzos por flexión se muestra en la Figura 5.24.
- Vigas y Diafragmas:* Como es un puente cuyos claros están simplemente apoyados, los momentos y cortantes inducidos por sismo en las vigas y en los diafragmas son bastante pequeños comparados con las acciones de diseño, lo que indica que para este tipo de estructuraciones rige el diseño por carga viva de tránsito.
- Pila:* Los esfuerzos en el cabezal de la pila son máximos en las zonas de los apoyos. En las columnas los máximos ocurren en la base. Sin embargo los esfuerzos son bastante pequeños, lo cual indica un sobredimensionamiento en las pilas, que fueron diseñadas preliminarmente bajo consideraciones de carga lateral equivalente. La distribución típica de esfuerzos se muestra en la Figura 5.25.
- Características dinámicas:* En cuanto a las propiedades dinámicas de este puente los periodos de vibración no varían significativamente de una condición a otra (sólo en centésimas de segundo). Para ninguna de las condiciones se alcanza el 90% de masa actuante. Para la condición de base fija las participaciones de masa en las direcciones longitudinal, transversal y vertical son aproximadamente de 70, 48 y 33% respectivamente, mientras que para la condición de interacción son de 29, 20 y 12% en las mismas componentes. Los resultados en ambas condiciones no varían significativamente porque la respuesta es bastante pequeña.

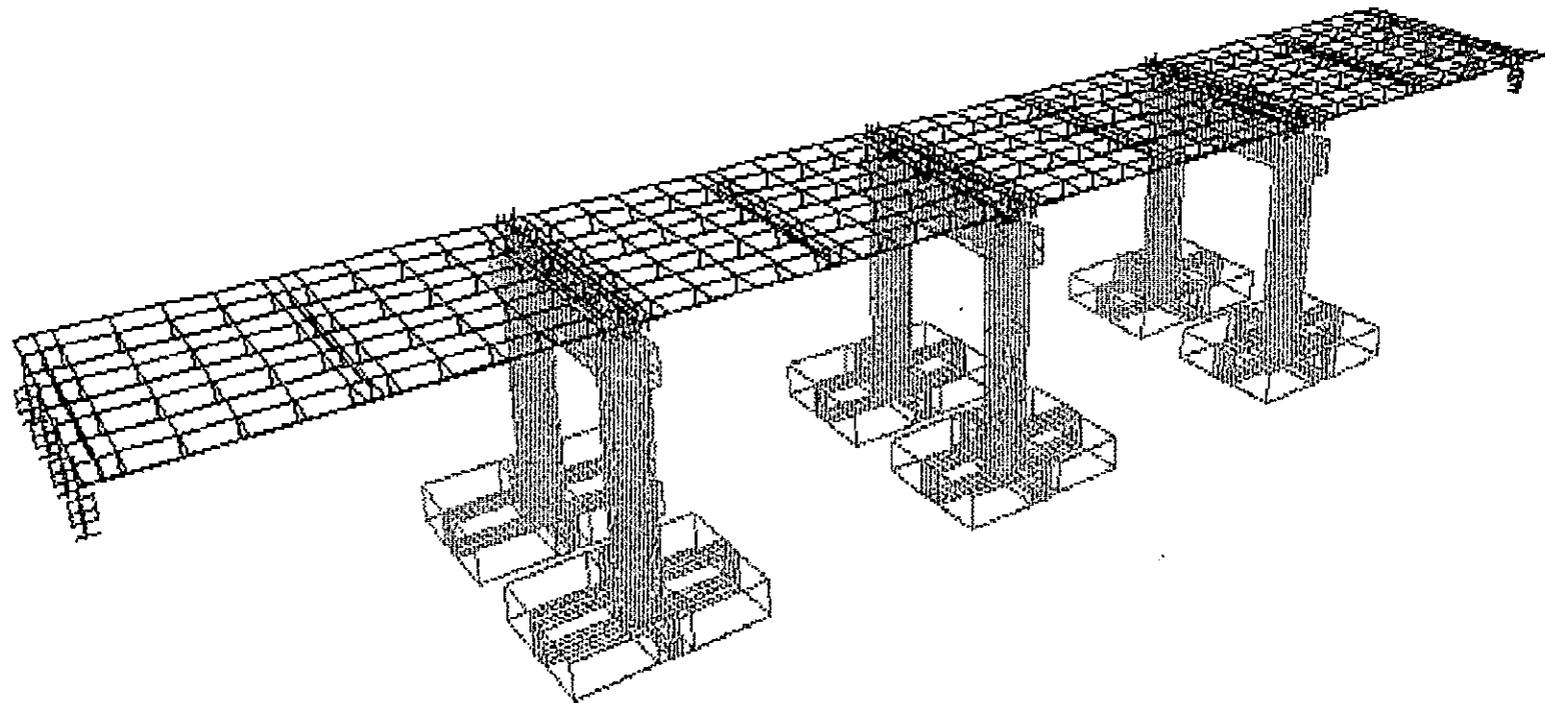


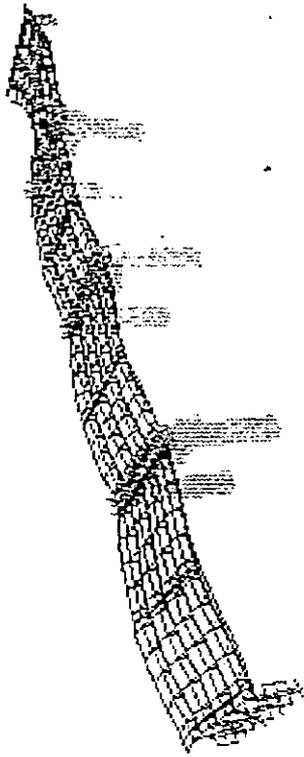
Figura 5.21: Modelo Estructural del Puente Moropala.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.2549	0.0000	45.1475	0.0000	0.0000	45.1475	0.0000
2	0.2526	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	45.1475	0.0000
3	0.2488	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	45.1476	0.0000
4	0.2488	0.0000	2.7700	0.0000	0.0000	47.9175	0.0000
5	0.1866	19.0827	0.0000	0.0000	19.0827	47.9175	0.0000
6	0.1839	0.0000	0.0000	3.3319	19.0827	47.9175	3.3319
7	0.1806	4.8143	0.0000	0.0000	23.8969	47.9175	3.3319
8	0.1759	0.0000	0.0000	0.0745	23.8969	47.9175	33.4064
9	0.1756	45.1978	0.0000	0.0000	69.0948	47.9175	33.4064
10	0.1673	0.0000	0.0001	0.0000	69.0948	47.9176	33.4064
11	0.1673	0.0000	0.0854	0.0000	69.0948	48.0030	33.4064
12	0.1629	0.0000	0.0000	0.0000	69.0948	48.0030	33.4064
13	0.1548	0.0000	0.2825	0.0000	69.0948	48.2855	33.4064
14	0.1310	0.0000	0.0000	0.0047	69.0948	48.2855	33.4111
15	0.1310	0.0000	0.0000	0.0457	69.0948	48.2855	33.4568
16	0.1310	0.0000	0.0000	0.0124	69.0948	48.2855	33.4691
17	0.1309	0.0000	0.0000	0.0002	69.0948	48.2856	33.4694
18	0.1309	0.0000	0.0000	0.0059	69.0948	48.2856	33.4753
19	0.1309	0.0000	0.0000	0.0005	69.0948	48.2856	33.4757
20	0.1309	0.0000	0.0000	0.0000	69.0948	48.2856	33.4757

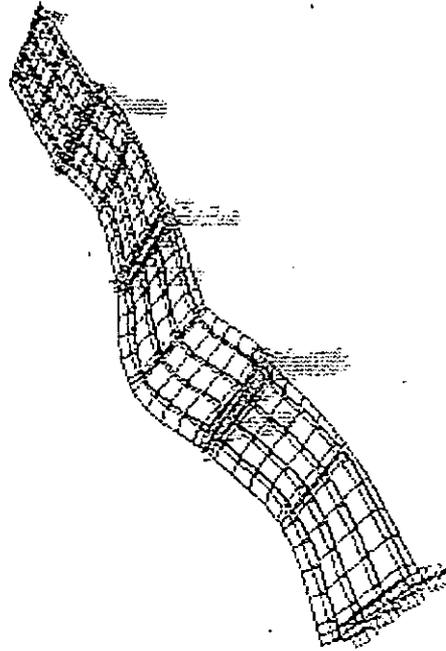
Tabla 5.17:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Moropala con Base Fija.

MODO 2 PERIODO 0.2526 seg



MODO 4 PERIODO 0.2488 seg



MODO 1 PERIODO 0.2549 seg



MODO 3 PERIODO 0.2488 seg

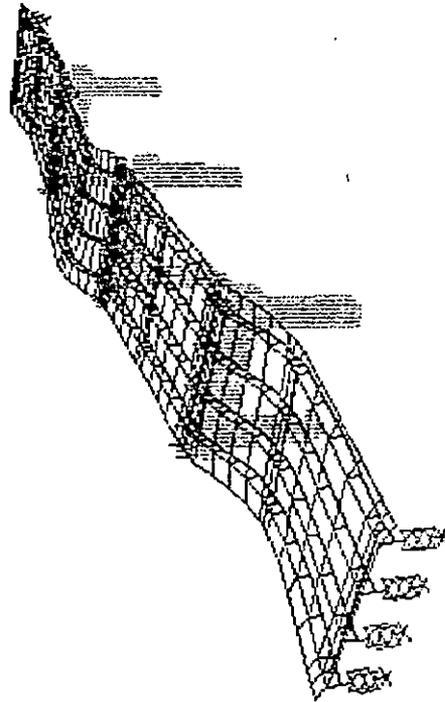


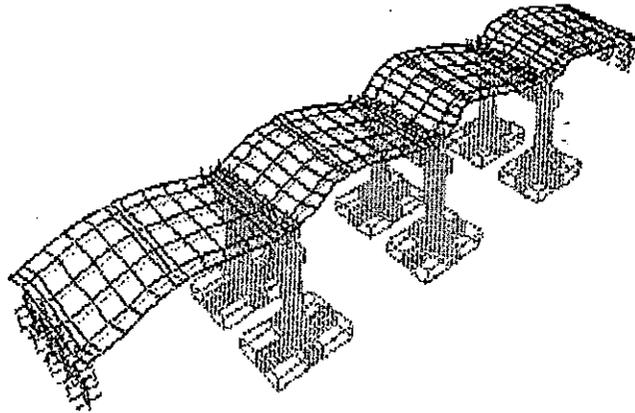
Figura 5.22: Deformadas Modales del Puente Moropala con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.2626	0.0000	19.2405	0.0000	0.0000	19.2405	0.0000
2	0.2557	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	19.2405	0.0000
3	0.2464	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	19.2407	0.0000
4	0.2464	0.0000	1.3217	0.0000	0.0000	20.5624	0.0000
5	0.2008	27.4285	0.0000	0.0000	27.4285	20.5624	0.0000
6	0.1840	0.0000	0.0000	1.2022	27.4286	20.5624	1.2022
7	0.1830	1.3749	0.0000	0.0000	28.8035	20.5624	1.2022
8	0.1795	0.9694	0.0000	0.0000	29.7728	20.5624	1.2023
9	0.1760	0.0000	0.0000	10.9713	29.7728	20.5624	12.1735
10	0.1677	0.0004	0.0001	0.0001	29.7732	20.5625	12.1736
11	0.1677	0.0001	0.0320	0.0000	29.7733	20.5945	12.1736
12	0.1631	0.0000	0.0000	0.0000	29.7733	20.5945	12.1736
13	0.1547	0.0001	0.0983	0.0000	29.7734	20.6927	12.1736
14	0.1492	0.0000	0.0000	0.0012	29.7734	20.6927	12.1749
15	0.1492	0.0000	0.0000	0.0135	29.7734	20.6928	12.1884
16	0.1492	0.0000	0.0000	0.0031	29.7734	20.6928	12.1915
17	0.1492	0.0000	0.0000	0.0040	29.7734	20.6928	12.1955
18	0.1492	0.0000	0.0000	0.0026	29.7734	20.6928	12.1982
19	0.1492	0.0000	0.0006	0.0001	29.7735	20.6935	12.1983
20	0.1492	0.0000	0.0000	0.0000	29.7735	20.6935	12.1983

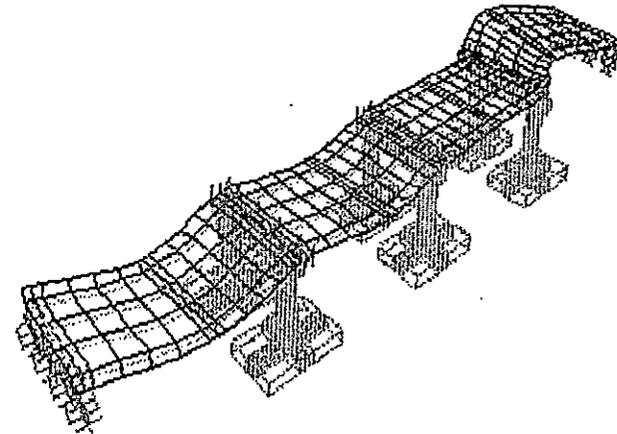
Tabla 5.18:

Participación Modal de Masa para el Análisis Lineal del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura.

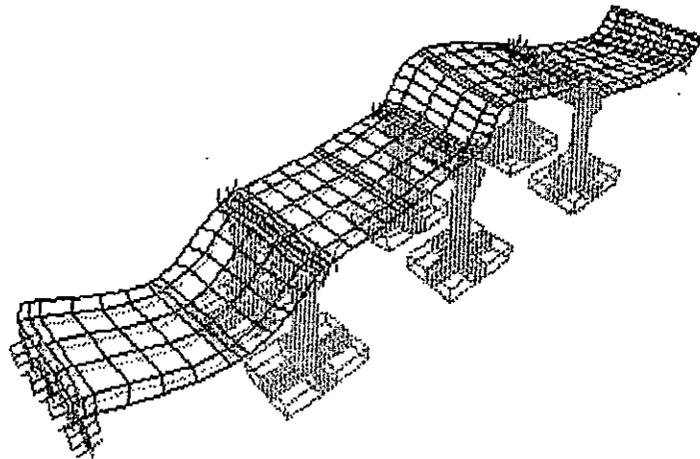
MODO 1 PERIODO 0.2626 seg



MODO 2 PERIODO 0.2557 seg



MODO 3 PERIODO 0.2464 seg



MODO 4 PERIODO 0.2464 seg

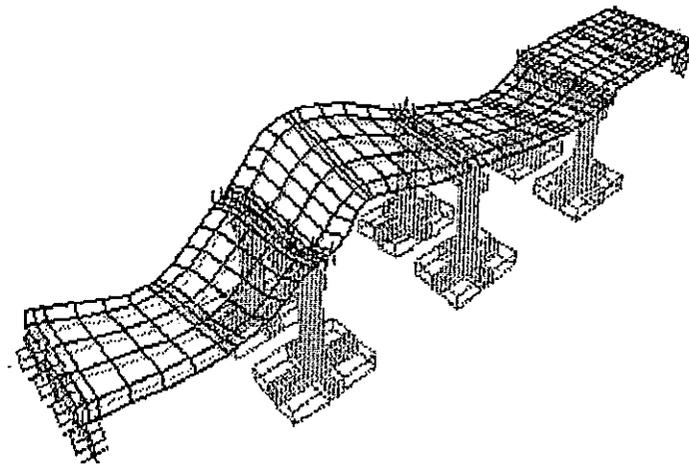


Figura 5.23: Deformadas Modales del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (kg/cm ²)	1.42	1.15	1.23	1.04	0.90	0.90	$f_c = 112$ $f_y = 1750$ $v = 4.22$
	σ_t (kg/cm ²)	1.42	1.17	1.24	1.05	0.90	0.73	
	v (kg/cm ²)	0.02	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	11.70	10.04	8.92	7.92	7.63	8.60	75.80
	M_3 (Ton.m)	45.91	36.49	32.60	27.72	25.52	29.98	258.88
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	1.48	2.33	2.92	2.40	1.52	1.90	5.45
	M_3 (Ton.m)	3.77	1.63	1.83	0.69	0.92	1.65	4.00
Cabezal (sólido)	σ_c (kg/cm ²)	49.30	23.00	26.30	26.50	17.20	21.80	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (kg/cm ²)	53.50	26.50	27.00	27.20	19.90	22.70	
	v (kg/cm ²)	59.50	22.50	23.70	27.20	15.70	26.50	
Columnas (sólido)	σ_c (kg/cm ²)	81.60	40.60	44.10	41.30	29.60	44.60	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	v (kg/cm ²)	11.80	5.30	5.30	5.80	3.40	5.80	

Tabla 5.19: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Moropala BF.

Elemento	Acción interna	CIG	IGN	HCR	HSH	SBB	ELC	Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	0.95	0.61	0.70	0.55	0.22	0.34	$f_c = 112$ $f_y = 1750$ $v = 4.22$
	σ_t (Kg/cm ²)	0.92	0.58	0.63	0.54	0.20	0.34	
	v (Kg/cm ²)	0.02	0.013	0.005	0.007	0.002	0.007	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	6.68	8.65	3.18	4.19	1.19	2.55	75.80
	M_3 (Ton.m)	22.47	25.80	14.23	11.62	4.99	11.84	258.88
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	2.98	4.15	2.6	1.80	0.67	1.48	5.45
	M_3 (Ton.m)	3.81	3.07	3.09	2.63	0.95	1.50	4.00
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	70.00	33.00	27.50	25.00	16.80	31.50	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	15.00	11.00	24.50	31.50	5.60	9.00	
	v (Kg/cm ²)	80.00	24.00	31.50	32.00	16.80	4.50	
Columnas (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	142.00	32.00	28.00	35.00	25.00	44.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	142.00	32.00	28.00	35.00	25.00	44.00	
	v (Kg/cm ²)	14.00	11.00	4.50	5.5	5.60	9.00	
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	10.00	8.00	5.50	7.00	4.40	9.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	75.00	4.00	5.50	7.00	2.20	4.50	
	v (Kg/cm ²)	14.00	4.50	4.50	5.50	2.80	9.00	

Tabla 5.20: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales Puente Moropala ISE.

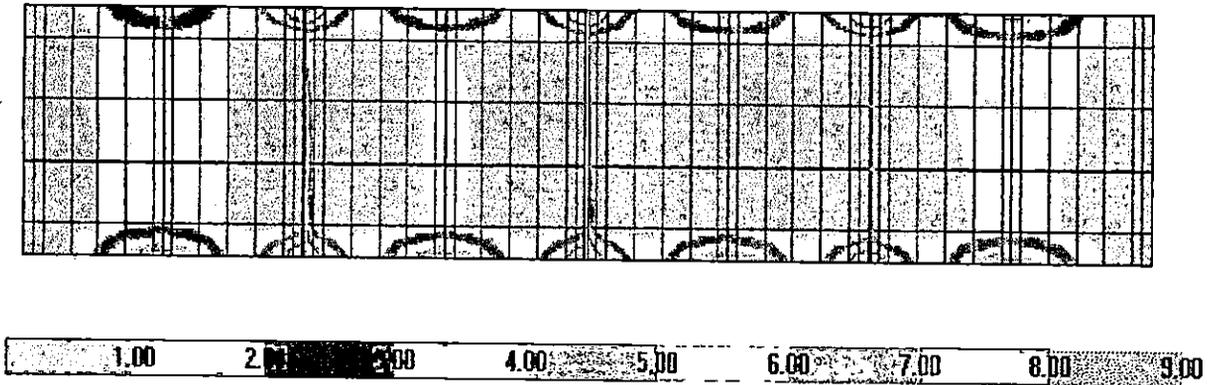


Figura 5.24: Distribución Típica de Esfuerzos en la Losa del Puente Moropala.

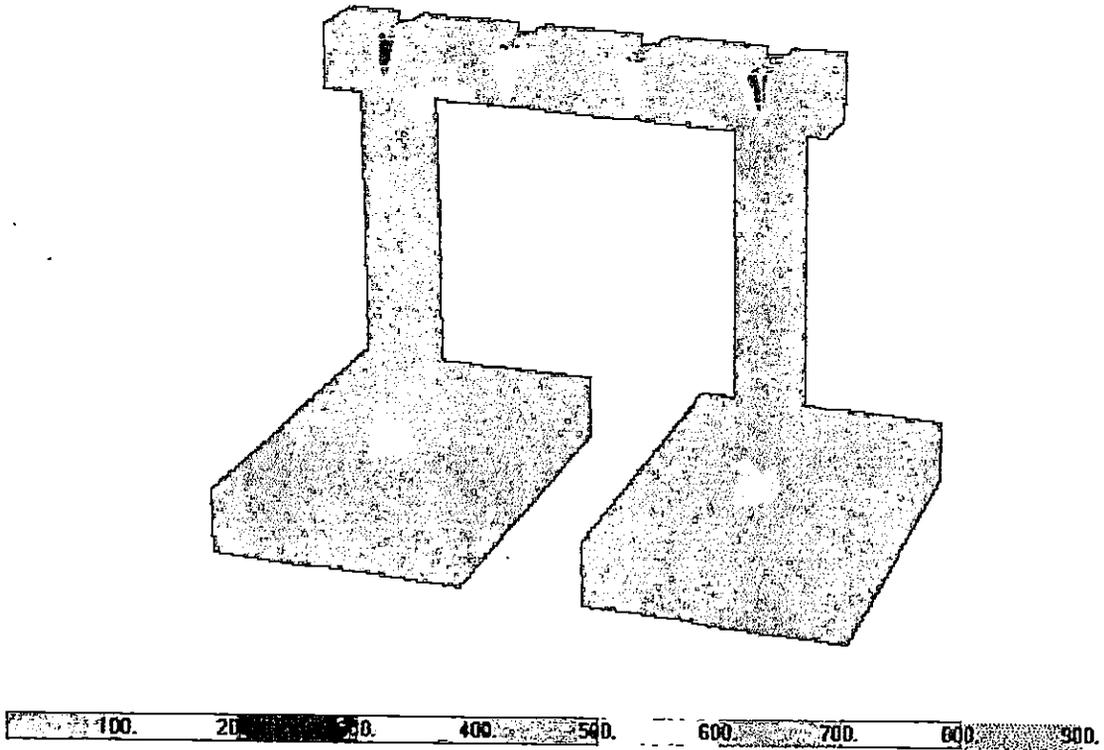
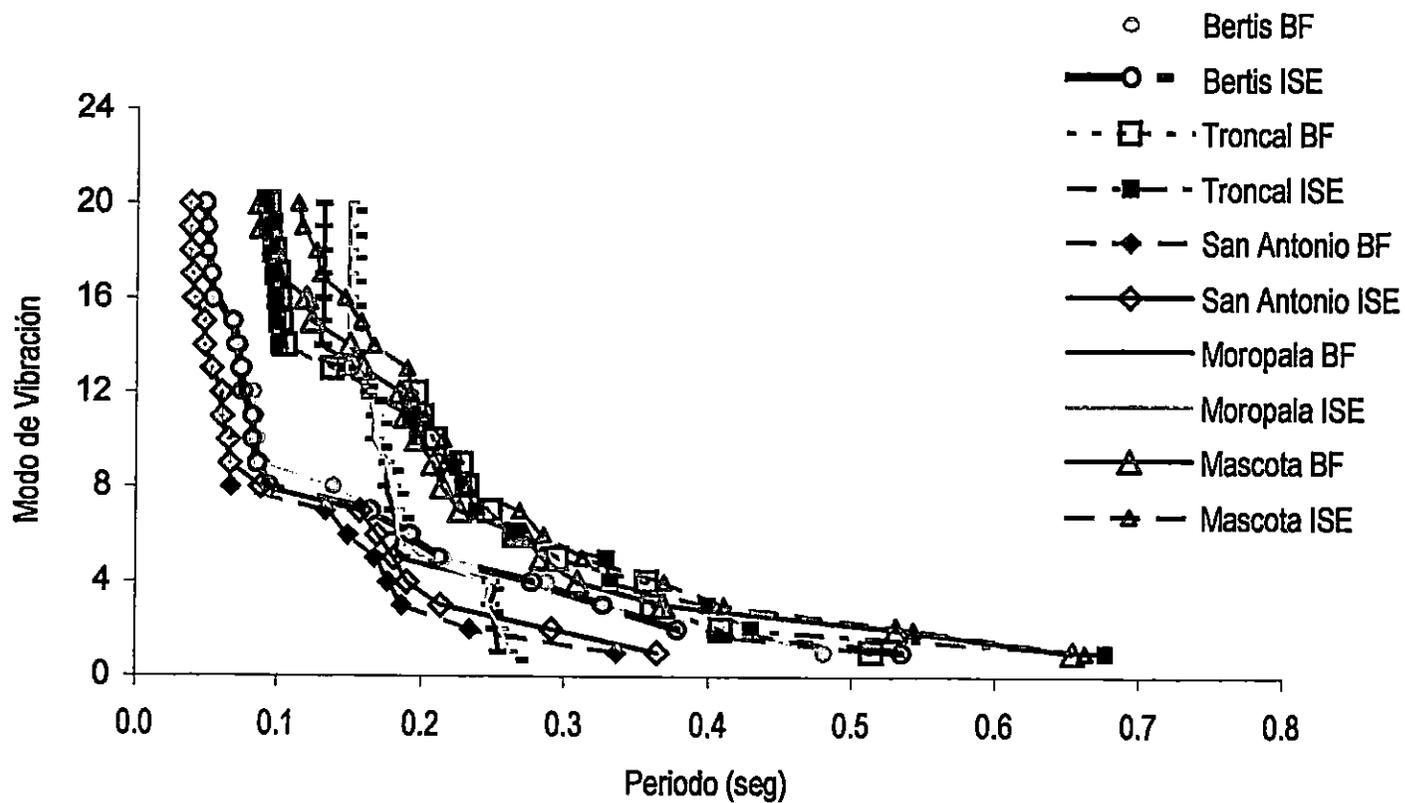


Figura 5.25: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente Moropala.

Figura 5.26: Comparación de los Periodos de Vibración de los Puentes



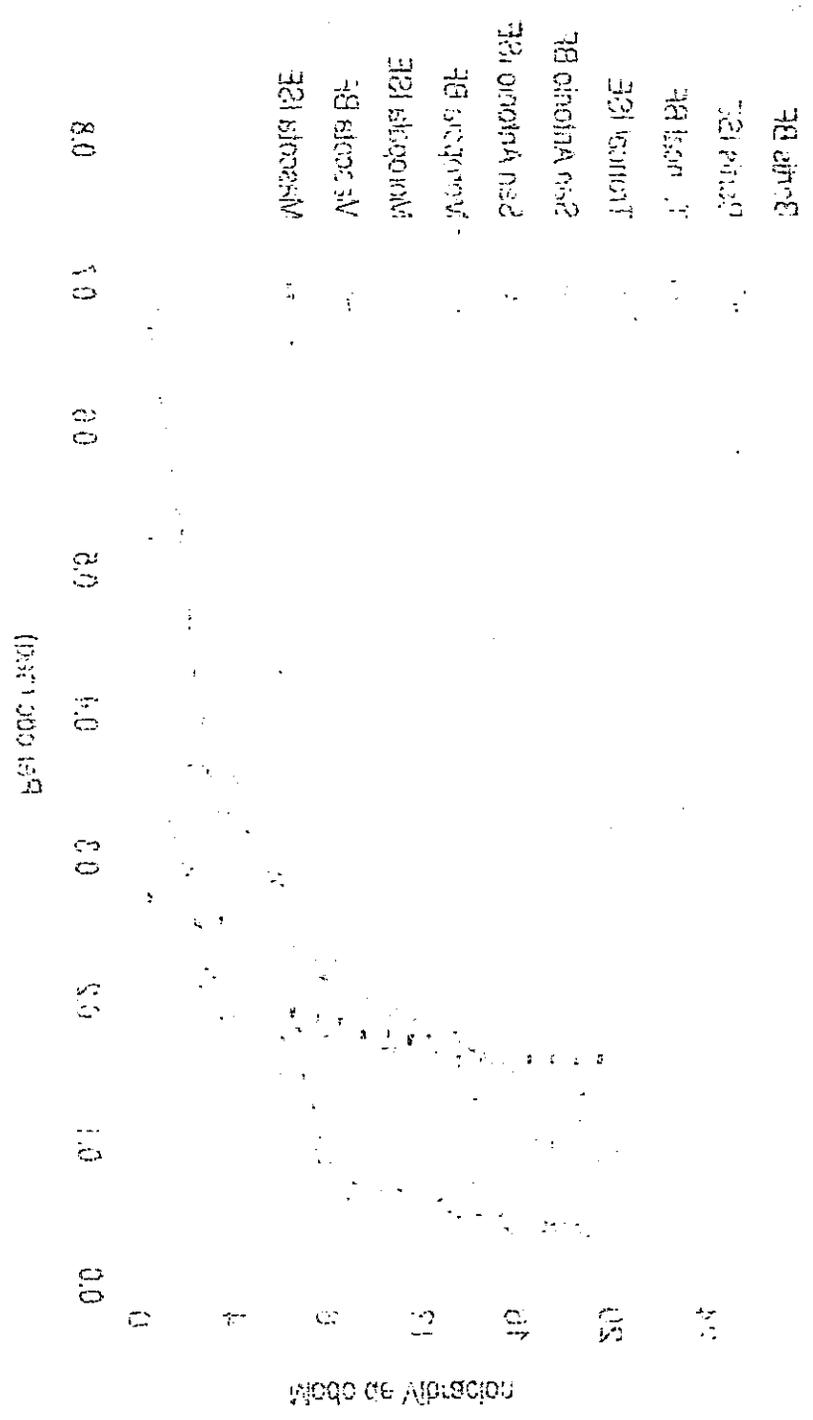


Figura 10. Comparación de los porcentajes de obra por día.

5.1.2 *Máximos Desplazamientos Relativos al Suelo Encontrados.*

A continuación se tabulan los máximos desplazamientos (en centímetros) encontrados para las componentes horizontales en la losa y en la pila de cada puente. Los desplazamientos en la dirección vertical son despreciables y por tal motivo no se muestran. Puede observarse que los máximos corresponden al caso de ISE. Los desplazamientos en el Puente Troncal del Norte son mayores en el sentido longitudinal. Para el Puente Juan Bertis ocurre lo contrario. En la losa del Puente San Antonio los desplazamientos son mayores en la dirección transversal. Para los puentes La Mascota y Moropala, los máximos ocurren en la dirección transversal y son notablemente mayores que los del sentido longitudinal.

Los máximos desplazamientos en las condiciones de interacción suelo estructura y de base fija para cada puente ocurren en:

- Puente Troncal del Norte: En la losa ocurren en una esquina de la misma en la junta longitudinal que separa la sección este de la oeste. En la pila el máximo desplazamiento se observa en el extremo superior del cabezal (sección oeste).
- Puente San Antonio: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en el extremo de la junta de expansión central. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo del cabezal.
- Puente La Mascota: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en una de sus esquinas. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal.
- Puente Juan Bertis: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en una de sus esquinas. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal.
- Puente Moropala: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en uno de sus tableros, específicamente en la parte central del primero. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal y corresponde a la pila central.

Ubicación		CIG		IGN		HCR		HSH		SBB		ELC	
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE
PUENTE TRONCAL DEL NORTE													
Losa	X	9.09	16.42	6.31	15.63	7.66	5.68	2.99	5.06	2.65	6.52	2.85	4.46
	Y	9.26	13.53	4.51	13.40	5.60	5.83	2.79	4.30	2.33	5.03	2.41	3.68
Pila	X	6.25	13.52	4.36	13.11	5.29	4.75	2.08	4.19	1.81	5.36	1.97	3.75
	Y	6.33	12.70	3.26	12.11	3.93	5.21	1.85	3.92	1.47	4.63	1.69	3.28
PUENTE SAN ANTONIO													
Losa	X	0.45	2.22	0.40	1.02	0.32	1.54	0.32	1.05	0.17	0.95	0.20	0.71
	Y	1.56	2.75	0.85	1.17	0.55	0.87	0.70	0.91	0.24	0.47	0.72	1.06
Pila	X	0.23	1.73	0.21	0.83	0.19	1.17	0.17	0.81	0.10	0.76	0.11	0.56
	Y	0.09	0.66	0.05	0.31	0.03	0.22	0.04	0.21	0.02	0.12	0.04	0.23
PUENTE LA MASCOTA													
Losa	X	11.1	12.9	5.67	6.20	7.76	8.29	1.84	2.15	3.52	4.30	4.12	4.65
	Y	15.2	16.5	17.0	19.4	8.12	8.31	8.53	8.85	8.36	9.07	9.41	9.77
Pila	X	10.8	13.4	6.14	6.50	8.32	8.99	2.13	2.48	3.66	4.95	4.52	5.11
	Y	14.3	15.7	15.7	18.6	8.08	8.37	7.85	8.27	8.05	9.42	8.87	8.72
PUENTE JUAN BERTIS													
Losa	X	5.31	5.09	4.61	5.67	6.11	6.60	2.73	4.51	2.24	2.72	4.93	7.08
	Y	5.76	5.10	9.09	5.55	8.53	7.72	2.25	3.54	2.12	2.09	4.21	3.90
Pila	X	1.72	4.60	1.12	5.27	1.96	5.67	0.71	4.05	1.80	2.39	1.08	6.29
	Y	4.76	4.62	5.81	5.22	5.87	6.23	1.44	2.34	1.08	1.92	1.93	3.59
PUENTE MOROPALA													
Losa	X	1.70	2.50	0.57	0.80	0.54	0.79	0.62	0.85	0.33	0.54	0.63	0.96
	Y	2.45	3.64	1.73	2.34	1.97	2.78	1.52	2.20	0.73	0.86	0.94	1.31
Pila	X	0.53	1.23	0.16	0.34	0.17	0.38	0.22	0.39	0.85	0.21	0.21	0.45
	Y	0.18	0.40	0.12	0.30	0.14	0.34	0.11	0.26	0.52	0.11	0.07	0.16

Tabla 5.21: Máximos Desplazamientos en el Tablero y Cabezal de la Pila para Todos los Puentes.

5.1.3 Efecto de la Interacción Suelo-Estructura en la Respuesta Sísmica de los Puentes.

A continuación se grafican los cortantes máximos ($V_{b,max}$, en Ton) transversales en la base de los puentes (en el eje de las ordenadas) contra el máximo desplazamiento ($u_{y,max}$, en cm) encontrado en la misma dirección (eje de las abscisas) para tener una idea del efecto de la interacción suelo estructura en la respuesta sísmica de los mismos. Para cada puente se analizan todos los registros sísmicos empleados.

Puede observarse que el cortante basal es mayor para el caso de base fija mientras que para la condición de interacción suelo estructura éste es menor. Esto indica que los resultados más conservadores se obtienen al considerar base fija, es decir una fundación ideal. Además a mayor cortante corresponde mayor desplazamiento. Los desplazamientos obtenidos en la parte superior de los puentes son en general mayores para el caso de interacción suelo estructura, por lo que en su diseño debería de considerarse un control en los desplazamientos inducidos en las juntas de expansión.

En los puentes La Mascota, San Antonio y Moropala puede observarse que los resultados para cada registro aumentan casi de la misma forma en las condiciones de base fija e interacción suelo estructura.

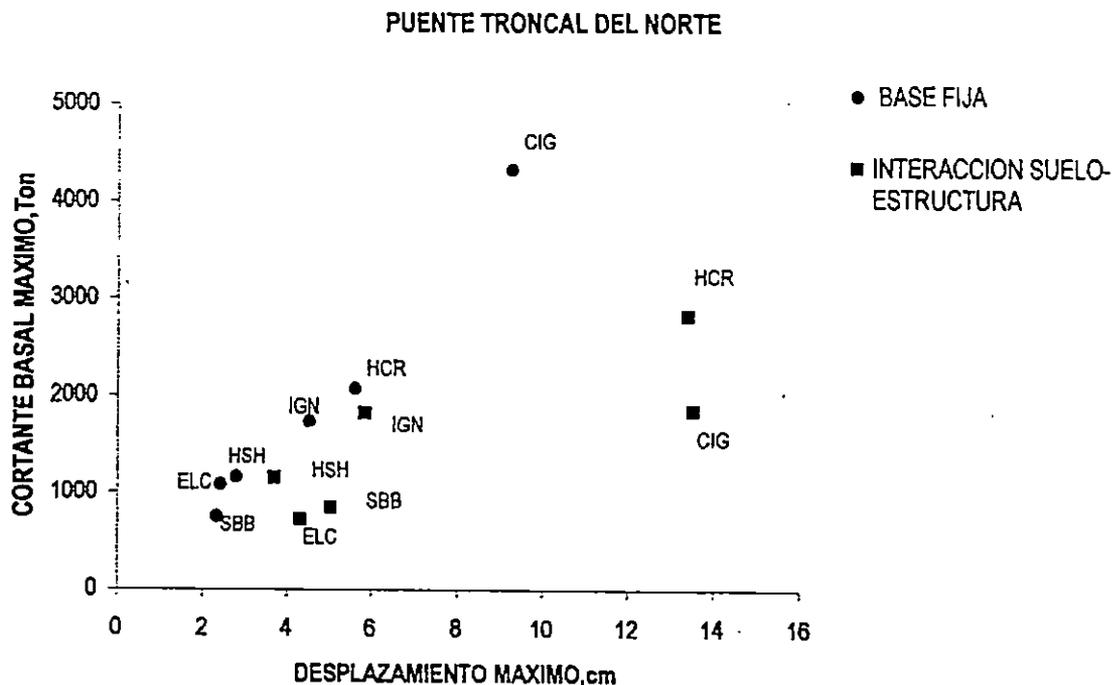


Figura 5.27: Cortantes Basales del Puente Troncal del Norte

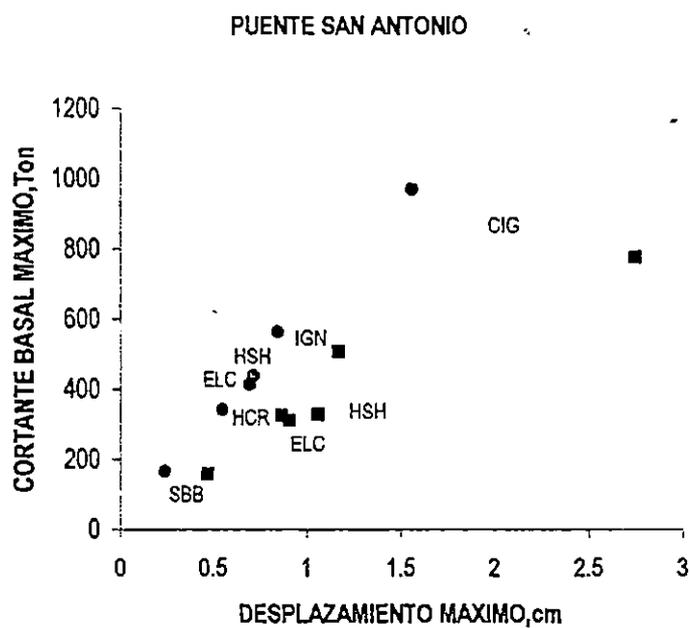


Figura 5.28: Cortantes Basales del Puente San Antonio

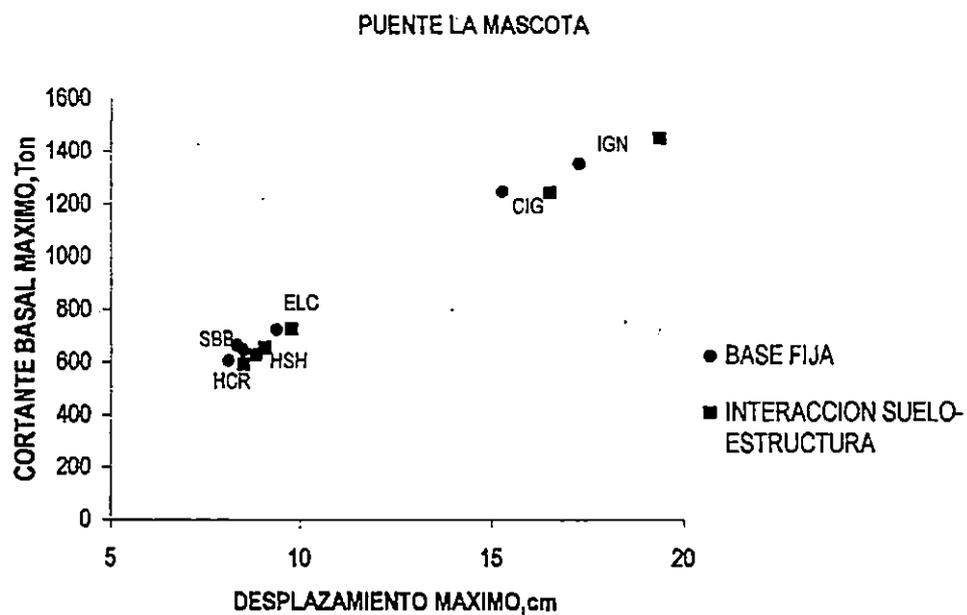


Figura 5.29: Cortantes Basales del Puente La Mascota

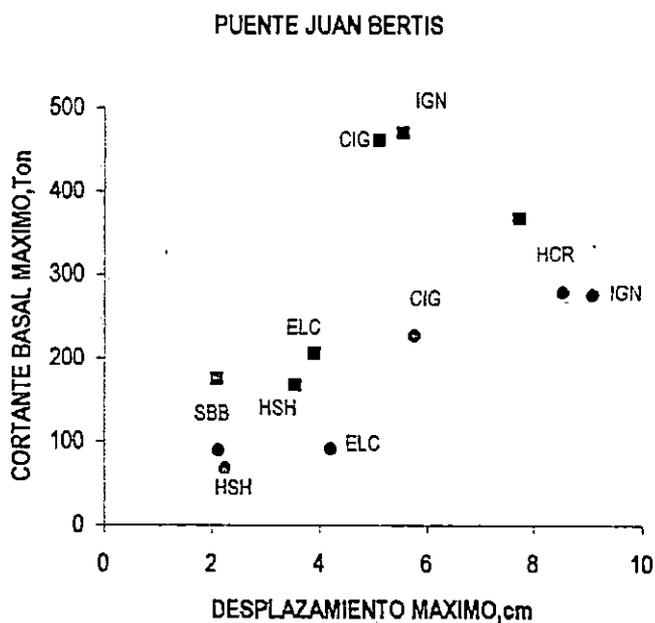


Figura 5.30: Cortantes Basales del Puente Juan Bertis

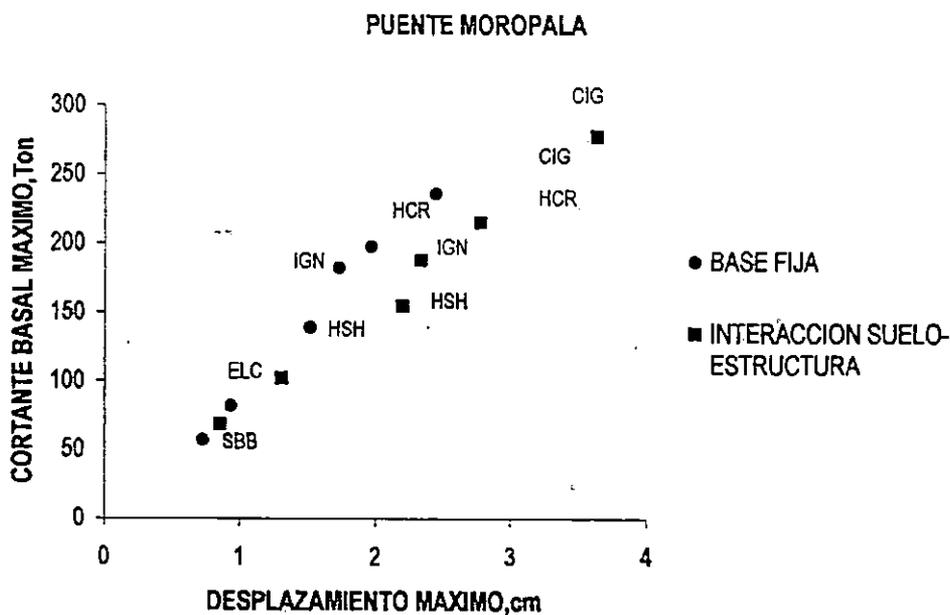


Figura 5.31: Cortantes Basales del Puente Moropala

En la siguiente tabla se comparan las participaciones modales de masa en cada dirección para todos los puentes luego de 20 modos de vibración con BF e ISE. Tal como puede observarse para el caso ISE se logra menor participación de masa que para el caso BF.

PUENTE	Ux		Uy		Uz	
	BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE
Troncal del Norte	98.47	90.86	98.49	90.99	60.15	59.19
San Antonio	95.95	88.28	87.62	85.58	67.79	59.31
La Mascota	97.81	86.36	98.62	87.13	69.71	70.91
Juan Bertis	96.36	76.17	97.38	75.62	77.21	84.76
Moropala	69.09	29.77	48.29	20.69	33.48	12.20

Tabla 5.22: Participación Acumulada de Masa Luego de 20 Modos de Vibración para las Condiciones BF e ISE

Capítulo 6:

Resultados del Análisis

Dinámico No Lineal.

6.1 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO NO LINEAL.

Puesto que ya fueron evaluados los efectos de los registros sísmicos identificados como CIG, IGN, HCR, HSH, SBB y ELC, y se observó que las respuestas más desfavorables correspondían en la mayoría de las situaciones a los dos primeros registros, no se considera necesario tomarlos en cuenta a todos en esta etapa del análisis. Por lo tanto sólo se consideran los registros que producen las respuestas máximas y el correspondiente al movimiento de la zona de subducción (o sea los registros CIG, IGN y SBB). Se considera a este último por sus características tales como su larga duración y que además corresponde a un movimiento local diferente al del 10 de octubre de 1986.

Para esta etapa, los conectores viga-losa y diafragma-cabezal en los modelos estructurales empleados en el análisis lineal se sustituyeron por elementos con comportamiento plástico (identificados por el programa como *Plastic 1*). A los otros elementos de unión no lineal empleados en tales modelos les fueron asignadas sus respectivas características de comportamiento no lineal para que sean tomadas en cuenta en el análisis inelástico FNA (véase Sección 4.2.5). Cabe mencionar que los elementos identificados como conectores no representan pernos o tornillos de alta resistencia (empleados generalmente para anclar los patines de las vigas con la losa), sino un artificio en el modelado para que se tomen en cuenta de manera aproximada los cambios en la respuesta y las propiedades dinámicas de los modelos globales de los puentes al ser analizados no linealmente.

Los resultados presentados a continuación tienen un formato similar a los del Capítulo V. Primeramente se hace una breve interpretación y comparación de los resultados obtenidos para cada puente, luego se muestran las tablas de masa modal participante (con base fija y considerando interacción suelo estructura), posteriormente las deformadas correspondientes a los cuatro primeros modos de vibración, seguidas por las tablas de las máximas acciones internas encontradas en los diferentes elementos estructurales de cada puente y los gráficos de distribuciones típicas de esfuerzos. Se presenta además la variación de cortante basal versus máximo desplazamiento en la duración del evento sísmico.

6.1.1 Interpretación y Comparación de los Resultados.

- *Puente Troncal del Norte*

Los resultados máximos obtenidos del análisis no lineal para los casos de base fija y de interacción suelo-estructura son mostrados en la tabla 6.3.

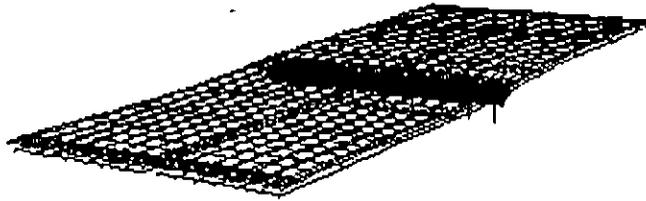
- Losa:* Los máximos esfuerzos en la losa se ubican en las regiones cercanas al diafragma central del puente, a los diafragmas exteriores y en otros casos cerca de la junta longitudinal que separa la sección este de la sección oeste. Los esfuerzos que tienen mayor incidencia son los de tensión y de compresión por flexión y no los esfuerzos cortantes. Los mayores esfuerzos de flexión corresponden a la condición BF, variando hasta en un 100% al de la condición ISE. Los esfuerzos cortantes no presentan gran variación. La distribución típica de esfuerzos por flexión es similar a la presentada en la Figura 5.4.
- Vigas y Diafragmas:* Los cortantes transversales y los momentos flectores en las vigas son mayores en las regiones adyacentes al diafragma central. Las mayores acciones en los diafragmas corresponden al diafragma central. Para ambos tipos de elementos las mayores acciones corresponden al caso ISE siendo los momentos en las vigas casi el doble de la condición de base fija.
- Pila:* En el cabezal de la pila los máximos esfuerzos se concentran en las zonas alrededor de los apoyos extremos. Los mayores valores de los esfuerzos (por flexión y cortantes) corresponden a la condición de base fija. La distribución de las acciones internas en las columnas varía de una a otra, generalmente de manera uniforme. Las máximas acciones se dan en la columna extrema del puente oeste. Los valores correspondientes de fuerza axial son mayores en la condición ISE, los cortantes en las dos direcciones son mayores para la condición de BF, mientras que para los momentos ocurre lo contrario. Los máximos esfuerzos en la zapata se concentran en las regiones cercanas a las columnas exteriores del puente. La distribución típica de esfuerzos por flexión es similar a la presentada en la Figura 5.5.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren por lo general en las esquinas del tablero cerca de la junta. Los máximos corresponden a la condición de ISE. Comparando los efectos de los acelerogramas puede establecerse que generalmente el registro del IGN produce los mayores resultados, siguiendo en orden los registros CIG y los menores resultados corresponden al SBB. En cuanto a las propiedades dinámicas del puente, el primer periodo de vibración aumenta de 0.56 seg en la condición de base fija hasta 0.73 seg en la condición de interacción suelo estructura. La participación de masa sísmica fue menor para este último caso (disminuyendo un 6% en las componentes horizontales y casi igual en la componente vertical). Para ambas condiciones se cumple el requisito del 90% de masa participante en las direcciones horizontales, no así para la componente vertical. El primer y segundo modos de vibración en ambos casos (BF e ISE) generan la mayor contribución de masa sísmica en las componentes horizontales. La mayor contribución de masa sísmica en la componente vertical corresponde al séptimo modo de vibración. Para la condición ISE se alcanza un 63.5% de participación de masa en la dirección vertical, mientras que para el caso BF ésta es menor en un 1.5%. Las distribuciones de esfuerzos y de las otras acciones son similares en ambos casos.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5556	56.2609	40.9620	0.0053	56.2609	40.9620	0.0053
2	0.4539	40.0482	54.4860	0.0010	96.3091	95.4480	0.0063
3	0.4516	0.2868	0.5135	0.0135	96.5959	95.9616	0.0198
4	0.3614	0.0006	0.1765	0.0000	96.5964	96.1380	0.0198
5	0.3319	0.0000	0.0000	0.0627	96.5965	96.1380	0.0825
6	0.2843	0.0000	0.0005	0.0003	96.5965	96.1385	0.0828
7	0.2516	0.0093	0.0021	61.3362	96.6058	96.1406	61.4190
8	0.2424	0.0000	0.0074	0.0867	96.6058	96.1481	61.5057
9	0.2249	0.0000	0.0000	0.0420	96.6058	96.1481	61.5477
10	0.1943	0.0000	0.0000	0.0728	96.6058	96.1481	61.6205
11	0.1459	0.0230	0.0034	0.0000	96.6288	96.1515	61.6205
12	0.1417	0.0051	0.0009	0.0025	96.6339	96.1525	61.6230
13	0.1335	0.0000	0.0009	0.0014	96.6339	96.1534	61.6245
14	0.1073	0.0107	0.0505	0.0002	96.6446	96.2039	61.6247
15	0.1055	0.0019	0.0001	0.0005	96.6465	96.2040	61.6251
16	0.1041	0.0002	0.0002	0.0111	96.6467	96.2042	61.6362
17	0.1014	0.0001	0.0000	0.0289	96.6468	96.2042	61.6651
18	0.1010	0.0001	0.0000	0.3251	96.6469	96.2042	61.9902
19	0.1002	0.0000	0.0008	0.0008	96.6469	96.2050	61.9910
20	0.0993	0.0000	0.0022	0.0002	96.6469	96.2072	61.9913

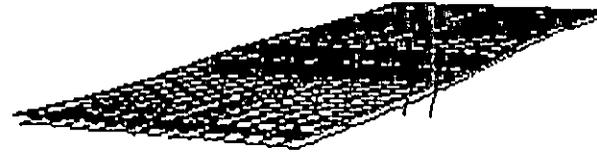
Tabla 6.1:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Troncal del Norte con Base Fija.

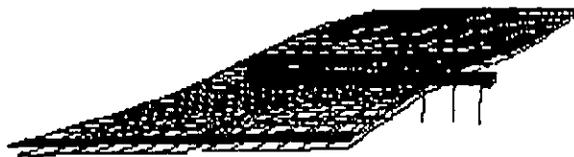
MODO 1 PERIODO 0.5556 seg



MODO 2 PERIODO 0.4539 seg



MODO 3 PERIODO 0.4516 seg



MODO 4 PERIODO 0.3614 seg

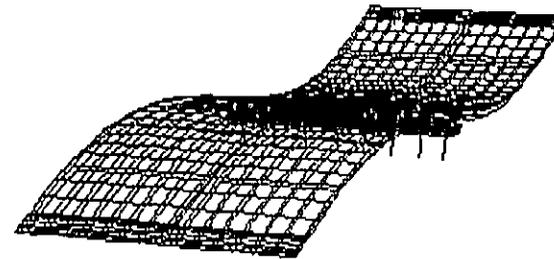


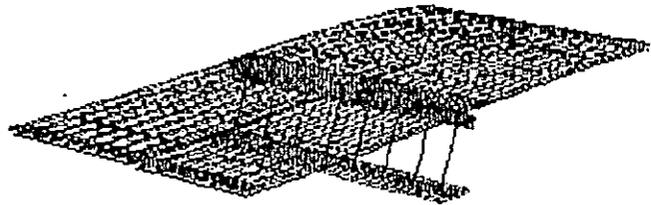
Figura 6.1: Deformadas Modales No Lineales del Puente Troncal Del Norte con Base Fija

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.7312	53.3078	36.9276	0.0018	53.3078	36.9276	0.0018
2	0.4980	36.3553	52.5482	0.0004	89.6631	89.4757	0.0022
3	0.4581	0.0002	0.0008	0.0159	89.6632	89.4766	0.0181
4	0.3645	0.1667	0.0549	0.0003	89.8299	89.5315	0.0185
5	0.3332	0.0000	0.0000	0.0676	89.8299	89.5315	0.0860
6	0.2843	0.0001	0.0000	0.0006	89.8300	89.5315	0.0867
7	0.2576	0.0035	0.0004	60.0098	89.8335	89.5319	60.0965
8	0.2479	0.0057	0.0002	0.0217	89.8392	89.5321	60.1182
9	0.2251	0.0001	0.0000	0.0353	89.8392	89.5322	60.1535
10	0.1962	0.0000	0.0000	0.0716	89.8392	89.5322	60.2251
11	0.1503	0.0645	0.0012	0.0041	89.9037	89.5334	60.2292
12	0.1422	0.0022	0.0001	0.0051	89.9060	89.5334	60.2343
13	0.1335	0.0000	0.0006	0.0019	89.9060	89.5340	60.2361
14	0.1159	0.1111	0.1262	0.0463	90.0171	89.6603	60.2825
15	0.1102	0.0002	0.0010	3.2068	90.0173	89.6613	63.4892
16	0.1077	0.0029	0.0006	0.0230	90.0201	89.6619	63.5122
17	0.1056	0.0046	0.0001	0.0000	90.0247	89.6620	63.5123
18	0.1041	0.0114	0.0029	0.0161	90.0361	89.6649	63.5284
19	0.1039	0.0768	0.0033	0.0067	90.1129	89.6682	63.5350
20	0.1010	0.0013	0.0000	0.0003	90.1143	89.6682	63.5353

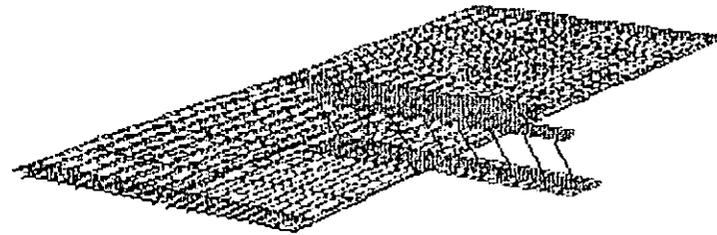
Tabla 6.2:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura.

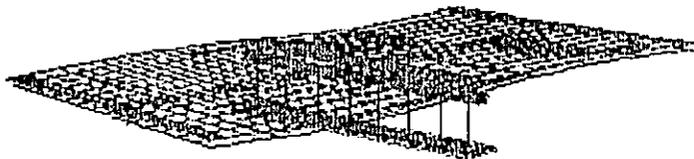
MODO 1 PERIODO 0.7312 seg



MODO 2 PERIODO 0.4980 seg



MODO 3 PERIODO 0.4581 seg



MODO 4 PERIODO 0.3645 seg

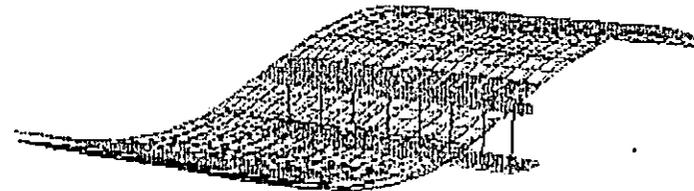


Figura 6.2: Deformadas Modales No Lineales del Puente Troncal del Norte con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG		IGN		SBB		Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	269.61	104.00	294.00	98.80	50.20	65.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	273.00	131.10	396.73	123.00	61.00	65.00	
	v (Kg/cm ²)	40.66	34.00	30.40	32.5	18.40	19.70	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	52.44	85.62	53.74	85.87	62.55	63.02	n.d.
	M_3 (Ton.m)	273.65	505.00	273.39	504.36	347.75	357.64	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	50.05	92.57	79.41	101.36	62.68	66.14	n.d.
	M_3 (Ton.m)	60.99	87.54	111.82	92.47	78.49	74.58	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	54.00	12.00	110.00	22.00	29.50	14.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	72.00	8.00	128.00	14.00	25.50	7.00	
	v (Kg/cm ²)	36.00	6.50	44.00	8.50	25.00	6.50	
Columna (marco)	P(Ton)	280.51	454.72	299.09	518.00	363.32	377.37	n.d.
	V_2 (Ton)	111.08	85.64	204.44	145.39	80.47	72.38	n.d.
	V_3 (Ton)	134.71	118.29	256.36	183.35	94.45	93.05	n.d.
	M_2 (Ton.m)	326.44	400.08	621.00	619.94	228.77	318.58	n.d.
	M_3 (Ton.m)	268.65	302.40	495.06	501.64	194.79	246.45	n.d.
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	—	82.00	—	99.00	—	67.50	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	—	44.00	—	84.00	—	28.00	
	v (Kg/cm ²)	—	35.80	—	34.00	—	19.50	

Tabla 6.3: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Troncal del Norte.

- *Puente San Antonio.*

Los resultados máximos obtenidos del análisis no lineal con base fija y con interacción suelo-estructura son mostrados en la tabla 6.6.

Para los elementos tales como: losas, vigas y diafragmas, la distribución de los esfuerzos resultantes es similar en los dos casos, no así para el caso de la pila esta se comporta de manera diferente para cada caso. A continuación se describen cualitativamente dichos resultados:

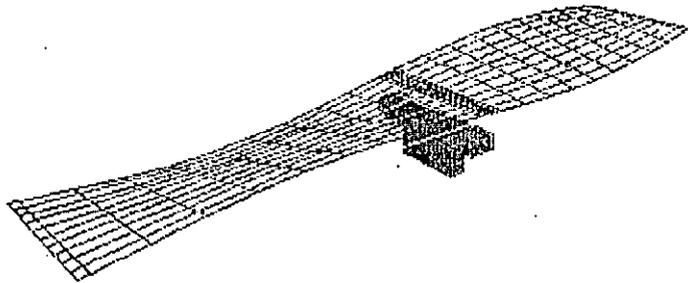
- Losa:** Los esfuerzos a flexión máximos se concentran en los elementos adyacentes a juntas que unen la losa con los diafragmas centrales por medio de conectores, cuando la estructura se somete a la excitación sísmica. Los esfuerzos cortantes máximos se concentran en los extremos y en la junta central. Para ambos casos el acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN, presentando el SBB los menores valores. La respuesta sísmica para los esfuerzos de flexión es mayor en la condición BF un 70% de los valores obtenidos con respecto a ISE, mientras que para los esfuerzos cortantes los valores máximos ocurren para el caso ISE. La distribución típica de esfuerzos por flexión es similar a la presentada en la Figura 5.9.
- Vigas y Diafragmas:** Para las vigas, los momentos y cortantes máximos ocurren en las vigas exteriores. Las máximas acciones internas ocurren en los diafragmas cercanos a la pila central. Para las vigas el cortante y el momento son mayores para la condición BF, mientras que para los diafragmas la variación de una condición a otra no es significativa. El acelerograma dominante es el CIG seguido por el IGN, presentando los valores menores el SBB.
- Pila:** Para ambos casos (BF e ISE) como se dijo anteriormente la distribución de esfuerzos no se presenta de la misma manera. Para el análisis lineal sin interacción suelo-estructura, Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas exteriores obteniéndose en la primera los mayores. Para el caso del análisis lineal con interacción suelo-estructura, Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones zapata-columna y cabezal-vigas exteriores; Presentándose los valores máximos para la condición ISE variando hasta en un 100% con respecto a BF. La distribución típica de esfuerzos por flexión es similar a la presentada en la Figura 5.10.
- Características dinámicas:** En cuanto a las propiedades dinámicas de este puente los periodos de vibración no varían significativamente de una condición a otra (sólo en centésimas de segundo). Para la condición de base fija las participaciones de masa en las direcciones longitudinal, transversal y vertical son aproximadamente de 95,92 y 88% respectivamente, mientras que para la condición de interacción son de 87,83 y 78% en las mismas componentes. Para la condición BF, la mayor contribución de masa en la dirección transversal se obtiene para el segundo modo, en la dirección longitudinal en el noveno modo y para la componente vertical en el quinto modo. Para la condición ISE, la mayor contribución de masa en la dirección transversal se obtiene para el tercer modo, en la dirección longitudinal en el segundo modo y para la componente vertical en el sexto modo. Para el registro SBB las mayores acciones en todos los casos corresponden a la condición ISE, pero lo general las demás acciones máximas ocurren para CIG BF.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.3276	0.0001	4.6730	0.0047	0.0001	4.6730	0.0047
2	0.2947	0.0001	85.4046	0.0014	0.0001	90.0777	0.0061
3	0.2544	1.1523	0.0136	0.2079	1.1524	90.0912	0.2141
4	0.2121	0.0143	0.0042	1.9418	1.1666	90.0954	2.1559
5	0.1899	0.0120	0.0801	59.2337	1.1786	90.1755	61.3896
6	0.1826	0.0049	0.3640	8.6444	1.1835	90.5395	70.0340
7	0.1041	0.1806	1.0941	0.0105	1.3642	91.6337	70.0446
8	0.0936	8.4432	0.1466	0.0086	9.8073	91.7803	70.0531
9	0.0888	84.7842	0.0047	0.0004	94.5915	91.7849	70.0535
10	0.0783	0.1434	0.0000	0.0043	94.7349	91.7849	70.0578
11	0.0768	0.0335	0.0017	0.0169	94.7684	91.7866	70.0747
12	0.0755	0.0036	0.0030	0.3376	94.7719	91.7896	70.4122
13	0.0579	0.0178	0.0750	1.5766	94.7897	91.8646	71.9888
14	0.0564	0.0038	0.0114	0.1704	94.7936	91.8760	72.1592
15	0.0541	0.0003	0.0004	0.0007	94.7939	91.8764	72.1599
16	0.0533	0.0000	0.0019	0.0042	94.7939	91.8784	72.1640
17	0.0509	0.0045	0.0444	8.3885	94.7984	91.9228	80.5526
18	0.0485	0.0038	0.0022	7.7589	94.8022	91.9250	88.3115
19	0.0467	0.0310	0.0000	0.0410	94.8332	91.9250	88.3525
20	0.0461	0.0059	0.0000	0.0011	94.8391	91.9250	88.3536

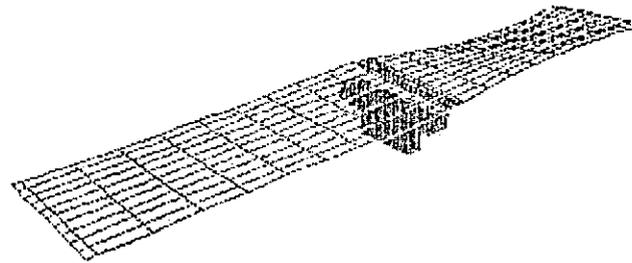
Tabla 6.4:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente San Antonio con Base Fija.

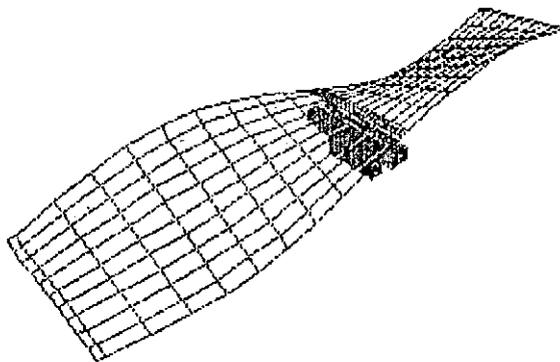
MODO 1 PERIODO 0.3276 seg



MODO 2 PERIODO 0.2947 seg



MODO 3 PERIODO 0.2544 seg



MODO 4 PERIODO 0.2121 seg

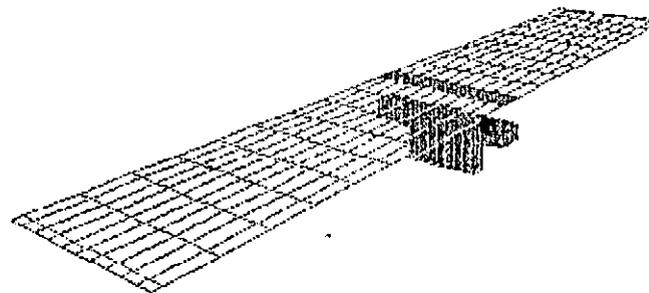


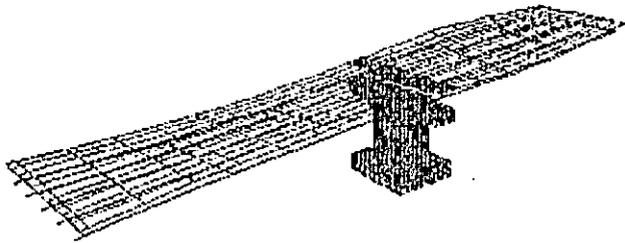
Figura 6.3: Deformadas Modales No Lineales del Puente San Antonio con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.3744	0.0925	0.0052	0.0000	0.0925	0.0052	0.0000
2	0.3186	81.2574	0.0004	0.0002	81.3499	0.0056	0.0002
3	0.3124	0.0003	81.2466	0.0002	81.3502	81.2522	0.0004
4	0.2422	6.0540	0.0000	0.0108	87.4042	81.2522	0.0112
5	0.2123	0.0140	0.0000	0.0000	87.4182	81.2522	0.0112
6	0.1875	0.0003	0.0002	60.9735	87.4185	81.2523	60.9847
7	0.1799	0.0000	0.0031	0.0000	87.4185	81.2554	60.9847
8	0.1098	0.0000	1.0671	0.0000	87.4185	82.3226	60.9847
9	0.0757	0.0000	0.0768	0.0006	87.4185	82.3993	60.9853
10	0.0742	0.0558	0.0000	0.0361	87.4743	82.3994	61.0214
11	0.0740	0.0000	0.0007	0.0000	87.4743	82.4000	61.0214
12	0.0729	0.0012	0.0003	1.7372	87.4755	82.4003	62.7586
13	0.0589	0.0000	0.0000	0.0000	87.4755	82.4004	62.7586
14	0.0541	0.0030	0.0000	0.0000	87.4785	82.4004	62.7587
15	0.0532	0.0000	0.0002	0.0000	87.4785	82.4006	62.7587
16	0.0504	0.0000	0.0314	0.0089	87.4785	82.4320	62.7676
17	0.0470	0.0000	0.0024	11.7968	87.4785	82.4344	74.5644
18	0.0460	0.0046	0.0000	0.0804	87.4831	82.4344	74.6448
19	0.0446	0.0000	0.0012	3.3419	87.4831	82.4356	77.9866
20	0.0423	0.0000	0.2039	0.0005	87.4831	82.6395	77.9871

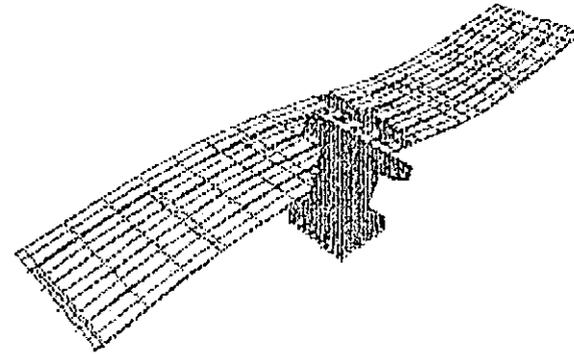
Tabla 6.5:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura.

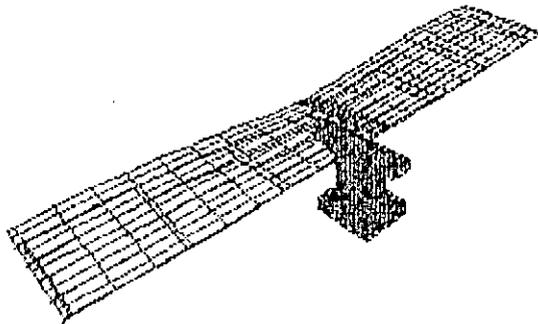
MODO 1 PERIODO 0.3744 seg



MODO 2 PERIODO 0.3186 seg



MODO 3 PERIODO 0.3124 seg



MODO 4 PERIODO 0.2422 seg

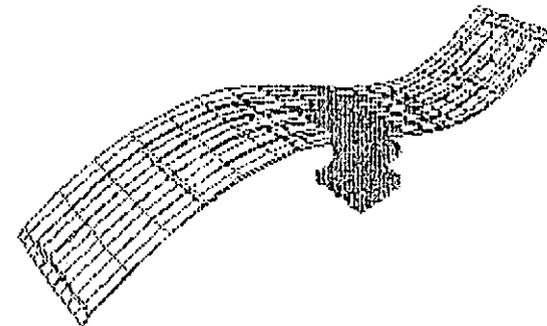


Figura 6.4: Deformadas Modales No Lineales del Puente San Antonio con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción Interna	CIG		IGN		SBB		Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	69.02	68.04	90.96	49.30	28.94	48.07	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_t (Kg/cm ²)	102.40	73.82	56.42	43.79	28.76	42.60	
	v (Kg/cm ²)	2.10	3.46	1.01	2.72	0.30	1.79	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	64.78	67.49	46.11	37.35	15.28	37.00	n.d.
	M_3 (Ton.m)	338.76	296.72	205.75	200.56	68.75	161.98	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	136.33	137.13	72.37	82.30	26.92	30.57	n.d.
	M_3 (Ton.m)	228.71	217.00	114.02	121.85	44.37	44.65	n.d.
Muro (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	187.00	360.00	126.00	295.00	45.00	162.50	$f_c = 350$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	72.00	105.00	42.00	56.00	13.60	40.50	
	v (Kg/cm ²)	30.00	88.00	16.00	45.00	5.30	22.50	
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	—	150.00	—	75.00	—	44.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	—	105.00	—	56.00	—	40.50	
	v (Kg/cm ²)	—	88.00	—	45.00	—	22.50	

Tabla 6.6: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente San Antonio.

- *Puente La Mascota*

Los resultados máximos obtenidos del análisis no lineal sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura son mostrados en la tabla 6.9. La distribución de los esfuerzos resultantes para todos los elementos es similar para los dos casos (base fija e interacción). A continuación se describen cualitativamente dichos resultados:

- Losa:* Los esfuerzos a flexión máximos se concentran puntualmente en cuatro esquinas del tablero, en la colindancia con las juntas de movimiento extremas. Los esfuerzos cortantes máximos ocurren a lo largo de las juntas de los extremos y mínimos en la junta central. Para ambos casos la mayor respuesta la aporta el registro IGN seguido por el CIG y SBB. La respuesta sísmica para el caso sin interacción suelo-estructura para el registro CIG es mayor un 3% respecto al otro caso. Pero en los registros IGN y SBB se invierten los resultados, la mayor respuesta la genera el caso con interacción suelo-estructura en un 30% aproximadamente. Es de hacer notar que el registro CIG posee la duración más corta. En la figura 6.7 se muestra la distribución típica de esfuerzos.
- Vigas y Diafragmas:* Para las vigas, los momentos y cortantes máximos ocurren en las vigas exteriores. En los diafragmas dichas acciones internas ocurren en aquellos situados en las juntas de movimiento y sus valores son significativamente menores a los de las vigas. Sin embargo, los momentos y cortantes admisibles para los diafragmas son menores a los obtenidos en el análisis. El registro dominante es el CIG seguido por el IGN y SBB. Se observa una variación de 15% aproximadamente entre interacción suelo-estructura y base fija para los registros CIG e IGN, en el registro SBB la variación es de 90%, para todos la mayor respuesta la genera el caso interacción suelo-estructura.
- Pila:* Para ambos casos (análisis lineal sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura) la distribución de esfuerzos es idéntica. Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas exteriores obteniéndose en la primera los mayores. Para ambos análisis el acelerograma dominante es el IGN seguido por el CIG y SBB. La variación entre las respuestas sísmicas de los dos casos es del 45% aproximadamente, siendo la mayor el análisis sin interacción suelo-estructura. En la figura 6.8 se muestra la distribución típica de esfuerzos.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren en los puntos adyacentes a la junta central sobre la losa, cuyo acelerograma dominante es IGN, seguido por el CIG y SBB.

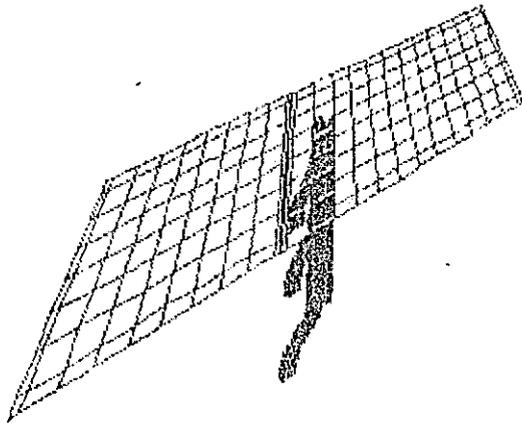
En cuanto a las características dinámicas, el primer modo vibración con interacción suelo-estructura es de 1.26 seg y para la otra condición es de 1.01 seg notándose un incremento del 24%. Analizando la estructura con 20 modos de vibración la participación en la masa para la condición de base fija es de 97.81%, 97.99% y 68.13% para las direcciones x, y, z respectivamente, para la condición utilizando interacción suelo-estructura se obtiene un 79.94%, 96.99% y 65.76% en el mismo orden. Para la condición base fija el 10°, 16° y 18° modos aportan el 90% de la masa participante en la componente longitudinal X y los modos 1°, 2° y 3° aportan el 97% en la componente y. En la componente vertical los modos 4°, 5°, 8° y 9° aportan el 62%. Para la condición utilizando interacción suelo-estructura los modos 10° y 19° aportan un 68% de la participación de masa en la componente longitudinal y un 86% lo aportan los primeros tres modos en la componente transversal. En la componente vertical los modos 4°, 5°, 8° y 9° aportan el 60%. Es de hacer notar que sólo en la condición base fija se sobrepasa del 90% de la participación modal de la masa en las componentes horizontales, no así para la condición utilizando interacción suelo-estructura donde se necesita más de 20 modos obtener resultados más seguros de respuestas modales.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.0108	0.0149	17.1588	0.0018	0.0149	17.1588	0.0018
2	0.7102	0.0031	47.7491	0.0316	0.0179	64.9079	0.0334
3	0.4737	0.0030	32.3585	0.0135	0.0210	97.2664	0.0468
4	0.3258	0.0085	0.0892	22.6794	0.0295	97.3557	22.7263
5	0.3251	0.0223	0.0004	20.9072	0.0518	97.3561	43.6335
6	0.2742	0.0003	0.0034	1.0814	0.0520	97.3595	44.7149
7	0.2662	0.0003	0.0072	0.0205	0.0523	97.3668	44.7354
8	0.2354	0.0755	0.0650	11.9810	0.1278	97.4318	56.7164
9	0.2317	0.0313	0.0009	8.8871	0.1591	97.4327	65.6034
10	0.2133	27.9583	0.0097	0.1727	28.1174	97.4424	65.7762
11	0.2022	0.1622	0.0348	1.9571	28.2796	97.4772	67.7333
12	0.1955	0.0070	0.3002	0.0165	28.2866	97.7774	67.7498
13	0.1870	0.0000	0.0020	0.0000	28.2866	97.7793	67.7498
14	0.1495	0.0001	0.0001	0.0003	28.2866	97.7794	67.7501
15	0.1287	0.0022	0.0000	0.0055	28.2888	97.7794	67.7556
16	0.1115	53.6726	0.0396	0.0027	81.9614	97.8190	67.7584
17	0.1082	0.2093	0.0206	0.1436	82.1708	97.8396	67.9019
18	0.1081	8.3963	0.0518	0.0037	90.5671	97.8914	67.9056
19	0.1066	0.0563	0.0001	0.0236	90.6234	97.8915	67.9292
20	0.1030	0.4474	0.1007	0.1975	91.0708	97.9921	68.1267

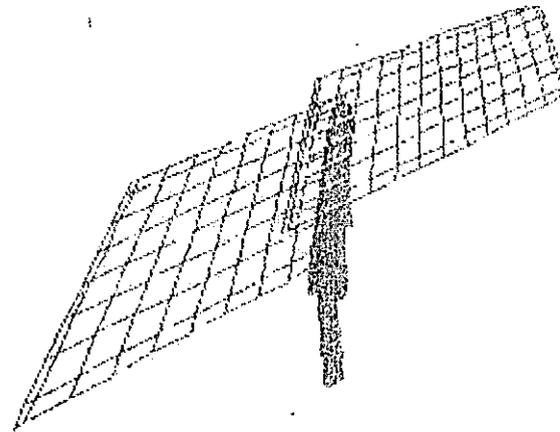
Tabla 6.7:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente La Mascota con Base Fija.

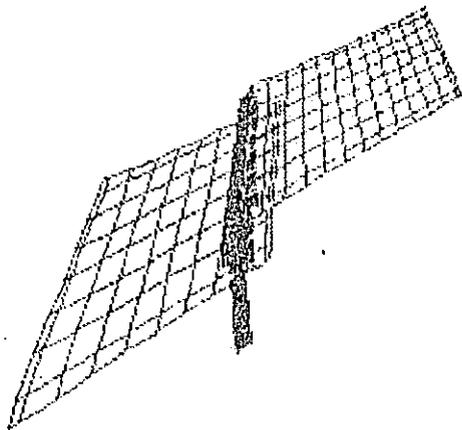
MODO 1 PERIODO 1.0108 seg



MODO 2 PERIODO 0.7102 seg



MODO 3 PERIODO 0.4737 seg



MODO 4 PERIODO 0.3258 seg

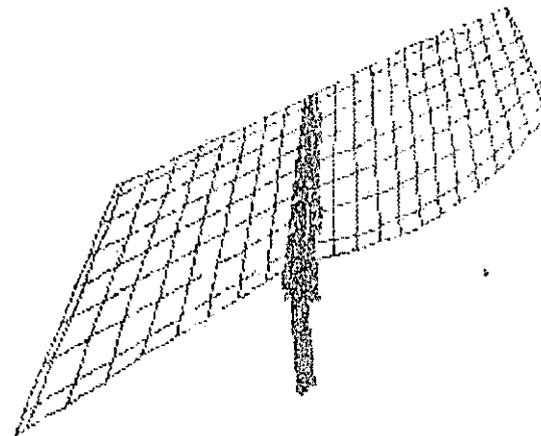


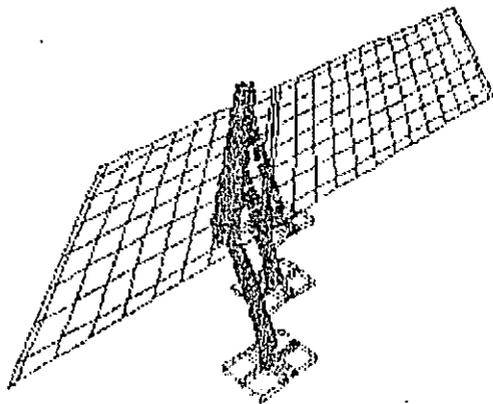
Figura 6.5: Deformadas Modales No Lineales del Puente La Mascota con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.2551	0.0025	7.8132	0.0019	0.0025	7.8132	0.0019
2	0.7557	0.0018	45.2703	0.0221	0.0043	53.0835	0.0239
3	0.5123	0.0021	32.6555	0.0098	0.0064	85.7390	0.0338
4	0.3316	0.0020	0.0569	32.5413	0.0085	85.7959	32.5750
5	0.3306	0.0046	0.0015	8.9075	0.0130	85.7973	41.4825
6	0.2932	0.0001	0.0050	0.0088	0.0132	85.8023	41.4913
7	0.2764	0.0001	0.0013	0.9401	0.0133	85.8037	42.4314
8	0.2394	0.3843	0.0436	12.6188	0.3975	85.8473	55.0502
9	0.2355	0.1939	0.0003	6.2359	0.5914	85.8476	61.2860
10	0.2226	24.7003	0.0001	0.5625	25.2917	85.8477	61.8486
11	0.2044	0.0871	0.0219	1.6434	25.3788	85.8696	63.4919
12	0.1963	0.0006	0.2668	0.0035	25.3794	86.1364	63.4954
13	0.1880	0.0000	0.0013	0.0000	25.3794	86.1377	63.4955
14	0.1507	0.0000	0.0000	0.0006	25.3795	86.1377	63.4960
15	0.1291	0.0018	0.0013	0.0101	25.3813	86.1390	63.5062
16	0.1263	0.0013	0.6804	0.1290	25.3826	86.8194	63.6352
17	0.1132	2.6381	0.0003	0.6670	28.0207	86.8197	64.3021
18	0.1126	5.7326	0.1448	1.3045	33.7533	86.9646	65.6066
19	0.1112	43.7193	0.0172	0.0008	77.4726	86.9818	65.6074
20	0.1077	2.4656	0.0092	0.1553	79.9383	86.9910	65.7627

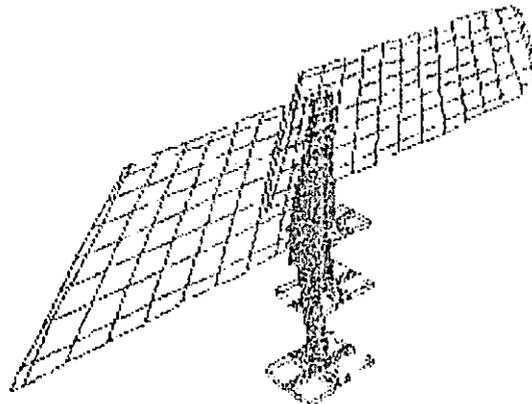
Tabla 6.8:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura.

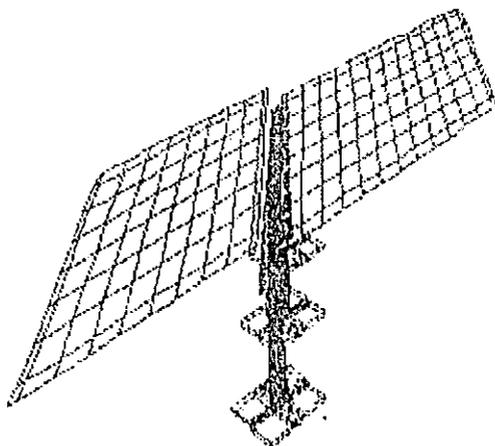
MODO 1 PERIODO 1.2551 seg



MODO 2 PERIODO 0.7557 seg



MODO 3 PERIODO 0.5123 seg



MODO 4 PERIODO 0.3316 seg

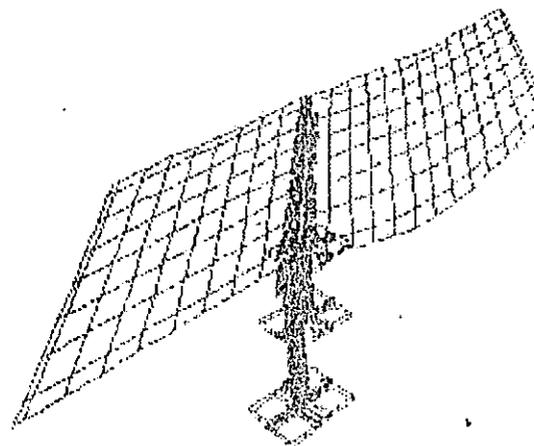


Figura 6.6: Deformadas Modales No Lineales del Puente La Mascota con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG		IGN		SBB		Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	542.28	532.81	516.83	561.43	256.49	361.97	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_t (Kg/cm ²)	553.83	536.84	538.05	605.11	240.51	324.17	
	v (Kg/cm ²)	31.32	23.61	25.12	26.15	11.75	16.11	
Viga (marco)	V_{corta} (Ton)	52.20	56.52	46.37	55.44	18.08	35.01	78.62
	M_{corta} (Ton.m)	77.13	110.69	57.97	101.34	29.43	70.30	358.70
	V_{larga} (Ton)	37.67	78.59	62.30	75.60	26.43	55.89	112.88
	M_{larga} (Ton.m)	113.01	314.46	208.69	365.31	136.22	264.67	816.46
Diafragma (marco)	V_{corta} (Ton)	11.77	4.40	10.64	4.00	5.06	2.04	14.47
	M_{corta} (Ton.m)	23.86	9.23	21.82	9.74	10.13	4.18	3.93
	V_{larga} (Ton)	20.43	6.88	23.86	7.84	10.22	4.46	14.71
	M_{larga} (Ton.m)	41.28	15.43	47.56	17.17	20.35	9.05	4.06
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	60.00	44.00	70.00	48.00	54.00	48.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$ $v = 7.68$
	σ_t (Kg/cm ²)	66.00	51.00	56.00	34.00	18.00	13.00	
	v (Kg/cm ²)	60.00	60.00	80.00	75.00	60.00	60.00	
Columnas (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	480.00	350.00	600.00	325.00	350.00	250.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	160.00	60.00	140.00	70.00	88.00	44.00	
	v (Kg/cm ²)	60.00	60.00	80.00	75.00	55.00	60.00	
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	-	60.00	-	40.00	-	14.00	$f_c = 210$ $f_y = 2800$
	σ_t (Kg/cm ²)	-	60.00	-	70.00	-	44.00	
	v (Kg/cm ²)	-	60.00	-	75.00	-	60.00	

Tabla 6.9: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente La Mascota.

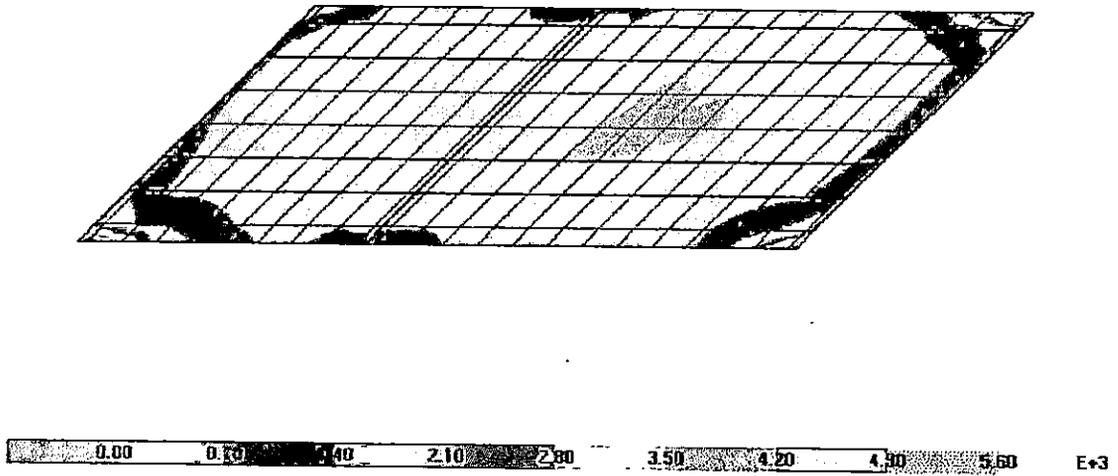


Figura 6.7: Distribución Típica de Esfuerzos Flectores en el Tablero del Puente La Mascota.

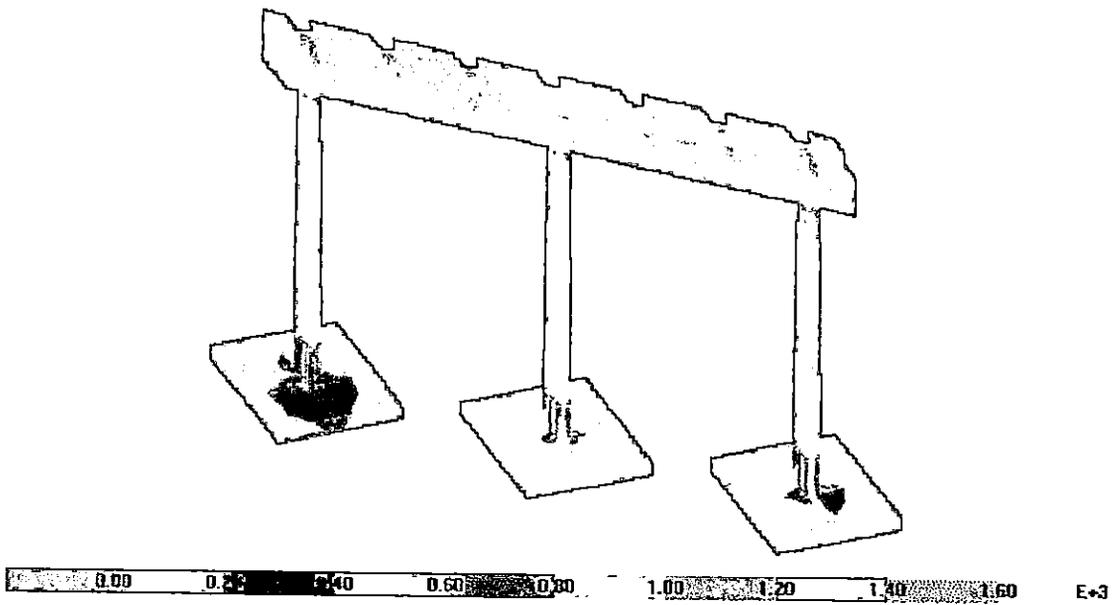


Figura 6.8: Distribución Típica de Esfuerzos en la Pila del Puente La Mascota.

- *Puente Juan Bertis*

Los resultados máximos obtenidos del análisis no lineal considerando base fija y con interacción suelo-estructura son mostrados en la tabla 6.12.

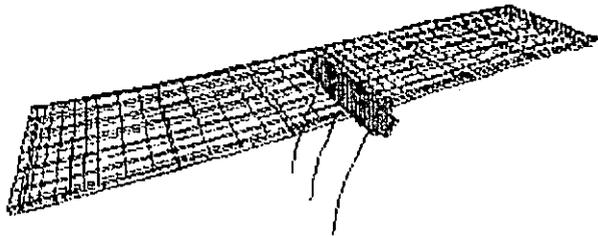
- Losa:* Los máximos esfuerzos en la losa tienden a ubicarse en la región cercana al diafragma central del puente. Los esfuerzos que tienen mayor incidencia son los de tensión y de compresión al contrario de los esfuerzos cortantes. Los mayores esfuerzos por flexión corresponden a la condición BF. Los máximos esfuerzos cortantes encontrados no presentan variación significativa de una condición a otra. La distribución típica de esfuerzos de flexión es similar a la Figura 5.19.
- Vigas y Diafragmas:* Los cortantes transversales y los momentos flectores en las vigas son mayores en la región cercana al diafragma central. Las mayores acciones en los diafragmas ocurren en el diafragma central. Los máximos valores (tanto de cortante y momento) se obtienen para la condición ISE.
- Pila:* En el cabezal de la pila los máximos esfuerzos se concentran en una pequeña zona alrededor de los apoyos extremos. Para el cabezal los valores máximos de esfuerzos se presentan en ambas condiciones, no existiendo una variación regular en la aparición de los valores para cada condición. La distribución de las acciones internas en las columnas no presenta variación significativa de una a otra (para una misma condición y acelerograma). Los valores máximos de fuerza axial corresponden para el caso ISE y los mayores cortantes y momentos corresponden al caso BF. En general los mayores resultados corresponden al acelerograma de IGN. La distribución típica de esfuerzos de flexión es similar a la presentada en la Figura 5.20.
- Características dinámicas:* Los desplazamientos máximos ocurren por lo general en las esquinas del tablero y son mayores en ISE. Puede establecerse (aunque no de manera estricta) al igual que para el puente Troncal del Norte que el registro del IGN produce generalmente los mayores resultados, siguiendo en orden los registros CIG y SBB. En cuanto a las propiedades dinámicas del puente, los periodos de vibración aumentan (en centésimas de segundo) en la condición de interacción suelo estructura con respecto a la de base fija. Sin embargo la participación de la masa sísmica fue mayor para este último caso, obteniéndose los siguientes resultados 97, 97 y 85% en las componentes X, Y y Z, mientras que para ISE dichos resultados son 94, 82 y 86%. Los dos primeros modos de vibración en ambos casos generan la mayor contribución de masa sísmica en las componentes horizontales, mientras que para la componente vertical la mayor contribución ocurre en el sexto modo.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.4836	66.1131	29.1464	0.0000	66.1131	29.1464	0.0000
2	0.4151	28.3750	63.7051	0.0000	94.4882	92.8514	0.0000
3	0.3327	0.0000	0.0000	0.0251	94.4882	92.8514	0.0251
4	0.3094	0.0246	0.0261	0.0000	94.5127	92.8776	0.0251
5	0.2336	0.0000	0.0000	9.8323	94.5127	92.8776	9.8574
6	0.2274	0.0000	0.0000	48.0643	94.5127	92.8776	57.9217
7	0.1957	0.0000	0.0020	0.0000	94.5128	92.8795	57.9217
8	0.1495	0.6596	0.3444	0.0000	95.1724	93.2240	57.9217
9	0.1211	1.5471	3.6527	0.0000	96.7195	96.8766	57.9217
10	0.1103	0.0000	0.0000	0.0010	96.7195	96.8766	57.9227
11	0.0973	0.0015	0.0414	0.0000	96.7210	96.9181	57.9227
12	0.0950	0.0000	0.0000	0.0005	96.7210	96.9181	57.9231
13	0.0942	0.0012	0.0418	0.0000	96.7222	96.9599	57.9231
14	0.0909	0.0024	0.3284	0.0000	96.7246	97.2882	57.9231
15	0.0901	0.0000	0.0000	0.9148	96.7246	97.2882	58.8380
16	0.0848	0.0000	0.0000	0.0311	96.7246	97.2882	58.8690
17	0.0838	0.0020	0.0656	0.0000	96.7267	97.3538	58.8690
18	0.0628	0.0000	0.0000	0.7353	96.7267	97.3538	59.6043
19	0.0619	0.0000	0.0000	0.0000	96.7267	97.3538	59.6043
20	0.0585	0.0000	0.0000	25.0507	96.7267	97.3538	84.6550

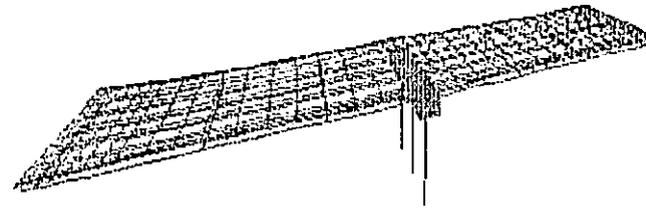
Tabla 6.10:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Juan Bertis con Base Fija.

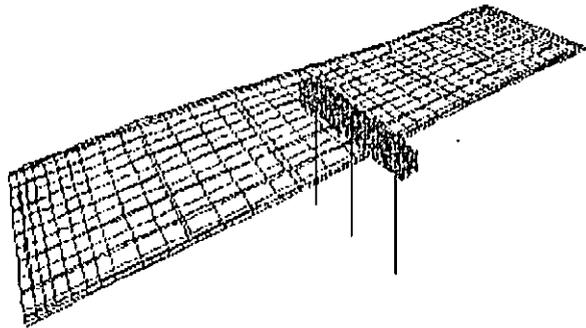
MODO 1 PERIODO 0.4831 seg



MODO 2 PERIODO 0.4141 seg



MODO 3 PERIODO 0.3320 seg



MODO 4 PERIODO 0.2948 seg

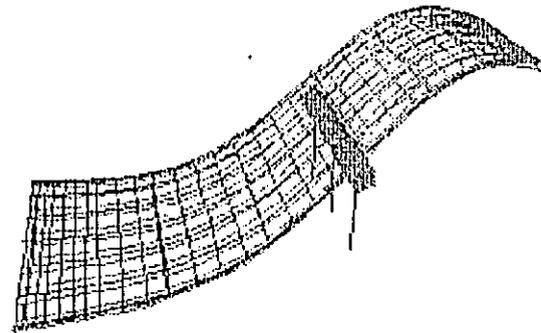


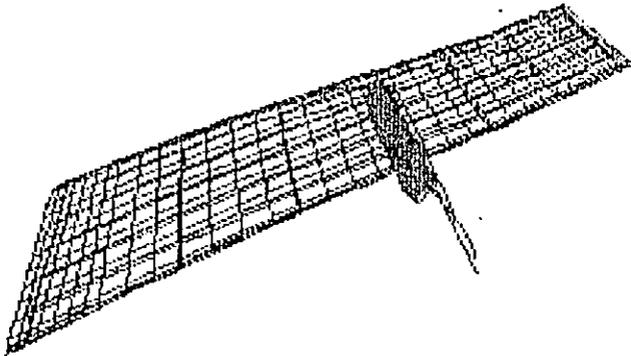
Figura 6.9: Deformadas Modales No Lineales del Puente Juan Bertis con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.4971	52.1027	23.1278	0.0000	52.1027	23.1278	0.0000
2	0.4277	22.6099	50.4810	0.0000	74.7126	73.6088	0.0000
3	0.3324	0.0000	0.0000	0.0164	74.7126	73.6088	0.0164
4	0.2950	0.0234	0.0345	0.0000	74.7361	73.6433	0.0164
5	0.2211	0.0000	0.0000	6.9507	74.7361	73.6433	6.9671
6	0.2150	0.0000	0.0000	42.7989	74.7361	73.6433	49.7660
7	0.1820	0.0004	0.0000	0.0000	74.7365	73.6433	49.7660
8	0.1575	0.7819	0.3578	0.0000	75.5184	74.0011	49.7660
9	0.1347	1.0322	2.3232	0.0000	76.5506	76.3243	49.7660
10	0.1233	0.0000	0.0000	0.0003	76.5506	76.3243	49.7664
11	0.0912	0.0000	0.0000	4.8610	76.5506	76.3243	54.6274
12	0.0908	0.0110	0.2207	0.0001	76.5616	76.5450	54.6275
13	0.0887	0.0038	0.0233	0.0000	76.5655	76.5683	54.6275
14	0.0867	0.0419	0.0431	0.0000	76.6074	76.6114	54.6275
15	0.0866	0.0000	0.0000	0.0020	76.6074	76.6114	54.6295
16	0.0802	0.0153	0.1200	0.0000	76.6227	76.7314	54.6295
17	0.0790	17.3779	5.6903	0.0000	94.0006	82.4217	54.6295
18	0.0779	0.0000	0.0000	0.0440	94.0006	82.4217	54.6735
19	0.0613	0.0000	0.0000	29.2364	94.0006	82.4217	83.9099
20	0.0582	0.0000	0.0000	2.0589	94.0006	82.4217	85.9687

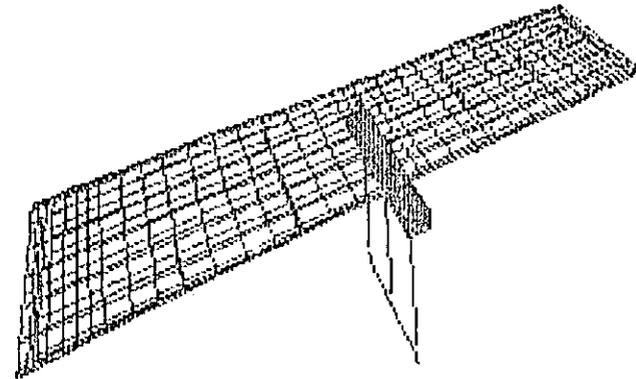
Tabla 6.11:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura.

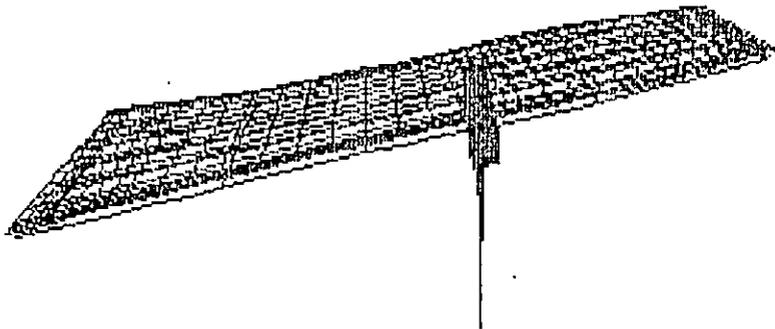
MODO 1 PERIODO 0.4971 seg



MODO 2 PERIODO 0.4277 seg



MODO 3 PERIODO 0.3324 seg



MODO 4 PERIODO 0.2950 seg

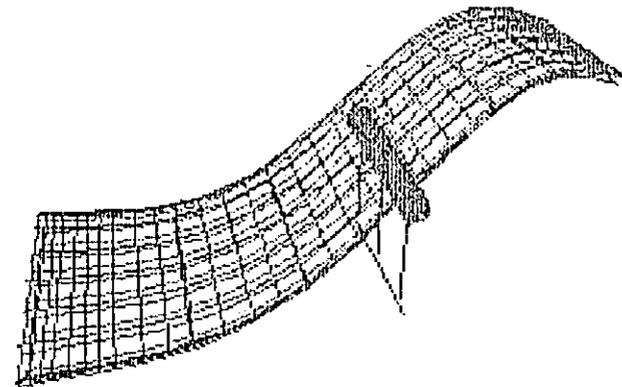


Figura 6.10: Deformadas Modales No Lineales del Puente Juan Bertis con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG		IGN		SBB		Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	
Losa (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	102.87	56.68	154.28	87.17	57.08	32.64	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	95.04	88.43	154.50	122.08	72.21	50.86	
	v (Kg/cm ²)	12.51	12.53	11.61	11.47	11.61	7.67	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	26.20	40.63	26.19	36.10	26.19	30.58	n.d.
	M_3 (Ton.m)	113.95	179.24	113.95	154.82	113.88	126.31	n.d.
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	19.57	25.05	24.11	28.13	12.46	16.53	n.d.
	M_3 (Ton.m)	28.36	33.83	33.94	35.75	13.58	20.50	n.d.
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	1.40	1.35	1.90	2.00	0.78	0.70	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_1 (Kg/cm ²)	1.60	2.10	1.90	2.40	0.72	1.20	
	v (Kg/cm ²)	0.85	0.11	0.94	0.90	0.50	0.70	
Columna (marco)	P (Ton)	202.99	367.74	231.92	376.29	173.18	249.03	n.d.
	V_2 (Ton)	91.21	81.18	75.03	68.20	23.69	23.99	n.d.
	V_3 (Ton)	108.69	106.02	136.06	128.04	45.54	45.63	n.d.
	M_2 (Ton.m)	472.62	414.44	611.24	628.64	190.06	206.85	n.d.
	M_3 (Ton.m)	457.90	443.32	525.13	463.17	174.52	167.66	n.d.
Zapata (marco)	V_2 (Ton)	—	229.22	—	233.74	—	130.02	n.d.
	T (Ton.m)	—	124.10	—	155.45	—	70.19	n.d.
	M_3 (Ton.m)	—	247.96	—	250.45	—	121.23	n.d.

Tabla 6.12: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Juan Bertis.

- *Puente Moropala*

Los resultados máximos obtenidos del análisis no lineal para las dos condiciones (base fija e interacción suelo-estructura) son mostrados en la tabla 6.15.

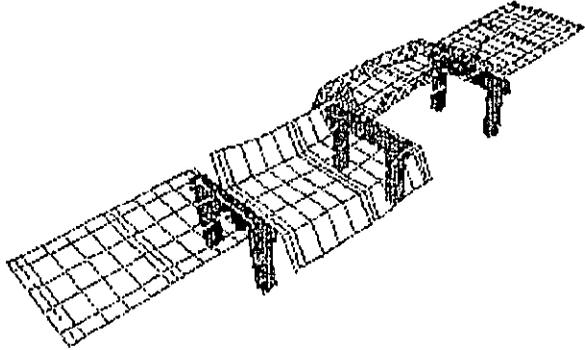
- Losa:* Los máximos esfuerzos flectores en la losa se concentran en los tableros correspondientes a los dos claros intermedios, en una franja longitudinal al centro del tablero. Esta distribución varía notablemente de la correspondiente al análisis lineal (figura 5.24) y se muestra en la figura 6.13(a y b). La distribución de esfuerzos por cortante también difiere de la correspondiente al análisis lineal y se muestra en la figura 6.13(c). Las distribuciones de esfuerzos por flexión y cortantes son similares en los casos de base fija e interacción. Dichos esfuerzos son levemente mayores en la condición de ISE en un 3%. Siempre son mayores los esfuerzos de tensión y de compresión que los de cortante correspondientes.
- Vigas y Diafragmas:* Los máximos momentos y cortantes inducidos por sismo en las vigas y en los diafragmas se concentran en el centro de la luz de las vigas interiores en los tramos intermedios del puente. Aunque la variación no es importante, en las vigas los cortantes son mayores en el caso ISE (con excepción del registro CIG), no así los momentos. Para los diafragmas, los momentos y los cortantes son mayores en la condición ISE (excepto para el SBB), sin que exista una variación significativa con respecto a la condición de BF.
- Pila:* Los esfuerzos en el cabezal de la pila son máximos en las zonas cercanas a los apoyos. Para la condición de ISE los esfuerzos flectores en el cabezal son mayores en un 40% con respecto a la de BF y el esfuerzo cortante lo es en un 20%. En las columnas los máximos ocurren en la base y corresponden a la condición de ISE, siendo mayores en un 40% los esfuerzos axiales y en un 30% los cortantes. La distribución típica de esfuerzos es similar a la mostrada en la figura 5.25.
- Características dinámicas:* Los periodos de vibración no varían significativamente de una condición a otra (sólo en centésimas de segundo). Para ninguna de las condiciones se alcanza el 90% de masa actuante. Para la condición de base fija las participaciones de masa en las direcciones longitudinal, transversal y vertical son aproximadamente de 68, 47 y 37% respectivamente, mientras que para la condición de interacción son de 29, 17 y 13% en las mismas componentes. Los máximos desplazamientos relativos encontrados (en el tablero) en la dirección transversal del puente son sumamente mayores a los correspondientes a la dirección longitudinal, tal como puede observarse en las deformadas modales, las que resultaron completamente diferentes a las del análisis lineal. Con respecto a los acelerogramas, en general al registro del IGN le corresponden las máximas acciones y esfuerzos internos en los elementos.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6594	0.0000	0.0094	0.0000	0.0000	0.0094	0.0000
2	0.6592	0.0000	24.4729	0.0000	0.0000	24.4823	0.0000
3	0.4735	0.0000	10.6897	0.0000	0.0000	35.1720	0.0000
4	0.4694	0.0000	11.2111	0.0000	0.0000	46.3831	0.0000
5	0.2005	0.0000	0.1636	0.0000	0.0000	46.5467	0.0000
6	0.1893	0.0000	0.0055	0.0000	0.0000	46.5522	0.0000
7	0.1876	14.9546	0.0000	0.0042	14.9546	46.5522	0.0042
8	0.1862	0.0021	0.0000	15.4742	14.9567	46.5522	15.4785
9	0.1810	5.4407	0.0000	0.0171	20.3974	46.5522	15.4955
10	0.1809	0.0000	0.0002	0.0003	20.3974	46.5524	15.4959
11	0.1807	0.0138	0.0000	21.0598	20.4112	46.5524	36.5557
12	0.1795	47.6946	0.0000	0.0114	68.1058	46.5524	36.5671
13	0.1793	0.0000	0.0042	0.0000	68.1059	46.5566	36.5671
14	0.1768	0.0000	0.0441	0.0000	68.1059	46.6006	36.5671
15	0.1701	0.0000	0.0224	0.0000	68.1059	46.6231	36.5671
16	0.1601	0.0002	0.0000	0.0000	68.1061	46.6231	36.5671
17	0.1587	0.0000	0.0027	0.0000	68.1061	46.6257	36.5671
18	0.1527	0.0001	0.0000	0.0000	68.1062	46.6257	36.5672
19	0.1496	0.0117	0.0000	0.0775	68.1178	46.6257	36.6446
20	0.1477	0.0000	0.0003	0.0000	68.1178	46.6261	36.6446

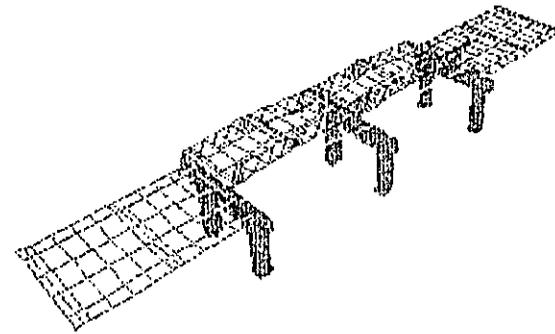
Tabla 6.13:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Moropala con Base Fija.

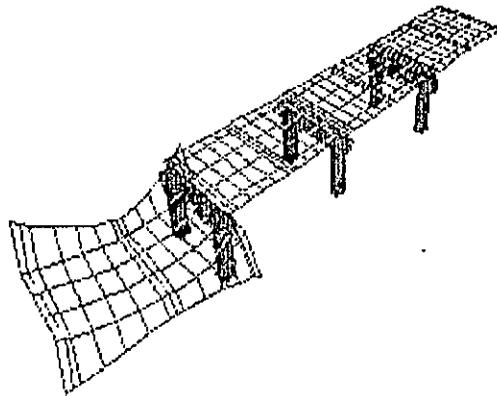
MODO 1 PERIODO 0.6594 seg



MODO 2 PERIODO 0.6592 seg



MODO 3 PERIODO 0.4735 seg



MODO 4 PERIODO 0.4694 seg

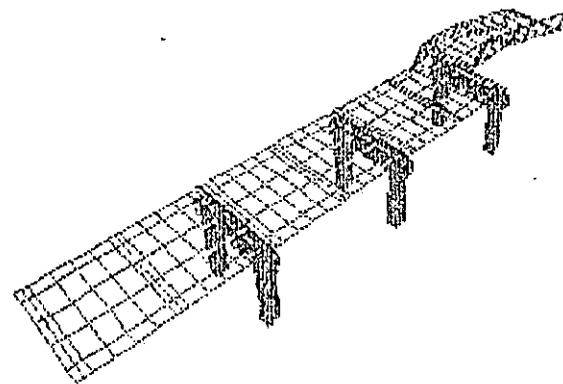


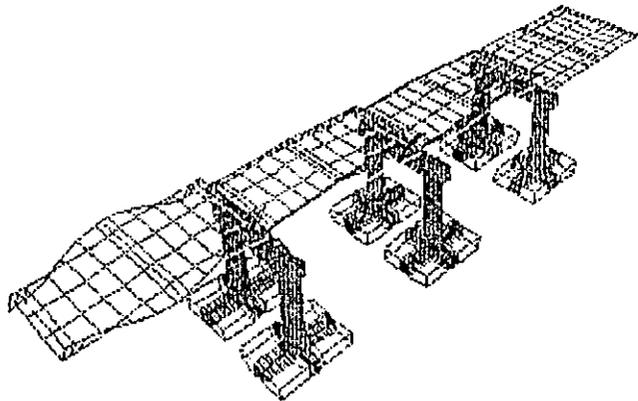
Figura 6.11: Deformadas Modales No Lineales del Puente Moropala con Base Fija.

MODO	PERIODO (seg)	MODO INDIVIDUAL (porcentaje)			SUMA ACUMULADA (porcentaje)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.6619	0.0000	9.2743	0.0000	0.0000	9.2743	0.0000
2	0.6604	0.0000	0.0001	0.0000	0.0000	9.2744	0.0000
3	0.4744	0.0000	3.8194	0.0000	0.0000	13.0938	0.0000
4	0.4702	0.0000	4.2228	0.0000	0.0000	17.3166	0.0000
5	0.2037	28.6879	0.0000	0.0000	28.6879	17.3166	0.0000
6	0.2006	0.0000	0.0405	0.0000	28.6879	17.3571	0.0000
7	0.1895	0.0002	0.0003	0.0000	28.6881	17.3574	0.0000
8	0.1862	0.0004	0.0000	5.7353	28.6885	17.3574	5.7353
9	0.1856	0.4749	0.0000	0.0001	29.1634	17.3574	5.7354
10	0.1809	0.0013	0.0001	0.0029	29.1647	17.3574	5.7383
11	0.1808	0.0008	0.0000	7.3876	29.1655	17.3574	13.1259
12	0.1809	0.0249	0.0000	0.1921	29.1904	17.3574	13.3180
13	0.1793	0.0000	0.0015	0.0005	29.1904	17.3589	13.3185
14	0.1769	0.0001	0.0089	0.0035	29.1905	17.3679	13.3220
15	0.1704	0.0006	0.0004	0.0002	29.1911	17.3682	13.3222
16	0.1601	0.0000	0.0000	0.0000	29.1911	17.3683	13.3222
17	0.1587	0.0000	0.0012	0.0000	29.1911	17.3694	13.3222
18	0.1561	0.0000	0.0000	0.0000	29.1911	17.3695	13.3222
19	0.1496	0.0011	0.0000	0.0278	29.1922	17.3695	13.3500
20	0.1477	0.0000	0.0003	0.0000	29.1922	17.3697	13.3500

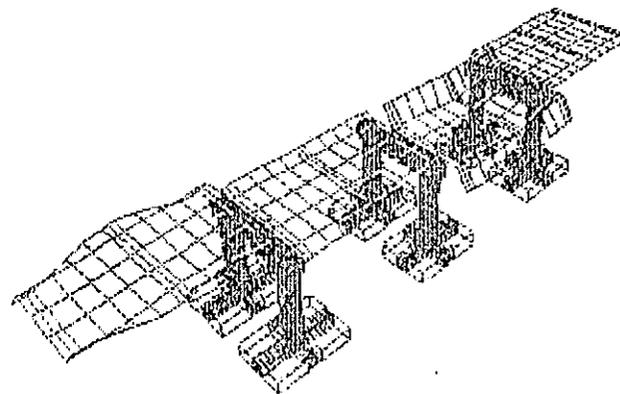
Tabla 6.14:

Participación Modal de Masa para el Análisis No Lineal del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura.

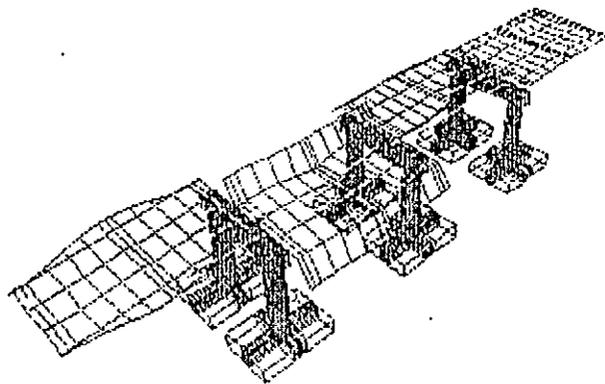
MODO 1 PERODO 0.6619 seg



MODO 2 PERODO 0.6604 seg



MODO 3 PERODO 0.4744 seg



MODO 4 PERODO 0.4702 seg

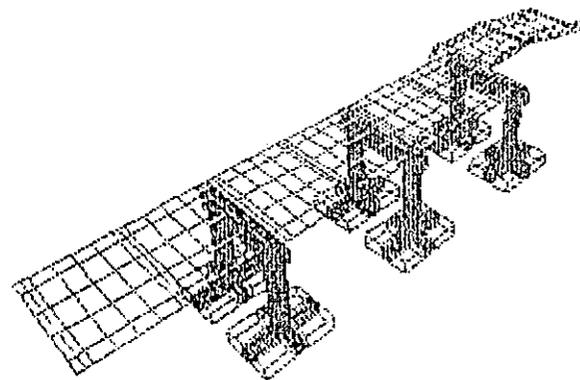


Figura 6.12: Deformadas Modales No Lineales del Puente Moropala con Interacción Suelo Estructura.

Elemento	Acción interna	CIG		IGN		SBB		Resistencia del Material o Fuerza de Diseño
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE	
Losas (placa)	σ_c (Kg/cm ²)	10.50	10.77	10.50	10.83	4.67	4.88	$f_c = 112$ $f_s = 1750$ $v_c = 4.22$
	σ_i (Kg/cm ²)	9.50	10.70	10.50	10.82	4.70	4.87	
	v (Kg/cm ²)	0.75	0.77	0.85	0.89	0.38	0.403	
Viga (marco)	V_2 (Ton)	7.90	8.35	9.02	7.82	6.12	5.63	75.80
	M_3 (Ton.m)	33.44	33.00	37.64	34.63	24.36	22.67	258.88
Diafragma (marco)	V_2 (Ton)	2.78	2.82	2.49	2.57	2.52	1.39	5.45
	M_3 (Ton.m)	2.99	3.06	2.86	2.93	2.86	1.34	4.00
Cabezal (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	42.00	60.00	24.50	35.00	9.00	14.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$ $v = 8.89$
	σ_i (Kg/cm ²)	35.00	60.00	32.50	45.50	10.40	15.00	
	v (Kg/cm ²)	65.00	77.00	22.00	36.00	13.20	17.50	
Columnas (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	76.50	112.00	49.50	55.00	20.20	28.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$
	σ_i (Kg/cm ²)	63.00	78.00	31.50	40.00	10.50	15.00	
	v (Kg/cm ²)	10.00	15.00	4.50	6.00	2.40	3.50	
Zapata (sólido)	σ_c (Kg/cm ²)	---	28.00	---	22.00	---	14.00	$f_c = 280$ $f_y = 2800$
	σ_i (Kg/cm ²)	---	26.00	---	20.00	---	5.00	
	v (Kg/cm ²)	---	15.00	---	6.00	---	3.50	

Tabla 6.15: Resultados Máximos en los Diferentes Componentes Estructurales del Puente Moropala.

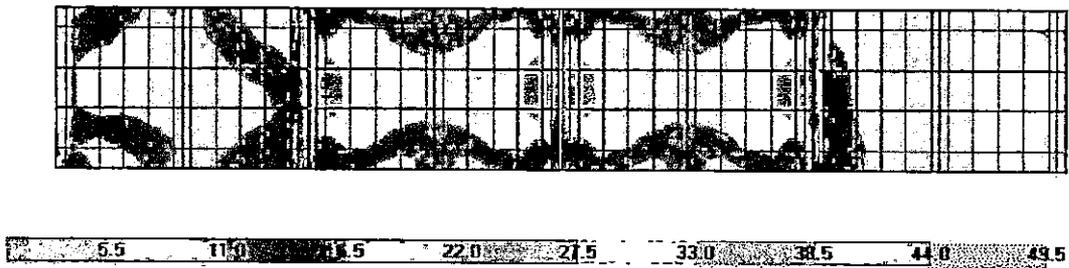


Figura 6.13(a): Esfuerzos Flectores (Dirección Longitudinal) en la Losa Puente Moropala

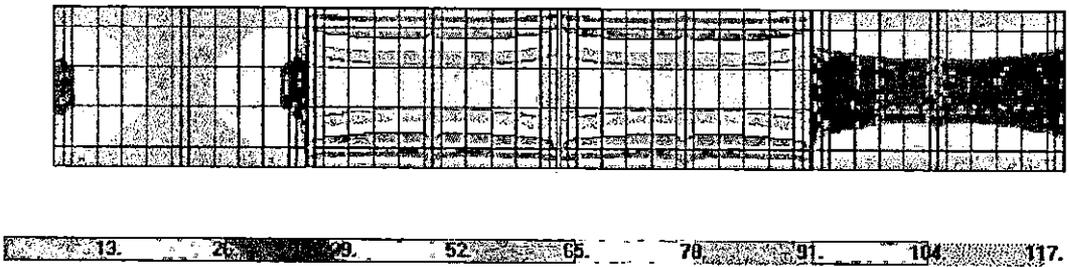


Figura 6.13(b): Esfuerzos Flectores (Dirección Transversal) en la Losa Puente Moropala.

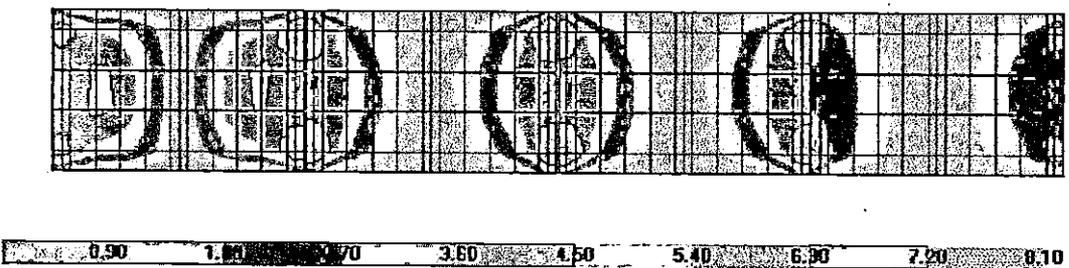


Figura 6.13(c): Esfuerzos Cortantes Máximos en la Losa Puente Moropala.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

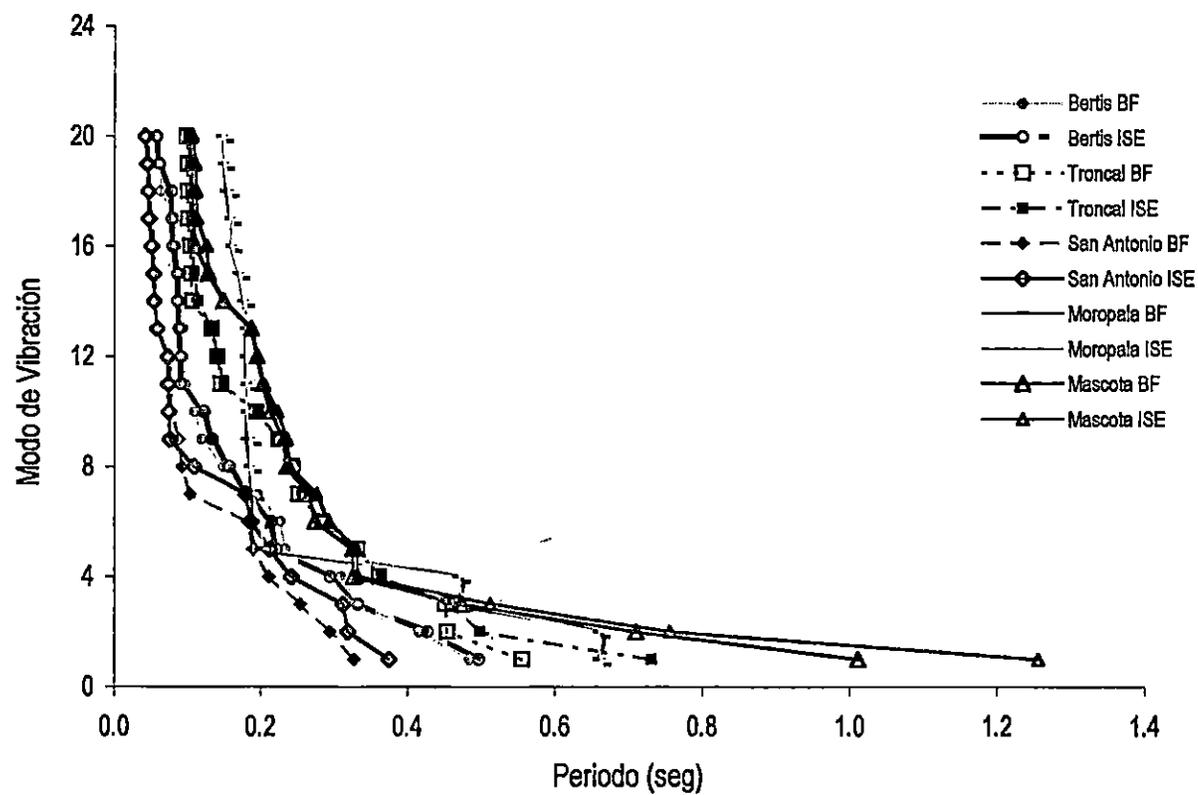
1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000 10000

Figura 6.14: Comparación de los Periodos de Vibración de los Puentes



6.1.2 *Desplazamientos Máximos Relativos al Suelo Encontrados.*

A continuación se tabulan los máximos desplazamientos (en centímetros) encontrados para las componentes horizontales en la losa y en la pila de cada puente. Los desplazamientos en la dirección vertical son despreciables y por tal motivo no se muestran. Puede observarse que los máximos corresponden al caso de ISE. Los desplazamientos en el Puente Troncal del Norte son mayores en el sentido longitudinal. Para el Puente Juan Bertís ocurre lo contrario. En la losa del Puente San Antonio los desplazamientos son mayores en la dirección transversal. Para los puentes La Mascota y Moropala, los máximos ocurren en la dirección transversal y son notablemente mayores que los del sentido longitudinal.

Los máximos desplazamientos en las condiciones de interacción suelo estructura y de base fija para cada puente ocurren en:

- Puente Troncal del Norte: En la losa ocurren en una esquina de la misma en la junta longitudinal que separa la sección este de la oeste. En la pila el máximo desplazamiento se observa en el extremo superior del cabezal (sección oeste).
- Puente San Antonio: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en el extremo de la junta de expansión central. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo del cabezal.
- Puente Juan Bertís: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en una de sus esquinas. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal.
- Puente La Mascota: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en un extremo de la junta de expansión transversal. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal.
- Puente Moropala: El máximo desplazamiento en la losa ocurre en uno de sus tableros, específicamente en la parte central del primero. El máximo desplazamiento en la pila se da en el extremo superior en voladizo del cabezal y corresponde a la pila central.

Ubicación		CIG		IGN		SBB	
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE
PUENTE TRONCAL DEL NORTE							
Losa	X	14.90	15.19	15.73	16.12	6.42	6.58
	Y	11.67	12.26	14.38	14.03	5.45	5.45
Pila	X	14.19	14.63	14.52	15.56	6.36	6.77
	Y	11.16	11.98	10.96	12.89	5.39	5.86
PUENTE SAN ANTONIO							
Losa	X	0.36	3.19	0.27	1.78	0.15	1.21
	Y	4.36	4.51	2.43	2.73	1.00	1.02
Pila	X	0.18	2.54	0.16	1.37	0.07	0.98
	Y	0.12	0.57	0.06	3.34	0.02	0.14
PUENTE LA MASCOTA							
Losa	X	4.96	5.00	4.45	4.76	1.74	2.15
	Y	19.95	19.44	22.99	27.91	12.09	13.46
Pila	X	6.44	6.81	4.86	4.95	1.80	1.98
	Y	18.94	16.61	24.86	18.31	14.41	11.42
PUENTE JUAN BERTIS							
Losa	X	5.14	5.19	6.37	6.33	2.20	2.41
	Y	3.91	4.14	6.84	7.07	2.10	2.17
Pila	X	3.65	4.11	4.95	5.37	1.86	2.19
	Y	2.49	2.99	3.48	4.42	1.17	1.36
PUENTE MOROPALA							
Losa	X	2.47	2.56	3.96	0.83	1.27	0.41
	Y	25.76	23.75	30.30	22.89	14.46	10.33
Pila	X	0.44	1.10	0.17	0.36	0.067	0.18
	Y	0.13	0.60	0.16	0.34	0.059	0.12

Tabla 6.16: Máximos Desplazamientos en el Tablero y el Cabezal para Todos los Puentes.

6.1.3 Efecto de la Interacción Suelo Estructura en la Respuesta Sísmica de los Puentes.

- **Participaciones de Masa:**

En la tabla 6.17 se muestran los porcentajes acumulados de participación de masa en las tres componentes y para las dos condiciones (base fija e interacción suelo estructura), luego de veinte modos de vibración. Puede observarse que en todos los puentes, a excepción del Puente Moropala, y sólo en las componentes horizontales correspondientes a la condición de BF se alcanza el 90% de la masa actuante. Para la condición de ISE las participaciones son menores en dichas componentes; sin embargo en la componente vertical los valores de participación son similares (excepto los puentes San Antonio y Moropala). Las participaciones de masa correspondientes al Puente Moropala con BF no logran un porcentaje representativo y mucho menos en el caso de ISE, lo cual indica que deben emplearse mucho más de veinte modos de vibración.

PUENTE	Ux		Uy		Uz	
	BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE
Troncal del Norte	96.65	90.11	96.21	89.67	61.99	63.53
San Antonio	94.84	87.48	91.93	82.64	88.35	77.99
La Mascota	91.07	79.94	97.99	86.99	68.13	65.76
Juan Bertis	96.73	94.00	97.35	82.42	84.66	85.97
Moropala	68.12	29.19	46.63	17.37	36.64	13.35

Tabla 6.17:

Porcentajes de Participación de Masa Acumulada en las Tres Componentes Luego de Veinte Modos de Vibración.

- **Cortantes Basales:**

En las figuras 6.15 a la 6.24 se muestran los gráficos de variación de desplazamiento máximo en el tablero de los puentes contra el cortante basal (ambos ocasionados por los sismos) en la misma componente, en la duración de cada registro sísmico. Puede observarse que para los puentes Troncal del Norte y Juan Bertis los ciclos de carga son más o menos regulares. En el Puente San Antonio las variaciones son regulares sólo en el caso de ISE. Los puentes Moropala y La Mascota presentan variaciones irregulares, con la excepción de la componente longitudinal del Puente Moropala.

Los máximos cortantes basales obtenidos para la condición de BF son generalmente mayores que los correspondientes al caso de ISE. En los puentes Troncal del Norte, Juan Bertis y San Antonio los valores de cortante basal son similares en las dos componentes, mientras que para el Puente La Mascota el cortante basal es mayor en el sentido transversal y en el Puente Moropala ocurre lo contrario. Los mayores efectos de los registros sísmicos son generados por las historias del CIG y del IGN; la historia sísmica del SBB genera siempre los menores resultados.

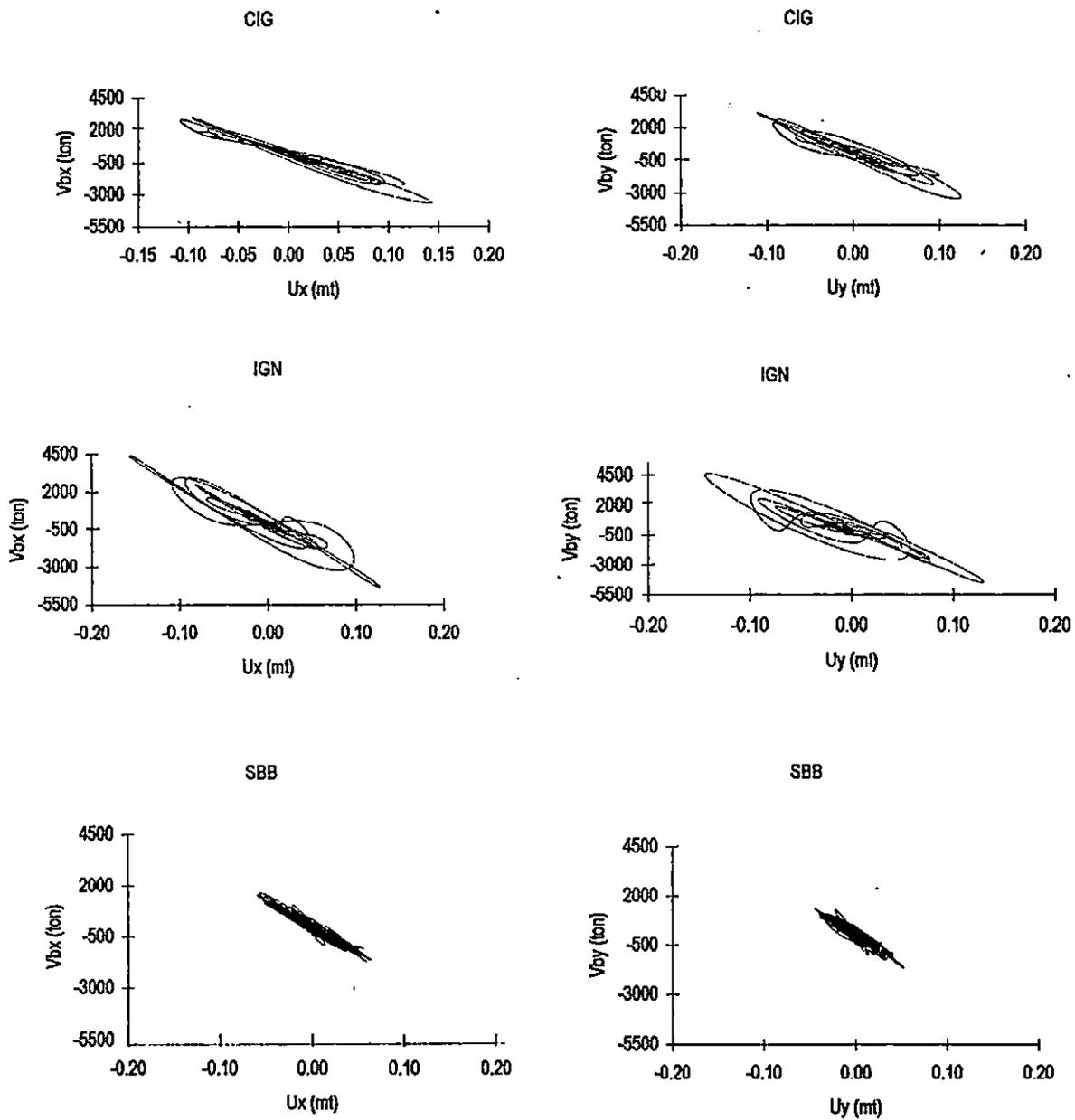


Figura 6.15: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Troncal del Norte BF

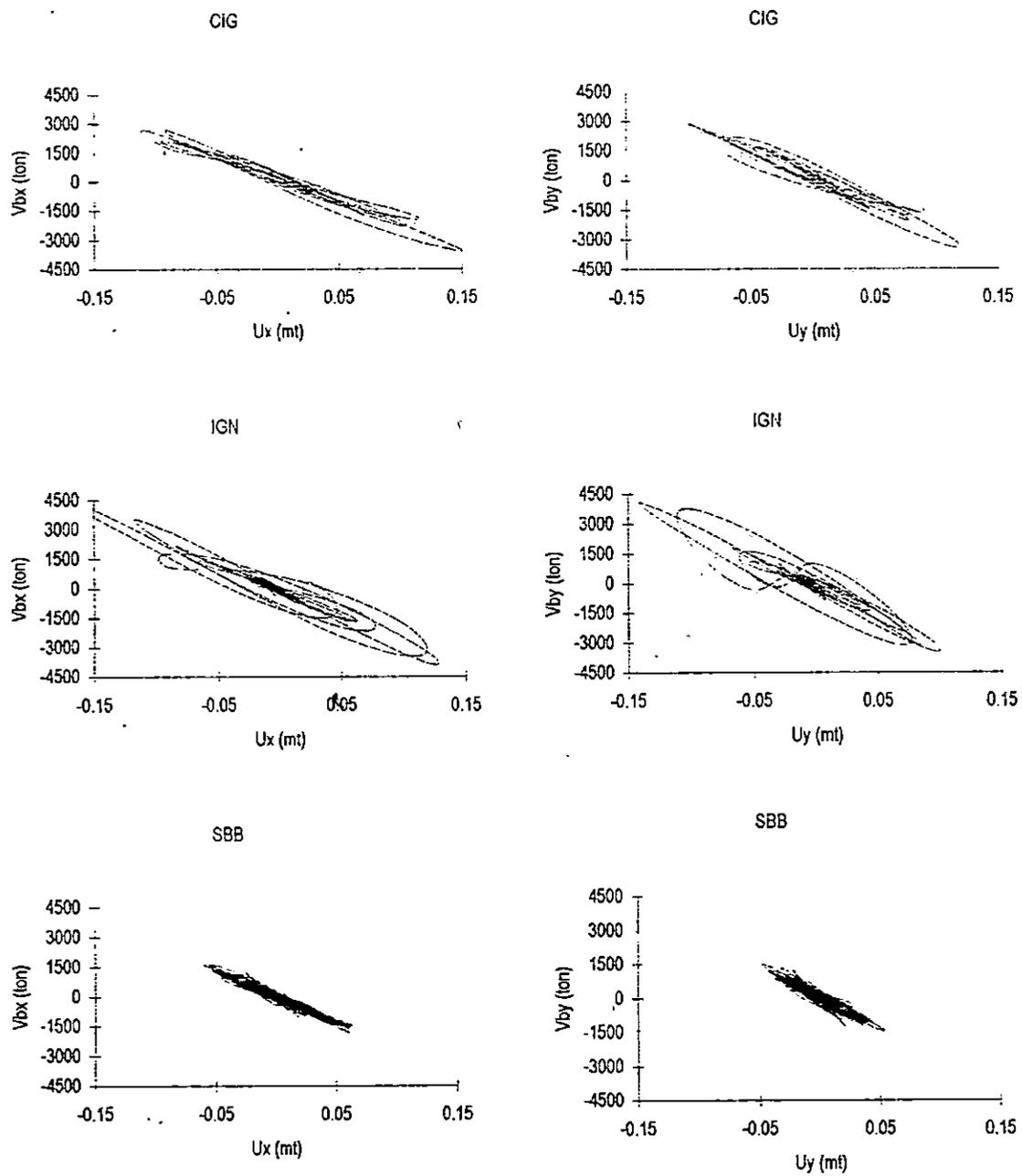


Figura 6.16: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Troncal del Norte ISE

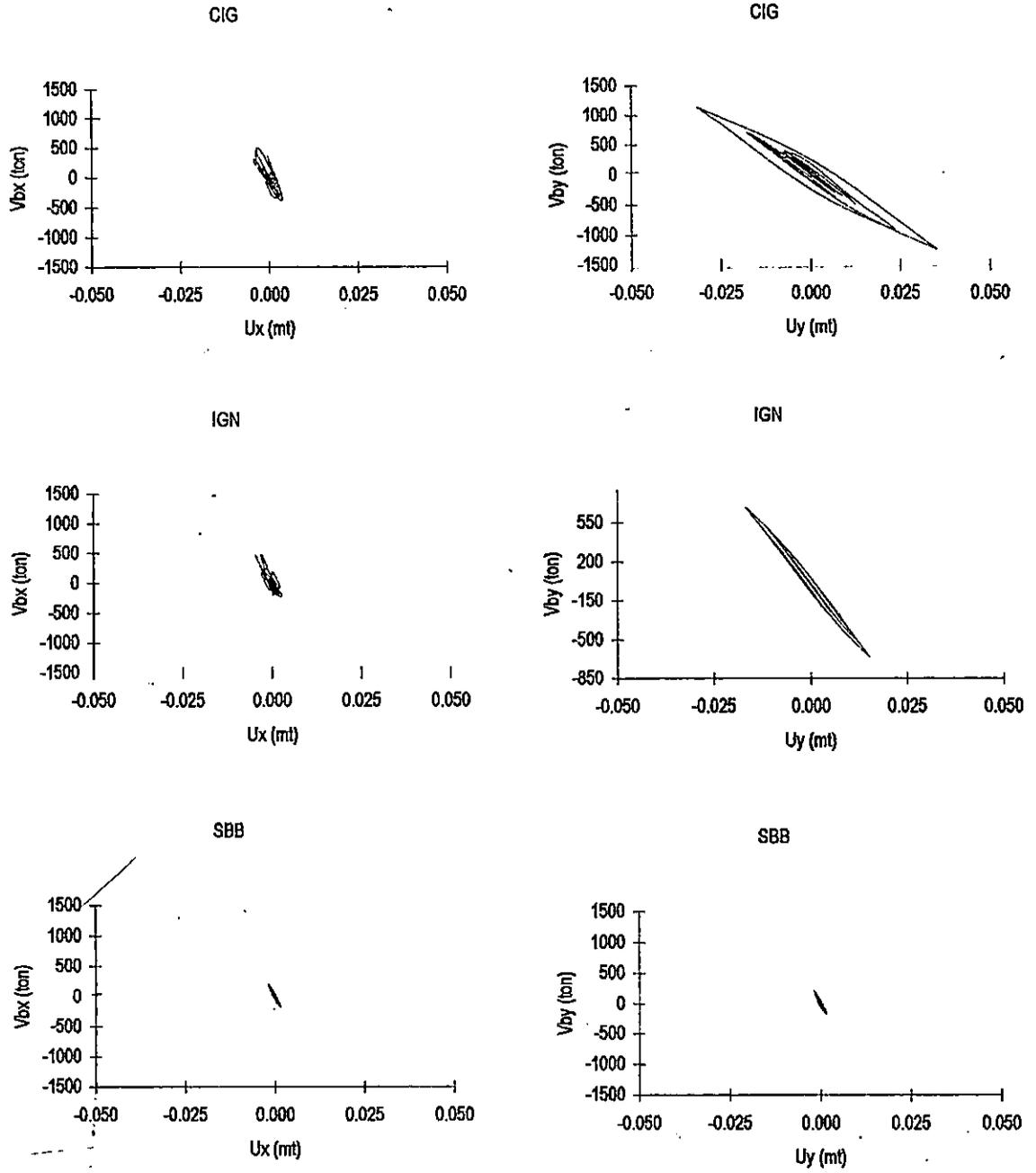


Figura 6.17: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente San Antonio BF

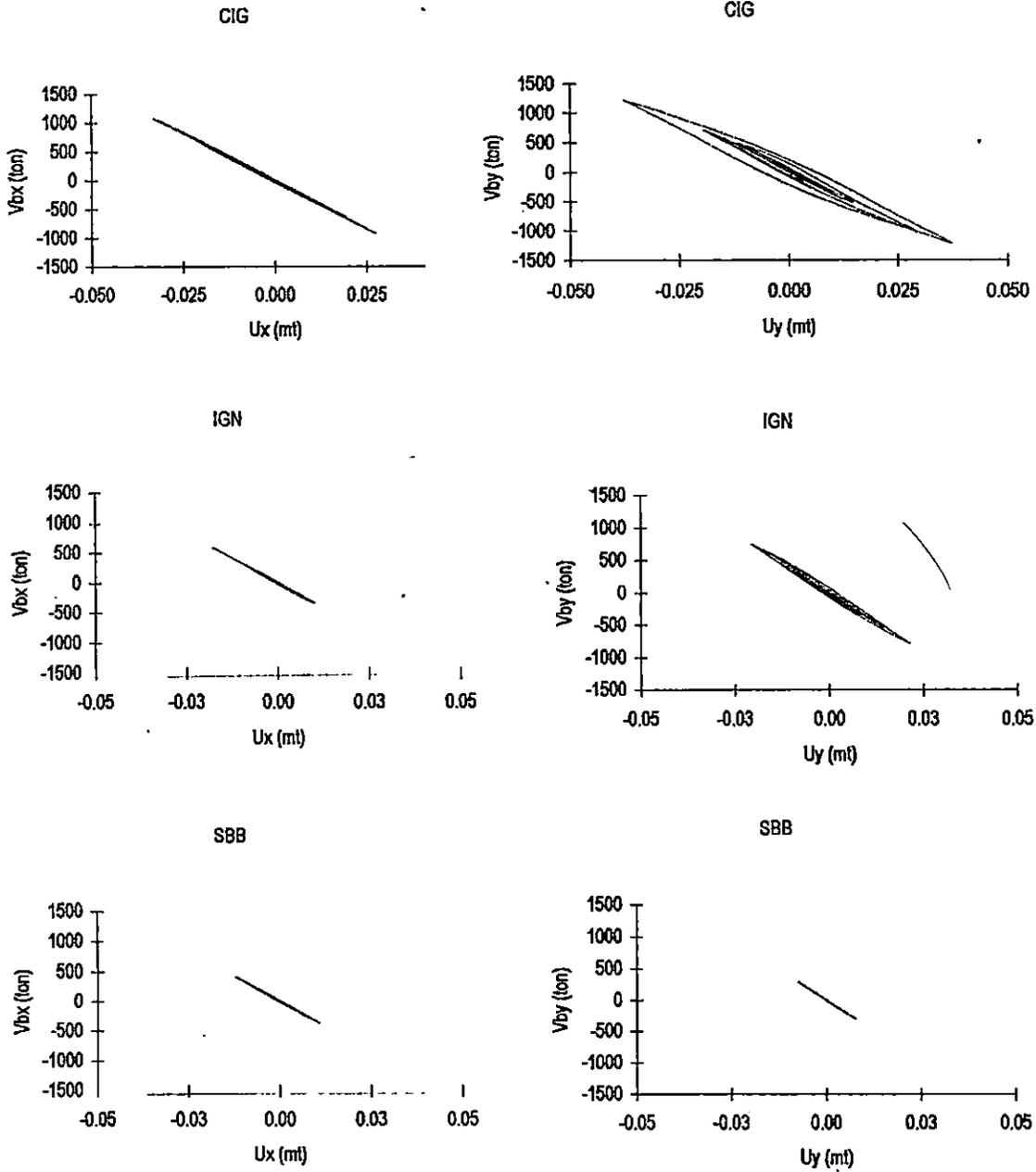
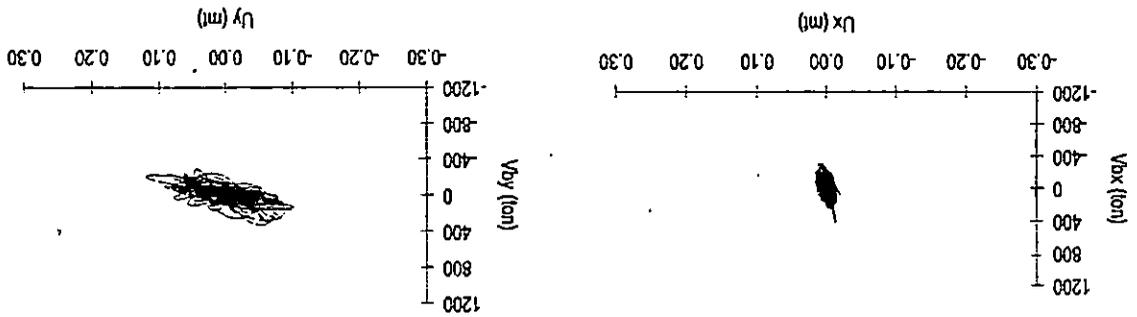
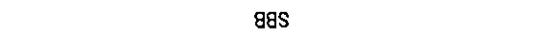


Figura 6.18: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente San Antonio ISE

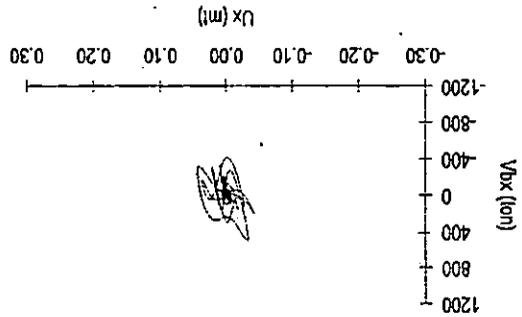
Figura 6.19: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente La Mascota BF



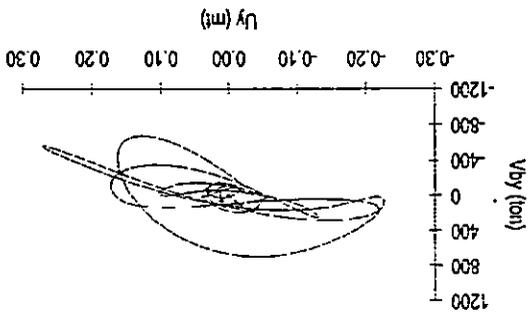
SBB



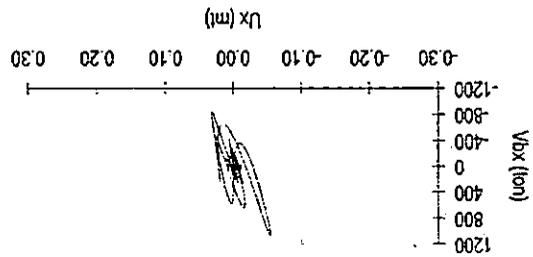
SBB



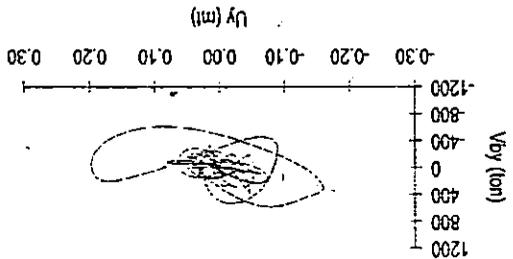
IGN



IGN



CIG



CIG

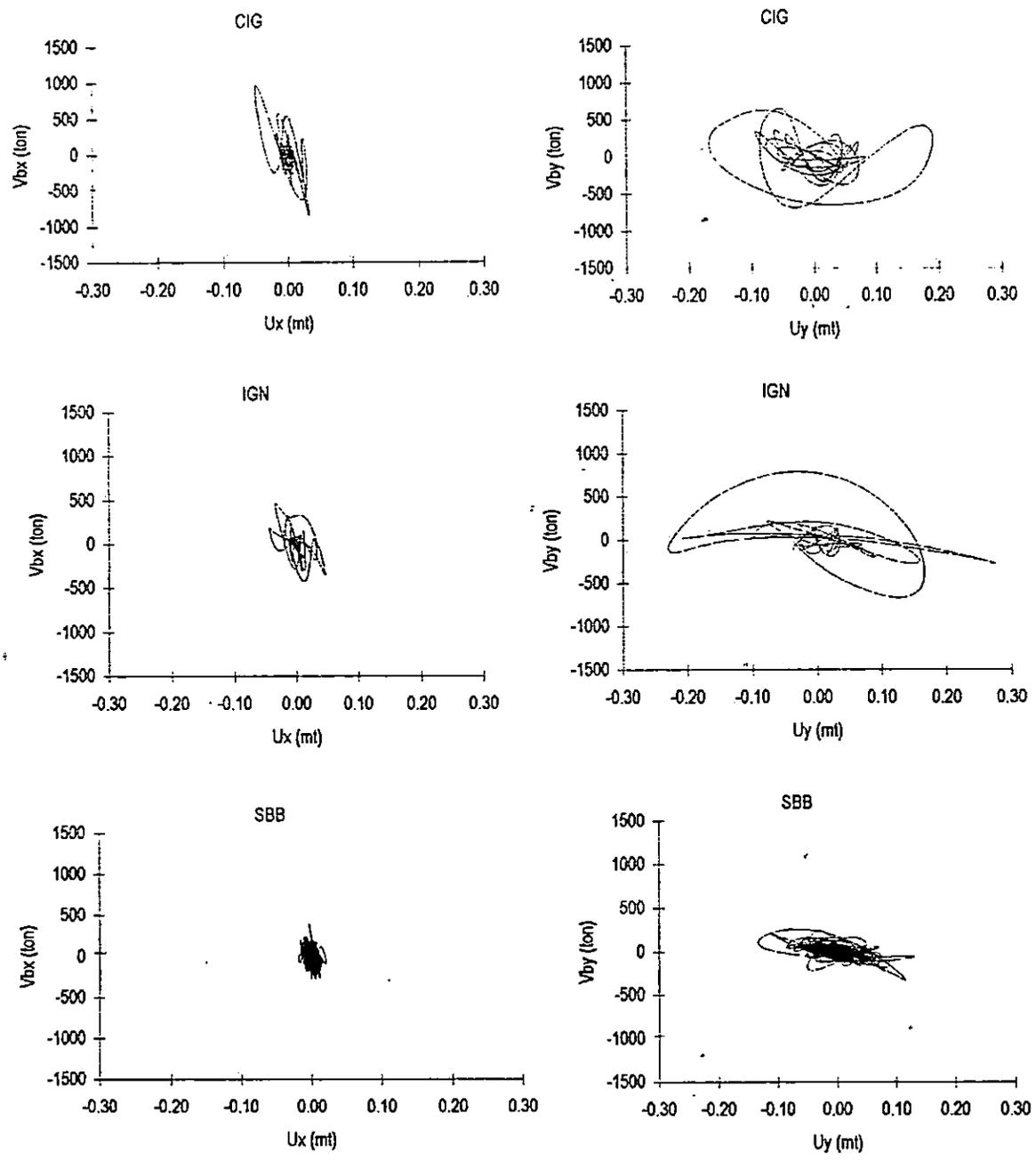


Figura 6.20: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente La Mascota ISE

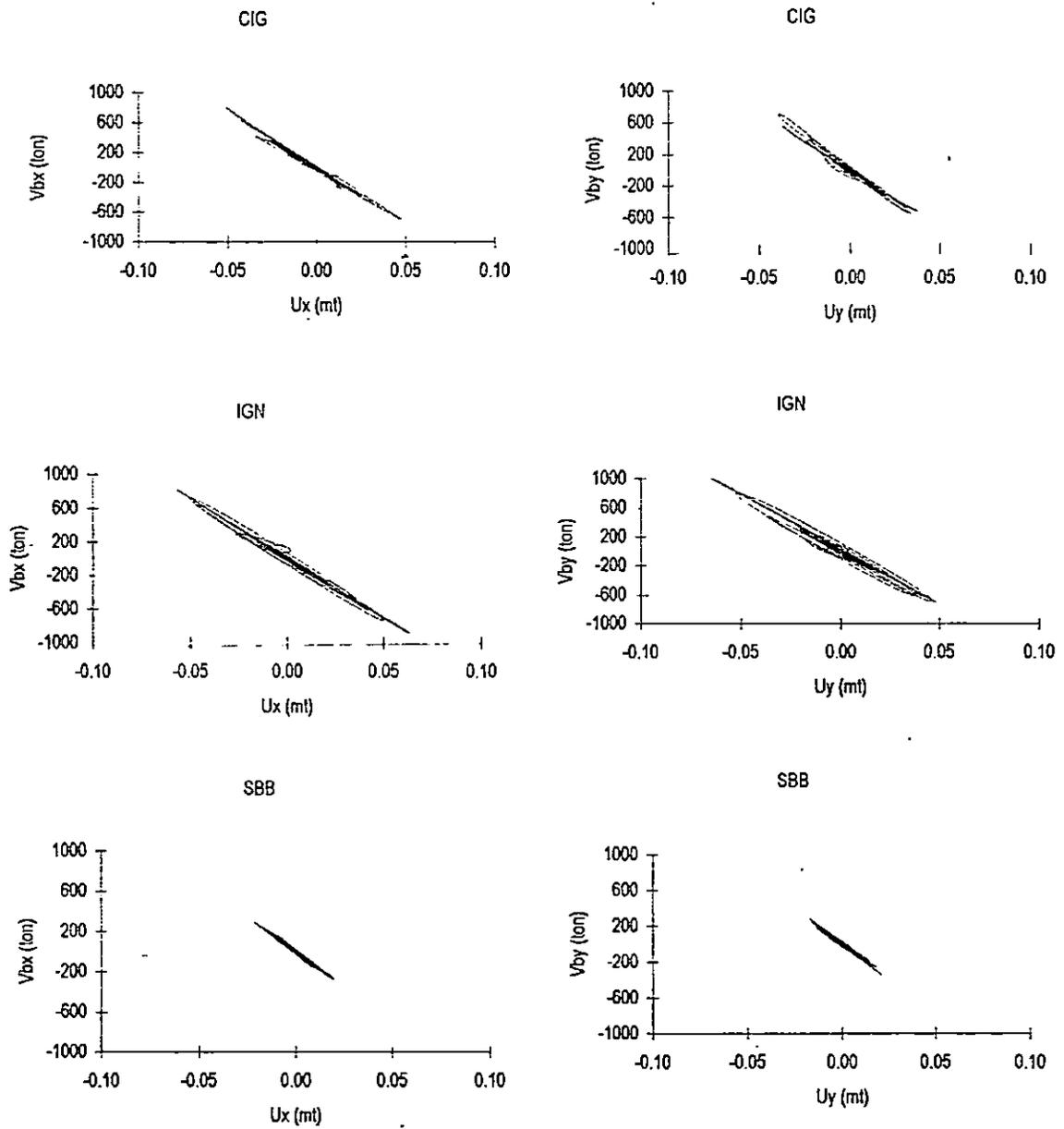


Figura 6.21: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Juan Berfís BF

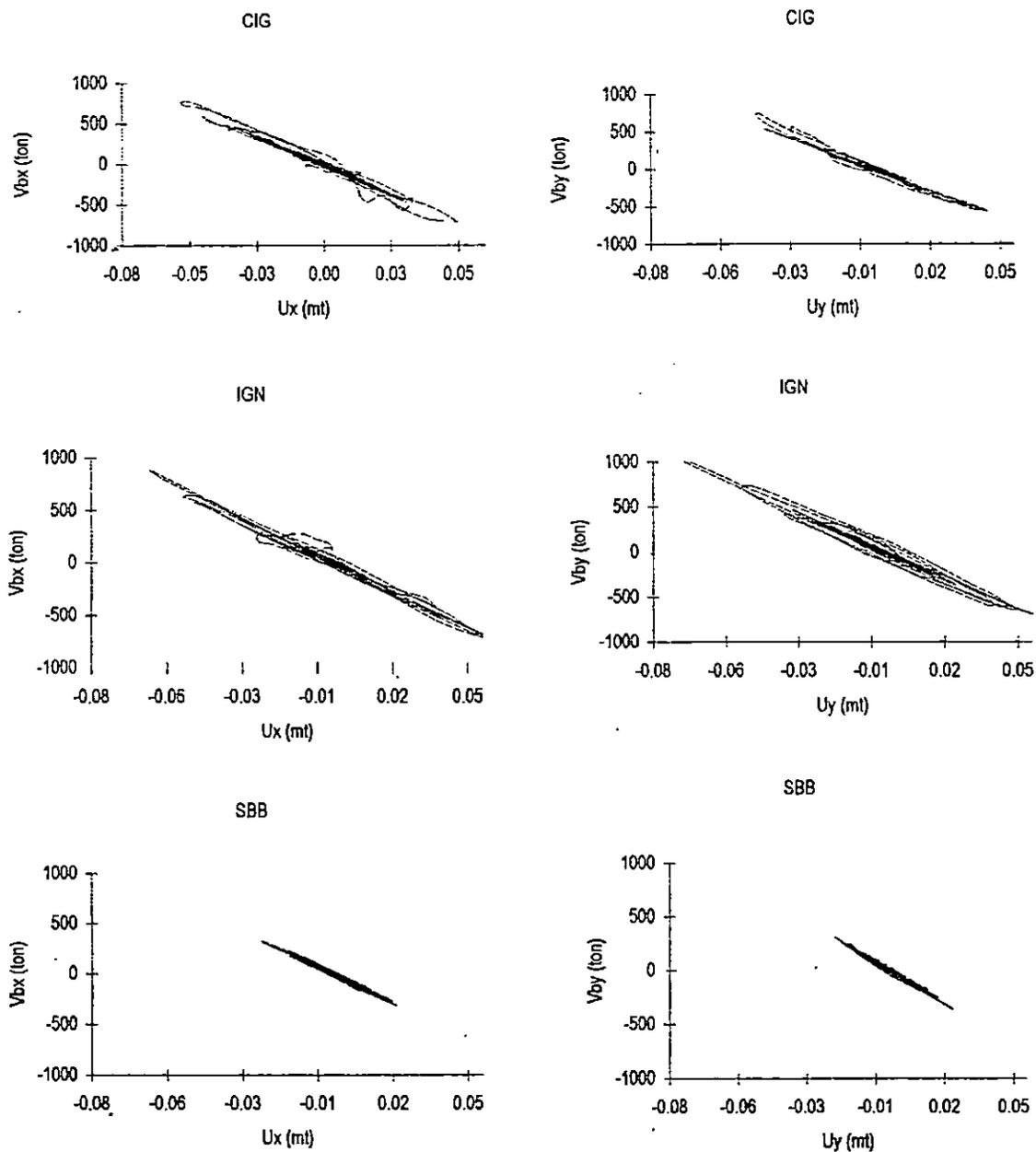


Figura 6.22: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Juan Bertis ISE

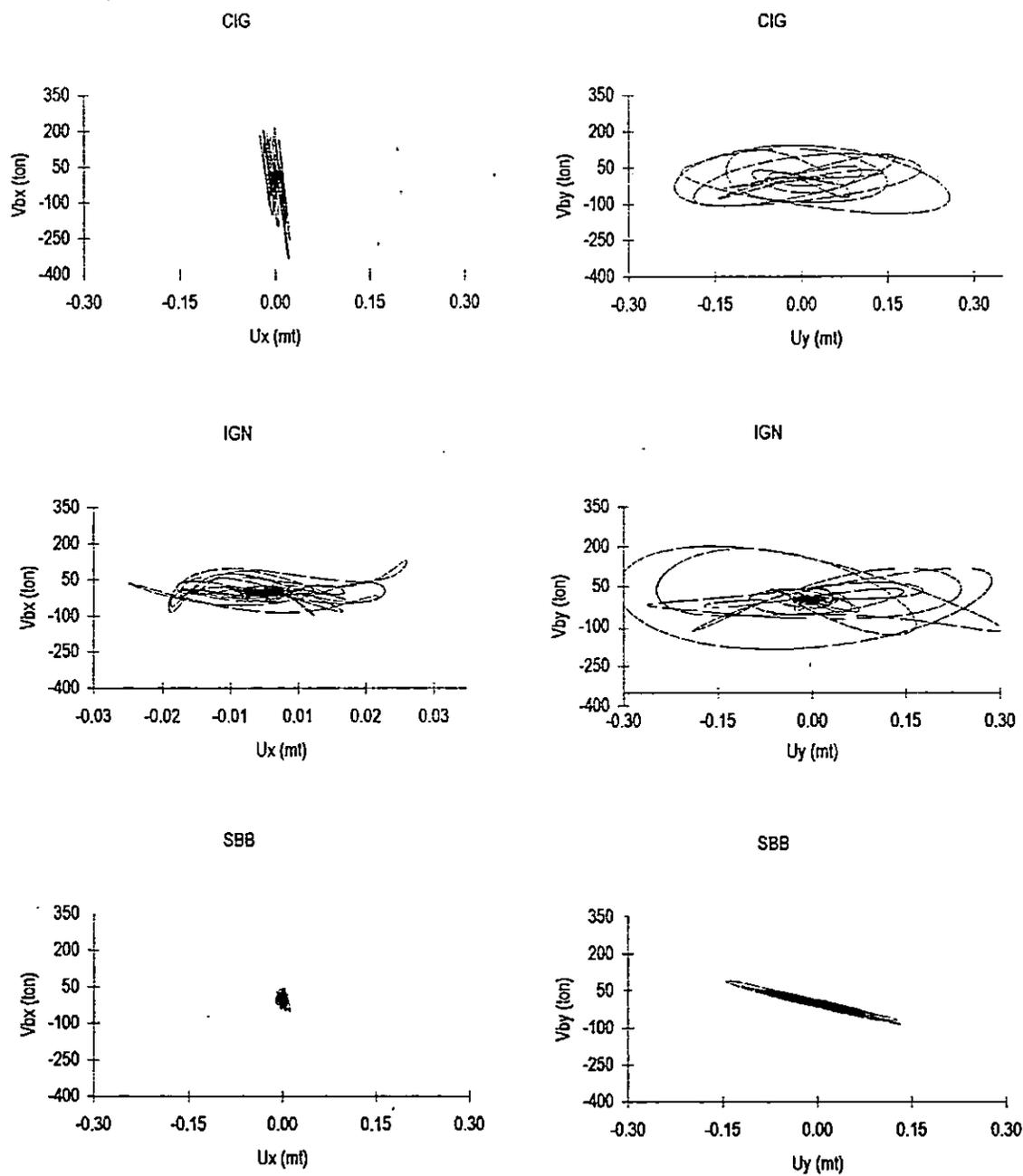


Figura 6.23: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Moropala BF

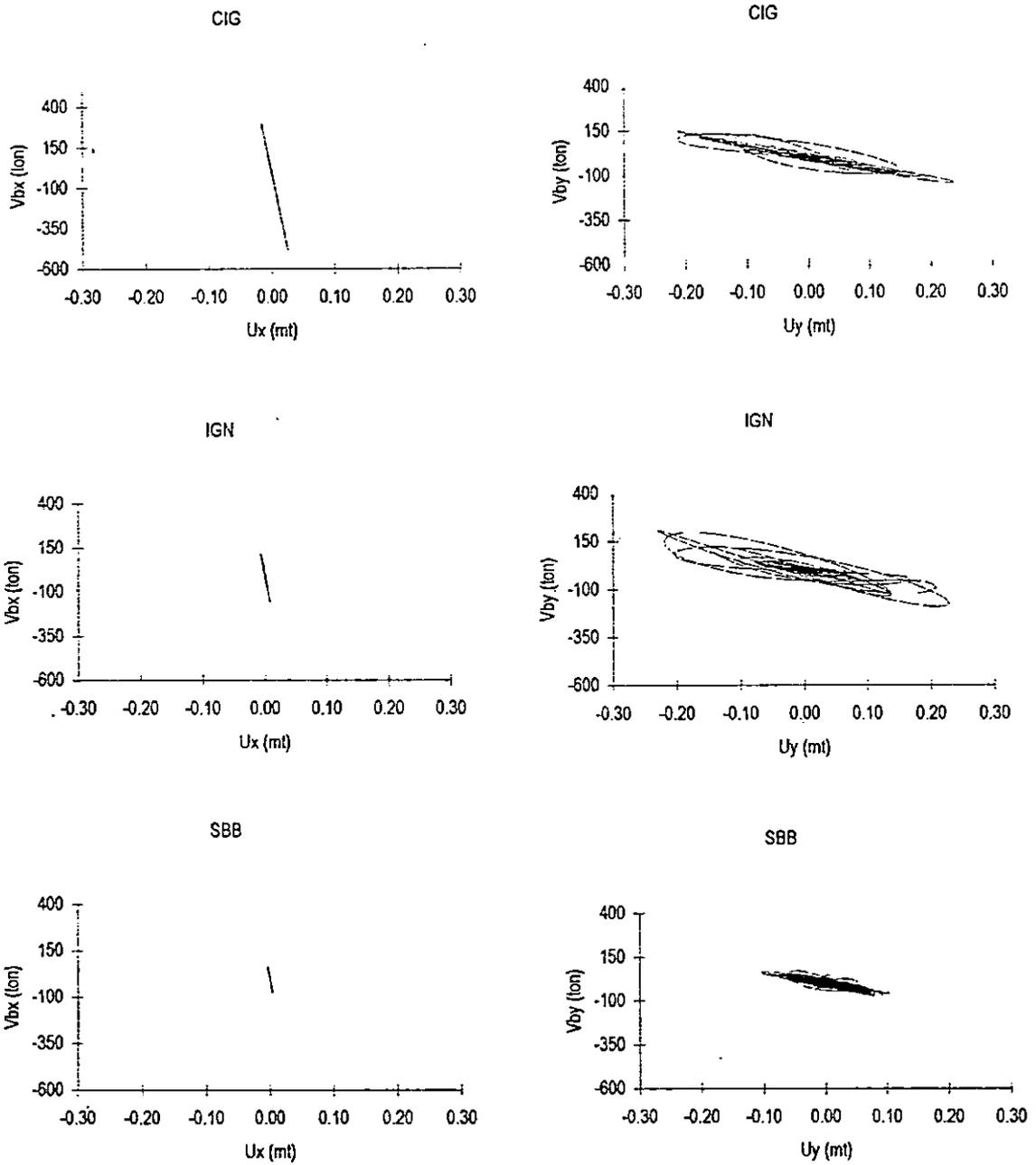


Figura 6.24: Cortante Basal Vrs Desplazamiento Máximo Puente Moropala ISE

6.1.4 *Máximas Acciones en Elementos de Unión No Lineales.*

Con el objeto de verificar el comportamiento de los elementos que se supone podrían tener un comportamiento inelástico durante el análisis no lineal, se presenta la siguiente tabla de máximas acciones internas en los elementos de unión no lineales. Los gráficos obtenidos de las historias sísmicas indican que los elementos sufrieron ciclos de histéresis principalmente en las acciones cortantes.

En los conectores se compararon los cortantes en sus extremos contra la deformación respectiva y se observó que la carga axial no tenía mayor incidencia y que las deformaciones eran despreciables. En los apoyos de las vigas se comparó además la fuerza axial, puesto que ésta sí tiene importancia en este tipo de elementos. Para los elementos que simulan a las juntas de expansión (Gaps) se comparó la fuerza axial contra la deformación en el mismo sentido y se verificó que los extremos conectados de estos elementos no tuvieron contacto (tanto la fuerza axial como la deformación son despreciables), además se investigó si tales extremos tenían desplazamientos relativos menores que el tamaño de la junta y puesto que dichos puntos se movían en fase, los desplazamientos relativos en cualquier instante de la historia sísmica no eran de importancia.

- Puente Troncal del Norte: En los apoyos las fuerzas axiales son similares. Los cortantes en los apoyos y conectores son mayores en la dirección transversal del puente. Las acciones internas en ambos elementos son menores en el caso de base fija y el registro gobernante es el IGN.
- Puente San Antonio: En los apoyos la fuerza axial es levemente mayor en la condición ISE, y ambos cortantes son casi el doble que los correspondientes a la otra condición. En los conectores los cortantes son similares en ambas condiciones para el registro del CIG, mientras que para el IGN son menores en la condición de base fija.
- Puente La Mascota: Para los apoyos la fuerza axial es levemente mayor en el caso de BF, el cortante en la en la dirección transversal es menor en dicha condición, mientras que en la dirección longitudinal es mayor. En los conectores los cortantes transversales son mucho menores que los longitudinales y disminuyen en la condición ISE. En los apoyos domina el registro del CIG, mientras que en los conectores el IGN gobierna en el caso de ISE y el CIG en el otro caso.
- Puente Juan Bertis: La carga axial en los apoyos es menor en el caso de base fija, mientras que los cortantes en ambas direcciones son mayores que los correspondientes a ISE. En los conectores, los cortantes en la condición de BF son menores que los de ISE, percibiéndose más en la dirección transversal del puente. Los registros del CIG e IGN causan indistintamente las máximas acciones.
- Puente Moropala: Las acciones en los apoyos no varían significativamente de la condición BF a la de ISE. En los conectores los cortantes en la dirección transversal son mayores en la condición de ISE y menores en la dirección longitudinal. No se observa el dominio de un solo registro en la obtención de la respuesta máxima, pero el registro del SBB siempre presenta las menores acciones.

Elemento No Lineal	Acción Interna	CIG		IGN		SBB	
		BF	ISE	BF	ISE	BF	ISE
PUENTE TRONCAL DEL NORTE							
Apoyo (Aislador 1)	P(Ton)	21.31	30.70	25.55	28.49	14.86	15.16
	V ₂ (Ton)	15.69	113.98	27.88	119.70	10.49	54.41
	V ₃ (Ton)	17.22	88.64	32.20	93.22	12.71	42.20
Conector (Plástico 1)	V ₂ (Ton)	2.07	37.29	4.77	41.36	10.34	16.95
	V ₃ (Ton)	1.32	14.49	2.58	14.85	6.17	5.49
PUENTE SAN ANTONIO							
Apoyo (Aislador 1)	P(Ton)	12.20	15.25	13.62	15.76	7.23	11.97
	V ₂ (Ton)	20.30	56.95	18.69	32.96	11.30	23.01
	V ₃ (Ton)	6.23	19.95	5.75	11.02	1.28	3.86
Conector (Plástico 1)	V ₂ (Ton)	42.37	42.63	27.36	30.66	10.38	8.47
	V ₃ (Ton)	31.39	31.86	13.90	20.10	6.33	4.63
PUENTE LA MASCOTA							
Apoyo (Aislador 1)	P(Ton)	48.60	47.31	42.74	39.25	16.75	12.46
	V ₂ (Ton)	21.62	38.41	12.53	34.89	8.82	15.65
	V ₃ (Ton)	80.38	55.44	81.87	79.15	31.31	41.24
Conector (Plástico 1)	V ₂ (Ton)	143.72	85.67	105.36	123.39	56.48	55.91
	V ₃ (Ton)	53.77	49.71	82.77	73.31	34.72	35.92
PUENTE JUAN BERTIS							
Apoyo (Aislador 1)	P(Ton)	24.15	27.45	19.15	22.85	9.94	10.22
	V ₂ (Ton)	18.17	15.03	14.24	11.41	5.39	4.98
	V ₃ (Ton)	24.93	22.73	28.94	25.68	10.23	9.56
Conector (Plástico 1)	V ₂ (Ton)	11.24	15.00	11.82	15.00	4.24	5.68
	V ₃ (Ton)	4.22	6.95	3.27	6.32	1.37	2.48
PUENTE MOROPALA							
Apoyo (Aislador 1)	P(Ton)	4.46	4.41	4.03	5.91	1.42	1.36
	V ₂ (Ton)	10.56	11.52	4.79	4.10	1.52	1.81
	V ₃ (Ton)	5.85	6.05	8.47	8.04	3.73	3.50
Conector (Plástico 1)	V ₂ (Ton)	2.08	6.10	2.14	8.63	0.72	3.73
	V ₃ (Ton)	5.69	3.59	5.54	5.20	2.44	2.23

Tabla 6.18: Acciones Internas en Elementos No Lineales para Todos los Puentes.

Capítulo 7:

Comparación de los Resultados del Análisis Dinámico Lineal y No Lineal.

7.1 Resumen y Comparación de los Resultados para cada Puente.

En las siguientes descripciones se comparan las alternativas de análisis estudiadas en el presente documento. Para el caso de las máximas acciones internas en los elementos estructurales se comparan sólo los valores máximos obtenidos para cada análisis y condición. Las acciones en los elementos no lineales son las provocadas por la aplicación de los registros sísmicos puesto que el programa no muestra otros casos o combinaciones de carga para estos elementos.

- *Puente Troncal del Norte:*
 - **Periodos de Vibración:** Puede observarse en la figura 7.1 que para este puente en el análisis lineal el primer periodo aumenta un 30% en la condición de interacción con respecto a la de base fija, mientras que en el análisis no lineal éste aumenta de igual forma un 32%. En la condición de base fija el primer periodo aumenta un 46% en el análisis no lineal con respecto al análisis lineal, mientras que para el caso de interacción éste aumenta de igual forma un 9.5%. En ciertos modos puede detectarse más marcadamente la diferencia entre los periodos para cada análisis en dos zonas del gráfico. La primera zona está comprendida por los valores de los periodos para los modos del 1 al 4 y en orden descendente son los correspondientes a ISE no lineal, ISE lineal, BF no lineal y por último BF lineal. Para los modos del 9 al 13 se detecta también cierta variación y corresponden en orden descendente a BF lineal, ISE lineal, ISE no lineal y por último BF lineal.
 - **Participación de masa modal después de 20 modos de vibración:** En la figura 7.6 puede observarse que en los análisis lineal y no lineal se alcanza el 90% o más de participación de masa en las direcciones horizontales en la condición de base fija, con valores levemente mayores para el análisis lineal. Para la condición de interacción en el análisis lineal no se logra dicho porcentaje en las mismas componentes pero para el análisis no lineal si se logra y tal variación es apreciable. Para la componente vertical la participación de la masa no llega a ser del 90%. En el análisis lineal la participación disminuye levemente en la condición de ISE y en el análisis no lineal aumenta casi inapreciablemente.
 - **Desplazamientos Máximos:** Los desplazamientos máximos ocurren para la condición de interacción en los dos análisis. Para el análisis lineal los desplazamientos longitudinales tienen mayor incidencia que los transversales y aumentan un 80% en la dirección longitudinal y un 46% en la transversal. En la condición de BF el efecto del análisis no lineal es incrementar los desplazamientos en la losa con respecto a la misma condición en el análisis lineal, mientras que para la condición de ISE no existe variación significativa en los dos análisis. En los dos análisis estos desplazamientos son los correspondientes a puntos ubicados sobre la losa en los extremos de la junta de que divide a la sección este de la oeste.
 - **Acciones Internas en los Elementos:** Las variaciones de los máximas acciones entre los casos base fija e interacción suelo estructura para el análisis lineal se muestran en las tablas 5.3 y 5.4, y para el análisis no lineal en la tabla 6.3. La distribución de los esfuerzos y acciones para cada análisis y caso es similar.

- (a) Losa: Las zonas que donde se concentran los esfuerzos máximos son las correspondientes a la región del diafragma central, cerca de los diafragmas exteriores y en las esquinas del tablero adyacentes a la junta longitudinal. Por ser un puente esviado los modos dominantes de vibración son torsionantes. Para la condición de BF en el análisis no lineal los valores de esfuerzos flexores aumentan hasta un 134% respecto a los resultantes del análisis lineal, mientras que para el caso de ISE dichos valores se encuentran próximos entre sí. Los esfuerzos cortantes se incrementan notablemente en el análisis no lineal y son casi iguales en las dos condiciones, mientras que en el análisis lineal se detectó un decremento en el caso de interacción. En el análisis no lineal se sobrepasan los esfuerzos de compresión y cortante en el concreto.
 - (b) Vigas y diafragmas: Los momentos y cortantes máximos se encuentran en las vigas cercanas a la junta longitudinal del puente específicamente en los extremos de las vigas conectadas longitudinalmente por el diafragma central. En los diafragmas, las máximas acciones internas encontradas corresponden al diafragma central. Para el análisis no lineal los valores de tales acciones disminuyen en la condición de base fija. En la condición de ISE las acciones son mayores en el análisis no lineal, mientras que en los diafragmas son menores con respecto al análisis no lineal.
 - (c) Pila: Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas (zonas concéntricas a los apoyos de las vigas). En la base de las columnas se observan también los mayores esfuerzos. En las columnas las acciones internas disminuyeron notablemente (hasta en un 500%) con respecto a las obtenidas en el análisis lineal, especialmente en cuanto a cortantes y momentos. La columna más esforzada es la extrema de la sección este en ambos análisis.
 - (d) Elementos No Lineales: Los elementos que se modelaron para presentar un comportamiento inelástico son los conectores viga-losa, las juntas de movimiento y los apoyos de las vigas. Los valores máximos se presentan en la tabla 6.18. Los elementos que simulaban la junta de movimiento no exhibieron comportamiento no lineal. Los conectores viga-losa son los que tuvieron las mayores fuerzas cortantes en la dirección transversal del puente presentando un comportamiento histerético. En cuanto a los apoyos el comportamiento observado fue completamente no lineal, siendo los apoyos ubicados en los extremos de las vigas cercanas a la junta longitudinal del puente. Los valores de fuerza axial inducida por sismo no presentó comportamiento inelástico y sólo tenían incidencia los cortantes en ambas direcciones. La variación detallada se describe en la sección 6.1.4 y los valores se muestran en la tabla 6.18.
- Cortante Basal contra Desplazamiento: En la tabla 7.1 se muestran los valores correspondientes al cortante basal sísmico en la dirección transversal y se observa que en el análisis lineal su valor es menor en el caso de ISE, mientras que en el análisis no lineal los valores son bastante cercanos en ambas condiciones, aunque menores al cortante del caso BF lineal y mayores al de ISE lineal. Se observa que los cortantes máximos en la duración del registro corresponden a valores cercanos al máximo desplazamiento en el tablero para la misma componente.

- *Puente San Antonio.*
- **Periodos de Vibración:** Realizando una comparación de los periodos de vibración correspondientes a cada uno de los 20 modos de vibración (figura 7.2) los mayores valores se presentan en el análisis no lineal, los primeros cinco modos con un 20% más con respecto al análisis lineal del puente; los periodos más largos corresponden a la condición ISE para los dos análisis (lineal y no lineal). En los dos casos de análisis (base fija e interacción suelo estructura) las deformadas modales para cada condición presentan cierta similitud, observándose para la primera condición que sus primeros modos poseen un movimiento torsionante con respecto al eje horizontal y para la segunda condición presentan un desplazamiento longitudinal de la estructura.
 - **Participación Modal después de 20 modos de vibración:** Para los dos análisis la mayor participación modal de masa la aporta la condición de base fija, verificándose que se sobrepasa el 90% en las componentes horizontales en ambas condiciones. En este sentido los valores de respuesta sísmica obtenidas para los análisis son válidos y confiables debido a que se logra un porcentaje aceptable de la participación modal de masa y que 20 modos son suficientes.
 - **Desplazamientos Máximos:** Los desplazamientos máximos ocurren en la dirección transversal del puente. Para ambas condiciones (BF e ISE) no se observa variación significativa en los análisis lineal y no lineal, teniendo éstos diferencias menores a un 4% en ambas condiciones. En los dos análisis estos desplazamientos se dan generalmente sobre la losa en los puntos ubicados en la junta de movimiento central.
 - **Acciones Internas:** Las variaciones de los valores entre las condiciones de base fija e interacción suelo estructura se mencionaron en los capítulos V y VI para los análisis lineal y no lineal respectivamente, siendo similar la ubicación de los esfuerzos máximos para cada condición en ambos análisis en los elementos estructurales como se describe a continuación:
 - (a) **Losa:** Los esfuerzos a flexión máximos generalmente se concentran en las zonas adyacentes a las juntas en donde la losa se une con los diafragmas centrales por los conectores aunque también se presentan esfuerzos considerables en las esquinas del tablero, en los análisis lineal y no lineal los esfuerzos resultantes no sobrepasan a los admisibles de los materiales.
 - (b) **Vigas y diafragmas:** Para las vigas, los momentos y cortantes máximos se encuentran en las vigas exteriores del puente, en las zonas cercanas a los diafragmas centrales (apoyado en el cabezal de la pila). En cuanto a los diafragmas, los momentos y cortantes máximos se dan en aquellos adyacentes a la junta central del puente y que están cercanos a la viga central o a vigas exteriores.
 - (c) **Pila:** Para los análisis lineal y no lineal los esfuerzos máximos se concentran para la condición base fija en la unión columna-cabezal y cabezal-vigas, obteniéndose en la primera unión mencionada los de mayor ponderación; para la condición de interacción suelo-estructura los esfuerzos máximos están ubicados en la unión zapata-pila y cabezal-vigas. Los esfuerzos a compresión obtenidos para ambas condiciones (base fija e interacción suelo-estructura) no sobrepasan los esfuerzos admisibles del concreto en los casos de linealidad y no linealidad.
 - (d) **Elementos No Lineales:** Los elementos que presentan un comportamiento inelástico en este puente son los conectores viga-losa, los elementos de junta de movimiento y los apoyos viga-cabezal. Los valores máximos se presentan en la tabla 6.18 del capítulo VI. Los elementos que simularon la junta de movimiento (*Gaps*) no tuvieron

exhibieron comportamiento no lineal y los valores de desplazamientos son despreciables, por lo tanto no fueron tomados en cuenta sus resultados. Los conectores viga-losa son los que tuvieron las mayores fuerzas cortantes en la dirección transversal y longitudinal del puente, la variación entre base fija e interacción suelo estructura en la historia de CIG es casi despreciable, no así para la historia de IGN que es de 12% aproximadamente, siendo la condición de suelo-estructura la mayor. En los apoyos viga-cabezal la mayor respuesta la aportó la condición de suelo-estructura en un 200% con respecto a base fija, para estos apoyos el comportamiento observado fue completamente no lineal, se encontraron los mayores valores de fuerzas internas en los apoyos ubicados cerca de la pila central del puente.

- Cortante Basal contra Desplazamiento: Los desplazamientos transversales comparados con los cortantes basales máximos son presentados en la tabla 7.1 de éste capítulo, se puede observar que a medida los desplazamientos son mayores para el análisis no lineal los cortantes basales son mayores respecto al análisis lineal.
- *Puente La Mascota*
 - Periodos de Vibración: Como puede observarse en el gráfico comparativo de los periodos de vibración (figura 7.3) los mayores valores son obtenidos por análisis no lineal, verificándose un incremento para los primeros cuatro modos del 70% aproximadamente respecto al análisis lineal del puente. Como era de esperarse los periodos más largos son atribuibles al caso de interacción suelo estructura para los dos análisis. En el análisis lineal las tendencias de los 20 primeros modos son muy cercanas entre sí, no así para el análisis no lineal donde se observa que los primeros tres modos se separan marcadamente un 24%, luego de estos las tendencias entre base fija e interacción suelo estructura son similares. Para los dos análisis en los dos casos: base fija e interacción suelo estructura las deformadas modales son idénticas observándose para el primer modo el desplazamiento lateral de la estructura.
 - Participación Modal después de 20 modos de vibración: Para los dos análisis la mayor participación modal de masa la aporta el caso base fija, verificándose que se sobrepasa el 90% en las componentes horizontales, no así en el caso interacción suelo estructura donde este porcentaje alcanza un 87% en la dirección N-S (dirección transversal del puente) en ambos análisis. En este sentido los valores de respuesta sísmica obtenidos para los análisis será válido y confiable debido a que se logra un porcentaje aceptable de la participación modal de masa y que 20 modos son suficientes.
 - Desplazamientos Máximos: Los desplazamientos máximos ocurren en la dirección transversal del puente (ancho). Para el caso base fija se observa un incremento del 32% en el análisis no lineal respecto al lineal y un 45% en el caso interacción suelo estructura. En los dos análisis estos desplazamientos se dan sobre la losa en los puntos ubicados en la junta de movimiento central.
 - Acciones Internas: Las variaciones de los valores entre los casos base fija e interacción suelo estructura se mencionaron en los capítulos V y VI para los análisis lineal y no lineal respectivamente. La distribución de los esfuerzos para cada caso es similar:

- (a) Losa: las zonas que son más vulnerables a las excitaciones sísmicas son las esquinas del tablero y las áreas adyacentes a la junta central. El puente es esviado por lo que se observa un efecto torsional que es desfavorable para el comportamiento estructural del puente. Para el análisis no lineal los valores aumentan un 140% respecto a los resultantes del análisis lineal, esto se debe a la influencia que ejercen los conectores no lineales que unen a losa con las vigas. Los esfuerzos a flexión obtenidos en el análisis lineal son un 5% mayores a los admisibles y los esfuerzos cortantes son menores al admisible, en el análisis no lineal los esfuerzos resultantes sobrepasan hasta un 160% a los admisibles de los materiales.
- (b) Vigas y diafragmas: los momentos y cortantes máximos se encuentran en las vigas exteriores del puente, esto se debe a la sección de voladizo de losa (acera) que tienen que soportar, a diferencia de la losa, los valores obtenidos de los dos análisis son similares. En cuanto a los diafragmas, los momentos y cortantes máximos se dan en aquellos adyacentes a la junta central del puente y estos sobrepasan un 85% y 60% en los análisis lineal y no lineal respectivamente a los admisibles obtenidos de la memoria de cálculo del puente.
- (c) Pila: los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas siendo las zonas más vulnerables las esquinas que comparten la cabeza de la columna y el cabezal. En la base de las columnas se observan los mayores esfuerzos cortantes y los esfuerzos máximos de flexión se observan a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la columna medida desde la base. Los esfuerzos a compresión obtenidos para el caso base fija en el análisis lineal en las columnas sobrepasan los esfuerzos admisibles del concreto en un 225% y los obtenidos en el análisis no lineal BF e ISE sobrepasan en un 200% a los admisibles, la zona en que la columna se estrecha (unión columna – cabezal) es donde se observa esta vulnerabilidad.
- (d) Elementos No Lineales: como se mencionó en capítulo VI los elementos que se modelaron para presentar un comportamiento inelástico son los conectores viga-losa, los elementos de junta de movimiento y los apoyos viga-cabezal. Los valores máximos son presentados en la tabla 6.18 del capítulo VI. Los elementos que simulaban la junta de movimiento (*Gaps*) no tuvieron ningún esfuerzo que alcanzara el comportamiento no lineal, es decir que el desplazamiento axial no alcanzó los 10 cm que es el ancho de las juntas de movimiento especificadas en los planos estructurales. Los conectores viga-losa presentaron las mayores fuerzas cortantes en la dirección transversal del puente, la variación entre base fija e interacción suelo estructura es de 6% aproximadamente siendo la primera la mayor, presentando un comportamiento histerético. En cuanto a los apoyos viga-cabezal la mayor respuesta la aportó el caso base fija en un 3% respecto a interacción suelo estructura, para estos apoyos el comportamiento observado fue completamente no lineal, los apoyos ubicados en los extremos del puente fueron los que más esforzados, la fuerza axial de estos apoyos no presentó comportamiento inelástico por lo que estos apoyos deben ser diseñados especialmente por cortante.
- Cortante Basal contra Desplazamiento: Los desplazamientos transversales comparados con los cortantes basales máximos son presentados en la tabla 7.1 de este capítulo, se puede observar que a medida los desplazamientos son mayores para el análisis no lineal, los cortantes basales son menores respecto al lineal, esto se debe a que en el análisis inelástico los elementos no lineales pasan de la fase elástica a la fase inelástica verificándose grandes deformaciones.

- *Puente Juan Bertis.*
- **Periodos de Vibración:** después de los 20 modos de vibración, los periodos máximos obtenidos (figura 7.2) los arroja el análisis no lineal, no presentándose una diferencia significativa en los primeros tres modos, no así para los siguientes modos que presentan una variación aproximada desde 87% reduciéndose hasta llegar a un 25% en los últimos modos con respecto al análisis lineal del puente, los periodos de vibración más largos corresponden a la condición de interacción suelo-estructura para los dos análisis (Lineal y no lineal). Las gráficas de los periodos después de 20 modos de vibración para el análisis lineal y no lineal poseen la misma tendencia hasta el quinto modo de vibración, luego existe una diferencia entre la tendencia de cada análisis, siendo la misma en cada uno de ellos. Para los dos análisis base fija e interacción suelo-estructura las deformadas modales para cada condición presentan cierta similitud, observándose para las dos condiciones que sus primeros modos presentan un desplazamiento longitudinal de la estructura
- **Participación Modal** después de 20 modos de vibración: la mayor participación modal de masa para los dos análisis la aporta la condición de base fija, verificándose que se sobrepasa el 90% en las componentes horizontales, no así en el caso interacción suelo-estructura donde este porcentaje alcanza un 78% en la dirección transversal del puente en ambos análisis.
- **Desplazamientos Máximos:** Los desplazamientos máximos ocurren en la dirección transversal del puente (ancho). Para ambas condiciones base fija e interacción suelo estructura, siendo mayores los desplazamientos en el análisis lineal en un 33%. En los dos análisis estos desplazamientos se dan generalmente sobre la losa en los puntos ubicados en la junta de movimiento central.
- **Acciones Internas:** las variaciones de los valores entre las condiciones de base fija e interacción suelo estructura se mencionaron en los capítulos V y VI para los análisis lineal y no lineal respectivamente, siendo similar la ubicación de los esfuerzos máximos para cada condición en ambos análisis:
 - (a) **Losa:** los esfuerzos a flexión máximos generalmente se concentran en las zonas adyacentes al diafragma central del puente, aunque también se presentan esfuerzos de consideración en las esquinas del tablero, en los análisis lineal y no lineal los esfuerzos resultantes no sobrepasan a los valores admisibles de los materiales.
 - (b) **Vigas y diafragmas:** para las vigas, los momentos flectores y cortantes transversales máximos se encuentran en la región cercana al diafragma central (apoyado en el cabezal de la pila). En cuanto a los diafragmas, los momentos y cortantes máximos se dan en el diafragma central del puente y que están cercanos a la viga central o a vigas exteriores.
 - (c) **Pila:** en el cabezal de la pila los esfuerzos máximos se concentran en una pequeña zona alrededor de los apoyos que unen dicho elemento estructural con las vigas, presentándose los esfuerzos máximos para los dos análisis en ambas condiciones, no existiendo una variación regular de los valores para cada condición. Los valores máximos de las fuerzas internas para las columnas se presentan de la siguiente manera: la fuerza axial presenta mayores valores en el pie de la columna, los mayores cortantes se presentaron ya sea en la cabeza o en pie de la columna y en lo que respecta a los momentos máximos estos se dieron en la cabeza de las columnas, indistintamente para ambos análisis y condiciones de apoyos.

- (d) Elementos No Lineales: En este puente así como en los demás analizados los elementos que presentan un comportamiento inelástico son: los conectores viga-losa, los elementos de junta de movimiento y los apoyos viga-cabezal. Los valores máximos se presentan en la tabla 6.18 del capítulo VI. Los elementos que simularon la junta de movimiento (*Gaps*) en la parte central y en los extremos de la estructura, no tuvieron ningún esfuerzo que alcanzara el comportamiento no lineal arrojando valores de desplazamientos despreciables, por lo tanto no fueron tomados en cuenta sus resultados. En los conectores viga-losa, los cortantes de la condición de interacción suelo-estructura son mayores que los de base fija. En cuanto a los apoyos viga-cabezal son los que tuvieron las mayores fuerzas cortantes en la dirección transversal y longitudinal del puente, la mayor respuesta la aportó la condición de base fija con respecto a interacción suelo-estructura, mientras que la fuerza axial es mayor en el caso de base fija, para estos apoyos el comportamiento observado fue completamente no lineal, se encontraron los mayores valores de fuerzas internas en los apoyos ubicados cerca de la pila central del puente.
- Cortante Basal contra Desplazamiento: Los cortantes basales máximos comparados con los desplazamientos transversales son presentados en la tabla 7.1 de éste capítulo, se puede observar que a medida los desplazamientos generalmente son menores para el análisis no lineal los cortantes basales son mayores respecto al lineal.
- *Puente Moropala*
 - Periodos de Vibración: Como puede observarse en el gráfico comparativo de los periodos de vibración (figura 7.5) los mayores valores son obtenidos por análisis no lineal, verificándose un incremento para los primeros cuatro modos del 150% aproximadamente respecto al análisis lineal del puente. En el análisis lineal las tendencias de los 15 primeros periodos son muy cercanas entre sí, los periodos del 15 al 20 varían un 15% de BF a ISE, es importante mencionar que estos últimos periodos son de igual valor (ver tablas 5.9 y 5.10 del capítulo V). En el análisis no lineal se observa que todos los periodos no varían de la condición BF a ISE (sólo en centésimas de segundo). Para los dos análisis en los dos casos: base fija e interacción suelo estructura las deformadas modales son idénticas observándose para el primer modo el desplazamiento lateral de la estructura.
 - Participación Modal después de 20 modos de vibración: para los dos análisis la mayor participación modal de masa la aporta el caso base fija, se observa que no se alcanza el 90% en ninguna de las direcciones, llegando a un 69% el la componente longitudinal y 49% en la dirección transversal del puente, lo anterior es válido para los dos análisis. En este sentido se debe analizar a la estructura con más periodos para que los valores de respuesta sísmica obtenidos sean válidos y confiables.
 - Desplazamientos Máximos: Los desplazamientos máximos ocurren en la dirección transversal del puente (ancho). Para los dos análisis estos valores no varían considerablemente entre BF e ISE y ocurren sobre la losa en los puntos cercanos a las juntas de movimiento.

- Acciones Internas: Las variaciones de los valores entre los casos base fija e interacción suelo estructura se mostraron en los capítulos V y VI para los análisis lineal y no lineal respectivamente.
 - (a) Losa: Las zonas que son más vulnerables a las excitaciones sísmicas son las esquinas del tablero y las áreas adyacentes a las juntas. Para el análisis no lineal los valores aumentan cinco veces respecto a los resultantes del análisis lineal, esto se debe a la influencia que ejercen los conectores no lineales que unen a losa con las vigas. Todos los esfuerzos no sobrepasan a los admisibles de los materiales.
 - (b) Vigas y diafragmas: Los momentos y cortantes máximos se encuentran en las vigas exteriores del puente, a diferencia de la losa, los valores obtenidos de los dos análisis son similares. En cuanto a los diafragmas, los momentos y cortantes máximos se dan en aquellos adyacentes a la junta central del puente. Para ambos elementos los valores obtenidos no sobrepasan a los admisibles.
 - (c) Pila: Los esfuerzos máximos se concentran en las uniones columna-cabezal y cabezal-vigas siendo las zonas más vulnerables las esquinas que comparten la cabeza de la columna y el cabezal. En la base de las columnas se observan los mayores esfuerzos cortantes y los esfuerzos máximos de flexión se observan en la mitad de la longitud de la columna. Los esfuerzos resultantes en los dos análisis no sobrepasan a los admisibles.
 - (d) Elementos No Lineales: Los valores máximos son presentados en la tabla 6.18 del capítulo VI. Los elementos que simularon la junta de movimiento (*Gaps*) no tuvieron ningún esfuerzo que alcanzara el comportamiento no lineal, es decir que el desplazamiento axial no alcanzó los 8cm que es el ancho de las juntas de movimiento especificadas en los planos estructurales. Los conectores viga-loso son los que tuvieron las mayores fuerzas cortantes en la dirección longitudinal del puente, la variación entre base fija e interacción suelo estructura no es significativa, y presentan un comportamiento histerético. En cuanto a los apoyos viga-cabezal el comportamiento observado fue completamente no lineal, los apoyos ubicados en los cabezales del puente fueron los que más fuerza tomaron, la fuerza axial de estos apoyos no presentó comportamiento inelástico por lo que estos apoyos deben ser diseñados especialmente por cortante.
- Cortante Basal contra Desplazamiento: Los desplazamientos transversales comparados con los cortantes basales máximos son presentados en la tabla 7.1 de éste capítulo, se puede observar que a medida los desplazamientos son mayores para el análisis no lineal, los cortantes basales son menores respecto al lineal, esto se debe a que en el análisis inelástico los elementos no lineales pasan de la fase elástica a la fase inelástica.

Figura 7.1: Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración del Puente Troncal del Norte

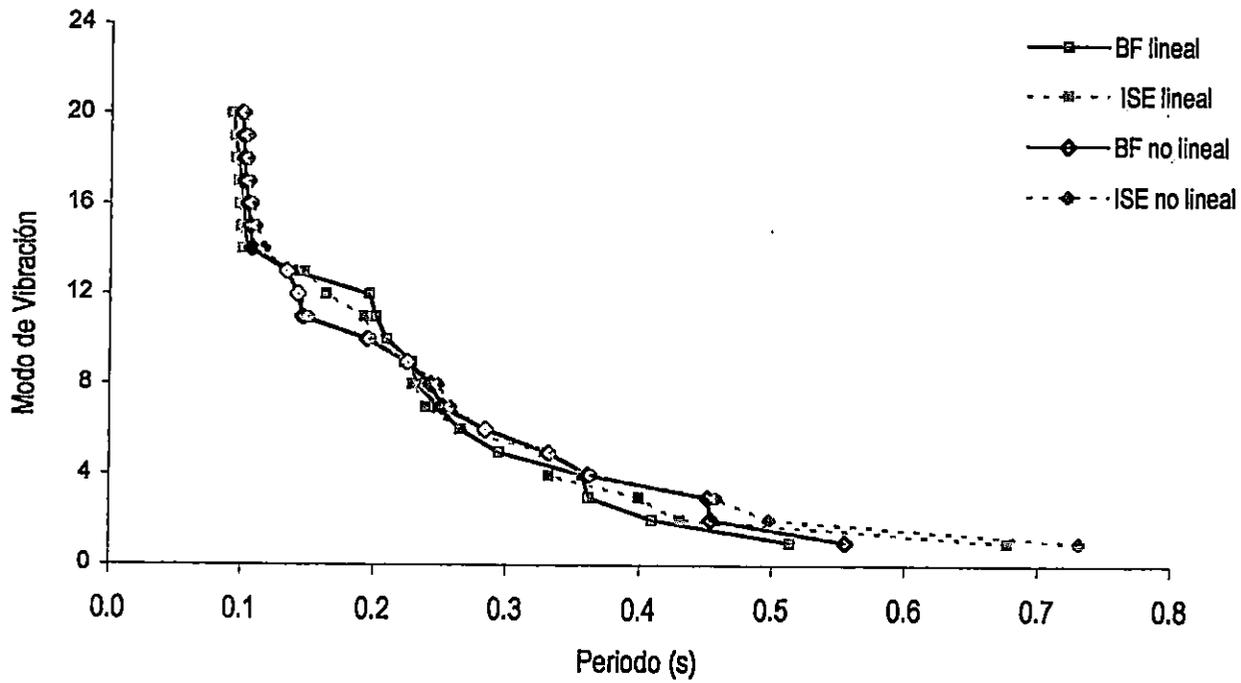


Figura 7.2: Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración del Puesto San Antonio

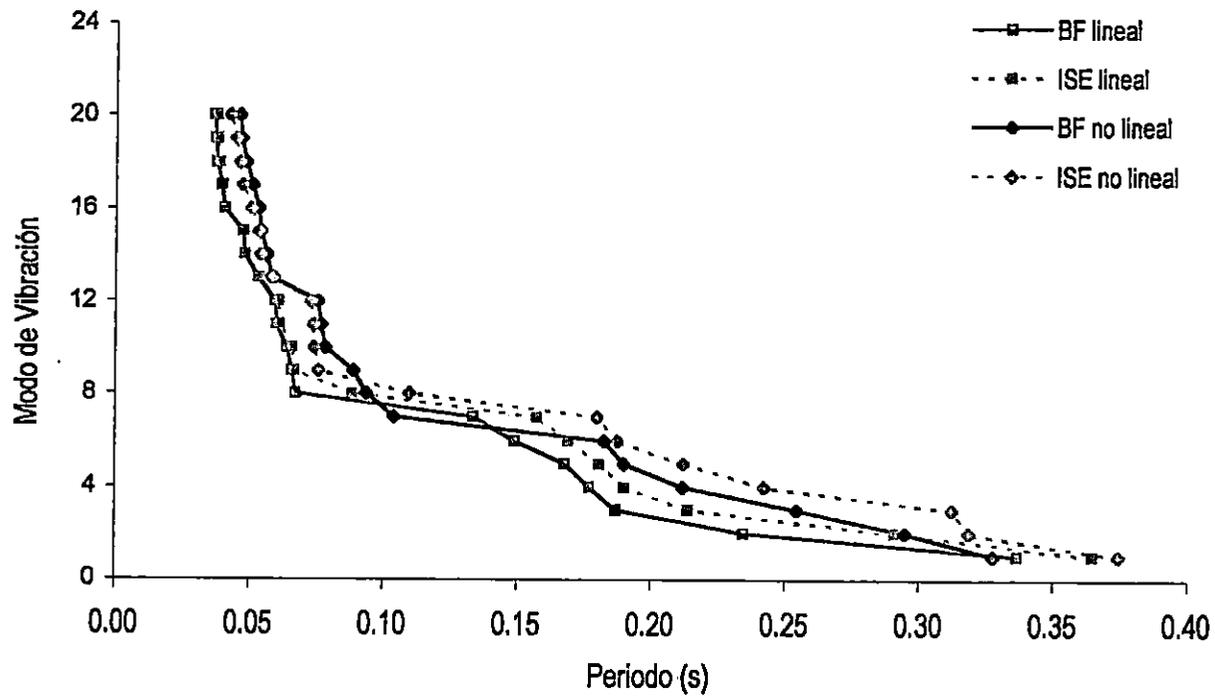


Figura 7.3: Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración del Puente La Mascota

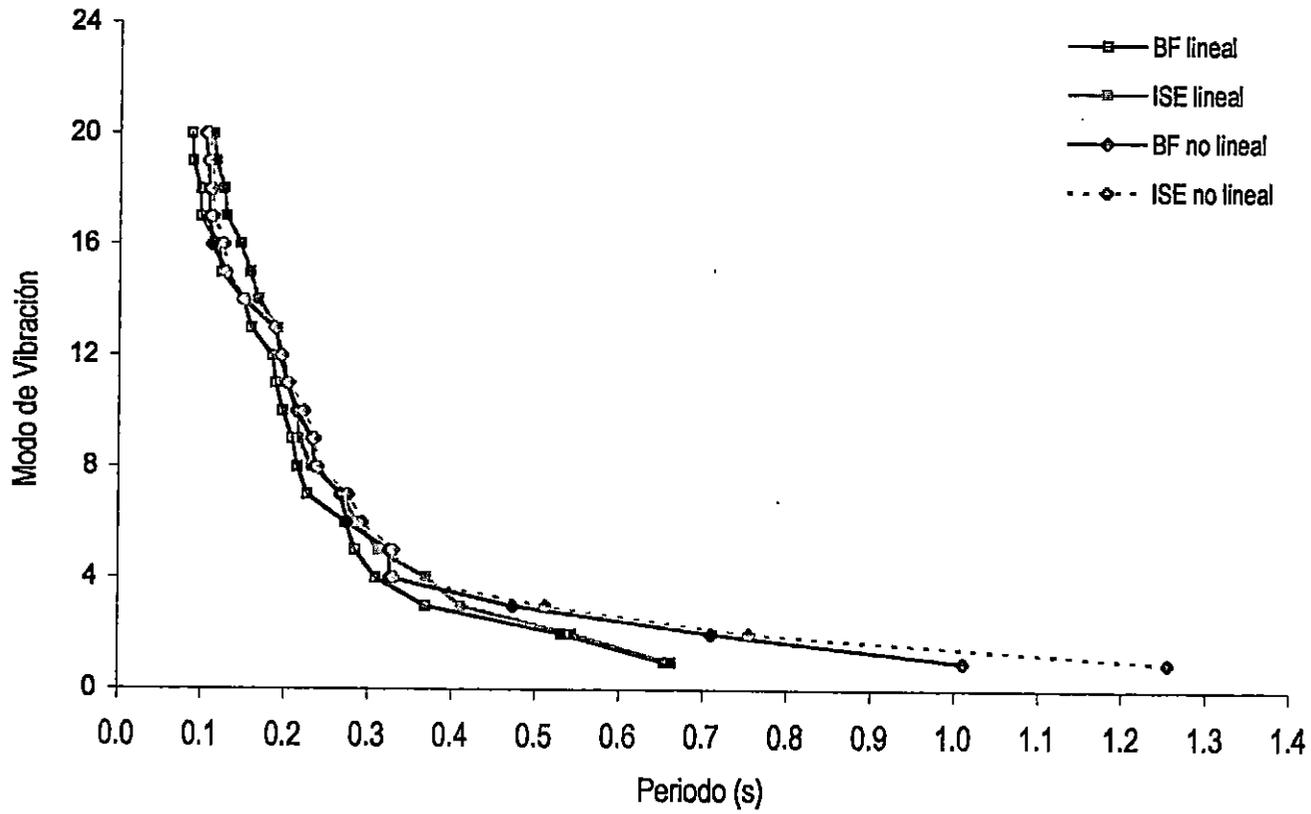


Figura 7.4: Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración del Puente Juan Bertis

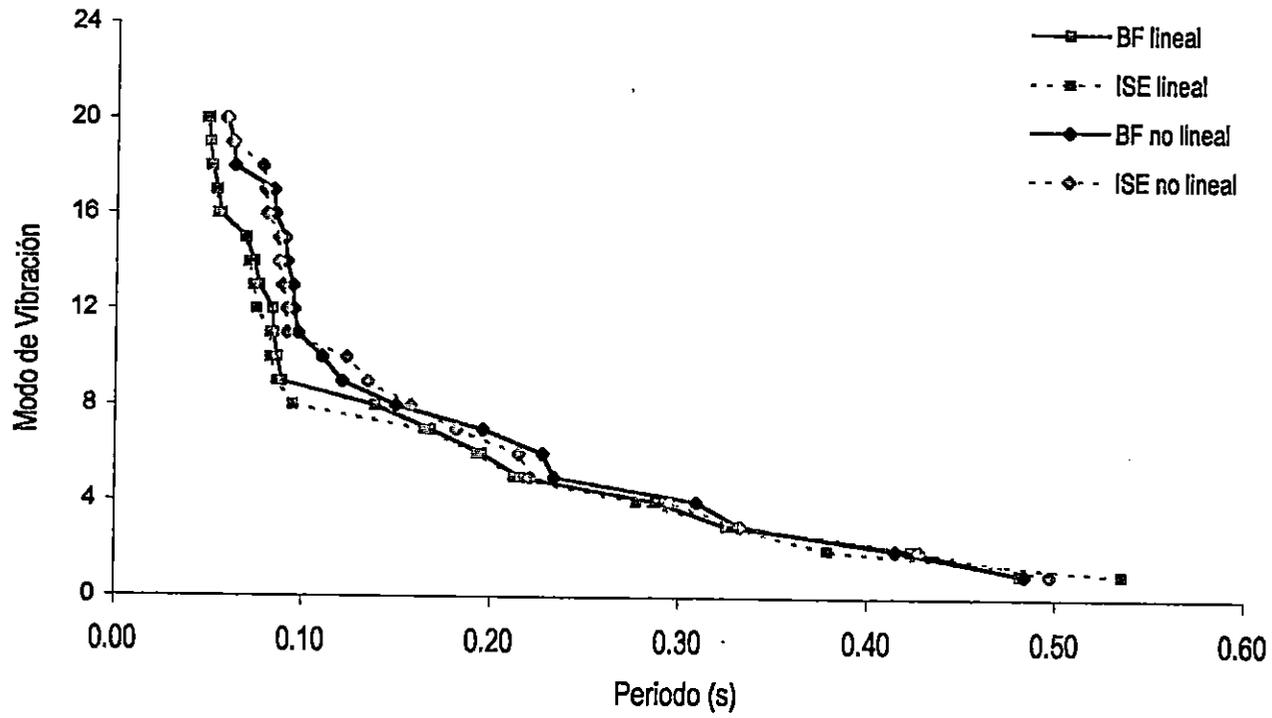
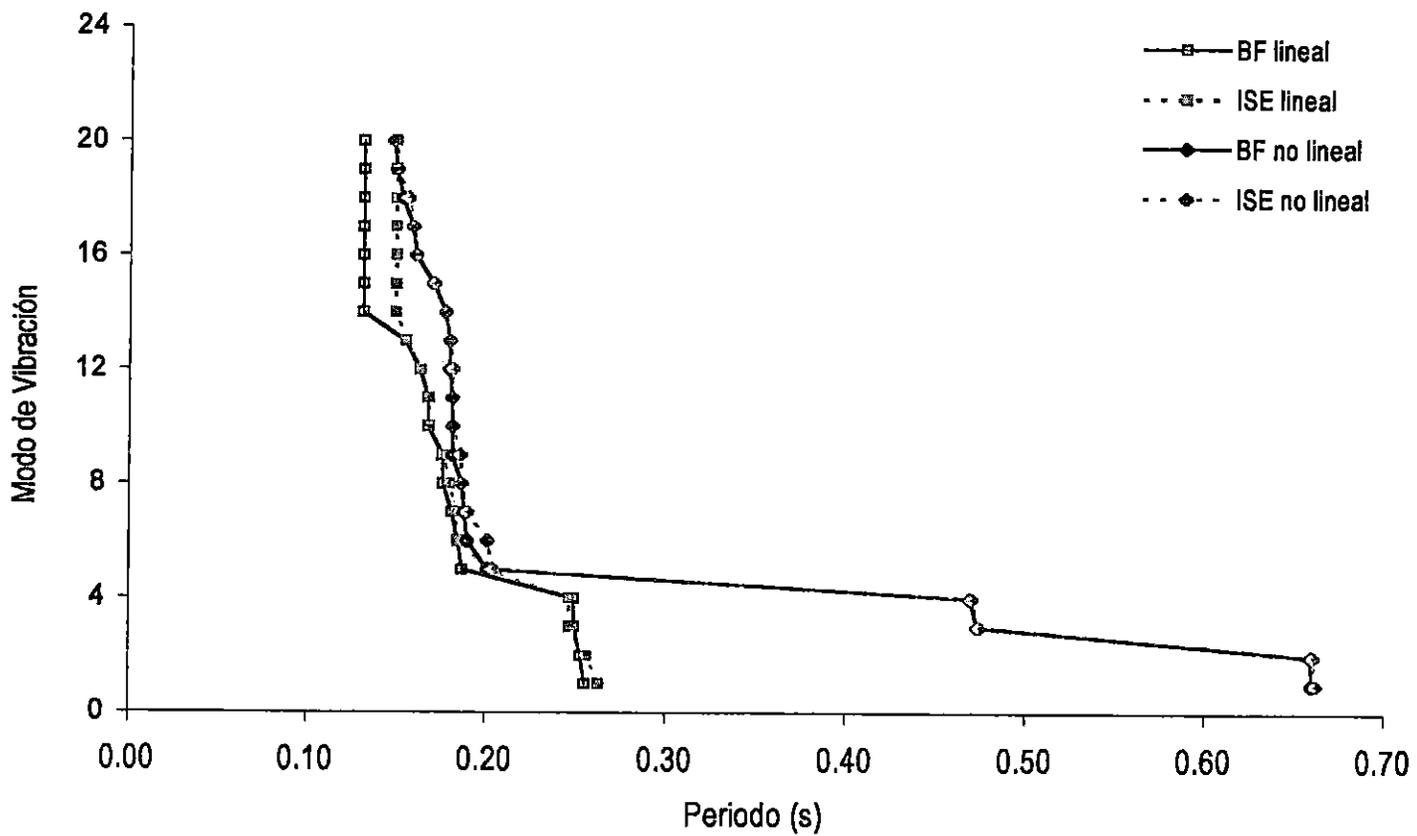


Figura 7.5: Gráfico Comparativo de los Periodos de Vibración del Puente Moropala



7.2 Comparación de la Participación de Masa para el Análisis Lineal y No Lineal.

En los gráficos siguientes se muestra la influencia de las condiciones locales del suelo de fundación en la participación de la masa sísmica de los puentes luego de veinte modos de vibración para los análisis lineal y no lineal.

En todos los casos y para un mismo tipo de análisis dinámico, la participación de masa es menor en la condición de interacción suelo estructura. Para el Puente Troncal del Norte puede observarse que la contribución de masa en las componentes horizontales disminuye en el análisis no lineal, aunque aumenta en la componente vertical. Para el Puente San Antonio la diferencia entre las participaciones de masa correspondientes a cada tipo de análisis no es apreciable en las componentes horizontales, pero la contribución de masa aumenta en la componente vertical al considerarse el análisis no lineal. En el Puente La Mascota la participación de la masa en la componente longitudinal del puente disminuye apreciablemente en el análisis no lineal. En el puente Juan Bertís se observa que la participación de la masa aumenta en la condición de interacción al efectuarse un análisis no lineal. En el Puente Moropala no se detecta variación apreciable en la contribución de masa para los dos tipos de análisis.

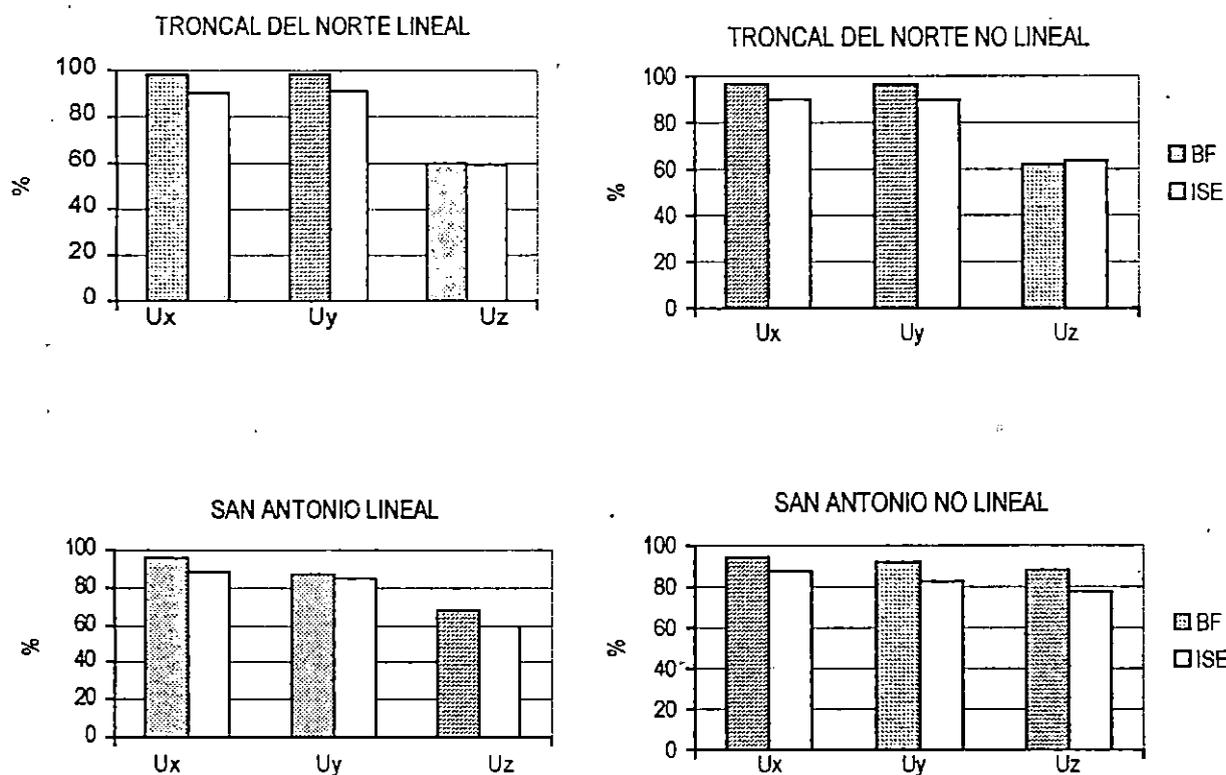


Figura 7.6: Comparación de las Participaciones de Masa en las Condiciones de BF e ISE para los dos Tipos de Análisis.

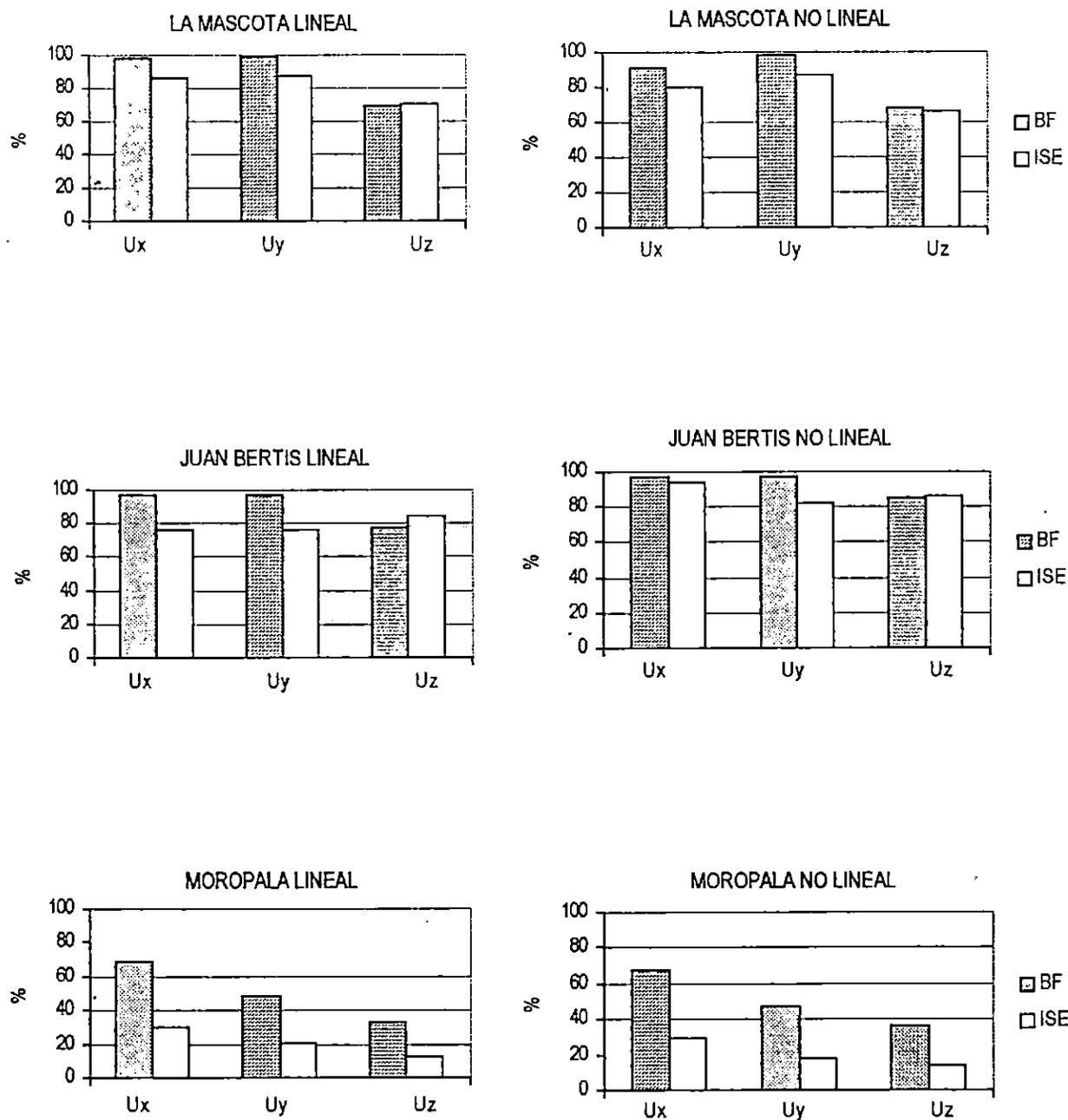


Figura 7.6 (cont.):

Comparación de las Participaciones de Masa en las Condiciones de BF e ISE para los dos Tipos de Análisis.

7.3 Comparación de los Cortantes Basales para cada Puente.

En la siguiente tabla se muestran los valores correspondientes a los máximos cortantes basales en la dirección transversal de los puentes (que es la dirección más susceptible a los efectos del sismo). Como era de esperarse, el cortante basal más grande corresponde al Puente Troncal del Norte, mientras que el menor corresponde al Puente Moropala. Se observa que en el análisis no lineal los máximos valores encontrados no difieren notablemente de una condición a otra. En el análisis lineal la respuesta global en términos del cortante transversal disminuye en el caso de interacción suelo estructura para los puentes Troncal del Norte y San Antonio. En la mayoría de los casos los acelerogramas del CIG e IGN dominan la respuesta.

PUENTE	ANALISIS LINEAL		ANALISIS NO LINEAL	
	BF(Ton)	ISE(Ton)	BF(Ton)	ISE(Ton)
Troncal del Norte	4331.38	2831.56	4507.13	4051.70
Juan Bertis	276.12	469.92	1056.48	1056.33
Moropala	235.92	277.55	201.60	208.65
San Antonio	969.26	775.41	1212.56	1213.60
La Mascota	1350.37	1447.91	699.95	787.05

Tabla 7.1: Cortantes Basales Máximos Encontrados (en la Dirección Transversal de los Puentes).

7.4 Comparación de los periodos de los puentes considerando interacción suelo estructura y base fija en cada tipo de análisis dinámico, tomando en cuenta su longitud.

Para tener una idea de la influencia de las condiciones locales de suelo en las características dinámicas de los puentes considerados en esta investigación, se muestra en la Figura 7.7 la relación de los periodos correspondientes a la condición de ISE entre los de BF para cada tipo de análisis contra la longitud el puente. Puede observarse que los efectos de la interacción suelo estructura tienen mayor incidencia en los puentes más largos excepto para el Puente Moropala (por el número de apoyos y de juntas de expansión que tiene). La diferencia entre los periodos es más apreciable en el primer modo y es por ello que sólo se toman en cuenta los primeros cinco.

Además para observar la variación de las características dinámicas de los puentes, se muestra en la Figura 7.8 la relación entre los periodos correspondientes al análisis no lineal entre los correspondientes análisis lineal en una misma condición (BF o ISE) considerando la longitud el puente. Los efectos de la interacción suelo estructura tienen mayor incidencia en los puentes más largos (con excepción del Puente Moropala). La diferencia entre los periodos es más apreciable en los primeros diez modos y en los subsiguientes modos la relación entre los periodos tiende a uno.

Figura 7.7:

Relación de los Periodos de ISE entre los de BF Primeros Cinco Modos Vrs Longitud del Puente.

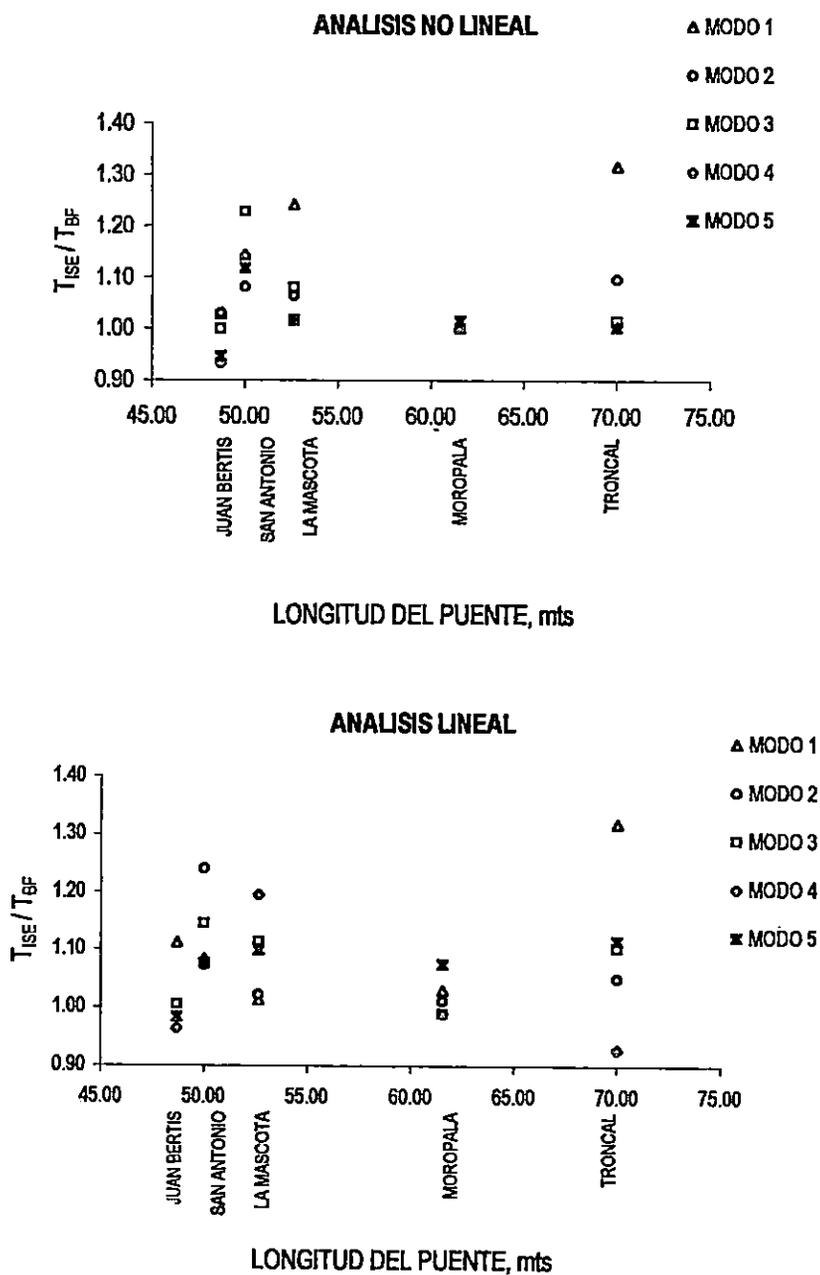


Figura 7.8:

Relación de los Periodos del Análisis No Lineal entre los del Análisis Lineal para los primeros Diez Modos Contra la Longitud del Puente.

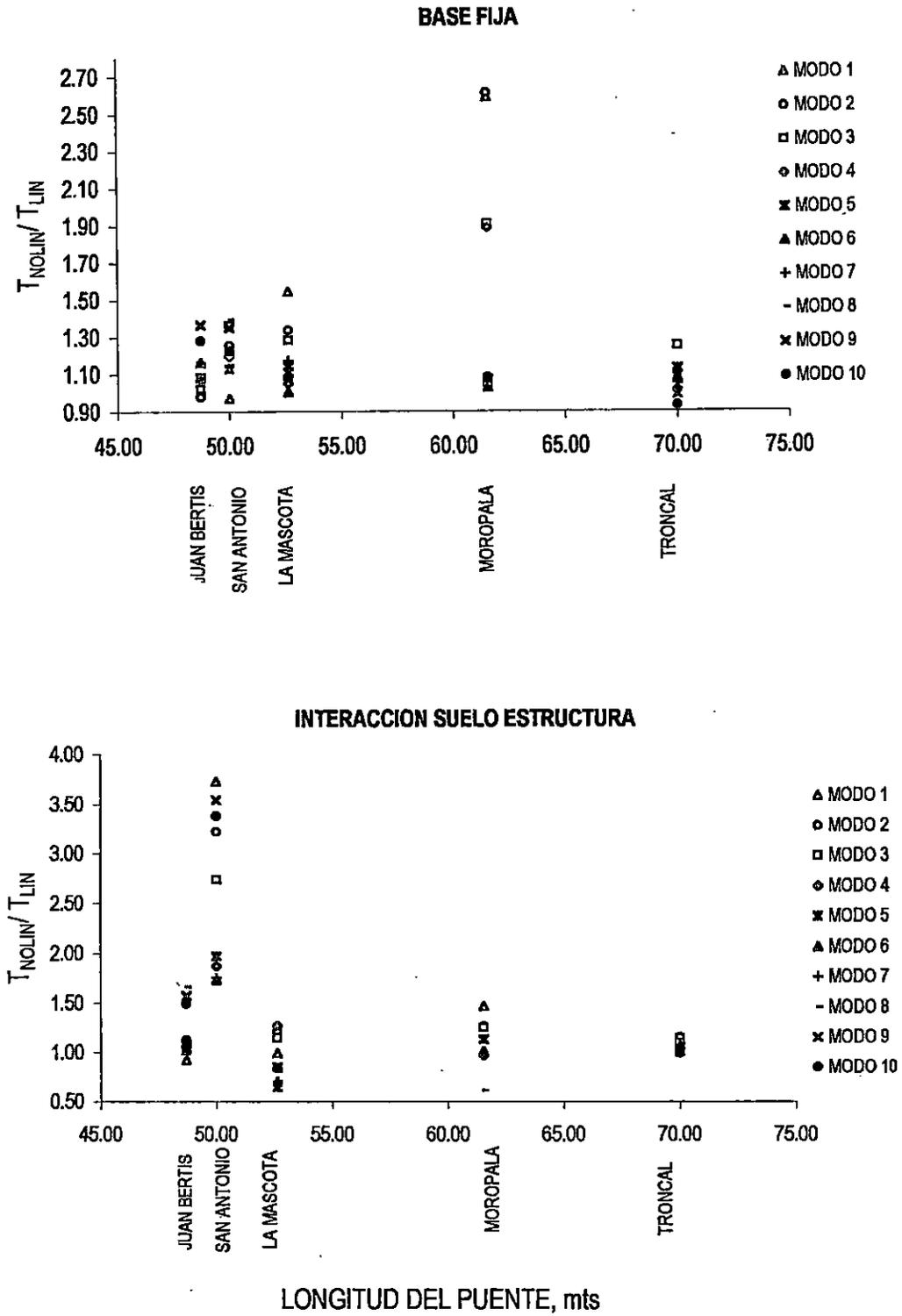
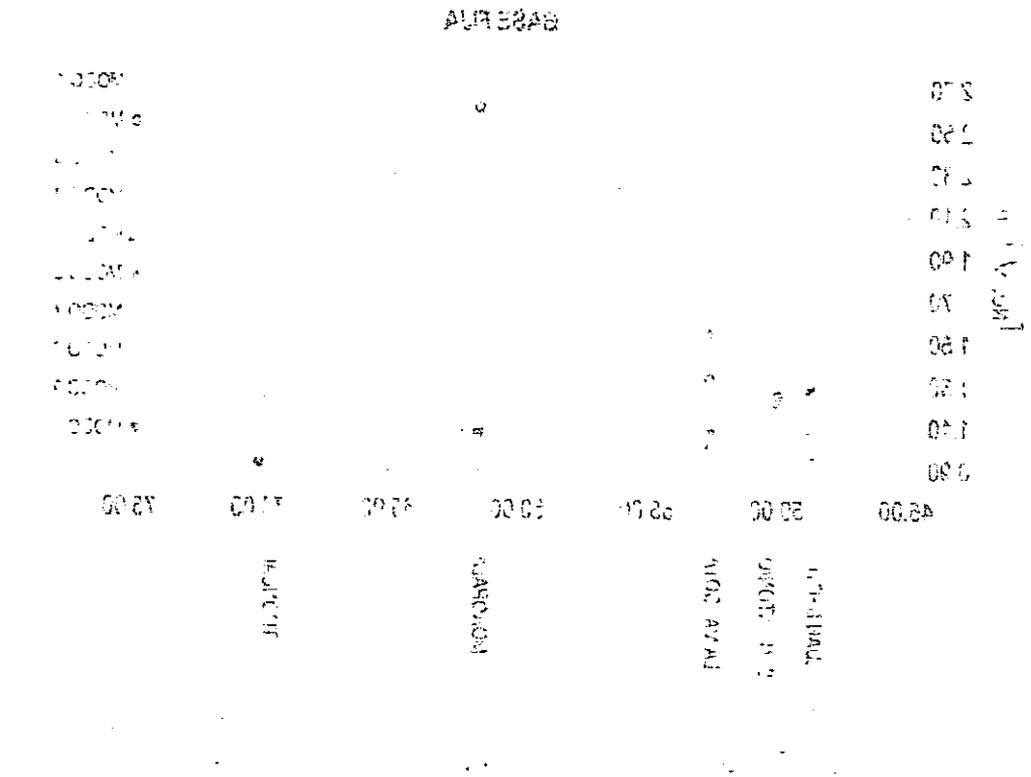
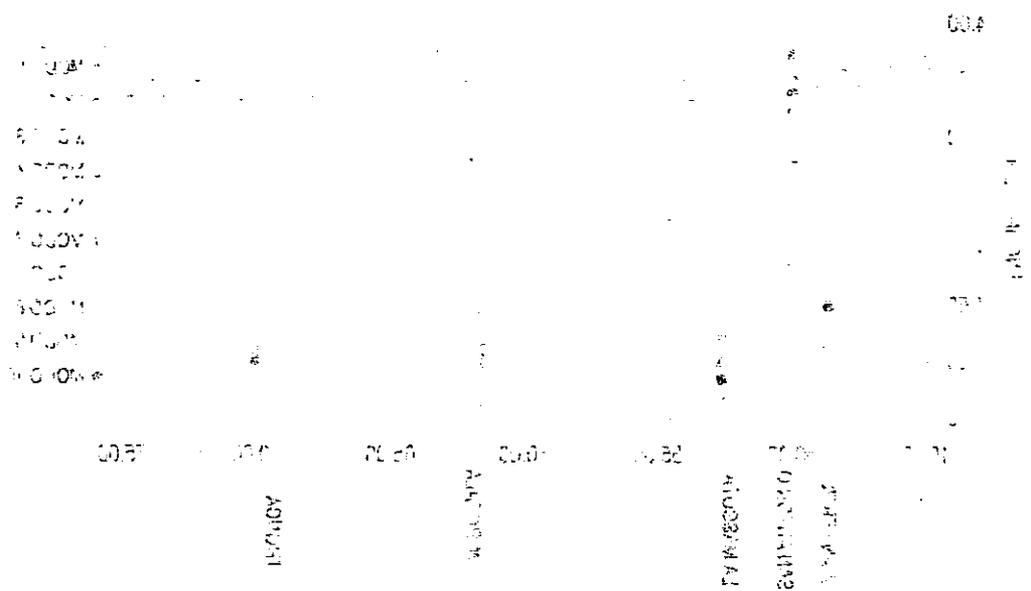


Figura 13

Relación de los Períodos del Análisis de los Efectos de las Cargas de los Vehículos (Entrada en Longitud del Puente)



INTERACCION SUB ESTRUCTURA



LONGITUD DEL PUENTE [m]

Capítulo 8:

Conclusiones y Recomendaciones

8.1 CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos de los análisis dinámicos lineal y no lineal con base fija e interacción suelo estructura llevados a cabo en los puentes seleccionados para la presente investigación indican lo siguiente:

- La máxima respuesta sísmica de puentes en el análisis de la historia de la respuesta en el tiempo depende de varios factores tales como las características de la estructuración de los mismos, la máxima aceleración y la duración del registro sísmico empleado, las condiciones locales de suelo y el tipo de fundación.
- La máxima aceleración del terreno no es por sí sola determinante en la obtención de la máxima respuesta sísmica al hacer uso de un acelerograma. Como puede observarse de la tabla que resume las características principales de los registros sísmicos (tabla 4.2.2), el CIG proporcionó los máximos resultados, correspondiéndole los máximos valores de aceleración del terreno e intensidad de Arias, a pesar de su corta duración. En la mayoría de las ocasiones en el análisis lineal este registro arrojaba los resultados máximos en las secciones críticas de los componentes estructurales. Sin embargo para el análisis no lineal el registro del IGN adquirió mayor relevancia que el CIG al provocar las máximas acciones, siguiéndoles en orden de importancia los acelerogramas identificados como HCR, HSH, ELC y por último el SBB.
- Las participaciones modales de masa en las componentes horizontales luego de 20 modos de vibración son cercanas (en la mayoría de los casos) al 90%, lo que indica que los resultados originados por los efectos inerciales en tales direcciones (longitudinal y transversal) son representativos. Sin embargo los valores de participación modal de masa obtenidos para el Puente Moropala no alcanzan tal porcentaje en dichas componentes y decrecen hasta en un 50% en la condición de interacción suelo estructura con respecto a la de base fija, siendo menores los valores correspondientes al análisis no lineal. Esto se debe a que es un puente con tres pilas y una longitud relativamente larga si se toma en cuenta su ancho y a que además las fundaciones son bastante grandes. Por lo tanto para este puente es necesario emplear un número mucho mayor de modos de vibración ya que los valores máximos de las acciones internas en los diversos componentes estructurales no presenta una variación apreciable en cada tipo de análisis y condición.
- En todos los puentes la participación modal de la masa en la componente vertical no alcanzó el 90% luego de 20 modos de vibración. Esto se debe a varios factores, entre ellos: los valores empleados para las rigideces equivalentes de suelo son bastante grandes; las componentes de aceleración máxima en la dirección vertical encontradas son sumamente menores que las correspondientes a las componentes horizontales en los registros sísmicos considerados, la masa excitada en dicha dirección es despreciable, el número de modos empleado no es suficiente para captar adecuadamente los efectos inerciales de las fuerzas en estas componentes. Por tanto es necesario emplear más modos de vibración en el análisis sea éste lineal o no lineal.

- Los periodos de vibración encontrados para las condiciones de base fija y de interacción suelo estructura son bastante cercanos especialmente en el Puente Moropala. Esto indica que los efectos de la fundación en sus características dinámicas son de poca importancia. Esto puede atribuirse a que el puente posee una relación de aspecto bastante elevada con respecto a los otros puentes analizados y a que hay varias juntas de expansión en los claros simplemente apoyados.
- En el análisis lineal la máxima respuesta sísmica no tiene una tendencia definida al comparar los casos base fija e interacción suelo estructura, las fuerzas y esfuerzos varían según el elemento a considerar. En la losa de los puentes los esfuerzos máximos que se obtienen son similares para los dos casos: base fija e interacción suelo estructura; en las vigas los momentos y cortantes máximos se obtienen en el caso con interacción suelo estructura. En la pila los esfuerzos máximos se concentran en las uniones viga-cabezal y cabezal-columna en los puentes simplemente apoyados - La Mascota y Moropala - y en los demás puentes estos valores se concentran en el cabezal donde se une el diafragma central con la losa y vigas, para ambos el caso con interacción suelo estructura es la dominante.
- En el análisis no lineal los esfuerzos se incrementaron en todos los elementos de la estructura respecto al análisis lineal, en este análisis se observa que la máxima respuesta sísmica ocurre para el caso interacción suelo estructura en la superestructura de los puentes (losa y vigas), no así para las pilas donde estos valores son mayores en la condición base fija. La excepción es el puente San Antonio donde este comportamiento se invierte. Los elementos no lineales modelados presentaron un comportamiento no lineal bien definido observándose los mayores en aquellos que conectan la losa con las vigas, en cuanto a los elementos que simulaban las juntas de movimiento estos no alcanzaron el comportamiento inelástico verificándose que el ancho de las juntas son lo suficientemente holgadas para funcionar perfectamente ante los desplazamientos relativos que ocurren por excitaciones dinámicas.
- El efecto del análisis no lineal se acentúa en las deformaciones de los puentes simplemente apoyados (Moropala y La Mascota) en los cuales los desplazamientos en la dirección transversal se incrementaron significativamente. Este efecto es atribuible en el Puente La Mascota a que las columnas de la pila tienen una alta relación de esbeltez y en el Puente Moropala a que son varios claros con juntas de expansión entre ellos.
- Por ser los puentes estructuras irregulares su comportamiento no está prefijado de una condición a otra, es decir que no siempre a la condición de base fija corresponde la máxima respuesta estructural y que a la condición de interacción suelo estructura corresponden menores valores de respuesta (por efecto del amortiguamiento del suelo) pero mayores deformaciones inducidas por la flexibilidad del suelo. La única tendencia observada es que los periodos de vibración aumentan en la condición de interacción y son mayores en el análisis no lineal.
- Para puentes con estructuraciones como las de los puentes Juan Bertis, San Antonio y Troncal del Norte, en los cuales los diafragmas centrales están conectados al cabezal de la pila por medio de barras de acero con revestimiento helicoidal de alta resistencia, se obtienen acciones que probablemente exceden a las empleadas para el diseño, puesto

que en algunas ocasiones los valores de momento y cortante sobrepasan los valores máximos encontrados en las vigas. Las losas de estos puentes puede ser diseñada no sólo para soportar las cargas vivas de tránsito sino los efectos de las fuerzas sísmicas inducidas, los que pueden resultar más adversos que los correspondientes a cargas de tránsito e impacto, en especial para las zonas críticas del tablero (la zona cercana al diafragma central). Para los puentes simplemente apoyados como los puentes Moropala y La Mascota, los valores encontrados para las máximas acciones en las vigas son bastante pequeñas y el diseño está por lo tanto regido por la combinación de carga muerta más carga viva de tránsito e impacto.

- La utilización de dispositivos de disipación de energía o aisladores en la base de los apoyos de las vigas proveen a las estructuras de los puentes analizados de un comportamiento aceptable ante las excitaciones sísmicas consideradas en el análisis.
- Para puentes con un tamaño considerable y con esviaje en planta (como los puentes La Mascota y Troncal del Norte) el uso de un análisis dinámico es sugerido para su diseño, puesto que los modos de vibración fundamentales son torsionantes.
- El uso de la carga distribuida longitudinal y transversalmente (correspondiente al Procedimiento 1 de análisis sísmico proporcionado por las normas AASHTO – División IA) propuesto para el diseño de puentes con características como las del Puente Moropala provocó un sobredimensionamiento en sus estructuras de soporte (pilas). Como se puede verificar en los resultados del análisis, las acciones encontradas en los elementos estructurales son bastante pequeñas y no variaron significativamente de un análisis a otro. Por lo tanto resulta más adecuado emplear un análisis espectral multimodal o el de la historia en el tiempo.

que en algunas ocasiones los valores de momento y cortante sobrepasan los valores máximos encontrados en las vigas. Las losas de estos puentes puede ser diseñada no sólo para soportar las cargas vivas de tránsito sino los efectos de las fuerzas sísmicas inducidas, los que pueden resultar más adversos que los correspondientes a cargas de tránsito e impacto, en especial para las zonas críticas del tablero (la zona cercana al diafragma central). Para los puentes simplemente apoyados como los puentes Moropala y La Mascota, los valores encontrados para las máximas acciones en las vigas son bastante pequeñas y el diseño está por lo tanto regido por la combinación de carga muerta más carga viva de tránsito e impacto.

- La utilización de dispositivos de disipación de energía o aisladores en la base de los apoyos de las vigas proveen a las estructuras de los puentes analizados de un comportamiento aceptable ante las excitaciones sísmicas consideradas en el análisis.
- Para puentes con un tamaño considerable y con esviaje en planta (como los puentes La Mascota y Troncal del Norte) el uso de un análisis dinámico es sugerido para su diseño, puesto que los modos de vibración fundamentales son torsionantes.
- El uso de la carga distribuida longitudinal y transversalmente (correspondiente al Procedimiento 1 de análisis sísmico proporcionado por las normas AASHTO – División IA) propuesto para el diseño de puentes con características como las del Puente Moropala provocó un sobredimensionamiento en sus estructuras de soporte (pilas). Como se puede verificar en los resultados del análisis, las acciones encontradas en los elementos estructurales son bastante pequeñas y no variaron significativamente de un análisis a otro. Por lo tanto resulta más adecuado emplear un análisis espectral multimodal o el de la historia en el tiempo.

1. The first part of the

document is a

copy of the original

document, which is

attached to the

document, and is

attached to the

8.2 RECOMENDACIONES

- Puesto que por limitación de recursos en cuanto a herramientas de programación, el análisis dinámico no lineal completo (es decir que todos los elementos tales como placas y cascarones, elementos de marco, elementos sólidos, resortes, amortiguadores, aisladores...) no pudo ser realizado en el presente trabajo para considerar sus efectos en la respuesta de los puentes considerados, se recomienda que en un futuro no muy lejano la Escuela de Ingeniería Civil pueda gestionar la adquisición de un programa de análisis con tales características como el ABAQUS, pudiéndose encontrar además demandas de ductilidad y cuantificar la vulnerabilidad sísmica de los mismos. De esta manera los puentes y otras estructuras podrían modelarse de manera más real.
- En los modelos discretizados haciendo uso del SAP 2000 empleados en la investigación no se analizaron condiciones de carga que incluyan cargas de tránsito, puesto que este análisis sólo puede llevarse a cabo en modelos a base de elementos de marco. Si se modelan los puentes con este tipo de elementos tal como se mencionó anteriormente, entonces sería posible comparar la incidencia de las cargas vivas en los elementos estructurales de los puentes contra los efectos de las cargas de sismo originadas al hacer uso de un análisis espectral modal o de la historia de la respuesta en el tiempo.
- En futuras investigaciones de este tipo es recomendable que se cuente con las memorias descriptivas del diseño de los puentes que se pretendan analizar para que los resultados obtenidos del análisis adoptado puedan ser comparados con las acciones de diseño.
- En el Puente La Mascota los elementos más vulnerables son las columnas, los esfuerzos obtenidos en los dos análisis en esos elementos sobrepasan la resistencia de los materiales utilizados, por lo que se recomienda una revisión profunda para que se verifique su seguridad y se hagan las reparaciones necesarias para su reforzamiento.
- En los puentes San Antonio, Juan Bertis y Tronçal del Norte (los cuales no se encuentran construidos a la fecha) se recomienda se revise detenidamente el diseño de los diafragmas centrales, puesto que los resultados indican que las acciones de diseño fueron sobrepasadas en estos elementos.

1. 1948

2.

3. 1950

4. 1952

5. 1954

6. 1956

7. 1958

8. 1960

9. 1962

10. 1964

11. 1966

BIBLIOGRAFIA

1. Abdel-Ghaffar, A.M. and Trifunac, M.D.: *Antiplane Dynamic Soil-Bridge Interaction for Incident Plane SH-Waves*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 5. John Wiley and Sons, 1976.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials: *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges and Interim Specifications*. 16th edition, 1997.
3. Anandarajah, A.; Radishi, H. and Arulanandañ, K.: *Elastoplastic Finite Element Analyses of a Soil-Structure System under Earthquake Excitations*. Elsevier Science Limited, 1995.
4. Arce R., José Carlos: *Diseño Sísmico de Puentes*. Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México, 1999.
5. Bazán, Enrique y Meli, Roberto: *Diseño Sísmico de Edificios*. Editorial Limusa. México, 1999.
6. Bielak, Jacobo and Christiano, Paul: *On the Effective Seismic Input for Non-Linear Soil-Structure Interaction Systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 12. John Wiley and Sons, 1984.
7. Chopra, Anil K.: *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall Inc., 1995.
8. Ciampoli, Marcelo and Pinto, Paolo E.: *Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers*. Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 5, May 1995.
9. Computers and Structures Inc.: *Analysis Reference, Vol. 1*. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 1997.
10. Computers and Structures Inc.: *Analysis Reference, Vol. 2*. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 1997.
11. Computers and Structures Inc.: *Getting Started*. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 1997.
12. Computers and Structures Inc.: *Tutorial Manual*. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 1997.

13. Computers and Structures Inc.: *Verification Manual*. SAP 2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 1997.
14. Dumanoglu, A. A. and Severn, R. T.: *The Dynamic Foundation Interaction of Multistorey Frames*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 4. John Wiley and Sons, 1976.
15. Keshishian, P. and Der Kiureghian, A.: *Effect of Soil-Bridge Interaction on Response to Spatially Varying Ground Motion*. Elsevier Science Limited, 1998.
16. Klasztorny, Marian and Langer, Jan: *Dynamic Response of Single-Span Beam Bridges to a Series of Moving Loads*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19. John Wiley and Sons. 1990.
17. Lam, Ignatius and Martin, Geoffrey R.: *Seismic Design of Highway Bridge Foundations*. Federal Highway Administration (FHWA) Report. June, 1986.
18. Lutes, Loren D. and Sarkani Shahram: *Structural Damping for Soil-Structure Interaction Studies*. Structural Engineering and Mechanics, Vol. 3, No. 2.1995.
19. M. Lok, Thomas; Pestana, Juan M. and Seed, Raymond B.: *Effect of Soil Non-Linearity in the Prediction of Dynamic Soil-Pile Interaction*. Elsevier Science Limited, 1998.
20. Makris, N.; Badoni, D.; Delis E., and Gazetas G.: *Prediction of Observed Bridge Response with Soil-Pile-Structure Interaction*. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No.10, October 1995.
21. Miranda, Eduardo: *Conceptos Básicos sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura*. Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras. Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, 1999.
22. Novak, M. and Hifnawy, L. El: *Effect of Soil-Structure Interaction on Damping of Structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11. John Wiley and Sons, 1983.
23. Novak, Milos: *Effect of Soil on Structural Response to Wind and Earthquake*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 3. John Wiley and Sons, 1974.
24. Oliveto G. and Santini A.: *A Simplified Model for the Dynamic Soil-Structure Interaction of Planar Frame-Wall Systems*. Engineering Structures. Vol. 15, No. 6. Butterworth-Heinemann Limited, 1993.
25. Prestressed Concrete Institute: *Design Handbook*. 4th Edition, 1996.

26. Priestley, M. J. N.; Seible, F.; Calvi G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley and Sons, Interscience, 1996.
27. Safak, Erdal: *Detection and Identification of Soil-Structure Interaction in Buildings from Vibration Recordings*. Journal of Structural Engineering, May 1995.
28. Salazar Martínez, Roberto Oswald: *Diseño Sísmico de Puentes*. Artículo sobre Conferencia de Ingeniería Sísmica en ASIA (Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos), 1999.
29. Veletsos, Anelís S. and Meek, Jethro W.: *Dynamic Behaviour of Building-Foundation Systems*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3. John Wiley and Sons, 1974.
30. Warburton G. B.: *Soil-Structure Interaction for Tower Structures*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 6. John Wiley and Sons, 1978.
31. Winter, George y Nilson, Arthur H.: *Diseño de Estructuras de Concreto*. Mc Graw Hill. 11ª edición, 1991.
32. Wolf, John P.: *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice Hall Inc., 1985.