

T-UES
1501
A385a
2001
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



EVALUACIÓN SÍSMICA DE PASOS A DESNIVEL EN EL AREA
METROPOLITANA DE SAN SALVADOR CON
CARACTERÍSTICAS ESPECIALES.

PRESENTADO POR:

MARCO ANTONIO ALFARO HERNÁNDEZ
WALTER ELIO MEJIA ACEVEDO
JUAN JOSE RAMÍREZ JACOBO

15101686
15101686



PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL:

01-4945

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DE 2001.



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 INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**EVALUACIÓN SÍSMICA DE PASOS A DESNIVEL EN EL ÁREA
METROPOLITANA DE SAN SALVADOR CON CARACTERÍSTICAS
ESPECIALES.**

Presentado por :

MARCO ANTONIO ALFARO HERNANDEZ.

WALTER ELIO MEJÍA ACEVEDO.

JUAN JOSÉ RAMÍREZ JACOBO.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

MSc. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR.

Asesores :


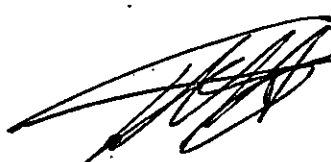
ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN.

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO.

San Salvador, Enero de 2001.

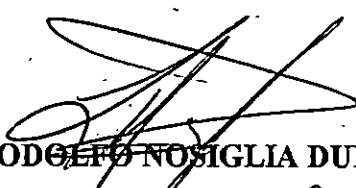
- Trabajo de Graduación Aprobado Por:

Coordinador:



MSc. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR.

Asesores:



ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN.



ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO.

AGRADECIMIENTO.

Primeramente quiero dar gracias a Dios por permitirme llevar a feliz término el trabajo de graduación, por darme la salud y por iluminar mi mente en todo momento para tener la fortaleza de seguir adelante y no caer ante cualquier obstáculo que se interponga en el camino.

En segundo lugar, también quiero con este pequeño mensaje agradecer a mis padres José Segundo Alfaro y Aurelia Hernández de Alfaro por apoyarme en todo momento tanto en lo moral como en lo económico de una manera desinteresada y por depositar toda su confianza en mi a pesar de todas las adversidades de la vida, compartiendo conmigo los triunfos y fracasos.

También quiero agradecer a mis hermanos y demás personas que de una u otra forma estuvieron involucrados en el desarrollo de mi carrera y me alentaron a seguir adelante aun en los momentos más difíciles.

Por último, es importante reconocer el esfuerzo que realizaron tanto el coordinador como los asesores para sacar adelante el trabajo de graduación y ayudarme a expandir mis conocimientos para ponerlos en práctica dentro de la vida cotidiana.

M. A. A. H.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar de forma humilde y sincera mis agradecimientos primeramente a Dios Todopoderoso por permitirme llevar a feliz término tanto mi carrera como el presente trabajo de graduación, por darme la salud en todo momento y por guiarme con ideas claras en situaciones donde las soluciones favorables parecían imposibles.

Seguidamente quiero agradecer a mi madre: Josefa Agustina Acevedo Viuda de Mejía, por darme la vida, por educarme y por brindarme desinteresadamente lo que le fue posible, que a pesar de que ella consideraba poco, para mí, siempre fue de mucho valor por que unido a su amor me sirvió de inspiración para ser hoy considerado como una persona útil a la sociedad.

De igual forma quiero agradecer y compartir este triunfo con mis hermanos y demás personas que de algún modo u otro se vieron involucrados y me aportaron su apoyo moral y espiritual para vencer las adversidades en el desarrollo de mi carrera.

Para finalizar también quiero reconocer y agradecer al coordinador y asesores su dedicación tomando en cuenta la relación alumno maestro para transmitirnos sus conocimientos y vivencias de la vida diaria instruyéndonos en el desenvolvimiento del trabajo de investigación aquí desarrollado.

W.E.M.A.

AGRADECIMIENTOS.

A dios todo poderoso y a la virgen santísima por haberme fortalecido en todos los momentos difíciles que presenta la vida, y haber aprendido a superar obstáculos para alcanzar esta meta que ahora culmina con mi trabajo de graduación.

A mis padres Oscar Alfredo Ramírez y Emma Arminda Jacobo de Ramírez por haberme apoyado en todo momento, brindándome su apoyo incondicional tanto económico, moral y espiritualmente.

A mi hermana Jeaneth Noemi Ramírez de Represa por su cariño incondicional, y haberme apoyado en todo el trayecto de mi formación.

A mi coordinador de tesis Ing. Manuel Alfredo López por haberme aguantado en esta investigación, y por todos los esfuerzos realizados para poder culminar con éxito este trabajo de graduación; mis agradecimientos también a los asesores que nos colaboraron y orientaron con lo que estuvo a su alcance, por último quiero agradecer a todas aquellas personas que de una u otra forma me apoyaron en toda mi formación.

J. J. R. J.

INDICE

INTRODUCCION GENERAL	i
CAPITULO I. GENERALIDADES.	
1.1 Antecedentes	2
1.2 Planteamiento del problema	5
1.3 Objetivos	7
1.3.1 Objetivo General	7
1.3.2 Objetivos Específicos	7
1.4 Alcances	8
1.5 Limitaciones	10
1.6 Justificación del problema	11
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO.	
2.1 Generalidades de Pasos a Desnivel	15
2.2 Daños en Pasos a Desnivel Causados por Terremotos	20
2.2.1 Desplazamientos Sísmicos	23
2.2.1.1 Falla en el claro debido al asentamiento en las juntas de movimiento	23
2.2.1.2 Golpeteo en las estructuras de puentes	26
2.2.2 Desplome de Estribos	27
2.2.3 Fallas en Columnas	30
2.2.3.1 Resistencia Flexión y Fallas por Ductilidad	30
2.2.3.1.1 Inadecuada Resistencia a flexión	30
2.2.3.1.2 Inadecuada Resistencia a flexión en columnas	32

2.2.3.1.3	Inadecuada Ductilidad a flexión	34
2.2.3.1.4	Terminación prematura del Reforzamiento de columnas	37
2.2.3.2	Fallas por cortante en columnas	39
2.2.4	Fallas en la Fundación (zapatas)	43
2.3	Interacción Suelo Estructura Aplicado a Pasos a Desnivel	46
2.3.1	Caracterización del Movimiento del Suelo	47
2.3.1.1	Mecanismos de la Fuente y Leyes de Atenuación	47
2.3.1.2	Efectos de la Propagación de Ondas	48
2.3.1.3	Periodo de Retorno y Evaluación de Riesgo	50
2.3.1.4	Acelerogramas	50
2.3.1.5	Magnitud e Intensidad	51
2.3.1.6	Efectos Rotacionales	52
2.3.1.7	Consideraciones de Energía	54
2.3.2	Respuesta y Propiedades del Suelo	56
2.3.3	Diseño del Movimiento del Suelo	58
2.3.3.1	Análisis del Espectro de Respuesta	58
2.3.3.2	Análisis de la Historia de la Respuesta	60
2.3.3.3	Espectro de Respuesta de Diseño	61
2.4	Efectos Causados por los Sismos en Pasos a Desnivel	63
2.4.1	Efecto del Movimiento no Sincronizado de los Apoyos	63
2.4.2	Amplificación de Desplazamientos debido a los Efectos del Suelo	67
2.4.3	Efecto $P - \Delta$	68
2.4.4	Efectos Torsionales	70
2.4.5	Aspectos de Ductilidad	74

2.5	Diseño por Capacidad Aplicado a Pasos a Desnivel	80
2.5.1	Diseño por Resistencia versus Diseño Elástico	81
2.5.2	Principios de Diseño por Capacidad	82
2.5.3	Definiciones de Resistencia	91
2.5.4	Estados Límites de Respuesta y de Diseño	94
2.5.4.1	Estados Límites de Miembros	94
2.5.4.2	Estados Límites de la Estructura	97
2.5.5	Modelo de la Estructura Sustituta	99
2.6	Evaluación Sísmica de Pasos a Desnivel Existentes	103
2.6.1	Introducción: Procedimiento para la Evaluación Sísmica	103
2.6.1.1	Esquemas de Priorización	104
2.6.2	Estados Límites de Evaluación	106
2.6.2.1	Estado Límite de Servicio	106
2.6.2.2	Estado Límite de Control de Daños	107
2.6.2.3	Estado Límite de Supervivencia	108
2.6.3	Evaluación de los Esquemas de Análisis	108
2.6.3.1	Análisis de la Relación Capacidad / Demanda	108
2.6.3.2	Análisis por el Mecanismo del Colapso Plástico(Pushover)	109
2.6.4	Evaluación de la Resistencia de los Miembros y Características de Deformación	110
2.6.4.1	Resistencia de los Materiales	110
2.6.4.2	Rigidez Elástica	111
2.6.4.3	Resistencia a la Flexión	112

2.6.4.4	Resistencia a la Flexión de Secciones de Columna con Reforzamiento Longitudinal Empalmado	112
2.6.4.5	Capacidad de Deformación de las Juntas Plásticas	114
2.6.4.6	Resistencia de las Fundaciones	119
2.6.4.7	Evaluación de Estribos	120
2.6.5	Evaluación de la Superestructura de Acero	121
Capítulo III: Selección de Estructuras, Modelaje y Análisis.		
3.1	Generalidades del Modelaje y Elementos Utilizados	123
3.1.1	Generalidades del Modelaje	123
3.1.2	Elementos Utilizados en el Modelaje	124
3.2	Caracterización y Selección de los Acelerogramas a Aplicar en los Modelos	131
3.2.1	Registros del acelerógrafo localizado en el Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG).	132
3.2.2	Registros del acelerógrafo localizado en el Instituto Geográfico Nacional (IGN).	133
3.2.3	Registros del acelerógrafo localizado en el Hotel Camino Real (HCR).	134
3.2.4	Registro de la Zona de Subducción (ZSUB)	135
3.3	Descripción de los Pasos a Desnivel a Analizar	137
3.3.1	Paso a Desnivel Ubicado en la Intersección de la 49ª avenida sur y 6ª 10ª calle Poniente	137
3.3.1.1	Descripción General.	137

3.3.1.2	Descripción Estructural	137
3.3.1.3	Elementos Utilizados en el Modelaje	140
3.3.2	Paso a desnivel Ubicado en el Monumento al Hermano Lejano	141
3.3.2.1	Descripción General	141
3.3.2.2	Descripción Estructural	141
3.3.2.3	Elementos Utilizados en el Modelaje	143
3.3.3	Paso a Desnivel de la Intersección entre la 49° avenida sur y 1° calle poniente	145
3.3.3.1	Descripción General	145
3.3.3.2	Descripción Estructural	145
3.3.3.3	Elementos Utilizados en el Modelaje	147
3.3.4	Paso a Desnivel del Barrio la Vega	148
3.3.4.1	Descripción General	148
3.3.4.2	Descripción Estructural	148
3.3.4.3	Elementos Utilizados en el Modelaje	151
3.4	Análisis de Resultados	152
3.4.1	Paso a Desnivel Ubicado en la Intersección de la 49ª avenida sur y 6ª 10ª calle Poniente	154
3.4.1.1	Masa Participante	154
3.4.1.2	Análisis de los Elementos Nlink	161
3.4.1.3	Variación de Esfuerzos en los Diferentes Sistemas Estructurales	164
3.4.1.3.1	Registro del CIG, IGN, HCR y ZSUB.	164
3.4.2	Paso a Desnivel Ubicado en el Monumento al Hermano Lejano	165

3.4.2.1	Masa Participante	165
3.4.2.2	Análisis de los Elementos Nllink	172
3.4.2.3	Variación de Esfuerzos en los Diversos Sistemas Estructurales	175
3.4.2.3.1	Registro del CIG, IGN, HCR	175
3.4.2.3.2	Registro de la ZSUB.	176
3.4.3	Paso a Desnivel Ubicado en la Intersección de la 49° avenida sur y 1° calle poniente	178
3.4.3.1	Masa Participante	178
3.4.3.2	Análisis de los Elementos Nllink	185
3.4.3.3	Variación de Esfuerzos en los Diferentes Sistemas Estructurales	188
3.4.3.3.1	Registro del CIG, IGN HCR y ZSUB.	188
3.4.4	Paso a Desnivel del Barrio la Vega	189
3.4.4.1	Masa Participante	189
3.4.4.2	Análisis de los Elementos Nllink	196
3.4.4.3	Variación de Esfuerzos en los Diferentes Sistemas Estructurales	199
3.4.4.3.1	Registro del CIG, HCR y ZSUB.	199
3.4.4.3.2	Registro del IGN.	200

CAPITULO IV: Conclusiones y Recomendaciones.

4.1	Conclusiones	202
4.2	Recomendaciones	212

CAPITULO V: Bibliografía

5.1 Bibliografía

214

Anexos

219

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pág.
2.1.1 Configuración de apoyos	18
2.2.1 Distribución de momento elástico	22
2.2.2 Colapso del claro, durante el terremoto de San Fernando, en 1971	25
2.2.3 Problemas de soporte de la calzada	25
2.2.4 Abatimiento del Viaducto I – 280 China Basin / Southern. Terremoto de Loma Prieta en 1989	27
2.2.5 Desplome y rotación del estribo	28
2.2.6 Falla del estribo por asentamiento y rotación. Puente del río Banano, terremoto de Costa Rica, 1990	29
2.2.7 Falla del estribo debido a presiones pasivas. Puente del río Vizcaya. Terremoto de Costa Rica, 1990	29
2.2.8 Diagrama de iteración para columnas	31
2.2.9 Falla del agregado del recubrimiento y empalme en la base de la columna, 1989 terremoto de Loma Prieta	33
2.2.10 Falla de la soldadura del reforzamiento longitudinal en la columna. 1995 Terremoto en Kobe	34
2.2.11 Falla por confinamiento en el tope de la columna. Terremoto de San Fernando	36

2.2.12	Juntas plásticas a flexión en columnas provocadas por la conexión de una pared, atacadero del puente sobre el canal del río. Terremoto de Northridge 1994	36
2.2.13	Fallas por flexión-cortantes en la mitad de la pila de la Ruta-43/2 del paso superior, debido a una terminación prematura del reforzamiento longitudinal: 1995 Terremoto de Kobe	38
2.2.14	Fallas a flexión en la base de las columnas de la vía Express Hanshin, debido a la prematura terminación del refuerzo longitudinal e inadecuado confinamiento; terremoto de Kobe en Japón 1995	38
2.2.15	Falla frágil por cortante de la columna del separador I-5 / I-605, Terremoto de Whittier, 1987	41
2.2.16	Falla a cortante fuera de la junta plástica. Terremoto de San Fernando, 1971	42
2.2.17	Falla a cortante dentro de la junta plástica. Terremoto de San Fernando, 1971	42
2.2.18	Ejemplos de fallas por cortante en columnas. Terremoto de Northridge 1994	43
2.2.19	Falla por tracción. Terremoto de San Fernando, 1971	45
2.3.1	Modelo físico para capas horizontales de suelo dominante	59
2.4.1	Movimiento de entrada no - sincronizada como resultado de la fuente sísmica, geometría del puente y trayectoria de las ondas	67
2.4.2	Efectos del momento P - \dot{C} en las características de la respuesta lateral de una pila de puente	69
2.4.3	Torsión por equilibrio y compatibilidad bajo la respuesta sísmica	72

2.4.4	Respuesta dúctil de un puente de concreto	77
2.4.5	Definición de la ductilidad por desplazamiento	79
2.5.1a	Respuesta a flexión dúctil de una columna bien confinada	83
2.5.1b	Falla a cortante de una columna con inadecuado refuerzo a cortante	84
2.5.2a	Momentos de diseño	88
2.5.2b	Resistencia nominal a flexión	88
2.5.3	Estados límites de diseño	96
2.5.4	Modelo de la estructura sustituta	100
2.5.5	Parámetros del modelo de la estructura sustituta	102
2.6.1	Falla de una columna circular empalmada en al base	115
2.6.2	Idealización de la respuesta momento-curvatura para evaluación	116
2.6.3	Curvatura de ductilidad de diferentes secciones de columnas	118
3.1.1	Orientación de las fuerzas en elementos de marco de acuerdo al sistema de coordenadas locales	125
3.1.2	Orientación de los Esfuerzos en Elementos Sólidos de acuerdo al sistema de coordenadas locales	126
3.1.3	Sistema de coordenadas Locales de Placas y Cascarones	128
3.1.4	Orientación de las fuerzas Internas en Placas y Cascarones de acuerdo al sistema de Coordenadas Locales	128
3.1.5	Representación de las propiedades del GAP	129
3.1.6	Representación de las propiedades del ISOLATOR 1	130
	• Deformadas modales del Paso a Desnivel ubicado en la Intersección De la 49ª. Avenida Sur y 6ª10ª Calle Poniente	156

3.2.1	Identificación de tramos del Paso a Desnivel ubicado en la Intersección De la 49ª. Avenida Sur y 6ª10ª Calle Poniente	163
	• Deformadas modales del 4º nivel del Paso a Desnivel ubicado en el Monumento al Hermano Lejano.	167
3.2.2	Identificación de tramos del 4º nivel del Paso a Desnivel Ubicado en el Monumento al Hermano Lejano.	174
	• Deformadas modales del Paso a Desnivel Ubicado en la intersección De la 49ª. Avenida Sur y 1ª Calle Poniente.	180
3.2.3	Identificación de tramos del Paso a Desnivel ubicado en la Intersección De la 49ª. Avenida Sur y 1ª Calle Poniente.	187
	• Deformadas modales. Paso a Desnivel Ubicado en el Barrio la Vega	191
3.2.4	Identificación de tramos del Paso a Desnivel ubicado en el Barrio la Vega.	198
4.1.a	Apoyo elastomérico actual	203
4.1.b	Apoyo elastomérico con disipador de energía	203
4.2.a	Apoyo elastomérico actual	205
4.2.b	Apoyo elastomérico con disipador de energía	205

INDICE DE TABLAS

Tabla	Página.
3.4.1.1 Participación modal de Masa para el análisis lineal del Paso a Desnivel Ubicado en la Intersección de la 49ª. Avenida sur y 6ª10ª Calle Poniente.	155
3.4.1.2 Resumen de Resultados para el GAP e ISOLATOR 1. Paso a Desnivel Ubicado en la Intersección de la 49ª Avenida Sur y 6ª10ª Calle Poniente.	162
3.4.2.1 Participación modal de Masa para el análisis lineal del Paso a Desnivel Ubicado en el Monumento al Hermano Lejano.	166
3.4.2.2 Resumen de Resultados para el GAP e ISOLATOR 1. Paso a Desnivel Ubicado en el Monumento al Hermano Lejano.	173
3.4.3.1 Participación modal de Masa para el análisis lineal del Paso a Desnivel Ubicado en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª.Calle Poniente.	179
3.4.3.2 Resumen de Resultados para el GAP e ISOLATOR 1. Paso a Desnivel Ubicado en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente.	186
3.4.4.1 Participación modal de Masa para el análisis lineal del Paso a Desnivel Ubicado en el Barrio La Vega.	190
3.4.4.2 Resumen de Resultados para el GAP e ISOLATOR 1. Paso a Desnivel Ubicado en el Barrio La Vega.	197

INTRODUCCION.

En los últimos años en nuestro país, las estructuras de pasos a desnivel han surgido como una alternativa de solución al problema vehicular que ha generado el aumento de la población y que por consiguiente el de los automóviles.

Los pasos a desnivel al igual que los puentes son estructuras irregulares con muchos grados de libertad, en esta investigación se documentara bibliográficamente las principales fallas que pueden darse en los pasos a desnivel cuando sean excitados sísmicamente; para dicho estudio se tuvieron que seleccionar cuatro pasos a desnivel recientemente construidos en el área metropolitana de San Salvador y que presentan características especiales en su forma geométrica, dicha investigación se centra en realizar un análisis sísmico de los paso a desnivel seleccionados debido a que no han sido excitados sísmicamente por ningún terremoto de gran magnitud como los ocurridos anteriormente en dicha área y que han causado grandes estragos a las obras de ingeniería civil, tomando en cuenta la actividad sísmica a la que esta expuesto el gran San Salvador y la importancia que representa el mantener en funcionamiento las estructuras antes mencionadas al producirse un evento sísmico.

El objetivo fundamental de esta investigación es realizar un análisis del comportamiento global que dichas estructuras presentan cuando sean sometidos a una excitación sísmica y poder así identificar puntos vulnerables.

Uno de los métodos de análisis dinámico comúnmente utilizado es el análisis modal paso a paso (Time History), el cual es empleado en la investigación mediante la

utilización de herramienta computacional como es el programa de análisis estructural SAP 2000 en su versión 7.10 a través de modelos matemáticos tridimensionales que reflejen el comportamiento característico de los componentes estructurales de las obras que se han escogido para realizar el estudio, donde se simulará la excitación sísmica por medio de acelerogramas a partir de un conjunto de registros correspondientes a los terremotos del 10 de Octubre de 1986 y el de la zona de subducción que corresponden a las dos fuentes sismogénicas principales que afectan al Área Metropolitana de San Salvador.

La composición del documento es de la siguiente manera: En el capítulo uno se exponen los lineamientos generales que sirvieron de base para guiar el curso de la investigación. En el capítulo dos se resume la teoría relacionada a los aspectos más importantes de los pasos a desnivel. En el capítulo tres se hace una descripción del modelo estructural y análisis de los resultados obtenidos para cada una de las estructuras escogidas y las características de los registros de sismos empleados para el análisis, considerando a los pasos a desnivel completamente empotrados. Por último el capítulo cuatro lo constituyen las conclusiones y recomendaciones obtenidas a través de toda la investigación.

CAPITULO I.
GENERALIDADES.

1.1 ANTECEDENTES.

En El Salvador los pasos a desnivel han surgido como parte de una solución a largo plazo, enmarcados dentro del esquema de desarrollo sostenible de la infraestructura vial del país, cuyo objetivo es volver eficientes las arterias de mayor afluencia vehicular del Área Metropolitana de San Salvador (AMSS¹); todo esto como resultado de un Plan Maestro de Transporte masivo, de carga y liviano (PLAMATRAMSS²), el cual fue realizado por organismos especializados tanto nacionales como internacionales, entre ellos MOP³ y TAHAL⁴, respectivamente.

Estos pasos a desnivel se diseñaron y construyeron para proporcionar un servicio eficiente al flujo vehicular, descongestionando varios puntos de la capital.

Se sabe que al ocurrir un fenómeno natural que afecte a zonas urbanas importantes, éste puede causar grandes problemas en las vías de comunicación, tales como las carreteras y obras de paso, incluyendo los puentes carreteros. Sin embargo, éstas vías deberán mantener su funcionalidad durante la ocurrencia de eventos de ésta índole; de ahí que se hace necesario evaluar la confiabilidad de su diseño estructural de tal manera que se pueda determinar, en ese proceso, su comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas y a la vez sus propiedades dinámicas, como son: Modos, períodos, frecuencias de vibración y la participación de la masa actuante.

Otro análisis importante es el determinar las zonas de vulnerabilidad y tipos de fallas en dichas estructuras. Es de tomar en cuenta que los daños obtenidos a través del modelaje, deberán reflejar que son poco importantes para la estructura y que no

interfieren con la finalidad de tener vías libres y sin problemas durante catástrofes naturales, contribuyendo de ésta forma a la movilidad de ayuda y transporte de heridos.

Gran preocupación causó en la comunidad ingenieril los daños producidos por el terremoto de Northridge, ocurrido en Enero de 1994 en California Estados Unidos y el de Hyogoken Nambu en 1995 en Kobe Japón, a los pasos a desnivel y puentes carreteros, debido a los problemas y daños causados sobre dichas estructuras.

La mayoría de los daños que se produjeron, se atribuyen a las irregularidades en las estructuras (pasos a desnivel), tanto en su alineamiento horizontal (curvatura, esviajamiento, etc.), como en su alineamiento vertical (diferencia de altura de las pilastras o columnas), que indujeron a efectos secundarios como la torsión. Otro aspecto a tomar en cuenta, es la separación que existe entre los apoyos, lo cual hace que la excitación de cada uno de éstos, se efectúe en tiempos diferentes, debido al movimiento no sincronizado en el viaje de las ondas.

Hay que tener presente, que además de los efectos torsionales generados por los aspectos antes mencionados, los pasos a desnivel son estructuras formados por un sistema estructural simple, y que dicha característica influye en la predicción de la respuesta sísmica, ya que los hace más susceptibles al efecto P- Δ .

Pero a pesar de todo lo anterior, los problemas más comunes se atribuyen a la filosofía de diseño adoptada y a la falta de atención en el detallado de las estructuras, y a la vez porque se han ignorado los aspectos asociados a la ductilidad.

Por los errores y daños que se mencionan, los terremotos de Northridge y Kobe, han permitido gran desarrollo de la Ingeniería Sísmica cuando son aplicados a la construcción, evaluación y diseño de puentes carreteros y pasos a desnivel.

1 Área Metropolitana de San Salvador.

2 Plan Maestro de Transporte para el área Metropolitana de San Salvador.

3 Ministerio de Obras Públicas.

4 Empresa Israelí que elaboró el PLAMATRAMSS.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Durante su historia, El Salvador ha estado sometido a sismos de diferentes magnitudes. El área metropolitana de San Salvador ha sido destruida por lo menos 15 veces en los últimos 300 años, debido a que está afectada por cinco zonas sismogénicas importantes, dos de las cuales, han causado daños significativos, están son: la zona de subducción y la zona de fallas asociadas a la cadena volcánica. Dichos eventos sísmicos han causado grandes pérdidas económicas y humanas al país, debido a diferentes factores, que no son considerados en algunos casos, durante el análisis de una determinada obra o estructura, como son: mala consistencia del suelo, mal diseño estructural, incumplimiento del reglamento para diseño sísmico, etc. Agudizando de esta manera la problemática planteada, la vulnerabilidad y el riesgo sísmico.

Por tratarse de fenómenos naturales, los daños y pérdidas que causan los sismos no pueden evitarse, pero si mitigar los efectos que estos puedan causar en edificios, vías de acceso, puentes, carreteras, tanques, etc.

Los daños que los sismos pueden causar a las vías de transporte (carreteras, autopistas, puentes, etc.) repercuten grandemente, debido a que se interrumpe la comunicación con otras ciudades o incluso dentro de la misma ciudad. Además, estas vías deberán estar abiertas y funcionales después de una catástrofe para permitir la movilización de equipos de emergencia, cuerpo de bomberos, ayuda a las áreas afectadas, etc.

El área metropolitana de San Salvador ha experimentado un desarrollo acelerado en los últimos diez años. Al mismo tiempo, el parque vehicular ha incrementado generando inconveniencias a los usuarios de las vías de transporte en la ciudad. El Ministerio de

Obras Públicas (MOP) en conjunto con el gobierno, ha implementado la construcción de pasos a desnivel en los últimos tres años, como una alternativa a corto plazo para mejorar la circulación de vehículos en la zona Metropolitana.

La mayoría de los usuarios desconocemos el proceso que se ha desarrollado para el diseño y construcción de dichos pasos a desnivel, y por ende el comportamiento que éstos tendrán cuando sean excitados sísmicamente. Por tal motivo se realizará el estudio para analizar el desempeño sísmico y la respuesta estructural que experimentarán los pasos a desnivel con características geométricas especiales cuando estén sometidos a sollicitaciones sísmicas de considerable magnitud. Esto con el objeto de identificar los puntos vulnerables que dichas estructuras presentarán con la realización de tal análisis. Si existiesen tales puntos de vulnerabilidad se mencionará algunas recomendaciones a tomar en cuenta al momento de realizar un diseño de esta índole.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

- Analizar el comportamiento sísmico de pasos a desnivel en el área de San Salvador que presentan características especiales en su forma geométrica, considerando en conjunto el desempeño de dichas estructuras ante sollicitaciones sísmicas determinadas.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Estudiar el desempeño sísmico de estructuras de pasos a desnivel usando modelos tridimensionales matemáticos para determinar su comportamiento estructural.
- Estudiar los efectos de forma geométricas irregulares en la respuesta estructural de pasos a desnivel.
- Identificar puntos vulnerables en estructuras de pasos a desnivel; en caso de existir problemas recomendar posibles soluciones.

1.4 ALCANCES.

El presente estudio pretende documentar bibliográficamente sobre aspectos propios de los pasos a desnivel, desempeño sísmico, y con énfasis en aquellos pasos con características geométricas especiales, además de la utilización de un programa de computadora para el análisis y planos estructurales que ayuden a que el modelado de tales estructuras sea el más acorde y cercano a la realidad.

El comportamiento sísmico de los puentes carreteros se llevará a cabo mediante un análisis dinámico lineal, desarrollado mediante el programa de computadora SAP2000 en su versión 7.10, donde se modelarán cuatro pasos a desnivel seleccionados. La respuesta dinámica se obtendrá mediante el uso de acelerogramas disponibles de terremotos, producidos por fallas asociadas a la cadena volcánica y a la zona de subducción, como las más relevantes, así mismo, se considerarán sismos que por sus características podrían afectar a tales estructuras.

Los pasos a desnivel escogidos son: Hermano Lejano 4º nivel, intersección de la 49ª Avenida Sur Y 6º Calle Poniente, intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente y el paso a desnivel del Barrio La Vega. Para el análisis del comportamiento de éstos (pasos a desnivel), ante solicitaciones sísmicas se tomarán en cuenta las características propias de los materiales utilizados (rigideces, modulo de elasticidad, etc.). Se estudiarán las experiencias de países como E.E. U.U., Japón y Nueva Zelanda, referente a problemas estructurales de pasos a desnivel y puentes carreteros cuando han sido sísmicamente excitados; asimismo se estudiarán las soluciones que esos países proponen

a tales deficiencias y en especial se documentará el diseño por capacidad para puentes con resistencia sísmicas bajas.

También se incluirán, de ser necesario, algunos de los criterios tomados por las normas AASHTO⁵, referente al diseño conceptual de puentes carreteros, debido a que uno de los grandes problemas y que influyó de manera trascendental en estructuras existentes de los países antes mencionados, fue el bajo nivel en la predicción de la fuerza sísmica lateral a que serían sometidas tales obras, comparado con el nivel de respuesta real que pueden desarrollar.

Todas las estructuras se idealizarán de forma empotrada en su base. De los resultados obtenidos del análisis sísmico en los pasos a desnivel, se determinarán los puntos vulnerables que produce la respuesta sísmica, para lo cual se mencionarán algunas recomendaciones para solventar los problemas encontrados en las estructuras a analizar.

⁵ American Association of State Highway.

1.5 LIMITACIONES.

La interacción suelo-estructura es un tema amplio por lo cual su estudio en esta investigación será en forma superficial, tomándose sólo como punto bibliográfico. El estudio estará limitado al modelaje de las condiciones existentes y de diseño de las estructuras plasmado en los planos estructurales existentes, así como sus especificaciones técnicas cuando éstas estén disponibles.

Debido al poco estudio que existe en nuestro país referente al análisis sísmico en dichas estructuras no podrán realizarse comparaciones con estructuras existentes (referente a su desempeño sísmico), sino que se tomarán como referencia los estudios realizados por otros países como Nueva Zelanda, Japón y Estados Unidos, como precursores en materia de identificación y control de daños en estructuras de pasos a desnivel o puentes, debido a que éstos están sometidos a una constante actividad sísmica y que les ha servido para ampliar sus conocimientos sobre la ingeniería sísmica.

1.6 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA.

En nuestro país, en los últimos años se han diseñado y construido pasos a desnivel, como una alternativa de solución al problema vial, debido al incremento de vehículos que circulan por las vías del país.

Los pasos a desnivel son estructuras formadas generalmente por un sistema estructural simple, su forma estructural tiende a ser una expresión de su requerimiento funcional, y se trata de darle soluciones que cumplan con dos objetivos principales: funcionalmente eficientes y estéticamente satisfactorios.

La impresión que proporcionan los pasos a desnivel en un sistema estructural, le proporciona cierta ventaja tal como *la simplicidad*, la cual debería abrir el camino para una mayor confianza en la predicción de la respuesta sísmica; aunque por otra parte le proporciona ciertas desventajas tales como *la carencia de alto grado de redundancia en el sistema estructural o conexión entre elementos*, en donde la falla de un elemento estructural podrá resultar en un colapso; sin embargo la *simplicidad* los hace más susceptibles al efecto P - Δ .

En experiencias pasadas ocurridas en diferentes países, específicamente en Estados Unidos, con el sismo del Northridge en Enero de 1994, en el cual importantes puentes carreteros fueron dañados y en Japón con el sismo de Kobe en Enero de 1995, donde la vía Hanshin sufrió el colapso; estos casos en particular nos recordaron la vulnerabilidad de los puentes ante sismos de cierta consideración, despertando la alerta mundial sobre el diseño sísmico de puentes carreteros.

Los efectos generados por estos sismos (Northridge y Kobe), se deben a la filosofía de diseño adoptada, acompañada por la falta de atención a los detalles de diseño, entre los cuales podemos mencionar: falta de traslape en el armado longitudinal, microagrietamientos por fallas de control de calidad en el colado de las columnas, la insuficiencia de refuerzo transversal; lo que nos hace pensar que estos países aún con su poder económico y su desarrollo tecnológico no han podido evitar los estragos causados a las estructuras por los sismos; debido que los terremotos tienen la característica de identificar las debilidades estructurales. Lo anterior a dado la pauta para que la Ingeniería Sísmica se desarrolle a nivel mundial, con el objeto de evitar los efectos generados por los terremotos, cuando se aplican a la construcción, diseño y evaluación de pasos a desnivel.

Es importante mencionar que dichas estructuras son más susceptibles a los efectos de la interacción suelo-estructura, ya que es más difícil predecir la respuesta dinámica al movimiento del terreno, como consecuencia de movimientos no sincrónicos en los diferentes apoyos debido a los efectos de viaje de las ondas, específicamente en pasos a desnivel de tramos largos⁶. Esto tiene mayor relevancia para los puentes carreteros que son construidos en condiciones de terreno difícil o inclusive cercanos a fallas.

Las características especiales que presentan estos pasos a desnivel, en su forma geométrica, induce a efectos torsionales y tienen gran influencia en la respuesta sísmica, generalmente producidos por los movimientos no sincronizados en los diferentes apoyos, debido a los efectos del viaje de las ondas; así como también las diferencias de altura de las pilastras o columnas, ya que las más cortas (columnas), son más susceptibles a falla

por cortante, lo cual se debe a que resisten un nivel desproporcionadamente mayor de la fuerza inercial. Otro aspecto importante a tomar en cuenta es la curvatura, ya que cuando dicho tramo se ve sometido a la acción de una fuerza inercial transversal, ésta resulta en fuerzas inerciales en las pilastras y aunque dichas fuerzas inerciales incrementan la resistencia lateral de las mismas, crean un problema en los movimientos interno de las juntas que debe ser resistido por la superestructura. Los dos efectos últimos reflejan la susceptibilidad al efecto $P - \Delta$ de los pasos a desnivel.

Por lo anterior y por la importancia que revisten éstas estructuras de acuerdo a la función que cumplen, se hace necesario el realizar un análisis sísmico a los pasos a desnivel para estudiar su desempeño.

Otro aspecto por lo cual se efectuará el estudio a dichas estructuras, es debido a las características especiales que presentan algunos pasos en su geometría, la cual genera efectos torsionales. De esta forma se podrá evaluar cuál es la estabilidad estructural de los pasos a desnivel y a la vez garantizar la seguridad de los usuarios de los mismos.

CAPITULO II.
MARCO TEÓRICO.

MARCO TEORICO

2.1 GENERALIDADES DE PASOS A DESNIVEL.

Los pasos a desnivel son construcciones muy particulares, los cuales generalmente están formados por un sistema estructural simple, en donde es una práctica indeseable la formación de articulaciones plásticas en la superestructura, escogiéndose las columnas como el lugar para que ocurran deformaciones inelásticas, ya que es aquí donde se le puede proveer a la estructura que alcance niveles altos de deformación. Dichas estructuras carecen de altos grados de redundancia por lo que la falla de un elemento o conexión entre elementos estructurales podría resultar en un colapso. Su simplicidad debe dar una mayor confianza en la predicción de la respuesta sísmica.

La misma simplicidad estructural los hace más susceptibles tanto al efecto $P - \Delta$, como a la interacción suelo-estructura, ya que la respuesta dinámica al movimiento del terreno puede ser difícil de predecir sobre todo en pasos de claros muy largos o puentes largos ya que pueden desarrollar momentos transversales significativos en la superestructura como resultado de la respuesta inercial en el plano.

Es importante conocer cuales son las características de los componentes estructurales para poder entender el comportamiento global del sistema, ya que los pasos están constituidos por la superestructura y subestructura. La superestructura está formada por la losa o capa de rodamiento y las vigas, y la subestructura por las pilas o columnas, y el sistema de fundación. Además de los elementos que sirven para unir un elemento con otro para garantizar la transferencia de fuerzas, dentro de los cuales podemos mencionar:

apoyos elastoméricos, conectores y amortiguadores, que pueden formar parte tanto de la superestructura como de la subestructura.

La importancia de la evaluación sísmica de estos pasos toma mayor relevancia por todos los problemas que han surgido en el pasado con este tipo de estructuras y más aún cuando presentan características especiales en su forma geométrica, lo cual contribuye a agrandar más los problemas que se tienen. La geometría de los pasos tiene gran influencia en la respuesta sísmica ya que genera efectos torsionales al igual que la diferencia de alturas de los soportes.

Para los pasos a desnivel, la gran parte de la masa generalmente se encuentra en la superestructura consistiendo de vigas, uniones, diafragmas, superficie de rodaje, etc. y por lo tanto es en la superestructura donde las principales fuerzas de inercia son generadas durante la sacudida sísmica del suelo. Sin embargo, el diseño de la superestructura de un paso a desnivel es dominado por efectos de la carga viva y muerta, temperatura, etc., antes que por efectos sísmicos. Las fuerzas de inercia de un terremoto solo imponen esfuerzos significativos en la estructura soportante de columnas o pilas y fundaciones. Por lo tanto las columnas, pilas y fundaciones son regiones críticas de diseño por acción sísmica.

Por su naturaleza las estructuras soportantes de pasos a desnivel tienden a ser estructuras relativamente simples, consistiendo de pocos miembros estructurales. Una típica estructura soportante de paso puede consistir en una o más columnas, o una pared, soportada por cualquier fundación de tamaño adecuado o pilotes colados "in-situ".

Las ventajas y desventajas que pueda ofrecer la estructura soportante de los pasos a desnivel ya sea que este conformada por una o múltiples columnas, son las siguientes:

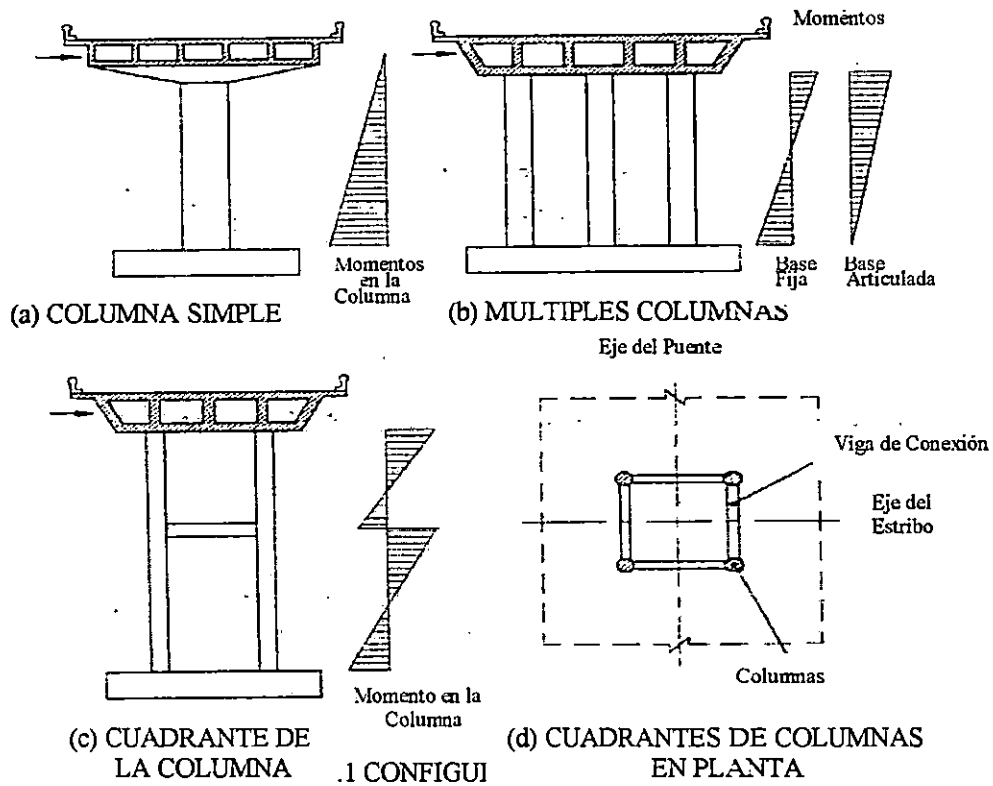
Apoyos de Columna Simple:

Ventajas:

- Si la superestructura es soportada por apoyos elastoméricos, las características de la respuesta tanto transversal como longitudinalmente pueden ser de igual manera, optimizando así el diseño sísmico. Sin embargo, si las llaves de corte son usadas para restringir el desplazamiento transversal, el período longitudinal y transversal, y por lo tanto las fuerzas sísmicas serán diferentes.
- Puesto que sólo habría una localización de junta plástica, el comportamiento es fácil de determinar con un alto grado de precisión.
- Con una conexión monolítica columna – superestructura, los requerimientos de ductilidad de la estructura y la columna son idénticos.

Desventajas:

- Con una conexión monolítica columna – superestructura, los momentos sísmicos de diseño serían más altos en la dirección transversal que en la dirección longitudinal, por la acción de cantiliver que se desarrolla en la dirección transversal y el cortante longitudinal sería considerable.
- Los momentos inducidos en la columna serían más altos que para el diseño de múltiples columnas, como puede ser observado en la Fig. 2.1.1.



- Los desplazamientos en la superestructura serían más altos que para el diseño de múltiples columnas.
- La columna debe estar empotrada en la base, resultando en momentos considerables, los cuales son transferidos a la estructura de fundación.

Apoyos de Múltiples Columnas:

Ventajas:

- Con un detalle monolítico columna – superestructura, las características en la dirección longitudinal y transversal pueden ser iguales.

- Si las bases de las columnas están empotradas a la estructura de fundación, los momentos inducidos en las columnas serían significativamente menores que para la opción de una sola columna.
- Las fuerzas de diseño de la fundación pueden ser reducidas si se escoge la opción de articular las columnas en las bases, pero a expensas del incremento de los momentos de las columnas.
- Como un resultado del incremento de la redundancia del sistema, no se dependerá tanto del desempeño satisfactorio de una sola junta plástica crítica.
- Una mejor distribución del momento en la parte superior de la columna dentro de la superestructura es posible cuando se detalla una conexión monolítica comparado con el diseño de una sola columna.

Desventajas:

- Si la superestructura es soportada por apoyo elastoméricos, los momentos sísmicos de diseño serían más altos en el sentido longitudinal que en el sentido transversal.
- Las juntas plásticas en las regiones críticas no se desarrollarían simultáneamente, como una consecuencia de las variaciones de la carga axial y la influencia de la rigidez de la viga cabezal en el extremo fijo. Por lo tanto la demanda de ductilidad en las juntas críticas es más difícil de determinar.
- Las demandas de ductilidad de la columna podrían exceder aquellas de la estructura completa como una consecuencia de la flexibilidad de la viga cabezal.

2.2 DAÑOS EN PASOS A DESNIVEL CAUSADOS POR TERREMOTOS.

Muchos han sido los daños que han causado los sismos, especialmente en países como Estados Unidos y Japón, con los terremotos de Northridge (1994) y el de Kobe (1995), respectivamente; sin descuidar los estragos que causó el terremoto del 10 de Octubre de 1986 en El Salvador.

En revisiones de los daños causados por los terremotos antes mencionados en pasos a desnivel, se han podido identificar tres deficiencias básicas en el diseño, las cuales son descritas mas adelante. Aunque cada deficiencia puede manifestarse de formas diferentes, todo tiende a ser una consecuencia directa de la filosofía de diseño elástico casi uniformemente adoptada para el diseño sísmico de pasos a desnivel previo a 1970 y que aún se usa en algunos países, acompañada con una falta de atención en los detalles de diseño. En el diseño sísmico elástico de viejos pasos a desnivel se utilizaron bajo niveles de tensión permisibles, correspondientes a fuerzas sísmicas que eran una pequeña fracción de la fuerza real que podría ser desarrollada en una estructura respondiendo elásticamente y considerando que su resistencia es ilimitada. Con la resistencia real de estructuras de viejos pasos a desnivel, típicamente de un 100 a un 300% mayor que los niveles de fuerza del diseño elástico, incluso con moderadas excitaciones sísmicas, se puede esperar que se desarrollaran las capacidades de resistencia disponibles.

Las consecuencias de esta metodología de diseño elástico son:

1. Deflexiones sísmicas, basadas en los niveles específicos de fuerza lateral, las cuales fueron seriamente menospreciadas. Esto se debió al uso de secciones gruesas, en vez de

usar la rigidez del miembro tomando en cuenta la sección agrietada para el cálculo de desplazamientos, lo que resultó en bajas predicciones de los desplazamientos esperados.

2. Puesto que los niveles de fuerzas eran artificialmente bajos, la razón de la carga gravitacional respecto a la fuerza sísmica usada para el diseño fue incorrecta. Esto condujo a diagramas de momentos en donde se combinaba la carga sísmica y la carga por gravedad, que no solamente aparentaban valores bajos sino que usualmente tenía una forma equivocada.

Los puntos de inflexión fueron localizados en forma errónea, resultando en una pre-determinación del reforzamiento estructural. La localización y magnitud de los momentos en secciones críticas fueron también incorrectos. En muchos casos, cuando la carga gravitatoria y las fuerzas sísmicas producían momentos de signo opuesto en una sección dada, el momento de diseño final podría incluso ser de signo incorrecto, debido al dominio de la carga por gravedad.

Un ejemplo sobre éste caso es ilustrado en la Fig.2.2.1, que representa los momentos en un apoyo de dos de columnas en un puente sometido a una carga muerta (D), Fig.2.2.1.a y la respuesta sísmica transversal (E), Fig.2.2.1b. Cuando el nivel de fuerza sísmica transversal correspondiente a la presunción del diseño elástico se considera, los momentos resultantes de las acciones combinadas (D + E) son como se muestra en la Fig. 2.2.1c por la curva sólida. Sin embargo, ya que los niveles de esfuerzo en los materiales usados en el diseño sísmico elástico se toman muy por debajo de los valores de fluencia o resistencia, fuerzas laterales mayores podrían soportarse antes que la resistencia de los miembros sea alcanzada.

Con el incremento del nivel de fuerza sísmica lateral "E" correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión en la sección crítica de la junta "A", se obtiene la distribución de momento de la línea punteada de la Fig.2.2.1c. Debido al alto nivel de fuerza lateral, el punto de inflexión "B" predicha por la combinación de la fuerza "elástica" tendrá que ser cambiada a "C". Así la terminación del refuerzo negativo en la viga, de acuerdo con la distribución de momento elástico, podría resultar en una falla pre-terminada a una distancia del punto "A".

En el otro extremo de la viga (junta D), la distribución de momento elástico (D + E), basada en la fuerza de inercia sísmica reducida, predice un pequeño momento negativo residual y sólo el reforzamiento para el momento nominal positivo podría ser colocado dentro de la región de la junta. Sin embargo, con los niveles de fuerza lateral suficiente para desarrollar la capacidad del momento negativo en "A", la curva punteada (D + E) en la Fig.2.2.1c indica que un momento positivo de considerable magnitud se desarrolla en "D". El refuerzo y detalles de anclaje adoptados, basados en la distribución de momento elástico, es en consecuencia una causa probable de falla prematura.

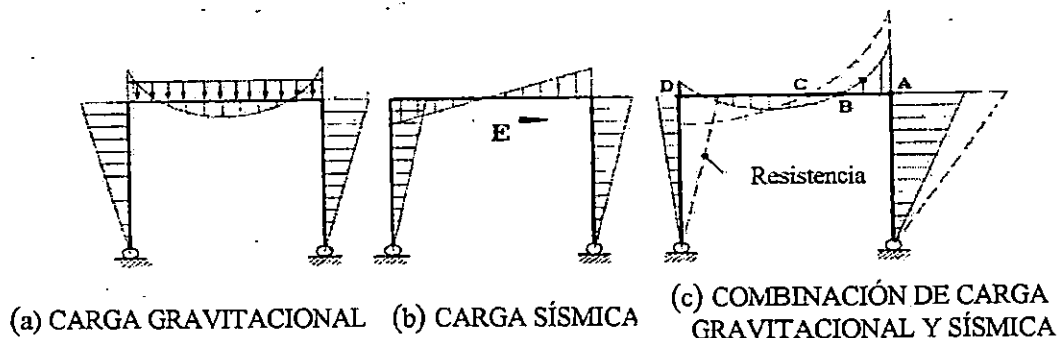


FIGURA 2.2.1 DISTRIBUCIÓN DE MOMENTO ELÁSTICO.

3. Las acciones inelásticas estructurales y los conceptos asociados de ductilidad y diseño por capacidad, son cruciales para la supervivencia de sistemas inelásticos bajo respuestas sísmicas severas y que no fueron considerados en el proceso de diseño elástico. En consecuencia la localización de las juntas plásticas críticas no se detallaron para soportar grandes deformaciones inelásticas sin sufrir una degradación de la resistencia, y la resistencia a cortante de los miembros no se consideró mayor que la resistencia a flexión, evitando la posibilidad de una falla frágil por cortante.

Por lo tanto, muchos de los daños sufridos en las estructuras pueden ser atribuidos, a una o la combinación de las tres deficiencias antes mencionadas.

2.2.1 DESPLAZAMIENTOS SISMICOS.

Una consecuencia directa de la subestimación de los desplazamientos sísmicos, que se basan en la teoría elástica, en la rigidez de la sección gruesa, y los bajos niveles de fuerza lateral, fue que la longitud proporcionada al asiento en las juntas de movimiento era muy corta y las separaciones entre estructuras adyacentes fueron típicamente inadecuadas, resultando en el golpeteo de las estructuras.

2.2.1.1 Fallas en el Claro debido al Asentamiento en las Juntas de Movimiento.

Ha habido muchos ejemplos de fallas en pasos a desnivel causados por movimientos relativos de los claros en la dirección longitudinal excediendo los anchos de asiento, resultando en asentamientos en las juntas de movimiento no restringidas. Esto ha sido particularmente un problema para pasos a desnivel de múltiples claros con columnas o

pilastras altas, lo cual es típico en nuestro medio con la construcción de los nuevos pasos a desnivel, donde se usa el concepto de vigas simplemente apoyadas. Marcos adyacentes separados por juntas de movimiento podrían moverse desfasados, incrementando los desplazamientos relativos en las juntas. La Fig. 2.2.2 muestra un ejemplo de colapso del claro de un paso a desnivel. Aunque la unión en las juntas de movimiento en estos pasos a desnivel era restringida por medio de pernos, la resistencia de éstos no fue suficiente para soportar el movimiento relativo longitudinal. Otro caso de fallas por movimiento relativo de los claros es mostrado en la Figura 2.2.3.

En este caso un simple claro soportado se ha asentado debido al excesivo desplazamiento relativo entre los apoyos adyacentes, lo cual cobra una mayor relevancia en claros largos. El eje de los soportes es esviado respecto al eje longitudinal del paso a desnivel, y se ha observado que los claros esviados desarrollan mayores desplazamientos que los claros rectos, como una consecuencia de la tendencia a girar en la dirección del esviaje decreciente tendiendo a que se pierda el soporte en las esquinas agudas. Este comportamiento se debe a la combinación de la respuesta longitudinal y transversal que es mostrado esquemáticamente en la Fig. 2.2.3. Se ha notado que la respuesta transversal en cualquier dirección causa una forma de ligamento en la esquina obtusa, provocando rotación en el movimiento de las agujas del reloj. Estas rotaciones tienden a acumularse bajo la respuesta cíclica transversal.

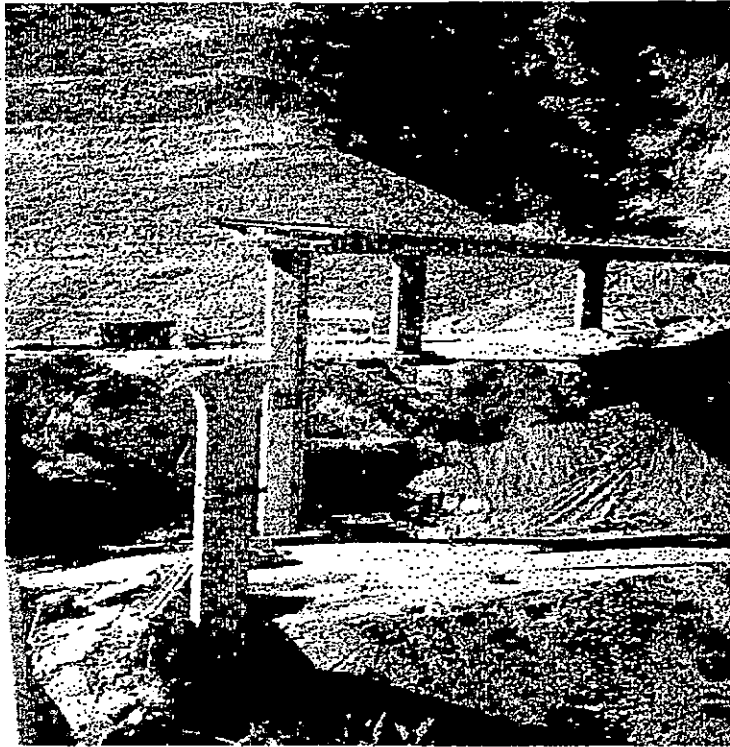


FIGURA 2.2.2 COLAPSO DEL CLARO, DURANTE EL TERREMOTO EN SAN FERNANDO, EN 1971.

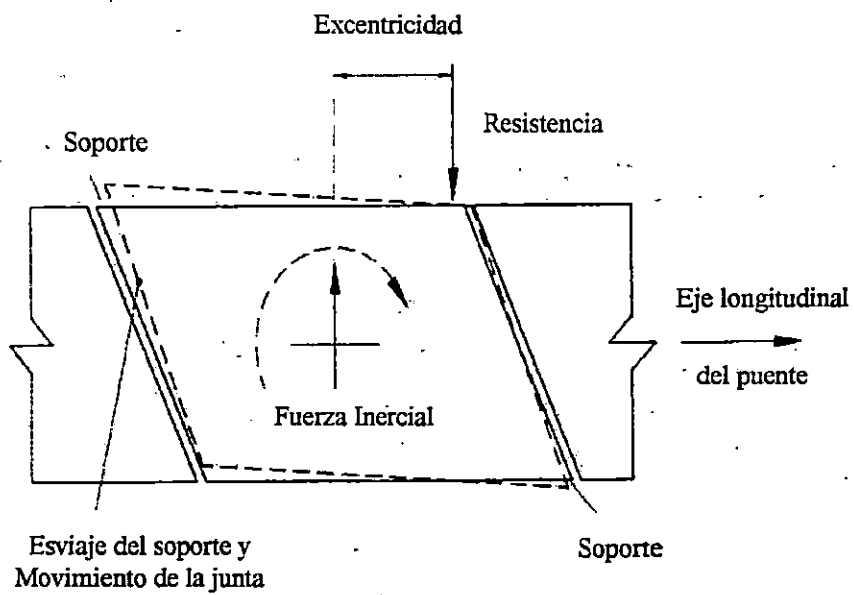


FIGURA 2.2.3 PROBLEMAS DE SOPORTE EN LA CALZADA.

2.2.1.2 Golpeteo en Estructuras de Puentes.

La baja predicción de desplazamientos sísmicos podría inducir a la inadecuada provisión del espacio entre estructuras adyacentes de pasos a desnivel, lo cual resulta en daños. Este es un problema importante cuando las estructuras adyacentes son de diferentes alturas, resultando en impactos entre la superestructura de una y la columna (o columnas) de la otra. Un ejemplo ocurrido en el terremoto de Loma Prieta en 1989 en la sección del viaducto I-280 China Basin/Southern, como se muestra en la Fig.2.2.4, donde una separación de 150 mm entre la carretera más baja y las columnas independientes que soportaban en forma inadecuada una plataforma en el nivel superior. Las fuerzas de impacto a partir del golpeteo de los componentes de los pasos a desnivel pueden ser muy altas, causando amplificaciones en la fuerza cortante de los miembros con el incremento de probabilidad de fallas por cortante frágiles. El golpeteo de estructuras de desigual altura debería por lo tanto ser evitado a través de una evaluación realista de la deformación y la provisión de la separación adecuada. Sin embargo, hay evidencia teórica de que el golpeteo para estructuras de igual altura, como podría ocurrir en estructuras de pasos a desnivel, puede ser beneficioso para la respuesta sísmica. Esto se debe a que los impactos entre estructuras de diferentes periodos fundamentales actúan reduciendo el incremento de la respuesta resonante.

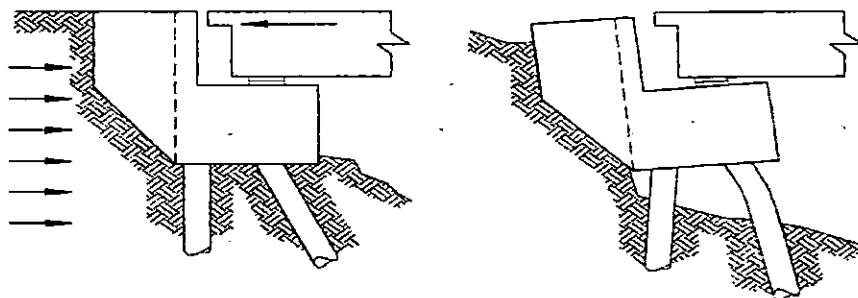


FIGURA 2.2.4 ABATIMIENTO DEL VIADUCTO I-280 CHINA BASIN/SOUTHERN.
TERREMOTO DE LOMA PRIETA EN 1989.

2.2.2 DESPLOME DE ESTRIBOS.

Relacionado con la respuesta de suelos suaves y de terraplenes en estribos incompletamente consolidados, el desplome en el terraplén del estribo y la rotación del mismo ha sido una falla común en terremotos recientes. Sometidos a respuestas longitudinales las presiones en la tierra de los estribos se incrementa debido a las aceleraciones sísmicas. Los impactos de los componentes del Paso a Desnivel con el estribo podrían generar altas presiones pasivas, que inducen a incrementos en las presiones laterales de niveles más abajo del punto donde se produce el impacto de la superestructura o de la calzada. Los suelos naturales o inadecuadamente compactados tienden a desplomarse hacia el Paso a Desnivel, empujando la parte más baja del estribo

hacia el interior, junto con el suelo en movimiento. El contacto entre la parte superior del estribo y la superestructura limita el desplazamiento interno de la parte superior, resultando en una rotación del estribo, como se muestra en la Fig.2.2.5. Las consecuencias típicas son daños en la parte superior de la pared del estribo debido al impacto de la superestructura, y daños en el sistema de pilotes si las rotaciones son grandes.



(a) ANTES DE LA FALLA.

(b) DESPUÉS DE LA FALLA.

FIGURA 2.2.5 DESPLOME Y ROTACIÓN DEL ESTRIBO.

Para ilustrar lo anterior, en las figuras 2.2.6 y 2.2.7 se muestran un ejemplo de falla de estribo. La estructura mostrada en la figura 2.2.6 es un puente ubicado sobre el río Banano en Costa Rica el cual presentó fallas por asentamiento y rotación en el estribo durante el terremoto de 1990, donde el estribo tuvo una rotación de 9° , resultando en un desplazamiento lateral de la parte superior de la pila alrededor de 6.6 cm. El incremento de la presión pasiva detrás del estribo provocó la rotación de éste y la falla en las pilas. Aunque daños severos pueden resultar del desplome del estribo, el colapso total no es común y generalmente es asociado a otras causas. Frecuentemente la estructura es

rehabilitada en horas o días de una manera temporal para suplir emergencias de tráfico, aunque posteriormente se determinen reparaciones caras o la sustitución completa del sistema.

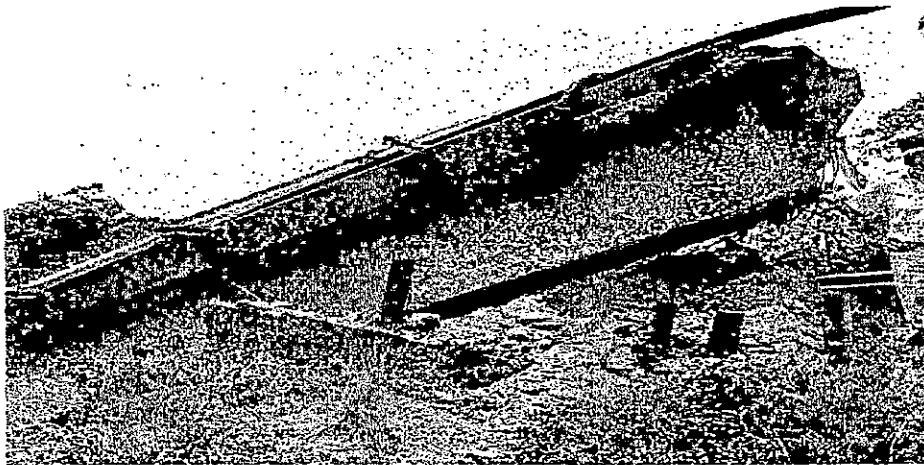


FIGURA 2.2.6 FALLA DEL ESTRIBO POR ASENTAMIENTO Y ROTACIÓN. PUENTE DEL RÍO BANANO, TERREMOTO DE COSTA RICA, 1990.



FIGURA -2.2.7 FALLA DEL ESTRIBO DEBIDO A PRESIONES PASIVAS. PUENTE DEL RÍO VIZCAYA. TERREMOTO DE COSTA RICA, 1990.

2.2.3 FALLAS EN COLUMNAS.

Las fallas de las columnas en apoyos de puentes podrían resultar a partir de un número de deficiencias relacionadas con la filosofía de diseño elástico, identificado anteriormente. A continuación se describen las consecuencias más comunes de fallas que puedan encontrarse.

2.2.3.1 Resistencia a Flexión y Fallas por Ductilidad.

Antes de 1970, los diseñadores generalmente desconocían la necesidad de crear la capacidad a la ductilidad en regiones donde potencialmente se formarían las juntas plásticas. De hecho, el concepto de articulación plástica fue irrelevante para la metodología de diseño elástico utilizado. De ahí que podemos encontrar o identificar cuatro grandes deficiencias en columnas de pasos a desnivel, tales como:

2.2.3.1.1 Inadecuada Resistencia a Flexión.

Se utilizaron bajos niveles de fuerza sísmica lateral para caracterizar la acción sísmica. Como ejemplo se puede citar a California, donde el diseño por fuerzas sísmicas equivalentes al 6% de la carga por gravedad fue común, aunque es ahora entendido que los niveles de respuesta elástica pueden exceder el 100% de la carga gravitatoria. Aunque la diferencia entre el diseño y los niveles de respuesta elástica parecen grandes, la discrepancia entre la resistencia real y el nivel de respuesta elástica típicamente es mucho menor, como resultado de la naturaleza conservativa del análisis elástico adoptado para el diseño a flexión de columnas. Esto se puede ilustrar en la Fig.2.2.8, que compara

el diagrama de iteración típico de carga axial – momento en columnas para el diseño por resistencia y diseño elástico.

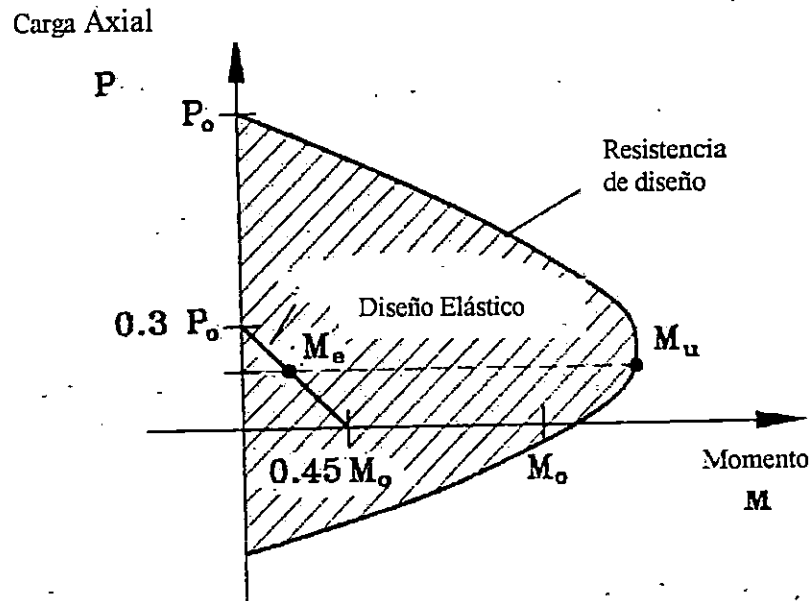


FIGURA 2.2.8 DIAGRAMA DE ITERACIÓN PARA COLUMNAS.

El diseño elástico se basa típicamente en una interacción lineal entre el momento M y la carga axial P , desde un 45% de la resistencia a flexión en flexión pura hasta un 30% de la resistencia a compresión axial en compresión pura. Como se muestra en la Fig.2.2.8, esto implica una reducción en la capacidad a momento a medida que la compresión axial se incrementa, mientras que para niveles bajos de carga axial, común para columnas de pasos a desnivel, la capacidad a momento típicamente se incrementa debido a la compresión axial. Como consecuencia, la resistencia real a flexión con frecuencia es tres o cuatro veces el nivel de diseño elástico, como se sugiere en la Fig.2.2.8. Puede haber mayores incrementos a partir de la resistencia de los materiales, particularmente la

resistencia a fluencia del reforzamiento, que algunos casos exceden los valores especificados, y por el endurecimiento del refuerzo. Como resultado de este comportamiento, algunos valores de resistencia a flexión lateral corresponden al 25% del peso, para algunos pasos a desnivel existentes del estado de California. Esto es de una magnitud similar a la requerida por prácticas presentes de diseño dúctil, pero mucho menor que posibles niveles de repuesta elástica, y es por lo tanto inadecuado para una aproximación del diseño elástico, donde provisiones especiales de detallado dúctil no son implementadas.

2.2.3.1.2 Inadecuada Resistencia a Flexión en Columnas.

El refuerzo longitudinal de las columnas era a menudo empalmado inmediatamente sobre la fundación con una longitud de empalme inadecuada para desarrollar la resistencia de las varillas. Longitudes de empalmes tan cortos como 20 veces el diámetro de la varilla, fueron comúnmente proveídos en la base de las columnas en pasos a desnivel de California antes de 1971. Las pruebas indican que esto es insuficiente para permitir que la resistencia a flexión de la columna se desarrolle. Debe ser puntualizado que incluso para empalmes mucho más largos, satisfaciendo los requerimientos de los presentes códigos, es probable que fallen si la columna se somete a niveles moderados de ductilidad.

La Fig. 2.2.9 muestra daños en la base de una columna, atribuible a falla debido al empalme, el cual ocurrió durante el terremoto de Loma Prieta en 1989. La inadecuada resistencia a flexión podría resultar también por el uso de soldadura para el refuerzo

longitudinal cercano a los lugares de momento máximo. Parece difícil garantizar la resistencia y ductilidad de las soldaduras, y de hecho, esto podría no parecer crítico si la metodología del diseño elástico es utilizada.

La Fig. 2.2.10 muestra un ejemplo de falla a flexión de una columna de la autopista Hanshin durante el terremoto de Kobe en 1995, causado por fallas de un gran número de soldaduras en el mismo lugar, cercano a la base de la columna. Cambios en la dirección de la tensión resultan en máximas deformaciones unitarias del refuerzo, siendo casi constante para una altura arriba de la base de la columna igual a la mitad del diámetro de ésta. La falla mostrada en la (Fig.2.2.10 fue una de un gran número de columnas (al menos 50) en la autopista Hanshin, donde la falla en las soldaduras contribuyó a la falla de la columna.

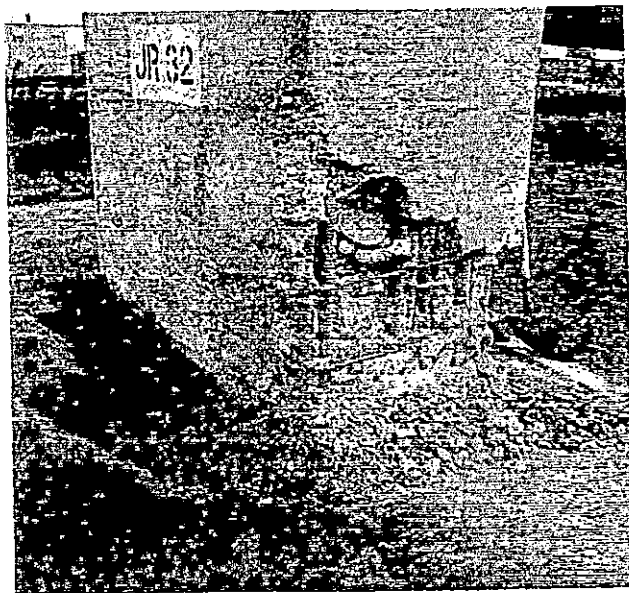


FIGURA 2.2.9 FALLA DEL AGREGADO DEL RECUBRIMIENTO Y EMPALME EN LA BASE DE LA COLUMNA, 1989 TERREMOTO DE LOMA PRIETA.

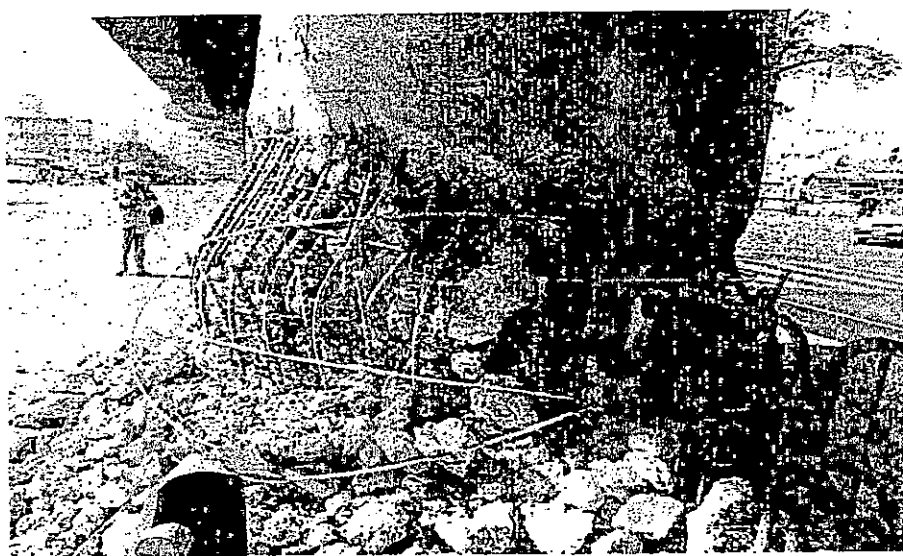


FIGURA 2.2.10 FALLA DE LA SOLDADURA DEL REFORZAMIENTO LONGITUDINAL EN LA COLUMNA. 1995 TERREMOTO EN KOBE.

2.2.3.1.3 Inadecuada Ductilidad a Flexión.

A pesar de una resistencia a flexión mayor que la anticipada en columnas de concreto reforzado de pasos existentes, frecuentemente esta resistencia es todavía mucho menor que la requerida para la respuesta elástica a partir de las intensidades sísmicas esperadas. La consecuencia es que para sobrevivir a los ataques sísmicos, las estructuras necesitan poseer ductilidad. La ductilidad algunas veces se le llama tenacidad, es la propiedad de ser capaz de deformarse a través de varios ciclos de desplazamientos mucho más largos que los desplazamientos por fluencia, sin degradación significativa a la resistencia. La definición e importancia de la ductilidad son discutidas con mayores detalles posteriormente. Los factores de ductilidad al desplazamiento (multiplicados por el

desplazamiento a fluencia) tan altos como $\mu_{\Delta} = 6$ u 8 pueden ser necesarios en algunos casos.

Con niveles de ductilidad por desplazamiento alrededor de 2 a 3, las deformaciones unitarias de compresión en el concreto en las regiones de las juntas plásticas exceden la capacidad de las deformaciones unitarias a compresión del concreto no confinado, y la caída del recubrimiento del concreto ocurre. A menos que el núcleo de concreto este bien confinado por anillos o espirales transversales cercanamente espaciado la ruptura rápidamente se extiende al núcleo, el refuerzo longitudinal se dobla y rápidamente la degradación de la resistencia ocurre, resultando eventualmente en una inhabilidad para soportar la carga gravitacional. Este comportamiento puede ser acelerado cuando el empalme del refuerzo transversal está muy cerca de la cubierta del concreto, como es común en pasos a desnivel antiguos. Cuando la cubierta de concreto cae, los anillos pierden efectividad en los lugares del empalme.

Las figuras 2.2.11 y 2.2.12 muestran ejemplos de fallas en juntas plásticas a flexión durante recientes terremotos, donde los bajos niveles de refuerzo transversal presentes en estas juntas contribuyen a este tipo de falla. En el ejemplo de la figura 2.2.12 del terremoto de Northridge en 1994, muestra que el reforzamiento transversal cercanamente espaciado ha sido puesto a una distancia igual al diámetro de la base de la columna, pero si una pared se conecta en la base de la columna esto contribuye a que las juntas plásticas se produzcan y se desarrollen sobre la pared, donde el espaciamiento del refuerzo transversal ha sido incrementado.



FIGURA 2.2.11 FALLA POR CONFINAMIENTO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA COLUMNA.
TERREMOTO DE SAN FERNANDO.

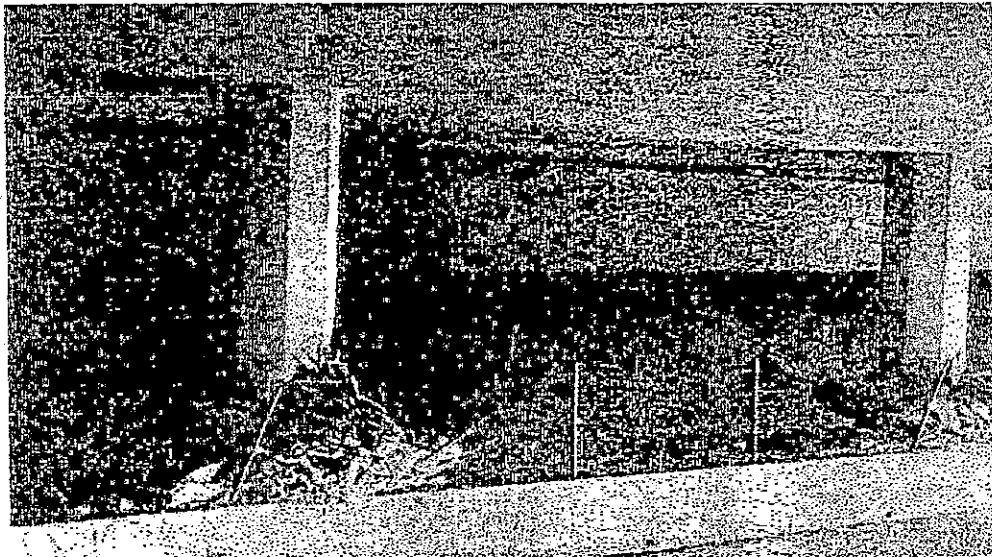


FIGURA 2.2.12 JUNTAS PLÁSTICAS A FLEXIÓN EN COLUMNAS PROVOCADAS POR LA
CONEXIÓN DE UNA PARED, DEL PUENTE SOBRE EL CANAL RÍO, TERREMOTO DE
NORTHRIDGE 1994.

2.2.3.1.4 Terminación Prematura del Reforzamiento de Columnas.

En Japón una serie de columnas en pasos a desnivel desarrolló fallas por corte – flexión en columnas de mediana altura, como consecuencia de la terminación prematura del refuerzo longitudinal de la columna. Un ejemplo de esto, se muestra en la Fig. 2.2.13, donde la aparente falla por corte – flexión corresponde a la localización donde las barras terminan a mediana altura de la columna. La terminación de las varillas fue basada en la envolvente de momento de diseño, sin tomar en cuenta los efectos por cambios de tensión debido al agrietamiento por corte en diagonal. Esta deficiencia fue incrementada por la provisión de la corta longitud de desarrollo del empalme de las varillas en estos lugares.

Los efectos de la inercia rotacional incrementando el momento a la mitad de las columnas podría también haber sido significativo en este caso. Por otra parte la falla de 18 columnas cuyas secciones colapsaron en la vía Express / Hanshin durante el terremoto de Kobe en Japón fue también provocada por la terminación prematura del 33% del reforzamiento longitudinal a un 20% de la altura de la columna. Esto forzó a que la junta plástica se formara arriba de la base, donde no podría beneficiarse con el confinamiento proveído por la fuerte fundación, lo que era esencial para que las columnas sobrevivieran debido a que muy poco refuerzo de confinamiento fue colocado. Ésta falla dramática se presenta en la figura 2.2.14

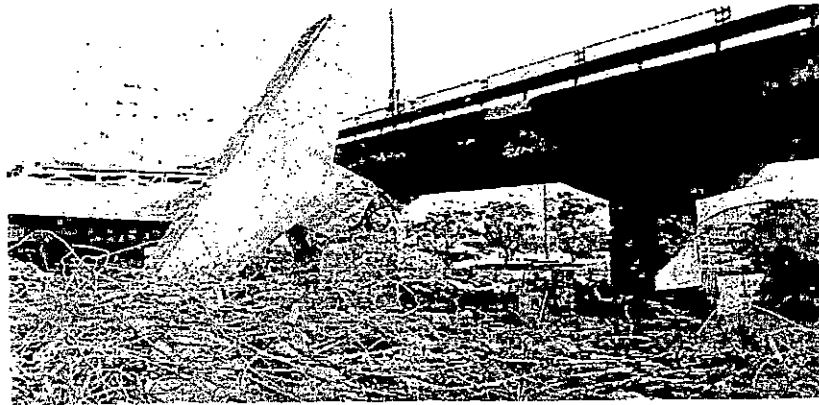


FIGURA 2.2.13 FALLA POR FLEXIÓN-CORTANTE EN LA MITAD DE LA PILA DE LA RUTA 43/2 DEL PASO SUPERIOR, DEBIDO A LA TERMINACIÓN PREMATURA DEL REFORZAMIENTO LONGITUDINAL: 1995 TERREMOTO DE KOBE.

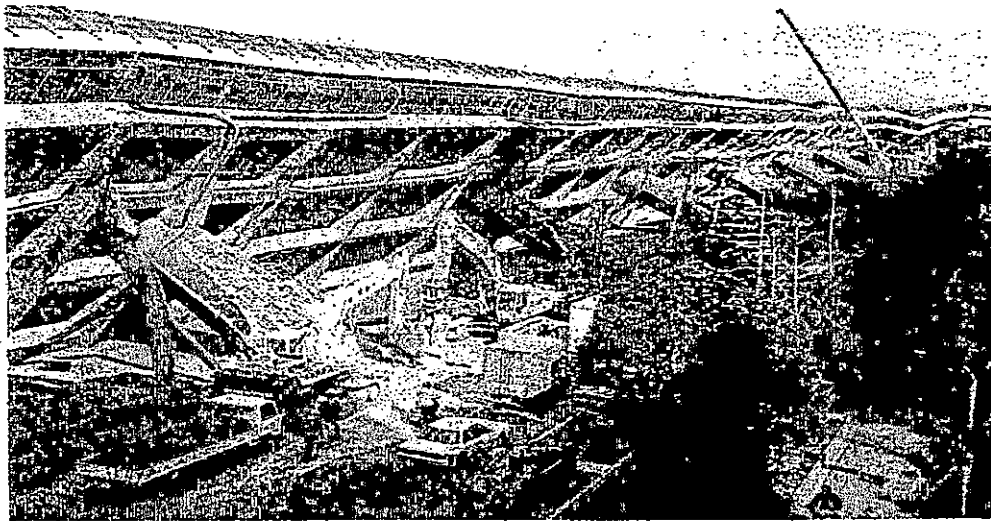


FIGURA 2.2.14 FALLAS A FLEXIÓN EN LA BASE DE LAS COLUMNAS DE LA VÍA EXPRESS HANSHIN, DEBIDO A LA PREMÁTURA TERMINACIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL E INADECUADO CONFINAMIENTO; TERREMOTO DE KOBE EN JAPÓN 1995.

2.2.3.2 Fallas por Cortante en Columnas.

La resistencia al cortante en las secciones de columnas de concreto es el resultado de una combinación de mecanismos que involucran la compresión del concreto por transferencia de corte, la trabazón del agregado a lo largo de las grietas inclinadas de corte – flexión, la acciones en forma de arco soportada por fuerzas axiales, y mecanismos de armadura utilizando el confinamiento horizontal proveído por el refuerzo transversal.

Los mecanismos de corte interactúan en una forma compleja. Si el refuerzo transversal del mecanismo por flexión fluye, el ancho de las grietas de corte – flexión se incrementan rápidamente, reduciendo la resistencia de los mecanismos que resisten el cortante en el concreto ya que utilizan la trabazón del agregado. Como consecuencia, la falla por cortante es frágil e involucra una degradación rápida de la resistencia. La deformación inelástica por corte es por lo tanto inadecuada para la respuesta sísmica dúctil.

Las columnas cortas son particularmente susceptibles a fallas por cortante como consecuencia de la alta razón cortante / momento y el conservatismo en el diseño por resistencia a la flexión de las viejas columnas. Con referencia a lo anterior y usando la Fig. 2.2.8, la verdadera resistencia a la flexión de las columnas existentes sería varias veces la resistencia de diseño si se diseñan en base la teoría elástica. La ecuación de resistencia al corte para el diseño de columnas, fue generalmente menos conservativa que la ecuación para el diseño a la flexión en pasos a nivel diseñados anteriormente. En California es común encontrar que el reforzamiento transversal en las columnas de viejos puentes consiste en varillas N°4 (12.7 mm de diámetro) espaciados verticalmente a 12

pulgadas (305 mm) centrados indiferentemente del tamaño de la columna o de la fuerza a cortante, llevando a sospechar que del diseño por cortante no era considerado esencial.

Antes de 1970, hubo también una falta de apreciación de la necesidad de asegurar que la resistencia real a cortante excediera a la resistencia real a flexión (uno de los principios de la filosofía de diseño por capacidad, que será desarrollado posteriormente), y como una consecuencia de esto no es raro hallar columnas de pasos a desnivel donde la resistencia a flexión es dos o tres veces la resistencia al cortante. Es importante darse cuenta que es la verdadera resistencia la que se desarrollará durante un evento sísmico a menos que la resistencia real exceda el nivel de respuesta elástica. La figura 2.2.15 correspondiente a una columna del separador I-5 / I-605, estructura severamente dañada en el terremoto de Whittier en 1987, muestra daños de la columna del paso. Muchas Varillas transversales fueron fracturadas, la fractura por cortante alcanzó 25mm de ancho (1 pulgada) durante el terremoto. El arqueado del reforzamiento longitudinal en la columna aparenta las duelas de un barril en la figura 2.2.15, indicando la reducción axial de la columna ocurrido y el derrumbamiento inminente.

Las fallas a cortante también ocurrieron excesivamente durante los terremotos de San Fernando en 1971, Northridge en 1994, y Kobe en 1995. La figura 2.2.16 del terremoto de San Fernando muestra una falla frágil por cortante, donde la resistencia a flexión excedió la resistencia por cortante. No hay indicación de que la junta plástica se desarrolló al final del miembro. En contraste a la columna mostrada en la figura 2.2.17, también del terremoto de San Fernando, no aparenta daños al centro de la columna, pero una junta plástica puede claramente formarse en la parte superior de la columna, seguida

de una falla a cortante dentro de la región de la junta. Esto nos guía a una importante observación: la resistencia a cortante en regiones de juntas plásticas es menor que en regiones donde no existen juntas.

Las causas de fallas de 6 ó 7 estructuras de puentes que fallaron en 1994 durante el terremoto de Northridge tiene que ser atribuido a fallas por cortante en columnas.

Debido a la falla en el reforzamiento transversal, la falla a cortante en la columna frecuentemente resulta en una pérdida de la integridad estructural de la columna, con fallas bajo cargas gravitacionales. Ejemplo del colapso de una columna causado por fallas a cortante se muestra en la figura 2.2.18, debido a la naturaleza súbita y frágil de las fallas por cortante, provisiones especiales deben ser considerados en los nuevos diseños de reforzamiento para contrarrestar este efecto.



FIGURA 2.2.15 FALLA FRÁGIL POR CORTANTE DE LA COLUMNA DEL SEPARADOR I-5 / I-605, TERREMOTO DE WHITTIER, 1987.

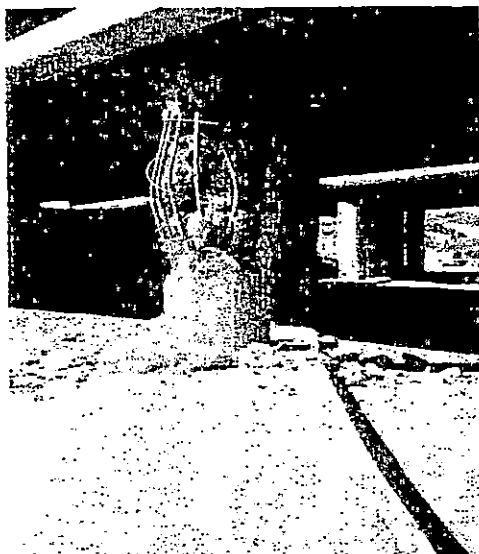
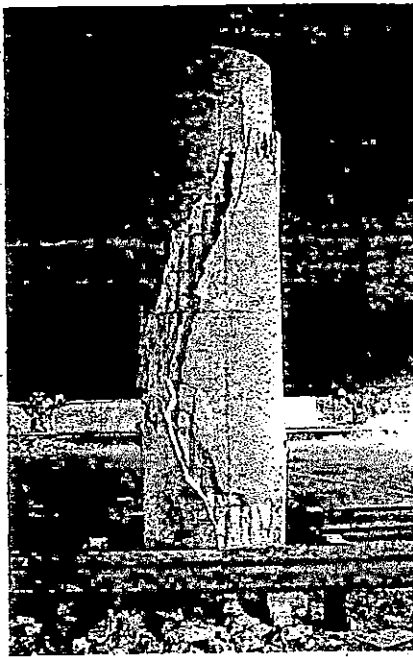


FIGURA 2.2.16 FALLA POR CORTANTE FUERA DE LA JUNTA PLÁSTICA. TERREMOTO DE SAN FERNANDO, 1971.



FIGURA 2.2.17 FALLA POR CORTANTE DENTRO DE LA JUNTA PLÁSTICA. TERREMOTO DE SAN FERNANDO, 1971.



(a)



(b)

FIGURA 2.2.18 EJEMPLOS DE FALLAS POR CORTANTE EN COLUMNAS. TERREMOTO DE NORTHBRIDGE 1994, (a) AUTOPISTA EN FAIRFAX/ WASHINGTON UNDERCROSSING; (b) I-118 MISSION / GOTHIC UNDERCROSSING.

2.2.4 FALLAS EN LA FUNDACIÓN (ZAPATAS).

Comparativamente han sido reportados pocos incidentes de fallas en la fundación causadas por las acciones sísmicas. Algunas de las razones posibles para esto son: las máximas fuerzas posibles en la fundación pudieron no desarrollarse como consecuencia de fallas prematuras en las columnas por flexión o cortante; otro mecanismo, particularmente el balanceo de la fundación, podría haber protegido la fundación de excesivas fuerzas sísmicas; las fundaciones son a veces situadas a alguna distancia en el subsuelo y podrían no haber sido adecuadamente inspeccionadas por daños después de

terremotos. A pesar de la falta de daños reportados, un análisis de detalles típicos comunes en anteriores diseños de fundaciones (zapatas), revelan deficiencias en aspectos, tales como los que podemos mencionar a continuación:

1. Resistencia a la flexión de la fundación (particularmente debido a la común omisión del refuerzo del lecho superior de la zapata).
2. Resistencia al cortante, ya que el refuerzo por cortante era raramente proveído.
3. Resistencia al cortante de la junta en la región inmediatamente debajo de la columna, el cual está sometido a altas fuerzas cortantes.
4. Anclaje y desarrollo del refuerzo de la columna, que en el pasado ha sido típicamente proveído por extensiones rectas de las varillas, hacia dentro de la zapata o por ganchos a 90° doblados hacia fuera del eje axial de la columna, una práctica que agrava los problemas de corte de la junta.
5. Inadecuada conexión a tensión entre las pilas y las zapatas.

Un ejemplo de las consecuencias, del inadecuado desarrollo del refuerzo longitudinal de la columna se muestra en la Fig. 2.2.19. Este soporte del puente, el cual falló durante el terremoto de San Fernando en 1971, tenía varillas rectas como anclajes las cuales eran una prolongación del reforzamiento de la columna y se introducían en una zapata reforzada solamente en el fondo, con una malla colocada para soportar la flexión en los dos sentidos.



FIGURA 2.2.19 FALLA POR TRACCIÓN. TERREMOTO DE SAN FERNANDO, 1971

Por otra parte dentro del análisis de daños aquí enfocados, muchos de los elementos que componen las estructuras de los pasos a desnivel no son tratados debido a que su diseño es mediante criterios gravitacionales y no sísmicos, que para nuestro caso constituye uno de nuestros objetivos que es realizar un macro estudio de las estructuras y un micro estudio en cuanto al comportamiento de sus elementos ante eventos como los terremotos.

Dentro de los elementos que no se diseñan sísmicamente están las vigas cuyo trabajo es soportar como carga muerta la losa y como carga viva todo lo que transita sobre la vía, de igual forma la losa también se diseña con un criterio similar al de vigas.

2.3 INTERACCION SUELO ESTRUCTURA APLICADO A PASOS A DESNIVEL.

Es importante reconocer que en los últimos años, el análisis de la interacción suelo – estructura ha sido un aspecto fundamental para la evaluación de la respuesta dinámica de la estructura en sí y en un menor grado la del suelo. Se conoce como interacción suelo – estructura a la modificación del movimiento de terreno (en la base de la estructura), provocado por la presencia de la estructura. Esto reviste mayor importancia para los pasos a desnivel, ya que al igual que los puentes, son generalmente más susceptibles al efecto suelo – estructura, donde la respuesta dinámica puede ser difícil de predecir, especialmente cuando la separación entre los apoyos es muy grande; como consecuencia del movimiento no sincronizado de los apoyos, debido a la diferencia en el tiempo de llegada de las ondas a la base de las pilas o columnas, el cual será descrito posteriormente.

El espaciamiento que existe entre los diferentes apoyos que conforman la subestructura de los pasos a desnivel genera ciertos efectos con relación a la interacción suelo – estructura, los cuales pueden ser: efecto de incoherencia, efecto del paso de las ondas y el efecto de atenuación; los cuales serán ampliados posteriormente.

Para lograr una comprensión racional y clara del efecto de la interacción suelo – estructura, es necesario conocer el proceso básico para obtener energía sísmica fiable en un sitio dado, que puede ser descrito en los siguientes pasos:

- Identificación de las fallas activas y su potencial de liberación de energía.

- Uso de leyes de atenuación para definir la aceleración en un sitio.
- Caracterización del movimiento esperado del suelo en el lecho de la roca, como una función de los mecanismos de la fuente, trayectoria de viaje y periodo de retorno.
- Identificación de los componentes máximos, contenido de frecuencia, duración del movimiento fuerte.
- Modificación del movimiento del suelo debido a las condiciones locales y potenciales de amplificación geográficas.

Estos aspectos serán descritos ampliamente a continuación.

2.3.1 CARACTERIZACION DEL MOVIMIENTO DEL SUELO.

2.3.1.1 MECANISMOS DE LA FUENTE Y LEYES DE ATENUACIÓN.

La mayoría de los sismos se originan en la vecindad de los límites entre las placas tectónicas de la corteza debido a la liberación de la fuerza cortante y la deformación acumulada como una consecuencia del movimiento relativo de las placas. La magnitud de la dislocación causada por un sismo puede ser muy pequeña o de varios metros, dependiendo esencialmente de la proporción del desplazamiento relativo y del promedio del periodo de retorno de los sismos generados en la falla, grandes dislocaciones a menudo corresponde gran energía liberada y grandes aceleraciones del suelo. La aceleración del suelo experimentada en un lugar disminuye con la distancia desde el epicentro; a causa del incremento en la superficie del frente de las ondas, las propiedades

del amortiguamiento del medio de transmisión y la disipación de las ondas en las interfaces entre la capa de los materiales.

Para sismos pequeños o de tamaño moderado la fuente podría razonablemente ser considerada como un punto de la fuente y ondas esféricas radiales pueden caracterizar la atenuación, mientras que para sismos mayores la fuente puede ser caracterizada como una línea y las ondas cilíndricas serían más apropiadas para caracterizar la atenuación. A pesar de este argumento, muchas leyes de atenuación tienen una buena correlación para datos de sismos pequeños, mientras que para eventos sísmicos grandes se tiene que extrapolar debido a los limitados datos válidos referentes a sismos mayores. Las leyes de atenuación típicamente toman la forma de:

$$A_o = C_1 \cdot e^{C_2 M} (R_e + C_3)^{C_4} \quad \text{Ec. 2.3.1}$$

Donde:

A_o : aceleración máxima del suelo

M: magnitud del sismo en la escala de Richter

Re: distancia epicentral

C_1 , C_2 , C_3 y C_4 : son constantes que dependen de las condiciones del suelo.

Los efectos de las condiciones del suelo tienen un impacto pequeño en la aceleración máxima del suelo, pero suele ser significativo para el desplazamiento y la velocidad.

2.3.1.2 EFECTOS DE LA PROPAGACIÓN DE ONDAS.

La energía liberada por un sismo se propaga por diferentes tipos de ondas. Las ondas de cuerpo, originadas en la zona de la rotura incluye a las ondas "P" (ondas primarias o

de presión), las cuales envuelven la partícula de movimiento paralelo a la dirección de propagación; y las ondas "S" (ondas secundarias o cortantes), las cuales viajan en dirección perpendicular a la dirección de propagación. Cuando estas ondas de cuerpo alcanzan la superficie de la tierra, son reflejadas por una generación de ondas superficiales, las cuales incluyen las ondas Rayleigh (R) y las ondas Love (L). Las ondas "L" producen un movimiento horizontal transversal a la dirección de propagación y las ondas "R" producen un movimiento circular análogo al movimiento a las olas del océano. En algunos casos la amplitud de estas ondas se reduce con la profundidad medida desde la superficie.

La velocidad de las ondas "S" y "P" en materiales elásticos son independientes, siendo respectivamente:

$$V_p = [E (1 - \gamma) / (1 - \gamma) (1 - 2\gamma) \rho]^{1/2} \quad \text{Ec. 2.3.2}$$

$$V_s = (G / \rho)^{1/2} \quad \text{Ec. 2.3.3}$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del suelo.

γ : relación de Poisson's

G: módulo de cortante

ρ : densidad.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas es de mucho interés para el diseño de pasos a desnivel ya que tienen una relevancia potencial en el movimiento no sincronizado de las ondas. De acuerdo a lo anterior, la interacción dinámica de los pasos a desnivel depende de:

1. El ángulo de incidencia de las ondas.
2. La relación de la rigidez de las vigas del paso a desnivel con respecto a la del suelo.
3. La relación de la masa de las vigas del paso a desnivel con respecto a la masa del sistema estribo- fundación.
4. El claro del puente o paso a desnivel.

2.3.1.3 PERIODO DE RETORNO Y EVALUACIÓN DE RIESGO.

La evaluación del riesgo sísmico asociado con un sitio dado, se hace necesario para conocer no solo las características del movimiento fuerte del suelo que son factibles para el lugar; sino también para conocer la frecuencia con la cual tales eventos son esperados. Es común expresar esto por un período de retorno de un sismo de magnitud determinada.

Los sismos pequeños ocurren más frecuentes que los sismos grandes; sin embargo los sismos pequeños pueden generar aceleraciones máximas del suelo de magnitud similar a los sismos grandes, pero sobre un área más pequeña. La cuantificación del riesgo sísmico en un lugar, implica la evaluación de la probabilidad de ocurrencia del movimiento del suelo de una intensidad dada como un resultado de una combinación de efectos de sismos de frecuencia moderada ocurridos cerca del lugar y grandes sismos menos frecuentes ocurridos a grandes distancias.

2.3.1.4 ACELEROGRAMAS.

Nuestro entendimiento de las fuerzas inducidas sísmicamente o de deformaciones en estructuras, ha tenido un desarrollo considerable, como consecuencia de movimientos

sísmicos del suelo o de la respuesta estructural registrada en forma de acelerogramas o sismogramas de movimiento fuerte. La integración de los registros de aceleración hace posible que la velocidad y el desplazamiento puedan ser estimados. De particular interés para pasos a desnivel es la falta de información definitiva para las componentes de períodos grandes presentes en diferentes acelerogramas.

La naturaleza de los acelerogramas depende de un número de factores, incluyendo la magnitud del sismo, distancia desde la fuente de liberación de energía, características geológicas de la roca a lo largo de la trayectoria de la transmisión de ondas, mecanismos de la fuente y condiciones locales del suelo. A pesar de este número de factores y de su variable naturaleza, es posible predecir el tipo de movimiento esperado en un lugar determinado. 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.

2.3.1.5 MAGNITUD E INTENSIDAD.

Para realizar el análisis de la interacción suelo – estructura es necesario que los sismos se midan en términos de magnitud o intensidad. La magnitud de un sismo es una medida de la energía liberada por la fuente, la intensidad es una medida de los efectos del movimiento del suelo en una ubicación dada. Como se puntualizó anteriormente las diferencias más importantes entre sismos moderados y grandes son:

- El área sometida a movimientos fuertes del suelo.
- La duración del movimiento fuerte del suelo.
- La composición de la frecuencia del movimiento del suelo.

2.3.1.6 EFECTOS DIRECCIONALES.

La fractura de la superficie es iniciada en algún punto de la falla y propagada en una o ambas direcciones a lo largo de la misma. Si la fractura se desarrolla predominantemente en una sola dirección, el movimiento del suelo en un lugar dado puede ser influenciado significativamente por la ubicación con respecto a la dirección de propagación de la ruptura. Un punto localizado "aguas abajo" de la propagación de la ruptura es probable que experimente un incremento en la aceleración máxima (debido a la interacción entre las ondas que están viajando y las nuevas ondas liberadas aguas abajo a medida la falla se propaga), componentes altos de frecuencia y una corta duración del temblor. Un punto localizado "aguas arriba" vería reducida la intensidad del movimiento del suelo, pero con la duración incrementada y cambio en el contenido de energía hacia el rango de un período largo. Las consideraciones anterior podrían ser de mayor importancia para paso de múltiples claros largos, el cual puede experimentar significativas diferencias en el movimiento del suelo entre las diferentes bases de las pilas o columnas.

Un estudio de efectos direccionales se centra en conocer los componentes máximos, los cuales son: aceleración, velocidad y desplazamiento.

a) Aceleración: la aceleración máxima del suelo (horizontal) es básicamente una función de la energía liberada y de la distancia desde la zona donde se libera la energía. Cualitativamente, puede ser considerado que para eventos con focos profundos se producen aceleraciones menores a distancias más cercanas y aceleraciones moderadas a altas o mayores distancias. Se considera que la aceleración máxima del suelo es ligeramente afectada por el tipo de suelo. Es valioso notar que en predicciones teóricas

anteriores, la aceleración máxima del suelo no podría exceder 0.5g, lo cual fue ampliamente aceptado en los años 1960 y a principios de 1970, recientemente se comprobó que existen acelerogramas con componentes de aceleración máxima del suelo excediendo 1.0g. La aceleración vertical registrada por acelerógrafos es generalmente baja comparada con los componentes de la aceleración horizontal. Es a menudo asumido que la aceleración vertical máxima es de dos tercios ($\frac{2}{3}$) del valor de la aceleración horizontal máxima. La componente vertical de un sismo no es de gran significado para el diseño estructural de muchas estructuras, pero no es siempre el caso de los pasos a desnivel, donde el potencial desplome de la cubierta debe ser tomado en consideración: La componente vertical puede contribuir al desplome cuando se combina con la componente horizontal. Las aceleraciones verticales pueden también inducir a momentos flectores significativos en claros largos pretensados y podría ser considerado cuando la excentricidad de los soportes resulta en momentos flectores en la columna inducidos por la respuesta sísmica vertical. La aceleración vertical toma especial relevancia en puentes con sistema de aislamiento sísmico.

b) Velocidad: Las consideraciones sobre los factores que afectan la variabilidad de la velocidad máxima del suelo son casi exactamente lo opuesto a lo relacionado con la aceleración. La naturaleza del suelo tiene un efecto más significativo en la velocidad máxima del suelo que la distancia desde el epicentro. Típicamente los valores de velocidad máxima en depósitos de suelo blando son el doble de los registrados en sitios rocosos. Los valores límites de velocidad máxima del suelo de 1.0 y 0.5 m/s han sido considerados apropiados para suelos blandos y suelos duros y rocosos. Aunque con los

mecanismos de falla involucrando la misma dirección de liberación de energía, pulsos de velocidades pueden ocurrir los cuales exceden grandemente los valores límites.

Subsecuentemente estas velocidades máximas tienen un significado relevante para los daños potenciales, particularmente en situaciones de degradación de la resistencia, estas altas velocidades deben ser revisadas cuidadosamente.

c) **Desplazamientos:** Los desplazamientos máximos del suelo son incluso más afectados por las condiciones locales del suelo que la velocidad máxima, con valores generalmente debajo de los 100mm en el caso de suelos firmes y posiblemente con longitud de 500mm en el caso de suelos blandos. Tiene que ser considerado, sin embargo, que el desplazamiento máximo del suelo es usualmente de interés moderado para el diseño, excepto en el caso de movimientos de entrada no sincronizados o de falla del suelo, en cuyo caso el desplazamiento permanente es relevante.

2.3.1.7 CONSIDERACIONES ENERGÉTICAS.

Una medida comprensiva de los daños potenciales puede ser obtenido estimando la energía de entrada del movimiento esperado del suelo, la cual desafortunadamente no es independiente de la respuesta estructural. La ecuación de movimiento lineal equivalente de una estructura excitada de un sólo grado de libertad para una aceleración registrada del suelo puede ser re-escrita en forma de energía, multiplicando cada término por la respuesta de velocidad (V_s) de la estructura e integrando con respecto al tiempo. Los términos de la ecuación resultante puede ser generadores de energía potencial, cinética,

amortiguamiento, histéresis y energía de entrada. El siguiente balance de energía es obtenido:

$$E_i = E_k + E_d + E_s + E_n \quad \text{Ec. 2.3.4}$$

$$E_k = m \cdot V_s^2 / 2 \quad (\text{Energía Cinética})$$

$$E_d = C \int V_s^2 dt \quad (\text{Energía de Amortiguamiento})$$

$$E_s = F^2 / 2K \quad (\text{Energía Elástica})$$

$$E_n = F \int V_s dt - E_s \quad (\text{Energía de Histéresis})$$

$$E_i = m \cdot \int A_g \cdot V_s \cdot dt \quad (\text{Energía de Entrada})$$

Donde:

m: es la masa

Vs: la velocidad de la estructura.

C: el amortiguamiento viscoso

F: fuerza de reacción de la estructura

K: es la rigidez elástica

Ag: aceleración del suelo

Ha sido propuesto usar la energía disipada por la histéresis como un indicador de daños y producir una nueva metodología de diseño; sin embargo, una implementación práctica de los criterios de diseño basados en una ecuación de energía está lejos de ser desarrollada y la energía de entrada depende de la integral de la historia de la respuesta de la aceleración del suelo multiplicada por la historia de la respuesta de la velocidad de la estructura, por lo tanto su uso es dificultoso en la práctica.

2.3.2 RESPUESTA Y PROPIEDADES DEL SUELO.

Dentro de esta sección se considera como un sismo se genera en un área específica de la corteza terrestre, como la energía es liberada y como las ondas sísmicas de diferente naturaleza viajan en el fondo de la roca y llegan al lugar donde un paso a desnivel o puente será o está construido. Una caracterización apropiada del suelo local por lo tanto tiene dos objetivos:

- Proveer los parámetros requeridos para la definición del movimiento del suelo (filtración de efectos)
- Proveer los parámetros requeridos para el modelo de la interacción suelo – estructura (rigidez del suelo) y evitar fallas del suelo(resistencia del suelo)

Un primer parámetro básico es la evaluación de la velocidad de las ondas “S”, el cual permite una definición sintética del tipo de suelo y una estimación del módulo de cortante del suelo. La medida de la velocidad de las ondas “S” puede ser obtenida directamente en el campo a partir de una perforación transversal, perforación vertical, o una medida de la vibración de fuerzas. La velocidad de las ondas y el amortiguamiento del suelo pueden ser medidas en el laboratorio, aunque estas pruebas de laboratorio son comúnmente usadas para obtener medidas directa de cortante, rigidez de compresión y resistencia. Las pruebas de la triaxial cíclica, torsional y pruebas de corte pueden ser desarrolladas para este propósito. Los ensayos de laboratorio son necesarios cuando se tropieza con liquefacción potencial o suelos blandos.

Pruebas de penetración estándar (SPT) son también usadas para la evaluación de aproximaciones empíricas del módulo de cortante inicial (G_0) ó con más exactitud la evaluación de la resistencia a la licuefacción de suelos menos cohesivos saturados.

La importancia de las condiciones locales del suelo para la modificación de los acelerogramas de un sitio determinado, está particularmente influenciado por las amplificaciones geográficas en relación al espectro de respuesta obtenido en diferentes ubicaciones durante un sismo. El espectro de respuesta resulta de una combinación de amplificación geográfica y de las condiciones locales del suelo. Para tal caso el EUROCODE 8, reconoce tres clases de subsuelos a ser considerados en la definición de la forma del espectro de respuesta, como se muestra:

A. Roca u otra formación geológica caracterizada por una velocidad de onda cortante (V_s) con un mínimo de 800 m/s.

B. Depósitos profundos de arena de densidad media, grava o arcillas de dureza media con profundidades desde varias decenas a muchos cientos de metros, caracterizados por valores mínimos de V_s incrementándose desde los 200 m/s para una profundidad de 10m, hasta los 350 m/s para una profundidad de 50m.

C. Depósitos de suelo suelto arenoso cohesivo con o sin algunas capas de suelo cohesivo, caracterizados por valores de V_s debajo de 200 m/s para más de 20m.

En muchos casos estándares la interacción suelo-estructura no causa efectos significativos en los niveles de ductilidad de los miembros. Subsecuentemente la influencia de flexibilidad adicional es compensada por períodos cortos y el incremento en el amortiguamiento. Pero estudios específicos son necesarios cuando el suelo local no

tiene ninguna descripción, o más generalmente, cuando la importancia de los pasos a desnivel justifica el diseño. En este caso un modelo del suelo local tiene que ser usado para corregir el movimiento del suelo esperado en el lecho de la roca. El caso más simple está representado por una serie de capas perfectamente horizontales(ideales) de espesor y propiedades conocidas, encima del lecho de la roca. Para cada capa es simple el derivar analíticamente una función de transferencia, donde un número de periodos naturales de vibración son caracterizados por el amortiguamiento y la frecuencia apropiada.

Un modelo global del suelo local puede ser obtenido con un simple modelo físico, donde cada capa es representada por su rigidez, amortiguamiento y masa, como se muestra en la Fig. 2.3.1, en dicho modelo las propiedades de cada capa pueden considerar la posibilidad de la presencia de agua, la variación en la presión de los poros del agua y la respuesta no lineal del suelo. En los casos más complejos que son los más comunes, el suelo no puede ser descrito en términos de capas horizontales y es necesario modelar en dos o tres dimensiones. Elementos finitos pueden ser usado en el modelo del suelo sobre la base de la roca.

2.3.3 DISEÑO DEL MOVIMIENTO DEL SUELO.

2.3.3.1 ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA.

El análisis espectral modal es una herramienta de análisis para determinar la cantidad de respuesta máxima a partir de un espectro generado por un movimiento de suelo o a partir de un espectro de diseño suavizado. Los modelos de análisis usados para un

análisis espectral modal, son modelos elásticos lineales basados en propiedades de rigidez efectiva y asumiendo razones de amortiguamiento viscoso.

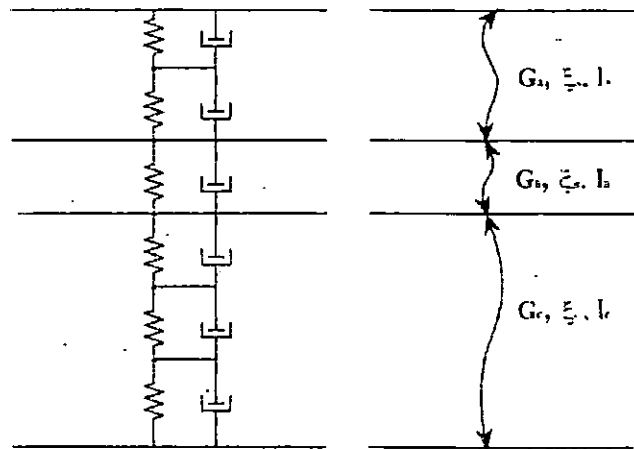


FIG. 2.3.1 MODELO FÍSICO PARA CAPAS HORIZONTALES DE SUELO DOMINANTE.

Con estos requerimientos el análisis usando el espectro de respuesta puede ser aplicado: 1) para sistemas de pasos a desnivel el cual se espera se desempeñe esencialmente en el rango elástico lineal basado en las propiedades de rigidez efectiva o de secciones efectivas, 2) para la respuesta inelástica de un sistema de pasos a desnivel donde la respuesta equivalente es linealizada usando la rigidez efectiva inicial y subsecuentemente modificada utilizando los principios de los desplazamientos iguales o utilizando el principio de la igualdad de la energía.

Algunos códigos de diseño sísmico permiten o especifican el uso del espectro de respuesta inelástico, lo cual implica que el espectro de respuesta de la aceleración ha sido modificado para considerar las acciones dúctiles de los miembros que resultan en desplazamientos estructurales dúctiles confiables.

La fuerza de los miembros obtenidas por el espectro de respuesta de la aceleración puede ser directamente considerado como la demanda máxima real sobre los miembros.

2.3.3.2 ANÁLISIS DE LA HISTORIA DE LA RESPUESTA.

Para el análisis sísmico de la historia de la respuesta de un paso a desnivel, tres herramientas de análisis son válidas: a) la integración paso a paso en el dominio del tiempo, b) superposición de la historia modal normalizada en el tiempo, c) evaluación de la respuesta de las contribuciones de la frecuencia dependiente con transformación y superposición en el tiempo dominante.

La integración paso a paso es la metodología más general e investiga la respuesta dinámica de la estructura para una secuencia individual, integrando en cada paso un Δt , la fuerza dependiente del tiempo P_{eff} es dividida en n pasos de duración Δt y la respuesta del paso a desnivel para una respuesta impulsiva P_{eff} es evaluada con condiciones iniciales apropiadas para desplazamientos modales, velocidades y aceleración.

Para el análisis no lineal de la historia de la respuesta, el cargado y la respuesta son divididas dentro de una secuencia de pequeños intervalos de tiempo Δt durante el cual el sistema es linealizado o evaluado como un sistema lineal con las características del sistema que existe en el intervalo de tiempo, al final del intervalo de tiempo Δt las propiedades son ajustadas para reflejar la nueva resistencia interna y el estado de resistencia en la forma de una matriz tangencial de rigideces la cual es usada durante el próximo paso. Las mayores limitantes de datos para el análisis no lineal de la historia de la respuesta son:

1. La complejidad de los programas en general, que limitan sus aplicaciones a analistas con experiencia en diseño y análisis.
2. Falta del comportamiento no lineal del cortante y modelos de falla y su interacción con la acción inelástica de la flexión.
3. Deficiencia de modelos acumulativos de daños confiables y su habilidad para predecir o incorporar efectos locales tal como el desprendimiento del recubrimiento en el elemento de concreto y el pandeo de las varillas, lo que puede iniciar fallas críticas en los estados límites.
4. Falta de modelos cíclicos no lineales describiendo fenómenos de fallas comunes tales como apertura de ganchos, pérdida de adherencia acero-concreto.

2.3.3.3 ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO.

El espectro de diseño representa una clase completa de posibles eventos, para un sitio, en vez de un sismo específico; por consiguiente, en principio las coordenadas de un espectro de respuesta de diseño pueden tener una probabilidad uniforme de excedencia sobre todos los períodos.

Ha sido común en el pasado definir el espectro de respuesta de la aceleración con tres regiones, las cuales son:

- Para períodos más cortos que 0.1 y 0.2 seg., la aceleración aumenta linealmente con el período.
- Para períodos de 0.1 – 0.2 seg a 0.4 – 0.8, la aceleración es constante.
- Para períodos largos la aceleración decrece proporcionalmente a $1/T$

Para un sistema de periodo indefinidamente grande, el desplazamiento relativo de la estructura, tiende a ser igual y opuesto al desplazamiento del suelo. Subsecuentemente, la masa puede ser considerada como inmóvil con respecto al marco absoluto de referencia, sin tomar en cuenta si la respuesta es elástica o inelástica.

Para periodos infinitamente cortos de estructuras, lo opuesto es verdadero, la masa y el suelo se mueven juntos sin un desplazamiento relativo. Por lo tanto, en este caso la aceleración es conservada indiferente de la respuesta no lineal del sistema

2.4 EFECTOS CAUSADOS POR LOS SISMOS EN PASOS A DESNIVEL.

Es bien sabido que los sismos ponen al descubierto muchos problemas que una estructura puede tener, es por tal razón que se necesita identificar cuales son los efectos que podrían surgir a consecuencia de un mal diseño.

Son muchos los efectos que pueden originarse, y sería difícil enumerar cada uno de ellos, por lo tanto se limitará a estudiar los efectos que toman mayor relevancia en la evaluación sísmica de pasos a desnivel y que dieran cabida al desarrollo de las fallas mencionadas anteriormente. Entre estos efectos podemos mencionar: efectos del movimiento no sincronizado de los apoyos, efectos torsionales, el efecto $P - \Delta$, y también algunos aspectos asociados a la ductilidad.

2.4.1 EFECTO DEL MOVIMIENTO NO SINCRONIZADO DE LOS APOYOS.

Es obvio observar que los movimientos sísmicos no llegan a los diferentes puntos de la roca sólida de la tierra al mismo tiempo. Condiciones locales del suelo y características geográficas, pueden también jugar un papel fundamental en la determinación de los diferentes movimientos del suelo en diferentes puntos de la superficie de la tierra. Estos efectos son particularmente relevantes para pasos a desnivel ya que movimientos de entrada significativamente diferentes pueden afectar a la misma estructura: las fundaciones de las diferentes pilas pueden estar localizadas a distancias que podrían permitir rezagos relativos en el movimiento de la tierra, las condiciones locales del suelo para pilas localizadas en valles y cumbres pueden diferir

significativamente y la pérdida de coherencia de las ondas se intensifica por la irregularidad del suelo.

Cuando se crea que el desfase del movimiento de entrada pudiera ser importante, la más grande dificultad es la definición de algún movimiento de entrada razonable en puntos diferentes como una función de las características generales del movimiento del suelo esperado y de las tres fuentes de no-sincronismo: retraso en el tiempo, pérdida de coherencia y filtración y amplificación de las ondas por el suelo local. Ha sido demostrado que la pérdida de coherencia tiene efectos limitados sobre la respuesta de la estructura, y los efectos locales del suelo son imposibles de generalizar. En muchos, sin embargo, la propagación de las ondas puede tener una influencia significativa en la respuesta, particularmente cuando la velocidad de ondas es bajo.

Dos tipos de ondas elásticas producen la vibración que se siente y causa daños en un terremoto: Estos dos tipos de ondas se pueden dividir en *ondas de cuerpo* y *ondas superficiales*. Solamente las ondas de cuerpo pueden propagarse dentro del cuerpo de la roca sólida. La más rápida de las ondas sísmicas es llamada apropiadamente la *onda primaria u onda P*. Su movimiento es el mismo que la onda del sonido en un fluido, la que, a medida se extiende se comprime y dilata alternadamente. Estas ondas P son capaces de viajar a través de la roca sólida y material líquido.

La más lenta de las ondas que viajan a través de la roca se llama *onda secundaria u onda S*. A medida se propaga, corta la roca a los lados, en ángulos rectos a la dirección de viaje. Por lo tanto, en la superficie del suelo las ondas S pueden producir movimientos verticales y horizontales.

El segundo tipo de onda sísmica como se mencionó anteriormente, son las ondas superficiales, porque su movimiento está restringido a la superficie. Este tipo de onda puede ser dividido en dos tipos. La primera se llama *onda Love*, su movimiento es esencialmente el mismo que el de la onda S, mueve el terreno de lado a lado en un plano horizontal paralelo a la superficie de la tierra, pero en ángulos rectos a la dirección de propagación. La segunda se llama *onda Rayleigh*, su movimiento es similar a las ondas del océano, los pedazos de roca afectados por la onda se mueven horizontal y verticalmente en un plano vertical apuntando en la dirección en la cual las ondas están viajando. Las ondas de superficie viajan más lentamente que las ondas de cuerpo, y de las dos ondas de superficie, la onda Love viaja generalmente más rápido que la onda Rayleigh.

El desplazamiento relativo diferencial de las bases de las pilas es considerado el más importante y peligroso efecto de movimiento de entrada no sincronizado. Es importante notar que el problema de los desplazamientos pseudo - estáticos en las pilas de fundación podrían ser gobernados por las ondas de superficie, en vez de las ondas de corte, debido a su gran longitud de onda, los cuales en suelo suaves pueden llegar a ser comparables a la longitud del puente.

Si se asume que la historia verdadera del desplazamiento permanece igual sobre las dimensiones de la estructura, el desplazamiento relativo de dos pilas de fundación está dado por la diferencia entre dos puntos en la historia del desplazamiento, separados por el tiempo que necesitan las ondas para viajar la distancia en las dos pilas. El desplazamiento de la tierra inducido por el movimiento sísmico arribaría primero en la

fundación más cercana al área epicentral y llegaría a las otras fundaciones después de un intervalo de tiempo (Δt) que es proporcional a la distancia entre las fundaciones (L) e inversamente proporcional a la velocidad de la onda (V_s). El ángulo θ entre la dirección de aproximación y el eje del paso a desnivel también tiene que ser tomado en cuenta, ya que dependiendo de esto, puede no haber significativas demoras en los tiempos de llegada (cuando las ondas sísmicas están viajando en una dirección perpendicular al paso a desnivel, $\theta = 0$) o solamente la respuesta transversal podría ser modificada ($\theta = 90$). El tiempo de retraso (ver Fig. 2.4.1), puede ser expresado como:

$$\Delta t = L \cdot \cos \theta / V_s \quad \text{Ec. 2.4.1}$$

Considerando que la velocidad de las ondas "S" puede ser tan bajo como 100-m/seg en suelos locales sobre roca sólida, que la distancia entre pilas de pasos ordinarios pueden alcanzar 300 m y maximizando el $\cos \theta$ ($\theta = \pi / 2$ rad), puede ser observado que en condiciones extremas, podría ser esperado un rezago máximo del desplazamiento del suelo entre dos pilas de unos pocos segundos. Esto supone, sin embargo, que la propagación de ondas es puramente dependiente de las propiedades de las capas superiores.

El máximo desplazamiento relativo (d_{\max}) ocurriría cuando su derivada con respecto al tiempo es máximo. Debido a que la derivada del desplazamiento con respecto al tiempo es la velocidad, es razonable para esperar que el máximo desplazamiento relativo tomaría lugar en la velocidad máxima (V_m) del registro sísmico y es dado por:

$$d_m = V_m \cdot \sin \theta \cdot \Delta t \quad \text{Ec. 2.4.2}$$

en la dirección longitudinal ($\text{sen } \theta$ permite obtener la componente de la velocidad paralela al eje de la estructura), y

$$dm = Vm \cdot \cos \theta \cdot \Delta t \quad \text{Ec. 2.4.3}$$

en la dirección transversal.

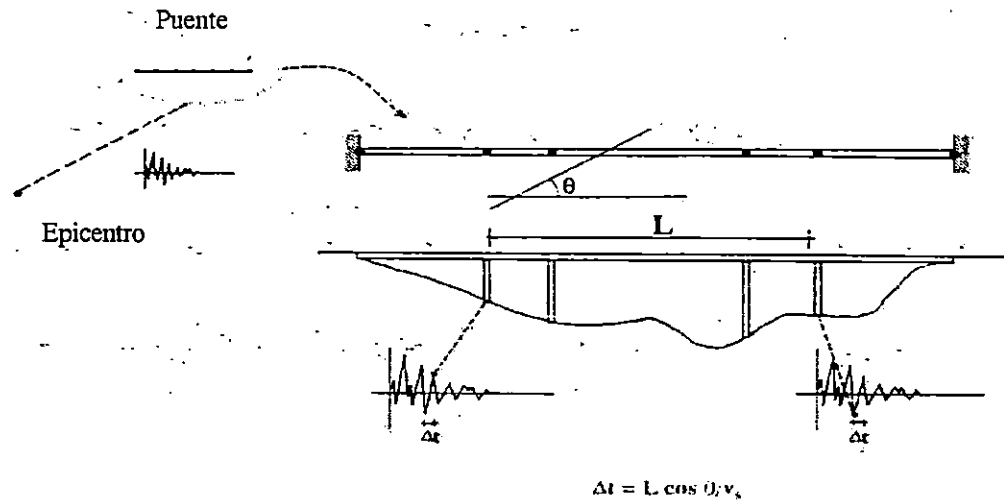


FIG. 2.4.1 MOVIMIENTO DE ENTRADA NO - SINCRONIZADA COMO RESULTADO DE LA FUENTE SÍSMICA, GEOMETRÍA DEL PUENTE Y TRAYECTORIA DE LAS ONDAS.

2.4.2 AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DEBIDO A LOS EFECTOS DEL SUELO.

Cuando los pasos a desnivel son construidos en suelos suaves o con posible liquefacción, el problema es complejo. Suelos suaves resultarán generalmente en amplificaciones de la respuesta estructural vibracional, incrementando la posibilidad de asentamientos. Cuando los pasos a desnivel curvos son soportados por pilas, desplantadas en suelos saturados con sedimentos arenosos o arenas limosas, la

liquefacción del terreno podría ocurrir, causando la pérdida de soporte de las pilas, con excesivos desplazamientos verticales y/o laterales sin relación con la respuesta vibracional. Los pasos con claros simplemente soportados, son particularmente susceptibles a fallas en el claro como resultado de la liquefacción.

Otros aspectos que están influenciados por el efecto de la no-sincronización y que puede contribuir al colapso de un paso a desnivel son:

- Diferencia de alturas de las diferentes pilastras o columnas, ya que unas soportan más fuerza que otros, debido a que las pilas más cortas desarrollan mayor rigidez.
- La separación que existe entre los apoyos, lo cual incrementa más la posibilidad de daños.

2.4.3 EFECTO P - Δ .

Los pasos a desnivel son más susceptibles al efecto P - Δ , este se desarrolla en las pilas o columnas y más aún cuando el sistema es simplemente apoyado ya que las columnas actúan como un simple cantiliver. Cuando un paso a desnivel se desplaza lateralmente, como se muestra en la Fig. 2.4.2a, las cargas por gravedad inducen momentos en la columna adicionándose estos a los momentos resultantes de las fuerzas de inercia lateral. El momento en la base de la pila M para un simple cantiliver vertical es:

$$M = H.L + P.\Delta \quad \text{Ec. 2.4.4}$$

Como se muestra en la Fig. 2.4.2a

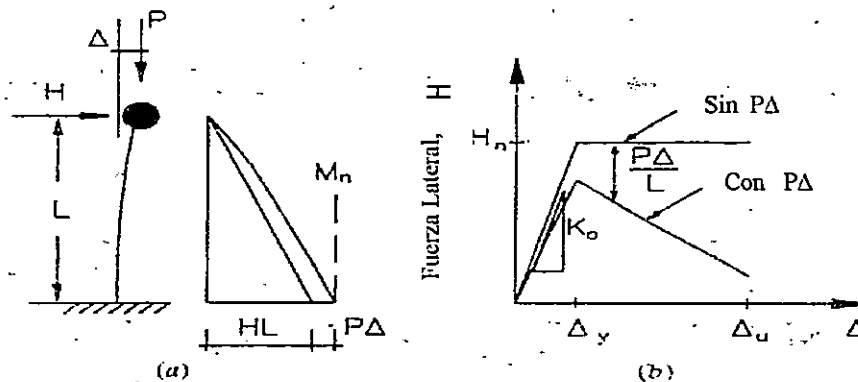


FIG. 2.4.2 EFECTOS DEL MOMENTO P - Δ EN LAS CARACTERÍSTICAS DE LA RESPUESTA

LATERAL DE UNA PILA DE PUENTE, a) DIAGRAMA DE MOMENTO,

b) RESPUESTA FUERZA - DESPLAZAMIENTO.

Si la capacidad a momento en la base es igual a la capacidad a momento M_n , entonces la fuerza de inercia lateral que puede ser resistida, se reduce así como el desplazamiento se incrementa, en acuerdo con la relación:

$$F = (M_n - P \cdot \Delta) / L \quad \text{Ec. 2.4.5}$$

Este efecto es ilustrado en la Fig. 2.4.2b, donde se muestra que el efecto P - Δ no solamente reduce la máxima resistencia lateral, pero también modifica las características de la relación fuerza lateral - deformación. La rigidez efectiva inicial es reducida y la rigidez post- fluencia puede llegar a ser negativa.

La importancia del efecto P - Δ en la modificación de la respuesta estructural bajo la acción sísmica ha sido el tema de considerable actividad investigativa a lo largo de años recientes. Sin embargo, esto es todavía controversial alrededor de cuando y como debería ser considerado en la rutina de diseño.

Aún cuando el análisis dinámico inelástico tiempo - historia de pasos a desnivel con apoyos simples en donde se incluye el efecto $P - \Delta$ indica que los desplazamientos son generalmente mayores que cuando el efecto es ignorado, el incremento es usualmente muy pequeño y depende de la forma de histéresis de las características de la relación fuerza lateral - deformación usada para describir la respuesta. Con la adopción de una característica elastoplástica, puede ser mostrado que si los registros sísmicos son lo suficientemente largos, alguna inestabilidad (incremento en los desplazamientos hasta $P\Delta = Mu$) eventualmente ocurrirá cuando el efecto antes mencionado se considera en el análisis.

2.4.4 EFECTOS TORSIONALES.

Durante muchos años, la torsión fue observada como un efecto secundario y no era tomado en cuenta en forma explícita en el diseño; su influencia era absorbida por el factor de seguridad global de estructuras diseñadas conservadoramente. Sin embargo, surge la necesidad de considerar en muchos casos los efectos torsionales en el diseño de elementos y proporcionar el refuerzo para aumentar la resistencia torsional. Existen dos razones principales para que la torsión sea considerada hoy en día en algunos casos.

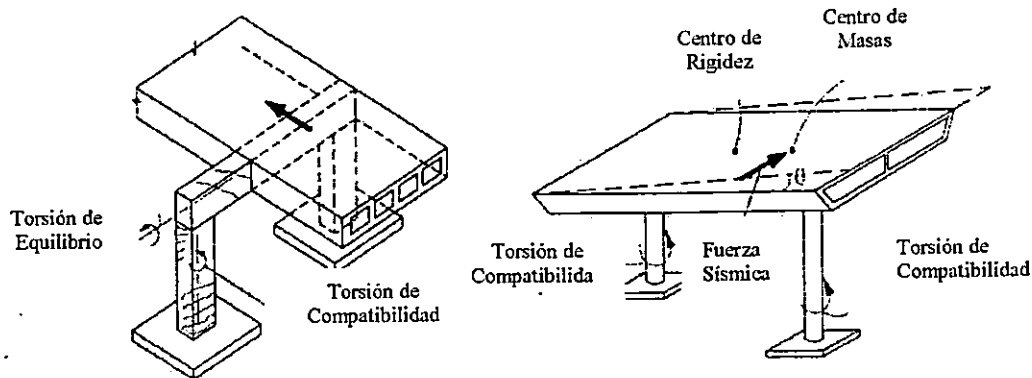
La primera se relaciona con el mejoramiento en los métodos de análisis y diseño, para lo cual tenemos el diseño por capacidad que será explicado posteriormente. La segunda razón tiene que ver con el incremento en el uso de elementos estructurales en los cuales la torsión es un aspecto principal de su comportamiento, como en las vigas de los pasos a

desnivel curvos, en el caso de las vigas cajón cargadas excéntricamente, el cual tiene mucha relación para el caso de estudio.

Al considerar efectos de torsión en estructuras de concreto reforzado, es importante diferenciar entre torsión primaria y torsión secundaria. La *torsión primaria*, algunas veces llamada *torsión de equilibrio o torsión estáticamente determinada*, se presenta cuando la carga externa no tiene otra alternativa que ser resistida por torsión. En este caso, la torsión necesaria para mantener el equilibrio estático puede determinarse en forma única.

En contraste con la condición anterior se genera la *torsión secundaria*, también llamada *torsión por compatibilidad o torsión estáticamente indeterminada*, a partir de los requisitos de continuidad, es decir, a partir de la compatibilidad de deformaciones entre partes adyacentes de una estructura. En este, los momentos torsionales no pueden determinarse únicamente con base en el equilibrio estático. Si no se considera la continuidad en el diseño a menudo se presentará un agrietamiento extensivo, pero por lo general no se producirá el colapso. Generalmente existe la posibilidad de una redistribución interna de fuerzas que encuentra un equilibrio alterno de fuerzas. La diferencia es mejor ilustrada por ejemplo, en la Fig. 2.4.3.

En la figura se muestra dos situaciones donde las acciones sísmicas inducen torques en los miembros. En la Fig. 2.4.3.a, se muestra el apoyo que tiene una columna excéntrica en uno de sus lados como un resultado de la geometría constringida. Bajo la respuesta



a) RESPUESTA LONGITUDINAL CON
APOYO EXCÉNTRICO

b) TORSIÓN BAJO RESPUESTA
TRANSVERSAL

FIG. 2.4.3 TORSIÓN POR EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD BAJO LA RESPUESTA SÍSMICA.

longitudinal, la columna, que es conectada monolíticamente a la viga cabezal excéntrica, se espera que desarrolle juntas plásticas en la parte superior e inferior de la columna. El momento en la parte superior de la columna, inferido al eje de la viga cabezal, deberá ser equilibrado por un torque de igual magnitud. El diseño por capacidad requiere que la resistencia torsional de la viga cabezal debe ser igual o exceder el torque correspondiente para desarrollar la capacidad a momento de las juntas plásticas de la columna.

A menos que el apoyo esté estabilizado por la resistencia transversal de los apoyos adyacentes, la resistencia torsional de la viga cabezal es esencial para el equilibrio de la estructura. Este es un ejemplo de torque por equilibrio. En realidad, con la consideración de la resistencia transversal de los apoyos adyacentes sería encontrado que la resistencia torsional de la viga cabezal no es esencial, pero la falta de una adecuada resistencia

torsional se trasladaría dentro del momento reducido de la columna, resultando en la pretendida no formación de juntas plásticas.

Debido a la deformación por flexión de la viga cabezal sometida a la fuerza de corte necesaria para inducir los momentos en la columna, la cual se tuerce, induciendo torque. La magnitud de este torque dependería de la rigidez torsional J de la columna.

Un segundo ejemplo ilustrando torque por compatibilidad es mostrado en la Fig. 2.4.3b, donde un segmento de la superestructura del puente entre juntas de movimiento, contiene una columna corta y una larga: Como una consecuencia, el centro de rigidez es desplazado del centro de masa hacia la columna más corta. Bajo la respuesta transversal un modo de deformación "girado" se desarrolla como se observa por la línea punteada de la Fig. 2.4.3b, con una rotación θ de la superestructura alrededor del eje vertical. Esta rotación implica torque en la columna, pero la magnitud es proporcional a la rigidez torsional de la columna, y con $J = 0$ el sistema es todavía estable.

El diseño de los torques por equilibrio y compatibilidad requieren diferentes metodologías. En el primero, la resistencia torsional debe ser garantizada, mientras en el segundo, es suficiente asegurar que la capacidad torsional sea adecuada. El torque por equilibrio debería siempre ser resistido por acciones elásticas. La torsión no es un adecuado modo de respuesta inelástico.

Los requerimientos incluyen el uso de refuerzo longitudinal distribuido alrededor de la sección, y un estribo perimetral específico cuya parte final es anclada a 135° dentro del núcleo de concreto. El área de estos estribos es adicional a cualquier requerimiento para fuerza cortante directa.

Para la torsión inducida por compatibilidad, los cálculos numéricos generalmente no son necesarios, es suficiente asegurar que el refuerzo longitudinal este bien distribuido y el estribo transversal sea colocado. Pruebas en juntas plásticas de columnas sometidas a una combinación de desplazamientos a flexión y rotación torsional, han demostrado que la capacidad de las juntas plásticas de columnas circulares típicas no son afectadas adversamente por las rotaciones torsionales arriba del 5%.

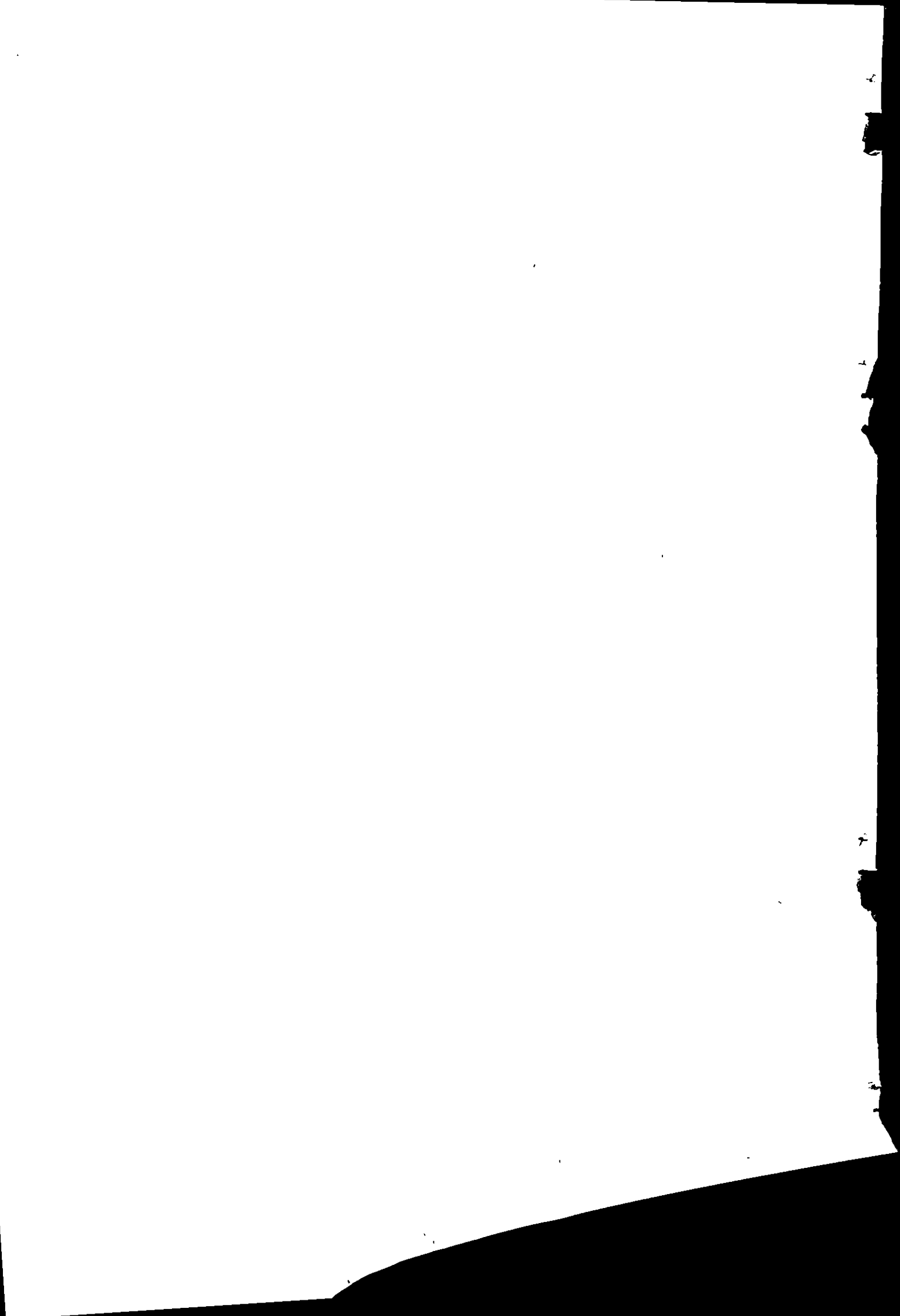
2.4.5 ASPECTOS DE DUCTILIDAD.

Una estructura soportante de un paso a desnivel puede ser diseñada para una fuerza sísmica horizontal que es un tanto menor que la respuesta elástica de la fuerza de inercia inducida por un sismo severo, previendo que la estructura soportante sea diseñada de tal manera que sea capaz de disipar energía por la formación de juntas plásticas dúctiles. Suficiente resistencia debe ser proveída a la estructura para asegurar que el mecanismo de disipación de energía escogido se desarrolle ante el evento de un sismo mayor.

El mecanismo de disipación de energía para apoyos de simples o múltiples columnas involucra preferentemente la formación de juntas plásticas en las columnas antes que las fundaciones (zapatas o pilotes y pilas), debido a la mayor accesibilidad para inspeccionar y reparar las columnas. Generalmente durante un sismo, el cortante horizontal y las fuerzas axiales o verticales excéntricas son transmitidas desde la superestructura del paso a desnivel a la estructura soportante de columnas, pilas y fundaciones.

Los mecanismos de deformación inelástica que podrían ocurrir durante un sismo severo y los valores asociados para el factor de ductilidad al desplazamiento μ que es usado en el cálculo del diseño de un cargado sísmico ha sido muchas veces ignorado. El factor de ductilidad al desplazamiento es definido como la razón del máximo desplazamiento lateral entre el desplazamiento lateral en la primera fluencia. Juntas plásticas pueden ocurrir en la parte alta y/o parte baja de columnas o pilas. El mecanismo preferido implica juntas plásticas en las columnas y en regiones que son accesibles para inspeccionar y reparar. Para mecanismos menos dúctiles, o donde la posición de las juntas plásticas no permite la accesibilidad para inspeccionar y reparar, se debe usar en el diseño un factor de ductilidad por desplazamiento reducido y así un incremento de la fuerza sísmica de diseño.

En el caso de soportes de una sola columna, con la superestructura del paso a desnivel sobre apoyos elastoméricos, la región de las juntas plásticas normalmente sería solo en la base de la columna a pesar de la dirección de la acción sísmica. En el caso de soportes de múltiples columnas, con la superestructura del paso a desnivel sobre apoyos elastoméricos, las juntas plásticas podrían ocurrir en la parte superior e inferior de las columnas cuando la acción sísmica actúa en ángulo recto al eje longitudinal del paso a desnivel, pero solo en la parte baja de la columna cuando la fuerza sísmica actúa a lo largo del eje longitudinal del paso. Esto se debe a que en la dirección transversal se genera una acción de marco formada por la viga de enlace, la cual permite la formación de juntas plásticas en la unión viga-columna y pila-zapata.

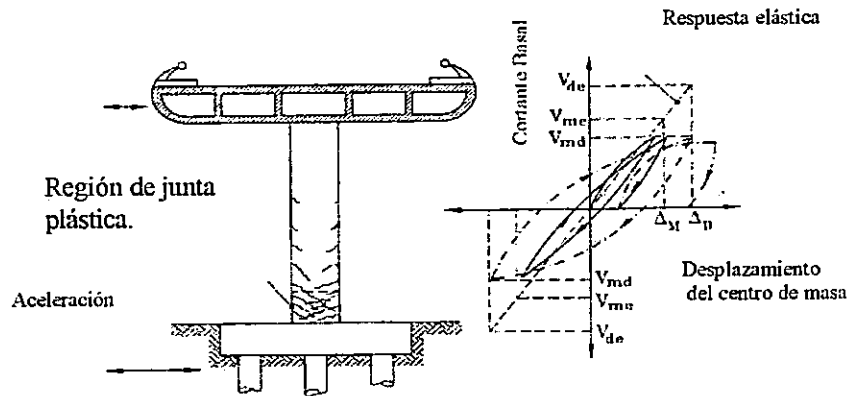


La región potencial de juntas plásticas necesita ser detallada cuidadosamente por ductilidad en orden de garantizar que el movimiento de sismos largos no cause el colapso. La más importante consideración de diseño por ductilidad en regiones de juntas plásticas, es la provisión del adecuado reforzamiento transversal en la forma de un arreglo rectangular de acero, o en espirales circulares o arcos. Fallas de anclaje de todo el refuerzo deberían también ser prevenidas.

Es ahora conocido que las estructuras con menos resistencia que la correspondiente a la respuesta elástica para un sismo dado puede sin embargo sobrevivir con daños pequeños o ningún daño aparente. Este comportamiento es generalmente atribuido a la habilidad de la estructura a deformarse inelásticamente sin pérdida significativa de resistencia a través de la respuesta de un número de ciclos de desplazamientos. Si el nivel de deformación requerido es suficientemente bajo, los esfuerzos inelásticos inducidos en las partes críticas de la estructura (juntas plásticas) puede ser tal que el daño es insignificante y parece ser más representativo de la respuesta elástica que de la respuesta inelástica. Por ejemplo, la pila del puente de concreto reforzado, mostrada en la figura 2.4.4.a podría responder transversalmente bajo un moderado sismo, alcanzando la resistencia esperada. Como se muestra en la Fig. 2.4.4b, la respuesta elástica a la excitación debería requerir una resistencia cortante de base V_{me} .

La respuesta real corresponde a la respuesta dúctil con una fuerza cortante de base V_{md} y un desplazamiento máximo Δ_M en el centro de masa que podría ser ligeramente similar a aquella para la respuesta elástica equivalente, en concordancia con la metodología de

desplazamientos iguales. La inspección en la pila después del sismo revela solamente grietas del tamaño de un cabello. Esto es debido a que el esfuerzo máximo a compresión



a) COLUMNA DE CONCRETO DE UN PUENTE SUJETA A RESPUESTA TRANSVERSAL b) RESPUESTA ESTRUCTURAL EN EL CAMPO FUERZA - DESPLAZAMIENTO

FIG. 2.4.4 RESPUESTA DÚCTIL DE UN PUENTE DE CONCRETO.

en la región de las juntas plásticas en la base de la columna fue más pequeño que el esfuerzo de aplastamiento.

Bajo una excitación más intensa, la pila del puente responde esencialmente con la misma resistencia de corte en la base puesto que la capacidad a flexión ha sido ya alcanzada, pero se requiere que soporte grandes desplazamientos como se muestra en la Fig. 2.4.4b por la curva de respuesta punteada. En estos grandes desplazamientos, el esfuerzo de compresión en el concreto dentro de la región de las juntas plásticas excede el esfuerzo de aplastamiento, resultando en el desprendimiento del concreto, y las deformaciones unitarias del acero son de suficiente magnitud tanto que las grietas a

flexión dentro de la región de las juntas plásticas permanecen comparativamente anchas después que la excitación decrece. Considerando que el refuerzo en la región de la junta está diseñado adecuadamente, el núcleo de concreto se mantiene, y la reparación post-sísmica es posible por la rehabilitación del recubrimiento del concreto caído y tal vez el cerramiento de las grietas a flexión con inyección de lechada epóxica.

Este nivel de respuesta es visiblemente inelástico, pero sería aceptable para muchos pasos a desnivel y puentes, al prever que la probabilidad de ocurrencia durante la vida de diseño del puente sea lo suficientemente bajo. En este caso, la resistencia elástica equivalente requerida podría ser V_{de} (ver Fig. 2.4.4b), y la reducción en el nivel de diseño de la fuerza de corte en la base está dado por la relación V_{de} / V_{md} , puede ser tan grande como 5.

Es obvio que si se provee la suficiente resistencia a la pila y a la estructura de pilotes que soporta a la pila de la Fig. 2.4.4.a, el puente podría ser diseñado para responder elásticamente. El inconveniente de esto podría ser el alto costo inicial asociado con la provisión de la resistencia extra. Una solución más económica pudiera ser el diseñar para una resistencia menor que V_{de} , pero con esfuerzos correspondientes al límite de serviciabilidad. El escoger entre el diseño para niveles de fuerza correspondiente al límite de serviciabilidad y los niveles de fuerzas correspondientes a la respuesta dúctil con daños controlados sería una cuestión de economía y de importancia de mantener al puente abierto inmediatamente después de un sismo severo.

De acuerdo a lo anterior la ductilidad es a veces definida matemáticamente como la relación de la deformación en un nivel de respuesta dado con la deformación en la

respuesta a fluencia. Por lo tanto en la relación para el cortante de base se tiene que, la relación del desplazamiento de la Fig. 2.4.5, la respuesta se idealiza por una curva bilineal equivalente obtenida al extrapolar la respuesta elástica hasta la resistencia esperada V_d para obtener el desplazamiento de fluencia Δ_y . Si el máximo desplazamiento esperado durante el nivel sísmico de diseño es Δ_m , el máximo factor de ductilidad por desplazamiento esperado se define como:

$$\mu_{\Delta} = \Delta_m / \Delta_y \quad \text{Ec. 2.4.6}$$

Aunque la relación de ductilidad definida en la ecuación anterior está referida para desplazamientos, la relación de ductilidad por curvatura, relacionando la curvatura máxima y la de fluencia en secciones críticas son usualmente definidas, y otras medidas de ductilidad, incluyendo la ductilidad rotacional y la ductilidad por esfuerzo, son algunas veces indicadores muy usados para el nivel de respuesta inelástica.

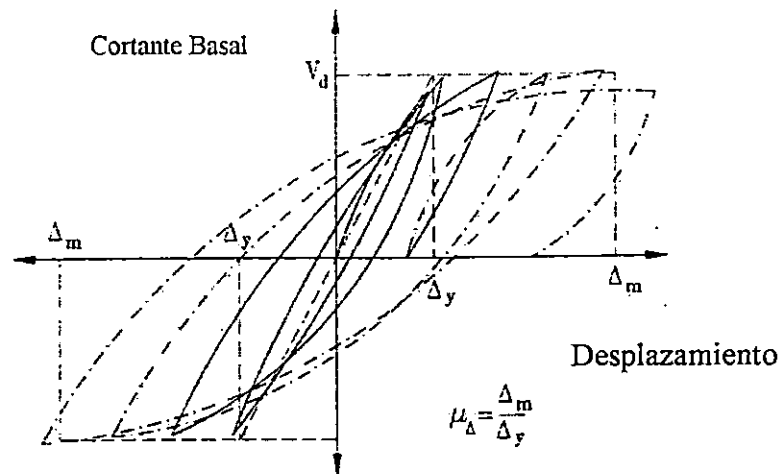


FIG. 2.4.5 DEFINICIÓN DE LA DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO.

2.5 DISEÑO POR CAPACIDAD APLICADO A PASOS A DESNIVEL.

La metodología de diseño por capacidad ha sido adoptada recientemente por los Estados Unidos y en muchos países, en conjunto con los principios típicos de diseño por resistencia. Esta metodología trata o intenta proporcionar el detallado adecuado de los miembros (tamaño del miembro y contenido de refuerzo) para alcanzar un desplazamiento específico bajo un nivel de diseño sísmico de entrada.

La utilización de esta metodología es debido a que en puentes y en pasos a desnivel generalmente no es ni práctico ni deseable el proveer que la formación de juntas plásticas se desarrolle en la superestructura, y por lo tanto las juntas en columnas son típicamente escogidas como el sitio para las deformaciones inelásticas.

Para asegurar que la respuesta a flexión inelástica dúctil sea alcanzada, es esencial que los modos de deformación no dúctiles sean evitados. Entonces, la base del diseño por capacidad es asegurar un margen adecuado de resistencia entre los modos de falla no dúctiles y los modos dúctiles de deformación designados. Es decir, se trata de evitar que las fallas por cortante ocurran antes que las fallas por flexión.

Por consiguiente, los principios de diseño por capacidad pueden expresarse en los siguientes pasos:

- Los lugares potenciales de acciones a flexión inelástica (juntas plásticas), son identificados en la fase de diseño conceptual.
- De un examen de las características de la deflexión, se establece la relación entre la resistencia a flexión y la rotación de las juntas plásticas. Estos pueden ser por cálculos explícitos o por el uso de aproximaciones apropiadas para el sistema estructural

adoptado. Estas relaciones permiten obtener la ductilidad del sistema, y por lo tanto la resistencia a flexión requerida de juntas plásticas, que serán determinadas.

- Los requerimientos del refuerzo a flexión para las juntas plásticas son determinadas posteriormente.
- La máxima resistencia a flexión que factiblemente puede ser soportado por la junta plástica en base a los niveles de ductilidad esperados se calculan; considerando variaciones reales de carga viva, las fuerzas en las secciones (momentos, cortantes, fuerzas axiales y torsión) correspondientes a la sobre-resistencia a flexión son también determinadas.
- Se determina la resistencia de diseño de las acciones contra las cuales se quiere proteger la deformación inelástica.
- Aspectos del detallado requerido para asegurar que las suposiciones del comportamiento esperado sean alcanzadas, son entonces tomados en cuenta. Esto incluye el diseño del refuerzo transversal por ductilidad, la localización y el detallado del anclaje, desarrollo y traslape del refuerzo y el detallado de las conexiones entre los miembros.

2.5.1 DISEÑO POR RESISTENCIA VERSUS DISEÑO ELÁSTICO.

La filosofía de diseño por resistencia ha superado grandemente al diseño elástico para niveles de fuerzas especificadas como la base preferida para el diseño de edificaciones de concreto reforzado. El cambio al diseño por resistencia ha sido menos completo para puentes y pasos a desnivel, donde para cargas de servicio, el diseño por esfuerzos límites es todavía el diseño básico más común utilizado en muchos países.

Los méritos relativos del diseño elástico y diseño por resistencia para cargas de servicio en superestructuras de puentes pueden, tal vez, ser argumentados sin una clara conclusión. Es evidente, sin embargo, que el uso del diseño elástico promueve un falso sentido en los niveles de respuesta a ser esperados bajo una excitación sísmica y típicamente resulta en desplazamientos severamente subestimados, al igual que el ignorar los aspectos de ductilidad y la provisión de una jerarquía racional de esfuerzos. Es más, los patrones de momento resultante de la combinación de las acciones sísmicas reducidas y de las acciones gravitatorias completas pueden estar seriamente distorsionadas de los patrones reales que se esperan se desarrollen cuando se tiene una resistencia completa. Es por lo tanto esencial que el diseño por resistencia sea adoptado como el base para todos los aspectos de diseño sísmico.

2.5.2 PRINCIPIOS DE DISEÑO POR CAPACIDAD.

El desempeño ilustrado en las figuras 2.4.4b, 2.4.5 y 2.5.1.a son características de la respuesta estructural dominada por la fluencia a flexión inelástica de una junta plástica detallada cuidadosamente. Esto requiere significativas cantidades de refuerzo transversal debidamente espaciados y bien anclados para permitir que altas deformaciones a compresión se desarrollen dentro del núcleo de concreto, después que el recubrimiento del concreto se ha caído. El refuerzo transversal también restringe al refuerzo longitudinal contra la acción del pandeo.

Como se mencionó al principio del capítulo, en pasos a desnivel generalmente no es ni práctico ni deseable la formación de juntas plásticas en la superestructura y que para

asegurar que la respuesta a flexión inelástica dúctil se alcance es esencial que los modos de deformación no dúctiles sean evitados. Por ejemplo, si la resistencia a cortante de una columna de un paso a desnivel se desarrolla con menores cargas que la resistencia a flexión, lo que ocurrirá es una respuesta frágil como se indica en la Fig. 2.5.1b, donde la resistencia y la rigidez pueden ser degradadas rápidamente una vez que la resistencia inicial al cortante se ha desarrollado, y la resistencia a flexión ideal no se alcanza. Fallas por adherencia de los traslapes en las barras de refuerzo en las secciones críticas pueden también causar una degradación rápida de la resistencia.

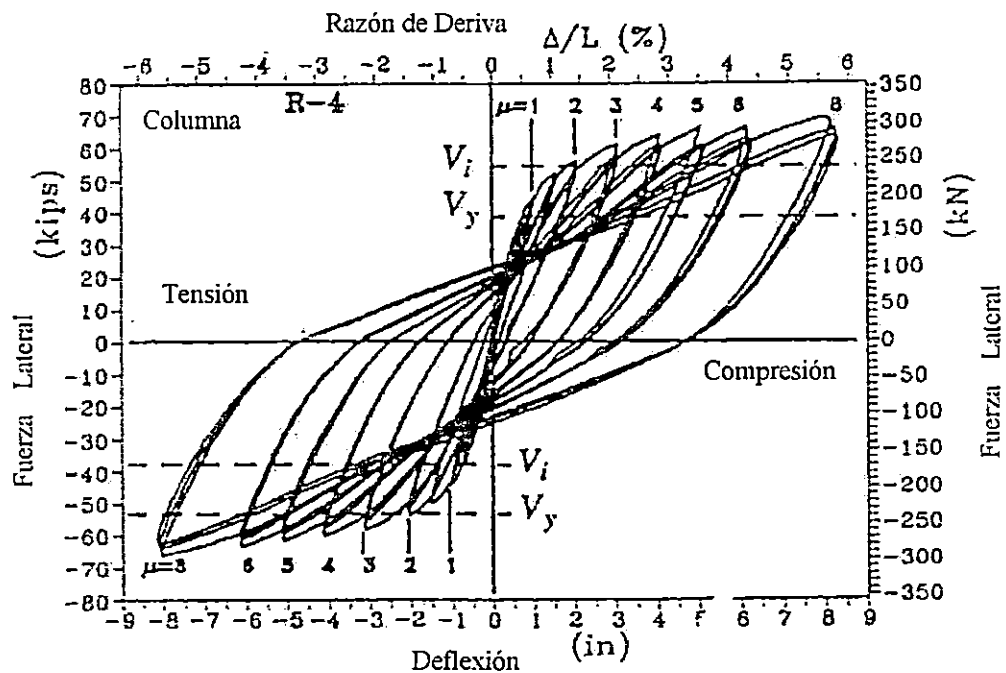


FIG. 2.5.1.a RESPUESTA A FLEXIÓN DÚCTIL DE UNA COLUMNA BIEN CONFINADA.

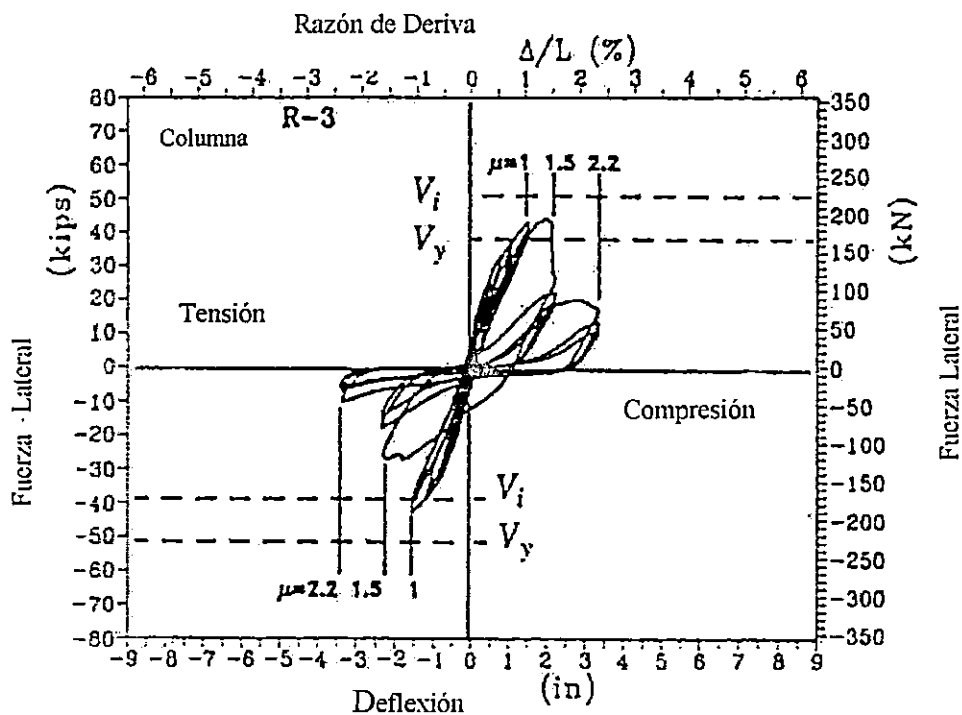


FIG. 2.5.1b FALLA A CORTANTE DE UNA COLUMNA CON INADECUADO REFUERZO A CORTANTE.

Si las regiones del paso a desnivel que no han sido diseñadas y detalladas para una ductilidad a flexión, inesperadamente se convierten en lugares de juntas plásticas, la capacidad de ductilidad estructural se verá limitada por la reducida integridad de las juntas plásticas verdaderas comparadas con las juntas plásticas que se intentaban proveer. Por consiguiente, la base del diseño por capacidad es asegurar un margen adecuado de resistencia entre los modos de falla no dúctiles y los modos dúctiles de deformación designados.

Como se verá por el estudio de la Fig. 2.4.4b, la consecuencia de que la resistencia a flexión en las regiones de las juntas plásticas excedan la resistencia de diseño es que una resistencia verdadera mayor será alcanzada, a menos que esto exceda el nivel de

respuesta elástico equivalente. Ya que éste es generalmente mucho mayor que la resistencia de diseño, no es común que éste último límite sea alcanzado.

El diseño de la flexión de las juntas plásticas es típicamente basado en estimados conservativos de las propiedades de los materiales y de los esfuerzos límites admisibles, en concordancia con la relación:

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad \text{Ec. 2.5.1}$$

Donde:

M_r = resistencia a flexión requerida.

M_n = resistencia a flexión nominal basado en estimados bajos de la resistencia esperada de los materiales.

ϕ_f = factor de reducción de la resistencia a flexión.

El uso del factor de reducción de la resistencia a la flexión es de dudosa relevancia para el diseño sísmico dúctil. El nivel real de la respuesta podría típicamente exceder a M_r por un margen significativo, como resultado de que la resistencia de los materiales puede exceder la resistencia nominal, el uso de un factor de reducción de la resistencia a flexión, y de los efectos del incremento en el esfuerzo del refuerzo arriba del límite de diseño (normalmente esfuerzo de fluencia), en altos niveles de ductilidad, como una consecuencia del endurecimiento.

En sistemas donde la respuesta dinámica puede incluir varios modos de vibración es también posible que las fuerzas puedan ser amplificadas por sobre aquellas fuerzas resultantes de la suposición de diseño de la distribución de la fuerza sísmica, y de la resistencia verdadera de la región de las juntas plásticas, como consecuencia de los

efectos en la respuesta debido a los modos mayores de vibración. Este efecto es generalmente más significativo en edificaciones que en puentes.

Una relación general entre la resistencia de un miembro y la acción inelástica indeseable está dada por la ecuación básica del diseño por capacidad, que puede ser escrita como:

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^o S_m \quad \text{Ec. 2.5.2}$$

Donde:

S_m = resistencia requerida de diseño de la acción contra la cual se quiere proteger, correspondiente a la resistencia nominal de la junta o juntas plásticas.

ϕ^o = factor de amplificación de la resistencia referido a la máxima capacidad a flexión que es factible en las juntas plásticas respecto a la resistencia nominal.

ω = factor de amplificación dinámico, que toma en cuenta incrementos en la acción de diseño como resultado de los efectos dinámico de los modos superiores.

ϕ_s = factor de reducción de la resistencia apropiado para la acción S , refleja las probabilidades y consecuencias de que la resistencia de la acción S , sea menor que la resistencia nominal.

La discusión de los valores numéricos apropiados para la aplicación de las ecuaciones anteriores, se realizara mediante la consideración de un ejemplo ilustrativo basado en la estructura de la Fig. 2.5.2, el cual consiste de un paso a desnivel con claros regulares y columnas circulares con una conexión monolítica a la superestructura. Por lo tanto bajo la respuesta transversal el paso a desnivel actúa como un simple cantiliver vertical, mientras que bajo la respuesta longitudinal, la columna esta sujeta a doble flexión desarrollada

por la acción de marco. Después de un dimensionamiento inicial de la columna y la determinación de la masa, rigidez y por lo tanto los períodos de respuesta natural para la dirección transversal y longitudinal, el diseño sísmico requerido de las fuerzas cortantes en la columna son:

El cortante en la dirección transversal $V_T = 100$ y el cortante en la dirección longitudinal $V_L = 130$, estos son calculados a partir de un análisis de espectros de respuesta usando las diferentes técnicas de análisis y han sido reducidos por un factor de 5 a partir de los niveles de respuesta elásticos, para tener en cuenta la capacidad por ductilidad.

La diferencia de cortantes para las dos direcciones resulta del incremento de la rigidez relativa en la dirección longitudinal en donde se puede asemejar a un sistema de marcos. Estos números no tienen unidades para este ejemplo en particular el cual es puramente ilustrativo, el cual permite explicar el proceso de diseño por capacidad.

Los momentos inducidos por los cortantes de la columna se muestran en la Fig. 2.5.2., la capacidad requerida en la base de la columna es $M_{br} = 1200$ gobernada por la respuesta transversal, mientras que en la parte superior de la columna, la capacidad requerida es de $M_{tr} = 600$ gobernada por la dirección longitudinal. Si se considera que el sistema de la superestructura es infinitamente rígido, el valor del momento en la dirección longitudinal sería $M_{tr} = 650$; sin embargo, al considerar cierta flexibilidad del sistema se obtiene un valor de $M_{tr} = 600$. La capacidad real a flexión proveída en la base de la columna se calcula de la Eq. (2.5.1) usando un factor de reducción por resistencia a flexión $\phi_f = 0.75$ y considerando la resistencia nominal de los materiales.

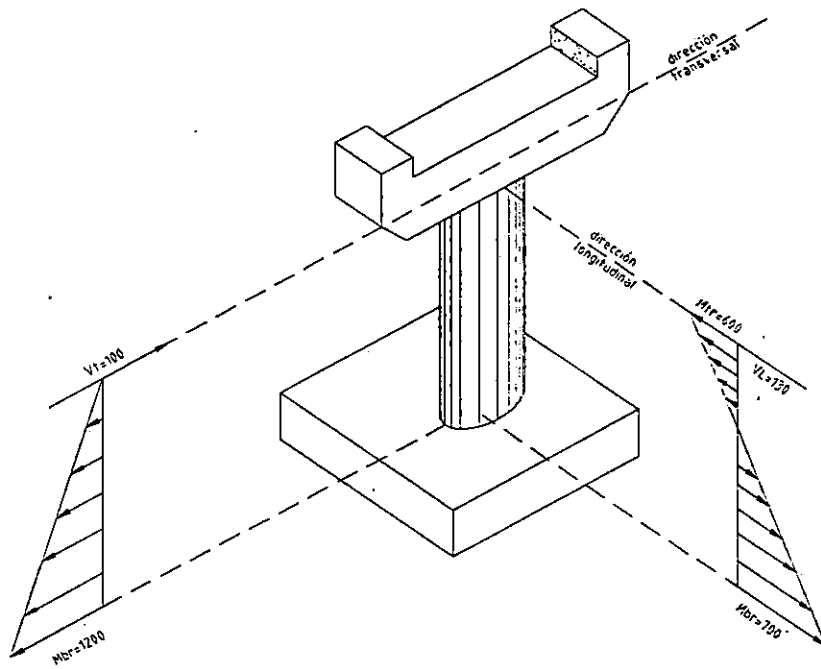


FIG. 2.5.2.a MOMENTOS DE DISEÑO.

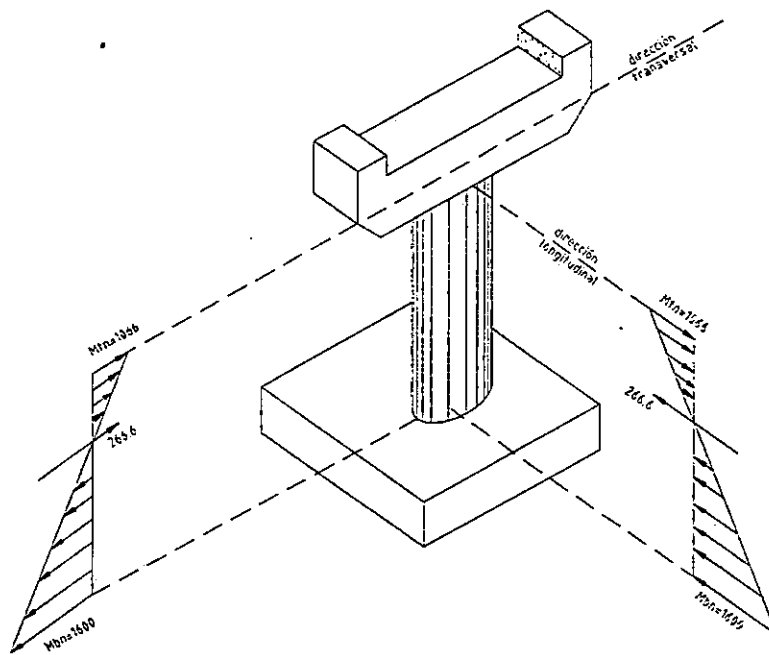


FIG. 2.5.2.b RESISTENCIA NOMINAL A FLEXION.

Asumiremos que hay un balance exacto entre la resistencia requerida y la resistencia adecuada, es decir que $\phi_f M_{bn} = M_{br}$, entonces $M_{bn} = 1200 / 0.75 = 1600$. En la parte superior de la columna la capacidad a flexión se reduce debido a que el 50% del refuerzo de la columna es terminado alrededor de los dos tercios de la altura de la columna. Esto es lo máximo permitido sin violar los requerimientos mínimos de refuerzo para la columna.

Como una consecuencia de la compresión axial en la columna, la resistencia a flexión no se reduce en proporción a la reducción del refuerzo longitudinal y, entonces, una capacidad nominal de 1066 unidades resulta. Usando un $\phi_f = 0.75$ se obtiene una capacidad de 800 unidades, que es un 33% más del valor requerido, es decir $\phi_f M_{tn} = 1066(0.75) = 800 > 600 = M_{tr}$. Estas resistencias a flexión nominal en la parte superior e inferior de la columna, se muestran en la Fig. 2.5.2b y por lo tanto son $M_{tn} = 1066$ (capacidad nominal superior) y $M_{bn} = 1200 / 0.75 = 1600$ unidades (capacidad nominal inferior), respectivamente.

Ahora, la columna debe ahora ser diseñada por resistencia cortante, usando los principios de diseño por capacidad, es obvio que la dirección crítica será la respuesta longitudinal, la cual hasta ahora no ha gobernado el diseño de la columna. El cortante longitudinal correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión nominal en la parte superior e inferior de la columna es encontrada por la suma de las resistencias a flexión en la columna, las cuales fueron encontradas anteriormente, divididas por la altura de la columna hasta el centro de masa y es igual a:

$$V_{ld} = (1066 + 1600) / 10 = 266.6 \text{ unidades}$$

Este valor es más de dos veces el valor calculado del análisis del espectro de respuesta, pero todavía mucho menor que el valor de la respuesta elástica, el cual es igual a $5 \times 130 = 650$ unidades. La Eq. 2.5.2, debe ahora ser utilizada para tener en cuenta la posibilidad de una sobre resistencia del material y el esfuerzo por endurecimiento, relacionado principalmente con las características del acero de refuerzo. La razón de la resistencia a fluencia máxima posible respecto a la resistencia nominal de diseño del refuerzo es igual a 1.33. Esto corresponde por ejemplo al refuerzo grado 60, el cual tiene una resistencia nominal a fluencia de 60 ksi y una resistencia a fluencia máxima permisible de 78 ksi. Un 10% de tolerancia debe ser proveído debido al esfuerzo por endurecimiento y la influencia del aumento de la resistencia a compresión del concreto, dando un $\phi^o = 1.43$. Esta tolerancia es menor que aquella que podría ser apropiada, como una consecuencia del ligeramente bajo nivel de ductilidad esperado en la dirección longitudinal.

En este caso no hay factor de amplificación dinámico, puesto que la estructura responde esencialmente como un sistema de un solo grado de libertad en la dirección longitudinal, por lo tanto $\omega = 1$.

Asumiendo un factor de reducción por cortante de $\phi_s = 0.85$, la resistencia a cortante nominal requerida V_n se encuentra a partir de:

$$0.85 V_n > 1.0 \times 1.43 \times 266.6$$

$$V_n > 448.5$$

Por lo tanto el mínimo valor obtenido para la resistencia nominal a cortante es 448.5 unidades, este valor es todavía mucho menor que el correspondiente al nivel de respuesta

elástica, pero es 3.45 veces mayor que la resistencia a cortante requerida calculada inicialmente para la dirección longitudinal. La falla o descuido en proveer este nivel de resistencia a cortante podría, en teoría, resultar en falla a cortante frágil bajo el nivel de diseño de la respuesta sísmica. Este ejemplo representa una estricta interpretación de la metodología de diseño por capacidad, en conjunto con los principios típicos de diseño por resistencia.

2.5.3 DEFINICIONES DE RESISTENCIA.

Es aparente del ejemplo de la sección anterior que muchas medidas diferentes de resistencia requieren ser consideradas en el proceso de diseño. El número de posibilidades está compuesto por el uso de diferentes metodologías para el diseño por resistencia usado en diferentes países., Por lo tanto es necesario definir los términos apropiados y las relaciones entre ellos.

a) Resistencia Requerida: La resistencia requerida es la resistencia S necesaria para satisfacer los niveles de la acción de diseño apropiada (flexión, cortante, etc.) basados en el análisis estructural. Cuando la acción considerada es la resistencia a flexión de las juntas plásticas diseñadas, la resistencia requerida resulta directamente del análisis sísmico, usando la representación apropiada del sismo de diseño, en conjunto con las cargas gravitacionales. Por lo anterior dicho, en el ejemplo la resistencia requerida para el momento en la base de la columna es 1200 unidades. Cuando la acción considerada es la que será protegida contra la respuesta inelástica por los principios de capacidad, la

resistencia requerida es el último resultado en el proceso del análisis por capacidad, representado por el elemento del lado derecho de la Eq.(2.5.2). Por lo tanto para el diseño por cortante de la columna, la resistencia requerida es $1.0 \times 1.43 \times 266.6 = 381.2$ unidades. El símbolo S_r es usado para la resistencia requerida, en términos de momentos o cortantes, este aparece como M_r o V_r , respectivamente.

b) Resistencia Nominal: La resistencia nominal, a veces es llamada *resistencia característica*, es la resistencia de la acción S basada en la sección o miembro de análisis usando estimados conservativos de las propiedades de los materiales. El símbolo S_n es el que será usado. La relación entre la resistencia nominal y la resistencia requerida, es expresada por:

$$\phi_s S_n > S_r \quad \text{Ec. 2.5.3}$$

El valor de las propiedades del material adoptadas en el cálculo de la resistencia nominal varia de país a país y de código a código, así como las ecuaciones para predecir la resistencia a partir de las propiedades de los materiales. Como consecuencia los valores apropiados para ϕ_s también son variables.

En Europa y Nueva Zelanda es común basar S_n en características de la resistencia de los materiales, lo que representa el percentil 5 más bajo estimado de la resistencia verdadera, basada en resistencias específicas. En Japón y en el continente americano es común usar el percentil 5 más bajo estimado para la resistencia a compresión del concreto, mientras que para la resistencia a fluencia del refuerzo se toma el mínimo absoluto permitido por el grado de resistencia. En el ejemplo, la resistencia nominal a

flexión mínima en la parte superior de la columna se encuentra despejando la Eq. (2.5.3).

El resultado se obtiene como $M_n = 600 / 0.75 = 800$ unidades.

c) **Resistencia Esperada:** Es también posible diseñar sobre la base de la resistencia media o esperada. Hay alguna justificación para adoptar esto en el diseño sísmico, puesto que mejores estimaciones de la capacidad a ductilidad y deformaciones podrían resultar. Valores menores del factor de reducción de la resistencia podrían ser entonces apropiados.

d) **Resistencia Adecuada:** La resistencia adecuada es la resistencia de la acción que tiene una alta probabilidad de ser excedida en el diseño sísmico para satisfacer el criterio de desempeño y esta dada por el elemento del lado izquierdo de la Eq. (2.5.2). En Europa es generalmente llamada la *resistencia de diseño*.

e) **Resistencia Extrema:** Es la resistencia de la acción que tiene una baja probabilidad de ser excedida en el diseño sísmico para satisfacer el criterio de desempeño y es algunas veces llamada *el sobreesfuerzo* de la acción. Esto está normalmente relacionado a la resistencia a flexión máxima factible de la sección crítica en una junta plástica potencial. La resistencia extrema está relacionada a la resistencia nominal por la relación:

$$S^o = \phi^o \cdot S_n \quad \text{Ec. 2.5.4}$$

Por lo tanto, la resistencia extrema a flexión de la capacidad a momento en la parte superior de la columna del ejemplo anterior es: $M^o = 1.43 \times 1066 = 1524$ unidades.

f) **Resistencia Ideal:** Relaciona los resultados de investigaciones experimentales y es la mejor predicción de la resistencia de una unidad de prueba particular usando propiedades del material que han sido medidas. Por lo tanto corresponde a la resistencia nominal pero usando medidas a partir de ensayos en vez de la resistencia nominal de los materiales. Es usada principalmente para evaluar la validación de las ecuaciones usadas para la resistencia predeterminada.

2.5.4 ESTADOS LÍMITES DE RESPUESTA Y DE DISEÑO.

Existen un número de estados límites de la respuesta estructural que son muy útiles para considerarlos en el proceso de diseño. El término *estado límite* es aplicado a ambos, respuesta de miembro y de la estructura de una manera un tanto diferentes. Una descripción más completa de los estados límites del miembro y de la estructura se describen a continuación.

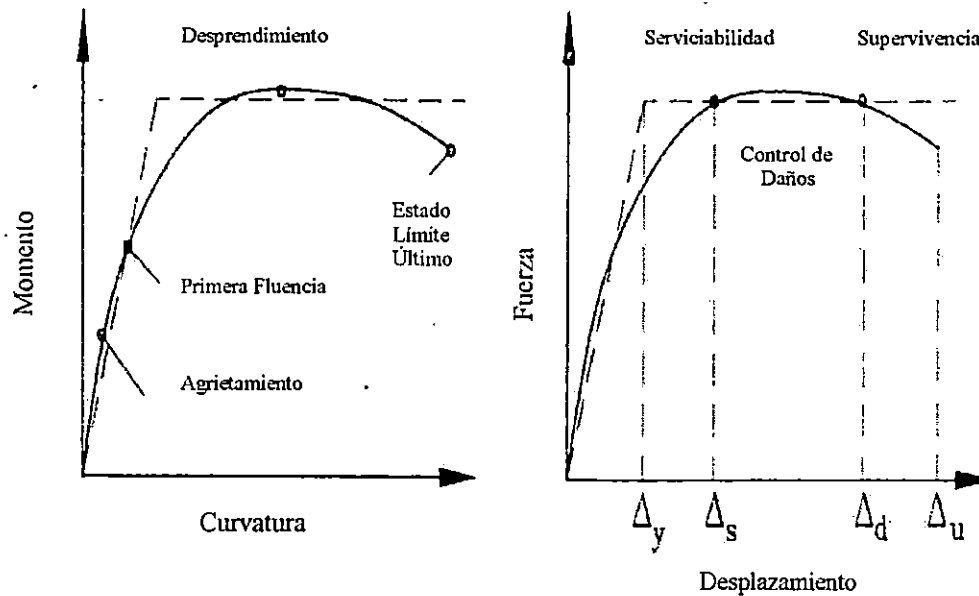
2.5.4.1 ESTADOS LÍMITES DE MIEMBROS.

i) **Estado límite de agrietamiento:** El principio de agrietamiento generalmente marca el punto para un cambio significativo de la rigidez, como es mostrado en la relación típica de momento-curvatura de la Fig. 2.5.3.a. En miembros críticos que se esperan respondan en el rango inelástico para el terremoto de diseño, este estado tiene poco significado. El estado límite podría, sin embargo, ser importante para miembros que esencialmente se espera que respondan elásticamente para terremoto de diseño.

ii) **Estado límite de primera fluencia:** Un segundo cambio significativo en la rigidez ocurre al inicio de la fluencia en el refuerzo extremo a tensión. Este estado límite es muy usado para la definición de la rigidez apropiada a ser usada en el análisis elástico de los sistemas dúctiles usando reglas simplificadas de histéresis tal como la respuesta elastoplástica o bilineal.

iii) **Estado límite de desprendimiento:** Con secciones no confinadas, al iniciarse el desprendimiento del recubrimiento del concreto podría ser un estado límite significativo, particularmente para secciones sujetas a altos niveles de compresión axial, donde el desprendimiento es típicamente asociado con el principio de rigidez negativa y posiblemente la repentina pérdida de resistencia. El excederse de este estado representa una condición local que puede ser esperada que requiera acciones correctivas y de recuperación. Para secciones bien confinadas eso es lo más significativo de éste estado límite, ya que la sección se espera que soporte grandes deformaciones sin esfuerzos excesivos, y la resistencia podría en realidad continuar incrementándose.

iv) **Estado límite último:** La definición de estado límite último es un tanto subjetiva. En algunas veces es tomado como el correspondiente a un evento físico crítico tal como la fractura del refuerzo de confinamiento en la zona de las juntas plásticas potenciales, que resulta en una precipitada caída en la resistencia y un obvio deterioro.



a) ESTADOS LÍMITES DE MIEMBROS b) ESTADOS LÍMITES DE LA ESTRUCTURA

FIG. 2.5.3 ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO.

Otra definición común es el estado existente cuando la resistencia lateral ha decrecido por una cantidad específica (comúnmente usado como 20%) de la máxima resistencia lograda. Ninguna definición corresponde a una condición última ya que a veces un mínimo de resistencia residual es mantenida por el añadimiento del incremento de los desplazamientos. Sin embargo la ocurrencia de la rigidez negativa en el gráfico de momento–curvatura es causa de preocupación bajo la respuesta dinámica, ya que esto implica la redistribución de la energía potencial de porciones de la estructura que responden elásticamente hacia secciones con rigidez negativa.

2.5.4.2 ESTADOS LÍMITES DE LA ESTRUCTURA.

i) **Estado límite de serviciabilidad:** La ocurrencia frecuente de sismos no debería deteriorar la funcionalidad de los pasos a desnivel y los puentes. Esta condición puede ser tomada cuando el tráfico es paralizado o restringido después de un sismo, mientras medidas de recuperación son tomadas. El desprendimiento del concreto podría no haber ocurrido, y los anchos de las grietas podrían ser lo suficientemente pequeños tanto que la inyección de lechada no se necesite. El factor de ductilidad por desplazamiento en que esto ocurre depende de las propiedades de la sección, nivel de carga axial y ductilidad de la estructura, pero un valor promedio de alrededor de $\mu_{\Delta} = 2$ es típico, aunque valores mas bajos son considerados apropiados en muchos países. La probabilidad aceptable de la ocurrencia de un sismo correspondiente al estado límite de serviciabilidad dependería de la importancia de la preservación de la funcionalidad del paso a desnivel. Como una consecuencia, este estado límite es algunas veces referido como el *estado límite de funcionalidad*.

ii) **Estado límite de control de daños:** Bajo un sismo de diseño de probabilidad reducida de ocurrencia comparada al estado límite de serviciabilidad, una cierta cantidad de daños reparables podría ser permisible. El daño podría incluir el desprendimiento del recubrimiento del concreto requiriendo la sustitución del mismo, y la formación de grietas a flexión que requieran la inyección de lechada para evitar más tarde los problemas de corrosión. Sin embargo, el aspecto esencial de la respuesta de este estado

límite es que la reparación requerida podría esencialmente ser superficial. La fractura del refuerzo transversal y el pandeo del refuerzo longitudinal no deberán ocurrir y el núcleo del concreto en la región de las juntas plásticas no deberá necesitar reemplazo. El terremoto de intensidad probable para inducir a la respuesta correspondiente al del estado límite de control de daños deberá tener una baja probabilidad de ocurrencia durante la vida esperada de la estructura. Con pasos a desnivel bien diseñados, este estado límite generalmente corresponde a factores de ductilidad por desplazamiento en el rango de $3 \leq \mu_{\Delta} \leq 6$, aunque un límite superior correspondiente a $\mu_{\Delta} = 4$ podría ser encontrado apropiado en Europa.

iii) Estado límite de supervivencia: Es importante que exista una reserva de capacidad arriba de la correspondiente al estado límite de control de daños, para asegurar que durante un movimiento muy fuerte del suelo, que sea considerado factible para el sitio, el colapso del paso a desnivel no ocurra. La protección contra la pérdida de vida es aquí la principal preocupación y debe ser considerada la más alta prioridad en la filosofía de diseño global. Extensivos daños podrían ser aceptados bajo un sismo correspondiente al estado límite de supervivencia, pero que por la magnitud de tales daños no podría ser económico o técnicamente factible reparar el paso a desnivel después del sismo. La demolición y sustitución podría ser requeridas.

Aunque el estado límite de supervivencia es la preocupación crítica, su determinación ha recibido comparativamente poca atención. Es casi una trivialidad puntualizar que este estado límite corresponde a la condición cuando el paso a desnivel no es capaz de

soportar sus cargas gravitacionales y por lo tanto colapsar, pero esta es una manera muy valiosa y efectiva de definir este estado límite. Sin embargo, aún cuando la resistencia lateral de una sección crítica del paso a desnivel ha sido sustancialmente reducida, la estructura podría todavía ser estable, debido a que los desplazamientos laterales esencialmente tiene un límite superior para cualquier evento sísmico dado.

2.5.5 MODELO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA.

Con el reconocimiento de la importancia de los desplazamientos en vez de las fuerzas para la supervivencia, control de daños y serviciabilidad de un paso a desnivel después de un sismo severo, la metodología de análisis de la estructura sustituta ha recibido renovada atención con respecto a una completa metodología de diseño basada en desplazamientos para la respuesta sísmica de pasos a desnivel. El concepto fundamental de la metodología de análisis de la estructura sustituta es mostrado en la Fig. 2.5.4, donde el completo prototipo inelástico del paso a desnivel es descrito por un sistema elástico lineal idealizado o estructura sustituta que describe el comportamiento dinámico fundamental fuerza-deformación de un modelo de paso a desnivel inelástico con rigidez elástica lineal equivalente y propiedades de amortiguamiento.

Mientras la masa del modelo de la estructura sustituta es mantenida constante, ambas la rigidez efectiva y la razón de amortiguamiento efectiva de los sistemas son ajustadas tal que el desplazamiento de la respuesta inelástica del prototipo sea el mismo que el desplazamiento del modelo de la estructura sustituta.

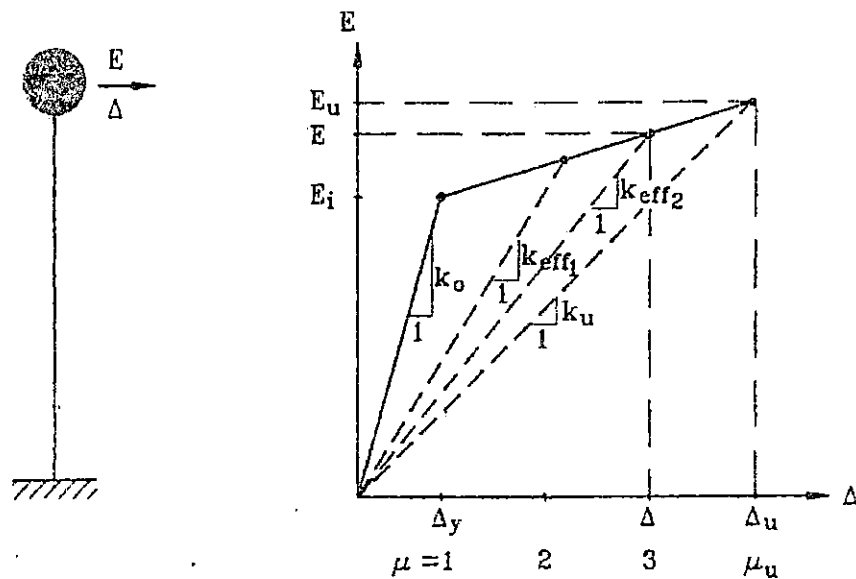


FIG. 2.5.4 MODELO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA.

Los dos parámetros necesarios para la caracterización del modelo de la estructura sustituta, la rigidez efectiva K_{eff} y el amortiguamiento efectivo ξ_{eff} , son mostrados esquemáticamente en la Fig. 2.5.5 como una función de la ductilidad del desplazamiento estructural μ_{Δ} para mostrar su tendencia de variación. Para la respuesta de los sistemas elásticos-perfectamente plásticos idealizados, la rigidez efectiva decrece geoméricamente con el incremento de la ductilidad, como se muestra en la Fig. 2.5.5. Dependiendo del mecanismo inelástico dominante y la correspondiente respuesta histerética carga – desplazamiento, varias razones de amortiguamiento relacionadas como una función de la ductilidad pueden ser derivadas como se muestra esquemáticamente para dos casos en la Fig. 2.5.4, con razones de amortiguamiento efectivo debajo del 2% en ductilidad igual a 1 hasta arriba del 20% en ductilidad igual a 6.

Para juntas en vigas con niveles bajos de carga axial, el máximo valor de razón de amortiguamiento efectivo puede exceder significativamente el nivel del 20%, con un límite superior de 64% para mecanismos de respuesta plásticos – perfectamente rígidos. Puesto que la confianza en el análisis de la estructura sustituta sobre una solución elástica lineal para la ecuación general de movimiento ($m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$) con solo amortiguamiento viscoso, los principios de la dinámica básica para encontrar los coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente para la respuesta de histéresis de la estructura prototipo aplican para la determinación de la razón de amortiguamiento efectivo en la metodología de la estructura sustituta.

El objetivo del análisis de una estructura sustituta es poder modelar la respuesta sísmica de un sistema de paso a desnivel inelástico con un sistema elástico equivalente de sistemas de rigidez y amortiguamiento efectivo. El objetivo es determinar con un simple modelo elástico lineal en una metodología de rigidez secante, como el resumido en la Fig. 2.5.4, la respuesta inelástica del paso a desnivel para una entrada sísmica específica dada en la forma de espectro de respuesta.

El procedimiento de análisis de la estructura sustituta es ideal para casos donde el paso a desnivel puede ser modelado como un sistema equivalente de un solo grado de libertad y la respuesta inelástica equivalente puede ser capturada por un solo modo de vibración. Donde los modos de vibración altos contribuyen a la respuesta inelástica, el principio de superposición usado para el análisis modal elástico lineal y los pequeños desplazamientos estrictamente ya no aplican y los resultados llegan a ser cuestionables.

El desarrollo de una aplicación para la metodología de la estructura sustituta para modelos inelásticos de múltiples grados de libertad basados en desplazamientos con contribuciones significantes de los modos superiores están siendo investigados.

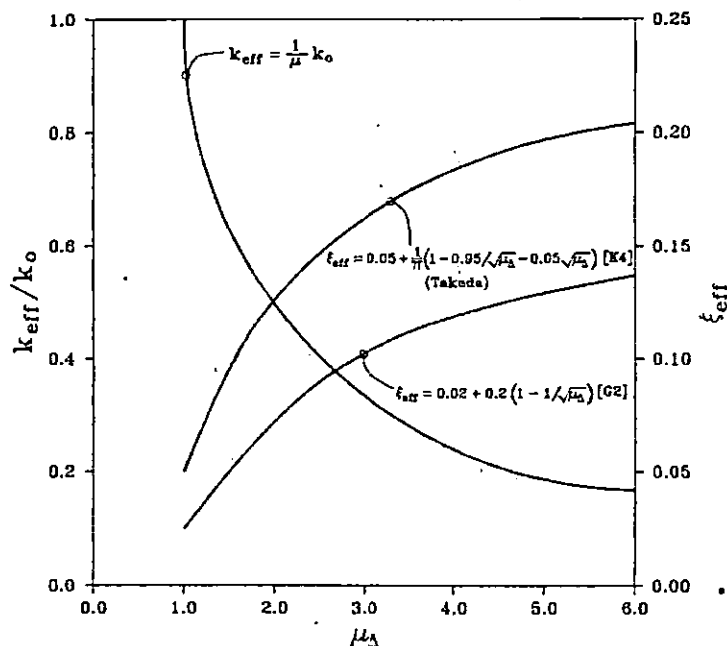


FIG. 2.5.5 PARÁMETROS DEL MODELO DE LA ESTRUCTURA SUSTITUTA.

Los conceptos que han sido desarrollado en la presente sección con relación a los estados límites de la estructura, y de la estructura sustituta no se han profundizado ya que solo se han tomado en cuenta para explicar los principios de diseño por capacidad, que en pocos años puede convertirse en la base de diseño sísmico de estructuras de puentes y por consiguiente de los pasos a desnivel.

2.6 EVALUACIÓN SÍSMICA DE PASOS A DESNIVEL EXISTENTES.

2.6.1 INTRODUCCION: PROCEDIMIENTO PARA EVALUACIÓN SÍSMICA.

El propósito de llevar a cabo un análisis de evaluación sísmica de un paso a desnivel existente es para determinar el nivel de riesgo asociado con la pérdida de servicio. Con la cuantificación del riesgo decisiones racionales pueden ser tomadas como para saber si el paso a desnivel debe ser reforzado o reemplazado o aceptar el riesgo y dejar el paso a desnivel en el estado existente, frecuentemente la opción de reforzar puede ser relativa, insuficientes fondos pueden estar disponibles para el reforzamiento de todos los pasos a desnivel asignados y el análisis de riesgo puede ser usado para ayudar en la selección de los pasos a desnivel en los cuales los limitados recursos serán usados.

Existen dos fases generales para una evaluación sísmica: La primera involucra una clasificación general y un estudio prioritario para determinar cuales pasos a desnivel son más probables que posean un riesgo elevado de falla; esto es normalmente basado en indicadores genéricos tales como: la edad del puente, condiciones del suelo, tipo estructural, sismicidad del sitio y densidad del tráfico; la segunda fase involucra un análisis estructural detallado de los pasos a desnivel identificados con alto riesgo sísmico identificados en la fase primaria en relación a la sismicidad del lugar y condiciones del suelo.

2.6.1.1 ESQUEMAS DE PRIORIZACIÓN.

El objetivo de los esquemas de priorización es para identificar y distinguir todos los pasos a desnivel con alto riesgo en regiones específicas para que una asignación óptima de recursos para el reforzamiento pueda ser hecha. Idealmente esto puede llevarse a cabo con la realización de un análisis de costo-beneficio para pasos a desnivel, decisiones racionales pueden ser hechas acerca del reforzamiento; aunque una metodología del costo-beneficio se ha intentado recientemente como un ejercicio aislado de priorización. En todos los casos la contribución de elementos para la evaluación del riesgo relativo puede ser dividido dentro de tres grandes categorías: sismicidad, vulnerabilidad e importancia.

1. SISMICIDAD: Esto incluye información específica del lugar donde se espera el movimiento del suelo idealmente puede consistir de un espectro de respuesta básico o perfiles con aceleración máxima del suelo relacionadas para una probabilidad de excedencia anual y que puede ser apropiada para las condiciones del suelo del lugar.

2. VULNERABILIDAD: esto representa la susceptibilidad a daños o el colapso y está relacionado primordialmente con aspectos estructurales. La vulnerabilidad puede depender de aspectos estructurales como: si es un sólo o múltiples claros, si los soportes internos son continuos, si es simplemente apoyado con desplazamiento en las juntas, si la conexión de la superestructura con la columna esta resistiendo momento, si tiene estribos esviajados. La vulnerabilidad puede depender también de la edad del puente, en particular en la medida de detalles diferentes tales como: la cantidad de confinamiento y el reforzamiento por cortante en las columnas dependiendo del diseño que tiene la

estructura. Las condiciones de suelo son consideradas en términos de liquefacción potencial

3. IMPORTANCIA: La importancia relacionada con las consecuencias de daño o fallas, incluye consideraciones típicas de volumen de tráfico, tipo de cruce, longitud de las desviaciones que se haría si el puente se cierra y la importancia del paso a desnivel para operaciones tales como el paso de vehículos de emergencia para los hospitales.

Muchos esquemas de priorización involucran una clasificación basada en la suma de a valores ponderados para SISMICIDAD(S), VULNERABILIDAD(V) e IMPORTANCIA (I), de acuerdo a la siguiente relación:

$$R = W_s S + W_v V + W_i I \quad \text{Ec 2.6.1}$$

Pueden existir objeciones lógicas para esta ecuación aditiva, por que puede implicar un alto riesgo sísmico para una región totalmente no sísmica ($\dot{S} = 0$), o para un puente invulnerable ($V = 0$). Como una consecuencia la relación se presenta:

$$R = S^{w_s} V^{w_v} I^{w_i} \quad \text{EC. 2.6.2}$$

Parecería más lógico, típicamente los factores ponderados en la ecuación 2.6.2 serán menor que uno. Una clasificación de la priorización basada en la ecuación 2.6.2 generalmente resultan en una clasificación más amplia que la obtenida por la Ec.2.6.1, haciendo más fácil el separar los candidatos más factibles a ser reforzados de un gran inventario de puentes. En tal análisis un elemento crucial es la relación entre los daños y la sismicidad del lugar para diferentes niveles de vulnerabilidad expresada por las diferentes opciones estructuradas. Si la sismicidad del lugar es expresada como una curva de intensidad versus probabilidad anual de excedencia los daños esperados para

cada clase de paso a desnivel puede ser expresado en términos de dinero sobre un tiempo específico señalado. La influencia de la importancia del puente se expresa por la estimación del costo por el cierre definitivo del paso a desnivel y por aspectos no estructurales tales como el daño personal o la muerte como un equivalente estimado en dinero. El costo de los daños del paso a desnivel y el no uso es comparado con el costo para reducir el riesgo y por lo tanto las pérdidas.

2.6.2 ESTADOS LÍMITES DE EVALUACIÓN.

Existen tres estados límites que deben ser considerados para el diseño: servicio (L_s), control de daños (L_c) y estado límite de supervivencia (L_{sup}). Los mismos tres estados límites son adecuados para la evaluación pero estimaciones menos conservativas de condiciones correspondientes a los estados límites de servicio y control de daños pueden ser apropiados. Esto no es el caso para el estado límite de supervivencia; no se deberá aceptar una mayor probabilidad de colapso y/o la pérdida de vidas, aún cuando mayores probabilidades de daños pueden ser aceptables cuando se evalúan pasos a desnivel existentes.

2.6.2.1 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (L_s).

Para la respuesta de este estado límite se espera que el paso a desnivel este en servicio inmediatamente después de un sismo y no debe ser necesario repararlo. La resistencia a flexión de los miembros puede ser alcanzada y algún límite de ductilidad desarrollado.

Para la evaluación se recomienda que una resistencia ideal pueden ser asumida y valores límites de $L_c = 0.004$ Y $L_s = 0.015$ son sugeridos.

La validez de estos límites de deformaciones unitarias pueden ser determinado como sigue, típicamente agrietamientos del concreto se inician en los extremos de las fibras a compresión entre $L_c = 0.006$ y $L_c = 0.01$ de este modo el límite de 0.004 es una estimación conservativa para contrarrestar los daños del concreto.

El límite de tensión de $E_s = 0.015$ es determinado para asegurar que el ancho residual de las grietas no exceda de 1.0mm (0.04in). Para niveles bajos de ductilidad los desplazamientos residuales son aproximadamente 1/3 del valor máximo y un ancho de grieta residual de 1.0mm. (0.04in) puede esperarse.

Esto es tomando frecuentemente como el valor máximo que puede ser tolerado en condiciones normales.

2.6.2.2 ESTADO LIMITE DE CONTROL DE DAÑOS (L_c).

El estado límite de control de daño representa el nivel extremo de la respuesta sísmica, después del cual no puede ser técnica ni económicamente factible reparar el paso a desnivel. El estado límite de control de daños es probablemente el más importante en términos de evaluación sísmica.

Este se ha tomado como el estado límite detrás del cual la resistencia lateral disminuye con el incremento del desplazamiento.

2.6.2.3 ESTADO LIMITE DE SUPERVIVENCIA (L_{sup}).

La respuesta del estado límite de supervivencia representa el nivel extremo a la respuesta sísmica mas allá de la cual el colapso puede ocurrir. Una alta probabilidad de colapso bajo la intensidad de un sismo extremo no puede ser aceptada para pasos a desnivel existentes.

2.6.3 EVALUACIÓN DE LOS ESQUEMAS DE ANÁLISIS

El resultado de un análisis de priorización puede servir para identificar un grupo de pasos a desnivel que están en alto riesgo y en probable necesidad de reforzamiento. Sin embargo, inevitablemente la priorización es solo un acercamiento que provee estimación gruesa del riesgo verdadero; el cual puede ser reforzado con un análisis mas preciso.

El propósito de los esquemas de priorización es para reducir el número de pasos a desnivel que necesitan someterse a un análisis detallado. Considerando que los resultados del análisis pueden ser la decisión para reforzar o no reforzar un paso a desnivel es apropiado un esfuerzo analítico mas profundo para reducir los costos de reforzamiento.

2.6.3.1 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN CAPACIDAD / DEMANDA

Una primera y muy usada metodología de evaluación es el análisis de la relación CAPACIDAD / DEMANDA desarrollada a mediados de los años 80 por la ATC-6-2 (Applied Technology Council). Las fuerzas resultantes a partir de la demanda del análisis elástico de una estructura de un paso a desnivel son comparadas con la resistencia

(capacidad) para proveer una relación DEMANDA / CAPACIDAD para las acciones en diferentes partes de la estructura. En esta forma simple una relación mayor que uno implica fallas en la estructura. En una forma más compleja la relación aceptable es permitir que exceda la unidad, donde la respuesta dúctil es asegurada. Así una relación DEMANDA / CAPACIDAD de 2 o 3 podría ser aceptada cuando los momentos en una sección dada son considerados pero no cuando el cortante es considerado. En la metodología de la ATC-6-2, esto es efectivo al modificar la capacidad para permitir la ductilidad, donde fuese apropiado.

Un reexamen ha revelado algunas fallas básicas en el proceso. Esto está relacionado a algunos detalles tales como: un método para la evaluación de los traslapes y anclajes, o la resistencia al cortante de las columnas. Sin embargo existen otros problemas básicos con el concepto global de la relación CAPACIDAD / DEMANDA de las secciones basados en los análisis elástico.

Debido a estos y otros problemas la metodología de la razón Capacidad / Demanda ha perdido terreno en comparación de la más reciente metodología desarrollada llamada mecanismo de Colapso Plástico.

2.6.3.2 ANALISIS DE LOS MECANISMOS DE COLAPSO PLASTICO

(PUSHOVER)

El análisis por el mecanismo de colapso plástico, es un análisis estático no lineal; una fase inicial del análisis es llevar a cabo independientemente un análisis de colapso de los apoyos individuales de las columnas en la dirección considerada (longitudinal o

transversal). Para cada apoyo se deberán analizar; el incremento de los desplazamientos, formación de grietas en las juntas plásticas, disminución del cortante, degradación de la junta y rotaciones plásticas.

Los estados límites de servicio y último (colapso) están relacionados con la rotación inelásticas de las juntas plásticas, iniciando la falla por cortante en la junta o el miembro u otros mecanismos de degradación (agrietamiento, astillamiento del concreto, etc.).

Identificadas las características de fuerza lateral-deformación para cada apoyo, el marco es agrupado con la rigidez de cada apoyo representada por simples resortes inelásticos, el centro inicial de rigidez, la rigidez transversal total y la rigidez rotacional pueden ser calculados y por consiguiente la rigidez efectiva en el centro de masa se calcula. El vector de desplazamiento de los apoyos incluyendo la traslación y los componentes traslacionales son comparados con la capacidad de desplazamiento en los apoyos, en términos de desplazamiento últimos y fluencia, para identificar el apoyo crítico y el modo de falla.

2.6.4 EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE LOS MIEMBROS Y CARACTERÍSTICAS DE DEFORMACIÓN.

2.6.4.1 RESISTENCIA DE LOS MATERIALES.

La resistencia de los miembros y las características de deformación deben ser menos conservativas para la evaluación que para el diseño. Debido a que el objetivo del análisis de evaluación será el obtener una mejor estimación del desempeño esperado. Por

ejemplo, puede usarse la resistencia esperada de un material en vez de la resistencia nominal del mismo y con ello los factores de reducción de resistencia, para asegurar una capacidad confiable de la estructura. Donde sea posible la resistencia de los materiales debe basarse en resultados de pruebas representativas, como por ejemplo: pruebas de compresión en el núcleo del concreto tomadas en áreas representativas del paso a desnivel.

Donde no son posibles las pruebas y certificaciones de fabricas por no poder ser obtenidas se sugiere la siguiente evaluación de resistencia:

$$F'_{ca} = 1.5 F'_c \quad \text{Ec. 2.6.3 a}$$

$$F_{ya} = 1.1 F_y \quad \text{Ec. 2.6.3 b}$$

Donde: F'_c Y F_y son las resistencias especificas del material.

2.6.4.2 RIGIDEZ ELASTICA

La estimación de la capacidad de ductilidad requiere comparar los desplazamientos de fluencia y últimos. Por lo antes dicho, en adición para proveer un buen estimado del desplazamiento último, un énfasis similar deberá ser puesto en proveer un buen estimado en los desplazamientos por fluencia de elementos dúctiles. Claramente esto involucra consideraciones de rigidez de secciones agrietadas en vez del uso de la rigidez del miembro completo.

En cualquier fase primaria del proceso de evaluación deberá determinarse cuales miembros se espera que permanezcan esencialmente sin grieta y por lo tanto cuáles pueden ser modelados por la rigidez de la sección gruesa. Miembros con juntas plásticas

deben ser modelados usando las propiedades de las rigidez elásticas apropiadas para la primera fluencia a partir de los resultados del análisis de la relación momento-curvatura dado por:

$$I_{\text{eff}} = M_{\text{cm}} / \phi_{\text{cm}} E \quad \text{Ec.2.6.4}$$

Donde M_{cm} y ϕ_{cm} son tomados como el momento y la curvatura en la primera fluencia. Si los miembros o secciones consideradas se espera que desarrollen momentos significativamente menores que los de fluencia, los valores de M_{cm} y ϕ_{cm} deben representar el nivel de respuesta máximo esperado.

2.6.4.3 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

Para obtener la mejor estimación posible de la resistencia a la flexión y la capacidad de deformación, un análisis momento-curvatura incorporando efectos de confinamiento del núcleo del concreto por reforzamiento transversal y endurecimiento por reforzamiento longitudinal deben de ser usados. Definiendo la resistencia a flexión como el momento correspondiente para una deformación unitaria en la fibra extrema a compresión igual a $L_c = 0.004$ o una deformación unitaria del refuerzo extremo a tensión igual a $L_s = 0.015$ el que ocurra primero.

2.6.4.4 RESISTENCIA A LA FLEXION DE SECCIONES DE COLUMNAS CON REFOZAMIENTO LONGITUDINAL EMPALMADO.

En los pasos a desnivel diseñados y construidos entre 1940 y 1970, en Estados Unidos, es común encontrar empalmes en secciones críticas, tal como la base de la

columna. En el diseño de nuevos pasos a desnivel estos detalles son evitados por lo tanto la falla por empalme es probable que ocurra por bajas o moderadas ductilidades, a menos que cantidades muy grandes de reforzamiento transversal sean proporcionadas.

La fuerza máxima T_b que puede ser transferida a través de un empalme esta dada por la ecuación

$$T_b = A_b f_s = f_p l_f \quad \text{Ec.2.6.5}$$

Si la resistencia correspondiente a T_b es menor que la resistencia a fluencia de la varilla, la sección no será capaz de desarrollar su resistencia a flexión y existe una reducción en la capacidad de momento M_s correspondiente a un esfuerzo de tensión máxima de:

$$F_s = T_b / A_b = f_p l_f / A_b \quad \text{Ec.2.6.6}$$

Aún si la ecuación 2.6.5; indica que la resistencia de fluencia del refuerzo empalmado puede ser alcanzado, es probable que la resistencia a flexión del empalme pueda degradarse bajo los ciclos de carga para niveles de ductilidad moderada. Esto causa que la resistencia por tensión del concreto en la región del traslape decrezca por la respuesta cíclica, poniendo el concreto en compresión. Si las deformaciones unitarias por compresión alcanzan un $L_c = 0.002$, micro grietas longitudinales se desarrollan, reduciendo la capacidad del concreto para la compresión y particularmente la resistencia a tensión. Al revertirse la dirección de los momentos, el concreto que previamente estaba en compresión en la zona de traslape se somete a tensión, alcanzando una resistencia a tensión reducida en la zona de empalme, esto es obtenido a partir de la ecuación 2.6.6. A medida que la respuesta cíclica continúa a mayores niveles de ductilidad, la capacidad del

empalme se degrada completamente, y ningún esfuerzo puede ser transferido a través del empalme.

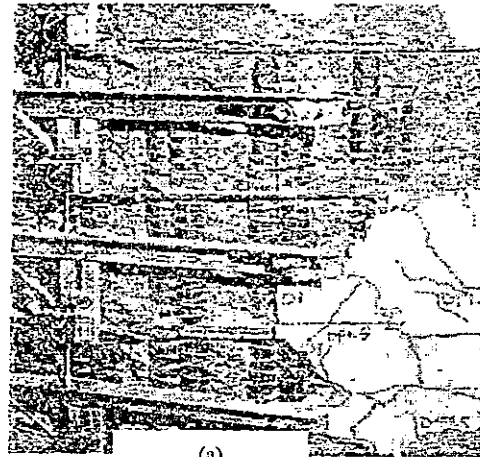
La respuesta de una columna circular con zonas de empalme en la base sometida a desplazamientos inelásticos cíclicos se muestra en la figura 2.6.1. la columna tiene capacidad de soportar un momento máximo cercano a la resistencia a flexión teóricamente calculada en base a la resistencia medida de los materiales, pero se degrada rápidamente bajo la respuesta cíclica.

2.6.4.5 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE LAS JUNTAS PLASTICAS.

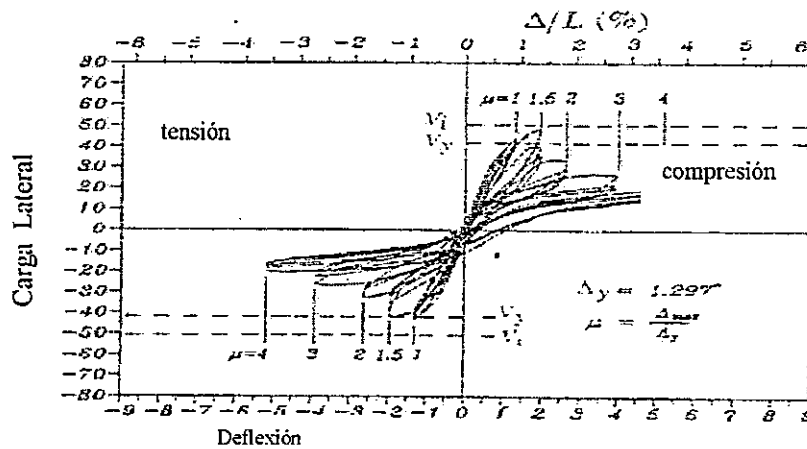
a) **Secciones sin reforzamiento empalmado:** la capacidad de rotación plástica puede ser encontrada usando la ecuación para deformaciones unitarias últimas a compresión:

$$L_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} L_{su} / f'_{cc} \quad \text{Ec. 2.6.7}$$

Sin embargo, para evaluar pasos a desnivel existentes un limite inferior de $L_{cu} = 0.005$ deberá ser adoptado. Esto se debe al examen de una gran cantidad de datos experimentales indicando que la caída incipiente del recubrimiento del concreto no se inicia antes que este valor de deformación unitaria sea alcanzado. Pruebas en columnas pobremente confinadas indican que el desplazamiento teórico último basado en $L_{cu} = 0.005$ provee un estimado conservativo de la respuesta real.



(a)
Razón de Deriva



(b)

FIG. 2.6.1 FALLA DE UNA COLUMNA CIRCULAR EMPALMADA EN LA BASE

(a) DEGRADACIÓN DEL EMPALME. (b) RESPUESTA LATERAL FUERZA – DESPLAZAMIENTO.

En general, los elementos críticos serán juntas plásticas potenciales en columnas, y un análisis de relación momento- curvatura deberá realizarse para determinar la respuesta inelástica apropiada para incorporarla en análisis de colapso plástico.

El objetivo es producir una simple relación bilineal aproximada de momento – curvatura de la respuesta, como se muestra en la figura 2.6.2.

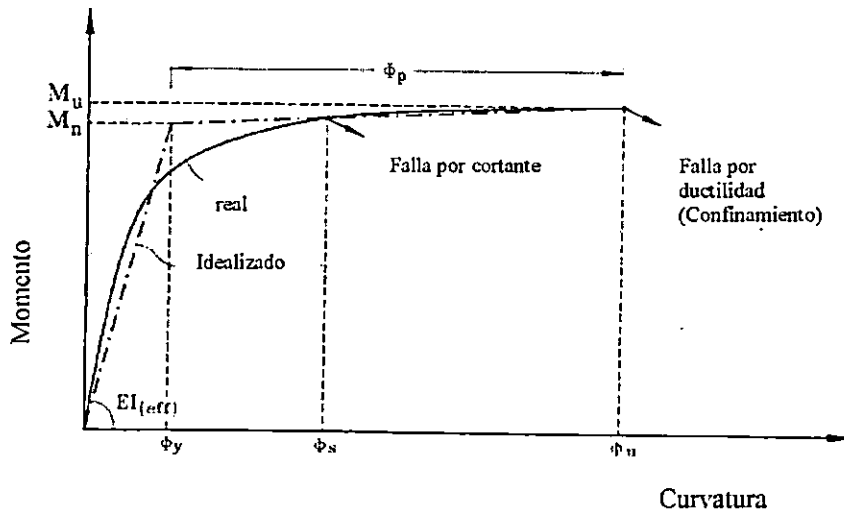


FIG. 2.6.2 IDEALIZACIÓN DE LA RESPUESTA MOMENTO-CURVATURA PARA EVALUACIÓN.

Para secciones pobremente confinadas con $\epsilon_{cu} = 0.005 M_u$ es aproximadamente igual a M_n y la respuesta elasto-plástica es apropiada. La figura 2.6.2 incluye la posibilidad de reducir la capacidad de ductilidad flexionante, y como resultado una falla por cortante puede ocurrir.

Durante el análisis del colapso plástico, la rigidez elástica del miembro puede ser basada en la rigidez efectiva $EI_{eff} = M_n / \phi_y$. Después que la junta plástica se ha formado en el miembro se adopta una rigidez efectiva reducida:

$$EI_p = (M_u - M_n) / (\phi_u - \phi_y) \quad \text{Ec. 2.6.8.}$$

Para una respuesta plástica perfectamente elástica esta rigidez será cero, y el comportamiento para el incremento en la rotación es aquella equivalente al de una junta plástica.

b) Secciones con refuerzo empalmado: como fue discutido en la sección 2.6.4.5 la resistencia a flexión de la columna con empalmes en la base se degradaran a partir de una resistencia inicial M_s hasta una resistencia residual M_r a medida que la respuesta inelástica cíclica se desarrolle. Para secciones donde la falla del empalme se inicia antes que la resistencia a flexión nominal completa se alcance, los resultados experimentales permiten considerar una capacidad a ductilidad de la curvatura efectiva de: $\mu_o = 8.0$ cuando se alcanza la capacidad residual de M_r .

Cuando la falla del empalme ocurre después que la capacidad nominal M_n se alcanza la capacidad residual se desarrolla en una curva de ductilidad mayor.

Basados en estas observaciones, un modelo describiendo la respuesta momento-curvatura de diferentes categorías de juntas plásticas es mostrado en la figura 2.6.3, donde cuatro condiciones diferentes son descritas. Todas tienen igual rigidez elástica inicial. La línea 1 es una representación bilineal de la respuesta de una sección comparativamente bien confinada. La capacidad de momento nominal M_n se alcanza en una capacidad a ductilidad de curva de: $\mu_o=1.0$ y la capacidad de momento último se incrementa hasta M_u y una capacidad de ductilidad: μ_1 , resultante del endurecimiento y los efectos por confinamiento.

La línea dos representa una columna pobremente confinada sin empalmes en la región de junta plástica. La resistencia última M_u es igual a la resistencia nominal M_n , y la capacidad de ductilidad de ductilidad máxima: μ_2 , correspondiente a un $\epsilon = 0.005$.

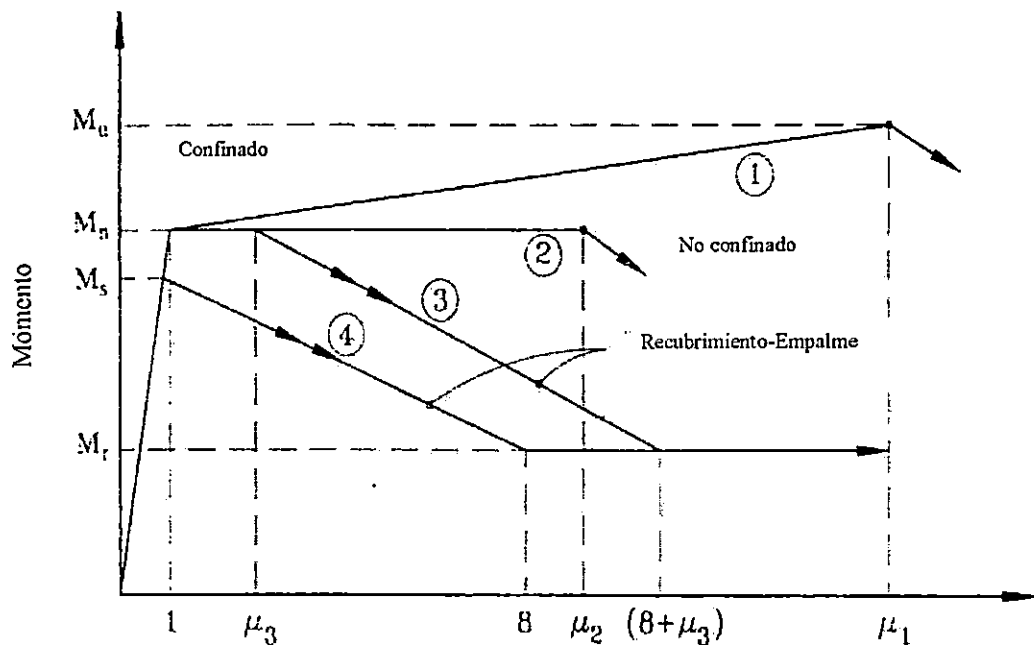


FIG. 2.6.3 CURVATURA DE DUCTILIDAD DE DIFERENTES SECCIONES DE COLUMNAS.

Cuando el límite de ductilidad para la línea 1 ó 2 se ha alcanzado, la resistencia se degrada rápidamente debido al rompimiento del núcleo de concreto, el pandeo del refuerzo longitudinal, y el estado de control de daños se alcanza.

La línea 3 y 4 representan diferentes posibilidades para la respuesta del empalme. La línea 4 representa la degradación donde la Ec. 2.6.6 indica que la capacidad de momento nominal M_n no será alcanzada.

La línea 3 representa la degradación de una columna con empalmes donde la Ec.2.6.6 indica que el refuerzo a fluencia del refuerzo longitudinal será desarrollado. La capacidad a momento nominal M_n se alcanza y la degradación inicia cuando la ductilidad de la curvatura: μ_3 correspondientes a la deformación unitaria de la fibra extrema a compresión

de $M_c=0.002$ se alcanza. La capacidad se degrada a la resistencia residual M_r en una ductilidad por curvatura de: $\mu_4=8+ \mu_3$. Aún cuando la evidencia experimental indica que una capacidad residual M_r puede ser sostenida mientras que las ductilidades de curvatura más allá de: $\mu_\phi=8.0 (8+ \mu_3)$, la base de datos es pequeña y se recomienda que este sea considerado como la curvatura última para la evaluación del estado límite de control de daños.

Grandes ductilidades pueden ser aceptadas al evaluar el estado límite de supervivencia.

Aún cuando las características de la curvatura de momento de las líneas 3 y 4 de la figura 2.6.3 tienen rigidez negativa durante la falla del empalme, es casi posible que la estructura en conjunto tenga rigidez positiva como consecuencia del incremento en el momento en otras secciones críticas, y por lo tanto la falla en los empalmes en un elemento no necesariamente implica que el estado límite de control de daños sea alcanzado.

2.6.4.6 RESISTENCIA DE LAS FUNDACIONES.

La respuesta sísmica general de las fundaciones incluye efectos de flexión, cortante y el comportamiento de la junta. Esta información es relevante para evaluar el desempeño de una fundación de un paso a desnivel existente. Sin embargo, al igual que con otras áreas del desempeño del paso a desnivel, es apropiado ser menos conservativo durante la evaluación que durante el diseño. Como consecuencia vale la pena invertir mas tiempo en una evaluación detallada del desempeño esperado de la zapata para reducir costos de

reforzamiento innecesarios. En este contexto es valioso señalar que existen muy pocos reportes de falla en las fundaciones, excepto las causadas por la licuefacción o deslizamiento del suelo en pendientes.

2.6.4.7 EVALUACIÓN DE ESTRIBOS.

En la evaluación global de pasos a desnivel, quizás los puntos más críticos de ser cuantificados son la resistencia y la rigidez de la conexión estribo-superestructura. Esto tiene influencias críticas en el desarrollo de fuerzas y deformaciones desarrolladas en los apoyos internos.

La evaluación de la resistencia de los elementos del estribo influenciados por los efectos de interacción suelo-estructura pueden inevitablemente ser menos precisos que con las partes sencillas de los pasos a desnivel. Las áreas que frecuentemente se encuentran deficientes son: la conexión entre muro del ala (muro de defensa) y el muro de retención influenciados por el momento de llegada, la resistencia de la traba sísmica localizada en la superestructura que soporta la respuesta transversal es transmitida al estribo, la capacidad del muro de retención en contra de la presión pasiva generada por los movimientos de la superestructura. Podrá notarse que daños severos en los estribos en los estribos son comunes en los sismos, raramente resulta en fallas catastróficas, debido a que desplazamientos relativamente pequeños se ven involucrados.

2.6.5 EVALUACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA DE ACERO.

Los principios para evaluación sísmica de pasos a desnivel con superestructura de acero son los mismos que los utilizados para pasos a desnivel de concreto. Si se espera que la superestructura se mantenga elástica para los niveles de fuerza inercial, la respuesta del puente será elástica, o una respuesta dúctil de la subestructura ocurrirá. Un análisis inicial será buscar una representación de la rigidez de la superestructura para poder estimar la respuesta de la subestructura. La superestructura puede ser evaluada bajo los niveles de fuerza inercial correspondientes, para realizar una alta estimación de la resistencia de la subestructura.

Necesidades particularmente importantes serán la situación de la transferencia de fuerzas de la superestructura a los apoyos de la subestructura.

Es común encontrar que el sistema lateral de arriostamiento en los apoyos sea inadecuado para transferir completamente las fuerzas de inercia, conduciendo a un pandeo del sistema. Similarmente, para el arriostamiento a lo largo de todo el claro donde están actuando el conjunto de todas las fuerzas de inercia, será evaluada cuidadosamente la transferencia de fuerzas a los apoyos.

CAPITULO III

SELECCIÓN, MODELAJE Y ANALISIS DE ESTRUCTURAS.

3.1 GENERALIDADES DEL MODELAJE Y ELEMENTOS UTILIZADOS.

3.1.1 Generalidades del Modelaje.

Una de las etapas más importantes del estudio de los pasos a desnivel se centra en el análisis y modelaje de los mismos, para obtener la cuantificación de la respuesta sísmica en términos de desplazamientos globales, fuerzas en miembros, y deformaciones locales; los cuales se cumplen con la ayuda de modelos matemáticos tridimensionales y técnicas de análisis a través del SAP2000 en su versión 7.10. Así, similar a la selección del diseño conceptual y el detallado, el modelaje y el análisis deben ser una parte integrada de la evaluación sísmica global del paso a desnivel y debe proporcionar las herramientas necesarias para cuantificar las demandas sísmicas.

Para seleccionar el modelo más apropiado y el tipo de análisis, se requiere un entendimiento a fondo de lo siguiente: 1) el proceso de diseño sísmico global del paso a desnivel, 2) la respuesta dinámica de la estructura del paso a desnivel bajo cargas sísmicas, 3) las consecuencias de la inexactitud en las asunciones del modelado, y 4) los modelos y las técnicas de análisis disponibles con todas sus limitaciones.

Además, a pesar de la disponibilidad de modelos y herramientas de análisis avanzados, todavía existen muchas características sísmicas de la respuesta de los pasos a desnivel donde el entendimiento físico limitado del mecanismo de respuesta real, evita o invalida la aplicación de modelos matemáticos complejos. Las áreas problemáticas que durante el modelado y análisis de la respuesta sísmica de los pasos a desnivel necesitan más allá del entendimiento, el desarrollo y las mejoras que se hagan, son entre otros: 1)

interacción suelo – estructura en estribos y pilas, 2) la caracterización del movimiento de las juntas, y además, 3) la interacción dinámica de secciones del paso a desnivel con características diferentes de respuesta y/o excitaciones no sincronizadas de terremotos.

Dentro del proceso de análisis sísmico de los pasos a desnivel, el modelo es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y el comportamiento característico del prototipo de la estructura a analizar. La formulación de un modelo matemático para describir el dominio geométrico del prototipo de la estructura es referido a una discretización desde que se usan elementos discretos para capturar su comportamiento. La opción correcta del modelado y de las herramientas de análisis depende de:

1. la cantidad de la respuesta deseada para el cual se ha realizado el análisis del paso a desnivel y el nivel de exactitud necesitada.
2. La importancia de la estructura y cual es el grado en que pueden obtenerse mejores resultados a través del uso de herramientas más complejas.

3.1.2 Elementos utilizados en el modelaje.

Para obtener una respuesta apegada al comportamiento real de la estructura se han utilizado diferentes herramientas para el modelaje, dichas herramientas son: elementos de marco, elementos de shell, elementos sólidos y elementos Nlink.

A continuación se describen cada uno de los elementos utilizados en el modelado de las estructuras de pasos a desnivel y que a la vez utiliza el programa SAP2000:

a) **Elementos de Marco:** los elementos de marco son utilizados para modelar el comportamiento viga – columna, pilastras, pilotes y armaduras, tanto para estructuras planas como estructuras tridimensionales, ya que este tipo de elementos pueden incluir los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortantes biaxiales. Un elemento de marco es modelado como una línea rígida conectada entre dos juntas y para la definición de las propiedades, de las cargas y la correcta interpretación de las acciones internas que se desarrollan, cada elemento de marco tiene su propio sistema local de coordenadas, tal como se muestra en la Fig. 3.1.1.

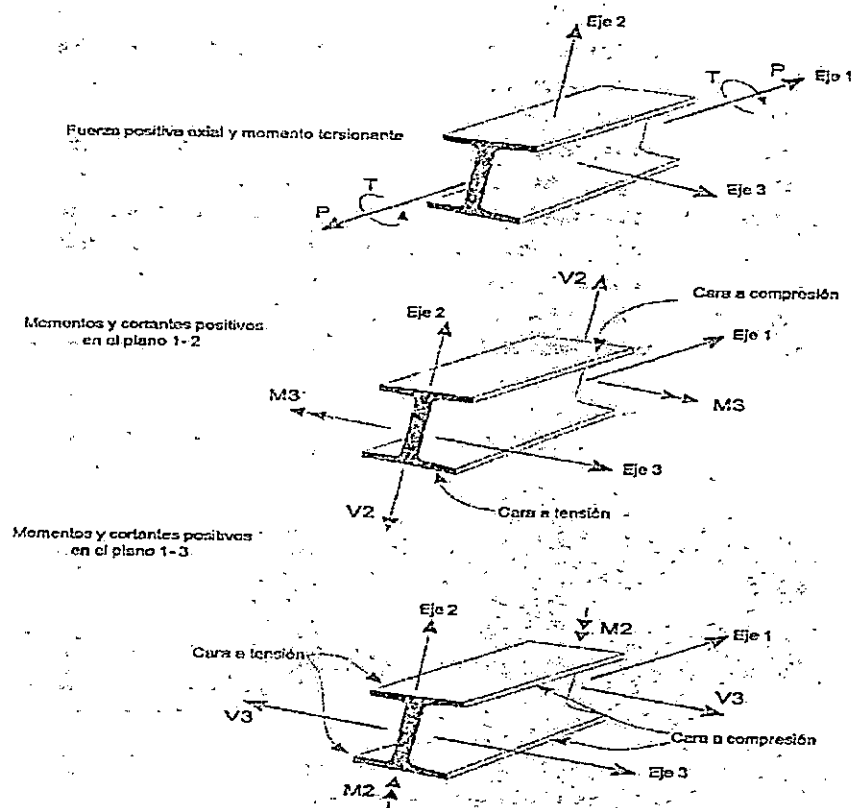


FIG.3.1.1 ORIENTACIÓN DE LAS FUERZAS EN ELEMENTOS DE MARCO DE ACUERDO AL SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES

El elemento de marco puede ser prismático o no prismático. La formulación no prismática permite a la longitud del elemento ser dividida en cualquier número de segmentos sobre los cuales las propiedades pueden variar. La variación de la rigidez flexionante puede ser lineal, parabólica o cúbica sobre cada segmento de la longitud. Las propiedades de la rigidez axial, cortante, torsional, masa y peso, todas varían linealmente sobre cada segmento.

b) Elementos Sólidos: éstos elementos son utilizados para modelar estructuras sólidas tridimensionales definidas por 6 y 8 juntas previamente establecidas; el sistema de coordenadas locales para cada elemento sólido es idéntico al sistema global de coordenadas, se les puede asignar cualquier tipo de carga, más precisamente, a las juntas que definen estos elementos y la dirección de los esfuerzos internos se representa en la Fig. 3. 1.2.

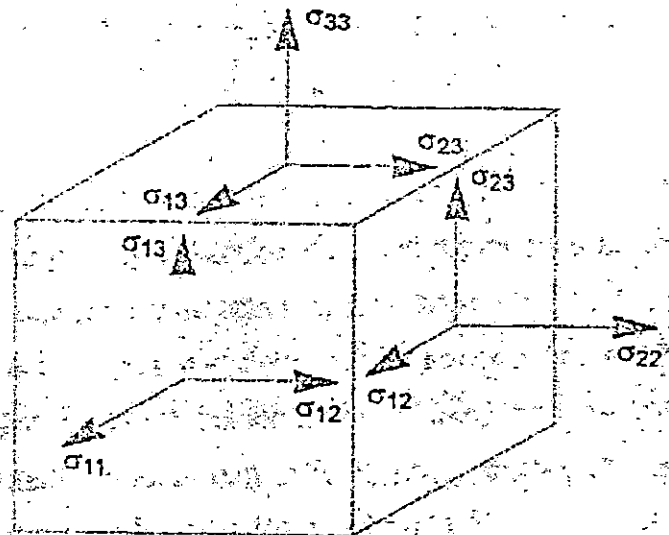


FIG. 3.1.2 ORIENTACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN ELEMENTOS SÓLIDOS DE ACUERDO AL SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES.

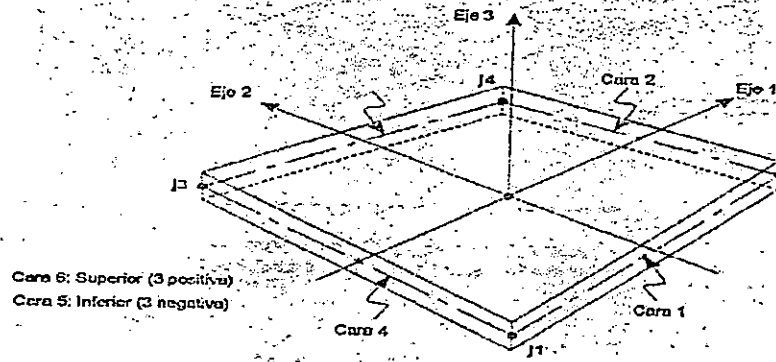
Los elementos sólidos pueden ser utilizados para el modelaje de: pilas, estribos, zapatas, etc.; y proporcionan la mayor parte de rigidez a la estructura del paso a desnivel. Para que la precisión de los resultados sea adecuada, la geometría de dicho elemento sólido tiene que ser rectangular y cumplir con algunas condiciones geométricas:

- El ángulo interior en cada esquina de dos caras convergentes debe ser menor de 180° y se obtiene mejores resultados si dichos 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 y se obtiene mejores resultados si esta relación se acerca a la unidad o al menos es menor de 4.

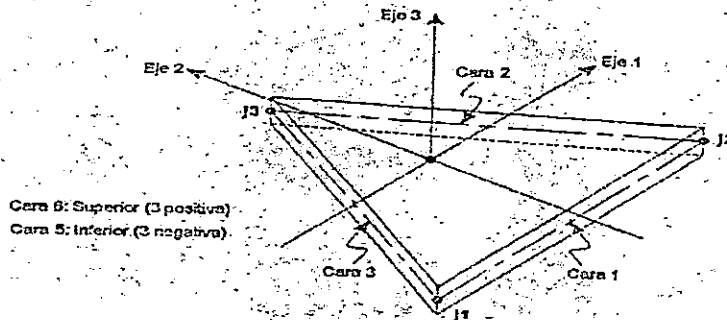
c) **Elementos de Shell:** los elementos de shell son utilizados para modelar el comportamiento de estructuras planas y tridimensionales; dichos elementos son una formulación de 3 o 4 juntas.

Las estructuras que pueden ser modeladas con elementos de shell son las siguientes: cascarones tridimensionales (tanques, domos), placas estructurales (losas de entrepiso, losas para calzada), membranas estructurales (paredes de corte, muros).

Cada elemento de shell posee su propio sistema de coordenadas locales para definir sus propiedades y cargas actuantes, así como la interpretación de las acciones internas, por defecto el sistema de ejes locales se orienta tal como se muestra en la Fig. 3.1.3. Las cargas que pueden ser asignadas a este tipo de elementos, además de su propio peso (el cual es calculado automáticamente) son: Cargas distribuidas en su superficie, presiones y cargas por temperatura. Las acciones internas y su nomenclatura se ilustran en la Fig. 3.1.4.



Elemento de placa con cuatro nodos



Elemento en placa de tres nodos

FIG. 3.1.3 SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES DE PLACAS Y CASCARONES.

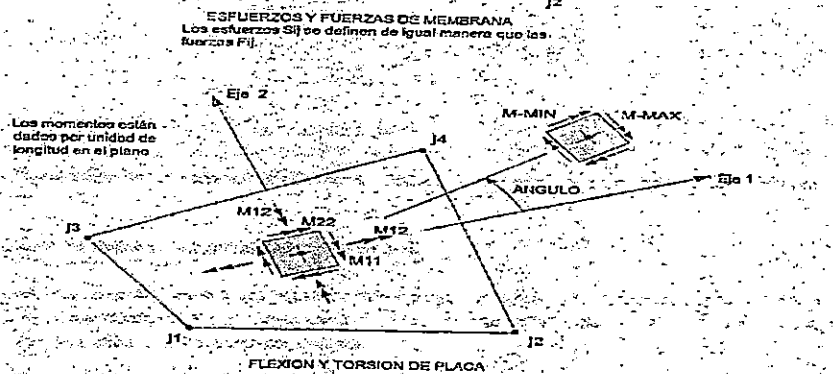
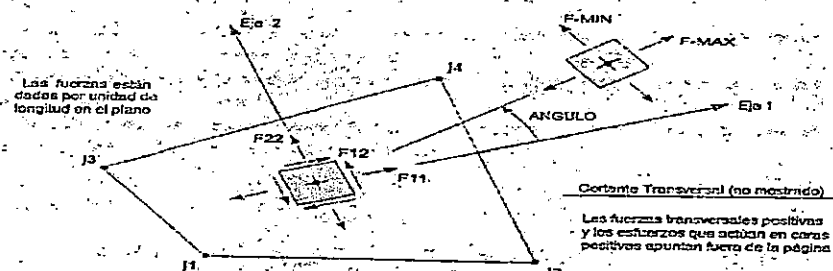


FIG. 3.1.4 ORIENTACIÓN DE LAS FUERZAS INTERNAS EN PLACAS Y CASCARONES DE ACUERDO AL SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES.

e) **Elementos NLLINK:** éste tipo de elementos por lo general se utilizan para simular los apoyos elastoméricos y amortiguadores; se representa en la unión entre vigas y cabezal de las pilas, y en las vigas y los estribos del paso a desnivel. El programa SAP2000 permite modelar a través de los elementos NLLINK los siguientes tipos de comportamiento no lineal: amortiguamiento visco – elástico, juntas en compresión y tensión, plasticidad uniaxial, plasticidad biaxial con aislamiento basal.

Para este caso en particular, se hizo uso de los elementos NLLINK identificados como: Isolator 1 y GAP.

Propiedades del GAP: El GAP es un elemento que posee su propio sistema de coordenadas locales para la obtención de los resultados y permite medir la deformación axial del elemento(ver Fig. 3.1.5) dándole propiedades no lineales en la dirección local U1, se conectan entre vigas – estribo y vigas – pila para poder determinar si la estructura golpea o no golpea cuando se somete a una excitación sísmica.

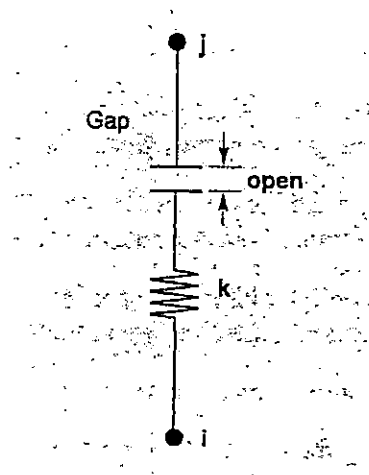


FIG. 3.1.5 REPRESENTACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL GAP.

Propiedades del Isolator 1: es un elemento que tiene las características, 1) flexión biaxial de histéresis acoplada a propiedades de plasticidad para las deformaciones por cortante y 2) rigidez lineal efectiva para las otras deformaciones. Este modelo de comportamiento no lineal ver Fig. 3.1.6 esta basado en lo propuesto por Wen (1976) y Park, Wen and Ang (1986) y recomendado para el aislamiento basal por Nagarajaiah, Reinhorn y Constantinou (1991). Este elemento se utilizó para la conexión entre las vigas y estribo, y vigas – pilas debido al tipo de apoyo que presentan cada una de las estructuras a analizar. Para el caso en particular se han utilizado solo las propiedades lineales de los elementos antes mencionados ya que las características de los materiales utilizados para los apoyos elastoméricos permiten grandes deformaciones y el análisis de la historia del tiempo se considera lineal.

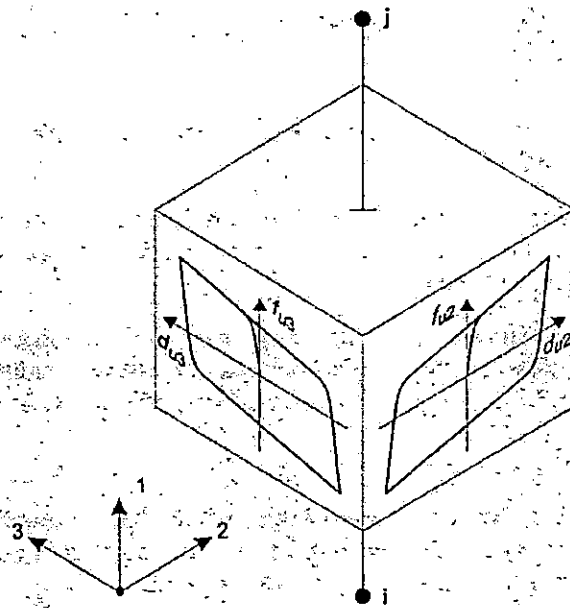


FIG. 3.1.6 REPRESENTACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL ISOLATOR 1.

3.2 CARACTERIZACION Y SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS A APLICAR EN LOS MODELOS.

Un acelerograma es la manera más completa para captar información sobre demandas sísmicas, cuando se realiza un análisis sísmico de cualquier estructura. Los parámetros comunes para caracterizar los acelerogramas son: aceleración máxima, velocidad y desplazamiento.

Los registros de los acelerogramas escogidos son los que se mencionan a continuación:

- Registros del terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986.
- Registro del terremoto de la zona de subducción del 19 de junio de 1982.

Los pasos a desnivel a analizar están situados en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), por lo tanto los registros del terremoto de San Salvador del 10 de octubre, son registros locales que representan de una manera real el comportamiento de una estructura dentro de esta área; Los registros seleccionados del sismo antes mencionado son los siguientes: Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), Hotel Camino Real (HCR), Instituto Geográfico Nacional (IGN); dichos registros son los que poseen mayor potencial destructivo mayor intensidad de áreas¹. En cuanto al registro de la zona de subducción, por ser un registro con características diferentes al anterior y el único que se posee hasta la fecha para este tipo de falla. Todos los acelerogramas corresponden al sótano del primer piso en el edificio donde fue registrado.

¹ Análisis Sísmico de Puentes Diseñados con Estribos Integrales.

Es práctica de la Ingeniería Sísmica emplear por lo menos tres registros de movimiento de la zona donde están emplazadas las estructuras consideradas o donde se prevé emplazarlas. A continuación se presentan las características principales de los acelerogramas de movimiento sísmico considerado:

3.2.1. Registros del acelerógrafo localizado en el Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG).

DATOS GENERALES:

Terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986.

Acelerógrafo ubicado en el primer piso, estación # 90006

Hipocentro: 13.67 N, 89.2 W, H = 8 Km

Período del instrumento = 0.0372 seg. Amortiguamiento = 0.59

Longitud registrada = 9.020 seg, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad y desplazamiento igual a 452, igualmente separados en intervalos de $t=0.02$ seg

COMPONENTE 1: 90° (N - S)

Aceleración pico = 680.797 cm/seg/seg (0.694g), en un tiempo de 1.52 seg

Velocidad pico = 80.040 cm/seg, en $t = 1.46$ seg

Desplazamiento pico = -11.901 cm, en $t = 1.18$ seg

COMPONENTE 2: VERTICAL

Aceleración pico = 381.18 cm/seg/seg (0.389g), en $t = 1.46$ seg

Velocidad pico = -10.858 cm/seg en $t = 1.42$ seg

Desplazamiento pico = 2.251 cm en $t = 4.36$ seg

COMPONENTE 3: 180° (E - O)

Aceleración pico = 411.734 cm/seg/seg (0.42g) en $t = 1.22$ seg

Velocidad pico = 61.818 cm/seg en $t = 2.14$ seg

Desplazamiento pico = -14.28 cm en $t = 1.84$ seg

3.2.2. Registro del acelerógrafo localizado en el Instituto Geográfico Nacional (IGN)

DATOS GENERALES:

Terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986.

Acelerógrafo ubicado en el primer piso, estación # 90005

Hipocentro: 13.67 N, 89.2 W, H = 8 Km

Período del instrumento = 0.0383 seg. Amortiguamiento = 0.61

Longitud registrada = 20.26 seg, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad y desplazamiento igual a 1014, igualmente separados en intervalos de $t=0.02$ seg

COMPONENTE 1: 270° (N - S)

Aceleración pico = -524.451 cm/seg/seg (-0.53g), en un tiempo de 1.86 seg

Velocidad pico = -72.731 cm/seg, en $t = 2.00$ seg

Desplazamiento pico = -10.567 cm, en $t = 2.20$ seg

COMPONENTE 2: VERTICAL

Aceleración pico = 437.30 cm/seg/seg (0.446g), en t = 2.00 seg

Velocidad pico = -18.28 cm/seg en t = 1.96 seg

Desplazamiento pico = 2.082 cm en t = 1.62 seg

COMPONENTE 3: 180° (E - O)

Aceleración pico = 391.650 cm/seg/seg (0.40g) en t = 2.28 seg

Velocidad pico = -56.08 cm/seg en t = 2.00 seg

Desplazamiento pico = -17.798 cm en t = 2.26 seg /

3.2.3. Registro del acelerógrafo localizado en el Hotel Camino Real (HCR)

DATOS GENERALES:

Terremoto de San Salvador del 10 de octubre de 1986.

Acelerógrafo ubicado en el sótano, estación # 90014

Hipocentro: 13.67 N, 89.2 W, H = 8 Km

Período del instrumento = 0.0397 seg. Amortiguamiento = 0.59

Longitud registrada = 21.30 seg, puntos de instrumento para datos de aceleración, velocidad y desplazamiento igual a 1066, igualmente separados en intervalos de t=0.02 seg

COMPONENTE 1: 90° (N - S)

Aceleración pico = 338.679 cm/seg/seg (0.345g), en un tiempo de 2.20 seg

Velocidad pico = -32.255 cm/seg, en t = 1.62 seg

Desplazamiento pico = -4.212 cm, en t = 1.82 seg

COMPONENTE 2: VERTICAL

Aceleración pico = 249.731 cm/seg/seg (0.255g), en t = 3.16 seg

Velocidad pico = -13.338 cm/seg en t = 1.16 seg

Desplazamiento pico = -2.51 cm en t = 1.46 seg

COMPONENTE 3: 0.00° (E - O)

Aceleración pico = 421.069 cm/seg/seg (0.429g) en t = 2.18 seg

Velocidad pico = -45.507 cm/seg en t = 1.96 seg

Desplazamiento pico = -13.442 cm en t = 2.12 seg.

3.2.4. Registro de la Zona de Subducción (ZSUB.)

DATOS GENERALES:

Terremoto de la zona de subducción, 19 de junio de 1982.

Longitud registrada = 91.80 seg, puntos del instrumento para datos de aceleración, velocidad y desplazamiento = 9181, igualmente espaciados en intervalos de t = 0.01 seg.

COMPONENTE 1: 270° (N - S)

Aceleración pico = -0.1699g, en un tiempo de 26.16 seg

Velocidad pico = 28.1324 cm/seg, en t = 30.15 seg

Desplazamiento pico = -11.3013 cm, en t = 29.38 seg

COMPONENTE 2: VERTICAL

Aceleración pico = - 0.1169g, en t = 28.03 seg

Velocidad pico = 15.5824 cm/seg en t = 27.30 seg

Desplazamiento pico = 13.4128 cm en t = 28.0 seg

COMPONENTE 3: 0.00° (E – O)

Aceleración pico = 0.1874g, en t = 18.51 seg

Velocidad pico = 25.069 cm/seg en t = 28.37 seg

Desplazamiento pico = 7.769 cm en t = 37.35 seg

3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS PASOS A DESNIVEL A ANALIZAR.

3.3.1 PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA 49ª AVENIDA SUR Y 6ª 10ª CALLE PONIENTE.

3.3.1.1 Descripción General.

El diseño y construcción del presente proyecto fue desarrollado por el Ministerio de Obras Públicas, a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, para ser implementada en la intersección de la 49ª Av. Sur y 6ª 10ª Calle Poniente del Área Metropolitana de San Salvador como una alternativa de solución al problema vial que se genera en dicha área contemplado dentro del Plan Maestro de Transporte del Área Metropolitana de San Salvador. Según el estudio realizado por el Ing. Rolando Alberto Aguilar Colato, el período del suelo donde está ubicado dicha estructura es $T = 0.206$ seg. Mientras que un estudio realizado por un consorcio italiano determino para la misma zona, que el período dominante del suelo se encuentra en un rango de $T_0 = 0.20$ seg. a $T_1 = 0.60$ seg.

3.3.1.2 Descripción Estructural.

En una forma general, la estructura consta de cinco claros que son separados por una junta de dilatación transversal de durapax con una abertura de una pulgada justo sobre cada pilastra. La longitud de cada claro es variable y va desde una longitud de 15.0 mts hasta una longitud de 22.0 mts, además tiene un ancho de rodamiento de 7.30 mts. El sistema estructural que forma dicho paso a desnivel es un sistema simplemente apoyado

en donde las vigas descansan sobre placas de neoprene cuyo espesor es de 1 a 2 pulgadas y sus dimensiones de 20 x 40 cm.

Los detalles de las vistas tanto en elevación como en planta se presentan en los Anexos 3.3.1.1a y 3.3.1.1b, respectivamente. Los elementos que conforma la estructura del paso a desnivel se pueden dividir en:

Superestructura:

- La losa es de concreto reforzado con un espesor de 25.0 cm con $f'c = 280 \text{ Kg./cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 2800 \text{ Kg./cm}^2$, la cual se apoya sobre una prelosa formada por losetas prefabricadas y tiene una pendiente transversal de 1.5%. La sección transversal de la losa se muestra en el Anexo 3.3.1.2.
- Las vigas longitudinales son de acero estructural A36. Son de dos tipos, la W24x104 con una longitud de 50.0 pies (15.24 mts) y la W30x116 con una longitud de 72.0 pies (21.95 mts). Son un total de siete vigas espaciadas a 1.152 mts. El detalle de las vigas se muestra en el Anexo 3.3.1.3
- En el sentido transversal consta de canales C12x30 ubicados entre las vigas longitudinales como diafragmas y con espaciamiento variable a lo largo del claro.
- La unión viga – losa está formada por pernos de 7/8 de pulgada y una altura de 10.0 cm, con un espaciamiento variable.

Subestructura:

- El paso a desnivel es sostenido por cuatro pilastras de altura variable, las pilastras tienen un ancho de 4.50 mts en el sentido transversal y 0.80 mts en el sentido longitudinal, y formado por un cabezal de 8.10 mts en el sentido transversal y 1.70 mts en el sentido longitudinal. El cabezal está compuesto de un parapeto que sirve de separador entre cada claro con un ancho de 0.30 mts y unas trabas sísmicas en los laterales con un ancho de 0.40 mts y una altura de 0.30 mts. Las pilastras son sostenidas por zapatas de 4.50 mts de ancho y 8.10 mts de largo (en el sentido transversal del paso a desnivel), y un espesor de 0.75 mts. Ver los detalles en el Anexo 3.3.1.4
- En los extremos se tienen dos estribos. Para este caso, el estribo oriente tiene una altura de 2.707 mts y de sección variable, y un ancho de 8.10 mts. El capitel de dicho estribo tiene los mismos componentes del cabezal de las pilastras, está sostenido por una zapata de 4.30 mts de ancho, 8.10 mts de largo y 0.60 mts de espesor, desplantada sobre un emplantillado de concreto ciclópeo. En cambio el estribo poniente está conformado por cuatro columnas circulares de concreto reforzado, con un diámetro de 0.80 mts separadas a cada metro, con una altura de 4.310 mts, en su extremo superior están unidas por una viga de asiento de 1.0 x 1.0 m y una longitud de 8.10 mts, en sus extremos también esta compuesta por trabas sísmicas de igual dimensión que las del cabezal de la pilastra. Está fundado en una zapata rectangular de 5.70 mts de ancho, 8.10 mts de largo y un espesor variable que va desde 0.60 mts hasta 1.0 m; y al igual que el estribo oriente esta desplantada sobre un emplantillado de concreto ciclópeo. Para los detalles ver Anexo 3.3.1.5

3.3.1.3 Elementos utilizados en el Modelaje del Paso a Desnivel ubicado en la Intersección de la 49ª Avenida Sur y 6ª10ª Calle Poniente.

La estructura del paso a desnivel se considera completamente empotrada, tanto las pilastras como los estribos y los elementos que proporciona el SAP2000 en su versión 7.10 que se utilizaron para el modelaje de los elementos estructurales son:

- Tanto para la losa como para las vigas metálicas que conforman la superestructura, se utilizaron elementos de shell y para la unión viga – losa se utilizó elementos de marco como conectores.
- Para simular los diafragmas que están localizados entre las vigas metálicas y que se encuentran espaciados a lo largo de toda la longitud, también se utilizaron elementos de marco, al igual que la conexión de la viga con las pilastras y los estribos con sus respectivas propiedades que nos permitan medir el desplazamiento en dicha región.
- En cuanto a la Subestructura que la conforman tanto las pilastras, los estribos y las zapatas, se utilizaron elementos sólidos y que a la vez proporcionan mayor rigidez al sistema.

3.3.2 PASO A DESNIVEL UBICADO EN EL MONUMENTO AL HERMANO LEJANO.

3.3.2.1 Descripción General.

El diseño y construcción del presente proyecto fue desarrollado por el Ministerio de Obras Públicas, a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, para ser implementada en la intersección de la 49° Av. Sur y el Monumento al Hermano Lejano del Área Metropolitana de San Salvador, bajo el nombre de “Mejoramiento del Paso a Desnivel en la intersección del Monumento del Hermano”, como una alternativa para el mejoramiento del flujo vehicular de la zona ya que es una de las intersecciones con mayor afluencia de vehículos y donde convergen arterias de gran importancia como: Boulevard de los Próceres, Calle Monserrat, Autopista a Comalapa y la 49ª Avenida Sur.

Según el estudio realizado por el Ing. Rolando Alberto Aguilar Colato, el período del suelo donde está ubicado dicha estructura es $T = 0.62$ seg. Mientras que un estudio realizado por un consorcio italiano determino para la misma zona, que el período dominante del suelo se encuentra en un rango de $T_0 = 0.20$ seg. a $T_1 = 0.60$ seg.

3.3.2.2 Descripción Estructural.

Este paso a desnivel consta de nueve claros con longitudes variables. La separación en cada claro se hace por medio de una junta de dilatación de 4 cm justo sobre los cabezales de las pilastras N° 4 y 7 y también en los apoyos de los estribos. Tiene un ancho de rodamiento de 7.60 mts. Las vigas se apoyan sobre apoyos elastoméricos

formados por 3 placas de neoprene y 4 placas de acero A36, haciendo un espesor de 5.7 cm con dimensiones de 25 x 40 cm.

Los detalles generales del paso a desnivel tanto en elevación como en planta, se muestran en los Anexos 3.3.2.1a y 3.3.2.1b respectivamente. Los elementos que conforman el sistema estructural global se pueden dividir en:

Superestructura:

- La losa tiene un espesor de 16.0 cm, la cual está colada monolíticamente a los diafragmas ubicados sobre los cabezales de las pilastras que le da continuidad al sistema. El concreto utilizado tiene una resistencia de $f'c = 280 \text{ Kg./cm}^2$ y acero de refuerzo con un $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$. La sección transversal se muestra en el Anexo 3.3.2.2.
- Las vigas longitudinales son de concreto preesforzado tipo cajón, cuyas dimensiones se muestran en el Anexo 3.3.2.3 y están compuestas de 28 torones de acero de preesfuerzo de $\frac{1}{2}$ Pulg con una resistencia última de 19000 Kg./cm^2 y el concreto tiene un $f'c = 350 \text{ Kg./cm}^2$ y un $f'ci = 315 \text{ Kg./cm}^2$.
- El sistema cuenta también con diafragmas de concreto ubicados justo sobre los ejes de las pilastras N° 2,3,5,6,8 y 9 que le dan continuidad al sistema, a la vez se localizan otros diafragmas de concreto en los extremos de las vigas cajón ubicadas en las pilastras N° 4 y 7, así como también en los apoyos de los estribos. Los detalles se muestran en el Anexo 3.3.2.4.

Subestructura:

- El paso a desnivel está sostenido por 8 pilastras que varían en altura de 6.0 a 13 mts. Las pilastras son circulares con un diámetro de 1.8 mts. En la parte superior cada pilastra está formada por un cabezal que sirve de apoyo a las vigas. Las dimensiones del cabezal son: 8.0 mts en el sentido transversal del paso a desnivel y 1.90 mts en el sentido longitudinal y una altura de 1.875 mts. Las pilastras se apoyan en zapatas las cuales a su vez se apoyan sobre pilotes. Las dimensiones de la zapata son: 6.50 mts en el sentido transversal y 4.50 mts en el sentido longitudinal y una altura de 1.80 mts, la sección típica se muestra en el Anexo 3.3.2.5
- Además de las pilastras el sistema de apoyo del paso a desnivel cuenta con dos estribos de concreto que se apoyan en el sistema de tierra armada (ver Anexo 3.3.2.6)

NOTA: los pilotes y el efecto de la tierra armada no son considerados en el modelaje de la estructura del paso a desnivel.

3.3.2.3 Elementos Utilizados en el Modelaje del Paso a Desnivel ubicado en el monumento al Hermano Lejano.

La estructura del paso a desnivel se considera completamente empotrada, tanto las pilastras como los estribos y los elementos que proporciona el SAP2000 en su versión 7.10 que se utilizaron para el modelaje de los elementos estructurales son:

- Para la losa, se utilizaron elementos de shell y para la unión viga – losa se utilizaron elementos de marco como conectores.

- Para simular los diafragmas que están localizados entre las vigas metálicas y que se encuentran espaciados a lo largo de toda la longitud, también se utilizaron elementos de marco. Las vigas cajón de preesfuerzo, al igual que los diafragmas también se modelaron a través de elementos de marco.

- En cuanto a la Subestructura que la conforman tanto las pilastras, los estribos y las zapatas, se utilizaron elementos sólidos y que a la vez proporcionan mayor rigidez al sistema.

3.3.3 PASO A DESNIVEL DE LA INTERSECCIÓN ENTRE LA 49ª AVENIDA SUR Y 1ª CALLE PONIENTE.

3.3.3.1 Descripción General:

El diseño y construcción del presente proyecto fue desarrollado por el Ministerio de Obras Públicas y Transporte y Desarrollo Urbano; a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, para ser implementada en la intersección de la 49° Av. Sur y 1° Calle Poniente del Área Metropolitana de San Salvador.

Según el estudio realizado por el Ing. Rolando Alberto Aguilar Colato, el período del suelo donde está ubicado dicha estructura es $T = 0.206$ seg. Mientras que un estudio realizado por un consorcio Italiano determinó para la misma zona, que el período dominante del suelo se encuentra en un rango de $T_0 = 0.20$ seg. a $T_1 = 0.60$ seg.

3.3.3.2 Descripción Estructural.

Superestructura:

La superestructura de dicho paso a desnivel, está conformada por una losa de concreto reforzado con un ancho total de 4.60 mts y la longitud total del paso es igual a 101.15 mts, dicha losa tiene un espesor de 26.0 cm. El paso a desnivel está formado por 6 claros, de los cuales 5 tienen una longitud de 15.75 mts y el claro restante es de 22.4 mts (ver Anexo 3.3.3.1).

El sistema de soporte de la losa está conformado por cuatro vigas metálicas espaciadas entre sí 1.15 mts, centro a centro. Se utilizaron dos tipos de perfiles: el perfil W30 x 116 con una longitud de 72 pies en el claro de 22.4 mts con perfiles C15 x 40 como diafragmas a cada 5.364 mts, y el perfil W24 x 104 con una longitud de 50 pies en los tramos que tienen una longitud de 15.75 mts, y al igual que el perfil anterior, se utilizaron perfiles C12x30 a cada 4.898 mts como diafragmas. Además se utilizaron pernos NELSON STUDS con un ϕ 7/8" x 4" para la unión viga – losa(ver Anexos 3.3.3.2 y 3.3.3.3).

Subestructura:

- En los extremos se tienen dos estribos, constituidos por una estructura sólida apoyada directamente sobre un sistema de fundación por medio de zapatas, bajo la cual se encuentra un emplantillado de concreto ciclópeo. El estribo, en su parte superior cubre el ancho del paso a desnivel. Tiene un cabezal que sirve de apoyo a las vigas, dicho cabezal está constituido por un parapeto que limita el movimiento longitudinal y trabas sísmicas en los extremos que limitan el movimiento transversal.
- El paso a desnivel tiene cinco pilastras de altura variable, las cuales tienen forma elíptica; pero se ha considerado rectangular con un ancho de 2.50 mts en el sentido transversal y 0.80 mts en el sentido longitudinal y formado por un cabezal. El cabezal está compuesto de un parapeto que sirve de separador entre cada claro con un ancho igual a 0.30 mts y trabas sísmicas en los extremos con ancho de 0.285 mts y una altura igual a

0.611 mts. Las pilastras son sostenidas por zapatas de 4.60 mts en el sentido transversal y 4.0 mts en el sentido longitudinal, y un espesor de 0.50 mts.

Para todo el paso a desnivel se utilizó concreto de peso volumétrico normal igual a 2400 kg./m^3 y una resistencia $f'c = 280 \text{ kg./cm}^2$, el acero utilizado es grado 40 con una resistencia $f_y = 2800 \text{ kg./cm}^2$ y acero de refuerzo grado 60 con un $f_y = 4200 \text{ kg./cm}^2$ para las pilas, estribos y zapatas.

3.3.3.3 Elementos utilizados en el modelaje del Paso a Desnivel ubicado en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente.

Este paso a desnivel se consideró completamente empotrado y su modelaje fue de la manera siguiente:

- La Subestructura fue modelada a través de elementos sólidos, tanto para el sistema de fundación, pilas y estribos.
- La superestructura conformada por la losa y vigas fueron modelada mediante elementos shell.
- Los elementos rigidizantes, localizados entre los perfiles de las vigas y para la conexión de la losa y viga se utilizaron elementos de marco, al igual que para modelar el apoyo de conexión entre las pilastras y las vigas para poder medir el desplazamiento en este punto.
- Para medir si hay interacción entre el parapeto y las vigas cuando la estructura del paso a desnivel sea excitada sísmicamente, se utilizaron elementos GAP.

3.3.4 PASO A DESNIVEL DEL BARRIO LA VEGA.

3.3.4.1 Descripción General.

La construcción del presente proyecto se llevó a cabo en la intersección del Boulevard Venezuela con la Octava y Décima Avenida Sur y Avenida Cuba, en el Barrio la Vega del Área Metropolitana de San Salvador; quedando el paso elevado de Norte a Sur con sus respectivas incorporaciones y el paso inferior de Oriente a Poniente sobre el Boulevard Venezuela.

Según el estudio realizado por el Ing. Rolando Alberto Aguilar Colato, el período del suelo donde está ubicado dicha estructura es $T = 0.206$ seg. Mientras que para el estudio realizado por un consorcio italiano determino para la misma zona, que el período dominante del suelo se encuentra en un rango de $T_0 = 0.20$ seg. a $T_1 = 0.60$ seg.

3.3.4.2 Descripción Estructural.

La estructura de este paso a desnivel consta de 5 claros de diferentes longitudes y geometría (Ver anexo 3.3.4.1)

Superestructura:

El tablero del paso a desnivel en el sentido transversal esta constituido por una losa continua apoyada sobre vigas cajón prefabricadas (ver anexo 3.3.4.2 para detalle de viga cajón).

- En el sentido longitudinal la losa del tablero se subdivide de norte a sur; iniciando al sur con dos accesos: uno de Entrada sobre la Avenida Cuba con un ancho de 8.0 m Y una longitud de 24.275 m, la calzada de este tramo esta apoyada sobre 4 Vigas Cajón espaciadas entre sí 2.10 mts. Y uno de Salida sobre la Décima Avenida Sur con un ancho de 5.781 m. Y una longitud de 24.367 m, este tramo soporta la calzada sobre 3 Vigas Cajón separados 2.483 y 2.556 m respectivamente de centro a centro, ambos claros esviajados de los ejes globales de la estructura (Ver anexo 3.3.4.3 para la distribución y geometría de las Vigas Cajón)
- El tramo central de este paso esta ubicado entre la pila Norte y pila Sur con un ancho de 17.184 y 18.551 m respectivamente y una longitud de 25.538 mts. La calzada esta apoyada sobre 9 Vigas Cajón espaciadas según anexo 3.3.4.4 y 3.3.4.5.
- El extremo Norte del paso esta constituido por dos accesos uno de salida sobre la 10ª. Av. Sur con un ancho de 8.24 m y una longitud de 24.275 mts, la losa de este claro esta apoyada sobre 4 Vigas Cajón, espaciadas entre sí 2.20 mts. El extremo de entrada sobre la 8ª. Av. Sur con un ancho de 6.24 m y una longitud de 24.275 mts, Cuya calzada esta soportada por 3 Vigas Cajón espaciadas cada 2.20 mts. De centro a centro (ver anexo 3.3.4.6).

Todo el sistema de esta calzada esta formado por losa de concreto reforzado con un espesor de 0.30 mts. El sistema de Vigas Cajón descansa sobre almohadillas elastoméricas.

Subestructura:

Las fundaciones de este Paso esta conformado por zapatas de concreto reforzado de 5.5 x 1.4 x 2.75 mts. Con vigas de rigidez entre cada zapata de 4.0 x 1.22 x 3.10 mts; el sistema de soportes de las zapatas es a través de pilotes que descansan sobre un estrato de suelo rocoso (ver anexo 3.3.4.7).

Este sistema de fundación se aplica para lo concerniente a al pila Norte y pila Sur que es donde surge el sistema de pilas tipo "V" de sección 1.40 x 1.40 m con un ángulo de inclinación de 30°; el cabezal de estas pilastras esta conformado por vigas de concreto reforzado cuya distribución geométrica puede verse en anexos 3.3.4.4 y 3.3.4.5. Las secciones de las vigas de los cabezales de las pilas Norte y Sur pueden verse en el anexo 3.3.4.8.

Para los elementos colados in situ se utilizó concreto de peso volumétrico normal igual a 2400 kg./m³ y una resistencia $f'c = 280 \text{ kg./cm}^2$. Para los elementos pre - fabricados se utilizó también concreto de peso volumétrico normal igual a 2400 kg./m³ con una resistencia $f'c = 350 \text{ kg./cm}^2$.

El acero de refuerzo utilizado es grado 60 con una resistencia $f_y = 4200 \text{ kg./cm}^2$ y para el torón de preesfuerzo para las vigas cajón se utilizó según la norma ASTM A416 de baja relación y un $F_y \geq 17080 \text{ kg./cm}^2$.

3.3.4.3 Elementos utilizados en el modelaje del Paso a Dnivel Barrio la Vega.

- Elementos de Marco: Esta herramienta fue utilizada para el modelaje de la superestructura como son las vigas cajón, además se utilizó para el modelaje de los cabezales de la Pila Norte y Pila Sur respectivamente esto debido al sistema estructural, para la conexión Viga-Losa se utilizaron pequeños conectores (5cms) modelados también con esta herramienta.
- Elementos Sólidos: se utilizaron para modelar el sistema de fundaciones, y la Subestructura Pilas tipo “V” y estribos.
- Elementos Shell: Para este paso los elementos de Shell fueron utilizados para la modelación de la calzada del puente y losa de los cabezales Norte y Sur respectivamente, además se utilizó para modelar las vigas de rigidez del sistema de fundación.
- Elementos Nlink: Elementos GAP y elementos ISOLATOR 1.

Elementos GAP: Estos elementos se utilizaron para medir el desplazamiento que sufrirá dicha estructura cuando sea excitada sísmicamente y poder determinar si el sistema estructural viga-losa golpea o no contra los Estribos o Pilas.

Elementos ISOLATOR 1: Esta herramienta sirvió en el modelo para simular el sistema de apoyos elastoméricos sobre el cual están apoyadas las vigas cajón; y poder medir el desplazamiento que tendrán las vigas en el eje global “X”, equivalente al eje local U2 del elemento y determinar si las vigas se salen de su asiento o se mantienen estables.

3.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En esta sección, se hará un resumen de una manera cualitativa de los resultados correspondientes obtenidos del análisis lineal de los pasos a desnivel seleccionados. Los resultados se enfocan en identificar las deformaciones máximas y los esfuerzos máximos que se generan en los diferentes elementos estructurales que conforman dicha estructura vigas, losa, pilas y zapata, cuando estos son excitados por una acción sísmica representada a través de acelerogramas a partir de un conjunto de registros correspondientes al terremoto del 10 de octubre de 1986 y el correspondiente al de la zona de subducción, cuyas características fueron descritas anteriormente para cada registro considerado. Para el análisis se ha tomado en cuenta la combinación de la carga muerta en adición con la excitación sísmica.

Dentro de los resultados que pueden obtenerse del análisis sísmico realizado por el SAP2000, se encuentran: los periodos naturales de vibración y la respectiva masa para cada período en particular, además de las respectivas deformadas modales. El programa calcula los esfuerzos y deformaciones para todos los componentes estructurales del paso a desnivel para cada uno de los time – history definidos. Estos resultados serán obtenidos desde la parte gráfica y el archivo de salida con extensión. OUT.

Para la presentación de los resultados obtenidos del análisis sísmico considerando a la estructura completamente empotrada, para todos los pasos a desnivel se hará de la siguiente forma:

- Una tabla donde se muestran las razones modales de la masa participante para los 25 periodos considerados en el análisis del paso a desnivel correspondiente.

- Deformadas modales de los primeros cuatro modos de vibración.
- Análisis de los elementos NLLINK (Gap y Isolator 1).
- La variación de los esfuerzos que se generan en los puntos más importantes de los elementos estructurales, tales como: estribos, pilas, vigas y losa.

Al verificar los desplazamientos a los que estaría sometido el paso a desnivel al ser excitado sísmicamente, dicho análisis se centra en determinar si la dimensión de apoyo de las vigas es adecuada para que cuando se produzcan dichos desplazamientos las vigas tengan el soporte necesario y la superestructura en conjunto no falle, y también se toma en cuenta dentro de este análisis la abertura de las juntas para comprobar que no haya interacción en los tramos adyacentes de la losa. El análisis se lleva a cabo mediante la historia de la respuesta de los elementos Nllink utilizados para cada caso en particular.

3.4.1 PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA 49ª AVENIDA SUR Y 6ª 10ª CALLE PONIENTE.

3.4.1.1 Masa Participante.

El periodo de vibración obtenido es de 0.676 seg, la participación modal de la masa sísmica no cumple con el 90% de la masa participante en ninguna de las tres direcciones y para poder cumplir con dicho requisito se necesitaría establecer un mayor número de modos de vibración que los que se han propuesto, lo cual es una limitante debido al recurso computacional con el que se cuenta para el análisis. La dirección más excitada es la “X”, asociada a la dirección longitudinal, con un 68.3% y los modos que producen la mayor participación de masa en esta dirección son el segundo, tercero y décimo modo. Mientras que en la dirección “Y”, asociada a la dirección transversal, la participación de masa llega a un 47%, siendo el primer y quinto modo los que produce la mayor participación. La tabla 3.4.1.1 muestra las razones modales de masa para cada modo y acumulativa.

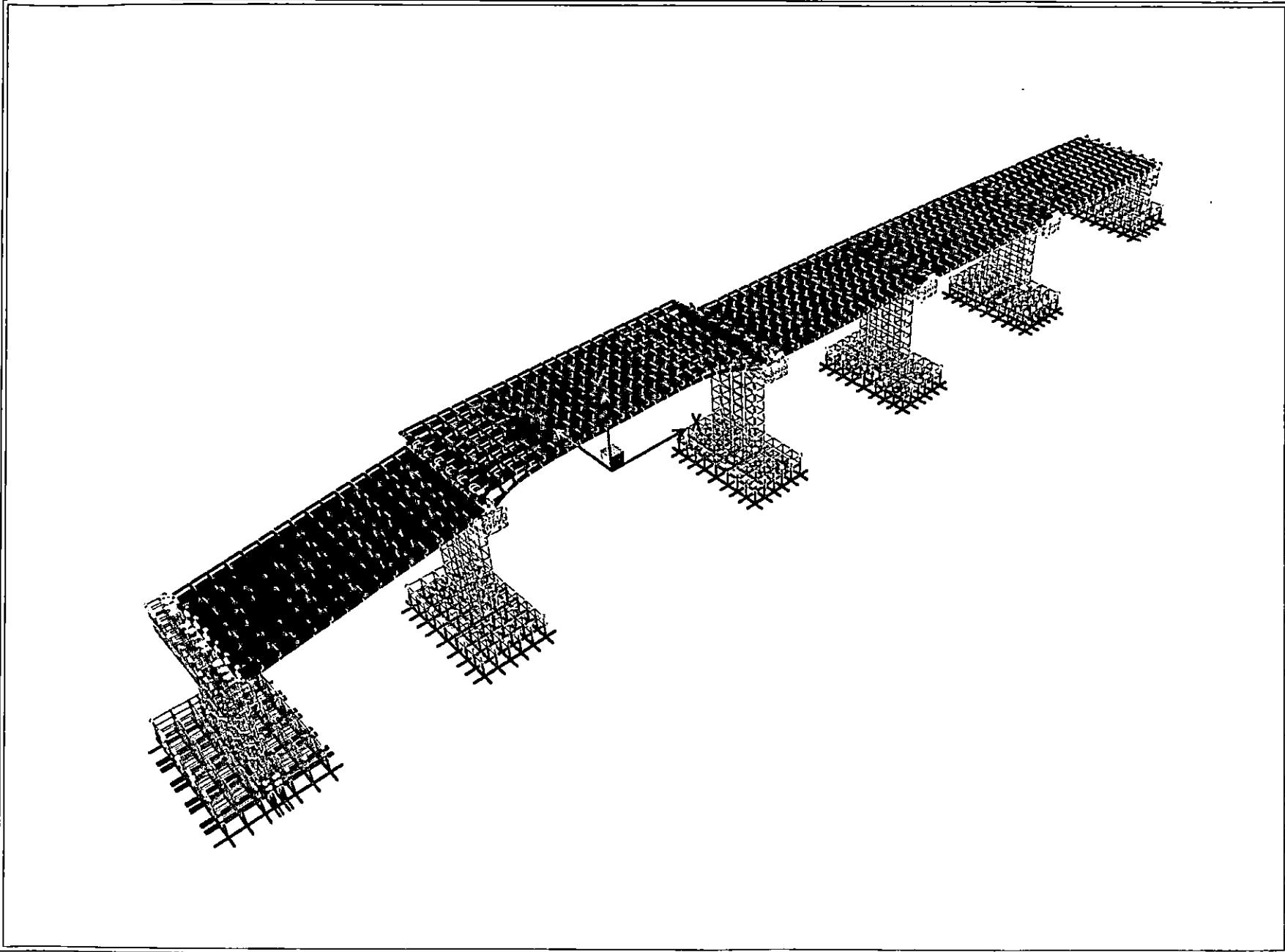
TABLA 3.4.1.1 PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA
PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCION DE LA 49° AVENIDA SUR
Y 6°10° CALLE PONIENTE.

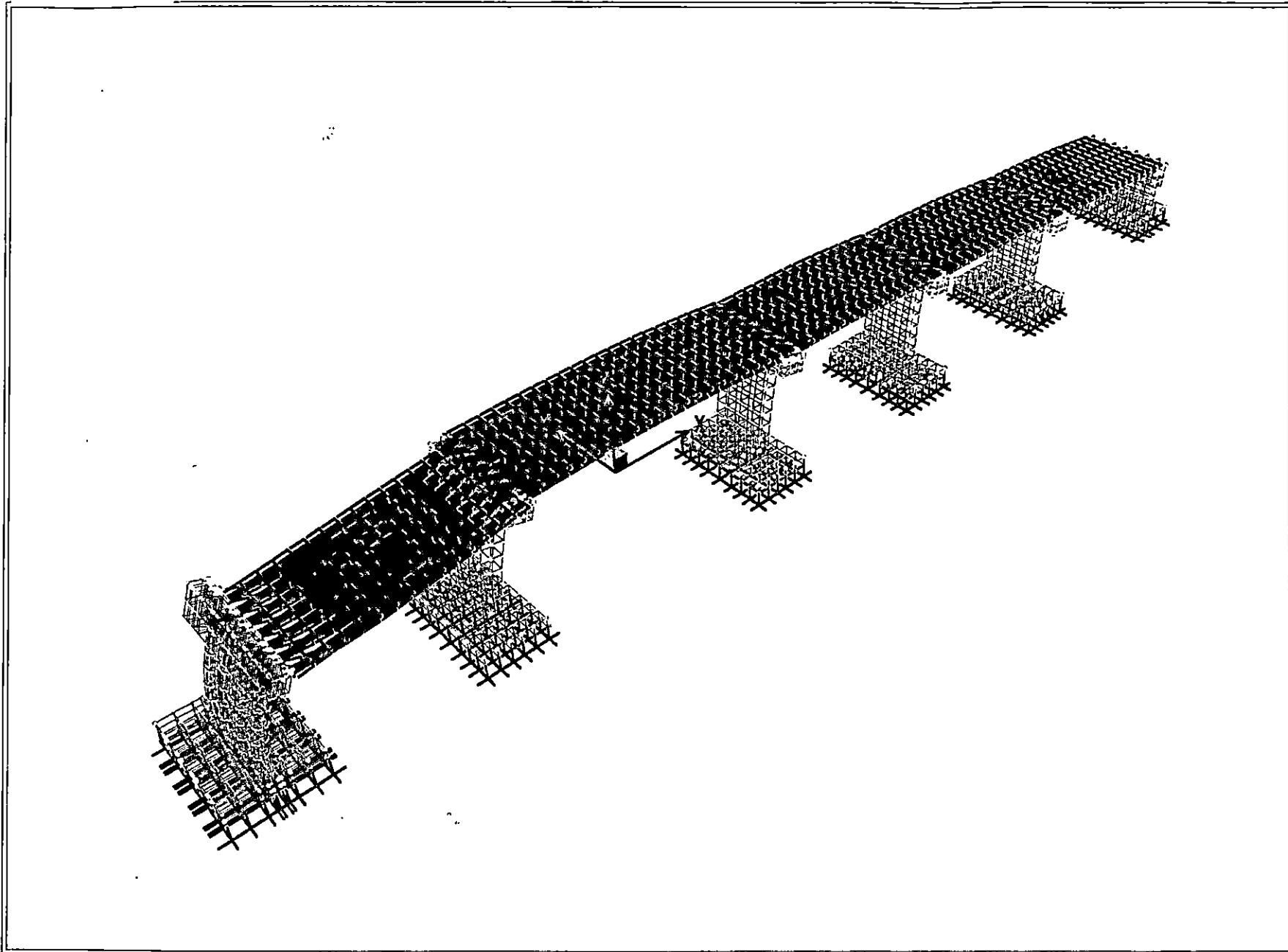
MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL(%)			SUMA ACUMULADA(%)		
		U _x	U _y	U _z	U _x	U _y	U _z
1	0.676210	0.0000	11.5250	0.0000	0.0000	11.5250	0.0000
2	0.480760	50.1030	0.9027	0.3317	50.1030	12.4277	0.3317
3	0.446820	7.0519	7.3848	0.0525	57.1549	19.8125	0.3842
4	0.410500	0.0000	8.9966	0.0000	57.1549	28.8091	0.3842
5	0.393248	0.0000	11.5655	0.0000	57.1550	40.3746	0.3842
6	0.384121	0.0000	2.4513	0.0000	57.1550	42.8259	0.3842
7	0.359411	1.5276	0.0017	7.6265	58.6826	42.8276	8.0106
8	0.325493	0.0012	0.1356	0.0005	58.6838	42.9633	8.0111
9	0.291524	0.0015	0.0000	0.0018	58.6853	42.9633	8.0129
10	0.263122	5.8033	0.0254	0.0193	64.4886	42.9886	8.0322
11	0.241175	0.4044	0.0000	3.2113	64.8930	42.9887	11.2435
12	0.231268	0.2974	0.0001	1.5898	65.1904	42.9888	12.8333
13	0.226742	0.0008	0.0046	14.7443	65.1912	42.9933	27.5776
14	0.222064	1.2763	0.0012	4.3536	66.4675	42.9946	31.9312
15	0.213833	0.0023	0.1650	0.0001	66.4698	43.1596	31.9313
16	0.203646	0.0001	0.0001	0.0000	66.4699	43.1597	31.9313
17	0.198215	0.0000	0.0430	0.0000	66.4699	43.2027	31.9313
18	0.194482	0.0000	0.0000	0.0000	66.4700	43.2028	31.9313
19	0.192218	0.0000	0.0001	0.0000	66.4700	43.2029	31.9313
20	0.185922	0.0000	0.0005	0.0000	66.4700	43.2034	31.9313
21	0.173908	0.0001	0.0018	0.0000	66.4701	43.2052	31.9313
22	0.166707	1.5198	0.0005	0.0696	67.9899	43.2057	32.0009
23	0.159849	0.0000	0.0004	0.0000	67.9899	43.2061	32.0009
24	0.148661	0.0088	3.5715	0.0014	67.9987	46.7775	32.0022
25	0.135478	0.2701	0.0623	0.0615	68.2689	46.8398	32.0637

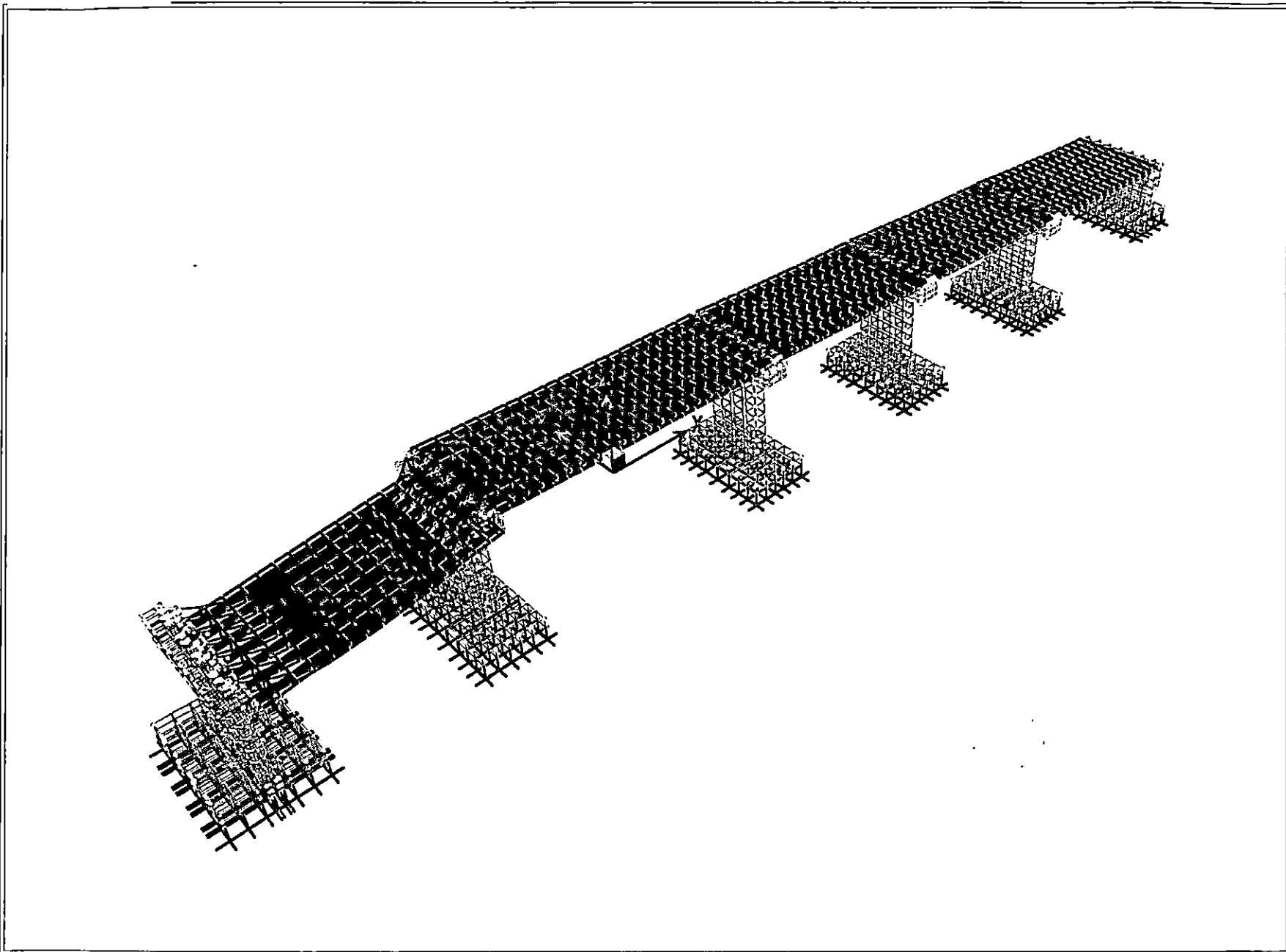
Deformadas modales

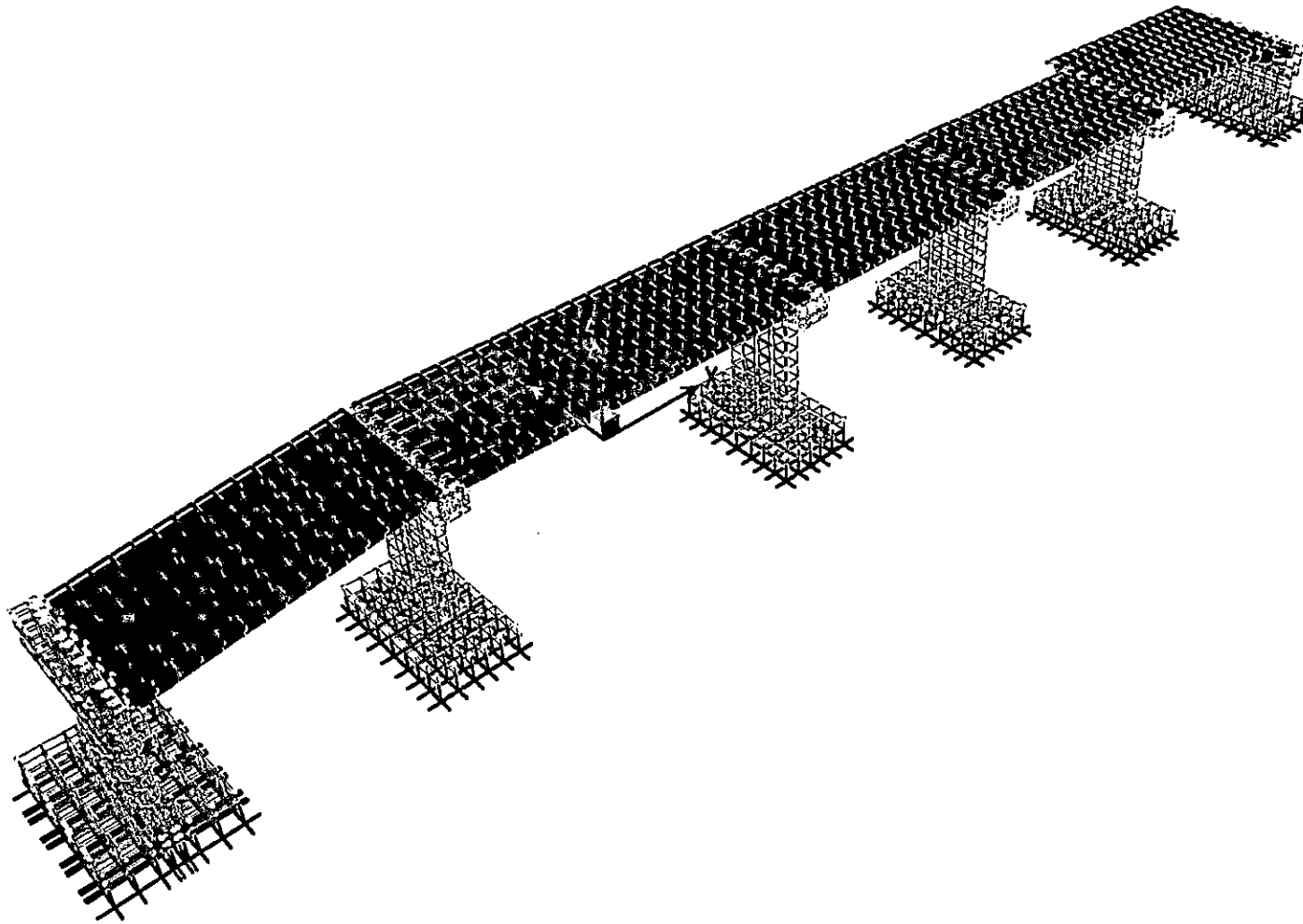
Paso a desnivel

49^a Avenida Sur y 6^a10^a Calle Poniente









3.4.1.2 Análisis de los Elementos Nllink(Isolator 1 y Gap)

Para el análisis de estos elementos se utilizará una tabla resumen donde se recopila la información correspondiente a los cuatro registros que se han aplicado sobre la estructura. Este análisis se identificará por tramos (ver Fig. 3.4.1.1)

- Para los elementos GAP, se medirá su deformación en el sentido U1 de las coordenadas locales del elemento, la abertura real de separación que existe entre vigas – pila y vigas – estribo es de 5 cm, por lo tanto una deformación mayor que ésta, puede producir una interacción entre elementos adyacentes, provocando una fuerza de choque. En lo referente a la abertura de las juntas ubicadas sobre las pilastras y sobre los estribos, se obtiene que dicha abertura es suficiente y como consecuencia, la abertura del Gap no se cierra, aunque puede ser que ocurra lo contrario ya que el análisis que se ha realizado es de tipo lineal; pero dichos resultados proporcionan un indicio del comportamiento de dicha estructura. De los cuatro acelerogramas que se tienen, puede establecerse para este caso que el registro del CIG produce los mayores resultados de la deformación del elemento que se ha utilizado para la verificación, seguido por el registro del IGN, HCR y ZSUB. En la tabla 3.4.1.2 se presenta el resumen de dicha información para cada tramo.
- Para la segunda condición, se medirá la deformación obtenida de la junta de unión entre el estribo – viga y entre la pilastra- viga, en la dirección longitudinal para determinar si las vigas se mantiene dentro del ancho de asiento proporcionado, el registro que produce los mayores desplazamientos es el HCR, localizados en el primer tramo. En la tabla 3.4.2.2 se muestran los desplazamientos máximos que se generan en cada uno de los tramos.

TABLA 3.4.1.2 RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL GAP Y ISOLATOR 1

PASO A DESNIVEL INTERSECCION 49° AVENIDA SUR Y 6° 10° CALLE PONIENTE

TRAMO	SISMO	CONDICION DELGAP				ISOLATOR 1	
		GOLPEA	NO GOLPEA	FUERZA(Ton)	TIEMPO(seg)	DESP. MAX	DESP. MAX
TRAMO 1	IGN		x			1.05	5.70
	CIG		x			1.10	7.45
	HCR		x			1.01	8.54
	ZSUBD		x			4.37E-04	2.70E-03
TRAMO 2	IGN		x			1.00	5.35
	CIG		x			1.09	7.06
	HCR		x			1.20	7.93
	ZSUBD		x			5.20E-04	2.67E-03
TRAMO 3	IGN		x			0.90	3.85
	CIG		x			1.04	5.25
	HCR		x			1.12	5.64
	ZSUBD		x			4.20E-04	1.76E-03
TRAMO 4	IGN		x			0.70	2.96
	CIG		x			1.06	4.11
	HCR		x			1.10	4.16
	ZSUBD		x			3.90E-04	1.39E-03
TRAMO 5	IGN		x			0.60	1.80
	CIG		x			0.90	2.55
	HCR		x			0.90	2.47
	ZSUBD		x			2.86E-04	8.37E-04

Nota: los desplazamientos están en m.

PASO A DESNIVEL INTERSECCION DE LA 49° AVENIDA SUR Y 6°10ª

CALLE PONIENTE.

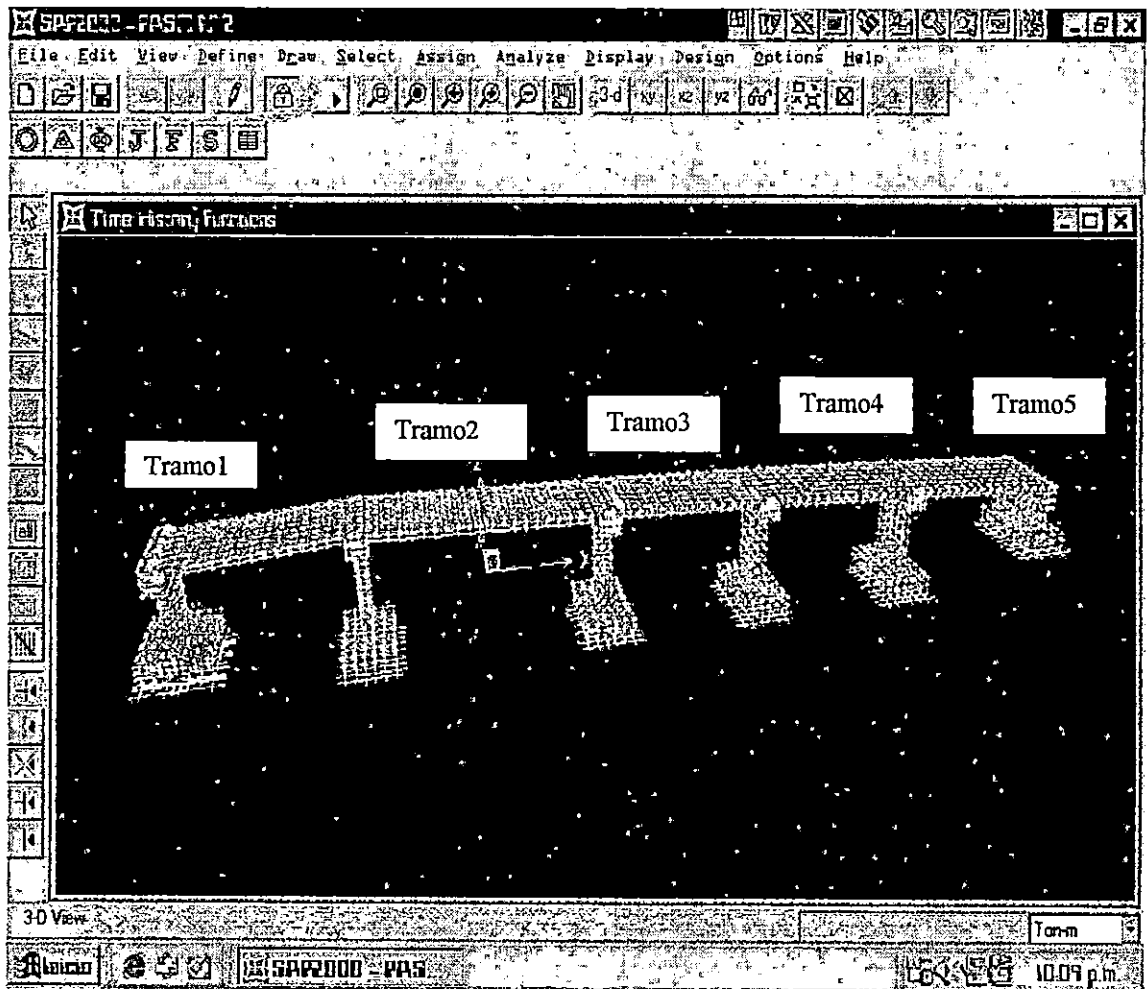


FIG. 3.2.1 IDENTIFICACIÓN DE TRAMOS. PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA 49ª AV. SUR Y 6ª10ª CALLE PONIENTE.

3.4.1.3 Variación de esfuerzos en los diferentes sistemas estructurales.

3.4.1.3.1 Registro del CIG, IGN, HCR y ZSUB.

- Losa: debido a la combinación de la excitación sísmica y a la masa muerta, y como consecuencia de que la abertura del Gap no se cierra y no habiendo interacción entre elementos adyacentes, no se genera ningún tipo de esfuerzo a flexión y los esfuerzos cortantes son bajos, aunque era de esperarse ya que el sistema es simplemente apoyado. Por lo tanto los esfuerzos a flexión y corte no sobrepasan los valores permisibles para cada condición en particular.
- Pilastras y estribos: se llega a determinar que los mayores esfuerzos por flexión están localizados en la región de las pilastras o columnas de la estructura soportante, y se acentúa aún más en los estribos. Mientras que los máximos esfuerzos cortantes se desarrollan en el cabezal, los esfuerzos flectores los que tienen mayor incidencia sobre los esfuerzos de corte. Los valores de esfuerzos encontrados en dichos elementos no sobrepasan el valor permisible dado para cada condición en particular.
- Vigas: en cuanto a los resultados desarrollados en este elemento, el máximo esfuerzo se obtiene en el centro de cada claro, dominado por la acción de la carga muerta. Los cortantes máximos se localizan en los extremos de cada tramo y donde tienen mayor incidencia es en el alma de las vigas metálicas. Los valores encontrados no sobrepasan la resistencia del acero. Aunque la distribución de los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales es similar, el registro que produce los mayores resultados es el CIG, seguido por el IGN, HCR y ZSUB.

3.4.2 PASO A DESNIVEL UBICADO EN EL MONUMENTO AL HERMANO LEJANO.

3.4.2.1 Masa Participante.

El periodo de vibración obtenido es de 1.167 seg, la participación modal de la masa sísmica no cumple con el 90% de la masa participante en ninguna de las tres direcciones y para poder cumplir con dicho requisito se necesitaría establecer un mayor número de modos de vibración que los que se han propuesto, lo cual es una limitante debido al recurso computacional con el que se cuenta para el análisis. La dirección más excitada es la "X", asociada a la dirección longitudinal, con un 66% y los modos que producen la mayor participación de masa en esta dirección son el segundo, sexto y octavo modo. Mientras que en la dirección "Y", asociada a la dirección transversal, la participación de masa llega a un 23%, siendo el primer modo el que produce la mayor participación. La tabla 3.4.2.1 muestra las razones modales de masa para cada modo y acumulativa.

TABLA 3.4.2.1 PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA

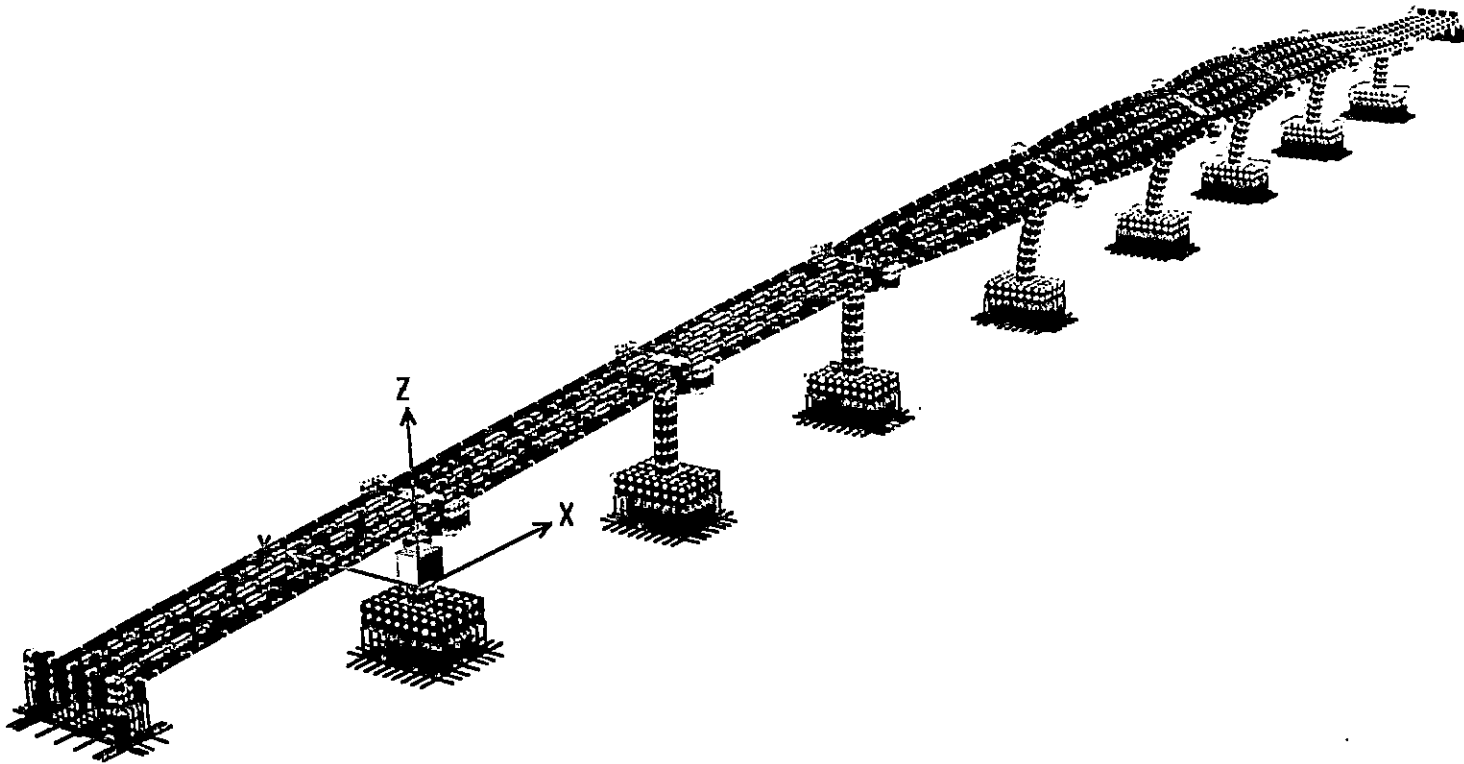
PASO A DESNIVEL UBICADO EN EL MONUMENTO AL HERMANO LEJANO

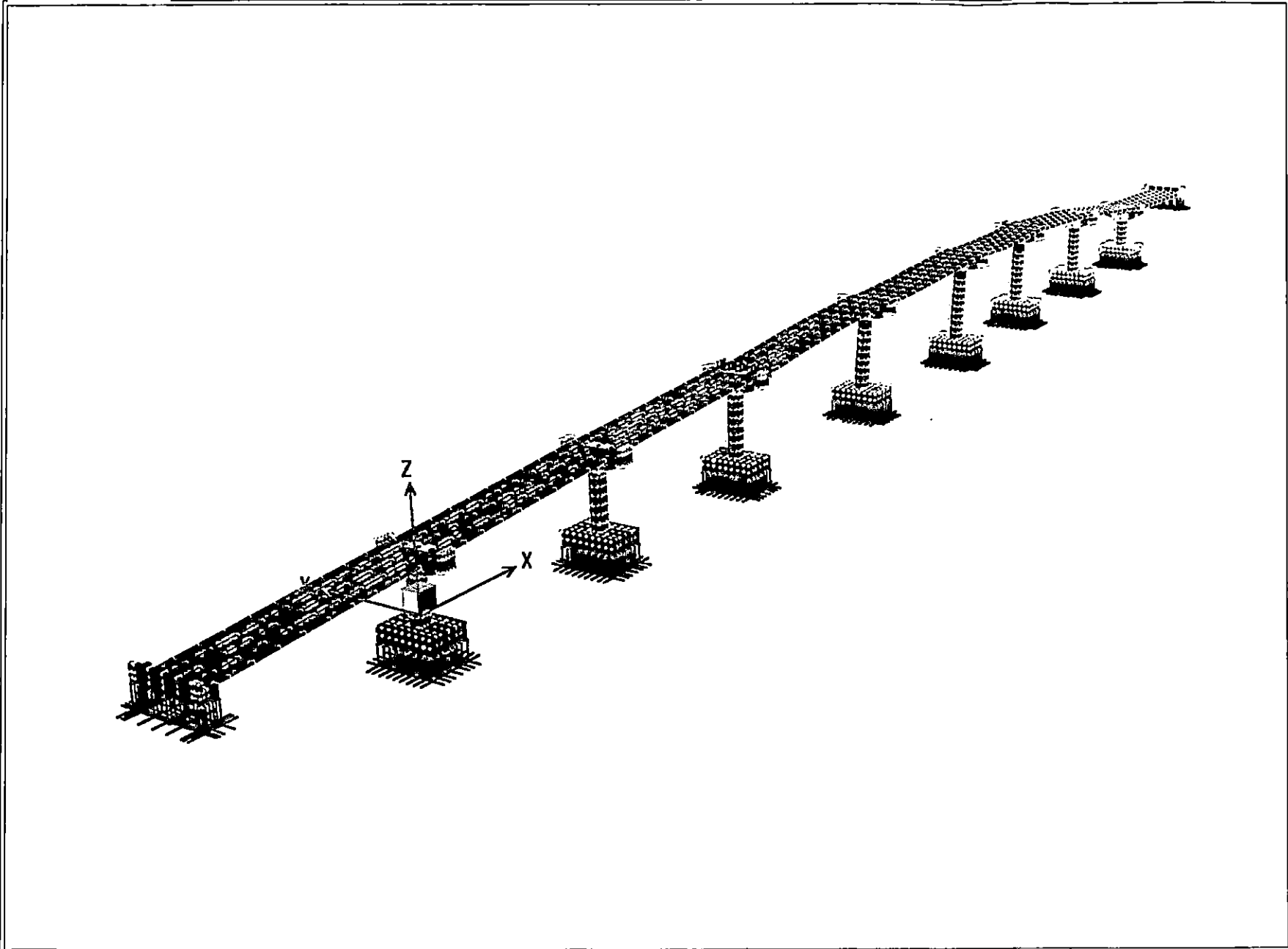
MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL(%)			SUMA ACUMULADA(%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	1.167892	0.0126	15.3185	0.0000	0.0126	15.3185	0.0000
2	1.046409	34.3539	0.0270	0.0003	34.3666	15.3455	0.0003
3	1.027686	0.2548	0.2558	0.0005	34.6214	15.6012	0.0008
4	0.958520	0.0056	0.0039	0.0007	34.6270	15.6052	0.0015
5	0.879762	0.0256	0.8737	0.0008	34.6525	16.4789	0.0024
6	0.864497	12.6579	0.0002	0.0059	47.3104	16.4791	0.0083
7	0.848314	0.0335	0.0026	0.0004	47.3439	16.4817	0.0087
8	0.835720	18.3519	0.0004	0.0170	65.6958	16.4821	0.0257
9	0.806017	0.0000	0.0052	0.0052	65.6958	16.4873	0.0309
10	0.796872	0.0014	0.0000	0.0208	65.6972	16.4873	0.0517
11	0.795160	0.0019	0.0009	0.0020	65.6991	16.4882	0.0537
12	0.791547	0.0027	0.0008	1.0609	65.7018	16.4890	1.1146
13	0.784692	0.0016	0.0013	0.1022	65.7034	16.4903	1.2168
14	0.784003	0.0136	0.0011	1.2716	65.7170	16.4914	2.4884
15	0.777232	0.0025	0.0000	0.0001	65.7195	16.4914	2.4885
16	0.767318	0.0063	0.0009	0.4819	65.7258	16.4923	2.9704
17	0.760285	0.0006	0.2901	0.0007	65.7264	16.7824	2.9711
18	0.749719	0.0018	0.0698	0.0000	65.7282	16.8522	2.9711
19	0.740503	0.0000	0.0008	0.0230	65.7282	16.8530	2.9941
20	0.739824	0.0000	0.0000	3.0620	65.7282	16.8530	6.0561
21	0.729546	0.0010	0.0209	0.0010	65.7292	16.8739	6.0571
22	0.724491	0.0004	0.0000	0.0010	65.7296	16.8739	6.0581
23	0.718680	0.0001	0.0000	0.2341	65.7297	16.8739	6.2922
24	0.710755	0.0002	5.7812	0.0001	65.7299	22.6551	6.2923
25	0.690376	0.0015	0.4450	0.0010	65.7314	23.1001	6.2933

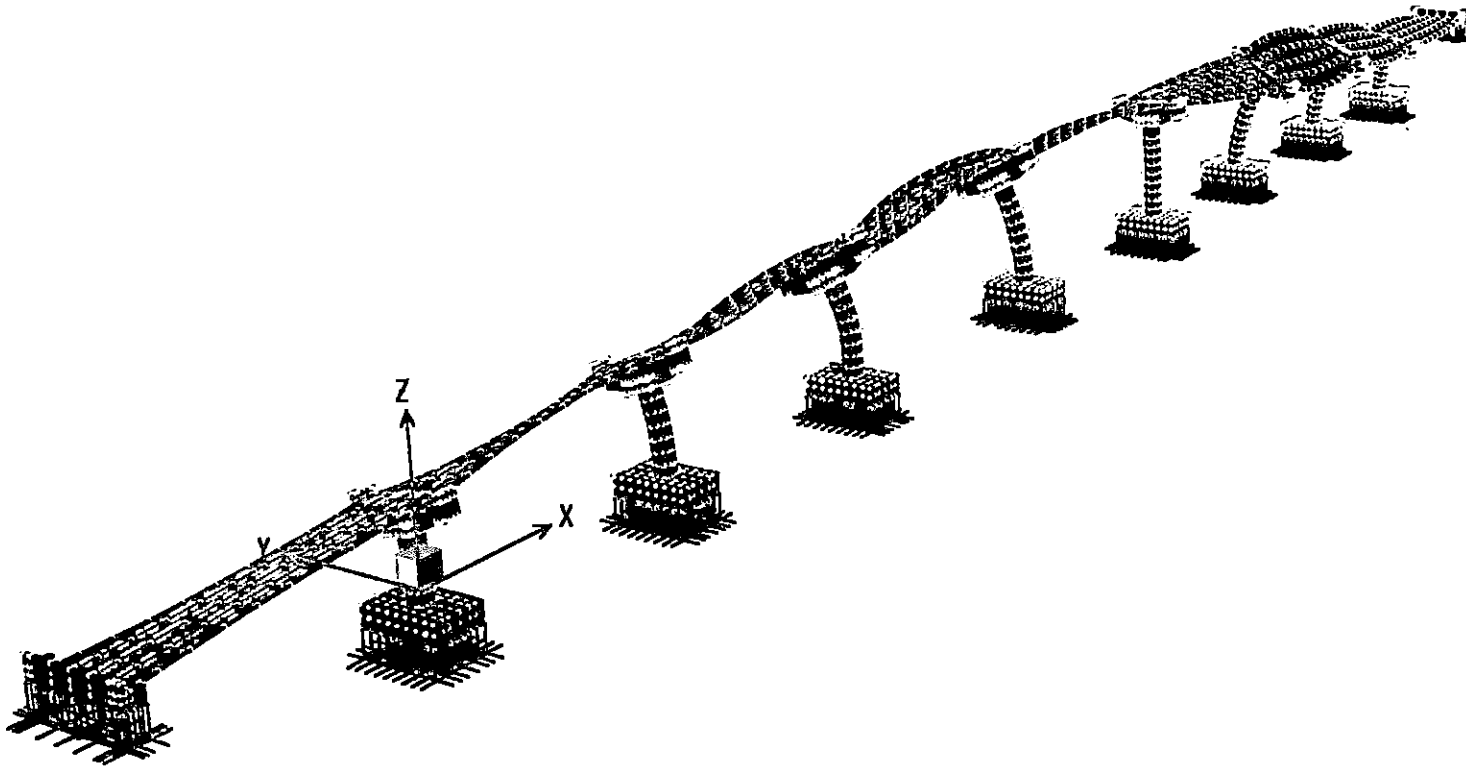
Deformadas modales

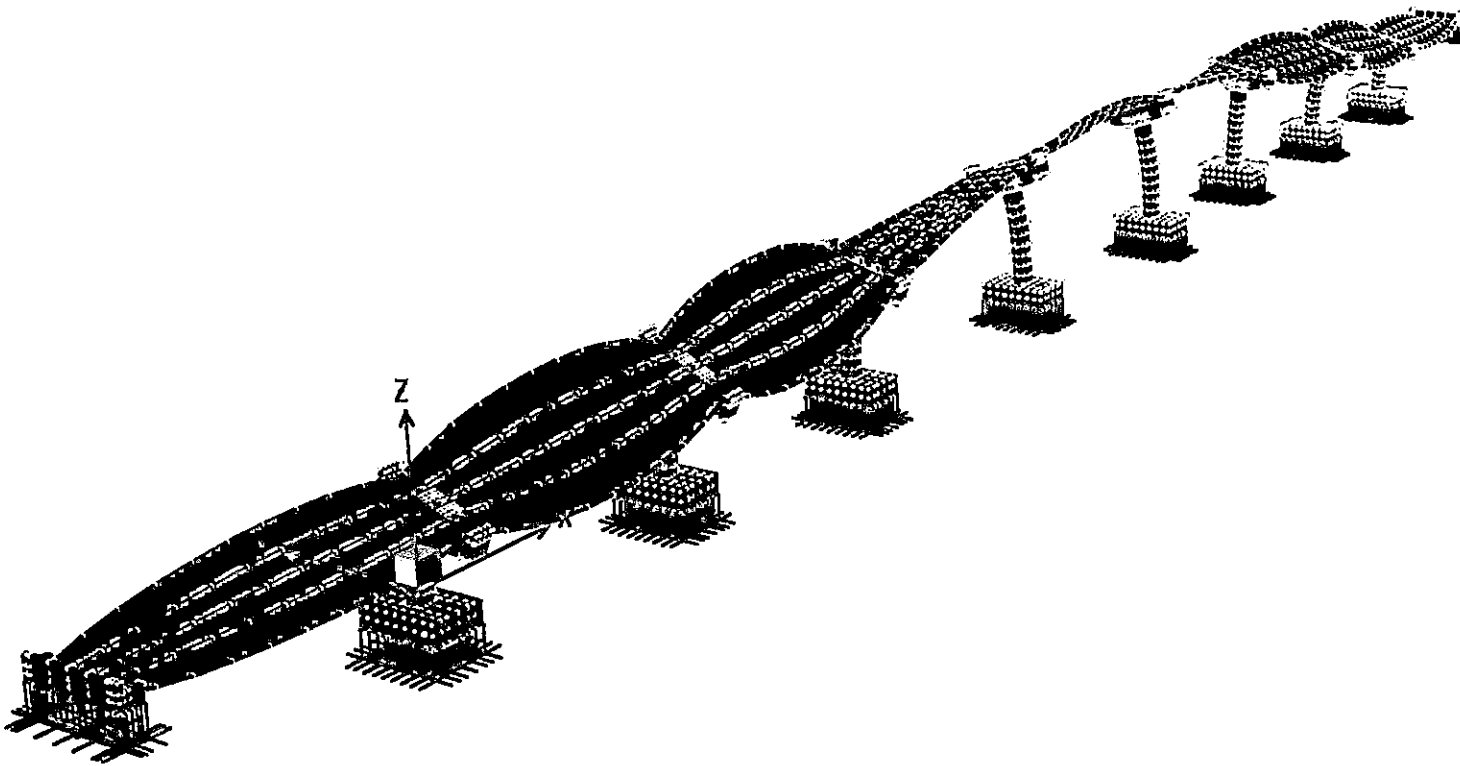
Paso a desnivel

Monumento al Hermano Lejano









3.4.2.2 Análisis de los Elementos Nlink (Isolator 1 y Gap)

Para el análisis de estos elementos se utilizará una tabla resumen donde se recopila la información correspondiente a los cuatro registros que se han aplicado sobre la estructura. Este análisis se identificará por tramos(ver Fig. 3.4.2.1)

- Para los elementos GAP, se medirá su deformación en el sentido U1 de las coordenadas locales del elemento, la abertura real de separación que existe entre vigas – pila y vigas – estribo es de 4 cm, por lo tanto una deformación mayor que ésta, se puede producir una interacción entre elementos adyacentes, provocando una fuerza de choque. En lo referente a la abertura de las juntas ubicadas sobre las pilastras N° 4 y 7 y sobre los estribos, se obtiene que dicha abertura no es suficiente y como consecuencia se da una interacción entre las losas adyacentes, lo que puede provocar problemas secundarios en la misma, aunque no se puede asegurar que ocurra ya que el análisis que se ha realizado es de tipo lineal; pero dichos resultados proporcionan un indicio de que se pueden generar problemas. De los cuatro acelerogramas que se tienen, puede establecerse para este caso que el registro del IGN produce los mayores resultados de la deformación del elemento que se ha utilizado para la verificación, seguido por el registro del CIG, HCR y ZSUB. En la tabla 3.4.2.2 se presenta la información de la fuerza de choque y el tiempo en que se produce, para cada tramo o donde se ubiquen los elementos.

- Isolator 1: para la segunda condición, se medirá la deformación obtenida del elemento en la dirección U2, para determinar si las vigas no sobrepasa el ancho de asiento proporcionado ya que una deformación mayor que el ancho de asiento provocaría que la viga se salga del asiento. Al igual que la condición anterior el registro que produce los

máyores desplazamientos es el IGN y es en los tramos 1,2,8 y 9 donde se encuentran los valores máximos. En la tabla 3.4.2.2 se muestran los desplazamientos máximos que se generan en cada uno de los tramos para cada registro en particular.

**TABLA 3.4.2.2 RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL GAP Y ISOLATOR 1
PASO A DESNIVEL UBICADO EN EL MONUMENTO AL HERMANO LEJANO.**

TRAMO	SISMO	CONDICION DEL GAP					ISOLATOR 1	
		GOLPEA	NO GOLPEA	FUERZA(Ton)	TIEMPO(seg)	DESP. MAX	DESP. MAX	
TRAMO 1	IGN						16.33	
	CIG						11.92	
	HCR						9.65	
	ZSUB						9.47E-03	
TRAMO 2	IGN						13.90	
	CIG						10.20	
	HCR						8.30	
	ZSUB						8.09E-03	
TRAMO 3	IGN						15.30	
	CIG						13.10	
	HCR						10.50	
	ZSUB						8.48E-03	
TRAMO 4	IGN	x		9806	4.17	4.2	14.00	
	CIG	x		8082	2.18	4.1	12.80	
	HCR	x		3305	2.3	4.05	10.49	
	ZSUB		x				1.20E-02	
TRAMO 5	IGN						10.90	
	CIG						9.40	
	HCR						8.01	
	ZSUB						8.50E-03	
TRAMO 6	IGN						9.81	
	CIG						8.73	
	HCR						7.25	
	ZSUB						1.01E-02	
TRAMO 7	IGN	x		6327	2.9	4.1	11.55	
	CIG	x		3890	1.96	4.1	8.77	
	HCR	x		5036	2.8	4.07	7.10	
	ZSUB		x				6.60E-03	
TRAMO 8	IGN						14.46	
	CIG						10.16	
	HCR						8.20	
	ZSUB						8.28E-03	
TRAMO 9	IGN						17.22	
	CIG						12.13	
	HCR						9.68	
	ZSUB						9.79E-03	

Nota: los desplazamientos están en m.

PASO A DESNIVEL HERMANO LEJANO.

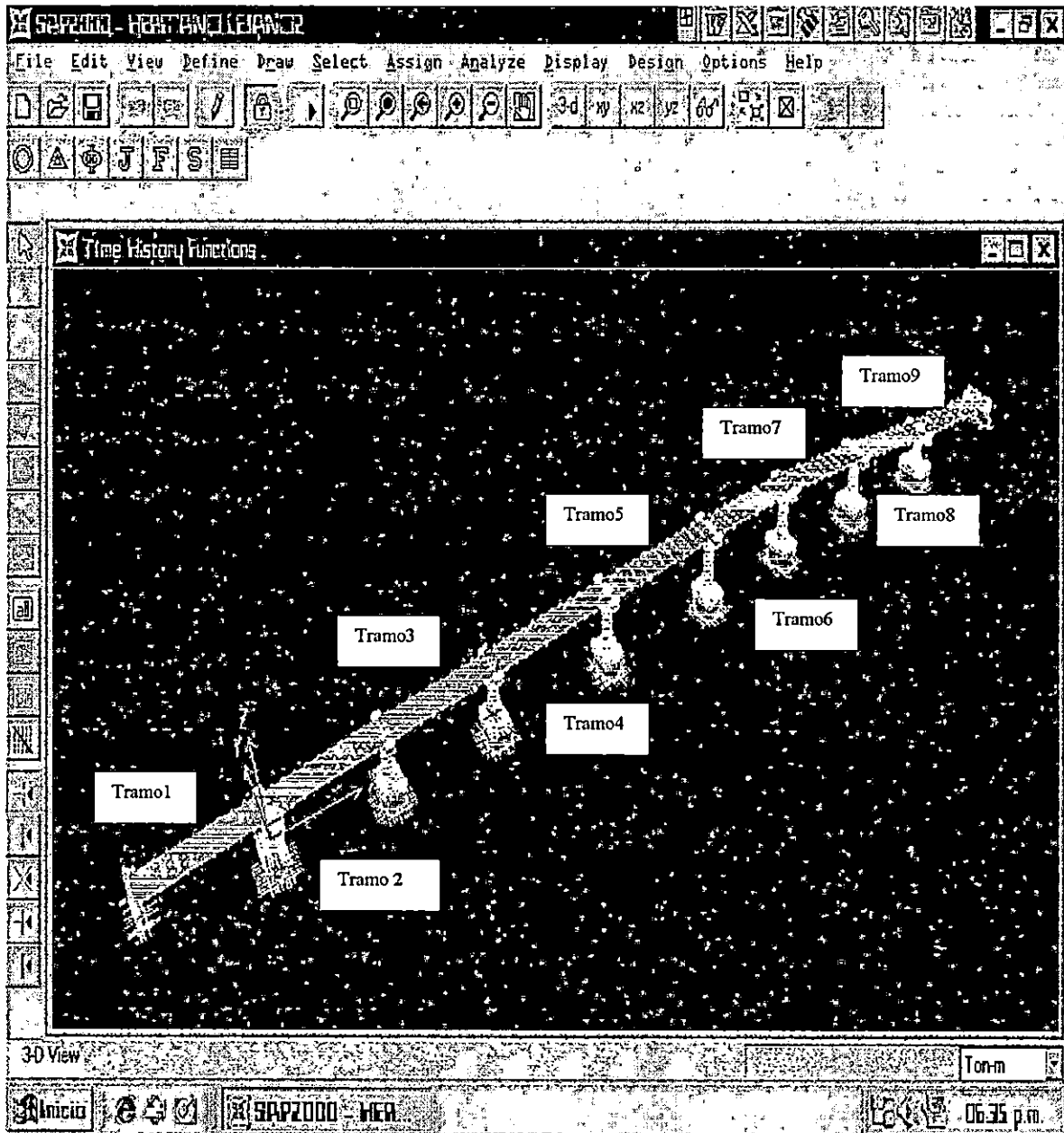


FIG. 3.2.2 IDENTIFICACIÓN DE TRAMOS. PASO A DESNIVEL MONUMENTO AL HERMANO LEJANO.

3.4.2.3 Variación de esfuerzos en los diferentes sistemas estructurales.

3.4.2.3.1 Registro del CIG, IGN y HCR.

- Losa: debido a la combinación de la excitación sísmica y a la masa muerta, y como consecuencia de la interacción que se produce en la losa, los máximos esfuerzo se localizan cerca a las pilastras y a los estribos y se acentúa más en las esquinas o bordes, siendo el tramo 1 donde se registran los mayores valores de esfuerzo. Para el caso de análisis cabe mencionar que los esfuerzos que tienen mayor incidencia sobre la losa son por flexión y no los esfuerzos cortantes. Los valores encontrados no sobrepasan los valores permisibles del concreto.
- Pilastras: se llega a determinar que los mayores esfuerzos por flexión se dan en la altura de la pilastra y la más esforzada es la N° 6 a consecuencia de la esbeltez de dicho elemento. Mientras que los esfuerzos cortantes se desarrollan en el cabezal de las pilastras. Los esfuerzos flectores tienen mayor incidencia sobre los esfuerzos de corte; pero en ningún momento se sobrepasan los valores permisibles del material.
- Vigas: En cuanto a los resultados desarrollados en este elemento, el momento máximo se obtiene en el centro de cada claro y tiende a disminuir en los extremos típicos de una viga simplemente apoyada, siendo las vigas de los extremos las que muestran los mayores momentos ya que tienen un voladizo de 1.00 m, dichos valores se acentúan más en los claros con mayor longitud. Los cortantes máximos se localizan en los extremos de cada tramo. Al igual que la losa y las pilastras, no se sobrepasan los valores permisibles.

Tanto para los valores de desplazamiento como para los valores de esfuerzo, el registro que produce los mayores resultados es el CIG, seguido por el registro del IGN y el HCR.

3.4.2.3.2 Registro de la ZSUB.

- Losa: aunque no se produce ninguna interacción en la losa, los máximos esfuerzo se localizan cerca a las pilastras y a los estribos y se acentúa más en las esquinas o bordes, siendo el tramo 1 donde se registran los mayores valores de esfuerzo, tanto los registros anteriores como éste generan la misma distribución de esfuerzos, aunque los valores son relativamente menores para el caso en particular. Como él los casos anteriores los esfuerzos que tienen mayor incidencia sobre la losa son por flexión y no los esfuerzos cortantes. Los valores encontrados no sobrepasan los valores permisibles del concreto.
- Pilastras: los mayores esfuerzos por flexión se dan en la altura de las pilastras y la más esforzada es la N° 6 a consecuencia de la esbeltez de dicho elemento, disminuyendo a medida disminuye la altura de las pilas. Mientras que los esfuerzos cortantes se desarrollan en el cabezal de las pilastras. En ningún momento se sobrepasan los valores permisibles del material.
- Vigas: En cuanto a los resultados desarrollados en este elemento, el momento máximo se obtiene en el centro de cada claro y tiende a disminuir en los extremos típicos de una viga simplemente apoyada, siendo las vigas de los extremos las que muestran los mayores momentos ya que tienen un voladizo de 1.00 m, dichos valores se acentúan más

en los claros con mayor longitud. Los cortantes máximos se localizan en los extremos de cada tramo. Al igual que la losa y las pilastras, no se sobrepasan los valores permisibles.

Los resultados de este registro difieren de los resultados obtenidos de los registros anteriores, debido a que es un registro de un sismo diferente.

3.4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA 49ª AVENIDA SUR Y 1ª CALLE PONIENTE.

3.4.3.1 Masa Participante.

El periodo de vibración obtenido para este paso a desnivel es de 0.7951 seg. La participación modal de la masa no llega al 90% en ninguna de las tres direcciones (X, Y, Z), para poder cumplir con dicho requisito se necesita un número alto de modos de vibración lo cual representa una limitante computacional para nuestro caso. La dirección más excitada es la dirección longitudinal al puente (Eje "X"), alcanzando un 67% siendo el modo 7 y 8 los que mayor participación de masa producen. En la dirección transversal al paso (Eje "Y"); la participación de la masa llega al 46%, siendo los modos 12, 13, 15 y 18 los que mayor participación de masa producen. En la tabla 3.4.3.1 se presenta los periodos y distribución de la masa de los primeros 25 modos de vibración.

TABLA 3.4.3.1 PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA

PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA INTERSECCION DE LA 49° AVENIDA SUR

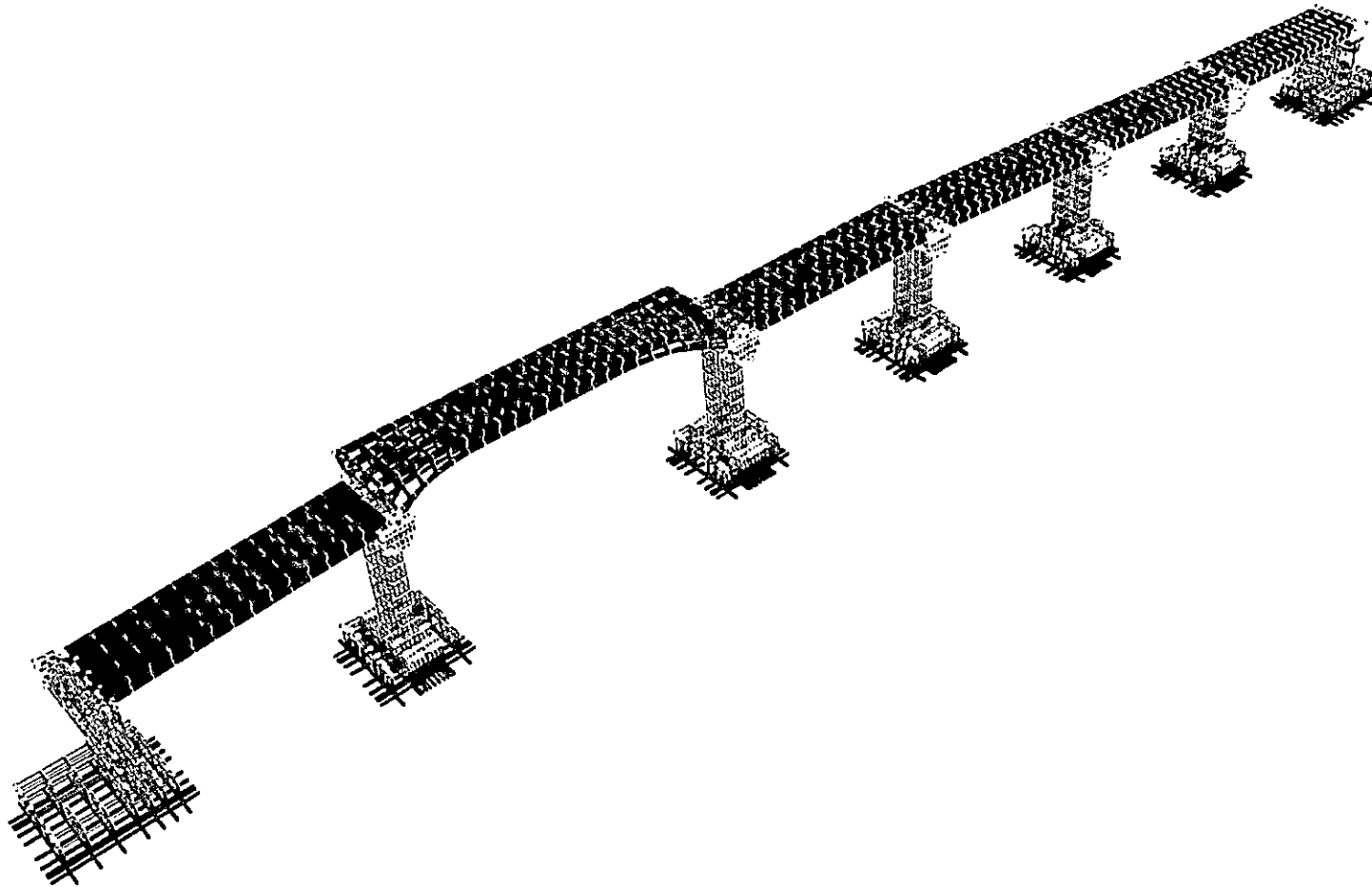
Y PRIMERA CALLE PONIENTE.

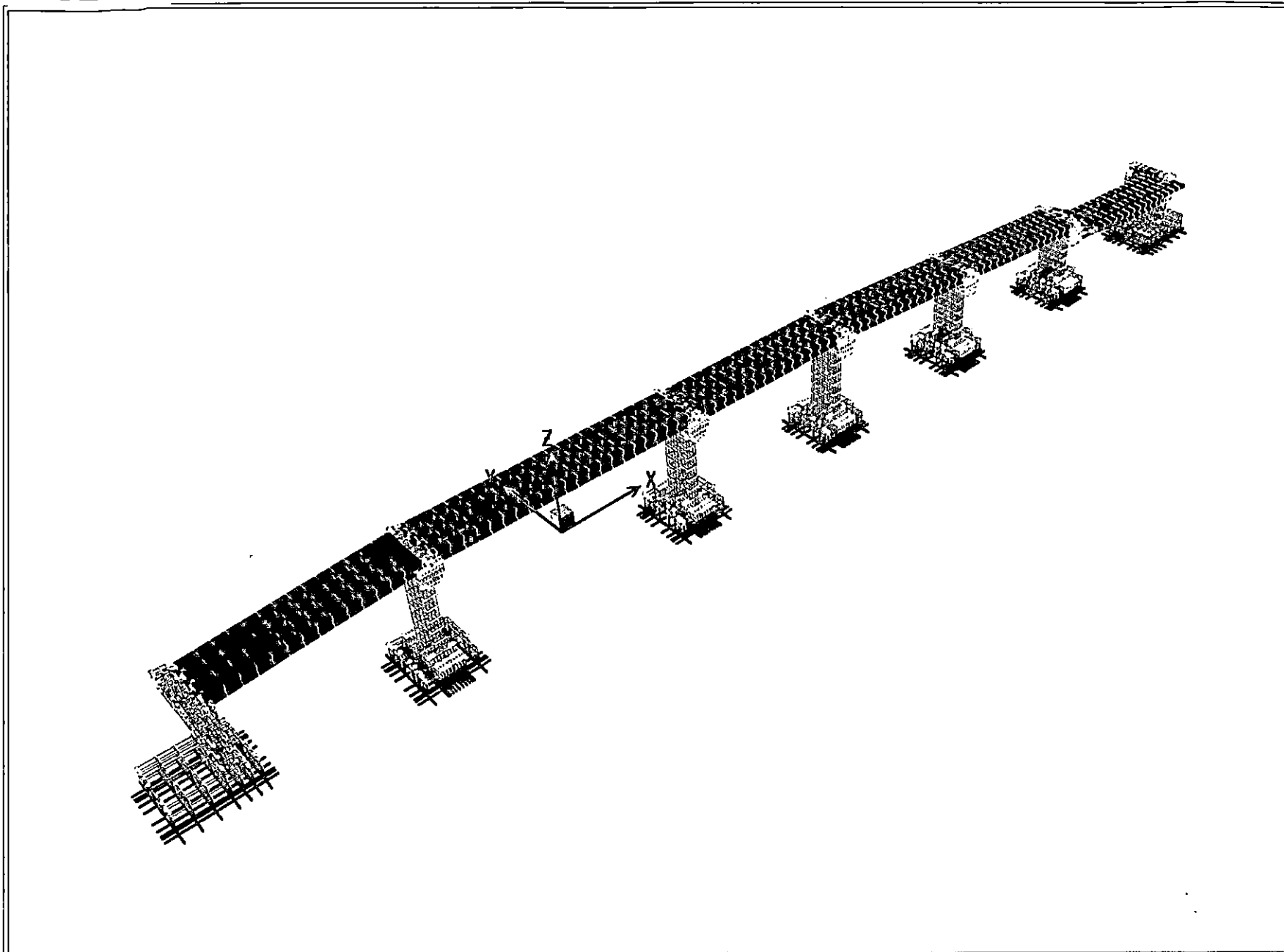
MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL(%)			SUMA ACUMULADA(%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0.795075	0.0000	11.1320	0.0003	0.0000	11.1320	0.0003
2	0.595042	0.0000	7.4937	0.0002	0.0000	18.6257	0.0005
3	0.545421	0.0000	15.2245	0.0002	0.0000	33.8502	0.0007
4	0.535828	0.0000	5.1745	0.0000	0.0000	39.0247	0.0007
5	0.529396	0.0000	0.1752	0.0002	0.0000	39.1999	0.0009
6	0.444852	0.0000	6.7567	0.0000	0.0000	45.9566	0.0009
7	0.356937	2.9577	0.0001	6.1363	2.9577	45.9567	6.1372
8	0.330506	61.0732	0.0001	0.8347	64.0309	45.9568	6.9719
9	0.314843	0.0168	0.0001	0.0017	64.0477	45.9569	6.9736
10	0.306666	0.0009	0.0001	0.0016	64.0486	45.9570	6.9752
11	0.242723	0.1052	0.0001	0.7468	64.1538	45.9571	7.7220
12	0.235791	0.9495	0.0002	8.8622	65.1033	45.9573	16.5842
13	0.228913	1.0398	0.0000	3.1263	66.1431	45.9573	19.7105
14	0.226597	0.4423	0.0001	1.8892	66.5854	45.9574	21.5997
15	0.221546	0.8088	0.0000	7.0806	67.3942	45.9574	28.6803
16	0.222130	0.0000	0.0088	0.0024	67.3942	45.9662	28.6827
17	0.211167	0.0001	0.0017	0.0024	67.3943	45.9679	28.6851
18	0.188902	0.0242	0.0004	4.3277	67.4185	45.9683	33.0128
19	0.185717	0.0002	0.0031	0.0546	67.4187	45.9714	33.0674
20	0.165639	0.0000	0.0023	0.0003	67.4187	45.9737	33.0677
21	0.163318	0.0000	0.0017	0.0000	67.4187	45.9754	33.0677
22	0.154876	0.0000	0.0018	0.0000	67.4187	45.9772	33.0677
23	0.146086	0.0000	0.0480	0.0001	67.4187	46.0252	33.0678
24	0.143611	0.0000	0.0210	0.0004	67.4187	46.0462	33.0682
25	0.141994	0.0000	0.0123	0.0003	67.4187	46.0585	33.0685

Deformadas modales

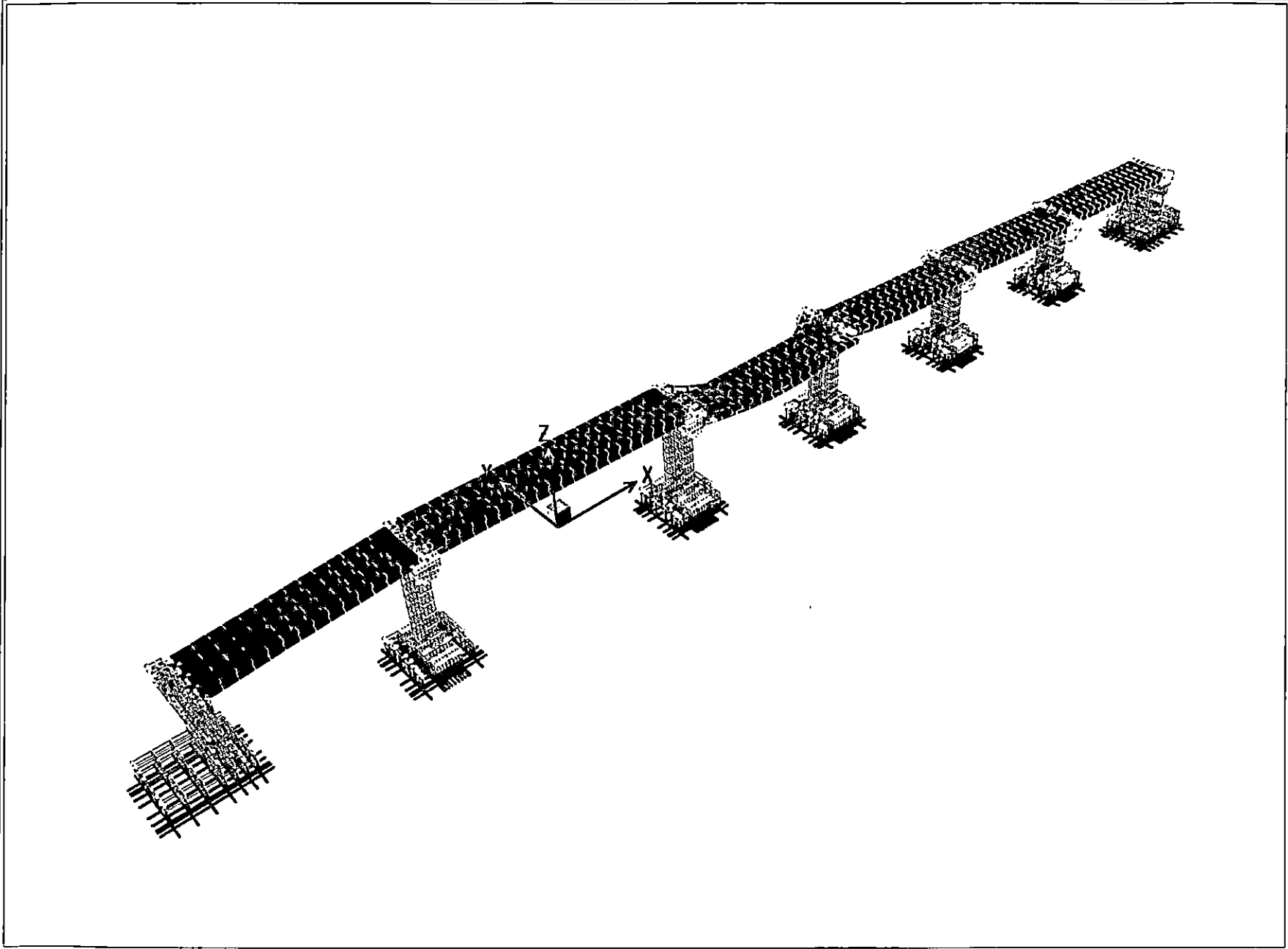
Paso a desnivel

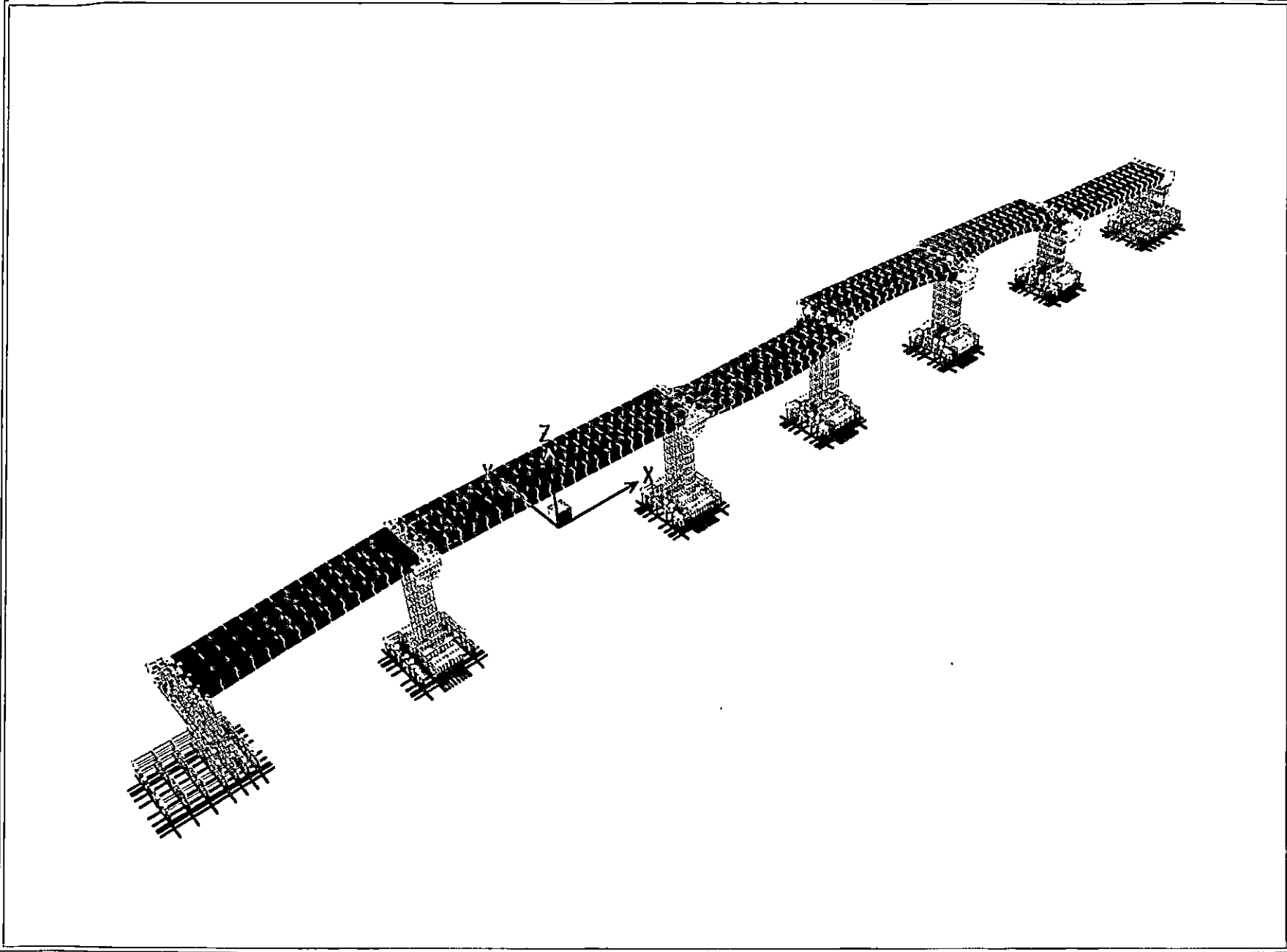
49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente





SAP2000 v7.10 - File:1° calle poniente y 49 av (CIG) - Mode 2 Period 0.5950 seconds - Ton-m Units





3.4.3.2 Análisis de Elementos Nlink (Isolator 1 y Gap)

Para el análisis de estos elementos se utilizará una tabla resumen que muestre la información correspondiente a los cuatro sismos aplicados a la estructura; este análisis se identificará por tramos (ver figura 3.4.3.1).

Los elementos GAP se utilizaran para medir la deformación que sufrirá el sistema losa-viga en el sentido longitudinal al puente, U1 del eje local del elemento.

Para este caso existe una separación de 0.05m entre el sistema subestructura - superestructura, si se provocara una deformación mayor o igual que ésta, la estructura estaría golpeando y provocando una fuerza de choque. En la tabla 3.4.3.2 se presenta el resumen de esta información.

Elementos ISOLATOR 1: La deformada de estos elementos se medirá en el eje local U2 del elemento para determinar si las vigas se mantienen dentro de su asiento; para este paso las vigas están simplemente apoyadas sobre placas de Neoprene de 0.40 x 0.40 mts. El desplazamiento máximo que puede tener este elemento es de 0.20 mts., si fuese mayor que este valor la viga se saldrá de su asiento (ver tabla resumen 3.4.3.2).

TABLA 3.4.3.2 RESUMEN DE RESULTADOS PARA EL GAP Y ISOLATOR 1

PASO A DESNIVEL INTERSECCION 49° AVENIDA SUR Y 1° CALLE PONIENTE

TRAMO	SISMO	CONDICION DELGAP				ISOLATOR 1	
		GOLPEA	NO GOLPEA	FUERZA(Ton)	TIEMPO(seg)	DESP. MAX	DESP. MAX
TRAMO 1	IGN		x			2.56E-03	2.13E-02
	HCR		x			2.40E-03	1.92E-02
	CIG		x			4.77E-03	3.60E-02
	ZSUBD		x			2.02E-06	9.91E-06
TRAMO 2	IGN		x			4.92E-03	2.27E-02
	HCR		x			4.01E-03	2.08E-02
	CIG		x			6.66E-03	3.74E-02
	ZSUBD		x			2.69E-06	1.07E-05
TRAMO 3	IGN		x			2.99E-03	2.29E-02
	HCR		x			2.19E-03	2.09E-02
	CIG		x			3.60E-03	3.82E-02
	ZSUBD		x			9.28E-07	1.08E-05
TRAMO 4	IGN		x			3.13E-03	2.23E-02
	HCR		x			2.82E-03	1.91E-02
	CIG		x			3.88E-03	3.73E-02
	ZSUBD		x			1.20E-06	1.05E-05
TRAMO 5	IGN		x			2.28E-03	2.10E-02
	HCR		x			3.16E-03	1.75E-02
	CIG		x			4.06E-03	3.50E-02
	ZSUBD		x			1.38E-06	9.81E-06
TRAMO 6	IGN		x			6.96E-03	1.87E-02
	HCR		x			1.04E-02	1.73E-02
	CIG		x			2.05E-02	3.18E-02
	ZSUBD		x			5.74E-06	8.65E-06

Nota: los desplazamientos están en m.

PASO A DESNIVEL INTERSECCIÓN DE LA 49ª AVENIDA SUR Y 1ª CALLE
PONIENTE.

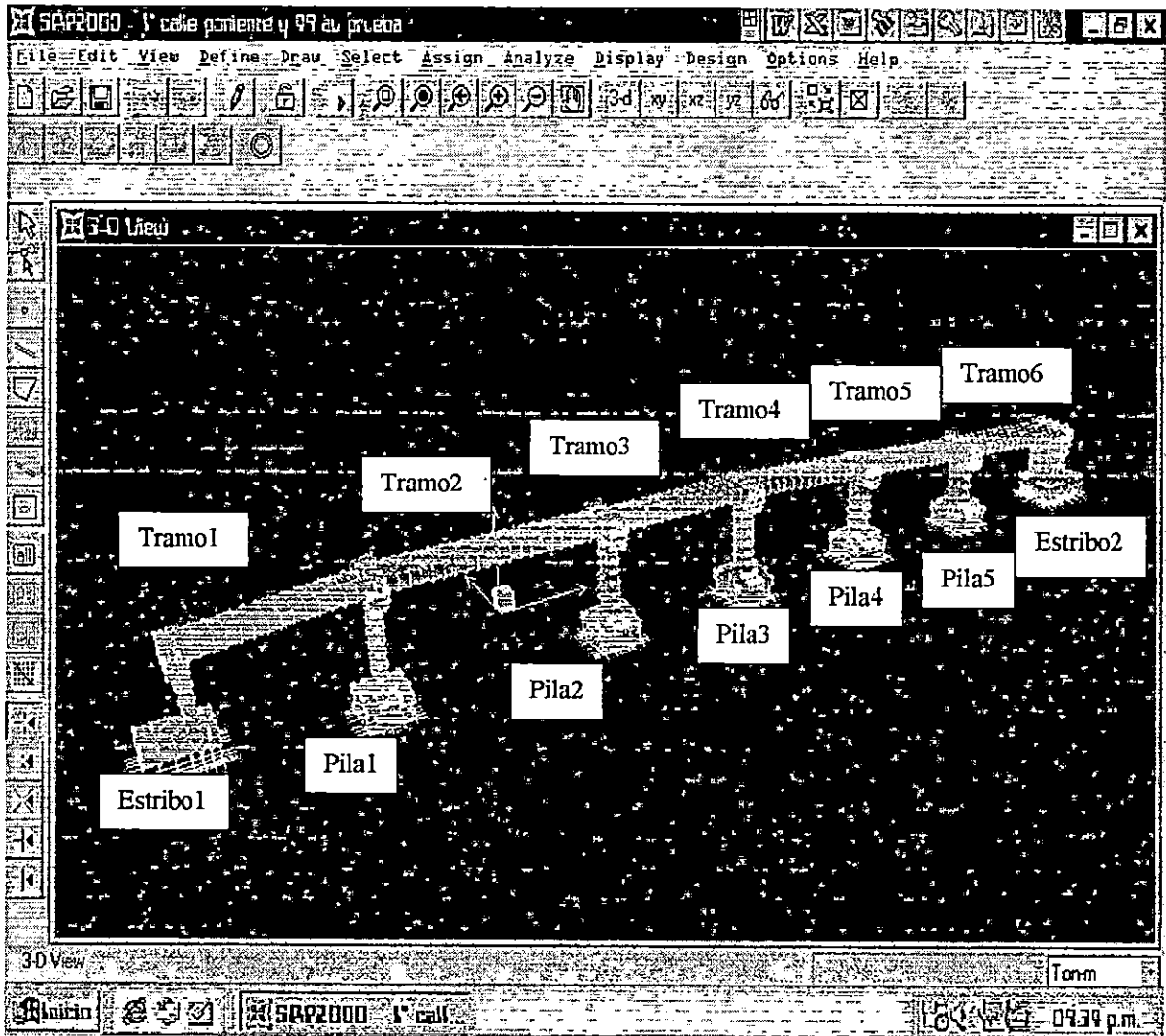


FIG. 3.2.3 IDENTIFICACIÓN DE TRAMOS. PASO A DESNIVEL UBICADO EN LA
INTERSECCIÓN DE LA 49ª AVENIDA SUR Y 1ª CALLE PONIENTE.

3.4.3.3 Variación de Esfuerzos en los Diferentes Sistemas Estructurales.

3.4.3.3.1 Registro del CIG, IGN, HCR, ZSUB.

- Losa: debido a la combinación de la excitación sísmica y a la masa muerta los elementos GAP no llegan a cerrarse y no existe interacción entre los elementos adyacentes, los esfuerzos generados por flexión y corte son bajos, localizándose los mayores en el tramo 2 en la parte adyacente al cabezal de la pila 1 y pila 2 (ver fig. 3.4.3.1) los valores obtenidos no sobrepasan los límites permisibles de esfuerzo para el concreto.
- Pilastras y Estribos: se llega a determinar que los mayores esfuerzos flexión se localizan en los parapetos de todas las pilas y a 1/3 de la altura del estribo 1 y pila 5 (ver fig. 3.4.3.1); los esfuerzos máximos por corte se localizan a 1/3 de la altura de la pila 5, pila 4, estribo 1 y pila 2. Tanto los valores encontrados por flexión y por corte no sobrepasan los valores límites permisibles.
- Vigas: En cuanto a los resultados obtenidos en este elemento se determina que los mayores esfuerzos por flexión están localizados en los patines superiores del tramo 2 cercanos al parapeto de la pila 1 y pila 2, así como también en el centro de cada tramo; los esfuerzos máximos por corte se localizan en los patines superiores del tramo 2 cercanos al parapeto de pila 1 y pila 2 (ver fig. 3.4.3.1), estos valores no sobrepasan la resistencia del acero. Aunque la distribución gráfica que proporciona el programa es similar para todos los registros el registro que mayores esfuerzos produce es el CIG seguido del IGN, HCR y ZSUB respectivamente.

3.4.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN EL PASO A DESNIVEL DEL BARRIO LA VEGA.

3.4.4.1 Masa Participante.

El periodo de vibración obtenido es de 1.0487 seg., la participación modal de la masa sísmica no cumple con el 90 % de la masa participante en ninguna de las tres direcciones (X, Y, Z); para poder cumplir con este requisito se necesita un número muy alto de modelos de vibración lo cual representa una limitante computacional. La dirección más excitada es la dirección longitudinal (Eje "X"), con 22%, siendo los primeros cuatro modos de vibración los que mayor participación de masa producen.

En la dirección transversal (Eje "Y") la participación de la masa llega a 1.2%, siendo el primer modo de vibración el que mayor participación produce. En la tabla 3.4.4.1 se muestra los periodos y distribución de masa de los primeros 25 modos de vibración.

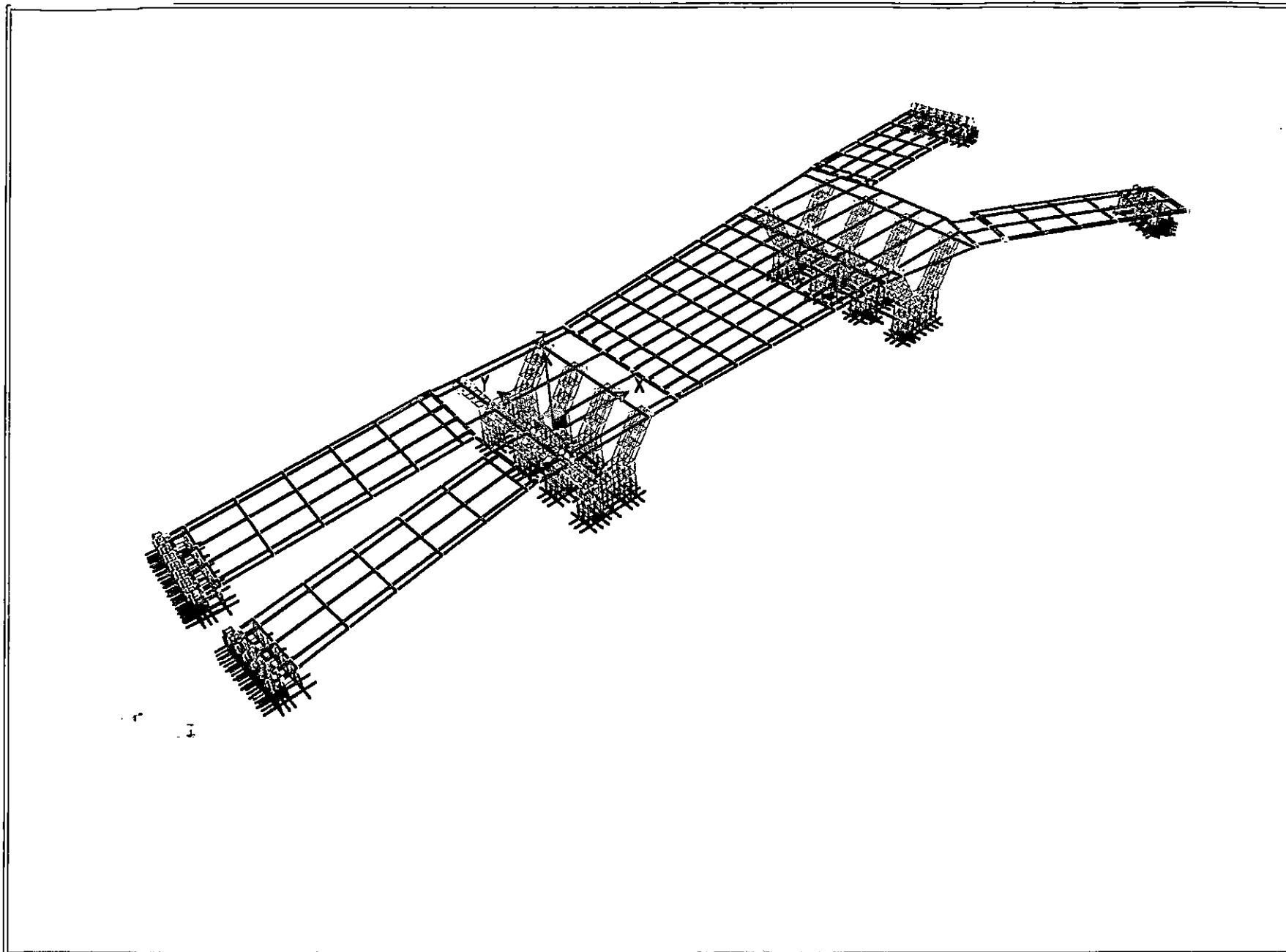
TABLA 3.4.4.1 PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA
PASO A DESNIVEL UBICADO EN EL BARRIO LA VEGA

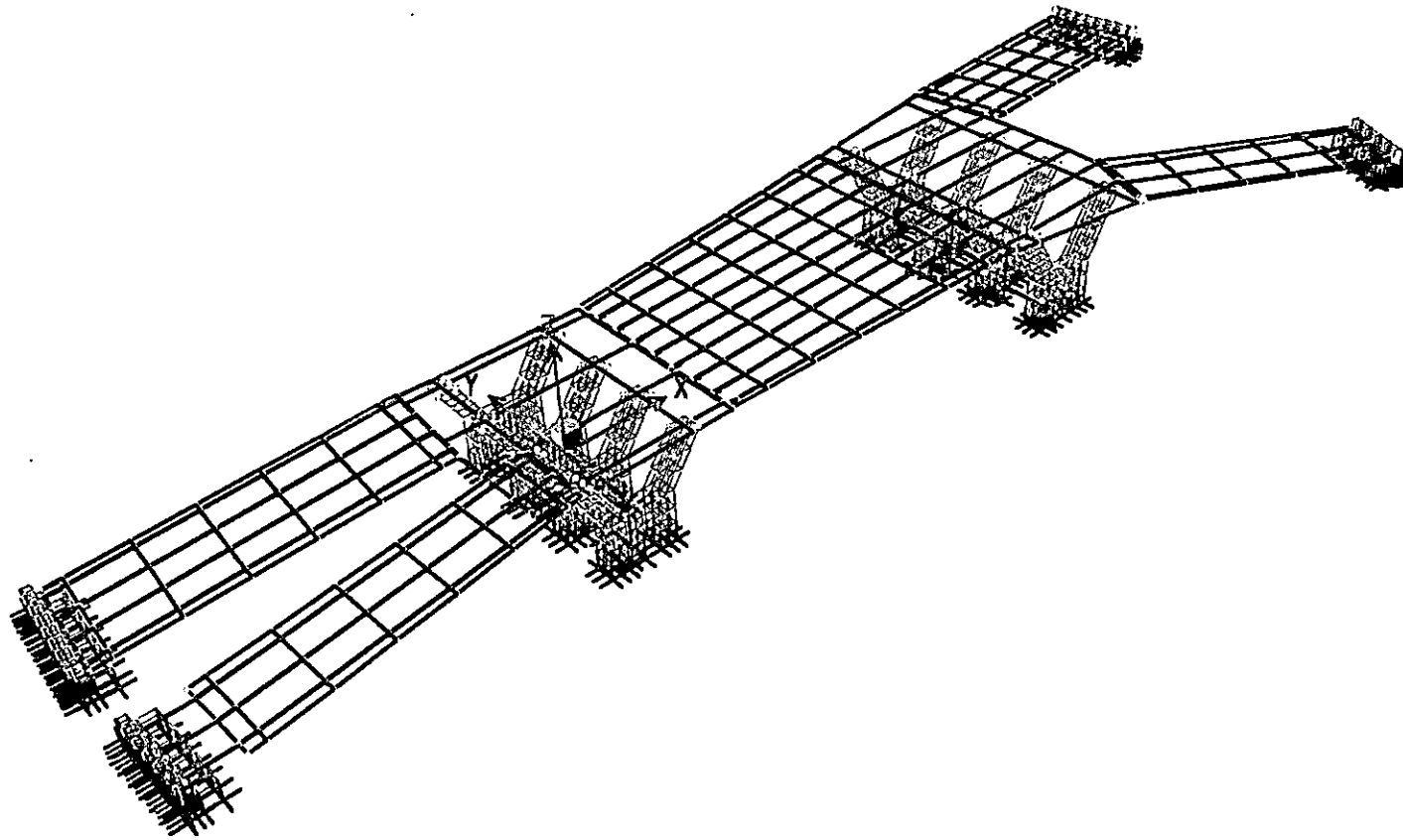
MODO	PERIODO(seg)	MODO INDIVIDUAL(%)			SUMA ACUMULADA(%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	1.048720	4.9576	1.1771	0.0016	4.9576	1.1771	0.0016
2	1.022475	5.6970	0.0000	0.0024	10.6546	1.1771	0.0040
3	0.919916	7.1752	0.0052	0.0023	17.8298	1.1823	0.0063
4	0.753750	3.2590	0.0025	0.1524	21.0888	1.1848	0.1587
5	0.730843	0.0064	0.0000	0.5285	21.0952	1.1848	0.6872
6	0.727518	0.0308	0.0009	0.3353	21.1260	1.1857	1.0225
7	0.723914	0.2558	0.0001	0.6720	21.3818	1.1858	1.6945
8	0.721521	0.4084	0.0005	0.0900	21.7902	1.1863	1.7845
9	0.687863	0.0190	0.0000	0.0000	21.8092	1.1863	1.7845
10	0.687801	0.0027	0.0000	0.0000	21.8119	1.1863	1.7845
11	0.684881	0.0112	0.0000	0.0005	21.8231	1.1863	1.7850
12	0.681395	0.0225	0.0001	0.0009	21.8456	1.1864	1.7859
13	0.681047	0.0002	0.0000	0.0006	21.8458	1.1864	1.7865
14	0.677682	0.0001	0.0009	0.0000	21.8459	1.1873	1.7865
15	0.666794	0.0000	0.0001	0.0000	21.8459	1.1874	1.7865
16	0.665248	0.0000	0.0000	0.0003	21.8459	1.1874	1.7868
17	0.664693	0.0001	0.0000	0.0001	21.8460	1.1874	1.7869
18	0.656777	0.0302	0.0002	0.0001	21.8762	1.1876	1.7870
19	0.654145	0.0256	0.0000	0.0001	21.9018	1.1876	1.7871
20	0.652377	0.0000	0.0000	0.0007	21.9018	1.1876	1.7878
21	0.649164	0.0000	0.0000	0.0002	21.9018	1.1876	1.7880
22	0.648010	0.0006	0.0018	0.0003	21.9024	1.1894	1.7883
23	0.646172	0.0049	0.0000	0.0000	21.9073	1.1894	1.7883
24	0.645968	0.0000	0.0000	0.0001	21.9073	1.1894	1.7884
25	0.644925	0.0061	0.0000	0.0002	21.9134	1.1894	1.7886

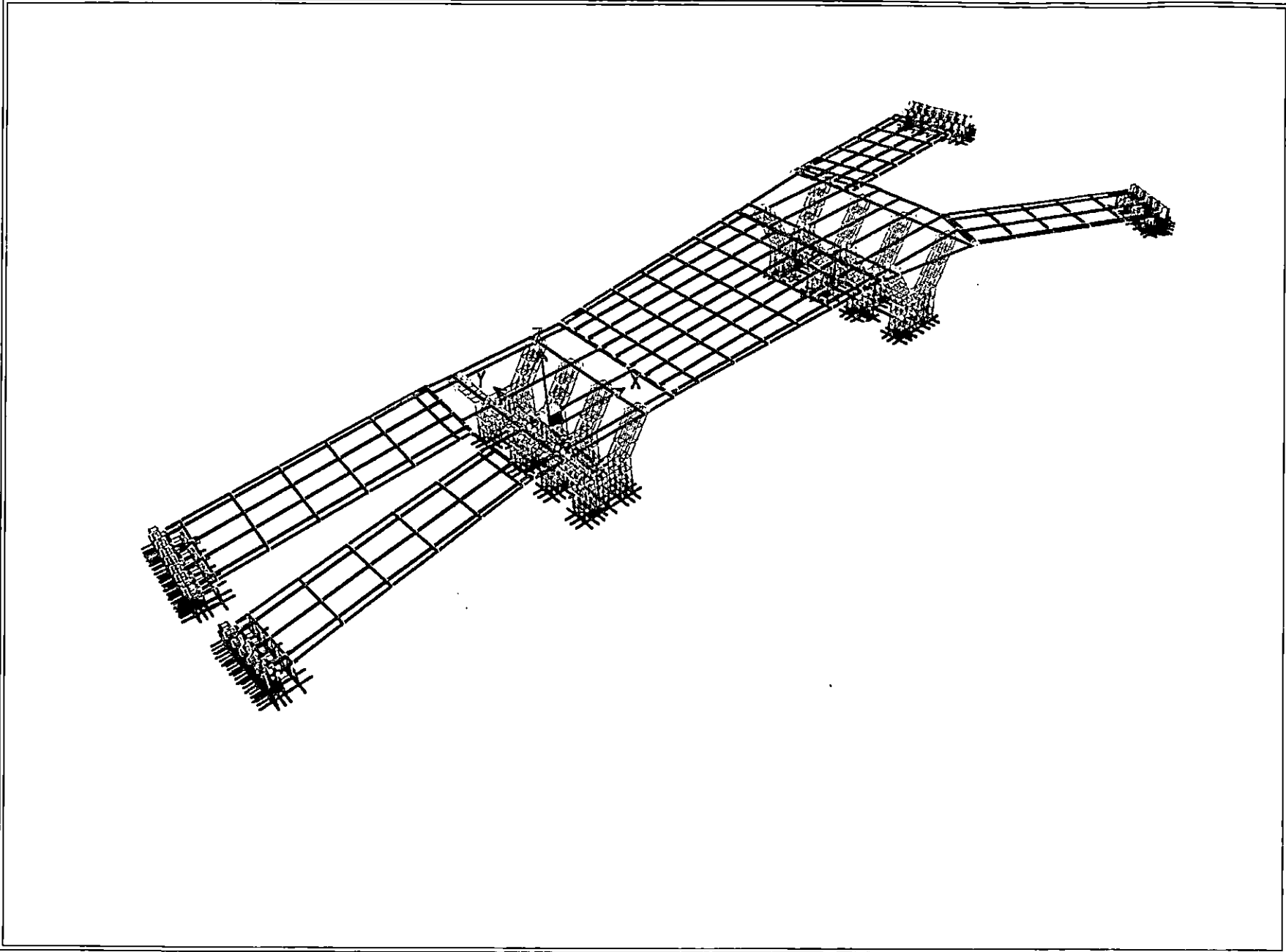
Defórmadas modales

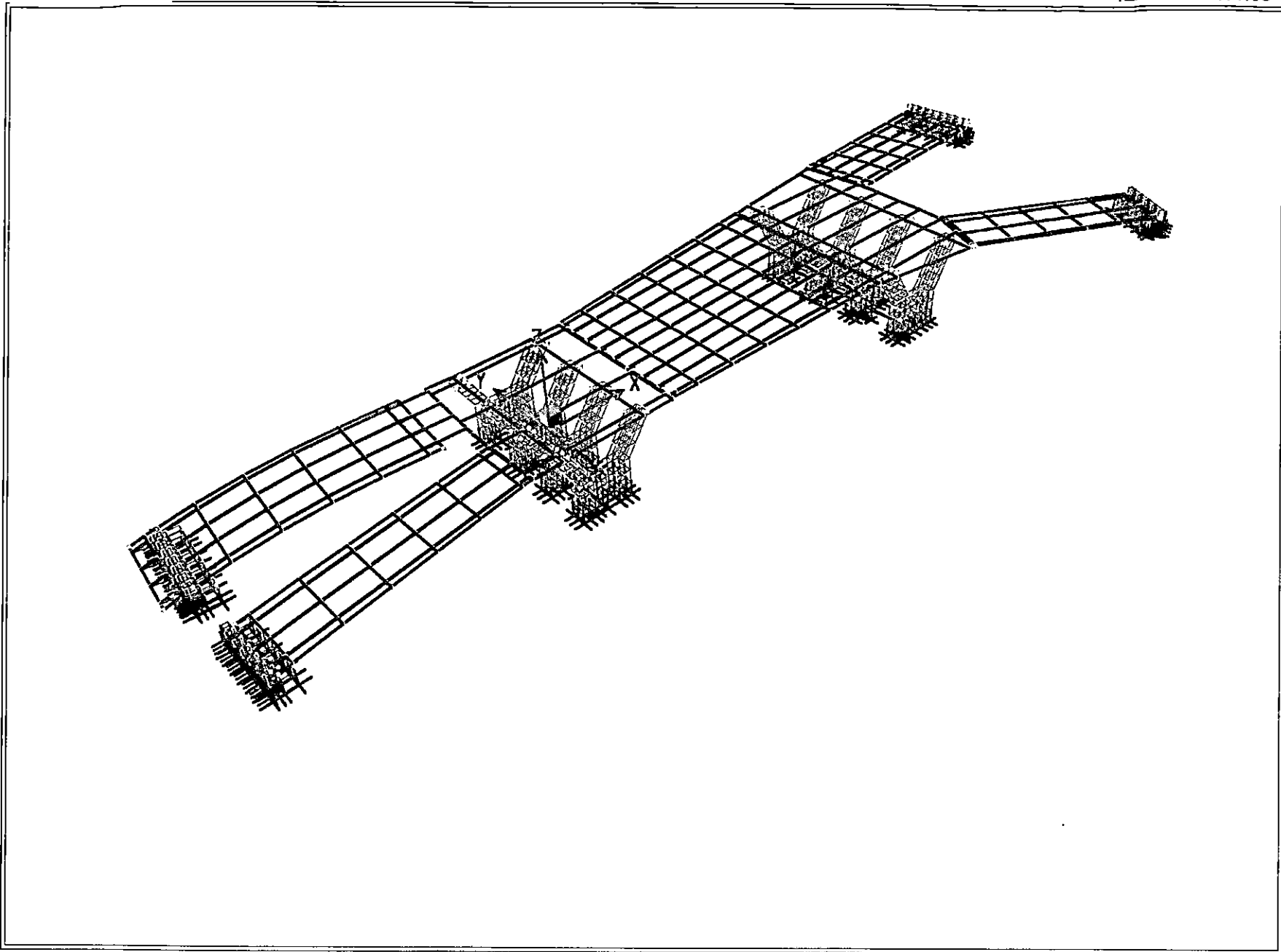
Paso a desnivel

Barrio La Vega.









3.4.4.2 Análisis de los Elementos Nlink (Isolator 1 y Gap)

Para el análisis de estos elementos se utilizará una tabla resumen donde se recopila la información correspondiente a los cuatro sismos aplicados a la estructura. Este análisis se identificará por tramos (ver figura 3.4.4.1).

Para los elementos GAP se medirá su deformación en el sentido U1 de las coordenadas locales del elemento, la abertura real de separación que existe entre vigas-pilas y vigas-estribos es de 0.20 cms., por lo tanto un desplazamiento mayor que este provoca que la estructura golpee entre sí provocando una fuerza de choque. En la tabla 3.4.4.2 se presenta el resumen de esta información.

Elementos ISOLATOR 1: La deformación de estos elementos se medirá en el eje local U2 del elemento para determinar si las vigas se mantienen dentro de su asiento, que para este paso son apoyos de almohadillas elastoméricas de 0.40 x 0.40 mts., el elemento está modelado al centro de la placa por lo tanto una deformación mayor de 0.40 mts. provoca que la viga se salga de su asiento (ver tabla resumen 3.4.4.2).

TABLA 3.4.4.2 RESUMEN DE RESUTADOS PARA EL GAP Y ISOLATOR 1

PASO A DESNIVEL BARRIO LA VEGA.

TRAMO	SISMO	CONDICION DEL GAP				ISOLATOR 1	
		GOLPEA	NO GOLPEA	FUERZA(Ton)	TIEMPO(seg)	DESP. MAX	DESP. MAX
TRAMO 1	IGN	x		34560	4.165	3.02E-01	3.04E-01
	HCR		x			4.50E-02	4.49E-02
	CIG		x			9.77E-02	9.76E-02
	ZSUB		x			3.80E-05	3.77E-05
TRAMO 2	IGN	x		18370	5.375	3.03E-01	3.03E-01
	HCR		x			1.21E-01	1.21E-01
	CIG		x			1.74E-01	1.10E-01
	ZSUB		x			1.31E-04	1.31E-04
TRAMO 3	IGN		x			4.05E-03	4.57E-03
	HCR		x			1.09E-03	1.10E-03
	CIG		x			2.94E-03	1.17E-03
	ZSUB		x			1.93E-06	1.96E-06
TRAMO 4	IGN	x		28120	3.835	3.03E-01	3.08E-01
	HCR		x			9.53E-02	9.62E-02
	CIG		x			1.32E-01	1.32E-01
	ZSUB		x			1.09E-04	1.10E-04
TRAMO 5	IGN	x		17930	1.63	3.03E-01	3.03E-01
	HCR		x			9.72E-02	9.72E-02
	CIG		x			1.39E-01	1.39E-01
	ZSUB		x			1.15E-04	1.14E-04

Nota: los desplazamientos están en m.

PASO A DESNIVEL BARRIO LA VEGA.

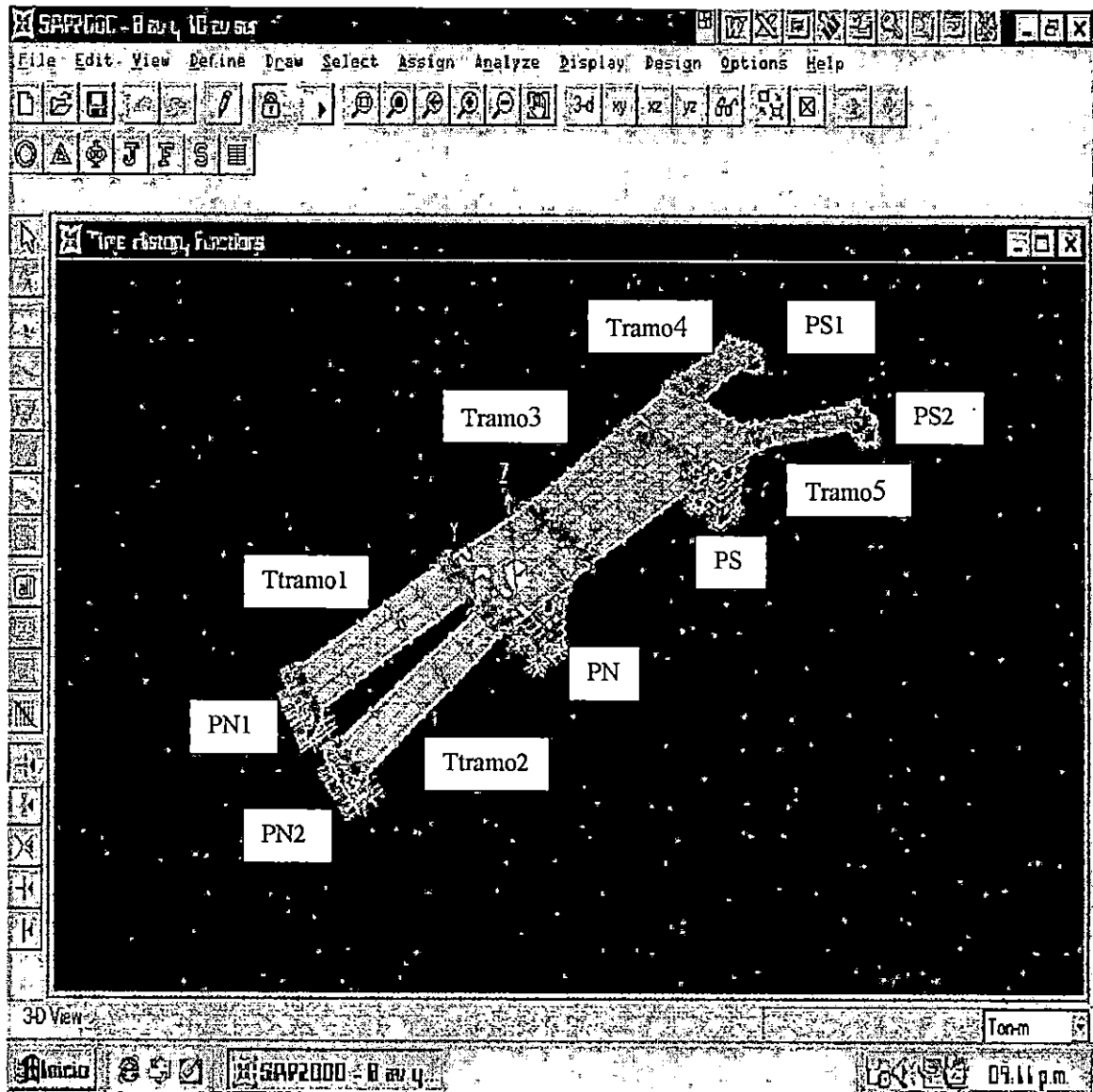


FIG. 3.4.4.1 IDENTIFICACIÓN DE TRAMOS BARRIO LA VEGA.

INDICAN:

PN 1:Pila Norte 1
PN 2:Pila Norte 2
PN:Pila Norte

PS 1: Pila Sur 1
PS 2:Pila Sur 2
PS: Pila Sur.

3.4.4.3 Variación de esfuerzos en los diferentes sistemas estructurales.

3.4.4.3.1 Registro del CIG, HCR, ZSUB.

- Losa: la combinación sísmica y la masa muerta no llegan a provocar que los elementos GAP se cierren en ninguno de los tramos, aun así se provocan esfuerzos de flexión localizándose los máximos en la losa de los cabezales de pila norte y pila sur, así como también en los extremos de la losa en calzada colindante con los estribos; mientras que los esfuerzos máximos por corte se localizan en la parte central de cada tramo. En ambas condiciones no se sobre pasan los esfuerzos permisibles del concreto.(ver fig. 3.4.4.1)
- Estribos y Pilas: se llego a determinar que los mayores esfuerzos por flexión se localizan en la parte de unión de pila norte-cabezal y pila sur-cabezal, mientras que los esfuerzos por cortante máximos se localizan en la parte de unión de las pilas con las fundaciones y parte superior de las pilas. En ambos casos no se llega a sobrepasar los limites de esfuerzo permisible del concreto.(ver fig. 3.4.4.1)
- Vigas: En cuanto a los esfuerzos desarrollados en estos elementos se determino que los momentos máximos se están desarrollando en el centro de cada tramo; los cortantes máximos se localizan en los extremos de cada tramo. En ambas condiciones no se llega a sobrepasar los limites de esfuerzo permisible para este elemento. (ver figura 3.4.4.1).

El comportamiento de la estructura es idéntico cuando es excitado sísmicamente por los tres registros antes mencionados.

3.4.4.3.2 Registro del IGN.

- Losa: la combinación sísmica y la masa muerta llegan a provocar que los elementos GAP se cierren en los tramos 1, 2, 4, 5, provocando esfuerzos de flexión localizándose los máximos en la losa de los cabezales de pila norte y pila sur, así como también en los extremos de la losa en calzada colindante con los estribos; mientras que los esfuerzos máximos por corte se localizan en la parte central de cada tramo. En ambas condiciones no se sobre pasan los esfuerzos permisibles del concreto.(ver fig. 3.4.4.1)
- Estribos y Pilas: se llego a determinar que los mayores esfuerzos por flexión se localizan en la parte de unión de pila norte-cabezal y pila sur-cabezal, mientras que los esfuerzos por cortante máximos se localizan en la parte de unión de las pilas con las fundaciones y parte superior de las pilas. En ambos casos no se llega a sobrepasar los limites de esfuerzo permisible del concreto.(ver fig. 3.4.4.1)
- Vigas: En cuanto a los esfuerzos desarrollados en estos elementos se determino que los momentos máximos se están desarrollando en el centro de cada tramo; los cortantes máximos se localizan en los extremos de cada tramo. En ambas condiciones no se llega ha sobrepasar los limites de esfuerzo permisible para este elemento. (ver figura 3.4.4.1).

Este registro es el que mayores esfuerzos le provoca a todo el sistema, el tramo 3 es el único en el cual no se llegan a cerrar los GAPS.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1 CONCLUSIONES

Como es ya conocido, los pasos a desnivel son obras civiles que deben mantener condiciones óptimas antes, durante y después de la ocurrencia de un fenómeno natural, debido a que soportan vías de comunicación; por lo cual se hace necesario el verificar que su diseño sea el más confiable y óptimo ante la presencia de tales eventos, en especial los sismos ya que estos ponen al descubierto los errores de diseño en cualquier estructura que no haya sido bien diseñada y detallada. Reconociendo de alguna manera que el daño potencial de un sismo es debido esencialmente a la desafortunada correspondencia entre el período fundamental de vibración de la mayoría de las estructuras y el contenido de frecuencia de las ondas sísmica, que a la vez viene a corroborar la importancia de tomar en las propiedades del suelo. Dentro de este contexto y teniendo en cuenta los resultados obtenidos, los cuales indican:

1. Al realizar la evaluación sísmica de los pasos a desnivel ubicados en el Barrio La Vega y en el Monumento al Hermano Lejano, los máximos esfuerzos tanto flexionantes como cortantes, determinados en la losa se localizaron en las esquinas o bordes de la misma, justo sobre el apoyo de las pilastras y estribos. Esto se debe a la interacción que se produce entre los tramos adyacentes de losa a consecuencia de que los desplazamientos generados al excitar sísmicamente a las estructuras antes mencionadas son mayores que la junta de separación propuesta produciéndose un golpeteo entre secciones, lo cual puede provocar problemas secundarios no previstos en el diseño de la losa. Será necesario

entonces, hacer una revisión exhaustiva sobre las condiciones de diseño adoptadas para proporcionar la separación adecuada tomando en cuenta los desplazamientos incompatibles que se puedan generar en las diferentes pilas y estribos a consecuencia del movimiento no sincronizado de las ondas sísmicas y no recargar el diseño de la losa por acción sísmica como resultado de la fuerza de choque. También se puede incluir un disipador de energía dentro del apoyo elastómerico utilizado, el cual reduce significativamente el desplazamiento sísmico, ver Fig. 4.1.b.

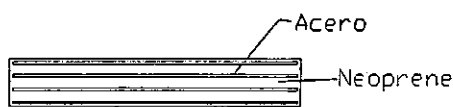


FIG. 4.1.a APOYO ELASTOMERICO ACTUAL

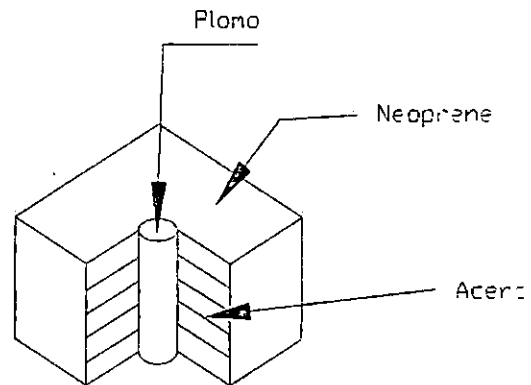


FIG. 4.1.b APOYO ELASTOMERICO CON DISIPADOR DE ENERGIA

2. Para los pasos a desnivel ubicados en la intersección de la 1ª Calle Poniente y 49ª Avenida Sur y en la intersección de la 6ª 10ª Calle Poniente y 49ª Avenida Sur, el sistema de apoyo de la superestructura que fue utilizado, generó inestabilidad en el sistema estructural debido a la alta deformabilidad del material, lo cual puede provocar que la superestructura se quede sin soporte, lo que no pudo ser observado debido a las

características del apoyo utilizado en el modelaje de dichas estructuras. Por lo tanto, para dar una alternativa de solución al problema de inestabilidad generado en el sistema estructural, es necesario que se provea la incorporación de apoyos elastoméricos en adición de dispositivos de disipación de energía que generalmente resultarían en una reducción significativa del desplazamiento sísmico comparado con el diseño de los apoyos elastoméricos comunes (placas laminadas) que no incluyen disipación de energía, ver Fig. 4.2.a y 4.2.b. La reducción típica puede ser esperada en un 20% a un 40% y si se conocen con precisión las características de fuerza-deformación del apoyo elastomérico y del aislador, la máxima fuerza lateral desarrollada tanto en el apoyo como en la fundación puede ser determinada. La inserción de un alma de plomo como dispositivo de disipación de energía dentro del apoyo de placas laminadas (neoprene y acero), permite satisfacer muchos de los requerimientos para un buen sistema de aislamiento y ha sido usado extensivamente. La razón de porqué el plomo es un material apropiado es debido a las características mecánicas que presenta, que le permiten una buena combinación con las características del apoyo elastomérico: alta rigidez inicial a cortante, comportamiento esencialmente elasto-plástico y buenas propiedades de fatiga para ciclos plásticos. El buen comportamiento de dicho sistema de disipación de energía dependerá a la vez del buen dimensionamiento que se haga de la placa de apoyo y del diámetro de la porción de plomo que se agregue.

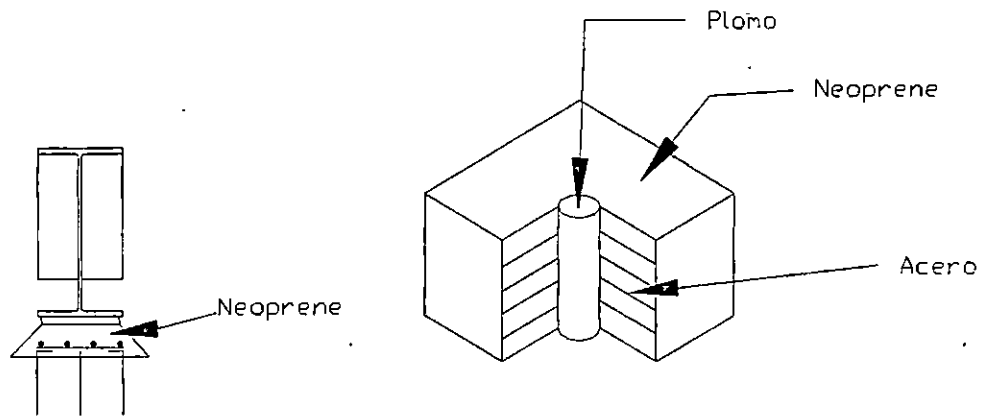


FIG. 4.2.a APOYO ELASTOMERICO ACTUAL

FIG. 4.2.b APOYO ELASTOMERICO CON DISIPADOR DE ENERGIA

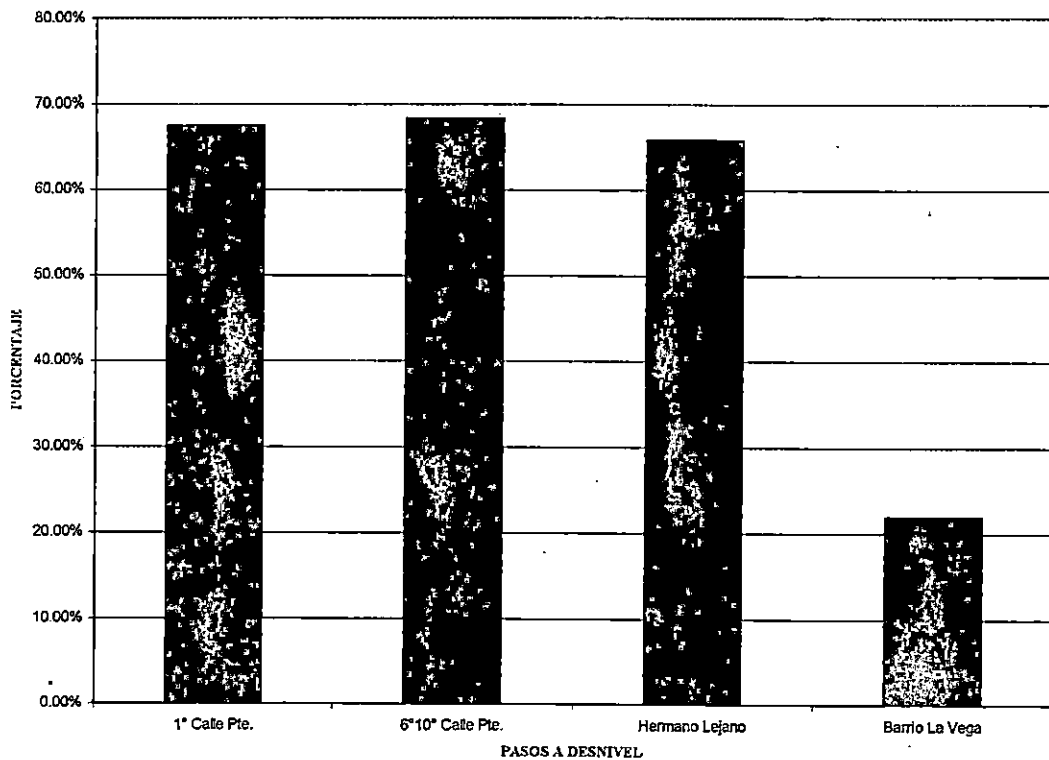
3. Para los cuatro pasos a desnivel seleccionados, los máximos esfuerzos flexionantes determinados en la subestructura y sistema de fundación, se localizaron en la zona de la unión pila – zapata y estribo – zapata; lo cual era de esperarse ya que su comportamiento es como un simple cantiliver vertical, debido al tipo de sistema estructural que se ha utilizado (superestructura simplemente apoyada). Para poder garantizar el buen comportamiento del elemento sería conveniente tomar en cuenta el proceso de diseño por capacidad aplicado a puentes, el cual fue presentado en el ejemplo del capítulo II para asegurar que en dicho elemento (pila) no se produzcan fallas no dúctiles antes de que se produzcan las fallas dúctiles bajo el nivel sísmico de diseño. Es importante también tener presente los aspectos de detallado de las zonas críticas (anclajes, desarrollo de refuerzo, etc.) ya que son situaciones que en el pasado dieron origen a diversos tipos de fallas, lo

anterior debe recordarnos que un buen análisis debe ir acompañado de un buen detallado y no tomarlos como dos aspectos excluyentes, sino más bien complementarios.

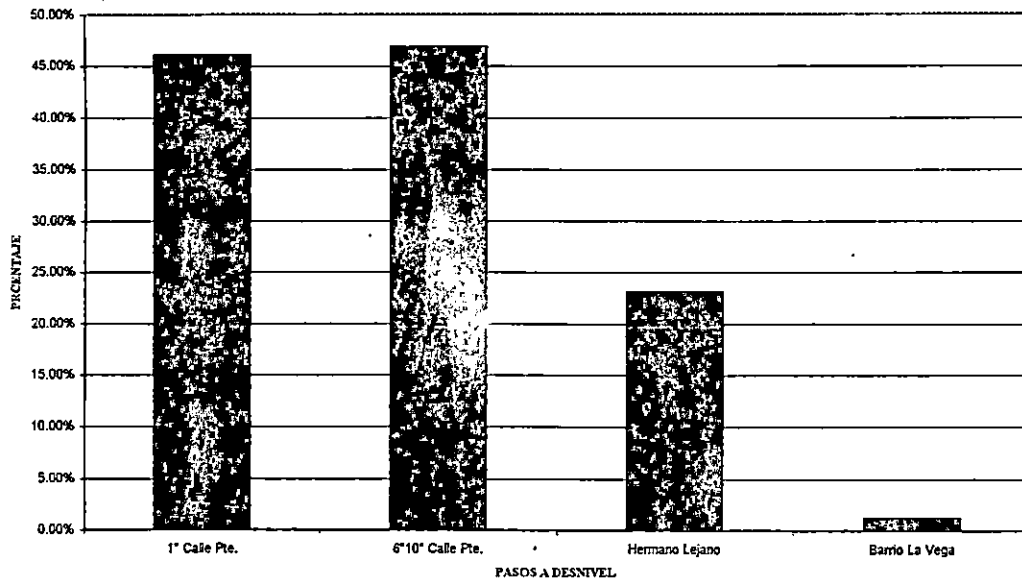
4. El porcentaje de la masa modal participante alcanzado después de 25 modos de vibración no fue el necesario ya que no se llegó al 90% como requisito mínimo para este tipo de estructuras en ninguna de las tres direcciones (longitudinal, transversal y vertical), lo que indica que los resultados originados por los efectos inerciales en tales direcciones no son tan representativos ya que hay un porcentaje de masa que todavía no ha sido excitada, la cual tiene una influencia directa en la ecuación fundamental del movimiento; pero permiten obtener de una manera práctica el comportamiento característico de dichas estructuras. Para el caso de análisis presentado, los pasos a desnivel que alcanzaron mayor porcentaje de masa participante acumulada fueron los ubicados en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 6ª 10ª Calle Poniente con un 68% de masa en la dirección longitudinal de la estructura, seguido por el paso a desnivel ubicado en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente y el ubicado en el Monumento al Hermano Lejano con un 67% y 65%, respectivamente, en la dirección longitudinal. En cambio para el paso a desnivel ubicado en el Barrio La Vega, el porcentaje de masa participante acumulada fue de 21% para la dirección longitudinal, debido a que presenta una forma diferente en su geometría con respecto a los tres casos anteriores. Para todos los casos se necesitaría definir un mayor número de modos de vibración para poder excitar la masa de dichas estructuras, lo cual como se mencionó en el capítulo III es una limitante debido al recurso computacional con que se cuenta para realizar el análisis respectivo como consecuencia

de la cantidad de información de salida que genera el programa SAP2000. En las gráficas 4.1, 4.2 y 4.3 se muestran los porcentajes de masa participantes para cada uno de los pasos a desnivel considerados en cada una de las direcciones.

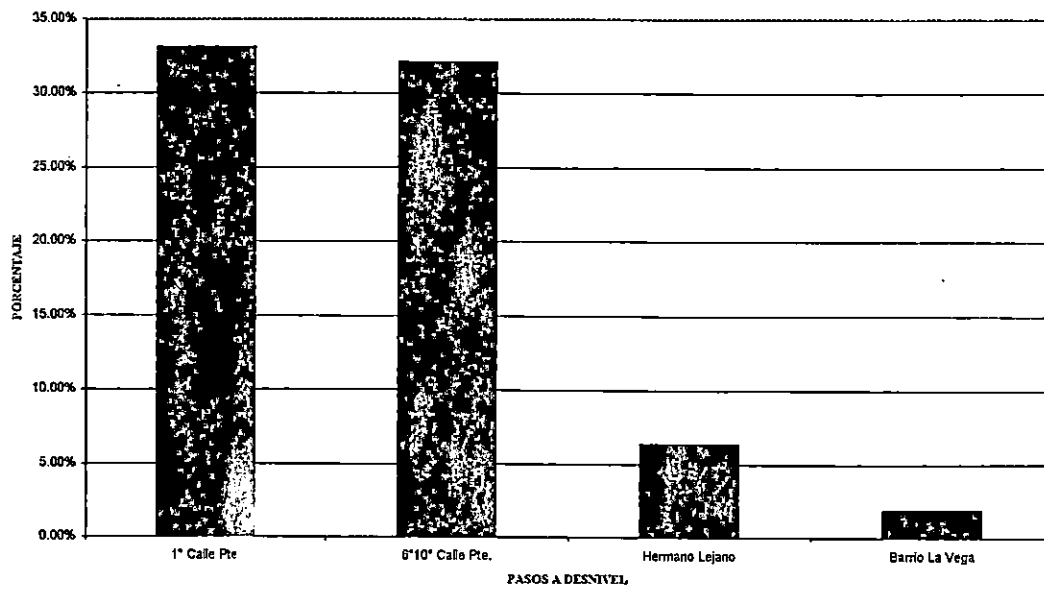
**GRAF. 4.1: % MASA ACUMULADA (X - X)
LONGITUDINAL**



GRAF. 4.2: % MASA ACUMULADA (Y - Y)
TRANSVERSAL



GRAF. 4.3: % MASA ACUMULADA (Z - Z)
VERTICAL



5. A diferencia de las estructuras de edificios donde se espera que la mayor participación de masa se de en el primer modo de vibración, en los pasos a desnivel la mayor participación de masa puede darse en cualquiera de los modos de vibración, lo cual puede corroborarse con los resultados presentados en las tablas de masa participante de cada uno de los pasos a desnivel.

6. Todos los pasos a desnivel fueron analizados completamente empotrados en donde se considera al suelo como un medio rígido y no se consideró la interacción que se produce entre el suelo y la estructura, lo que podría ocasionar en cierta forma que los resultados obtenidos tengan variación. Esto tiene influencia ya que según los estudios de micro zonificación realizados en el Área Metropolitana de San Salvador por un consorcio italiano y por el Ing. Rolando Alberto Aguilar Colato, el período dominante del suelo para el primer estudio se encuentra en un rango de $T_0 = 0.20$ seg. y $T_1 = 0.60$ seg., en tanto para el segundo estudio es: $T = 0.206$ seg. Los períodos dominantes determinados para los pasos a desnivel de la 49ª Avenida Sur y 6ª 10ª Calle Poniente ($T_n = 0.676$ seg.) y la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente ($T_n = 0.795$ seg.), se encuentran dentro del rango del período dominante del suelo determinado por dichos estudios, lo cual provocaría que la estructura entrara en resonancia dando lugar al colapso de dichos pasos a desnivel si dentro de estos períodos la estructura tiene la mayor participación de masa.

7. En ninguno de los elementos estructurales que conforman el sistema global de cada uno de los pasos a desnivel considerados, se llegó a sobrepasar los esfuerzos permisibles

de cada uno de los materiales. Para algunos de los caso en particular: concreto simple a compresión ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$), concreto a tensión ($f_c = 0.40f'c$), acero de refuerzo grado 60 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), acero estructural A36 ($f_y = 25310 \text{ Ton/m}^2$). Para todos los casos, los esfuerzos alcanzados fueron de un 50% a un 70% del esfuerzo permisible.

8. Dentro de los registros de los acelerogramas escogidos para la evaluación sísmica, los que provocaron los mayores resultados en cuanto a desplazamientos y esfuerzos fueron el registro del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y el registro del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), los cuales corresponden al terremoto del 10 de octubre de 1986.

9. El sistema de tierra armada que en algunos pasos a desnivel forma parte del estribo y en otros es parte complementaria, no se tomó en cuenta dentro del modelo matemático tridimensional en la realización del análisis respectivo debido a que ha demostrado un buen desempeño en los últimos sismos ocurridos, tales como: los terremotos de Kobe (1995) y Turquía (1998).

10. Los esfuerzos generados en las vigas metálicas del tramo central de los pasos a desnivel ubicados en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente, y en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 6ª 10ª Calle Poniente, son mayores que los generados en los demás claros debido a que son vigas simplemente apoyadas, en donde se espera que los máximos resultados se desarrollen en el centro del claro y tienda a cero en

los extremos del mismo, estableciendo de esta forma que el diseño de la superestructura es dominado por la acción de la carga muerta y carga viva.

4.2 RECOMENDACIONES

1. Debido a que se tuvo ciertas dificultades en la consecución de la información referente al estudio de suelo realizado en los diferentes pasos a desnivel analizados, no se llevó a cabo el análisis de la interacción suelo-estructura, por lo que en estudios posteriores se recomienda tomar en cuenta dicho análisis; debido a que pueden surgir problemas no detectados al usar la idealización de un empotramiento perfecto.
2. Se recomienda que cuando se realicen trabajos de investigación relacionados con los puentes y pasos a desnivel, de ser posible se cuente con la memoria descriptiva del diseño de dichas estructuras para que las condiciones de carga y los elementos utilizados en la discretización del modelo matemático tridimensional, reflejen las condiciones reales del comportamiento de la estructura y que los resultados sean más representativos de la realidad.
3. En los pasos a desnivel ubicados en el barrio La Vega y el ubicado en el Monumentos al Hermano Lejano, la junta de separación proporcionada entre los elementos adyacentes de losa fue inadecuada y se produjo interacción entre los elementos al ser excitados sísmicamente lo que puede causar una degradación en la rigidez del sistema y modificar el comportamiento de la estructura, por lo que se recomienda que se haga una revisión para que se proporcione la separación adecuada tomando en cuenta los desplazamientos máximos que se puedan producir.

4. En los pasos a desnivel ubicados en la intersección de la 49ª Avenida Sur y 1ª Calle Poniente y la intersección de la 49ª Avenida Sur y 6ª 10ª Calle Poniente, el sistema de apoyo proporcionado a la superestructura genera deformaciones que pueden provocar inestabilidad en el sistema estructural e inducir a que un tramo de la superestructura se quede sin asiento, por lo que es recomendable que se realice una investigación profunda acerca de la utilización de sistemas de apoyo elastoméricos que incluyan o no dispositivos de disipación de energía.

5. El análisis realizado a través del programa SAP2000 no permitió evaluar la condición de carga de tránsito debido a los elementos que se tomaron en cuenta y al tipo de análisis que se utilizó (historia de la respuesta en el tiempo) no se consideró la masa viva de tránsito. Por lo tanto, sería de buen provecho que se utilizara el análisis de puentes que proporciona dicho programa donde se utilizan elementos de marco para el modelaje de las estructuras, donde se toma en consideración la carga de tránsito a través de las líneas de influencia, lo cual permitiría comparar la incidencia de las cargas vivas en los diferentes elementos estructurales de los pasos a desnivel analizados contra los resultados obtenidos del análisis de la historia de la respuesta en el tiempo y de esta manera optimizar el diseño de este tipo de estructuras para garantizar su seguridad.

CAPITULO V

BIBLIOGRAFIA.

BIBLIOGRAFÍA

- ☞ ARCE, JOSE C.: DISEÑO SISMICO DE PUENTES. CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS. CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES(CENAPRED), 1999. JICA (Japan International Cooperation Agency). PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO. Cap. 3. Pag. 339 – 349.
- ☞ M. J., NIGEL PRIESLEY; F., SEIBLE AND G., MICHELE CALVI. (1996). SEISMIC DESING AND RETROFIT OF BRIDGES. EDITORIAL JOHN WILEY & SONS, INC. ESTADOS UNIDOS DE AMERICA. Cap. 1. Pag. 3 – 57.
- ☞ NILSON, ARTHUR H. Y WINTER, GEORGE. (1994). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. EDITORIAL MC GRAW HILL. 11ª EDICION. MEXICO. Cap. 7. Pag. 213-220.
- ☞ GONZALES CHICAS, MARVIN DANIEL Y OTROS. (2000). ANÁLISIS SISMICO DE PUENTES DISEÑADOS CON ESTRIBOS INTEGRALES. TBG. FIA – UES. Cap. II. Pag. 14 – 36.

- ▣ PARK, ROBERT. (1996). DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DE CONCRETO REFORZADO. ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA. GUATEMALA. PARTE 1. Cap. 6. Pag. 1 – 12.
- ▣ CISNEROS GARCIA, JOSE LUIS Y OTROS. (2000). ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS EN PUENTES. TBG. FIA – UES. Cap. II. Pag. 16 – 44.
- ▣ MIRANDA, EDUARDO: CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE INTERACCION DINAMICA SUELO – ESTRUCTURA. CURSO SOBRE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS. CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES(CENAPRED), 1999. JICA (Japan International Cooperation Agency). PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO.
- ▣ AASTHO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS: STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES. 16ª EDICION. 1996.

- ☞ COMPUTERS AND STRUCTURES INC: ANALYSIS REFERENCE, VOL. 1
SAP2000. INTEGRATED FINITE ELEMENT ANALYSIS AND DESGN OF
STRUCTURES. 1997.
- ☞ COMPUTERS AND STRUCTURES INC: ANALYSIS REFERENCE, VOL. 2
SAP2000. INTEGRATED FINITE ELEMENT ANALYSIS AND DESGN OF
STRUCTURES. 1997.
- ☞ COMPUTERS AND STRUCTURES INC: TUTORIAL MANUAL. SAP2000.
INTEGRATED FINITE ELEMENT ANALYSIS AND DESIGN OF
STRUCTURES. 1997.
- ☞ HELMUTH WILDEN, P. E. CHAIRPERSON. PCI, DESIGN HANDBOOK.
PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE. 4ª EDICION. 1992.
- ☞ BAZAN, ENRIQUE Y MELI, ROBERTO: DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.
EDITORIAL LIMUSA. MÉXICO. 1999.
- ☞ REVISTA INSTITUTO SALVADOREÑO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO.
ISCYC. NUMERO 14. 1999. EL SALVADOR.

PLAN MAESTRO PARA EL AREA METROPOLITANA DE SAN
SALVADOR(PLAMATRAMSS).

ANEXOS.