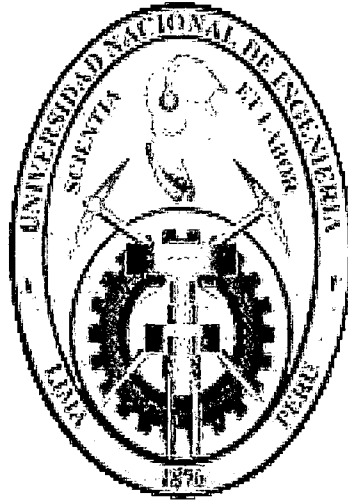


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**METODOLOGÍA PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS
DÚCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO
SEGÚN RECOMENDACIONES DE FEMA**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

DAVID MARCOS QUISPE CHANGANAQUÍ

Lima – Perú

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

2008

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer especialmente a mis padres Marcos y Carmen por confiar en mí y darme su apoyo, apoyo sin el cual ningún esfuerzo mío hubiese sido suficiente.

Agradezco especialmente a mi asesor el Ing. Jorge Luis Gallardo Tapia por guiarme en la elaboración de la presente la tesis y contribuir a que este trabajo se concluya, y a través de él agradecer también a todos mis maestros en mi etapa de formación en la Universidad Nacional de Ingeniería.

Agradezco también a la Institución que representa la UNI como pilar y base de la ingeniería en el Perú.

Agradezco también a todas aquellas personas que de alguna u otra manera han contribuido a la realización de este trabajo, el cual ha sido un camino en soledad rodeado de muchas compañías.

INDICE

	Pág.
RESUMEN.....	21
Lista de Tablas.....	24
Lista de figuras.....	26
INTRODUCCION.....	33
CAP.1 CONCEPTOS GENERALES.	
1.1 Introducción.....	36
1.2 Sistemas de 1 grado de libertad.....	37
1.3 Espectros de Respuesta.....	37
1.4 Espectros de Diseño.....	42
1.5 Espectros por Desempeño.....	47
1.6 Espectros de Demanda Elásticos.....	52
1.7 Espectros Inelásticos.....	53
1.8 Factor de reducción de fuerzas sísmicas.....	54
1.9 Relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico – Factor de reducción por ductilidad – Métodos indirectos.	
1.9.1 Propuesta de Newmark y Hall.....	56
1.9.2 Propuesta de Nassar y Krawinkler.....	61
1.9.3 Propuesta de Ordaz y colaboradores.....	63
1.9.4 Propuesta de Aguiar y Guerrero.....	64
1.9.5 Propuesta de Miranda.....	66
1.10 Relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico – Métodos directos.....	68

1.11	Método del FEMA 273.....	71
1.12	Método del FEMA 356.....	72
1.13	Factor de reducción por Sobrerresistencia.....	73
1.14	Factor de reducción por Redundancia.....	75
1.15	Factor de reducción para tener en cuenta sistemas de Múltiples Grados de Libertad.....	77
1.16	Procedimiento de cálculo final del factor R de reducción de fuerzas sísmicas.....	79

CAP.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO.

2.1	Introducción.....	84
2.2	Clasificación por tipo de estructuración.....	85
2.2.1	Pórtico de acero con conexiones rígidas.....	85
2.2.2	Pórtico de acero con conexiones semirrígidas.....	86
2.2.3	Pórtico de acero con conexiones articuladas.....	86
2.3	Clasificación de acuerdo al nivel de diseño.....	87
2.3.1	Nivel de diseño 1.....	87
2.3.2	Nivel de diseño 2.....	88
2.3.3	Nivel de diseño 3.....	88
2.4	Pórticos Arriostrados.....	89

CAP.3 REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DUCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO EN BASE AL GRADO DE DEFORMACIÓN INELÁSTICA, DESARROLLO DE LOS NIVELES DE DISEÑO.

3.1	Introducción.....	91
3.2	Combinaciones de carga.....	92
3.3	Factor de modificación del esfuerzo de fluencia del acero.....	94
3.4	Desplazamiento horizontal de la estructura.....	94
3.5	Enfoque de diseño Básico.....	97
3.6	Determinación de la localización de formación de las rótulas plásticas.....	99

3.7	Determinación del momento plástico probable en la rótula.....	100
3.8	Determinación del corte en la rótula plástica.....	101
3.9	Determinación de las demandas de fuerza en cada una de las secciones críticas.....	101
3.10	Momento de Fluencia.....	102
3.11	PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 3.	
3.11.1	Alcances.....	103
3.11.2	Conexiones y Juntas viga-columna.....	103
3.11.3	Zonas Protegidas.....	105
3.11.4	Zona del panel en conexiones viga-columna.....	106
3.11.5	Relaciones ancho / espesor.....	110
3.11.6	Placas de continuidad.....	111
3.11.7	Relación de momentos en los nudos.....	112
3.11.8	Arriostramiento lateral de las conexiones viga-columna.....	114
3.11.9	Arriostramiento lateral de las vigas.....	116
3.11.10	Arriostramiento lateral de las alas de columna.....	116
3.11.11	Empalmes de Columna.....	117
3.12	PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 2.	
3.12.1	Alcances.....	117
3.12.2	Relaciones ancho / espesor.....	118
3.12.3	Arriostramiento lateral de vigas.....	118
3.12.4	Conexiones y juntas viga – columna.....	118
3.13	PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 1.	
3.13.1	Alcances.....	119
3.13.2	Relaciones ancho / espesor.....	120
3.13.3	Conexiones viga – columna.....	120
3.13.4	Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones.....	121
3.13.5	Placas de continuidad.....	122
 CAP.4 CONEXIÓN RÍGIDA DE MOMENTO.		
4.1	Introducción.....	124
4.2	Definición de conexión rígida.....	125
4.3	Tipos de Conexiones Rígidas.....	126

4.4	Conexión de Viga de Sección Reducida (RBS).....	127
4.5	Conexión de ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W).....	133
4.6	Conexión de placas soldadas al ala de la viga proyectadas a la columna (WFP).....	137
4.7	Conexión de placas empernadas al ala de la viga proyectadas a la columna (BFP).....	143

CAP.5 APLICACIÓN DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CONFORMADA DE PORTICOS DUCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO EN BASE A LAS RECOMENDACIONES DE FEMA.

5.1	Introducción.....	153
5.2	Modelo de Análisis.....	154
5.3	Análisis Lineal Estático.....	155
5.3.1	Cálculo de las acciones de sismo.....	160
5.3.2	Fuerzas laterales equivalentes a sismo.....	160
5.4	Análisis Lineal Dinámico.....	163
5.5	Análisis No Lineal Estático.....	172
5.5.1	Rótula de Flexión M3.....	181
5.5.2	Rótula de Flexo compresión PMM.....	182
5.5.3	Revisión de los parámetros modales.....	195
5.5.4	Distribución de los patrones de cargas aplicados para el Análisis No Lineal estático.....	196
5.5.5	Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.....	200
5.6	Método del Espectro de Capacidad – MEC (ATC 40).....	204
5.6.1	Espectro de Capacidad.....	205
5.6.2	Espectro de Demanda.....	207
5.7	Diseño dúctil con la conexión WUF-W.....	226
5.8	Diseño dúctil con la conexión RBS.....	229

CAP.6 ANALISIS DE LOS RESULTADOS DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD POR ANÁLISIS NO LINEALES DINÁMICOS.

6.1	Introducción.....	242
6.2	Análisis No Lineal Dinámico.....	243

6.3	Registros Utilizados.....	245
6.4	Espectros de Respuesta.....	249
6.5	Métodos de Integración.....	250
6.5.1	Método de integración por aceleración lineal.....	250
6.5.2	Método de integración de Newmark.....	251
6.6	Espectros de respuesta de aceleraciones.....	253
6.7	Combinación Espectral FEMA 356.....	257
6.8	Modelo estructural.....	258
6.8.1	Modelo 1.....	260
6.8.2	Modelo 2.....	275
6.9	Verificación del factor de reducción de fuerzas sísmicas.....	288
CONCLUSIONES.....		295
RECOMENDACIONES.....		299
BIBLIOGRAFÍA.....		300
ANEXOS		

RESUMEN

En la actualidad y desde hace mucho tiempo la mayoría de los códigos de construcción ó reglamentos de diseño de estructuras frente a acciones sísmicas principalmente en Latinoamérica y en muchos otros países, tienen la intención que las estructuras soporten intensos movimientos del suelo sin llegar al colapso. Sin embargo se acepta que estas estructuras presenten daños importantes que pueden ser incluso de naturaleza estructural.

La filosofía de diseño actual se basa en que las estructuras resistan sismos leves sin daño, sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves y sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

Para conseguir este objetivo, los ingenieros estructurales a lo largo de los años han probado el uso de configuraciones de sistemas estructurales, materiales y detalles de construcción que sean capaces de generar el comportamiento dúctil en sus estructuras. El comportamiento dúctil es importante porque permite la disipación de la energía entregada por el sismo.

Generalmente en nuestro país se diseñan estructuras con espectros de diseño correspondientes a sismos severos a los cuales se le aplica un factor R denominado factor de reducción de respuesta sísmica y con ello se piensa que se asegura el ingreso de las estructuras en el rango no lineal. Se han hecho importantes mejoras e investigaciones referentes a estructuras de concreto, de las cuales se han hallado las relaciones Momento-Curvatura y se ha centrado su atención en aumentar la reserva de ductilidad por curvatura de las secciones; mientras esta reserva sea más alta, mejor será el comportamiento sísmico que se espera de la edificación.

Con respecto al acero, se sabe que es uno de los materiales dúctiles por naturaleza, y siendo el nuestro, un país de frecuente actividad sísmica, las estructuras de acero son las más adecuadas para generar el comportamiento

dúctil. Sin embargo la experiencia mundial de los últimos sismos ocurridos nos indica que debemos tener en cuenta ciertas consideraciones con respecto a su diseño.

En los países desarrollados desde hace muchos años se ha venido utilizando el acero como material estructural y enmarcado dentro de un sistema estructural denominado; "pórticos dúctiles resistentes a momento" y se tenía la creencia que estos pórticos de acero, como sistema estructural, eran una de las configuraciones más dúctiles en la mayoría de los códigos estructurales vigentes y que estas estructuras eran muy buenas para soportar efectos sísmicos, hasta se llegó a pensar que eran invulnerables; como no se creía posible el colapso, muchas estructuras fueron diseñadas con estos sistemas durante muchos años, particularmente en EE.UU.

El sismo de Northridge del 17 de enero de 1994 recusó este paradigma, ocurrió allí que un número de edificios con pórticos resistentes a momento de acero experimentaron fracturas frágiles principalmente en las soldaduras de conexión viga-columna y esto arrastraba el agrietamiento de los elementos adyacentes a la conexión, esto se dió para edificios de cualquier tipo de altura y de cualquier antigüedad, el daño en estructuras que experimentaron moderados movimientos del suelo era excesivo; las estructuras cumplieron el cometido para la cual fueron diseñadas es decir, sufrieron daños estructurales limitados sin llegar a colapsar, pero para el nivel de movimiento del suelo estos daños eran excesivos y las estructuras no funcionaron como se preveía, las pérdidas económicas fueron cuantiosas y ocurrieron como consecuencia del daño en la conexión.

En nuestro país no es común el uso de este sistema de fuerza resistente lateral por medio de pórticos (de momento) de acero y son pocas las estructuras planteadas de esta manera, las que existen o se pueden enmarcar dentro de este sistema, se basan en los requisitos de diseño del reglamento americano AISC LRFD 1993, que define la utilización de conexiones rígidas, sin embargo cada vez más, aumenta el uso y la construcción de edificios de acero mayormente en nuestro país para uso comercial, la intención de este trabajo es actualizar los conocimientos de concepción y diseño del sistema resistente de fuerza lateral a través del uso de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento con los últimos conocimientos adquiridos por los países desarrollados

que mayor uso han hecho de estas estructuras, de su experiencia y de su práctica, así como de los sismos ocurridos y del comportamiento de sus estructuras, obtendremos conclusiones importantes que mejorarán nuestro diseño actual.

Esta además decir que la aplicación de estos conceptos tienen que ser contrastados con nuestra realidad y con nuestras normas (específicamente espectros de diseño), las estructuras deberán ser probadas frente a las acciones sísmicas que pudieran ocurrir en nuestro territorio, y allí se comprobará la eficacia y aplicabilidad de estos nuevos criterios.

Un punto aparte a esto son las nuevas ideas y filosofías de diseño en base a la capacidad y al desplazamiento que se está gestando desde hace 25 años en los países desarrollados y otros no tan desarrollados, y cuyos conceptos necesariamente deben ser involucrados en el diseño de los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento. Según estas ideas el diseño de las estructuras basado en la resistencia sísmica propuesta por las normativas y códigos tradicionales no cuantifican el desempeño de las estructuras en términos de potencial de daño, debido a que generalmente solo se considera un nivel de movimiento del terreno para el cual la edificación no debería colapsar, viéndolo de esta manera para sismos de naturaleza más frecuente los daños causados y las pérdidas asociadas no están reconocidas en estos códigos. Las estructuras no colapsan pero los daños son cuantiosos e importantes, en esto se basa la nueva tendencia de diseño que considera que no necesariamente un incremento de la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño; entonces la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura es mucho más importante que el valor de la cortante sísmica en la base. El concepto fundamental de garantizar que las rótulas plásticas se formen en la viga y no en la columna ó en la conexión viga - columna, básicamente busca mejorar el desempeño de la estructura, al concentrarnos en las deformaciones inelásticas máximas, revisamos los desplazamientos de la estructura y esto consecuentemente mejora el desempeño, y si mejoramos su desempeño lo que conseguiríamos es controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Capítulo 1	
Tabla 1.1: Registros sísmicos considerados para obtener el espectro de diseño medio (Aguilar, 2005).....	44
Tabla 1.2: Eventos sísmicos para evaluar el desempeño estructural.....	47
Tabla 1.3: Objetivos del desempeño sísmico.....	49
Tabla 1.4: Factores a y b de Nassar y Krawinkler.....	61
Tabla 1.5: Factor por redundancia estructural R_p (ATC 19, 1995).....	76
Capítulo 3	
Tabla 3.1: Factores de Modificación de esfuerzo de fluencia.....	94
Tabla 3.2: Parámetros de diseño para pórticos de acero Especial, Intermedio y Ordinario según LADBS-P/BC 2002-098.....	96
Capítulo 4	
Tabla 4.1: Datos de precalificación para Conexiones de Viga de Sección Reducida (RBS).....	129
Tabla 4.2: Datos de precalificación para Conexiones WUF-W.....	134
Tabla 4.3: Datos de precalificación para Conexiones WFP.....	139
Tabla 4.4: Datos de precalificación para Conexiones BFP.....	145
Capítulo 5	
Tabla 5.1: Propiedades de la placa colaborante.....	156
Tabla 5.2: Propiedades geométricas del sistema de entrepiso.....	157
Tabla 5.3: Pesos de los componentes del sistema.....	157

Tabla 5.4: Pesos totales en cada nivel (Tn).....	158
Tabla 5.5: Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	159
Tabla 5.6: Parámetros sísmicos para el análisis lineal estático.....	160
Tabla 5.7: Fuerzas laterales equivalentes a sismo.....	160
Tabla 5.8: Control de desplazamiento Análisis Lineal Estático.....	162
Tabla 5.9: Parámetros sísmicos Análisis Lineal Dinámico.....	163
Tabla 5.10: Factores de amplificación espectral.....	164
Tabla 5.11: Periodos y Factores de Participación Modal.....	165
Tabla 5.12: Coeficientes de Participación de la Masa Modal Efectiva.....	166
Tabla 5.13: Control de desplazamiento Análisis Lineal Dinámico.....	166
Tabla 5.14: Parámetros de no linealidad para la condición 1 (M3).....	182
Tabla 5.15: Parámetros de no linealidad para la condición 2 (M3).....	182
Tabla 5.16: Parámetros para el diagrama Momento – Rotación condición 1 (PMM).....	183
Tabla 5.17: Parámetros para el diagrama Momento – Rotación condición 2 (PMM).....	183
Tabla 5.18: Parámetros para el diagrama Momento – Rotación condición 1 (PMM).....	183
Tabla 5.19: Parámetros para el diagrama Momento – Rotación condición 2 (PMM).....	183
Tabla 5.20: Resumen de Masas finales.....	196
Tabla 5.21: Periodos y Factores de participación modal finales.....	196
Tabla 5.22: Coeficientes de participación de la masa modal efectiva finales...	196
Tabla 5.23: Distribución de cargas PUSH1.....	197
Tabla 5.24: Distribución de cargas PUSH2.....	197
Tabla 5.25: Valores de κ	209
Tabla 5.26: Valores mínimos permitidos de SR_a y SR_v	210

Capítulo 6

Tabla 6.1: Factores de amplificación sísmica.....	248
Tabla 6.2: Resumen de masas.....	259
Tabla 6.3: Comparación de resultados Modelo 1.....	273
Tabla 6.4: Comparación de desplazamientos Modelo 1.....	274
Tabla 6.5: Comparación de Reacciones Modelo 1.....	274

Tabla 6.6: Comparación de resultados Modelo 2.....	285
Tabla 6.7: Comparación de desplazamientos Modelo 2.....	285
Tabla 6.8: Comparación de Reacciones Modelo 2.....	286
Tabla 6.9: Comparación de desplazamientos entre Modelos 1 y 2 - ANLD....	286
Tabla 6.10: Comparación de reacciones entre Modelos 1 y 2 - ANLD.....	287
Tabla 6.11: Comparación de desplazamientos entre Modelos 1 y 2 – MADRS.....	287
Tabla 6.12: Comparación de reacciones entre Modelos 1 y 2 – MADRS.....	288
Tabla 6.13: Parámetros para el diseño sísmico.....	289
Tabla 6.14: Relación entre reacciones en la base elásticas e inelásticas.....	290

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1.1: Modelo de Oscilador de 1GDL.....	38
Figura 1.2: Modelo de Oscilador de 1GDL.....	39
Figura 1.3: Respuestas en el tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento.....	40
Figura 1.4: Espectros de Respuesta obtenidos del sismo de Pisco 2007.....	41
Figura 1.5: Espectros de Respuesta (Aguiar, 2005).....	43
Figura 1.6: Espectros de Diseño Elásticos.....	45
Figura 1.7: Espectro de Diseño del código CBC 2001.....	46
Figura 1.8: Espectros por Desempeño sísmico Aguiar y Guendelman.....	50
Figura 1.9: Espectros por Desempeño sísmico Piqué y Taipei.....	51
Figura 1.10: Espectros de Demanda Elásticos Aguiar y Guendelman.....	52
Figura 1.11: Espectros de Demanda Elásticos Piqué y Taipei.....	53
Figura 1.12: Criterios de diseño sismorresistente en función del nivel de ductilidad deseado y sus implicancias (Piqué, 2004).....	54
Figura 1.13: Espectro de diseño de aceleraciones máximas de Newmark 1982.....	57
Figura 1.14: Regla de igual energía de Newmark.....	58

Figura 1.15: Regla de igual desplazamiento de Newmark.....	59
Figura 1.16: Factor de reducción por ductilidad según Newmark y Hall.....	60
Figura 1.17: Factor de reducción por ductilidad según Nassar y Krawinkler.....	62
Figura 1.18: Factor C_R de Nassar y Krawinkler.....	62
Figura 1.19: factores R_μ y C_R de Aguiar y Guerrero.....	65
Figura 1.20: Factor R_μ propuesto por Miranda.....	66
Figura 1.21: Compatibilidad de resultados para R_μ . (Miranda, 2000).....	67
Figura 1.22: Factor C_μ - Relación de desplazamientos según Miranda.....	69
Figura 1.23: Factor C_μ - Relación de desplazamientos según Scaletti.....	71
Figura 1.24: Mecanismo de Falla Dúctil.	74
Figura 1.25: Factor de reducción R_μ considerando la sobrerresistencia del sistema.....	75
Figura 1.26: Factor de reducción R_{VG}	78
Figura 1.27: Representación Bilineal.....	80
Figura 1.28: Representación Elastoplástica perfecta.....	81
Figura 1.29: Método del Espectro de Capacidad.....	82

Capítulo 2

Figura 2.1: Clasificación por tipo de Estructuración.....	86
Figura 2.2: Tipos de pórticos arriostrados.....	89
Figura 2.3: Tipos de triangulación en pórticos arriostrados.....	90

Capítulo 3

Figura 3.1: Comportamiento Inelástico del pórtico con las rótulas plásticas en la viga.....	98
Figura 3.2: Localización de la formación de la rótula plástica y el parámetro S_h	100
Figura 3.3: Ejemplo de cálculo del corte en la rótula plástica.....	102
Figura 3.4: Ejemplo de cálculo de las demandas en 2 secciones críticas (en la cara de la columna y en el eje central de la columna).....	102

Figura 3.5: Señalización de Zonas Protegidas.....	106
Figura 3.6: Distribución de fuerzas en la junta.....	108
Figura 3.7: Planchas unidas con soldadura de ranura de penetración completa.....	109
Figura 3.8: Planchas dobles unidas con soldadura de ranura ó de filete.....	110

Capítulo 4

Figura 4.1: Vista en Planta de la conexión RBS.....	130
Figura 4.2: Vista en Perfil de la conexión RBS.....	130
Figura 4.3: Detalle de conexión RBS.....	131
Figura 4.4: Detalle de conexión WUF-W.....	135
Figura 4.5: Detalle de agujero de acceso para soldadura.....	136
Figura 4.6: Acercamiento de detalle de agujero de acceso para soldadura.....	136
Figura 4.7: Vista en Planta conexión WFP.....	140
Figura 4.8: Vista en Perfil conexión WFP.....	140
Figura 4.9: Vista en Perfil conexión BFP.....	146
Figura 4.10: Detalle de vista en planta de la Conexión BFP.....	147
Figura 4.11: Detalle del perfil mostrando los elementos de la conexión BFP...	147
Figura 4.12: Bloques de Corte y fallas de Tirón.....	152

Capítulo 5

Figura 5.1: Estructura de Análisis.....	154
Figura 5.2: Vista en planta del Modelo de análisis.....	155
Figura 5.3: Detalle de placa colaborante.....	156
Figura 5.4: Distribución de cargas aplicadas en el modelo.....	158
Figura 5.5: Envolvente de Momentos Totales.....	162
Figura 5.6: Espectro de diseño (E030, 2003).....	163
Figura 5.7: Deformada de la envolvente de cargas.....	164
Figura 5.8: Primera forma de modo de la estructura de análisis.....	165
Figura 5.9: Elevación Ejes 1 y 4 iniciales.....	167
Figura 5.10: Elevación Ejes 2 y 3 iniciales.....	167
Figura 5.11: Elevación Ejes A y D iniciales.....	168
Figura 5.12: Elevación Ejes B y C iniciales.....	168

Figura 5.13: Modelos de Plasticidad.....	175
Figura 5.14: Modelo de plasticidad usado en el análisis.....	175
Figura 5.15: Forma general de la relación Carga – Deformación ó Momento – Rotación de elementos ó componentes de acero.....	176
Figura 5.16: Modelo en cantiliver.....	176
Figura 5.17: Modelo elemento Lineal.....	177
Figura 5.18: Criterios de aceptación de los niveles de desempeño sísmico....	178
Figura 5.19: Esquema del Pórtico a Analizar.....	181
Figura 5.20: Nomenclatura de las rótulas plásticas.....	184
Figura 5.21: Primera revisión de secciones.....	186
Figura 5.22: Diagrama Momento – Rotación en la rótula plástica Esquema General (M3).....	187
Figura 5.23: Diagrama Momento – Rotación en la rótula plástica Esquema General (PMM).....	188
Figura 5.24: Diagrama Momento – Rotación en la rótula plástica Esquema General (PMM).....	189
Figura 5.25: Modelo de diagrama $M - \theta$ usado en la viga en ETABS.....	190
Figura 5.26: Modelo de diagrama $M - \theta$ usado en la columna izquierda en ETABS.....	190
Figura 5.27: Modelo del Diagrama de Interacción usado en la columna Izquierda en ETABS.....	191
Figura 5.28: Relaciones D/C en los elementos para cargas de gravedad.....	192
Figura 5.29: Secciones finales en el eje C.....	194
Figura 5.30: Elevación Ejes A y D final.....	194
Figura 5.31: Elevación Ejes B y C final.....	195
Figura 5.32: Distribución de cargas laterales PUSH1.....	198
Figura 5.33: Distribución de cargas laterales PUSH2.....	198
Figura 5.34: Curvas de Capacidad.....	199
Figura 5.35: Representación bilineal de la curva de capacidad – Procedimiento empleado en FEMA 273.....	200
Figura 5.36: Representación bilineal de la curva de capacidad del modelo de análisis.....	202
Figura 5.37: Representación bilineal elastoplástica de la curva de capacidad del modelo de análisis.....	203

Figura 5.38: Representación bilineal del espectro de capacidad del modelo de análisis.....	206
Figura 5.39: Computo de la disipación de energía.....	208
Figura 5.40: Determinación del punto de desempeño inicial. (FEMA 440, 2005).....	211
Figura 5.41: Representación bilineal del punto de desempeño inicial (FEMA 440, 2005).....	211
Figura 5.42: Mod. ADRS para uso con el periodo secante T_{sec} (FEMA 440, 2005).....	212
Figura 5.43: Determinación del desplazamiento máximo estimado usando la intersección del espectro de capacidad con MADRS - Procedimiento B (FEMA 440, 2005).....	214
Figura 5.44: Obtención del punto de desempeño inicial del modelo de análisis.....	214
Figura 5.45: Aplicación del Método del Espectro de Capacidad Mejorado MADRS al modelo de análisis.....	216
Figura 5.46: Resultados del Método del Espectro de Capacidad en ETABS...	217
Figura 5.47: Factor de reducción por ductilidad propuesto por Miranda del modelo de análisis.....	219
Figura 5.48: Factor de reducción por ductilidad propuesto por Nassar y Krawinkler del modelo de análisis.....	219
Figura 5.49: Factor de reducción por ductilidad propuesto por Newmark y Hall del modelo de análisis.....	220
Figura 5.50: Aplicación del Método del Espectro de Capacidad Mejorado MADRS al modelo de análisis – sismo de naturaleza muy raro.....	223
Figura 5.51: Aplicación del Método del Espectro de Capacidad Mejorado MADRS al modelo de análisis – sismo de naturaleza frecuente.....	224
Figura 5.52: Delimitación de los niveles de diseño.....	225
Figura 5.53: Selección del pórtico a aplicar el diseño de la conexión WUF-W.....	226
Figura 5.54: Mejoras en el proceso de soldadura (FEMA 355D, 2000).....	228
Figura 5.55: Detalle de soldadura en la conexión (FEMA 355D, 2000).....	228
Figura 5.56: Geometría para el balance de la fluencia por corte y flexión de la conexión RBS.....	230

Capítulo 6

Figura 6.1: Acelerograma sismo 1966 componente (E-W).....	246
Figura 6.2: Acelerograma sismo 1970 componente (E-W).....	247
Figura 6.3: Acelerograma sismo 2007 componente (E-W).....	248
Figura 6.4: Espectro de respuesta de aceleraciones relativas sismo 1966.....	254
Figura 6.5: Espectro de respuesta de aceleraciones relativas sismo 1970.....	255
Figura 6.6: Espectro de respuesta de aceleraciones relativas sismo 2007.....	256
Figura 6.7: Combinación Espectral.....	257
Figura 6.8: Modelo de análisis.....	258
Figura 6.9: Esquema de cálculo de OpenSees.....	260
Figura 6.10: Material Steel01 de OpenSees.....	260
Figura 6.11: Esquema de la forma como se agregan las solicitaciones en las secciones en OpenSees.....	261
Figura 6.12: Diagrama Momento – Curvatura en la sección de viga.....	262
Figura 6.13: Diagrama Momento – Curvatura en la sección de columna.....	263
Figura 6.14: Curva de Capacidad Modelo 1.....	264
Figura 6.15: Acelerograma artificial de tipo senoidal para llevar la estructura a la zona de plastificación.....	265
Figura 6.16: Respuesta en el tiempo del Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal.....	265
Figura 6.17: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base vs. Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal.....	266
Figura 6.18: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1966.....	267
Figura 6.19: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1970.....	267
Figura 6.20: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 2007.....	267
Figura 6.21: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1966.....	268
Figura 6.22: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1970.....	268

Figura 6.23: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 2007.....	268
Figura 6.24: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 1966.....	269
Figura 6.25: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 1970.....	269
Figura 6.26: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 2007.....	269
Figura 6.27: Método del Espectro de Capacidad MADRS 1966 Mod. 1.....	271
Figura 6.28: Método del Espectro de Capacidad MADRS 1970 Mod. 1.....	272
Figura 6.29: Método del Espectro de Capacidad MADRS 2007 Mod. 1.....	272
Figura 6.30: Material Steel02 de OpenSees.....	275
Figura 6.31: Curva de Capacidad Modelo 2.....	277
Figura 6.32: Acelerograma artificial de tipo senoidal para llevar la estructura a la zona de plastificación.....	278
Figura 6.33: Respuesta en el tiempo del Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal.....	279
Figura 6.34: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base vs. Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal.....	279
Figura 6.35: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – 1966.....	280
Figura 6.36: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – 1970.....	280
Figura 6.37: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – 2007.....	280
Figura 6.38: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – 1966.....	281
Figura 6.39: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – 1970.....	281
Figura 6.40: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – 2007.....	281
Figura 6.41: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 1966.....	282
Figura 6.42: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 1970.....	282
Figura 6.43: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – 2007.....	282
Figura 6.44: Método del Espectro de Capacidad MADRS - 1966 Mod. 2.....	283
Figura 6.45: Método del Espectro de Capacidad MADRS - 1970 Mod. 2.....	284
Figura 6.46: Método del Espectro de Capacidad MADRS - 2007 Mod. 2.....	284
Figura 6.47: Espectro de diseño elástico NTP E030.....	289
Figura 6.48: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	291
Figura 6.49: Factor de reducción por ductilidad propuesto por Miranda.....	291
Figura 6.50: Representación bilineal elastoplástica de la curva de capacidad.....	292
Figura 6.51: Método del Espectro de Capacidad MADRS.....	292

INTRODUCCIÓN

Desde hace algunos años una nueva filosofía de diseño sismorresistente basado en el desempeño estructural se ha abierto paso por los distintos países que tienen actividad sísmica en su territorio, algunas tesis nos han mostrado en detalle las características de esta nueva filosofía propuesta por el comité VISION 2000 conjuntamente con el SEAOC de California EE.UU., pero esta filosofía se ha enfatizado en predecir el daño, y desde ese punto de vista se ha utilizado para el análisis de vulnerabilidad de estructuras existentes y no para la característica por la que fue planteada, es decir, el diseño de nuevas estructuras. La herramienta fundamental de estos nuevos conceptos es el análisis no lineal estático, este análisis muestra el comportamiento de la estructura dimensionada. Para hacer la comparación con la demanda sísmica, se aplican algunos métodos de análisis, de los cuales los más importantes son dos; el Método del Espectro de Capacidad y el Método de los coeficientes de desplazamiento, el segundo tiene una mayor difusión puesto que es mucho más sencillo y práctico, pero como dije se ha utilizado más para el análisis de la vulnerabilidad de un conjunto de estructuras de un determinado lugar y por ende su facilidad de cálculo es una ventaja en estos casos.

Lejos de mencionar los cuestionamientos, muchos por cierto, sobre los métodos de análisis y aún sobre el análisis no lineal estático, lo que pretendo es devolver el enfoque inicial con el que fueron planteados, es decir, permitir el uso de la nueva clasificación estructural en base a la capacidad de la estructura de deformarse inelásticamente y así poder disipar energía, energía que le ha sido entregada por la acción sísmica.

Muchos países con actividad sísmica en el mundo, incluidos algunos países sudamericanos, han coincidido y empezado a cambiar sus normas en base a esta característica estructural, y ello ha desencadenado en la creación de los niveles de diseño estructural. Sin embargo, se observa que aún las normas que ya utilizan estos conceptos no le brindan una visión clara al diseñador estructural de utilizar uno u otro nivel para aplicar los requisitos propios de cada uno.

Por ello regresando a los métodos mencionados, se eligió el Método del Espectro de Capacidad por ser muy gráfico, claro y sencillo, el cual en su desarrollo nos muestra a que nivel de diseño pertenece una estructura dimensionada y entonces poder clasificarla, para luego proceder a aplicar los requisitos de detallado, construcción, montaje, fabricación y supervisión característicos de cada nivel de diseño según lo establecen el FEMA, el AISC y algunas normativas importantes de algunos países.

Es verdad que nuestra normativa sísmica no esta basada en esta nueva clasificación de las estructuras, sin embargo debido a la tendencia actual es muy posible que en algunos años lo esté, por ello, los ingenieros deben desde ya tener una idea clara de estos conceptos para que cuando se revise la norma, la asimilación sea un proceso natural.

Este es el fin y la motivación en que se ha basado este trabajo.

En el Capítulo 1 hacemos una revisión general de conceptos, muchos de ellos relacionados a las características sísmicas; espectros de respuesta y de diseño, y sus variables, presentamos también una serie de investigaciones orientadas a la determinación del factor de reducción de fuerzas sísmicas, el Factor R, este es el único nexo entre la normativa tradicional y la normativa que se esta implementando en algunos países, por ello se trata en la medida de lo posible de mostrar las ultimas investigaciones referentes a la obtención de este factor y sus componentes, finalmente se entrega un procedimiento para el cálculo de este factor que es aplicado en los capítulos 5 y 6 en el análisis de estructuras tipo.

En el capítulo 2 hacemos una clasificación sencilla de los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, tanto de la forma tradicional como de la nueva en base a las deformaciones inelásticas. También hacemos una breve descripción del segundo gran grupo de las estructuras de acero como son los pórticos arriostrados.

En el capítulo 3 presentamos la metodología y recomendaciones para el diseño de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias – FEMA de EE.UU., estos conceptos son muy importantes, son la actualización del diseño, por ello se presentan y se discuten en el desarrollo del capítulo.

En el capítulo 4 hacemos un análisis de la conexión, para ello mostramos 4 tipos de conexiones precalificadas en FEMA 350, mostrando las mejoras hechas a la conexión y que son el resultado de muchas pruebas de laboratorio que fueron

parte del programa SAC JOINT VENTURE de FEMA y que se realizaron en las universidades norteamericanas por diversos investigadores.

En el capítulo 5 presentamos una aplicación de diseño de una estructura típica, allí empleamos todos los conceptos vertidos anteriormente, pero lo hacemos de forma gradual, empezando por el diseño con la normativa actual de nuestro país y luego aplicamos los conceptos en FEMA, y los análisis por capacidad, finalmente el diseño de la conexión es también presentado y allí se aplican todos los pasos indicados en el capítulo 3 y 4.

Y concluyendo este trabajo, en el capítulo 6 se hace una comparación entre los resultados obtenidos de un análisis no lineal estático empleando el Método del Espectro de Capacidad y el análisis no lineal dinámico tiempo historia, empleando 2 modelos de no linealidad y 3 registros sísmicos.

Este último capítulo se hace para mostrar aquello que los detractores de estos procedimientos pregonan, a mi punto de parecer y si se me permite hacer una aclaración, es verdad que los resultados de un análisis no lineal estático todavía no se aproximan lo suficientemente como se quiere a los resultados obtenidos de los análisis no lineales dinámicos, es decir, los valores de desplazamientos máximos que son los parámetros fundamentales para el estudio del daño, todavía no muestran una confiabilidad exacta a los resultados obtenidos de los análisis no lineales dinámicos, y es por ello que todavía se siguen haciendo modificaciones a los métodos de análisis no lineales estáticos. Pero vuelvo a repetir lo mencionado anteriormente, la principal utilidad que le podemos dar a estos métodos es para clasificar a las estructuras en uno u otro nivel y en base a ello diseñar los detalles estructurales que serán más estrictos para los niveles con mayor deformación inelástica, y para ello no necesitamos los valores exactos de desplazamiento, sino sólo saber que estos desplazamientos se encuentran dentro del rango de delimitación de uno u otro nivel y eso si es perfectamente mostrado por los métodos de análisis no lineales estáticos.

CAPITULO 1: CONCEPTOS GENERALES.

1.1. Introducción

Antes de ingresar al análisis y al diseño de los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, debemos revisar unos conceptos básicos y otros que se están implementando en el análisis estructural actual, la finalidad de esto es revisar las características propias ó particulares de nuestro país, así como también plantear los conceptos de diseño actual que se vienen implementando en el FEMA (Agencia Federal para el manejo de emergencias de EE.UU.), y en las provisiones sísmicas del AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero).

En la actualidad existen cuatro procedimientos para el análisis sísmico de estructuras, estos son:

- 1.- Procedimiento de análisis Lineal Estático (LSP).
- 2.- Procedimiento de análisis Lineal Dinámico (LDP).
- 3.- Procedimiento de análisis No Lineal Estático (NSP).
- 4.- Procedimiento de análisis No Lineal Dinámico (NDP).

Cada uno responde a un grado de exactitud y comportamiento estructural de acuerdo a la importancia de la estructura a analizar.

El análisis lineal estático se realiza en nuestro país con el espectro de diseño definido en la Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente, ese mismo espectro de aceleraciones es usado para análisis lineales dinámicos como el modal espectral.

La tendencia actual se basa en acotar niveles para el diseño, estos niveles están delimitados por las deformaciones inelásticas que las estructuras son capaces de desarrollar en su vida útil y ante la acción sísmica, cada nivel está conformado por requisitos propios de diseño, construcción y mantenimiento de

las estructuras, así como también la reparación de las mismas luego de un evento sísmico. En nuestro país no están definidos claramente los niveles de diseño, pero la esencia de los mismos se basa en las demandas de ductilidad que presentan las estructuras, es por ello, que antes de analizar las características propias de cada nivel de diseño, es conveniente tener una idea clara de que tipo de estructuras según su ductilidad formarían parte de uno u otro nivel.

Esto se logra calculando el factor de reducción de fuerzas sísmicas "R" propio de cada estructura y para ello tendremos que analizar la estructura en el rango no lineal, usaremos para ello el análisis no lineal estático mediante la técnica del pushover y también de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.

Para realizar todos estos procedimientos que nos darán las fuerzas laterales equivalentes y con ello calcularemos las fuerzas internas para el diseño, tendremos que recordar los conceptos que están inmersos en ellos.

Al final del capítulo presentaremos un método para definir la capacidad de la estructura de disipar energía, y mas aún podremos clasificarla en uno de los niveles de diseño definidos en las provisiones sísmicas del AISC y del FEMA para continuar su diseño de acuerdo a los requisitos para cada nivel.

1.2. Sistemas de un grado de libertad

Un sistema de un grado de libertad (1 GDL), se define como aquel en que solo es posible un tipo de movimiento, es decir, la posición del sistema en cualquier instante puede ser definida por la de una sola coordenada. (Biggs, J.M)

1.3. Espectro de respuesta

Está definido como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 grado de libertad que tienen el mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dadas.

Para generar un espectro de respuesta, se calculan las respuestas máximas sean estas de aceleraciones, velocidades o desplazamientos, de un número determinado de osciladores (100 por ejemplo), todos con diferente periodo de vibración pero con el mismo amortiguamiento, estos valores de respuesta máxima en valor absoluto se grafican en una curva que es la respuesta

espectral. Esta respuesta espectral se calcula para cada sismo, es decir todos los osciladores se someten a la misma sollicitación sísmica definida por su acelerograma. Por ejemplo tomamos un modelo de oscilador el cual se muestra en la Figura 1.1.

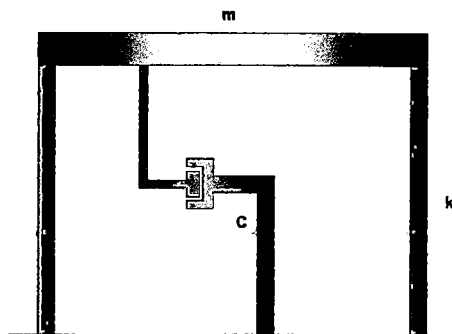


Figura 1.1: Modelo de Oscilador.

La ecuación diferencial que gobierna un sistema de un grado de libertad ante una acción sísmica definida por su acelerograma es la siguiente:

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = -m\ddot{U}_g \quad (1 - 1)$$

Donde m es la masa; c es el amortiguamiento; k es la rigidez del sistema de 1 grado de libertad, q es la respuesta en el tiempo de desplazamiento; \dot{q} es la respuesta en el tiempo de velocidad; \ddot{q} es la respuesta en el tiempo de aceleración y \ddot{U}_g es la aceleración del suelo.

Para encontrar la respuesta lineal de esta ecuación existen una gran cantidad de métodos de integración paso a paso, uno de los más sencillos y usados es el método de la aceleración lineal, el cual considera que en la respuesta del sistema, la aceleración entre dos instantes de tiempo varía en forma lineal.

Este método es fácilmente programable y su deducción se encuentra en capítulos posteriores.

La ecuación diferencial también se puede expresar de esta manera si dividiéramos todo por la masa del sistema:

$$\ddot{q} + 2\xi W_n \dot{q} + W_n^2 q = -\ddot{U}_g \quad (1 - 2)$$

Siendo W_n la frecuencia natural del sistema y ξ es el factor de amortiguamiento crítico.

Los cuales se definen como:

$$W_n = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad (1-3)$$

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}, \quad (1-4)$$

Por ejemplo hallemos la respuesta en el tiempo del siguiente oscilador (Figura 1.2) considerando una masa $m = 0.004898 \frac{Ts^2}{cm}$, una frecuencia natural de $W_n = 6.2832 \frac{1}{s}$ y un coeficiente de amortiguamiento $\xi = 0.05$, usando el acelerograma del sismo del 15 de agosto del 2007 registrado en la estación ubicada en el Colegio de Ingenieros del Perú - Consejo Departamental de Lima en San Isidro.

Oscilador:

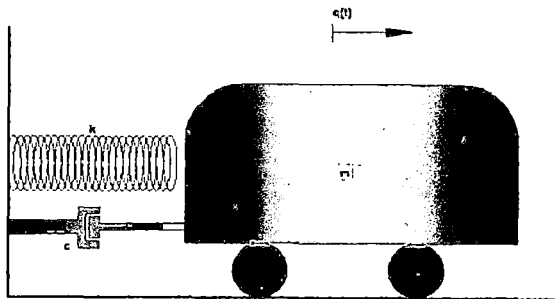


Figura 1.2: Modelo de Oscilador.

El periodo del sistema que se analiza es $T = \frac{2\pi}{W_n} = 1s$, tomaremos los valores de aceleración en la dirección Este-Oeste, calculamos la rigidez y el coeficiente de amortiguamiento:

$$W_n^2 = \frac{k}{m} \rightarrow k = W_n^2 \times m = 6.2832^2 \times 0.004898 = 0.19336619 \frac{T}{cm}$$

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \rightarrow c = 2\xi\sqrt{mk} = 2 \times 0.05 \times \sqrt{0.004898 \times 0.193366} = 0.0030775 \frac{Ts}{cm}$$

Con estos valores podemos calcular las respuestas del oscilador frente al sismo definido por su acelerograma (Figura 1.3) aplicando el método de la aceleración lineal.

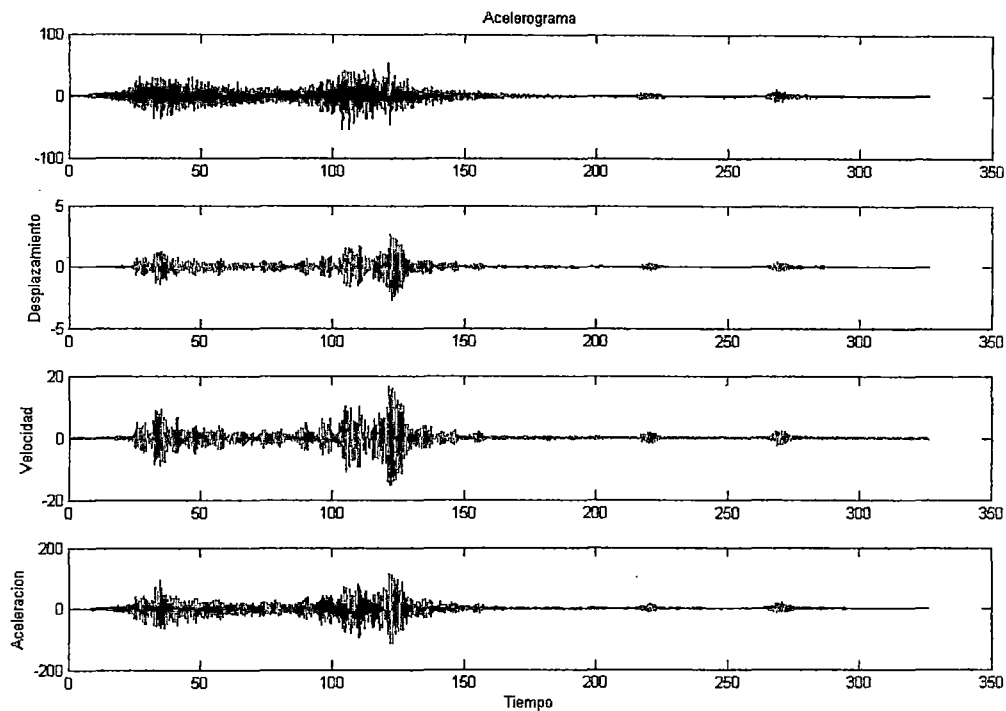


Figura 1.3: Respuestas en el tiempo.

Las unidades con las cuales hemos trabajado son centímetros y segundos, ya que el acelerograma nos fue dado en gals (cm/s^2), estas son las respuestas en el tiempo obtenidas para el oscilador cuya masa, frecuencia y amortiguamiento definimos anteriormente.

S_d (Respuesta máxima de desplazamientos en valor absoluto) = 2.7065cm.

S_v (Respuesta máxima de velocidades en valor absoluto) = 16.6336 cm/s.

S_a (Respuesta máxima de aceleraciones en valor absoluto) = 115.3377 cm/s^2 .

Tomamos los valores máximos absolutos ya que las respuestas pueden ser positivas ó negativas, estos valores están asociados al periodo $T=1\text{s}$, y serian un punto del espectro de respuestas de desplazamientos, velocidades o aceleraciones según se tome S_d , S_v o S_a respectivamente.

Ahora para encontrar la gráfica del espectro de respuesta tendríamos que considerar varios osciladores como el anterior, pero de diferentes periodos o frecuencias de vibración, por ejemplo tomemos 100 osciladores que varíen sus periodos desde 0.01 seg hasta un periodo máximo de 3.0 seg con un incremento en los periodos de 0.03 seg.

Para este conjunto de osciladores la respuesta espectral se muestra en la Figura 1.4:

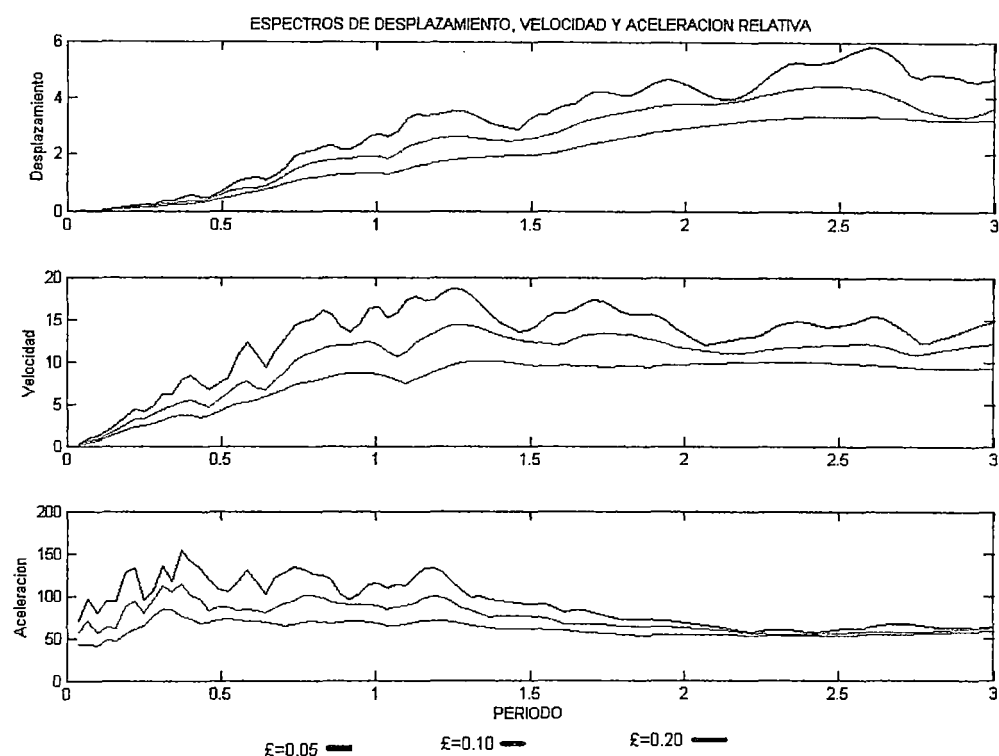


Figura 1.4: Espectros de Respuesta

ξ representa los valores de amortiguamiento; estos son de 0.05, 0.10 y 0.20, se observa que a mayor amortiguamiento las formas espectrales son menores, el último de los espectros corresponde a la aceleración relativa, no se ha encontrado el espectro de aceleración absoluta. La diferencia entre los dos, radica en que; en el espectro de aceleraciones relativas se encuentra la respuesta máxima en valor absoluto de las aceleraciones $\ddot{q}(t)$. En cambio, para hallar de la aceleración absoluta se debe hallar el valor máximo en valor absoluto de $\ddot{q}(t) + \ddot{U}_g(t)$, es decir se debe sumar la aceleración del suelo.

Se denominan espectros de respuesta, ya que son espectros para un determinado sismo, en este caso el del 15 de agosto del 2007 que causó graves daños en Pisco, Ica y Chincha.

Los espectros de diseño se obtienen en base a los espectros de respuesta de varios sismos.

No todos los espectros son iguales, sino que dependen de las condiciones de sitio. Los espectros nos pueden indicar que tipo de estructuras sufrirán mayor daño frente a un evento sísmico, ya que las respuestas están asociadas a los

periodos, conociendo los periodos de las estructuras a analizar sabremos qué cantidad de aceleración y por consiguiente qué fuerza sísmica actuará sobre ellas.

Una definición importante es la de los pseudo espectros; estos se obtienen en forma aproximada a partir del espectro de desplazamientos, según esta definición:

Seudo espectro de velocidad: $PS_v \approx W_n S_d$

Seudo espectro de aceleración: $PS_a \approx W_n PS_v \approx W_n^2 S_d$

La importancia de estas ecuaciones radica en la aplicación práctica para hallar el desplazamiento espectral elástico a partir de la aceleración espectral, utilizando para el efecto la siguiente ecuación:

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad (1-5)$$

Donde T es el periodo de vibración. De esta manera se obtiene el desplazamiento espectral a partir de la aceleración espectral.

1.4. Espectro de diseño

Para encontrar un espectro de diseño se deben clasificar los registros sísmicos de acuerdo al lugar en que fueron registrados ya que la forma espectral depende del tipo de suelo. Una vez que se tienen clasificados los eventos sísmicos se procede a obtener los espectros de respuesta de cada uno de ellos, posteriormente se aplican las estadísticas con las que se determina el espectro de diseño. La dificultad radica en tener una muestra de datos que se pueda considerar confiable.

Es deseable que los registros sísmicos con los cuales se vayan a obtener los espectros de diseño, tengan una aceleración máxima de suelo considerable, por lo menos que sean mayores al 10% de la aceleración de la gravedad. En la mayoría de países Latinoamericanos se cuenta con una cantidad insuficiente de registros sísmicos con aceleraciones máximas elevadas, por lo que se trabaja con sismos de aceleraciones pequeñas normalizados a aceleraciones grandes, generalmente se normalizan a 392gals (0.4g) de tal manera que los registros se multiplican por un factor tal que la aceleración máxima sea la indicada.

ESPECTROS RESPUESTA

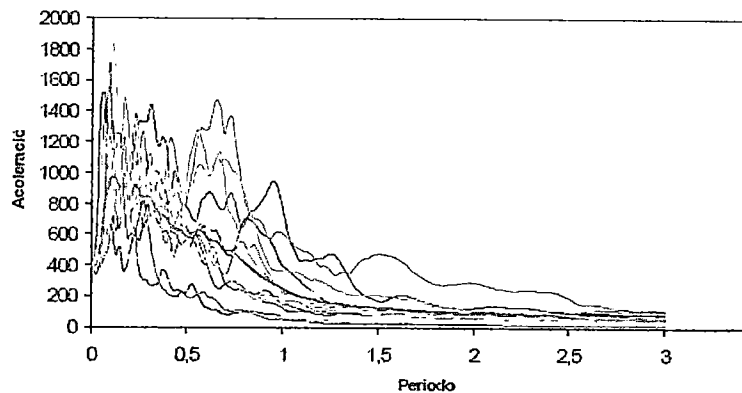


Figura 1.5: (Aguiar, 2005)

La Figura 1.5 muestra espectros de respuesta de aceleraciones absolutas obtenidos en suelo peruano (Aguiar, 2005), la línea roja indica el espectro medio es decir que ese espectro tiene una probabilidad de excedencia de las ordenadas espectrales del 50%. Si se desea disminuir esta probabilidad de excedencia a la curva de valores medios se deberán sumar una desviación estándar o más, dependiendo de la probabilidad de excedencia con la cual se desea trabajar. Los registros sísmicos considerados por Aguiar para obtener el espectro de diseño medio se muestran en la siguiente tabla:

Lugar	Fecha	Dist. Epicentral	Aceleración Máxima	Tipo de Suelo
Iquique	13/06/05	387.79 Km.	125.43 gals	Roca
Iquique	13/06/05	180.31 Km.	119.10 gals	Suelo
Iquique	13/06/05	180.31 Km.	111.15 gals	Suelo
Perú	17/10/66	225.26 Km.	180.59 gals	Grava gruesa
Perú	17/10/66	225.26 Km.	269.34 gals	Grava gruesa
Perú	09/11/74	80.55 Km.	116.79 gals	Limo arcilloso
Perú	09/11/74	80.55 Km.	93.71 gals	Limo arcilloso
Perú	23/06/01	338.46 Km.	295.22 gals	Suelo
Perú	23/06/01	338.46 Km.	220.04 gals	Suelo
Perú	31/05/70	369.17 Km.	104.82 gals	Grava gruesa
Perú	31/05/70	369.17 Km.	97.749 gals	Grava gruesa

Perú	03/10/74	59.74 Km.	97.96 gals	Grava gruesa
Perú	03/10/74	59.74 Km.	178.95 gals	Grava gruesa
Perú	03/10/74	63.89 Km.	192.35 gals	Aluvional
Perú	03/10/74	63.89 Km.	207.12 gals	Aluvional
Perú	05/01/74	90.10 Km.	139.59 gals	Suelo
Perú	05/01/74	90.10 Km.	156.18 gals	Suelo

Tabla 1.1: Registros sísmicos considerados para obtener el espectro de diseño.

Todos estos registros fueron normalizados a 0.4g (392 gals) en el periodo inicial $T = 0$, la aceleración máxima del espectro de diseño promedio es de 975 gals, los espectros de respuesta se obtuvieron para $\xi = 0.05$.

Una vez que se tiene un espectro medio a partir de espectros confiables y clasificados de acuerdo al tipo de suelo, para una normativa sísmica se definen líneas y curvas que más se aproximen al espectro medio.

La Norma Peruana de diseño sismorresistente E-030 presenta la siguiente ecuación para el espectro elástico de diseño.

$$S_a = ZUCSg \quad (1 - 6)$$

Donde Z es el factor de zona, S es un factor correspondiente al tipo de suelo, U es el factor de uso de la edificación, g la aceleración de la gravedad y C el coeficiente de amplificación sísmica; este coeficiente se calcula de la siguiente manera:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) ; \text{ siendo } C \leq 2.5 \quad (1 - 7)$$

Para una edificación en Lima, de tipo o categoría común como podría ser una vivienda u oficina, los factores vienen dados en la norma y son:

Z = 0.4 (Zona 3) representa la aceleración máxima del suelo, 0.4g equivalente a 392gals.

U = 1.0 (edificaciones comunes).

Hallaremos los espectros de diseño elásticos (Figura 1.6) correspondientes a los tipos de suelo S_1 ($T_p = 0.4$), S_2 ($T_p = 0.6$) y S_3 ($T_p = 0.9$). El tipo S_4 ; suelo de condición excepcionalmente flexible requiere estudios geotécnicos propios.

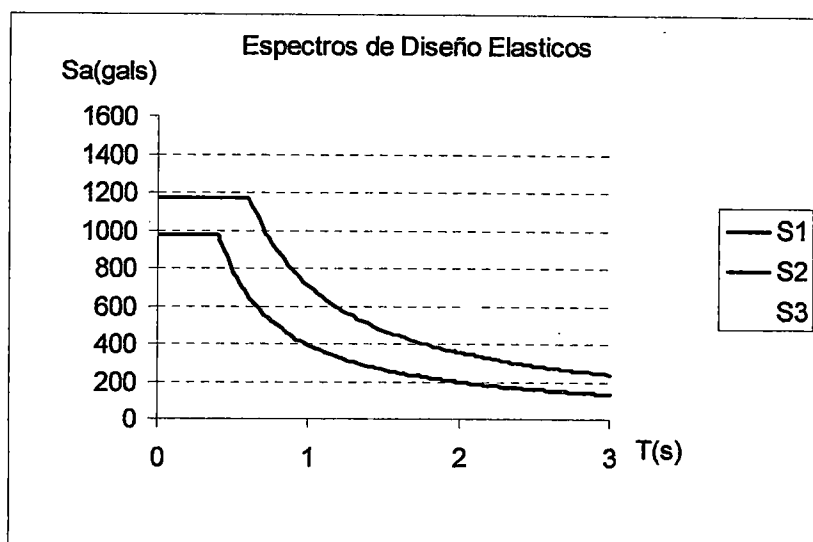


Figura 1.6:

Se ha tomado un rango de periodos que van de 0.01 a 3 segundos, se observa que a medida que aumenta la flexibilidad del suelo, las formas espectrales son mayores y por consiguiente sobre la estructura actuarán mayores fuerzas, el punto en donde descende la curva corresponde a los periodos T_p .

Presentamos a manera de comparación el espectro elástico del estado de California (Figura 1.7) que se muestra en el CBC (California Building Code), para hacer una semejanza con el espectro elástico de la NTP E-030.

Allí se puede observar que; como en muchos otros espectros elásticos de otras normativas sísmicas, se consideran 3 tramos de diferente pendiente para el espectro de aceleraciones, en el espectro de la NTP E-030 se ha obviado el tramo ascendente inicial ya que corresponde a periodos de vibración muy pequeños.

Se puede hacer una analogía entre estos dos espectros (NTP E-030 y CBC), ubicando al periodo T_s que correspondería al periodo T_p de nuestra norma correspondiente al periodo donde descende la curva, es decir pasa del tramo de aceleración constante al tramo de velocidad constante.

Según el CBC:

$$T_o = 0.2T_s \quad (1 - 8)$$

$$T_s = C_v / 2.5C_a \quad (1 - 9)$$

T_o , es el periodo correspondiente a la recta ascendente inicial.

Se aprecia para la parte horizontal (tramo de aceleración constante) del espectro que C_a correspondería a $ZUSg$ donde Z , U y S son los factores de zona, uso y tipo de suelo definidos en la NTP E-030 y g la aceleración de la gravedad.

Para el tramo de velocidad constante se hace una comparación análoga.

Finalmente las ecuaciones de compatibilidad entre ambos espectros son las siguientes:

$$C_a = ZUSg \quad (1 - 10)$$

$$C_v = 2.5ZUSg(T_p) \quad (1 - 11)$$

Para las mismas condiciones anteriores (Zona, Uso), se obtendrán los espectros de compatibilidad para los tres tipos de suelos S_1 , S_2 y S_3 .

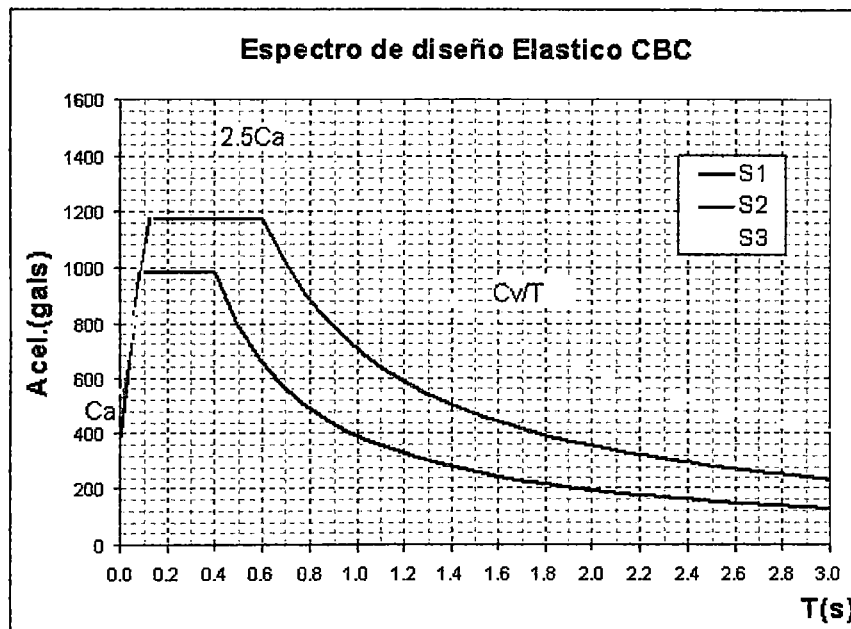


Figura 1.7: Espectro de Diseño (CBC, 2001)

Hasta ahora solo hemos considerado los espectros elásticos, luego trataremos los espectros inelásticos de respuesta.

1.5. Espectros por Desempeño

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite (Bertero, 1997).

En 1992 se creó en Estados Unidos de Norte América el Comité VISION 2000 para que presente la nueva filosofía de diseño sísmico para el siglo XXI, en 1995 el SEAOC por sus siglas en Inglés (Structural Engineers Association of California), publicó sus resultados y en ellos se estableció que las estructuras deberán verificar su desempeño sísmico para los cuatro eventos denominados: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro que constan en la siguiente tabla:

Sismo	Vida Útil T	Probabilidad de Excedencia	Periodo medio de retorno, tr	Tasa Anual de excedencia, p1
Frecuente	30 años	50%	43 años	0.02310
Ocasional	50 años	50%	72 años	0.01386
Raro	50 años	10%	475 años	0.00211
Muy raro	100 años	10%	970 años	0.00105

Tabla 1.2: Eventos sísmicos para evaluar el desempeño estructural.

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural. (Bertero, 1997).

El segundo paso es evaluar los niveles de desempeño, estos describen un estado límite de daño discreto. Representan una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- 2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- 3) La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. (SEAOV Visión 2000 Committee, 1995).

Los niveles de desempeño definidos por el Comité Visión 2000 son los siguientes:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- **Operacional:** se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunas componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad de vida:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Los objetivos del desempeño sísmico recomendado para las estructuras según el SEAOC Visión 2000 Committee, 1995 se resume en la siguiente tabla:

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad de vida
Muy raro	Próximo al colapso

Tabla 1.3: Objetivos del desempeño.

Actualmente la Norma Sismorresistente E-030 sólo define el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo raro, es decir con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, un estudio hecho por Aguiar en el 2003 en la zona Andina, propone hallar los espectros correspondientes a los otros tres restantes niveles de diseño sísmico a partir del espectro del sismo raro.

A continuación hallamos los espectros correspondientes al sismo frecuente con 50% de probabilidad de excedencia en 30 años, ocasional 50% de probabilidad de excedencia en 50 años y muy raro con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años.

Para el sismo frecuente se dividen las ordenadas espectrales del sismo raro entre 3 y posteriormente se ajusta la forma espectral para un amortiguamiento ξ del 2%, para ello emplearemos las ecuaciones propuestas por Newmark y Hall:

$$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \ln \xi \quad (1 - 12)$$

$$\alpha_v = 2.31 - 0.41 \ln \xi \quad (1 - 13)$$

$$\alpha_d = 1.82 - 0.27 \ln \xi \quad (1 - 14)$$

Estas ecuaciones tienen un 50% de probabilidad de excedencia, los valores α_a , α_v y α_d son los factores de amplificación para la aceleración, velocidad y desplazamiento. Existe otra ecuación más sencilla que también se puede hallar para pasar del espectro que está calculado para $\xi = 0.05$ a un $\xi = 0.02$ y es:

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi} \right)^{0.04} \quad (1 - 15)$$

En esta ecuación el valor de ξ se indica en porcentaje, este último factor es mas conveniente para nuestro espectro de diseño (espectro de la NTP-E030) porque nuestro espectro utiliza una sola ecuación para representar la curva espectral, las ecuaciones de Newmark se aplican generalmente a espectros divididos por tramos de aceleración y velocidad constante.

Para el sismo ocasional se multiplica el sismo frecuente por 1.4 (Guendelman, 2002), y para el sismo muy raro se multiplica el sismo raro por 1.3.

La Figura 1.8 muestra los espectros por desempeño:

Continuando con el ejemplo se han calculado los espectros por desempeño considerando los siguientes parámetros:

Z = 0.4 (Zona 3) representa la aceleración máxima del suelo 0.4g.

U = 1.0 (edificaciones comunes).

En suelo tipo 2 (Tp = 0.6 y S = 1.2).

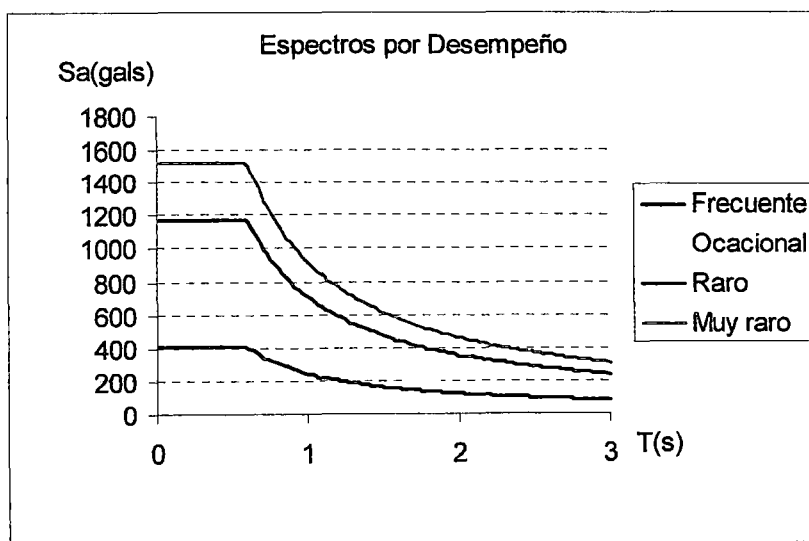


Figura 1.8:

De igual forma se obtendrían los espectros para las demás condiciones de zona y tipo de suelo.

La norma ISO 3010 define sólo dos niveles de Sismo de Diseño: Sismo Moderado ($T_r = 20$ años) y Sismo Severo ($T_r = 500$ años).

Piqué y Taipe en el 2003 presentaron los espectros de diseño por desempeño considerando solo 3 sismos de diseño; frecuente, raro y muy raro, el sismo frecuente absorbe al ocasional y se le considera que tiene periodos de retorno de 30 a 50 años, con 50% de probabilidad de excedencia en 50 años, los sismos raro y muy raro son los mismos de Visión 2000.

Para encontrar los espectros a partir del sismo raro se debe encontrar los factores de sismo de diseño (E), que están en función al periodo de retorno, probabilidad de no excedencia y tiempo de exposición o periodo de diseño.

Este estudio presenta los factores (E) siguientes:

$E = 0.40$ para Sismo Frecuente.

$E = 1.00$ para Sismo Raro.

$E = 1.25$ para Sismo Muy Raro.

Y la formula modificada para los espectros elásticos es la siguiente:

$$S_a = (ZUCS)E \times g \quad (1 - 16)$$

La Figura 1.9 muestra los espectros de diseño por desempeño según los factores para las mismas condiciones anteriores (zona, uso y tipo de suelo).

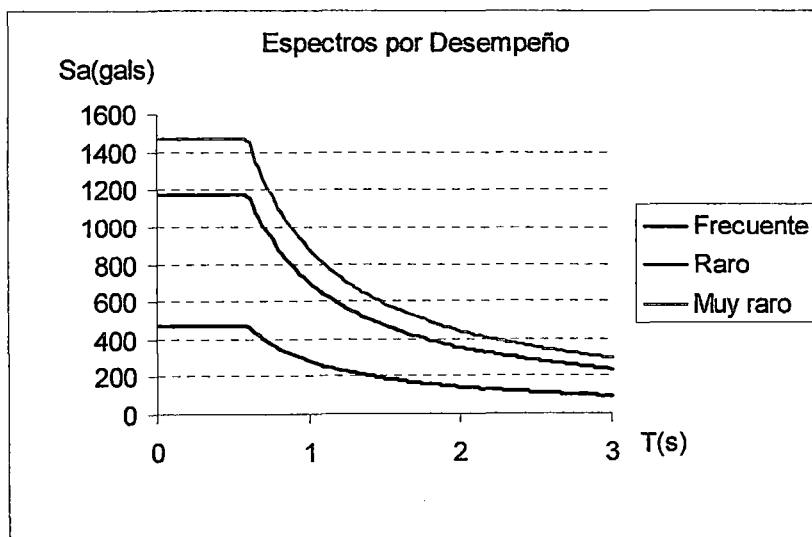


Figura 1.9:

Se observa semejanza en los espectros obtenidos por ambos estudios.

Sin embargo es muy importante que en nuestro país se defina el periodo medio de retorno de los cuatro sismos recomendados por Visión 2000, debido a que estos periodos responden a la sismicidad de California que es diferente a la nuestra.

1.6. Espectros de demanda elásticos

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración espectral S_a (Figura 1.10), y se los obtiene a partir de los espectros por desempeño. La ecuación que se utiliza para el cambio, en el rango elástico, es la siguiente:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1 - 17)$$

S_{de} , S_{ae} , corresponden al desplazamiento y aceleración espectral, para el rango elástico.

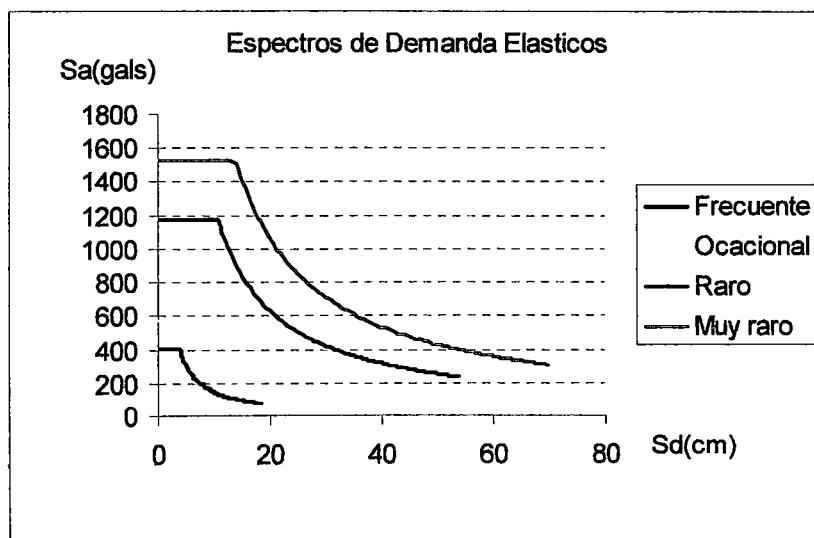


Figura 1.10:

Para los espectros por desempeño presentados por Piqué y Taipe los gráficos correspondientes del espectro de demanda elástico es mostrado en la Figura 1.11.

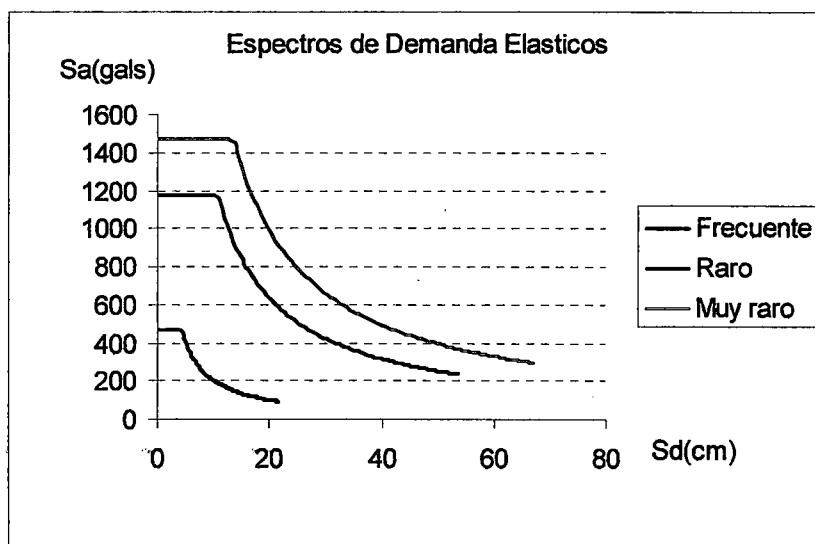


Figura 1.11:

Estos espectros de demanda han sido obtenidos con las mismas condiciones de los espectros por desempeño descritos anteriormente.

1.7. Espectros inelásticos

Hasta ahora todo lo que hemos tocado ha correspondido a espectros de respuesta, diseño y desempeño elásticos, es decir para rigidez constante de la estructura, pero es sabido que gran parte de la energía producida por un sismo se puede disipar cuando las estructuras exceden el intervalo lineal frente a sismos moderados y severos, y se tengan así incursiones importantes en zonas de comportamiento inelástico, es importante tener en cuenta que si diseñáramos una estructura según un espectro elástico no se esperaría ningún daño en la misma, pero resultará muy costosa ya que las fuerzas sísmicas serían muy altas. En cambio si se diseña para espectros inelásticos en donde esperamos daños en la estructura, no costará tanto la edificación ya que se ha diseñado para fuerzas sísmicas mucho menores.

Esto último es permitido por los reglamentos de diseño y también por el nuestro la E-030.

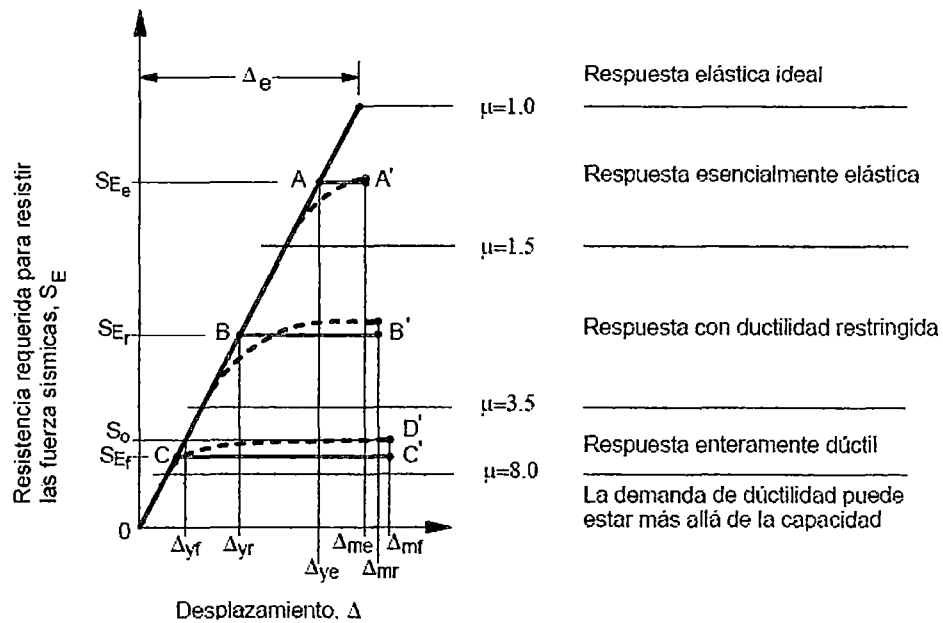


Figura 1.12: (Piqué, 2004)

La Figura 1.12 muestra los criterios de diseño sismorresistente en función del nivel de ductilidad deseado y sus implicancias. (Piqué, 2004)

Es muy importante conocer la relación Momento - Rotación ($M - \theta$) ó Momento - Curvatura ($M - \phi$), de las secciones de los elementos, con el objeto de conocer cual es la capacidad de ductilidad total μ_θ ó μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño. Además como se verá posteriormente esta relación es importante para predecir el mecanismo de colapso en el análisis inelástico.

1.8. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas

La norma peruana de diseño sismorresistente E-030 obtiene el espectro inelástico dividiendo el Espectro de diseño Elástico del cual hablamos anteriormente, por el factor R, donde R es el factor de reducción de fuerzas sísmicas debido a comportamiento no lineal.

Este método se justifica de la siguiente manera; la fuerza elástica F_e es igual al producto de la masa m por la aceleración elástica A_e . De igual manera la fuerza inelástica F_y es igual a la masa por la aceleración inelástica A_i .

$$F_e = m \times A_e \quad (1 - 18)$$

$$F_y = m \times A_i \quad (1 - 19)$$

Al dividir estas dos ecuaciones y teniendo en cuenta que $\frac{F_e}{F_y} = R_\mu$ se tiene que la aceleración inelástica es igual a la aceleración elástica dividida por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, por ahora considerando solo la ductilidad del sistema.

$$A_i = \frac{A_e}{R_\mu} \quad (1 - 20)$$

Esta ecuación ha sido adoptada por la E-030 y por algunas otras normativas sísmicas, de tal manera que a partir del espectro elástico se halla el espectro inelástico dividiendo por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

La norma de diseño sismorresistente E-030 define algunos valores de R_μ de acuerdo a la configuración estructural predominante, para pórticos dúctiles de acero resistentes a momento le asigna un valor de $R_\mu = 9.5$ sin embargo estos valores se basan en la experiencia y en la práctica profesional de expertos, aquí calcularemos este valor en base a las últimas investigaciones referentes al tema. Es muy importante definir el valor exacto del factor de reducción de fuerzas sísmicas, no se deben tomar a la ligera ni mucho menos buscar los valores más altos con el fin de reducir la fuerza sísmica y buscar conseguir un ahorro con ello, se verá que para ciertos rangos de periodos ésta se encuentra subvalorada. Además este factor de reducción no sólo depende de la ductilidad de la estructura, sino del desempeño de la misma o la reacción de ésta ante el evento sísmico, R es el producto de la acción conjunta del rendimiento de la estructura frente al sismo.

Es fundamental que los diseñadores estructurales conozcan que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R es calculada con la siguiente ecuación (Bertero et al., 1991, Uang, 1991; Miranda, 1997; Whittaker et al., 1999):

$$R = R_\mu \times R_\Omega \times R_p \times R_{VG} \quad (1 - 21)$$

Donde R_μ es un factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido a la ductilidad de la estructura (disipación de la energía por comportamiento no

lineal), R_{VG} es un factor de reducción para tener en cuenta sistemas de múltiples grados de libertad, R_{Ω} es el factor de sobrerresistencia y R_{ρ} es el factor de redundancia que es una medida de la participación y eficiencia de los elementos estructurales para transmitir las cargas que son sometidas a la estructura (Bertero, 1999).

El factor R_{Ω} se define como el cociente de la capacidad última de la estructura y su capacidad de diseño, o nominal. Estudios recientes han observado que el factor R_{Ω} depende, principalmente, del periodo natural de vibración de la estructura y del sistema resistente ante cargas laterales (Miranda, 1997).

El factor R_{μ} está relacionado directamente a la relación entre la fuerza máxima lateral elástica y la fuerza máxima lateral inelástica que corresponde a la fuerza en la fluencia.

1.9. Relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico – Factor de reducción por ductilidad – Métodos indirectos

Para predecir el desplazamiento máximo inelástico que se espera en sistemas de 1 gdl en función del desplazamiento máximo elástico, existen dos caminos; los métodos directos y los métodos indirectos, se han hecho importantes avances siguiendo estas dos líneas de investigación y al contrastarlas se han encontrado muchas semejanzas en los resultados.

Los métodos directos son aquellos que se derivan del estudio dinámico de estructuras de 1 gdl ante varias acciones sísmicas, para encontrar la relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico, mientras que los métodos indirectos se basan en relaciones en función de la ductilidad μ y del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_{μ} .

1.9.1. Propuesta de Newmark y Hall

Para sistemas de 1 GDL, Newmark y Hall en 1982 presentaron una ecuación para encontrar el desplazamiento máximo inelástico Δ_i en función del

desplazamiento máximo elástico Δ_e . La ecuación que presentaron fue la siguiente:

$$\Delta_i = \frac{\mu}{R_\mu} \Delta_e \quad (1 - 22)$$

Donde μ es la demanda de ductilidad del sistema y R_μ es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, sin considerar la sobrerresistencia, que depende del período de vibración T .

La nomenclatura de los periodos utilizados por Newmark y Hall en 1982 en el espectro de aceleraciones mostrado en la Figura 1.13, es la siguiente:

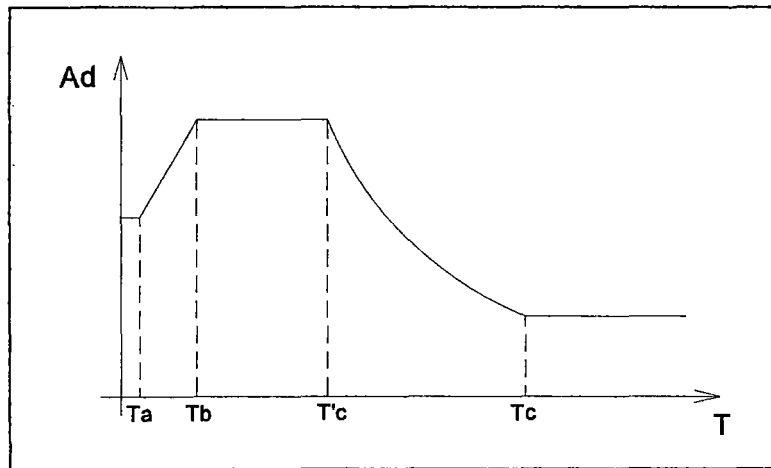


Figura 1.13: (Newmark, 1982)

T_a y T_b son definidos por Newmark y Hall, y tienen los siguientes valores:

$$T_a = 1/33 \text{ s.}$$

$$T_b = 0.125 \text{ s.}$$

- Para $T \leq T_a$: $R_\mu = 1$

Por lo tanto:
$$\Delta_i = \mu \times \Delta_e \quad (1 - 23)$$

La conclusión es que para periodos de vibración muy pequeños que tienden a cero, el desplazamiento máximo inelástico es igual a la demanda de ductilidad del sistema por el desplazamiento máximo elástico.

- Para $T_a = 1/33 \text{ s} \leq T \leq T_b = 0.125 \text{ s}$.: $R_\mu = (2\mu - 1)^\beta \quad (1 - 24)$

Siendo
$$\beta = \frac{\log(T/T_a)}{2\log(T_b/T_a)}$$

- Para $T_b \leq T \leq T_c$: $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$ (1 - 25)

En este tramo se cumple la regla de igual energía propuesta por Newmark y Hall en la que se considera que si bien el máximo desplazamiento inelástico en un sistema de 1 GDL, es diferente al máximo desplazamiento elástico, ocurre que la energía de ambos sistemas es la misma.

Esto se aprecia en el siguiente gráfico fuerza – desplazamiento:

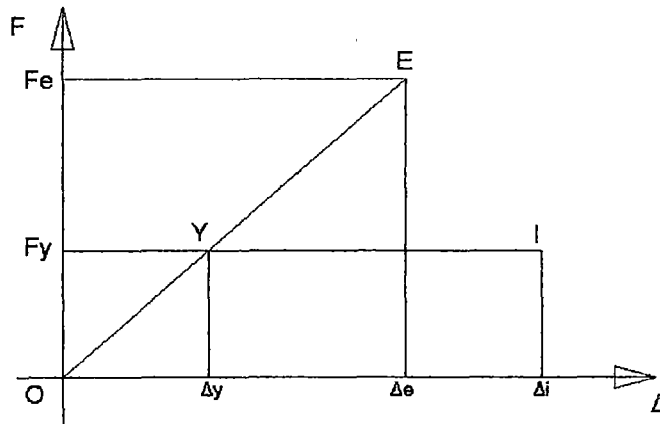


Figura 1.14: Regla de igual energía.

La recta O-Y-E representa el comportamiento elástico del sistema y las rectas O-Y-I el comportamiento inelástico. Como las energías son iguales el área del triángulo O-E- Δ_e es igual al área del triángulo O-Y- Δ_y más el área del rectángulo Δ_y -Y-I- Δ_i :

$$\frac{F_e \Delta_e}{2} = \frac{F_y \Delta_y}{2} + F_y (\Delta_i - \Delta_y) \quad (1 - 26)$$

Además al considerar comportamiento elástico, la máxima fuerza lateral que se halla en el sistema de acuerdo a la nomenclatura presentada es F_e y al considerar comportamiento inelástico la máxima fuerza lateral del sistema es F_y .

Se define R_μ a la relación entre la máxima fuerza elástica con respecto a la máxima fuerza inelástica:

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} \quad (1 - 27)$$

R_μ es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido al comportamiento no lineal del sistema, sin incorporar el factor de sobrerresistencia. Por otro lado a la relación entre el máximo desplazamiento inelástico Δ_i , con respecto al desplazamiento de fluencia Δ_y , se denomina la demanda de ductilidad por desplazamiento μ .

$$\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_y}$$

Combinando estas ecuaciones se llega a la expresión característica del criterio de igual energía $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$, el periodo de Newmark correspondiente a T^*c es el mismo periodo en donde descende la curva del espectro de diseño de la E-030 es decir los periodos de vibración del suelo T_p .

- Para $T^*c < T < T_c$: $R_\mu = \mu \frac{T}{T_c}$ (1 - 28)

Donde el periodo T_c se puede evaluar a partir de T^*c con la siguiente relación:

$$T^*c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c \quad (1 - 29)$$

- Por ultimo para $T \geq T_c$: $R_\mu = \mu$ (1 - 30)

Es decir para periodos grandes el desplazamiento máximo inelástico es igual al desplazamiento máximo elástico, se cumple la regla de igual desplazamiento:

$$\Delta_i = \Delta_e$$

La Figura 1.15 presenta un mejor entendimiento de lo expresado:

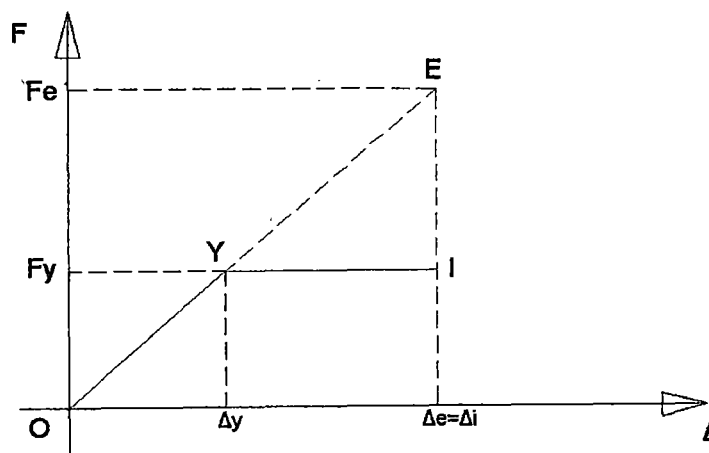


Figura 1.15: Regla de igual desplazamiento

La relación entre la fuerza y el desplazamiento representa la rigidez del sistema, en el análisis lineal la rigidez no cambia es constante, en cambio en análisis no lineal, la rigidez se mantiene constante hasta el punto de fluencia (punto Y), y una vez que este punto es alcanzado la rigidez cambia, para el modelo elasto perfectamente plástico usado aquí, la rigidez post fluencia es nula, como conclusión podemos decir que en general en análisis no lineal la rigidez cambia. Se aprecia que el triángulo rectángulo O-Y- Δ_y es semejante al triángulo rectángulo O-E- Δ_i . Por lo tanto se tiene:

$$\frac{F_e}{F_y} = \frac{\Delta_i}{\Delta_y} \quad (1 - 31)$$

Pero F_e/F_y es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_μ y Δ_i/Δ_y es la demanda de ductilidad del sistema μ .

Igualando los periodos en donde desciende la curva del espectro de aceleraciones de Newmark con la de la E-030, es decir haciendo $T_c = T_p$, se obtienen los valores de R_μ para diferentes valores de ductilidad en función de los periodos, en este caso (Figura 1.16) se consideró suelo intermedio tipo S₂.

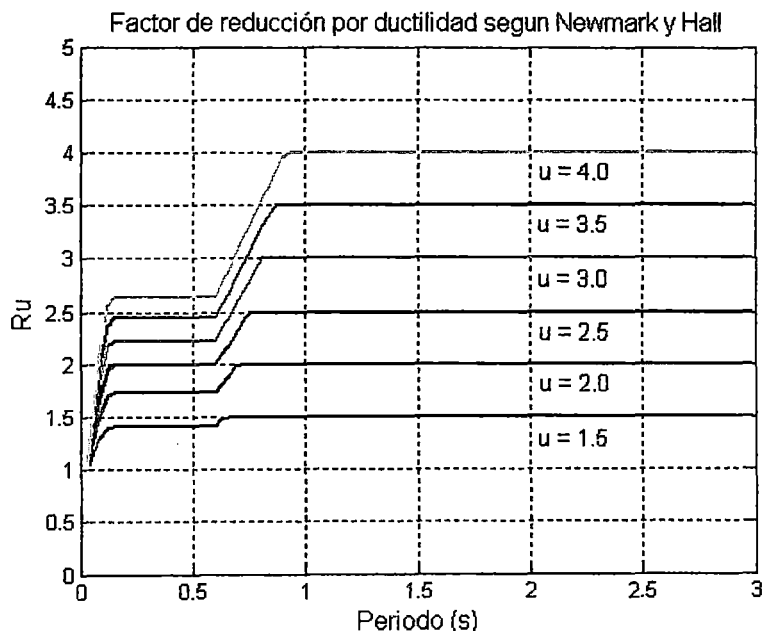


Figura 1.16:

De igual forma se pueden hallar las curvas de Newmark y Hall para los otros tipos de suelo, en los anexos se presenta un programa en matlab que calcula estos valores para cualquier tipo de suelo indicado.

1.9.2. Propuesta de Nassar y Krawinkler (1991)

Estudiaron la respuesta de sistemas de 1 GDL ante 15 terremotos registrados en el estado de California, sobre suelo firme y aluvial. Del estudio realizado obtuvieron la expresión para el factor de reducción de la fuerza sísmica, que ellos denominaron, R_μ :

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (1 - 32)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (1 - 33)$$

Donde c es una función del periodo T y del cociente entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica que se ha denominado α . Los valores de a y b en función de la variable α se indican en la siguiente tabla:

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

Tabla 1.4: Factores a y b de Nassar y Krawinkler

Llamamos al factor C_R a la razón entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico es decir:

$$\Delta_i / \Delta_e = C_R \quad (1 - 34)$$

Este C_R fue definido anteriormente por Newmark y Hall como μ / R_μ , además Δ_e representa el desplazamiento espectral elástico asociado a un periodo T de un sistema de 1 GDL.

Nassar y Krawinkler encontraron la siguiente relación para C_R (1991):

$$C_R = \frac{\mu}{[c(\mu-1)+1]^{1/c}} \quad (1-35)$$

Las Figuras 1.17 y 1.18 muestran la variación según Nassar y Krawinkler de R_μ y C_R para los mismos valores de ductilidad graficados anteriormente (ver Figura 1.16) en relación con los periodos:

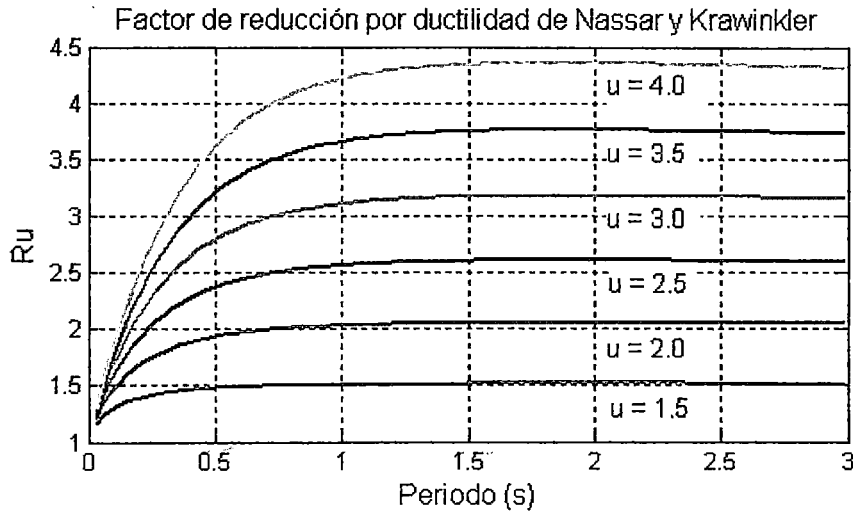


Figura 1.17: Factor R_μ

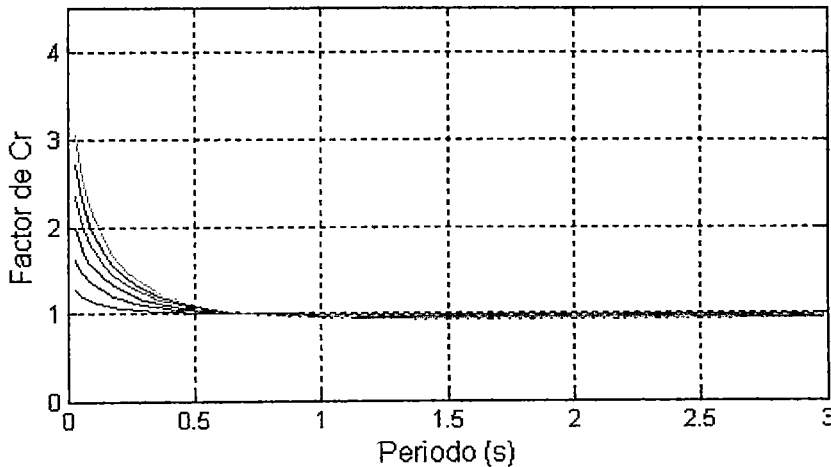


Figura 1.18: Factor C_R

Estos resultados fueron obtenidos para $\alpha = 0.00$ es decir que la rigidez post fluencia es nula (Modelo elasto perfectamente plástico).

En los anexos se presentan las funciones en Matlab que calculan los valores de R_μ y C_R para otros valores de α y muestran las graficas respectivas.

1.9.3. Propuesta de Ordaz y colaboradores (2003)

Propusieron modificaciones a la norma mexicana vigente en materia de diseño sísmico, ellos recomiendan el uso de espectros elásticos suavizados de diseño, cuyas ordenadas dependan principalmente del peligro sísmico asociado a sitios específicos de la ciudad de México, al periodo natural de vibración de la estructura, T , y al periodo predominante del movimiento del terreno, T_s . Para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, las ordenadas elásticas son reducidas por el producto de dos factores que toman en cuenta la ductilidad (R_μ) y la sobrerresistencia inherente a cada estructura (R_Ω) respectivamente:

La ecuación presentada fue la siguiente, y es contrastada con la terminología usada en los demás casos.

$$C(T, Q) = \frac{S_a(T)}{R(T) \times Q'(T, Q)} \cong \frac{S_{ae}}{R_\Omega \times R_\mu} \quad (1 - 36)$$

Donde $C(T, Q)$ es la resistencia necesaria de diseño, y S_{ae} la aceleración espectral elástica. Este estudio muestra la variación del factor R_μ para tres regiones espectrales:

$$\text{Si } T \leq T_a \quad R_\mu = 1 + \frac{\mu - 1}{\sqrt{k}} \times \frac{T}{T_a} \quad (1 - 37)$$

$$\text{Si } T_a < T \leq T_b \quad R_\mu = 1 + \frac{\mu - 1}{\sqrt{k}} \quad (1 - 38)$$

$$\text{Si } T > T_b \quad R_\mu = 1 + (\mu - 1) \sqrt{\frac{p}{k}} \quad (1 - 39)$$

Donde $p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$, k es un factor que depende del desplazamiento máximo del suelo y del desplazamiento máximo espectral, T_a y T_b son periodos característicos que dependen de T_s , y p es un factor que depende de k , T_b y T . El factor R_μ propuesto por Ordaz se basó en un extenso estudio estadístico de la respuesta inelástica de sistemas de 1 GDL con comportamiento elastoplasto

perfecto, sometidos a más de 400 acelerogramas registrados en diferentes condiciones de terreno (Ordaz y Pérez-Rocha, 1998).

1.9.4. Propuesta de Aguiar y Guerrero (2005)

En base al análisis de 63 registros sísmicos con aceleración máxima del suelo mayor al 10% de la aceleración de la gravedad, Aguiar y Guerrero en el 2005 encontraron relaciones para el desplazamiento máximo inelástico Δ_i con respecto al desplazamiento máximo elástico Δ_e . Lo importante de este estudio es que se trabajó con registros sísmicos correspondientes a Sudamérica, registrados en Perú, Colombia, Argentina y Chile.

Se llamo β_3 a la relación entre $\frac{\Delta_i}{\Delta_e}$, lo que también correspondería a $\frac{\mu}{R_\mu}$ y al factor C_R visto anteriormente, las ecuaciones son las siguientes:

$$\beta_3 = \frac{\mu}{[c(\mu-1)+1]^{1/c}} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (1-40)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^{2.07}}{1+T^{2.07}} + \frac{0.381}{T} \quad \text{Para } \alpha = 0.0 \quad (1-41)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^{1.247}}{1+T^{1.247}} + \frac{0.248}{T} \quad \text{Para } \alpha = 0.05 \quad (1-42)$$

Se observa que es la misma relación de Nassar y Krawinkler pero cambian los factores a, b. El valor de α es el mismo, es decir, es la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica.

La Figura 1.19 muestra la curva correspondiente a la ecuación (1 – 40), como lo hemos venido haciendo anteriormente para los mismos valores de ductilidad relacionándolos a los periodos y para $\alpha = 0.0$

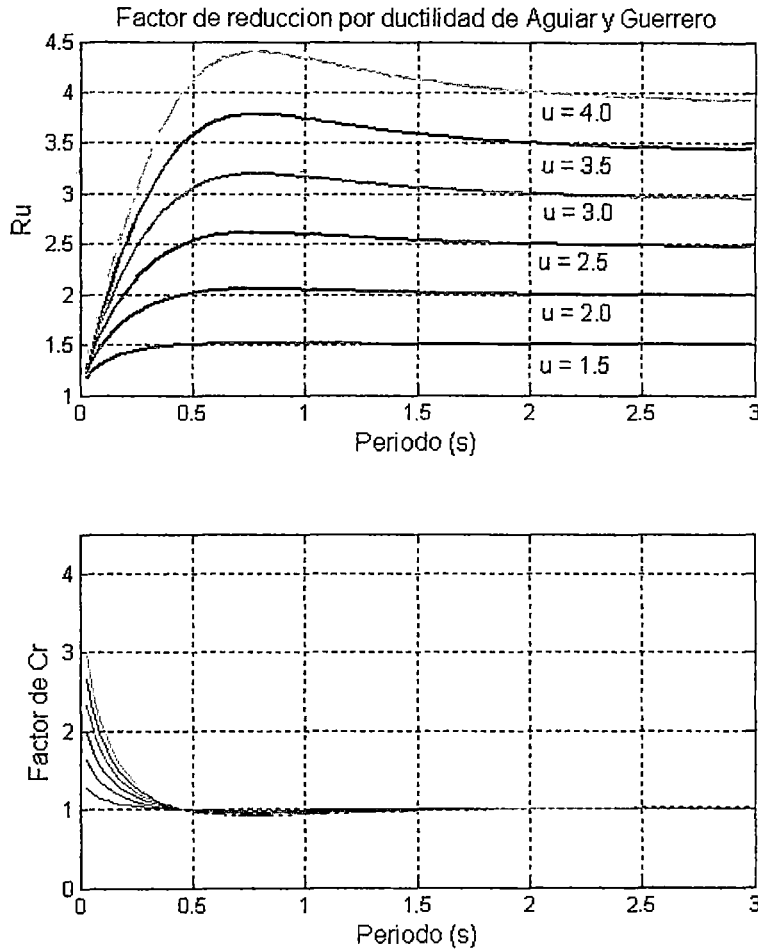


Figura 1.19: factores R_{μ} y C_R

Se observa en la Figura 1.19 para $C_R = \beta_3$, que cuando los periodos son mayores a 0.5s., el desplazamiento máximo inelástico es prácticamente igual al desplazamiento máximo elástico (C_R tiende a la unidad). Por lo tanto para periodos mayores a 0.5 s., se cumple la regla de igual desplazamiento. Para periodos menores a 0.5 s., la regla de igual desplazamiento subestima el cálculo del desplazamiento máximo inelástico.

Se observa también que cuando el periodo tiende a cero la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico tiende a la ductilidad (se observa en la grafica superior que $R_{\mu} \approx 1$), por lo tanto se verifica el trabajo desarrollado por Newmark y Hall (1982).

Existen otros trabajos como el de Riddell de 1995 que encontró la relación para R_μ en base al periodo y ductilidad, pero lo hizo para un sismo en particular con 34 registros de suelo en Chile principalmente, del sismo del 3 de marzo de 1985.

1.9.5. Propuesta de Miranda (1993)

Miranda en 1993 analizó en base a un exhaustivo estudio estadístico las expresiones para el calculo de R_μ , principalmente para suelo de tipo rocoso y aluvional, en ese entonces llego a la conclusión que el tipo de suelo no era muy relevante en el calculo de R_μ , conclusión de la cual se retracto tiempo después. En 1993 Miranda propuso esta expresión simplificada en base a un análisis hecho a todos los estudios presentados hasta esa fecha. La ecuación que resumía su análisis es la siguiente:

$$R_\mu = \mu + (1 - \mu) \exp\left(\frac{-16T}{\mu}\right) \quad (1 - 43)$$

Tanto Miranda como Nassar y Krawinkler estudiaron también la influencia de la magnitud del sismo y la distancia epicentral sobre el factor de reducción, ambos estudios llegaron a la conclusión de que el efecto de ambos parámetros es insignificante sobre R.

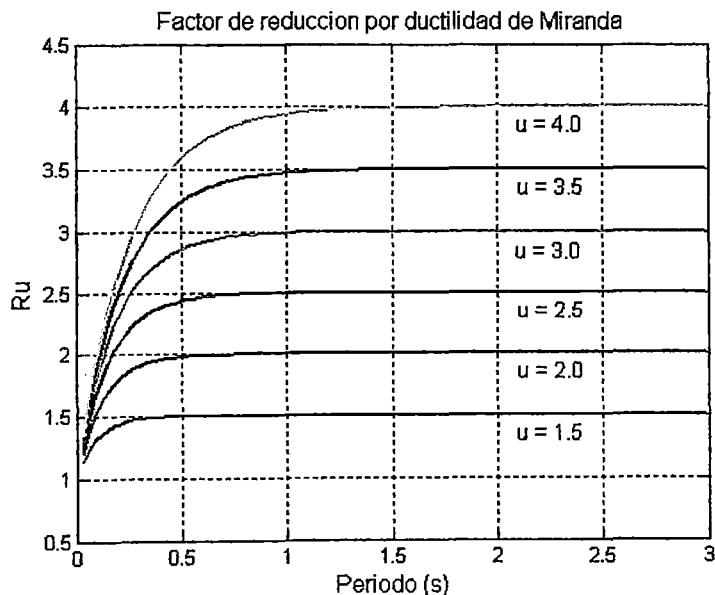


Figura 1.20: Factor R_μ propuesto por Miranda.

Es verdad que hasta aquí, se han presentado estudios hechos en diferentes lugares principalmente en California EEUU para el cálculo de las expresiones de R_{μ} , sin embargo un estudio hecho por Miranda y Bertero en donde comparan todas estas expresiones para R_{μ} obtenidas de diversas investigaciones, llegan a la conclusión que existe mucha similitud en las curvas planteadas para R_{μ} , es decir que no hay cambios significativos de una región sísmica a otra, por lo que estas expresiones pueden ser usadas para zonas con otro tipo de sismicidad del lugar de estudio de las mismas.

Como ejemplo mostramos la Figura 1.21 el cual muestra la variación de R_{μ} con los periodos para diversos valores de demandas de ductilidad, este grafico fue obtenido por Miranda y Bertero en el 2000 y demostraría lo mencionado anteriormente respecto a la sismicidad, cabe indicar que el tipo de suelo para los tres estudios mostrados en el gráfico (Nassar y Krawinkler en 1991, Miranda en 1993 y Riddell en 1995) es el mismo, se trata de suelo firme y aluvial.

COMPARISON OF MEAN STRENGTH REDUCTION FACTORS FOR FIRM SITES

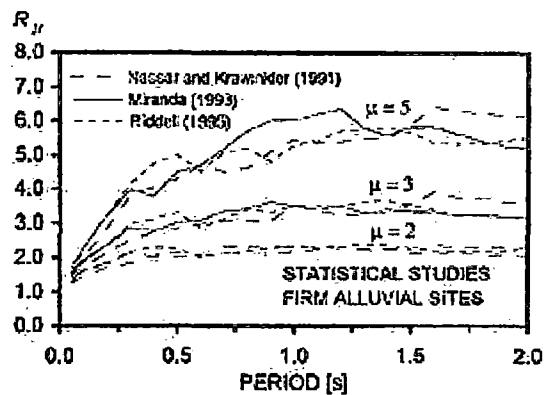


Figura 1.21: Compatibilidad de resultados para R_{μ} . (Miranda, 2000)

Hasta ahora hemos tocado solo los métodos indirectos porque estos relacionan el factor de reducción de fuerzas sísmicas y la ductilidad del sistema, para el cálculo de la relación entre el desplazamiento inelástico máximo y el desplazamiento elástico máximo.

Nuestra intención es el cálculo del factor de reducción de fuerzas sísmicas, ya que el R calculado para una estructura particular indicará también de cierta forma su nivel de diseño, más adelante sugeriremos en base a análisis no

lineales hacer una modificación al valor de R actual dado en la NTP E-030 Diseño Sismorresistente para pórticos dúctiles de acero resistentes a momento. Por lo dicho anteriormente no es de nuestro interés el estudio de los métodos directos para el cálculo de la relación entre el desplazamiento inelástico máximo y el desplazamiento elástico máximo, ya que no relacionan al factor R_{μ} , sin embargo haremos una breve descripción de los mismos.

1.10. Relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento máximo elástico – Métodos Directos

Los métodos directos estudian las respuestas sísmicas tanto elásticas e inelásticas de un conjunto de osciladores de 1 GDL, para ello se plantean modelos de histéresis que consideran el cambio en la rigidez de la estructura al entrar al rango inelástico.

De los estudios mas relevantes se tiene el de Shimazaki y Sozen en 1984, que evaluaron sus osciladores para tres eventos sísmicos y usaron 5 modelos de histéresis, aplicando el método de Newmark con un valor de $\beta = 0.167$. De entre los modelos de histéresis mas utilizados, tenemos el modelo elasto - plasto perfecto y el modelo simplificado de Takeda.

Shimazaki y Sozen trabajaron con estas dos relaciones:

$$e = \frac{C_Y}{S_a / g} = \frac{V_Y / W}{S_a / g} \dots\dots (Relación de Fuerzas). \quad (1 - 44)$$

$$D_R = \frac{D_n}{D_s} \dots\dots\dots (Relación de desplazamientos). \quad (1 - 45)$$

Donde V_Y es el cortante a nivel de fluencia del oscilador de 1 GDL, W es el peso del oscilador, S_a es la aceleración del espectro de respuesta elástico asociado al periodo T_o (periodo elástico del oscilador), g es la aceleración de la gravedad. Por otro lado, D_n es el máximo desplazamiento inelástico y D_s es el máximo desplazamiento elástico. Se encontró que para relaciones de $e > 1$ la capacidad sísmica es mayor que la demanda sísmica, y también que cuando el periodo T era mayor al periodo T_p (periodo de transición de zona de aceleración constante a zona de velocidad constante) los modelos de histéresis usados poco influían en la respuesta sísmica. Cuando $e < 0.4$ la respuesta inelástica es mucho mayor que la respuesta elástica.

Eduardo Miranda en el 2000 realizó un estudio en base a 264 registros de aceleración, correspondientes a 12 terremotos registrados en California, con el propósito de observar la relación que existe entre los desplazamientos máximos inelásticos con relación a los desplazamientos máximos elásticos en sistemas de 1 GDL. Para la respuesta no lineal consideró demandas de ductilidad igual a 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0. Se tomaron varios parámetros en el análisis como; el efecto del suelo los cuales fueron clasificados por tipos de acuerdo al UBC-97, el efecto de magnitud y el efecto de la distancia de ruptura.

Miranda (2000) encontró la respuesta no lineal de 78600 sistemas de 1 GDL correspondientes a los 264 registros de aceleraciones del suelo, trabajando con 50 períodos y 6 niveles de demandas de ductilidad. En base a esta información encontró la siguiente relación:

$$C_{\mu} = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (1 - 46)$$

Donde C_{μ} es la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con relación al desplazamiento máximo elástico, es un valor medio de los valores obtenidos; μ es la demanda de ductilidad y T es el periodo de vibración del sistema de 1 GDL. La ecuación de C_{μ} fue obtenida utilizando un análisis de regresión no lineal empleando el método de Levenberg-Marquardt.

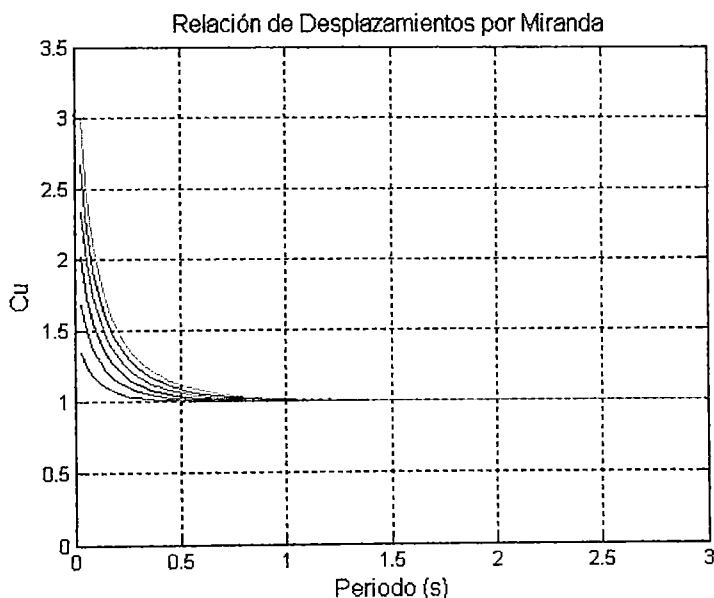


Figura 1.22: factor C_{μ}

La Figura 1.22 muestra la variación de C_μ en función del periodo T para diferentes valores de ductilidad.

La ecuación de C_μ propuesta por Miranda se aproximó muy bien a los resultados obtenidos del análisis dinámico. Se observa que para periodos mayores a 1.0 s., el valor de C_μ es prácticamente la unidad, lo que significa que el desplazamiento máximo inelástico es igual al desplazamiento máximo elástico. Miranda encontró también que la relación del valor medio del desplazamiento inelástico más una desviación estándar con relación al valor del desplazamiento elástico para valores de periodo mayores a 1.2 s., variaban entre 1.07 y 1.47 para el rango de ductilidades de 1.5 a 6, allí se comprobó que el valor de 1.5 propuesto por FEMA-273 asociado a una desviación estándar es un valor aceptable. Para periodos menores a 1.2 s., el valor de 1.5 se considera un poco alto.

Si comparamos las gráficas obtenidas por Miranda (método directo) y Nassar y Krawinkler (método indirecto) observamos que existe una muy buena correlación en la estimación de la relación de desplazamientos inelástico y elástico para sistemas de 1 GDL, los factores C_R y C_μ son muy similares.

En nuestro país, Scaletti como parte de una metodología para la estimación rápida de desplazamientos laterales producidos por sismo, presentó en el 2007 una relación entre los desplazamientos máximos inelásticos y los desplazamientos máximos elásticos, esta relación es equivalente al factor β_3 en esta metodología, y para su determinación se estudiaron sistemas de 1GDL con comportamiento elastoplástico o bilineal con 10% de rigidez post fluencia, los periodos se variaron entre 0.1 y 3 seg., y las fuerzas cortantes de fluencia entre 10% y 50% del peso. Las aceleraciones en la base correspondieron a las componentes horizontales de los sismos de 2001, 1974 y 1966 ocurridos en nuestro país.

Scaletti en 2007 propone la siguiente expresión para β_3 , la cual es equivalente al factor C_μ visto anteriormente:

$$\frac{1}{\beta_3} = 1 + 0.132 \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \left(\frac{T}{\mu} \right)^{-0.416} \quad (1 - 47)$$

La Figura 1.23 muestra la variación de $\beta_3 = C_\mu$ con relación a los periodos para los mismos valores de ductilidad estudiados por Miranda (1.5, 2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5 y 6).

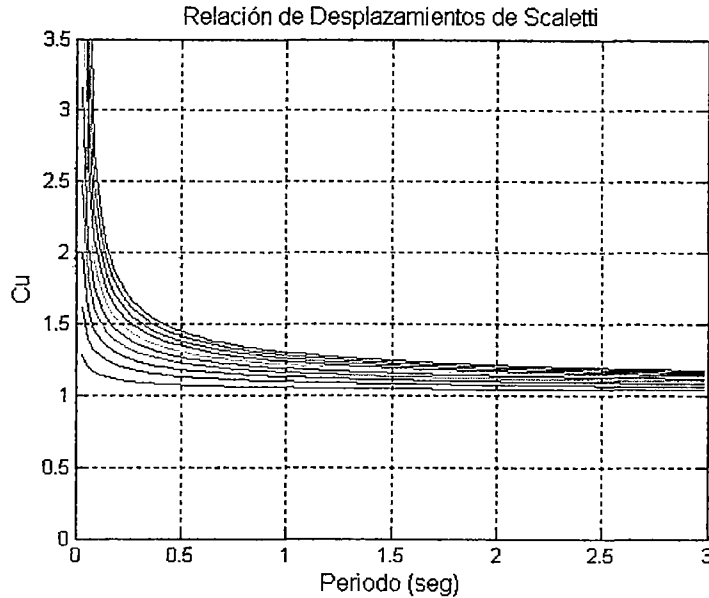


Figura 1.23: factor C_μ

Para terminar el análisis del factor de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad del sistema, es decir la reducción debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, revisaremos los dos últimos documentos de FEMA que son la conclusión de los estudios presentados y que hablan de la relación de desplazamientos inelásticos y elásticos para sistemas de 1GDL los cuales se presentaron en la metodología de los Coeficientes de Desplazamiento tanto en FEMA 273 como en FEMA 356.

1.11. Método del FEMA 273

Se denomina factor C_1 a la relación entre el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal en un sistema de 1 GDL.

Allí se recomienda:

$$C_1 = 1 \quad \text{Cuando } T_e \geq T^* \quad (1 - 48)$$

$$C_1 = 1.5 \quad \text{Cuando } T_e < 0.1 \quad (1 - 49)$$

Donde T^* es el periodo que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante (T_p en nuestra norma), T_e es el período fundamental efectivo. Para valores de T_e comprendidos entre 0.1 y T^* , se recomienda interpolar linealmente. En consecuencia C_1 se evaluará con la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1}{T^* - 0.1} \right) \quad (1 - 50)$$

El período T_e se evalúa con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1 - 51)$$

Donde K_i es la rigidez inicial de la estructura que se obtiene de la curva de capacidad sísmica resistente, que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo, K_e es la rigidez secante a la curva de capacidad que pasa por el punto cuya ordenada es igual a 0.6 del cortante de fluencia V_y , T_i es el periodo de vibración inicial de la estructura en el rango elástico.

1.12. Método del FEMA 356

Establece que el factor anterior $C_1 = 1$ para $T_e \geq T^*$. Para el caso de que $T_e < T^*$

Se tiene:

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1) \frac{T^*}{T_e}}{R} \quad (1 - 52)$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (1 - 53)$$

Donde C_m es el valor de la masa modal efectiva, para estructuras de 1 y 2 pisos $C_m = 1.0$; para estructuras de más de 3 pisos $C_m = 0.9$. Por otra parte W es el peso total de la estructura y V_y es el cortante a nivel de fluencia de la estructura. De tal manera que si se desea utilizar la ecuación anterior para calcular C_1 , se

necesita conocer el valor de V_Y , por este motivo, es preferible utilizar las recomendaciones del FEMA-273 o en todo caso aplicar el Método del espectro de Capacidad para el cálculo de V_Y .

1.13. Factor de reducción por Sobrerresistencia

Cuando se realiza el análisis sísmico se encuentran las fuerzas laterales estáticas equivalentes, con las que se procede al diseño de la estructura. La sumatoria de estas fuerzas laterales representa el cortante de diseño en la base V_o .

Es conocido que cuando se diseñan los elementos estructurales, ya sea para facilitar la construcción, o talvez por ejemplo, para utilizar los mismos encofrados, los diseñadores estructurales sobredimensionan tanto las armaduras como las secciones de los elementos, esta es una práctica muy común que para ellos va del lado de su seguridad.

Como la estructura debe pasar por muchos controles, este sobredimensionamiento es algo relativamente considerable, todo esto ocasiona un incremento en la capacidad al cortante en la base de la estructura lo que da origen al factor de sobrerresistencia R_Ω que no es mas que la relación entre la verdadera capacidad al cortante en la base que tiene la estructura con el cortante en la base con la cual se diseñó la estructura.

El modelo elasto perfectamente plástico es un modelo ideal, en la realidad la rigidez post fluencia no es nula. Por otra parte, ante un sismo severo no se forma una sola rótula plástica sino que se forman varias rótulas las cuales conforman el mecanismo de colapso. En la Figura 1.24 se muestra lo expresado anteriormente; la primera rótula se identifica en la figura con la letra D de diseño que vendría a representar la letra Y de los gráficos presentados anteriormente en curvas Fuerza lateral vs. Desplazamiento, pero ahora conociendo lo que realmente sucede tanto en la construcción como en el diseño, el nuevo modelo elasto plasto se encuentra más arriba porque la estructura tiene una mayor capacidad sísmica.

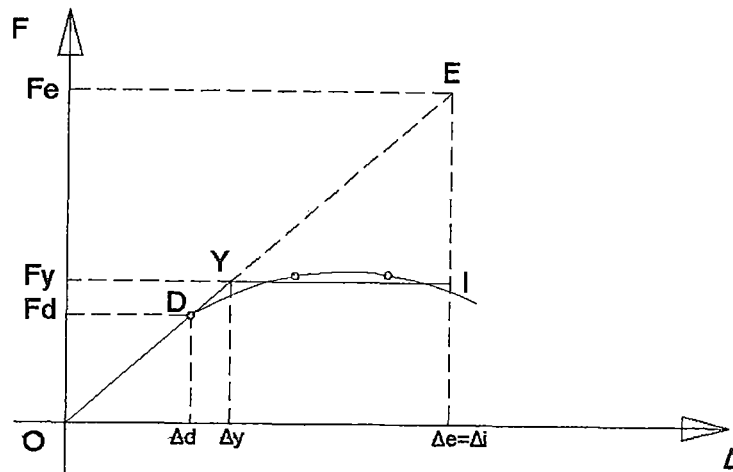


Figura 1.24: Mecanismo de Falla dúctil.

El factor de sobre resistencia R_{Ω} viene definida por:

$$R_{\Omega} = \frac{F_y}{F_d} \quad (1 - 54)$$

Por semejanza de triángulos tenemos:

$$\frac{\Delta_y}{\Delta_d} = \frac{F_y}{F_d} = R_{\Omega} \quad (1 - 55)$$

De donde:

$$F_y = R_{\Omega} \times F_d \quad , \quad \Delta_y = R_{\Omega} \times \Delta_d$$

Luego:

$$R_{\mu} = \frac{F_e}{F_y} = \frac{F_e}{R_{\Omega} \times F_d} \quad \Rightarrow \quad F_e = R_{\mu} \times R_{\Omega} \times F_d \quad (1 - 56)$$

$$\mu = \frac{\Delta_i}{\Delta_y} = \frac{\Delta_i}{R_{\Omega} \times \Delta_d} \quad \Rightarrow \quad \Delta_i = \mu \times R_{\Omega} \times \Delta_d \quad (1 - 57)$$

Por lo tanto, al considerar el factor de sobrerresistencia, se tiene que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R y la ductilidad global del sistema D , valen:

$$R = R_{\Omega} \times R_{\mu} \quad (1 - 58)$$

$$D = R_{\Omega} \times \mu \quad (1 - 59)$$

Es importante esta última ecuación que indica que la ductilidad global del sistema es igual al producto del factor de sobrerresistencia por la demanda de ductilidad. Por ejemplo en vigas que tengan ductilidades por curvatura mayores a 12 se podría pensar en tener una ductilidad por desplazamiento $\mu = 4$ y un factor

de sobrerresistencia de 1.5 de tal manera que la ductilidad global es de $4 \times 1.5 = 6$, para estas condiciones en la Figura 1.25 se indica el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R .

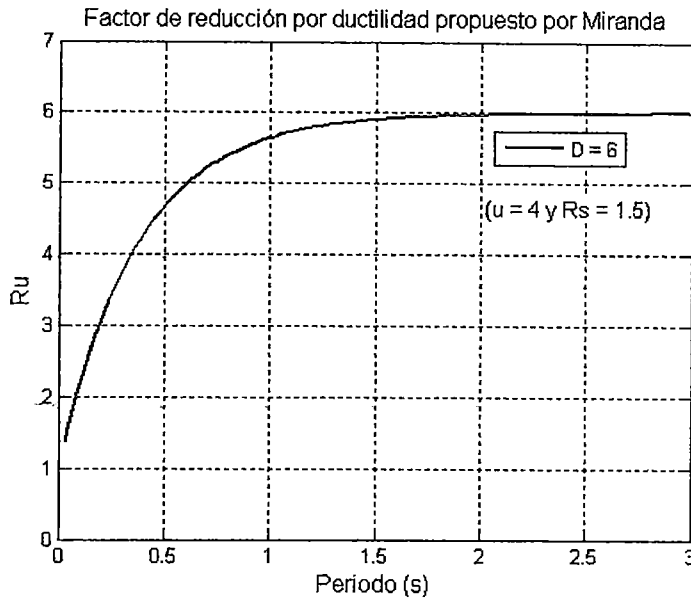


Figura 1.25: Factor de reducción R_μ considerando la sobrerresistencia del sistema

El factor de reducción de las fuerzas por ductilidad R_μ se calculó con la ecuación de Miranda de 1993, se observa que para periodos menores a 1.5 s., los valores de R son menores a 6. De tal manera que para este rango de periodos no se puede trabajar considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas de 8 como es usual ya que el sismo al ser menor R le va demandar mayores fuerzas sísmicas. Todavía no hemos considerado aquí la redundancia pero aun así R no es tan alto.

1.14. Factor de reducción por Redundancia

Cuando la estructura ingresa al rango no lineal, es importante que la mayor parte de los elementos participen soportando las fuerzas sísmicas, para que de esta manera se de una redistribución de esfuerzos en la estructura. El índice de redundancia, es el parámetro que permite calificar la redistribución de esfuerzos en la estructura cuando esta incursiona en el rango no lineal (Guendelman, 2000).

El índice de redundancia depende de la resistencia adicional que tiene el elemento cuando ha llegado a la fluencia, es decir cuando ha llegado al límite del rango elástico. Habrán elementos que llegarán a la fluencia y otros que no, pero si los primeros tienen todavía una capacidad de soportar más fuerzas sísmicas, es decir, tienen una gran ductilidad, se obligará a que los elementos que están menos solicitados absorban mayores cargas y deformaciones, de esta manera no se permite tener elementos ociosos y así la estructura disipará la mayor cantidad de energía entregada por el sismo.

El índice de redundancia también es función del número de elementos que tenga el pórtico y del número de pórticos que tenga la estructura, ya que a mayor cantidad de elementos se tendrá una mayor cantidad de rótulas plásticas. Pero no es función únicamente del número de rótulas plásticas, si no también de que tanto permite esa rótula incursionar en el rango no lineal, de tal manera que el índice de redundancia se puede calcular en base al número de rótulas plásticas y a la capacidad de incursionar en el rango inelástico de ese elemento.

El ATC 19 (1995) penaliza a las estructuras que tienen menos de 4 ejes de columnas, asignando valores para el factor de redundancia R_p menores a la unidad, como se aprecia en la siguiente tabla:

Número de ejes de columnas	Factor R_p
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 1.5: Factor por redundancia estructural R_p (ATC 19, 1995)

Por ejemplo en estructuras de 3 ejes de columnas en cada dirección el factor R_p , según el ATC es 0.86 (estas estructuras se componen de 9 columnas).

Existen algunas investigaciones al respecto de este factor, de entre ellas, destacan las realizadas por Tsopelas y Husain (2004) ellos proponen el cálculo del factor de redundancia R_p en función de dos índices, el primero denominado índice de redundancia por resistencia r_s y el segundo denominado índice de redundancia por formación de rotulas plásticas r_v .

$$R_{\rho} = r_s \left(\frac{1 - k \times v_e \times r_v}{1 - k \times v_e} \right) \quad (1 - 60)$$

Donde k es un parámetro estadístico que está relacionado con una función normal de resistencia de los elementos de la estructura. Este parámetro varía entre 1.5 y 2.5 (Nowak y Collins, 2000), v_e es el coeficiente de variación de la resistencia de los elementos, varía entre 0.08 y 0.14 (Ellingwood et al. 1980).

$$r_v = \sqrt{\frac{1}{n} \frac{1}{m-1}} \quad (1 - 61)$$

Siendo n el número de rótulas plásticas que se esperan en un pórtico plano; m es el número de pórticos que tiene la estructura en la dirección analizada.

$$r_s = \frac{S_u}{S_{nr}} \quad (1 - 62)$$

Donde S_u es la máxima resistencia de la estructura, que no está asociada al colapso de la misma. S_{nr} es la resistencia de la estructura como que no tuviera redundancia. Se ha presentado únicamente el modelo desarrollado por Tsopelas y Husain (2004) para determinar el factor de redundancia y tener idea de las variables que intervienen en su formulación. La determinación de R_{ρ} se realiza en cada dirección principal de la estructura.

1.15 Factor de reducción para tener en cuenta sistemas de múltiples grados de libertad

Los factores R_{μ} , R_{Ω} y R_{ρ} discutidos previamente pueden ser usados para el diseño de estructuras que pueden ser aproximadamente modeladas de la misma manera que una de un sistema de 1 GDL. Sin embargo la mayoría de las estructuras necesitan ser modeladas con sistemas de múltiples grados de libertad y tienen un comportamiento mucho más complejo que los sistemas de 1 GDL, particularmente en el rango no lineal.

Por lo tanto los factores para sistemas de 1GDL deben ser modificados para el diseño de sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF), R_{VG} es el factor que toma en cuenta esta característica.

$$R_{VG} = \frac{R_{1gdl}}{R_{mgl}} = \frac{R_{mgl}}{R_{\mu}} \quad (1 - 63)$$

R_{VG} Limita la demanda de ductilidad por piso y disminuye conforme aumenta el número de pisos. Miranda presentó la siguiente expresión para R_{VG} en base a los estudios que realizó y también a los resultados de los estudios de Nassar y Krawinkler (1991):

$$R_{VG} = [1 + 0.15T^2 \times \ln(\mu)]^{-1} \quad (1 - 64)$$

La gráfica de esta ecuación se muestra en la Figura 1.26 para las mismas ductilidades ya conocidas:

En la gráfica se observa que para un mismo valor de demanda de ductilidad, a medida que el periodo aumenta el factor R_{VG} disminuye, esto quiere decir que R también disminuye lo que trae como consecuencia un aumento del valor de la fuerza de diseño lateral. A medida que la ductilidad aumenta existe una tendencia general también a aumentar la fuerza de diseño, en resumen las estructuras muy dúctiles, es decir, con grandes deformaciones inelásticas y con altos valores de periodos de vibración deben ser diseñadas para soportar fuerzas laterales de diseño mucho mayores para sistemas de múltiples grados de libertad que las que podría soportar un sistema de 1 grado de libertad con el mismo periodo de vibración.

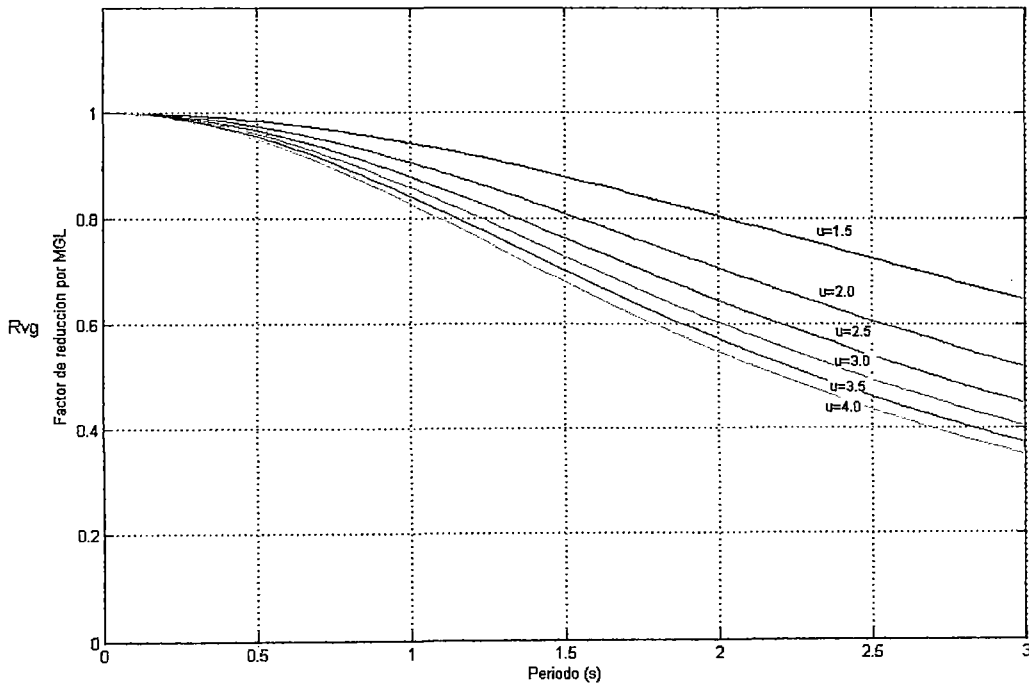


Figura 1.26: Factor de reducción R_{VG}

1.16. Procedimiento de cálculo final del factor R de reducción de fuerzas sísmicas

En la actualidad el análisis sísmico de una estructura sigue un procedimiento convencional en el cual el proyectista estructural luego de definir su espectro de diseño elástico escoge un valor de R de los cuales se encuentran tipificados en la norma E-030 de acuerdo a la configuración estructural predominante resistente a carga lateral.

Estos valores que se hallan en la norma E-030 no tienen un respaldo cuantitativo, sino más bien un respaldo cualitativo y están basados en el criterio de expertos. Se pretende hacer notar que se debe tener mucho cuidado con la selección de R y no buscar el mayor valor, con la intención de reducir la fuerza lateral equivalente, especialmente si el periodo de la estructura que se analiza es menor a 0.5 segundos como hemos visto anteriormente.

Al seleccionar el valor de R no estamos solo reduciendo la fuerza que es la idea general que se tiene, lo que en realidad estamos haciendo es controlando o delimitando las demandas de ductilidad de desplazamiento menores o iguales a un valor máximo tolerable, estamos delimitando las deformaciones inelásticas.

Este concepto es extremadamente importante ya que es la base de los capítulos posteriores sobre los niveles de diseño, por ello se ha tratado en lo posible de mostrar un panorama general y completo de esta característica estructural.

Por lo tanto al seleccionar R también se selecciona el valor de la demanda de ductilidad μ . Si R fuese alto, el valor de μ también será alto y por consiguiente las deformaciones inelásticas también lo serán, para lograr un μ alto deberá seguirse al pie de la letra los requerimientos sismorresistentes de FEMA para el caso de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, estos tendrán que ser del tipo especial y ello conlleva a una serie de controles tanto sobre el diseño, construcción y mantenimiento de la estructura.

Por ahora, ya que no existe en nuestro país una normativa de diseño por desempeño, al menos debería ser obligación del ingeniero estructural calcular el valor de R, para lo cual presentamos un procedimiento:

Paso 1:

Calcular el valor del factor de reducción por ductilidad R_μ , el mismo que está en función del periodo de vibración T de la estructura a analizar y de la demanda de ductilidad del sistema μ que se pretende obtener, esta demanda de ductilidad será calculada mediante el análisis no lineal estático y la aplicación del Método del Espectro de Capacidad. Para el cálculo de R_μ se puede usar cualquiera de las expresiones mostradas en el desarrollo del tema, pero se recomienda la de Eduardo Miranda propuesta en 1993 ya que presenta mejoras a la de Nassar y Krawinkler de 1991 y de muchas otras más, anteriores a esta investigación.

Esta es la expresión de Miranda (Ecuación 1 – 43):

$$R_\mu = \mu + (1 - \mu) \exp\left(\frac{-16T}{\mu}\right)$$

Paso 2:

Seguidamente; determinar el factor de sobrerresistencia R_Ω , para lograr esto se debe encontrar la curva de capacidad sísmica resistente, el método a utilizar sería la técnica del pushover. La curva de capacidad sísmica relaciona el cortante en la base V_o con el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t . La curva de capacidad debe ser transformada al formato bilineal, para esto se pueden usar varios procedimientos. La Figura 1.27 indica con líneas entrecortadas la curva de capacidad obtenida y con líneas continuas se presenta el modelo bilineal:

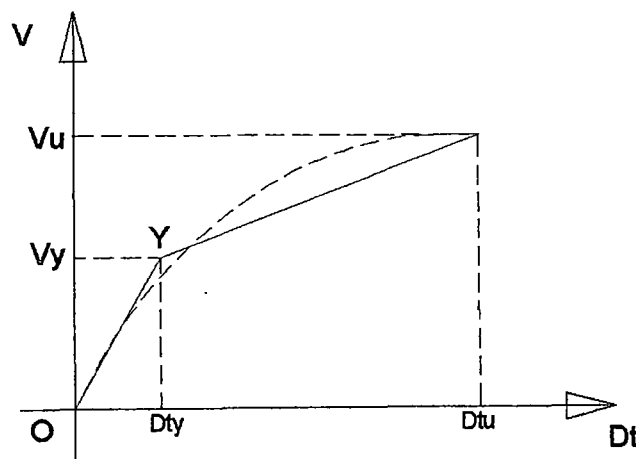


Figura 1.27: Representación Bilineal

El modelo bilineal está definido por el cortante de fluencia V_y , el desplazamiento a nivel de fluencia D_{ty} , el cortante a nivel de fallo V_u y el desplazamiento asociado D_{tu} . Existen varios criterios con los cuales se puede hallar el modelo bilineal, estos se presentarán en la solución de la estructura.

Una vez que se tiene el modelo bilineal, que contempla incremento de resistencia en el rango no lineal (rigidez post fluencia $\neq 0$), se halla el modelo elasto perfectamente plástico (rigidez post fluencia nula), esto se muestra en la Figura 1.28.

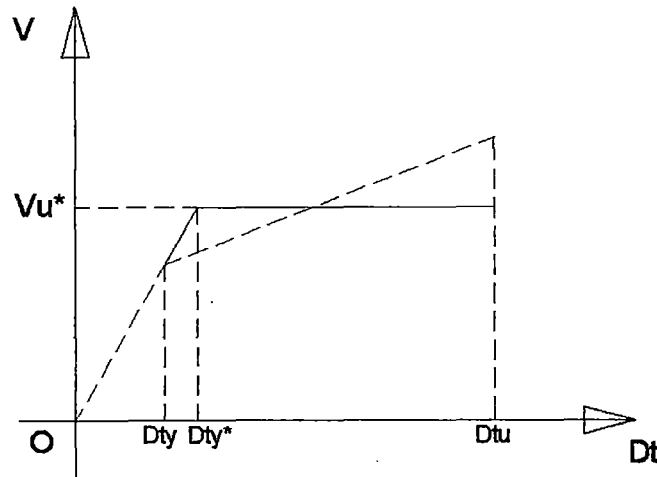


Figura 1.28: Representación Elastoplástica perfecta

Por lo tanto:

$$V_u^* = \frac{V_y + V_u}{2}, \text{ el promedio de los valores de la curva Bilineal.} \quad (1 - 65)$$

$$D_{ty}^* = \frac{V_u^*}{V_y} D_{ty}, \text{ proporcional a la curva en el rango lineal.} \quad (1 - 66)$$

Donde V_u^* es la capacidad de cortante última de la estructura. Para encontrar el factor de sobrerresistencia R_Ω se debe conocer el cortante de diseño V_o ya que:

$$R_\Omega = \frac{V_u^*}{V_o} \quad (1 - 67)$$

El valor de V_o debe encontrarse con cualquier método en el cual no intervenga el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R , ya que este valor es el que se pretende calcular. El método ideal para continuar este procedimiento es el Método del Espectro de Capacidad descrito ampliamente en el ATC 40 y mejorado en FEMA 440.

En el Método del Espectro de Capacidad se coloca en un mismo gráfico, el espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda sísmica como se muestra en la Figura 1.29. En el eje de las x, se representa el desplazamiento espectral que se ha denominado aquí S_d y en el eje de las y, la aceleración espectral denominada S_a . De tal manera que el espectro de diseño que relaciona el periodo de la estructura con la aceleración espectral debe pasarse primero al formato desplazamiento - aceleración. Lo mismo debe hacerse con la curva de capacidad sísmica de la estructura que está en el formato desplazamiento lateral máximo vs. Cortante en la base.

En el Método del Espectro de Capacidad básicamente se halla el punto de desempeño que en la gráfica se ha identificado como dt :

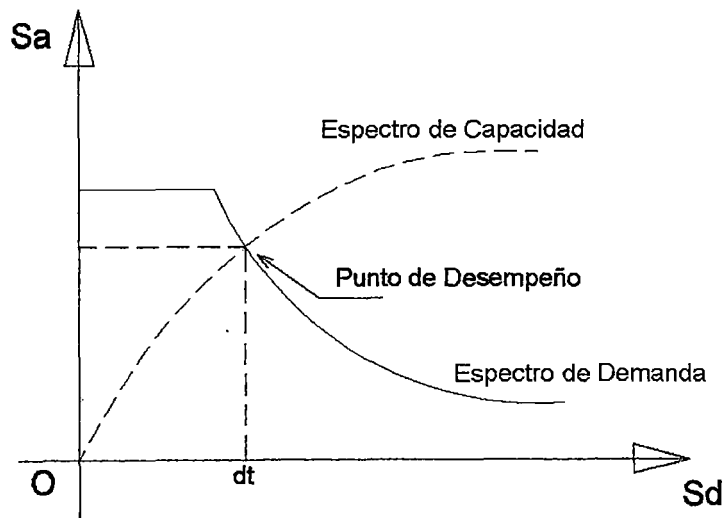


Figura 1.29: Método del Espectro de Capacidad

El desplazamiento dt está asociado a un sistema de 1 GDL por lo que para encontrar el desplazamiento máximo Dt en el sistema real que tiene múltiples grados de libertad se debe multiplicar por un factor de paso. Anteriormente tocamos el factor R_{VG} sin embargo aquí usaremos factores que solo afecten a los desplazamientos.

$$Dt = dt \times PF_1 \times \phi_{1,techo} \quad (1 - 68)$$

Donde dt es el desplazamiento lateral máximo en un sistema de 1 GDL, que se halla con el método del Espectro de Capacidad, PF_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración y $\phi_{1,techo}$ es el desplazamiento modal

asociado al primer modo en el último nivel, estos factores nos permiten encontrar el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio D_t . Una vez que se ha determinado D_t , con este valor se ingresa en la curva de capacidad sísmica de la estructura y se halla el cortante basal de diseño V_o . Finalmente se halla R_Ω .

Paso 3:

Se halla el factor de redundancia R_ρ con los valores considerados por el ATC 19 (Bertero y Bertero, 1999) los cuales indican que para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual a la unidad, deberá disponer de al menos 4 líneas resistentes verticales. En caso contrario se castiga a la estructura aplicando los siguientes factores de reducción:

Número de ejes de columnas	Factor R_ρ
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 1.5: Factor por redundancia estructural R_ρ (ATC 19, 1995)

Paso 4:

Finalmente al obtener R_μ , R_Ω (en el cual ya está incluido R_{YG}) y R_ρ , calculamos el factor de reducción de resistencia sísmica de la siguiente manera:

$$R = R_\mu \times R_\Omega \times R_\rho \quad (1 - 69)$$

Este procedimiento brinda un conocimiento mas profundo de la estructura analizada, tanto la técnica del pushover como el Método del Espectro de Capacidad son herramientas que nos hacen ver en forma directa la secuencia de formación de rótulas plásticas y la capacidad de la estructura al incursionar en el rango inelástico, pero lo mas importante es ver realmente como trabaja la estructura en la disipación de energía.

CAPITULO 2: CLASIFICACIÓN DE LOS PÓRTICOS DUCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO.

2.1. Introducción

Los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, son sistemas resistentes a fuerzas laterales conformados en base a un ensamblaje de vigas y columnas. La resistencia a las fuerzas laterales es proveída inicialmente por la acción del marco rígido o continuo, es decir, por el desarrollo de momentos de flexión y fuerzas de corte en los elementos del pórtico y en las conexiones.

Es producto de esa rigidez de la conexión viga – columna, que el pórtico resistente a momento no puede desplazarse lateralmente sin la flexión de vigas y columnas. La rigidez flexional y la resistencia de los elementos es por consiguiente la principal reserva de rigidez lateral y resistencia para el sistema completo.

Desde el punto de vista sísmico su principal ventaja es la gran ductilidad y capacidad de disipación de energía que pueden presentar, si es que su diseño es correcto y procura la mayor ductilidad posible para cada elemento estructural, además de permitir el desarrollo de mecanismos de falla que involucren el mayor número de rótulas plásticas en aquellas secciones donde la reserva de ductilidad es apreciable. Siempre se debe buscar conseguir el mecanismo de falla llamado “Viga Débil – Columna Fuerte”.

Los edificios a base de pórticos dúctiles de acero resultan en general muy flexibles, y esta flexibilidad se vuelve crítica a la hora de revisar los desplazamientos laterales para que cumplan los límites prescritos por las normas.

Esta alta flexibilidad de los edificios a base de pórticos dúctiles de acero origina que su periodo fundamental generalmente sea largo, esto es favorable cuando los espectros de diseño de las normas tienen ordenadas que se reducen

fuertemente para periodos largos, típico caso de edificios cimentados en terreno firme, pero es contraproducente cuando se diseña para espectros de diseño cuyas ordenadas crecen para periodos largos.

Otra desventaja de la alta flexibilidad es que a medida que los edificios se hacen mas altos es más difícil cumplir los requisitos de limitación de desplazamientos, por ello la aplicación de edificios estructurados exclusivamente a base de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento se limita a edificios de baja a mediana altura.

Los pórticos dúctiles de acero tienen una clasificación tradicional general y otra para su diseño. Esta clasificación de diseño es nueva y anteriormente se encontraba inmersa en la clasificación tradicional.

La clasificación tradicional los clasifica de tres maneras de acuerdo al tipo de estructuración y la clasificación para el diseño se basa en las demandas de ductilidad de la estructura.

2.2. Clasificación por tipo de estructuración

Esta clasificación es de acuerdo al tipo de conexión que utilizará el pórtico dentro de la estructura como parte conformante de un sistema resistente a carga lateral, ese comportamiento que los ingenieros estructurales deciden para él, es el que gobierna su diseño.

Los pórticos dúctiles de acero concebidos tradicionalmente de esta manera realizan el trabajo que se les asigna en su conexión viga –columna, es por ello que la clasificación va de acuerdo a su tipo de conexión.

De esta forma son clasificados en tres tipos:

2.2.1. Pórticos de acero con conexiones rígidas:

Pórtico con conexiones totalmente restringidas que también son comúnmente referidas como marcos rígidos o marcos continuos, se considera que durante las deformaciones de la estructura, las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los elementos conectados, en otras palabras existe una total transferencia de los momentos y una poca o casi nula rotación relativa entre los miembros en la conexión.

2.2.2. Pórticos de acero con conexiones semirrígidas:

Pórtico con conexiones parcialmente restringidas, asume que sus miembros tienen insuficiente rigidez para mantener los ángulos entre los elementos intersectados, este tipo de conexiones requiere que tanto la resistencia, rigidez y ductilidad característica de la conexión sean consideradas en el análisis y el diseño. El grado de restricción y en general el comportamiento de las conexiones semirrígidas deberá establecerse de manera analítica o experimental.

2.2.3 Pórticos de acero con conexiones articuladas:

También llamadas conexiones simples, es otro tipo de estructuración en donde los elementos intersectados son libres de girar relativamente entre ellos, la capacidad para resistir momentos es muy poca o casi nula, generalmente se diseñan para resistir cargas de gravedad.

A continuación se presenta la Figura 2.1 que explica mejor los tipos de conexión de acuerdo a su estructuración:

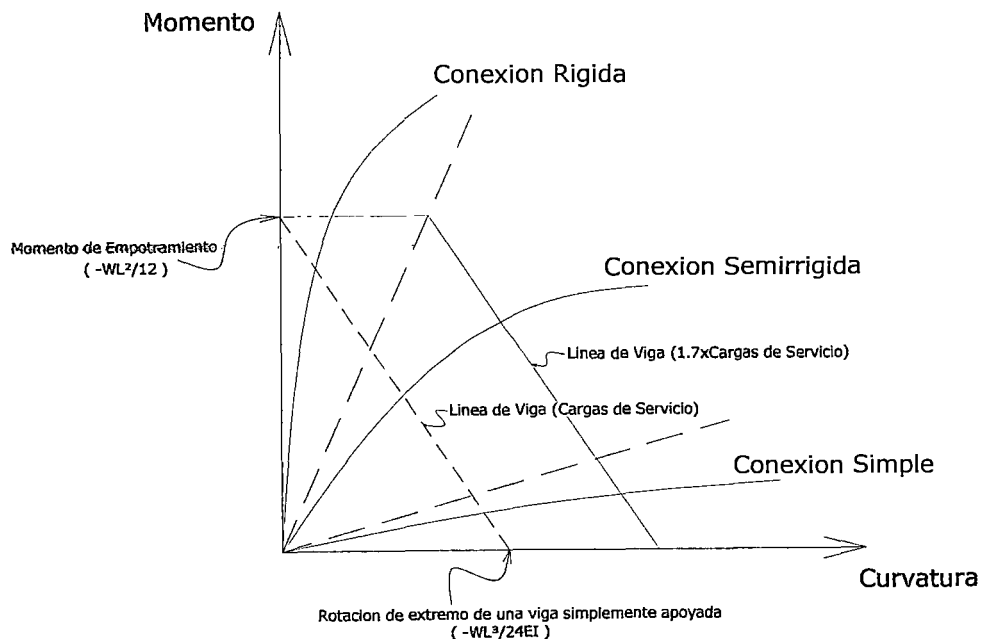


Figura 2.1: Clasificación por tipo de Estructuración

Curvas como las que se muestran en rojo, se obtienen de someter especímenes de conexiones viga columna a cargas en sus extremos y se mide la rotación relativa entre sus miembros, se ha trazado una recta que une los puntos de momento de empotramiento en el extremo de la viga y la condición opuesta; rotación libre en el extremo de una viga simplemente apoyada, la intersección de esta recta con las curvas nos da los momentos que se pueden aplicar a las conexiones en condiciones de servicio, otra recta trazada a 1.7 veces de la línea de las cargas de servicio indica la máxima resistencia que se puede esperar en la práctica cuando se usa el método de diseño LRFD.

Para nuestro caso de estudio solamente las conexiones del tipo rígido y semi rígido son capaces de absorber momentos que imponen, en especial las acciones horizontales.

2.3. Clasificación de acuerdo al nivel de diseño

De acuerdo a esta clasificación los requisitos de diseño sismorresistente se especifican mediante los niveles de diseño, cada nivel de diseño tiene tipos de conexiones características de acuerdo a las demandas de ductilidad de la estructura, esta clasificación además de útil e imprescindible en la configuración, diseño y etapa de vida de la estructura, es importante en las etapas de fabricación, montaje, construcción, inspección y mantenimiento de la misma.

Cada nivel de diseño está caracterizado además, por diversas exigencias para el análisis, el diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura.

2.3.1. Nivel de diseño 1

En este nivel de diseño se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos, sean capaces de soportar limitadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño.

Se estima que estas estructuras responderán dentro del campo elástico, aún así deberán considerarse diferentes requerimientos para el detallado de ciertas componentes.

2.3.2. Nivel de diseño 2

En este nivel de diseño se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos, sean capaces de soportar moderadas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño. Estos pórticos serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo sean por la cedencia de los miembros del pórtico cuando se usen conexiones de momento rígido, o por la cedencia de los elementos de las conexiones cuando se utilicen conexiones semirrígidas.

Estas estructuras tendrán ductilidad limitada, porque serán consideradas no aptas para ser diseñadas con ductilidad completa, deberán diseñarse para que resistan acciones sísmicas mayores que las correspondientes a ductilidad completa, se espera que esto resulte en menores demandas de ductilidad y, por lo tanto, podrá relajarse el grado de detallado de la estructura.

2.3.3. Nivel de diseño 3

En este nivel de diseño se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero proyectados, detallados, inspeccionados y construidos, sean capaces de soportar significativas deformaciones inelásticas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño.

Se considera aquí que las estructuras alcancen una ductilidad completa, estas se diseñan con el menor nivel de resistencia sísmica y la mayor capacidad de ductilidad, hemos mencionado anteriormente que la ductilidad es la habilidad que tiene una estructura para deformarse más allá del inicio de la fluencia en el campo inelástico sin pérdida excesiva de resistencia, estas deformaciones generalmente se generan por rotaciones en las rótulas plásticas seleccionadas. Para asegurar que la energía se disipará sólo en las zonas previamente seleccionadas, deben usarse procedimientos de diseño por capacidad y deben cumplirse todas las previsiones estipuladas en este nivel.

Esta es la clasificación general de los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, nuestro interés está del lado de la clasificación por niveles de diseño ya que nuestro objetivo es diseñar estructuras para las cuales tenemos

demandas de ductilidad definidas, en los siguientes capítulos revisaremos la clasificación tradicional y dentro de los tipos de estructuración haremos una Subclasificación en base a los niveles de diseño.

Haciendo un paréntesis en relación al segundo gran grupo en los que es posible clasificar a los edificios de acero, vamos a mencionar a los pórticos arriostrados.

2.4. Pórticos Arriostrados

Son sistemas resistentes a fuerzas laterales que se caracterizan por su alta rigidez elástica. La alta rigidez se alcanza por la incorporación de elementos diagonales que resisten fuerzas laterales mediante el desarrollo de fuerzas axiales y relativamente pequeñas acciones por flexión, un porcentaje mínimo de la carga lateral impuesta a un pórtico arriostrado es resistida por acciones de flexión en los miembros y sus conexiones.

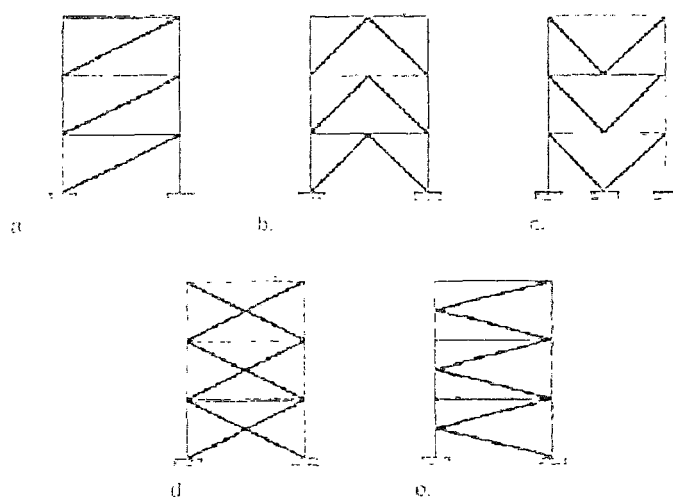


Figura 2.2: Tipos de pórticos arriostrados.

En la figura se observan varios tipos de arriostramiento:

- a. Arriostramiento diagonal.
- b. Arriostramiento en "V" invertida.
- c. Arriostramiento tipo "V".
- d. Arriostramiento en "X".
- e. Arriostramiento en "K".

Existe una subclasificación de este sistema de acuerdo a su triangulación, los pórticos arriostrados mostrados anteriormente se consideran con triangulación completa porque se conectan entre los nudos en el pórtico.

Los pórticos arriostrados con triangulación incompleta no llegan a los nudos, sino a otros elementos como pueden ser las vigas superiores ó inferiores, un ejemplo típico de estos pórticos es el comúnmente llamado Chevron.

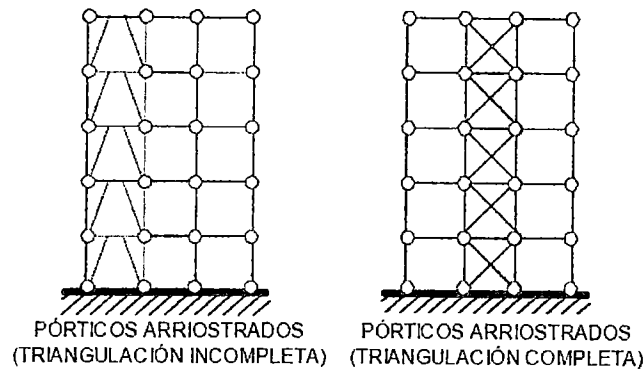


Figura 2.3: Tipos de triangulación en pórticos arriostrados.

En los pórticos arriostrados con triangulación completa la rigidez ante acciones horizontales viene dada por la rigidez ante los esfuerzos axiales de las barras que forman la triangulación. Como tipos particulares cabe mencionar:

Triangulaciones de diagonales traccionadas:

Las diagonales se proyectan con una rigidez a flexión limitada que permite suponer que se pandearán cuando se sometan a compresión. La estructura permanece estable con la única colaboración de las diagonales que, para cada dirección de análisis, permanecen traccionadas.

Triangulaciones de diagonales traccionadas y comprimidas:

Las diagonales se proyectan con una rigidez a flexión suficiente como para soportar un esfuerzo axial de compresión significativo. Cuando el pandeo de las barras comprimidas implica la pérdida de estabilidad de la estructura (caso de los arriostramientos en "V") no se considera que la estructura disipe energía. En caso contrario (caso de los arriostramientos en "X"), si puede considerarse que la estructura disipe energía.

CAPITULO 3:

REQUISITOS SISMORRESISTENTES PARA PÓRTICOS DUCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO EN BASE AL GRADO DE DEFORMACIÓN INELÁSTICA, DESARROLLO DE LOS NIVELES DE DISEÑO.

3.1. Introducción

Este capítulo contiene los requisitos mínimos de diseño sismorresistente correspondientes a los niveles de diseño para los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento que conforman el sistema resistente a cargas laterales.

Los niveles de diseño se establecen en función de la demanda de ductilidad que se espera tenga la estructura. Así para el nivel denominado 1 se diseña la estructura para que soporte las cargas verticales y eventuales cargas de viento con lo que se tendrá una ductilidad ligeramente mayor a la unidad, en el nivel de diseño 2 se confiere cierta ductilidad a la estructura para que responda en forma adecuada ante la acción de los sismos pero se deja pasar ciertos requerimientos de diseño. Finalmente en el nivel de diseño 3 se debe cumplir estrictamente con todas las prescripciones para el diseño y construcción en zonas sísmicas, este nivel es el de mayor importancia para nosotros, por ello se tocara en primer lugar, es decir se desarrollaran los niveles en orden descendente.

En definitiva una estructura diseñada para el nivel de diseño 3 tendrá una capacidad de ductilidad mayor que una estructura diseñada para el nivel de diseño 2 y esta a su vez será mayor que la del nivel de diseño 1. Se ha dividido el análisis en tres niveles ya que son correspondientes a los niveles ordinario, intermedio y especial definidos en las Provisiones Sísmicas del AISC y también en FEMA.

Vale la pena hacer notar la diferencia entre capacidad y demanda de ductilidad, al diseñar una estructura en uno u otro nivel se le atribuye cierta capacidad de ductilidad, sin embargo la estructura puede ser exigida por algún sismo que

iguale ó rebase su capacidad, este sismo representa la demanda de ductilidad que se exige de la estructura. Es importante entonces que la capacidad sea superior a la demanda, a esto se le denomina balance de ductilidad.

Es preciso definir brevemente ciertos temas que serán aplicados en el desarrollo próximo de los niveles de diseño.

3.2. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de cargas a usar son las mismas de las Especificaciones AISC LRFD que también las toma la norma peruana E090, las siguientes combinaciones básicas de diseño son las que también se usan en el FEMA y en los códigos de diseño UBC-97 y LABC 2002 (1612.2.1).

Combinaciones de Cargas Básicas:	Eq.
1.4D	(3-1)
1.2D + 1.6L + 0.5Lr	(3-2)
1.2D + 1.6Lr + 0.5L	(3-3)
1.2D + 0.5L + 0.5Lr	(3-4)
1.2D ± 1.0E + 0.5L	(3-5)
0.9D ± E _h	(3-6)

Combinaciones de Cargas Especiales para Sismo:	Eq.
1.2D + 0.5L + 1.0E _m	(3-7)
0.9D ± 1.0E _m	(3-8)

Donde:

D: Carga muerta debida al peso propio y a los efectos permanentes sobre la estructura.

L: Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.

Lr: Carga viva en las azoteas.

E: Carga de sismo.

E_h: Carga de sismo horizontal de acuerdo a la norma E030 Diseño Sismorresistente.

E_m: Carga de sismo máxima.

El código UBC-97 presenta en su sección 1630 que las fuerzas sísmicas se calculan de acuerdo a las ecuaciones siguientes:

$$E = \rho(E_h) + E_v \quad (3-9 \text{ UBC-97 sec. 1630})$$

$$E_m = \Omega_o(E_h) \quad (3-10 \text{ UBC-97 sec.1630})$$

En donde E representa la carga sísmica en un elemento estructural proveniente de la respuesta de la estructura a la acción de las fuerzas horizontales (E_h) y verticales (E_v). El factor de redundancia/confiabilidad (ρ) depende de la razón máxima de fuerzas cortantes en un piso dado y el cortante de diseño en dicho nivel. La máxima fuerza sísmica que puede ser desarrollada en la estructura se denota como (E_m) y el factor debido a sobrerresistencia mediante (Ω_o).

Estas ecuaciones ilustran a los factores (ρ) y (Ω_o) desconectados del factor R el cual es utilizado al momento de estimar (E_h) mediante el cómputo del cortante basal (V) como se muestra en el UBC-97 sección 1630.2 o la E030 Diseño Sismorresistente para nuestro caso.

Si consideramos los conceptos del código UBC-97 podemos concluir que los factores R, Ω_o y ρ sugieren ser equivalentes a los factores R_μ , $\frac{1}{R_\Omega}$ y $\frac{1}{R_\rho}$

respectivamente, definidos en el capítulo 1.

Por ejemplo para un sistema estructural tipo 3 SMF (pórtico especial de momentos) de acero, los valores serían $R = 8.5$; $\Omega_o = 2.8$; $1 < \rho < 1.25$, lo cual es equivalente a un factor total de modificación de respuesta $R = \frac{8.5}{(2.8)(1)} = 3.04$

para $\rho=1$ ó $R = \frac{8.5}{(2.8)(1.25)} = 2.43$ para $\rho=1.25$. Esto según valores dados por

el UBC-97 (Tabla 16-N), vale la pena destacar que los valores que se obtienen de cortante basal son a nivel último, es decir incluyen un factor de 1.4.

De lo anterior podemos observar que según el UBC-97 quizá el factor que más afecta la intensidad de las fuerzas que se obtienen para diseño es el factor Ω_o , dado que la sobrerresistencia en si misma proviene adicionalmente de otras fuentes diversas como los métodos de diseño, refuerzos en exceso, tamaños de elementos estructurales mayores a los mínimos requeridos o exceso de resistencia en la calidad de los materiales, entre otros.

También observamos que los valores globales de R no son muy altos, es decir no alcanzan a 9.5, para el caso, el máximo R para un sistema sin redundancia es 3.04.

3.3. Factor de modificación del esfuerzo de fluencia del acero

Cuando sea exigido por las normas mencionadas, las solicitaciones en las conexiones o las de sus miembros conexos se calcularán con la resistencia cedente esperada F_{ye} , también llamado esfuerzo de fluencia efectivo del miembro conectado, este se calcula según la fórmula:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (3 - 11)$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero utilizado.

R_y = Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

R_t = Factor de modificación de la resistencia mínima a tracción especificada que afecta de la misma manera al valor del esfuerzo de tensión última F_u .

Los valores de R_y y R_t se encuentran en la tabla I-6-1 de las Provisiones Sísmicas del AISC 2005 para diferentes tipos de aceros.

A continuación mostramos un extracto de los valores usados en este trabajo.

Productos y calidades de Acero	R_y	R_t
Perfiles laminados y barras ASTM A36	1.5	1.2
Perfiles laminados y barras ASTM A572 Grado 42	1.3	1.1
Perfiles laminados y barras ASTM A572/572M Grado 50 ó 55	1.1	1.1

Tabla 3.1: Factores de Modificación de esfuerzo.

3.4. Desplazamiento horizontal de la estructura.

Según la norma peruana E030 Diseño Sismorresistente, los desplazamientos laterales inelásticos máximos se calcularán multiplicando por 0.75R los

resultados obtenidos del análisis lineal y elástico, El CBC (California Building Code) en su sección 1630.9.2 determina que el máximo desplazamiento lateral inelástico debe ser calculado con $\Delta_M = 0.7R\Delta_S$, y nos abre la posibilidad que alternativamente Δ_M puede ser calculado vía análisis dinámicos no lineales tiempo-historia.

En este trabajo usaremos la ecuación dada por la norma peruana E030 es decir los desplazamientos laterales máximos inelásticos serán calculados con la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_S \quad (3 - 12)$$

El valor calculado de Δ_M debe ser comparado con un valor máximo permisible que corresponde al desplazamiento lateral de entrepiso, la norma peruana no nos brinda estos valores máximos para cada nivel de diseño, por lo que la comparación se realizará con los valores dados por LADBS-P/BC 2002-098

Tabla 3.2: Parámetros de diseño para pórticos de acero Especial (SMF), Intermedio (IMF) y Ordinario (OMF).

TABLA 3.2: Parámetros de diseño para Pórticos de Momento de Acero Especial (SMF), Intermedio (IMF) y Ordinario (OMF).

Categoría		Construcción o tipo de estructura	Tipo de Conexión	R	Ω_o	Altura límite (m)	Peso límite (Kg/m ²)	Max. Δ_M		
Sistema Resistente a Fuerza Lateral.	SMF	1a	Cualquier Construcción	SMF conexiones precalificadas por ensayos cíclicos, FEMA 350 conexión RBS, o SMF conexiones contenidas en LA City reportes de investigación.		8.5	2.8	Sin límite	Sin límite	0.025h
	IMF	2a	Cualquier Construcción	IMF conexiones calificadas por ensayos cíclicos ó IMF conexiones contenidas en LA City reportes de investigación.		4.5	2.8	10.5	171	0.025h
				FEMA 350 conexiones RBS, WUF-W, WFP y BFP		4.5	2.8	10.5	171	0.013h
		2b	Construcción Metálica	Cualquier conexión permitida arriba en 2a ó conexión de junta de momento en campo construida con placa final empernada.		4.5	2.8	18	73.24	0.025h
		2c	1 ó 2 viviendas familiares usando porticos ligeros de acero.	Cualquier conexión permitida arriba en 2a.		3.0	2.2	Sin límite	Sin límite	0.013h
	OMF	3a	Cualquier Construcción	Conexiones FEMA 350; RBS, WUF-W, WFP y BFP ó cualquier conexión OMF calculada, excepto viga a columna en el eje debil ó conexiones de ejes distorsionadas o dobles. Todos los miembros viga y columna deben ser limitados por el ancho del ala de la sección.		3.5	2.8	10.5	73.24	0.025h
				Cualquier conexión permitida arriba en 3a ó conexión de junta de momento en campo construida con placa final empernada.		3.5	2.8	18	73.24	0.025h
		3c	Estructuras desocupadas que no son accesibles para el publico en general.	Cualquier conexión permitida arriba en 3a ó 3b.		3.0	2.2	15	Sin límite	0.013h
3d		Estructuras diversas ó estructuras de porticos ligeros de acero.	Cualquier conexión permitida arriba en 3a ó 3b. Todas los miembros viga y columna pueden tener secciones de ala ancha, siempre que estas secciones sean doblemente simétricas.		1.5	1.5	Sin límite	Sin límite	0.013h	

Fuente: P/BC 2002 - 098 City LA DBS, Information Bulletin/Public - Referencia AISC Secciones 9,10 y 11

3.5. Enfoque de diseño Básico

En un pórtico de momento de conexión rígida lo primero que se busca es hacer que el elemento horizontal (la viga), falle plásticamente, es decir, que ocurra una plastificación completa en su sección antes de la falla por pandeo y con ello se forme la consiguiente rótula plástica, por años el diseño se basó sólo en esta premisa, en muchas conexiones se unía el ala de la viga al ala de la columna por medio de soldaduras de ranura o acanaladas de penetración completa o parcial y sólo se revisaba esta condición de plastificación en la viga colocando una adecuada longitud de soporte lateral, en los últimos años y gracias a los últimos eventos sísmicos presentados, se ha podido observar que esta configuración no es la más adecuada ya que la soldadura falla en forma frágil lo que conlleva a que fallen los elementos adyacentes como las almas de viga y las alas de columna, se han observado rajaduras muy pronunciadas por lo que los ingenieros han revisado sus diseños.

Las conexiones precalificadas contenidas en los códigos de construcción antes del sismo de Northridge de 1994 fueron concebidas como el resultado de un comportamiento plástico que consiste en el desarrollo de rótulas plásticas dentro de la viga en la cara de la columna ó dentro de la columna en la zona de panel ó como una combinación de ambas. La conclusión que se obtuvo fue; que se debía evitar la formación de esa rótula plástica en la sección de unión de la viga con la cara de la columna para que no afecte a la soldadura, ello se conseguía desplazando el lugar de la formación de la rótula a un punto cercano a la unión viga-columna es decir cercana a la cara de la columna pero no en esa sección y aquí se presentaron dos propuestas, la primera era rigidizar la sección de unión viga-columna colocando elementos adicionales como placas proyectadas a partir de la columna, cartelas, etc con lo que se conseguía desplazar el punto de rotulación, ésta era una opción costosa pero efectiva, incluso se patentaron estos tipos de conexión como por ejemplo; la conexión Side Plade o de placas laterales.

La segunda propuesta más interesante que la primera e igual de efectiva era forzar la formación del punto de rotulación debilitando a la sección de viga, sabemos que el momento plástico depende del módulo de sección plástico de manera directa y el módulo depende de la sección, si disminuimos la sección disminuimos el módulo lo que genera que en esa sección se requerirá de un

momento menor para iniciar la plastificación, es decir allí se dará la máxima demanda de flexión de la capacidad de la sección, así se puede controlar la formación de este punto, también hay conexiones patentadas que usan este principio.

Con lo anteriormente descrito se consigue cumplir la vieja condición conocida de columna fuerte-viga débil, y lo más importante es, que si un número suficiente de rótulas plásticas se forma en el pórtico, se forma un mecanismo y el pórtico puede deformarse lateralmente de una manera plástica, este comportamiento es acompañado de una significativa disipación de energía.

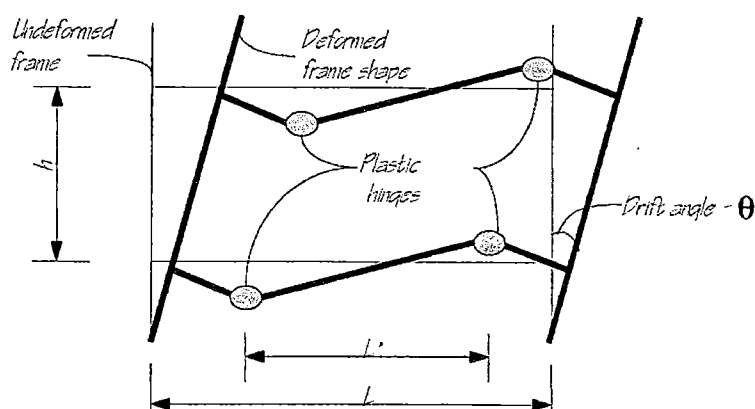


Figura 3.1: Comportamiento Inelástico del pórtico con las rótulas plásticas en la viga (FEMA 350, 2000)

Para conseguir este comportamiento los pórticos deben ser proporcionados y detallados según lo que requiere el desplazamiento angular de entrepiso, este desplazamiento es el resultado de una combinación de deformación elástica y el desarrollo de rótulas plásticas en localizaciones pre-determinadas dentro del pórtico.

El desplazamiento angular total θ de entrepiso es igual a la suma del desplazamiento plástico y de una porción del desplazamiento angular elástico resultante de la deformación por flexión de los miembros individuales, el desplazamiento angular de entrepiso resultante de las deformaciones axiales en la columna no está incluido.

El documento FEMA 350 en toda su sección 3 nos brinda los criterios de recomendación sobre los principios básicos de diseño de la conexión, incluyendo la selección de un tipo de conexión adecuado de acuerdo a las demandas de

ductilidad requeridas, nos brinda criterios para el cálculo de la localización del comportamiento inelástico, es decir los puntos de formación de las rótulas plásticas, así como también la determinación del momento plástico probable en la rótula, determinación del corte en la rótula, y la determinación de las demandas de resistencia en las secciones críticas para el diseño de los elementos.

Estos principios básicos son aplicados al procedimiento recomendado de cálculo de FEMA para todos los tipos de conexiones precalificadas por el AISC y también por el FEMA.

3.6. Determinación de la localización de formación de las rótulas plásticas.

La localización de la formación de las rótulas plásticas se basa en resultados de datos obtenidos de un programa de calificación de testigos de prueba para distintos tipos de configuración de conexiones. El FEMA 350 muestra unos tipos de conexión precalificadas y también la forma de estimar la ubicación de la formación de la rótula plástica para cada tipo de conexión, estos resultados se basan en ensayos experimentales realizados por ellos en el marco del proyecto SAC Join Venture, sin embargo hacen la acotación que estos valores presentados son válidos para vigas con cargas de gravedad que generan una pequeña porción representativa de la demanda total a flexión en la misma, para pórticos cuya carga de gravedad produce significativas demandas de flexión en sus miembros, la localización de la formación de la rótula plástica debe ser determinado en base a métodos de análisis plásticos.

La localización indicada para la formación de la rótula plástica está definida en el FEMA 350 por el parámetro S_h , según sus datos de precalificación y el tipo de conexión, es válida solamente en los pórticos con cargas de gravedad limitadas presentes en las vigas. Si existiesen significativas cargas de gravedad en la viga, esto puede cambiar la localización de la formación de las rótulas plásticas, y en el caso extremo, podrían cambiar el mecanismo de colapso.

Si la demanda de flexión en la viga debido a cargas de gravedad es menor que aproximadamente el 30% de la capacidad plástica de la viga o en otras palabras la relación Demanda/Capacidad en la viga es menor al 30%, este efecto puede ser despreciado y la localización de la formación de la rótula plástica quedaría definida de acuerdo al parámetro S_h del FEMA 350. Si las demandas por

gravedad exceden significativamente este nivel, el análisis plástico en el pórtico debe ser llevado a cabo para determinar la localización apropiada de las rótulas plásticas.

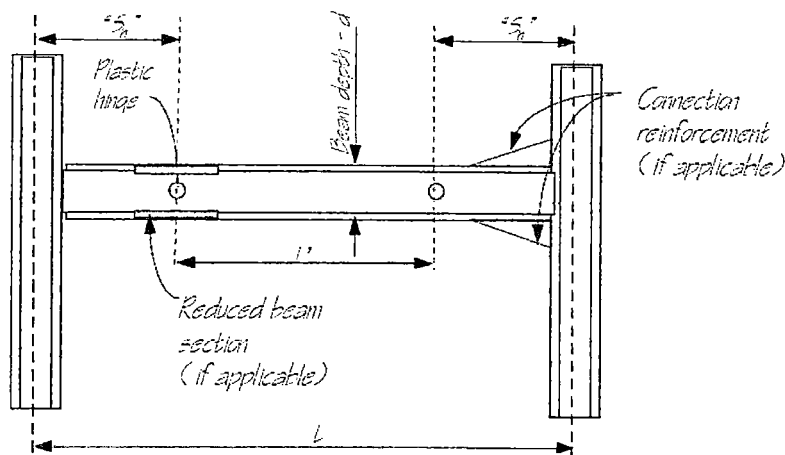


Figura 3.2: Localización de la formación de la rótula plástica y el parámetro S_h (FEMA 350, 2000)

3.7. Determinación del momento plástico probable en la rótula.

Para conexiones completamente restringidas diseñadas con desarrollo de la rótula plástica en la viga, el momento plástico probable en la localización de la rótula plástica debe ser determinado como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \quad (3 - 13)$$

Donde:

M_{pr} = Momento plástico máximo probable en la rótula.

C_{pr} = Un factor que toma en cuenta la máxima fuerza en la conexión, incluye el esfuerzo de endurecimiento, refuerzo adicional, y otra condición de la conexión.

Para conexiones típicas, C_{pr} es dado por la siguiente fórmula:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \quad (3 - 14)$$

R_y = Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado en la viga.

Z_e = Módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en la localización de la rótula plástica.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado.

F_u = Resistencia mínima de tensión especificada para el tipo de acero utilizado.

3.8. Determinación del corte en la rótula plástica.

La fuerza cortante mayorada V_u en una conexión viga-columna será determinada por la suma de dos términos, el primero de ellos será la fuerza cortante obtenida de la aplicación de las combinaciones de carga por gravedad (ecs. 3-1, 3-2, 3-3 y 3-4) y se le adicionara el corte que resulta de aplicar momentos de sentidos opuestos en los extremos de las rótulas, este momento aplicado se determinará como el menor de los siguientes valores:

- a) El momento obtenido de usar las combinaciones de carga para sismo (ecs. 3-5 y 3-6), en las ubicaciones de formación de las rótulas plásticas.
- b) El momento obtenido de la aplicación de la fórmula $M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$ definido por el FEMA 350 en su sección 3.2.4. como el momento plástico probable en la rótula.

3.9. Determinación de las demandas de fuerza en cada una de las secciones críticas.

Para completar el diseño de la conexión, incluyendo por ejemplo el dimensionamiento de placas, pernos y soldaduras, es necesario determinar el corte y la fuerza de flexión demandante en cada una de las zonas críticas.

Estas demandas pueden ser calculadas mediante un diagrama de cuerpo libre de una parte de la conexión, allí se fija una sección crítica y se evalúan las fuerzas que actúan sobre la sección.

El FEMA 350 en su sección 3.2.6 nos muestra un ejemplo de cálculo de fuerzas en una sección crítica para una configuración sencilla de cargas aplicadas:

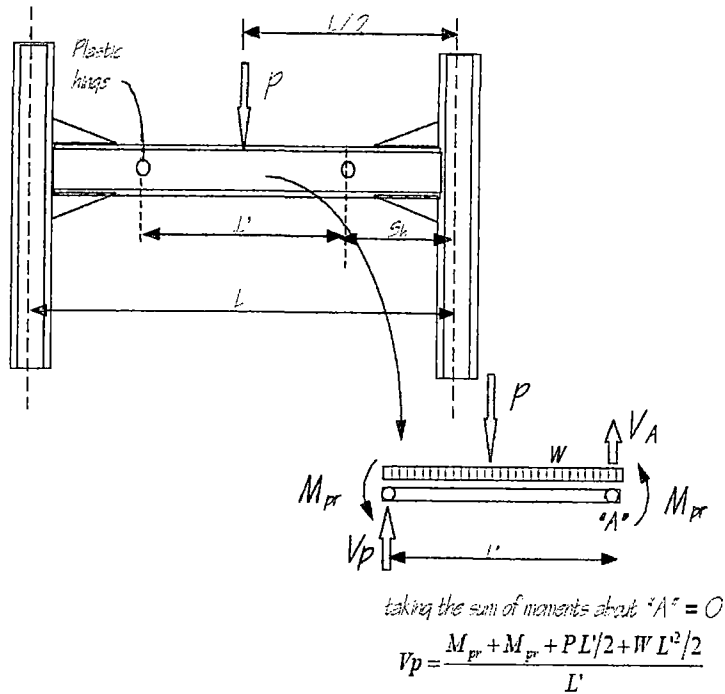


Figura 3.3: Ejemplo de cálculo del corte en la rótula plástica

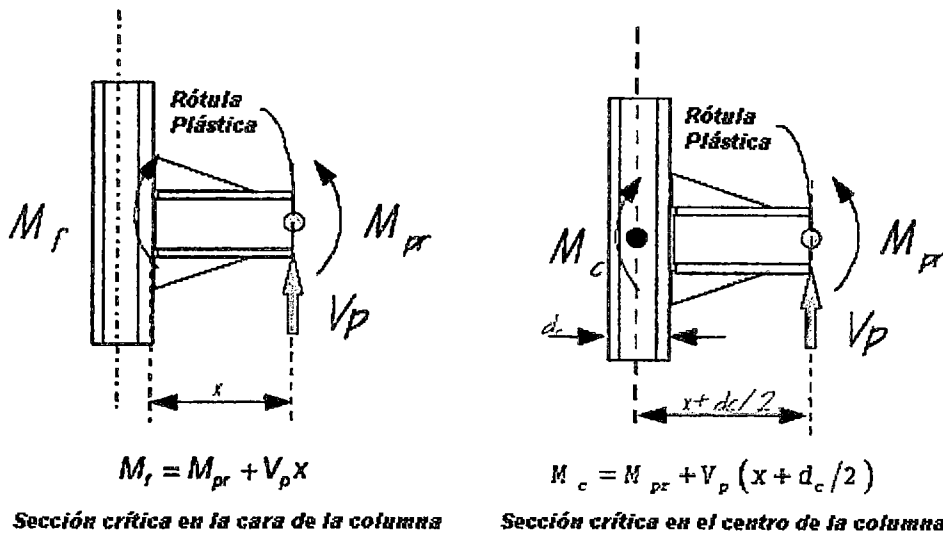


Figura 3.4: Ejemplo de cálculo de las demandas en 2 secciones críticas (en la cara de la columna y en el eje central de la columna)

3.10. Momento de Fluencia.

El procedimiento de diseño para las conexiones precalificadas contenidas en la recomendación FEMA 350 requiere que el momento en la cara de la columna en

el inicio de la formación de la rótula plástica M_{yf} , sea determinado por la siguiente ecuación:

$$M_{yf} = C_y M_f \quad (3 - 15)$$

Donde:

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{be}}{S_b}} \quad (3 - 16)$$

C_{pr} = Un factor que define la fuerza máxima en la conexión.

S_b = Módulo de sección elástica en la viga en la zona de la rótula plástica.

Z_{be} = Módulo plástico efectivo en la viga en la zona de la rótula plástica.

3.11. PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 3

3.11.1. Alcances

Este tipo de estructuras corresponden a los pórticos dúctiles especiales de acero resistentes a momento (Special Moment Frame - SMF), aquí se esperan soportar significativas deformaciones inelásticas y a la vez, estas estructuras deben ser capaces de disipar grandes cantidades de energía, a través del desarrollo de las rótulas plásticas.

Este tipo de pórticos deberán cumplir los siguientes requerimientos:

3.11.2. Conexiones y Juntas viga-columna

Según las provisiones sísmicas del AISC 2005, la conexión viga-columna usada en el sistema resistente a carga lateral (conexión de momento) con ductilidad completa, debe satisfacer los siguientes requerimientos:

1. La conexión debe ser capaz de soportar un desplazamiento angular de entrepiso no menor a 0.04 radianes.
2. La resistencia a flexión medida en la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual a por lo menos $0.80M_p$ de la viga conectada.

El diseño de todas las juntas viga-columna y las conexiones del sistema resistentes a cargas laterales se deben basar en resultados bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con la norma de calificación de ensayos bajo cargas cíclicas para conexiones viga-columna que también se encuentra en las provisiones sísmicas del AISC del 2005 en el apéndice S (Qualifying Cyclic Test of Beam to column and link to column connections). Debido a la diferencia de nuestros materiales es conveniente y mucho más realista que en nuestras conexiones viga-columna se deba demostrar que se tiene una capacidad de rotación inelástica no menor de 0.03 radianes. Los resultados experimentales calificados deberán consistir de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen uno de los siguientes requisitos:

- Ensayos realizados específicamente para el proyecto y representativos de las dimensiones de los miembros, resistencia de los materiales, configuraciones de las conexiones, y compatibilidad de los procesos de conexión a ser utilizados en el proyecto.
- Ensayos reportados en investigaciones o ensayos documentados de otros proyectos, equiparables a las condiciones del proyecto.

La interpolación o extrapolación de los resultados experimentales para miembros de dimensiones diferentes a los ensayados deberán justificarse mediante un análisis que demuestre que la distribución de los esfuerzos y la magnitud de las tensiones internas son consistentes con la de los especímenes ensayados, y que se han tomado en cuenta los efectos potencialmente adversos de mayor escala, espesor de soldadura y variación en las propiedades de los materiales. La extrapolación de los resultados experimentales se limitará a combinaciones de dimensiones similares.

Si las conexiones son diseñadas con base en resultados experimentales, estas se fabricarán y construirán usando los materiales, configuraciones, procesos, controles y aseguramiento de la calidad lo más semejantemente posible a los que fueron usados en los ensayos.

Algunos expertos recomiendan que cuando el valor del esfuerzo de fluencia mínimo especificado F_y , determinado experimentalmente en las vigas sea inferior en un 15% al valor del esfuerzo de fluencia esperado F_{ye} , no se deben utilizar los resultados experimentales para calificar el ensayo. De igual manera

no se deberá calificar el ensayo cuando F_y , determinado experimentalmente en las columnas y en los elementos de conexión presente una variación, por exceso o por defecto, mayor del 15% con respecto al valor del esfuerzo de fluencia esperado en las columnas F_{yc} .

De igual forma es recomendable en nuestro país que los resultados experimentales deban demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, sea al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica, salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

- 1) Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de fluencia de la misma, o cuando en las conexiones se incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
- 2) Cuando se demuestre mediante análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto $P - \Delta$, que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse las conexiones que se acomodan a la demanda de rotación.

Para este caso las provisiones sísmicas del AISC recomiendan que se usen conexiones que sean diseñadas en concordancia con el documento ANSI/AISC 358.

La conexión de viga de sección reducida (RBS) diseñada de acuerdo a los requerimientos del documento FEMA 350 está calificada para ser usada en conexiones de pórticos dúctiles de acero especiales resistentes a momento (Nivel de diseño 3), sin necesidad de realizar pruebas cíclicas adicionales. (IB-P-BC 2002-098 Steel Frame Design – LA DBS – Los Ángeles).

3.11.3. Zonas Protegidas

Las zonas protegidas son designadas por las Provisiones Sísmicas del AISC 2005 y por el documento ANSI/AISC 358, estas zonas son aquellas en donde se forman las rótulas plásticas en la viga, deben ser señalizadas y estar libres de

contacto (soldaduras, pernos, etc). En las regiones de formación de rótulas plásticas no se permite generalmente cambios abruptos en el área de las vigas. Se permite el taladrado o recorte de las alas de las vigas cuando experimentalmente se demuestre que la sección resultante puede desarrollar rótulas plásticas estables, como en el caso de la conexión RBS.

Un ejemplo de cómo se debe señalizar estas zonas protegidas es el siguiente:

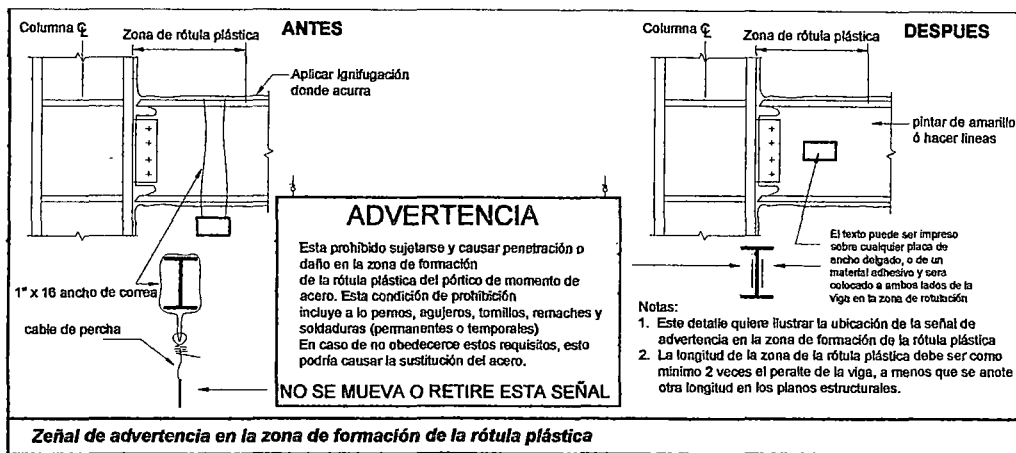


Figura 3.5: Señalización de Zonas Protegidas.

3.11.4. Zona del panel en conexiones viga-columna

En la zona del panel de las conexiones viga-columna, cuyas respectivas almas son paralelas, se tendrán en cuenta los siguientes requisitos.

(a) Fuerza Cortante

Los paneles del alma de la columna se deben reforzar con planchas adosadas o atiesadores diagonales si la sollicitación R_u excede $\phi_v R_v$, para $\phi_v = 0.75$. La fuerza cortante mayorada, R_u , en la zona de panel, se calculará en base a los momentos en las vigas que se conectan a la columna en el plano del pórtico usando las combinaciones de cargas especiales para sismo (comb. 3-7 y 3-8) pero no mayores a los respectivos momentos plásticos.

$$R_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (3-17)$$

Donde:

M_{u1} , M_{u2} : Momentos de las vigas en la unión debidos a las combinaciones de cargas especiales para sismo.

d_{m1} , d_{m2} : $0.95d_1$ y $0.95d_2$, en que d_1 y d_2 son las alturas de las vigas.

V_u : Corte en la columna al nivel de la unión debido a las combinaciones especiales para sismo.

La resistencia minorada al corte de la zona de panel, $\phi_v R_v$, se determinará con la fórmula, según corresponda:

Cuando $N_u \leq 0.75N_y$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (3 - 18)$$

Cuando $N_u > 0.75N_y$, la resistencia teórica R_v se calculará con la fórmula:

$$R_v = 0.6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left(1.9 - \frac{1.2N_u}{N_y} \right) \quad (3 - 19)$$

En estas fórmulas:

F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel.

b_{cf} = Ancho del ala de la columna.

d_b = Altura total de la viga (el mayor de los valores d_1 y d_2).

d_c = Altura total de la sección transversal de la columna.

t_{cf} = Espesor del ala de la columna.

t_p = Espesor total de la zona de panel, incluidas las planchas adosadas.

N_u = Carga axial de compresión de diseño de la columna.

$N_y = AF_y$, carga axial de fluencia de la columna.

A = Área de la sección de la columna.

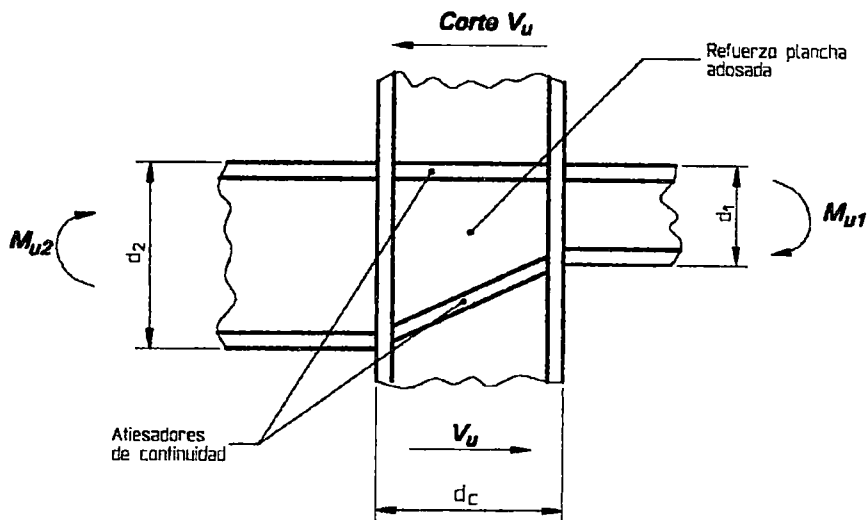


Figura 3.6: Distribución de fuerzas en la junta.

(b) Espesor de la zona de panel

El espesor individual del alma de la columna o de cada plancha adosada, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (3 - 20)$$

Donde:

d_z = La altura de la zona de panel entre las planchas de continuidad.

t = Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

w_z = El ancho de la zona de panel entre las alas de la columna.

Adicionalmente el FEMA 350 (sec. 3.3.3.2) nos brinda un procedimiento para calcular el espesor de la zona de panel en base a la suposición de que la fluencia por corte en la zona de panel deba iniciarse al mismo tiempo que la fluencia por flexión de la viga. El siguiente procedimiento es recomendado:

Calcula t , el espesor de la zona de panel que resulta de la fluencia simultánea con la siguiente relación:

$$t = \frac{C_y M_c \frac{h - d_b}{h}}{(0.9) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_{fb})} \quad (3 - 21)$$

Donde:

h = La suma de alturas medias de los pisos por encima y por debajo de la zona de panel.

R_{yc} = Es la razón del esfuerzo de fluencia esperado para el material de la columna entre el mínimo esfuerzo de fluencia especificado (F_y).

M_c = Momento en la sección crítica en el centro de la columna.

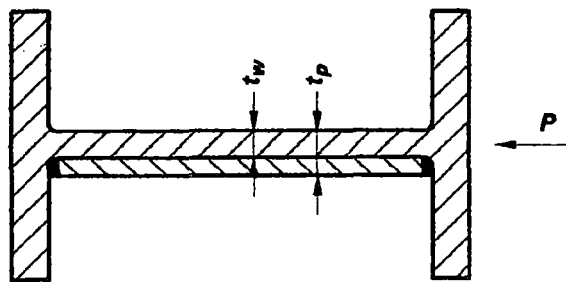
C_y = Factor definido en el cálculo del momento de fluencia.

Si t así calculado es más grande que el espesor del alma de la columna, entonces se debe suministrar placas dobles ó incrementar la sección de columna, esta nueva sección debe tener un espesor del alma mayor o igual al t calculado.

Donde las placas dobles sean requeridas el espesor de las mismas será lo suficiente para que sumándose con el espesor del alma de la columna se alcance ó se supere el valor de t .

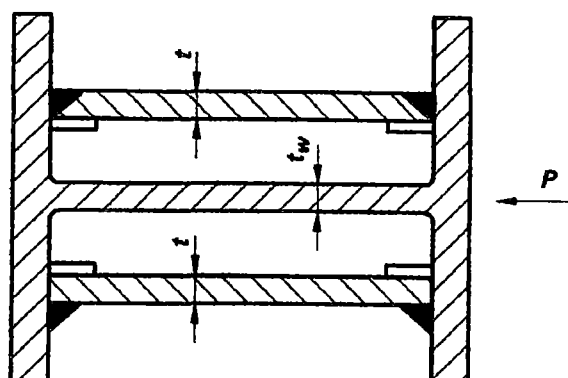
(c) Placas adosadas en la zona de panel (Placas dobles)

Las placas adosadas se soldarán a las alas de la columna mediante soldadura de ranura de penetración completa ó soldaduras de filete, capaces de desarrollar la resistencia minorada a corte del espesor total de las placas adosadas. Cuando las placas adosadas se coloquen contra el alma de la columna, se soldarán a todo lo ancho de la placa en sus bordes superior e inferior para desarrollar proporcionalmente el total de las fuerzas transmitidas por la placa adosada. Cuando las placas adosadas se coloquen alejadas del alma de la columna, se colocarán simétricamente en par y soldadas a las planchas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que se transmite a las placas adosadas.



a) Planchas unidas con soldadura de tope

Figura 3.7:



$$t_p = t_w + 2t_f$$

b) Planchas doble de refuerzo, unidas con soldadura de tope o filete

Figura 3.8:

3.11.5. Relaciones ancho / espesor

Las vigas y columnas deben cumplir con los valores límites ancho / espesor de las secciones para diseño plástico o sísmicamente compacto λ_{pd} que se muestran en la Provisiones Sísmicas del AISC 2005 (Tabla I-8-1).

Adicionalmente a esto se deberá revisar la estabilidad del ala y del alma, de la viga y la columna:

- La estabilidad del ala de la viga se evalúa con la relación $b_f / 2t_f$ y debe tener un valor máximo igual a $52 / \sqrt{F_y}$ (FEMA 350 sec. 3.3.1.1), además para vigas de sección reducida en pórticos de momento la recomendación es que el valor $b_f / 2t_f$ sea determinado en base al ancho del ala b_f medido desde el final al centro 2/3 de la sección reducida.
- La estabilidad del alma de la viga se evalúa con la relación h_c / t_w para vigas en pórticos de momento este valor no debe exceder $418 / \sqrt{F_y}$ (FEMA 350 sec. 3.3.1.2).
- La estabilidad del ala y del alma de la columna se evalúa de la misma manera que la estabilidad de las vigas y con los mismos valores máximos

limitantes. Es recomendable además que tanto el ala como el alma de la columna en lo posible trate de cumplir los requerimientos de sección sísmicamente compacta de las provisiones sísmicas del AISC (Tabla I-8-1), con esto se considera la remota posibilidad de que se formen las rotulas en la columna lo cual no es para nada adecuado, si se asegura la rotulación en las vigas (caso conexión RBS), las columnas pueden ser solo compactas e incluso no compactas. Las ecuaciones de estabilidad para columnas son para el ala y el alma respectivamente:

$$\frac{b_{cf}}{2t_{cf}} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad , \quad \frac{h_c}{t_{cw}} \leq \frac{300}{\sqrt{F_y}} \quad (3-22)$$

Es importante mencionar que para utilizar las conexiones precalificadas por el documento FEMA 350, además de revisar las estabilidades del ala y alma de la viga y la columna, se debe revisar también que la viga deba cumplir un peralte máximo permitido y una relación longitud / peralte mínima, se deben usar también los materiales admitidos para cada tipo de conexión. Requerimientos similares se aplican también a las secciones de columna.

3.11.6. Placas de continuidad

A menos que un programa específico de calificación de testigos para conexiones sea llevado a cabo y demuestre que las placas de continuidad para el ala de la viga no sean requeridas, la conexión resistente a momentos debe ser proveída con placas de continuidad para el ala de la viga cuando el espesor del ala de la columna es menor que cualquiera de los siguientes valores.

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (3-23)$$

$$t_{cf} < \frac{b_f}{6} \quad (3-24)$$

Donde:

t_{cf} = Espesor mínimo requerido del ala de la columna donde las placas de continuidad no son necesarias. (Pulg.)

b_f = Ancho del ala de la viga. (Pulg.)

t_f = Espesor del ala de la viga. (Pulg.)

F_{yb} (F_{yc}) = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala de la viga (columna).
(Ksi.)

R_{yb} (R_{yc}) = Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga (columna) de acuerdo al material empleado y a su fuerza de fluencia mínima especificada, descrito en las provisiones sísmicas del AISC 2005.

Donde las placas de continuidad son requeridas, el espesor de las placas debe ser determinado de acuerdo con lo siguiente:

- Para un lado (exterior) de la conexión, el espesor de la placa de continuidad debe ser por lo menos la mitad del espesor de las dos alas de la viga.
- Para dos lados (interiores) de la conexión, la placa de continuidad debe ser igual en espesor al más grueso de las dos alas de la viga o bien al lado de la columna.
- Las placas también deben estar conformes con la sección J10 de las Especificaciones AISC-LRFD.

Las placas de continuidad deben ser soldadas a las alas de la columna usando soldaduras de ranura de penetración completa CJP, las placas de continuidad también deben ser soldadas al alma de la columna una longitud requerida suficiente para transmitir el corte.

3.11.7. Relación de momentos en los nudos

En los nudos de los sistemas resistentes a cargas laterales se deberá cumplir con la siguiente relación para asegurar una configuración de columna fuerte – viga débil:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (3 - 25)$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$ = La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremos superior e inferior de la conexión de momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$. Donde no coincidan los ejes de las vigas concurrentes en un mismo plano, se tomará como eje el valor promedio.

$\sum M_{pb}^*$ = Sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y la columna, determinado por la proyección de la suma de las resistencias esperadas a flexión en la rótula plástica sobre el eje de la columna. Se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_c)$, donde M_c es el momento adicional que se produce al trasladar el cortante en la rótula plástica al centro de la columna. Alternativamente, se permite tomar $\sum M_{pb}^*$ de los resultados de ensayos que satisfagan los requisitos de diseño del ANSI/AISC 358 ó por análisis basado en los resultados de ensayos. En las conexiones con vigas de sección reducida, se permitirá tomar $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_c)$, donde Z_{RBS} es el menor módulo de sección plástico de la viga de sección reducida.

En la fórmula las variables tienen el siguiente significado:

A_g = Área de la columna, in².

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia mínima especificada del acero de la columna, ksi.

P_{uc} = Fuerza de compresión normal de la columna (un # positivo), kips.

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna, in³.

Z_b = Módulo de sección plástico de la viga, in³.

Los requisitos de esta sección no se aplicarán si cualquiera de las dos condiciones siguientes es satisfecha:

(a) Las columnas sometidas a $P_{uc} < 0.3A_g F_{yc}$ (kips) para todas las combinaciones de cargas diferentes a las que usan carga sísmica amplificada que se encuentren en las siguientes situaciones:

1. Columnas de edificaciones de un piso o del último entrepiso de una estructura de múltiples entrepisos.
2. Columnas donde:
 - (1) La suma de las resistencias minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del 20% de la demanda por corte en el entrepiso; y
 - (2) La suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor que el 33% de las solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columnas o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del 10% de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

(b) En cualquier entrepiso donde la relación (resistencia minorada / solicitaciones mayoradas de corte) sea mayor que el 50% del entrepiso superior contiguo.

Para los requerimientos del FEMA 350 el valor de M_c definido anteriormente como el momento obtenido en la sección crítica en el centro de la columna debe reemplazarse a M_{pb}^*

3.11.8. Arriostramiento lateral de las conexiones viga-columna

Conexiones viga-columna arriostradas lateralmente

1. En las conexiones viga-columna los patines de la columna se arriostrarán lateralmente solo en el nivel de los patines superiores de las vigas, cuando se demuestra que fuera de la zona del panel, la columna

permanece elástica, esto se cumple cuando la relación calculada con la

fórmula $\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$ es mayor que 2.

2. Cuando no se pueda demostrar que fuera de la zona del panel una columna permanece elástica, se aplicarán las siguientes disposiciones:
 - (a) Las alas de la columna estarán soportados lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
 - (b) El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una sollicitación mayorada igual al 2% de la resistencia teórica del ala de la viga $(F_y b_f t_f)$.
 - (c) Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

Conexiones viga-columna no arriostradas lateralmente

Las columnas con conexiones viga-columna sin soporte lateral en la dirección transversal al del pórtico sísmico, se diseñarán utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con el Capítulo H de la Especificación AISC 2005, excepto que:

1. La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para la hipótesis de sollicitación apropiada, siendo la acción sísmica E_m el menor valor entre:
 - (a) La fuerza sísmica amplificada $\Omega_o E_h$, donde E_h representa componente horizontal de la acción sísmica.
 - (b) 125% de la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona del panel.
2. Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.
3. En la dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento causado por la fuerza en el patín de la viga, como se especifica en la sección 9.7a. (2) de las Provisiones

Sísmicas AISC 2005, más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del patín de la columna.

3.11.9. Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambas alas soportadas lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriostrada entre los apoyos laterales no excederá de $L_b = 0.086r_y \left(\frac{E}{F_y} \right)$ según las provisiones sísmicas del AISC, según el FEMA 350 (sec. 2.9.5), la longitud no arriostrada entre soportes no debe exceder la cantidad de $2500r_y / F_y$, en estas ecuaciones E representa el módulo elástico del acero y r_y es el radio de giro alrededor del eje y.

Los arriostres cumplirán además los requerimientos de las ecuaciones A-6-7 y A-6-8 del apéndice 6 de las Especificaciones AISC 2005 es decir $P_{br} = 0.02M_u C_d / h_o$, en esta ecuación $M_u = R_y Z F_y$ y $C_d = 1.0$ (curvatura simple), y la rigidez del arriostre será $\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_u C_d}{L_b h_o} \right)$, con $\phi = 0.75$ y h_o es

la distancia entre los centros de cada ala.

Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil especial resistente a momentos.

La fuerza requerida para el arriostramiento lateral adyacente a la rótula plástica será $P_{br} = 0.06M_u / h_o$, los requerimientos de rigidez son los mismos descritos anteriormente, si existiera arriostramiento continuo con contacto directo tal como lo ejerciera una losa, este arriostramiento en la rótula no es requerido.

3.11.10. Arriostramiento lateral de las alas de la columna

El arriostramiento lateral de las alas de la columna, en la conexión viga-columna debe ser proporcionado cuando la siguiente ecuación no es satisfecha. (FEMA 350 sec. 2.9.2).

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} \geq 2.0 \quad (3 - 26)$$

Donde:

M_{pc}^* = La sumatoria de los momentos en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de la viga y la columna, determinado como la proyección de la suma de la resistencia teórica a flexión plástica de la columna en los extremos superior e inferior de la conexión a momento de la viga, incluyendo las cartelas cuando existan, menos las fuerzas normales en la columna.

M_c = Demandas de flexión en el eje central de la columna.

3.11.11. Empalmes de Columna

Los empalmes de columna deben obedecer los requerimientos de la sección 8.4a de las Provisiones Sísmicas del AISC 2005. Donde se usen soldaduras de ranura para hacer el empalme, deberán ser de penetración completa en la junta, de acuerdo a los requerimientos de la sección 7.3b de la misma Norma. Las placas de soldadura deberán ser retiradas. Cuando los empalmes de columna no sean hechos con soldaduras de ranura, deberán tener una fuerza de flexión requerida por lo menos igual a $R_y F_y Z_x$ de la columna más pequeña. La fuerza de corte requerida del alma de la columna en el traslape debe ser por lo menos igual a $\sum M_{pc} / H$ donde $\sum M_{pc}$ es la suma de la fuerza de flexión plástica nominal de la columna arriba y abajo del empalme.

3.12. PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 2

3.12.1 Alcances

Como ya se ha mencionado, se esperan moderadas deformaciones inelásticas. Estas estructuras corresponden a los pórticos dúctiles de acero intermedios resistentes a momento (Intermediate Moment Frame – IMF). Aquí la conexión debe ser capaz de soportar un desplazamiento angular de entrepiso no menor a 0.02 radianes.

Los pórticos dúctiles de acero con Nivel de diseño 2 cumplirán con todos los requisitos establecidos para el Nivel de diseño 3, excepto las modificaciones que se indican a continuación:

3.12.2. Relaciones ancho / espesor

Las vigas y columnas cumplirán con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , de la Tabla B4.1 de las Especificaciones del AISC 2005.

Adicionalmente a esto se deberá revisar la estabilidad del patín y del alma de la viga y la columna, de la misma manera que el procedimiento mostrado para el nivel 3.

3.12.3. Arriostramiento lateral de las vigas

Las vigas deberán tener ambos patines soportados lateralmente, bien sea directa o indirectamente. La longitud no arriestrada entre los apoyos laterales no excederá de $0.17 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$. Los arriostres cumplirán además los requerimientos

de las ecuaciones A-6-7 y A-6-8 del apéndice 6 de las Especificaciones AISC 2005 es decir $P_{br} = 0.02 M_u C_d / h_o$, en esta ecuación $M_u = R_y Z F_y$ y $C_d = 1.0$

(curvatura simple), y la rigidez del arriostre será $\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_u C_d}{L_b h_o} \right)$, con

$\phi = 0.75$ y h_o es la distancia entre los centrotres de cada ala.

Adicionalmente se colocarán arriostramientos laterales en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, de cambios de sección transversal y donde el análisis indique que se formará una rótula plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico dúctil resistente a momentos.

3.12.4. Conexiones y juntas viga-columna

El diseño de todas las juntas viga-columna y conexiones del sistema resistente a cargas laterales se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas, realizados y calificados conforme con el Apéndice S de las Provisiones Sísmicas

del AISC 2005 (Qualifying Cyclic Test of Beam to column and link to column connections), y que hayan demostrado que tiene al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.02 radianes. Los resultados experimentales consistirán de al menos dos ensayos bajo cargas cíclicas que satisfacen los requisitos del nivel 3.

Los resultados experimentales deberán demostrar que la resistencia a flexión de la conexión determinada en la cara de la columna, es al menos igual al momento plástico teórico, M_p , de las vigas ensayadas bajo los requisitos de rotación inelástica, salvo las excepciones que se contemplan a continuación:

1. Cuando el momento resistente de la viga esté controlado por el pandeo local de las alas en lugar de por los límites de cedencia de los mismos, o cuando en las conexiones que se incorporan vigas con sección reducida, la resistencia mínima a flexión será 0.8 veces el valor de M_p de las vigas ensayadas.
2. Cuando se demuestre mediante un análisis que incluya consideraciones sobre la estabilidad total de la estructura y el efecto $P - \Delta$, que la deriva adicional debida a las deformaciones en la conexión no perjudican a la estructura, podrán utilizarse conexiones que se acomodan a la demanda de rotación y mantienen la resistencia minorada requerida.

La conexión de viga de sección reducida (RBS), conexión de ala soldada no reforzada – alma soldada (WUF-W), conexión de placa soldada al ala proyectada a la columna (WFP) y la conexión de placa emperrada al ala proyectada a la columna (BFP) diseñada de acuerdo a los requerimientos del documento FEMA 350 están clasificadas para ser usadas en conexiones de pórticos dúctiles de acero intermedio resistentes a momento (Nivel de diseño 2), sin necesidad de realizar pruebas cíclicas adicionales. (IB-P-BC 2002-098 Steel Frame Design – LA DBS – Los Ángeles).

3.13. PÓRTICOS DÚCTILES DE ACERO CON EL NIVEL DE DISEÑO 1

3.13.1 Alcances

Los pórticos de momento dúctiles de acero enmarcados en este nivel corresponden a los del tipo ordinario (Ordinary moment frames – OMF), aquí se

esperan limitadas deformaciones inelásticas en los miembros y en la conexión, así como también una limitada disipación de energía.

Los pórticos dúctiles de acero con Nivel de diseño 1 cumplirán con todos los requisitos establecidos para el Nivel de diseño 3, excepto las modificaciones que se indican a continuación:

3.13.2. Relaciones ancho / espesor

Las vigas y columnas cumplirán con los valores límites ancho / espesor para secciones compactas, λ_p , de la Tabla B4.1 de las Especificaciones del AISC 2005.

Adicionalmente a esto se deberá revisar la estabilidad del ala y del alma de la viga y la columna, de la misma manera que el procedimiento mostrado para el nivel 3.

3.13.3. Conexiones viga – columna

Las conexiones viga – columna se harán con pernos de alta resistencia o soldadura. Las conexiones podrán ser del tipo rígidas o semirrígidas.

El código de construcción de la ciudad de los Ángeles – EEUU (LABC) permite usar conexiones de momento ordinario (OMF) sin necesidad de realizar pruebas cíclicas adicionales si se diseña conforme a las recomendaciones del FEMA 350, a menos que las condiciones no sean las habituales.

a) Conexiones rígidas

Las conexiones viga – columna que forman parte del sistema resistente a cargas laterales se diseñaran para un momento flector M_u igual o mayor que $1.1 R_y M_p$ el momento de la viga o el máximo momento que puede ser transmitido por el sistema, cualquiera que sea el menor.

En las conexiones con juntas de alas soldadas, se eliminarán las platinas de respaldo y de extensión, y la soldadura se reparará incluyendo el uso de un filete de soldadura como refuerzo, excepto que en el ala superior se permitirá dejar la platina de respaldo si está fijada en su borde inferior al ala de la columna por medio de un filete continuo de soldadura. No se utilizará soldadura de ranura de

penetración parcial o soldaduras de filete para resistir las fuerzas de tracción en las conexiones.

Alternativamente, el diseño de todas las juntas viga-columna y las conexiones del sistema resistente a sismos se basará en resultados de ensayos bajo cargas cíclicas y que hayan demostrado que tienen al menos una capacidad de rotación inelástica de 0.01 radianes.

b) Conexiones semirrígidas

Se autorizará el uso de las conexiones semirrígidas, cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia teórica a flexión de la conexión es igual o mayor que la mitad del momento plástico de las vigas o columnas conectadas, cualquiera sea el menor.
2. La conexión ha demostrado en ensayos bajo cargas cíclicas que tiene una adecuada capacidad de rotación para la deriva del entrepiso calculado.
3. En el diseño se ha considerado la rigidez y la resistencia de las conexiones semirrígidas, incluyendo los efectos sobre la estabilidad del conjunto de la edificación.

3.13.4. Solicitaciones por fuerza cortante en las conexiones

En las conexiones totalmente restringidas viga-columna, la fuerza cortante mayorada V_u , se determinará por la acción de las combinaciones de carga por gravedad (ecu. 3-1, 3-2, 3-3 y 3-4), más el corte que resulta del momento mayorado $M_u = 1.1 R_y M_p$.

En las conexiones parcialmente restringidas, la fuerza cortante mayorada V_u , se obtendrá usando las combinaciones de cargas por gravedad más el corte que resulta del máximo momento en el extremo de la viga que la conexión semirrígida sea capaz de resistir.

3.13.5. Placas de continuidad

En las conexiones totalmente restringidas ejecutadas por medio de soldadura directa de las alas de las vigas o de las planchas de conexión a las alas de las columnas, se colocarán placas de continuidad para transmitir las fuerzas de las alas de las vigas al alma o almas de la columna. El espesor de las placas de continuidad será como mínimo el espesor del ala de la viga o de la plancha de conexión del ala de la viga. Las placas de continuidad también serán requeridas cuando:

$$t_{cf} < 0.54 \sqrt{b_f t_f F_{yb} / F_{yc}} \quad (3 - 27)$$

$$t_{cf} < \frac{b_f}{6} \quad (3 - 28)$$

Donde:

t_{cf} = Espesor mínimo requerido del ala de la columna donde las placas de continuidad no son necesarias. (Pulg.)

b_f = Ancho del ala de la viga. (Pulg.)

t_f = Espesor del ala de la viga. (Pulg.)

F_{yb} (F_{yc}) = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala de la viga (columna). (Ksi.)

Las juntas de las placas de continuidad a las alas de la columna se harán con soldadura de ranura de penetración completa, o con soldaduras de ranura de penetración parcial por ambas caras de la placa combinada con refuerzos de soldadura de filete, o con soldadura de filete en ambas caras de las placas. La resistencia minorada de las soldaduras será al menos igual a la resistencia minorada del área de contacto de la placa con el ala de la columna. La conexión de la placa de continuidad al alma de la columna tendrá una resistencia minorada al corte igual al menor valor entre los siguientes:

- La suma de las resistencias minoradas en las conexiones de la placa a las alas de la columna.
- La resistencia minorada al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna.

- La resistencia minorada de la soldadura requerida para desarrollar la resistencia minorada al corte de la zona del panel de la columna.
- La fuerza transmitida por las placas de continuidad.

Las placas de continuidad podrán ser obviadas únicamente cuando se demuestre experimentalmente que la conexión tiene la capacidad de rotación inelástica exigida.

CAPITULO 4:

CONEXIONES RÍGIDAS

4.1. Introducción.

Como se mencionara en el capítulo anterior la clasificación tradicional más influyente se basa en la rigidez rotacional y ella describe tres tipos de unión: articulada, rígida y semirrígida.

Sin embargo esta clasificación como en muchos otros temas en ingeniería, es una suposición simplificativa. En realidad toda conexión de acero es semirrígida, es decir, toda conexión tiene una rigidez finita.

Pero entonces porque las estructuras de acero se diseñan bajo la suposición teórica de que las uniones viga – columna son articuladas ó rígidas, la mejor respuesta a ello la encontré en el presente enunciado: "Hay dos caminos para estudiar un problema natural: Ellos son el del científico puro y el del ingeniero. El científico solamente está interesado en la verdad. Para él hay sólo una respuesta, la verdadera, no importa cuanto tiempo le tome lograrla. Para el ingeniero, por otra parte, hay muchas respuestas posibles, todas las cuales son compromisos entre la verdad y el tiempo, porque el ingeniero debe tener una respuesta ahora y su respuesta debe ser suficiente para un cierto propósito, aún cuando no sea verdadera en sentido estricto. Por esta razón el ingeniero debe hacer suposiciones, suposiciones que en algunos casos él sabe que no son estrictamente correctas, pero que le permiten obtener una respuesta que es suficientemente verdadera para su propósito inmediato...".

Algunas normativas modernas ya incluyen el término semirrígido en sus contenidos, pero valgan verdades todavía es algo muy poco investigado y carece de una metodología de análisis concluyente. La práctica común indica que el mejor método de diseño de conexiones resistentes a momento se basa en la simplificación de conexión rígida y los mejores avances que se continúan logrando en el diseño siguen este camino. Por ello será también el nuestro.

4.2. Definición de Conexión Rígida:

La conexión rígida, también conocida como conexión de viga completamente restringida (siglas en inglés FR - Full Restrained), o pórtico rígido o continuo, es aquella en la que se considera que durante las deformaciones de la estructura existe suficiente rigidez en la conexión para mantener inalterados los ángulos entre los elementos intersectados, es decir el extremo final de la viga se modela como un elemento empotrado que posee un momento de flexión y este momento es el mismo en el elemento vertical que se conecta a la viga, por ende se transmite, dicho de otra manera no existe rotación relativa entre los elementos.

Esta es una idealización, en realidad la poca rotación relativa entre sus componentes generalmente se desprecia, no tiene influencia apreciable en las leyes de esfuerzos globales de la estructura ni en la deformabilidad general de la misma.

Para el diseño de este tipo de conexión, se considera que el momento aplicado puede ser resuelto con un par de fuerzas de tensión y compresión, y que además estas fuerzas están aplicadas en las alas de la viga.

Estas fuerzas en las alas pueden ser calculadas de la siguiente manera:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d_m} \quad (4 - 1)$$

Donde:

P_{uf} = Fuerza factorada aplicada en el ala de la viga, tensión o compresión.

(Kips).

M_u = Momento en el final de la viga (Kips-in).

d_m = Distancia entre las fuerzas en las alas (in).

Las solicitaciones por corte provenientes de las cargas de gravedad, son tomadas enteramente por la sección del alma de la viga y aquí se pueden colocar placas de corte adheridas con pernos o soldadura que resistan estos esfuerzos.

La columna de soporte debe tener la suficiente fuerza y rigidez para recibir el momento transferido por la conexión, adicional a esto, el alma de la columna debe ser rigidizada si lo necesitase, para soportar los efectos de las fuerzas de

tensión y compresión generadas por el momento de flexión y para proporcionar suficiente resistencia a la rotación, esto se consigue colocando atezadores, placas de continuidad o rigidizadores en la sección de columna, lo que se busca es evitar que se flexione el ala de la columna y sobre esfuerce el alma de la misma, lo que desencadenaría en flexión de la columna y reducción del momento resistente de la viga.

4.3. Tipos de Conexiones Rígidas

A lo largo de los años se han propuesto y probado diversos tipos de conexiones rígidas en varios lugares del mundo, en la actualidad existen muchas configuraciones de conexiones incluso algunas de ellas han sido patentadas por empresas privadas, aun así a raíz de los sismos de Kobe y de Northridge, particularmente en los EEUU, se han hecho muchas pruebas en laboratorios particulares y otras en programas de investigación con apoyo directo Estatal Norteamericano, de los sismos y de las pruebas se han obtenido conclusiones importantes que se ven reflejadas en las recomendaciones del documento FEMA 350 realizado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de EE.UU. Este documento es el más completo y el que recoge la experiencia acumulada de muchos otros códigos y reglamentos de construcción, mencionare los tipos de conexiones rígidas que allí se mencionan (conexiones precalificadas), siendo estas las siguientes:

1. Conexiones soldadas completamente restringidas:

- Conexión de ala soldada no reforzada-alma empernada (WUF-B).
- Conexión de ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W).
- Conexión de ala libre (FF).
- Conexión de viga de sección reducida (RBS).
- Conexión de placas soldadas al ala de la viga proyectadas a la columna (WFP).

2. Conexiones empernadas completamente restringidas:

- Conexión de Placa final empernada no rigidizada (BUPEP).

- Conexión de Placa final emperrada rigidizada (BSEP).
- Conexión de placas emperradas al ala de la viga proyectadas a la columna (BFP).
- Conexión Te de doble reparto (DST).

De todas estas conexiones precalificadas por el FEMA 350, solo la conexión de Viga de Sección Reducida (RBS), esta permitida para ser usada en pórticos dúctiles de acero resistentes a momento especial, intermedio y ordinario según el formato de correcciones estructurales para pórticos de momento de acero del departamento de construcción de Los Ángeles – EEUU (Supplemental Structural Correction Sheet Steel Moment Frame Design – 2002 LABC).

El mismo documento indica que la conexión de ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W) por sus siglas en ingles, esta permitida para ser usada en pórticos dúctiles de acero del tipo intermedio y ordinario (niveles 1 y 2), al igual que las conexiones; de placas soldadas al ala de la viga proyectadas a la columna (WFP) y de placas emperradas al ala de la viga proyectadas a la columna (BFP).

Solo estas conexiones debido a la gran cantidad de datos de prueba, ensayos experimentales y la experiencia propia de los sismos ocurridos, son permitidas para el uso general y cotidiano, sin necesidad de requerimientos rigurosos y especiales, mas allá de los que se indican en el documento FEMA 350.

Es por ello que nos centraremos en el análisis de estas 4 conexiones, 3 del tipo soldadas y solo 1 del tipo emperrada para el caso de la conexión completamente restringida es decir conexiones rígidas.

4.4. Conexión de Viga de Sección Reducida (RBS).

A continuación se desarrollan algunos de los procedimientos para el diseño de la conexión rígida de viga de sección reducida RBS (por sus siglas en ingles Reduced Beam Section) de acuerdo al documento FEMA 350.

En este sistema de conexión se reduce la sección de la viga en un segmento determinado, con el fin de localizar, dentro del mismo segmento, la rótula plástica, alejada de la cara de la columna, y disminuir así los esfuerzos máximos promedios en esta sección. Existen varias maneras de reducir la sección de la viga, una de ellas consiste en remover una porción de las alas de la viga de

manera simétrica alrededor del eje de la misma, lo que se ha denominado como el perfil "hueso de perro", otro método consiste en taladrar una serie de agujeros en las alas de las vigas, mayormente se utilizan reducciones de radio circular en el ala superior e inferior de la viga para reducir el área de las mismas.

La soldadura entre las alas de la viga y la columna deben ser de ranura de penetración completa, el comportamiento de esta conexión es directamente dependiente de la calidad de las soldaduras de penetración completa entre las alas de las vigas y columnas, y del comportamiento transversal de las alas de la columna.

Cuando este tipo de conexión sea utilizada, en el cálculo del desplazamiento elástico se debe considerar el efecto de la reducción del ala. En los cálculos específicos el desplazamiento debe incrementarse en un 9% para un rango de reducción del 50% el ancho del ala de la viga, para valores menores de reducción de sección de viga se debe interpolar ese valor.

El tipo de conexión con sección reducida ha sido ensayado exitosamente y ha mostrado un comportamiento plástico satisfactorio en numerosas pruebas, sin embargo es necesario tener especial cuidado con la forma utilizada para hacer las reducciones de sección, estas deben ser transiciones suaves para evitar efectos de concentración de esfuerzos. Una de las principales desventajas de este tipo de conexión es que requiere el uso de vigas más grandes para mantener la resistencia requerida en la sección reducida, esto es, se requiere una cantidad adicional de material.

Tabla 4.1: Datos de precalificación para Conexiones de Viga de Sección Reducida (RBS)

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF (Niveles 1, y 3)
Distancia de localización de la rotula plástica S_b	$d_c/2 + a + b/2$
Parámetros críticos de la viga	
Rango de profundidad	W36 y menores (peso máximo 300 lbs/ft)
Relación Longitud/profundidad mínima	OMF : 5 (Nivel 1) SMF : 7 (Nivel 3)

$\frac{b_f}{2t_f}$	Hasta $\frac{52}{\sqrt{F_y}}$ con b_f determinado de acuerdo a la sección 3.10.5.
Rango del espesor del ala	1-3/4" máximo
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros de reducción del ala	De acuerdo al procedimiento de diseño
Parámetros críticos de la Columna	
Rango de profundidad	OMF : Sin límite (Nivel 1) SMF : W12, W14 (Nivel 3)
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A913 Grado 50 y A992
Relaciones Viga/Columna	
Fuerza en la zona de panel	SMF : Sec 3.11.4.
Relación de momentos columna/viga	SMF : Sec 3.11.7.
Detalles de la Conexión	
Conexión del alma	Ver procedimiento de diseño y esquema
Espesor de la placa de continuidad	Sec 3.11.6.
Soldadura del ala	Ver esquema
Parámetros de soldadura	FEMA 350 Sec 3.3.2.4, 3.3.2.5, 3.3.2.6
Agujeros para soldadura	Ver Fig. 4.5 y Fig. 4.6

Esquema:

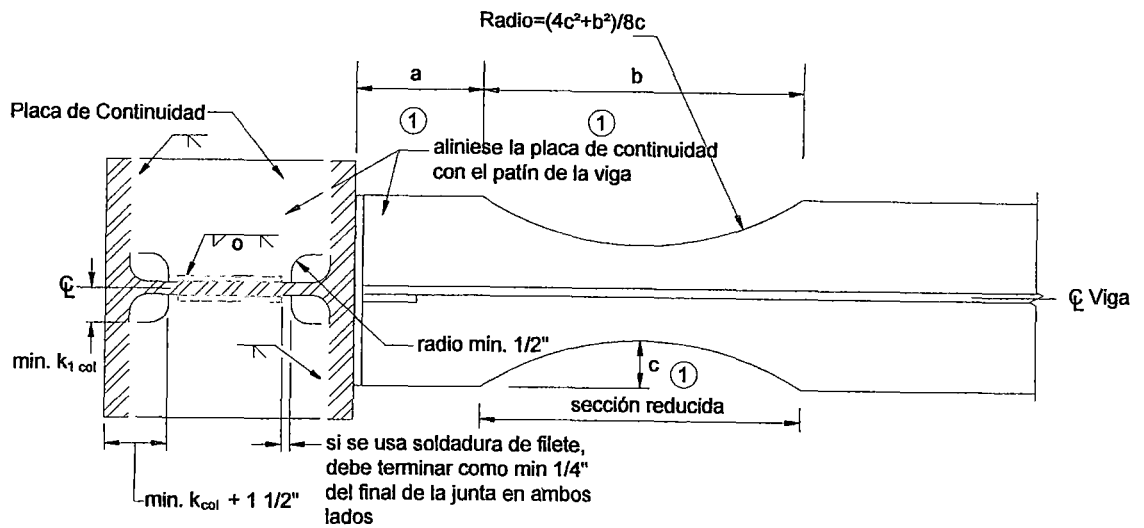


Figura 4.1: Vista en Planta conexión RBS.

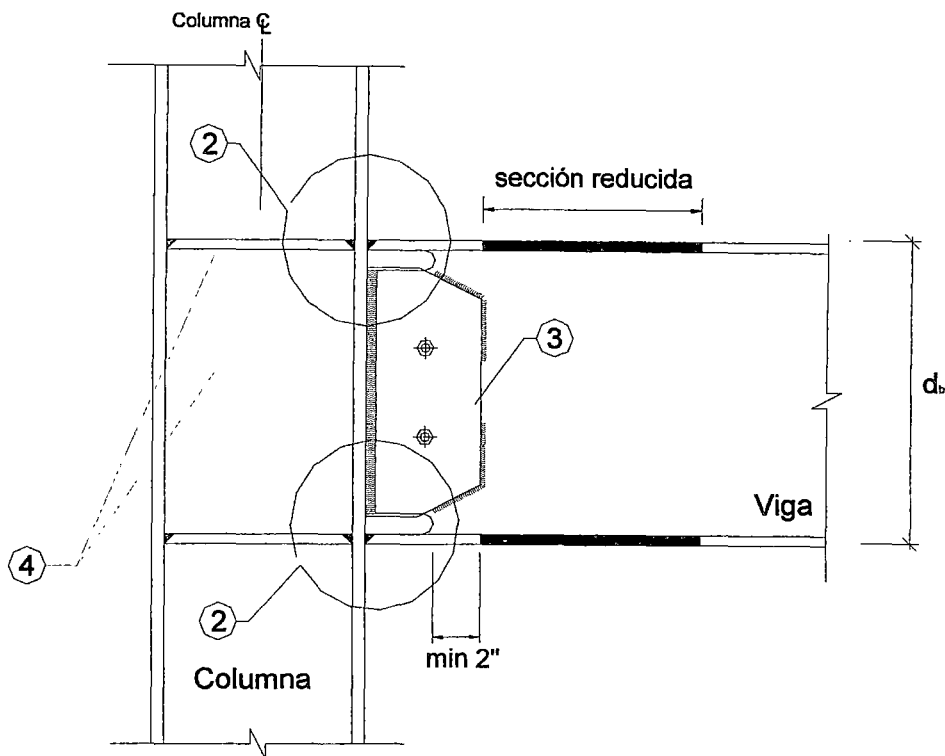


Figura 4.2: Vista en Perfil conexión RBS.

Notas:

1. Ver el Procedimiento de Diseño, para el cálculo de las dimensiones de la sección reducida. El FEMA 353 nos da detalles de la fabricación incluyendo algunos métodos de corte.
2. Ver el detalle:

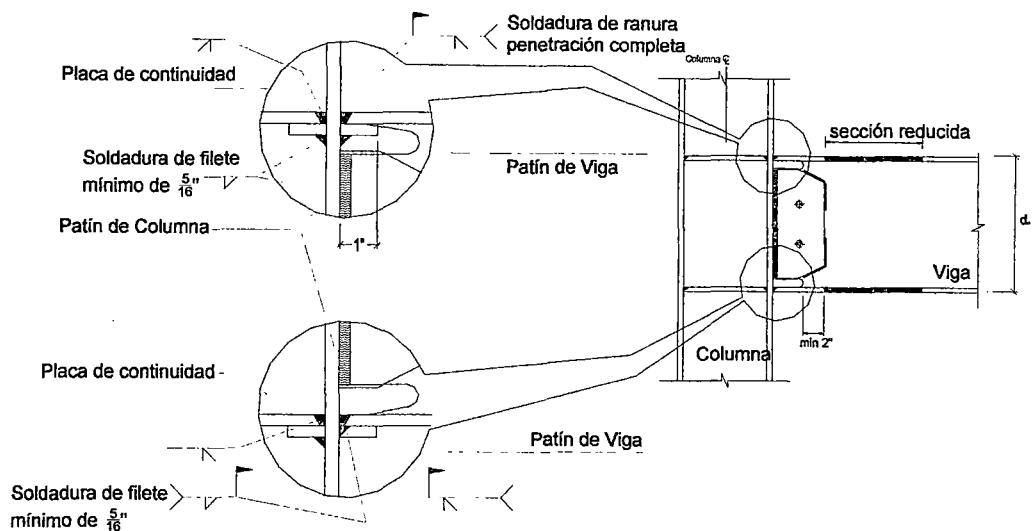


Figura 4.3: Detalle de conexión RBS.

3. La conexión del alma de la viga al ala de la columna por corte, se puede hacer con soldadura o con pernos de alta resistencia usando una placa de corte, si se usan soldaduras la placa de corte debe tener una longitud igual a la distancia entre los agujeros más un adicional de $\frac{1}{4}$ ". El espesor de la placa de corte requerido para el levantamiento y para ser usado como apoyo para la soldadura debe ser como mínimo $\frac{3}{8}$ ". Esta placa puede ser cortada rectangular o con entradas diagonales como la mostrada en el detalle. La soldadura de filete entre la placa de corte y el ala de la columna es como mínimo de $\frac{3}{16}$ " sobre el lado del alma de la viga, y $\frac{5}{16}$ " sobre el lado fuera del alma de la viga es decir la que se usa para resistir el levantamiento. Si se usan pernos, éstos deben ser de categoría ASTM A325 o A490, para el cálculo de los mismos se usará el método del AISC.
4. Placas de continuidad y placas dobles en el alma de la columna.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO:

- 1) Determinar la longitud y localización de la reducción del ala de la viga, basado en lo siguiente.

$$a \cong (0.5 \text{ a } 0.75)b_f \quad (4 - 2)$$

$$b \cong (0.65 \text{ a } 0.85)d_b \quad (4 - 3)$$

Donde a y b son los mostrados en la vista en planta en la Figura 4.1, b_f y d_b son el ancho del ala y el peralte de la viga respectivamente.

2) Determinar la profundidad de la reducción del ala, c , de acuerdo con lo siguiente:

- Asume $c = 0.20b_f$.
- Calcula Z_{RBS} .
- Calcula M_f de acuerdo con el método de la sección 3.10. y su diagrama, usando $C_{pr} = 1.15$
- Si $M_f < R_y Z_b F_y$ el diseño es aceptable. Si M_f es más grande que el límite, incrementar c . El valor de c no debe exceder $0.25b_f$.

3) Calcular M_f y M_c basado en las dimensiones finales de RBS de acuerdo a los métodos de la sección 3.9.

4) Calcular el corte en la cara de la columna de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + V_g \quad (4 - 4)$$

Donde: V_g = Corte debido a las cargas de gravedad factoradas.

5) Diseñar la conexión por corte de la viga a la columna. Si se usa soldadura CJP (ranura de penetración completa) en el alma, no se requiere cálculos adicionales. Si se usa placa de corte empernada, la placa y los pernos deben ser diseñados con el corte calculado en el paso 4. Los pernos deben ser diseñados por carga, usando un factor de resistencia ϕ igual a la unidad.

6) Diseñar la zona de panel de acuerdo a los métodos de la sección 3.11.4.

7) Revisar los requerimientos de la placa de continuidad de acuerdo a los métodos de la sección 3.11.6.

8) Detallar la conexión de acuerdo a la Figura 4.3.

4.5. Conexión de ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W).

A continuación se proveen algunas pautas para el diseño de la conexión rígida de ala soldada no reforzada con alma soldada WUF-W (por sus siglas en inglés Welded Unreinforced Flange – Welded Web), este tipo de conexión es una de las más usadas y esta precalificada para su uso en los niveles de diseño 1 y 3 (ordinario y especial) según el FEMA 350, sin embargo la DBS de Los Ángeles solo lo considera para niveles 1 y 2 (ordinario e intermedio), la conexión debe ser diseñada con los parámetros descritos en la tabla 4.2 que se adjunta.

Estas conexiones utilizan soldaduras de ranura de penetración completa (CJP) para unir el ala de la viga directamente al ala de la columna, no está permitido el uso de soldaduras de filete para este fin en este tipo de conexión no reforzada.

La junta del alma de la viga al ala de la columna para estas conexiones también es hecha con soldaduras de ranura de penetración completa.

Los agujeros para soldadura de este tipo de conexión deben ser de acuerdo con la Figura 4.5 y Figura 4.6 (sección 3.3.2.7 del FEMA 350). La Figura 4.4 provee un detalle típico para este tipo de conexión. Estas conexiones deben ser diseñadas en concordancia con los procedimientos de esta sección.

Tabla 4.2: Datos de precalificación para Conexiones WUF-W

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF (Niveles 1 y 3)
Distancia de localización de la rotula plástica S_h	$d_c/2 + d_b/2$
Parámetros críticos de la viga	
Profundidad Máxima	W36 y menores.
Relación Longitud/profundidad mínima	OMF : 5 (Nivel 1) SMF : 7 (Nivel 2)
Espesor del ala	OMF: 1 ½" o menores. SMF: 1" o menores.
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros críticos de la Columna	
Rango de profundidad	OMF : Sin límite (Nivel 1)

	SMF : W12, W14 (Nivel 3)
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A913 Grado 50 y A992
Relaciones Viga/Columna	
Fuerza en la zona de panel	SMF: Sec 3.11.4.
Relación de momentos columna/viga	SMF: Sec 3.11.7.
Detalles de la Conexión	
Conexión del alma	Conexión especial, ver esquema
Espesor de la placa de continuidad	Sec 3.11.6.
Soldadura del ala	Ver esquema
Parámetros de soldadura	FEMA 350 Sec 3.3.2.4, 3.3.2.5, 3.3.2.6
Agujeros para soldadura	Ver Fig. 4.5 y Fig. 4.6

El desarrollo de conexiones con alas no reforzadas, apropiados para el uso de pórticos de momentos especiales e intermedios, ha requerido una importante investigación ya que esta fue la conexión de mayor uso antes del sismo de Northridge de 1994, a continuación se muestra a manera de resumen las revisiones que se hicieron al diseño original.

- Limitaciones sobre los tamaños de las vigas permitidas.
- Relleno de metal con apropiada dureza.
- Retiro total ó biselado de la placa de apoyo en el ala inferior y adicionar un refuerzo de soldadura de filete.
- Uso de soldadura mejorada, por la forma del agujero de acceso y final.
- Las mejoras en los requisitos y en el control de calidad.

Las investigaciones indican que este tipo de conexión puede ser construida para funcionar fiablemente si todos los procedimientos son obedecidos, aunque esta conexión pueda parecer económica, comparada con las otras conexiones precalificadas por el FEMA, se debe notar la importancia de las características de cada detalle que mejoran cuidadosamente su rendimiento, entonces se debe también considerar los efectos de estas características sobre el costo total de la conexión. El nivel del control de calidad en la construcción y en el proceso de soldadura debe ser riguroso, de ello depende el éxito de esta conexión.

Esquema:

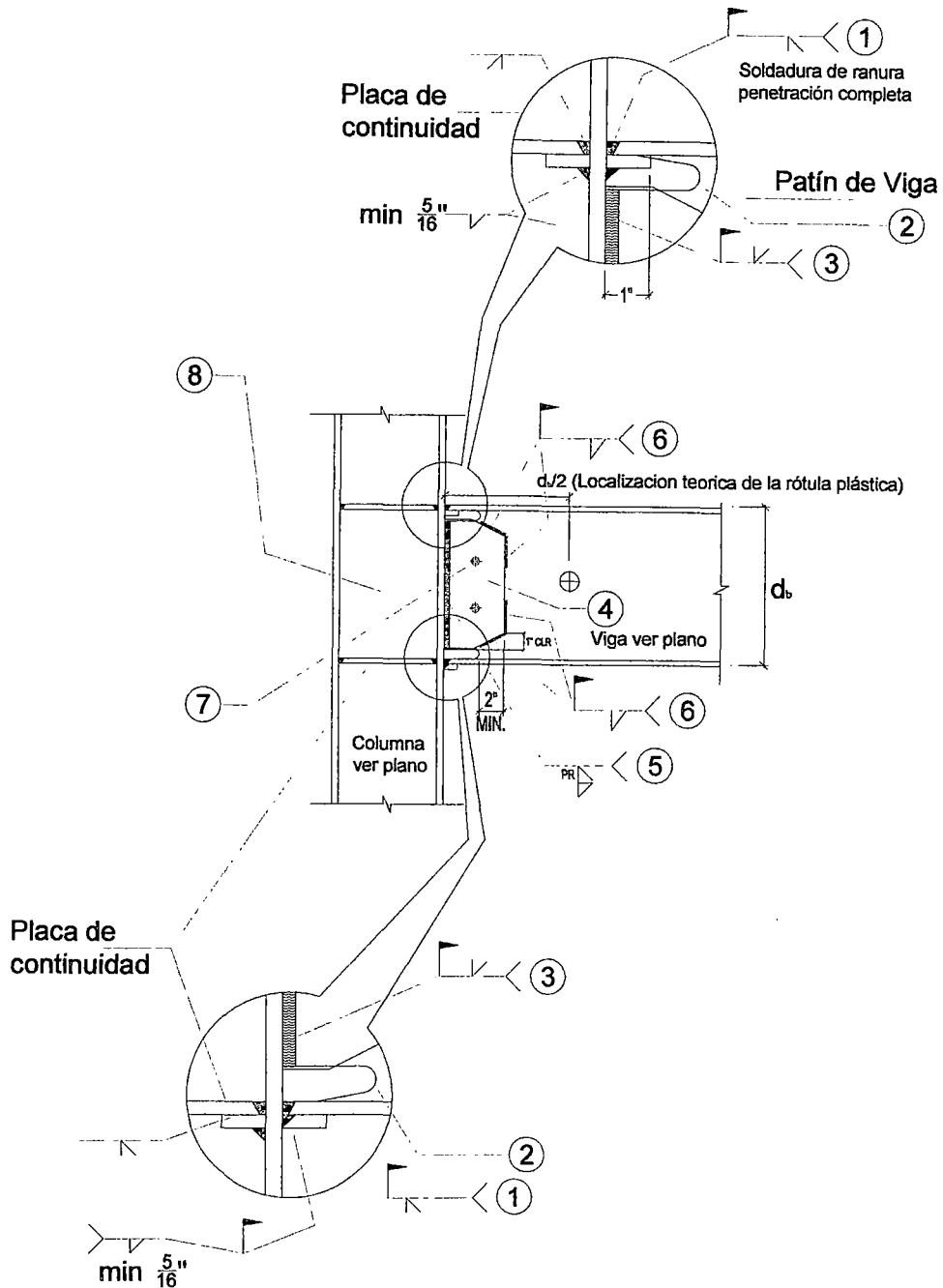


Figura 4.4: Detalle de conexión WUF-W

Notas:

1. Se usa soldadura de ranura de penetración completa (CJP) en el ala superior e inferior, en el ala superior se puede biselar la placa de apoyo y adicionar como mínimo $5/16''$ de soldadura de filete, ó se puede mantener la placa de apoyo y adicionar $5/16''$ de soldadura de filete bajo la placa. En el ala inferior, se bisela la placa de apoyo y adiciona $5/16''$ como

mínimo de soldadura de filete en su lugar. La soldadura es QC/QA categoría AH/T.

2. Agujeros de acceso para soldadura.

La DBS de Los Ángeles nos brinda el siguiente detalle de los agujeros de acceso para soldadura en base a las recomendaciones del FEMA.

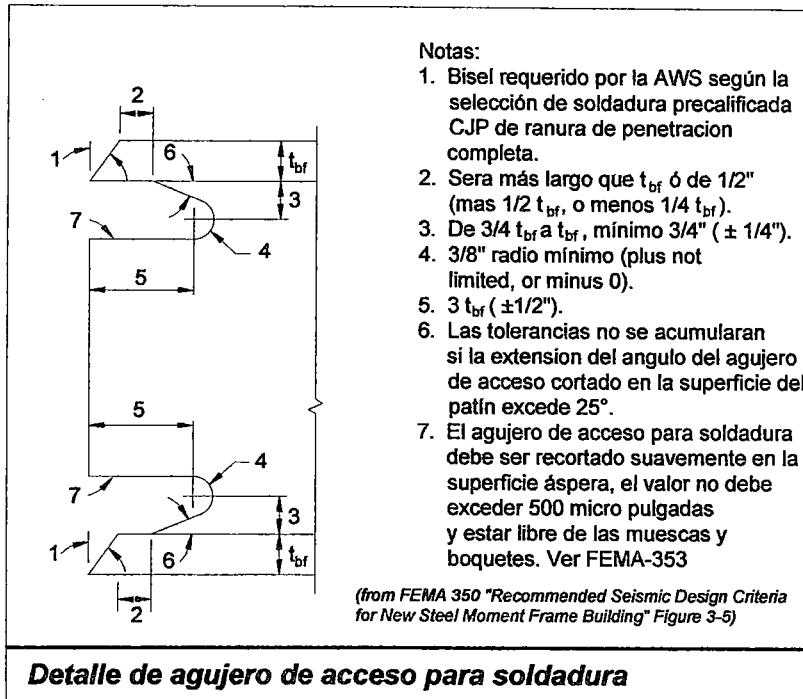


Figura 4.5:

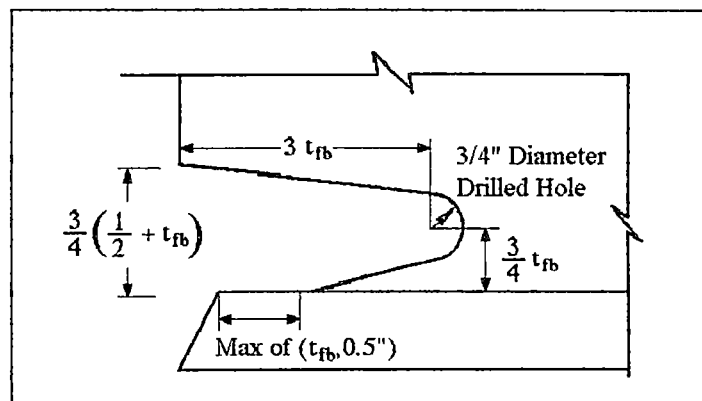


Figura 4.6:

3. Se usa soldadura de ranura de penetración completa (CJP) a todo lo largo del alma entre los agujeros para soldadura. Proveer tabuladores para soldadura no fundibles. Retirar los tabuladores de soldadura después de soldar y pulir el final de la soldadura uniformemente en los agujeros para soldadura.

4. El espesor de la placa de corte será igual al alma de la viga. La longitud de la placa de corte debe ser lo suficiente para permitir un traslape de 1/8" con los agujeros para soldadura arriba y abajo, el ancho se extenderá como mínimo 2" del final hacia delante de la viga, más allá de los agujeros para soldadura.
5. Soldadura de penetración parcial (PJP) a lo largo del peralte del lado lejano.
6. Soldadura de filete entre la placa de corte y el alma de la viga. El tamaño de la soldadura debe ser igual al espesor de la placa de corte menos 1/16".
7. Pernos de levantamiento: número, tipo y tamaño seleccionado de acuerdo a las cargas de levantamiento.
8. Placas de continuidad y placas dobles en el alma de la columna.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

- 1) Calcular M_{pr} , en la localización de la rótula plástica, S_h , de acuerdo a el método de la sección 3.6.
 - 2) Calcular V_p , en la localización de la rótula plástica, S_h , de acuerdo a el método de la sección 3.7.
 - 3) Calcular M_c y C_y como se describe en las secciones 3.8. y 3.9. respectivamente.
 - 4) Diseñar la zona de panel requerida de acuerdo a los procedimientos de la sección 3.10.4.
 - 5) Revisar los requerimientos de la placa de continuidad de acuerdo a los procedimientos de la sección 3.10.6.
 - 6) Detallar la conexión de acuerdo al esquema respectivo.
- 4.6. Conexión de placas soldadas al ala de la viga proyectadas a la columna (WFP).**

En esta sección se suministran las pautas para el diseño de la conexión rígida con placas soldadas al ala y proyectadas a la columna WFP (por sus siglas en ingles Welded Flange Plate), estas conexiones utilizan placas ó platinas para

conectar las alas de la viga al ala de la columna, sin cualquier conexión directa entre el ala de la viga y el ala de la columna.

La placa se une al ala de la columna por medio de soldaduras de ranura de penetración completa (CJP), y a la vez se une al ala superior e inferior de la viga por medio de soldaduras de filete en todo el contorno del ala, El funcionamiento deseado en esta conexión consiste en desplazar la rotación de las rótulas plásticas mediante el refuerzo tanto de la viga, por intermedio de las platinas, como de la junta soldada en la cara de la columna.

Este tipo de conexión se convirtió en la más usada inmediatamente después del sismo de Northridge debido a que fue una de las primeras ensayadas que alcanzó nivel de rotación plástica aceptable y también a que es relativamente económica, comparada con otras configuraciones de refuerzo, y tiene un impacto arquitectónico limitado.

Esta conexión esta precalificada por el FEMA 350 para sistemas ordinarios y especiales, sin embargo la DBS de los Ángeles sólo la considera para sistemas ordinarios e intermedios, tal apreciación es compartida por el SEAOC de California que recomienda su uso directo sólo en sistemas ordinarios y para sistemas especiales indica la necesidad de realizar pruebas de investigación de acuerdo a la sección 3.9. del FEMA 350 ó al apéndice S de las Provisiones Sísmicas del AISC.

A continuación se provee un esquema con los detalles típicos de esta conexión y se presenta también un procedimiento para el diseño de acuerdo a los requerimientos del FEMA.

Tabla 4.3: Datos de precalificación para Conexiones WFP

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF (Niveles 1 y 3)
Distancia de localización de la rótula plástica S_b	$d_c/2 + l_p$
Parámetros críticos de la viga	
Profundidad Máxima	W36 y menores.
Relación Longitud/profundidad	OMF : 5 (Nivel 1).

mínima	SMF : 7 (Nivel 3).
Rango del espesor del ala	OMF : 1-1/2" o menor. SMF : 1" o menor.
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75.
Parámetros críticos de la Columna	
Rango de profundidad	OMF : Sin límite (Nivel 1) SMF : W12, W14 (Nivel 3)
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A913 Grado 50 ó 65 y A992
Relaciones Viga/Columna/placa soldada	
Fuerza en la zona de panel	SMF : Sec 3.11.4.
Relación de momentos columna/viga	SMF : Sec 3.11.7.
Detalles de la Conexión	
Tamaño de la placa soldada	Ver procedimiento de diseño y esquema
Material de la placa soldada	Grado 50
Soldadura del ala	Ver esquema
Metal de relleno para la placa soldada	FEMA 350 sec 3.3.2.4.
Conexión del alma	Ver procedimiento y esquema.
Parámetros de soldadura	FEMA 350 Sec 3.3.2.4.
Espesor de la placa de continuidad	Sec 3.11.6. Considerar que las dimensiones del ala de la viga sean iguales a las de la placa soldada.

La conexión de placas soldadas al ala de la viga y proyectadas a la columna ha sido evaluada por la Universidad de California en Berkeley. Varias conexiones similares habían sido evaluadas por grupos privados antes de las pruebas bajo el proyecto SAC Join Venture del FEMA. Esta conexión es similar a la conexión comúnmente conocida como cover-plate, que ha sido usada extensivamente, también tiene semejanzas a la WUF-W ya que tienen rendimientos parecidos. La

diferencia más resaltante entre la cover-plate usada antes de 1994 (pre-Northridge) y esta conexión de placas soldadas al ala y proyectadas a la columna, se da en la consideración del espesor de la soldadura de unión con el ala de la columna, ahora solo se considera el espesor de la placa soldada y ya no se considera el espesor del ala de la viga.

Para la conexión del alma de la viga se requiere soldadura de ranura de penetración completa (CJP), el FEMA 355D brinda mayor información sobre las pruebas y rendimientos de este tipo de conexión.

Esquema:

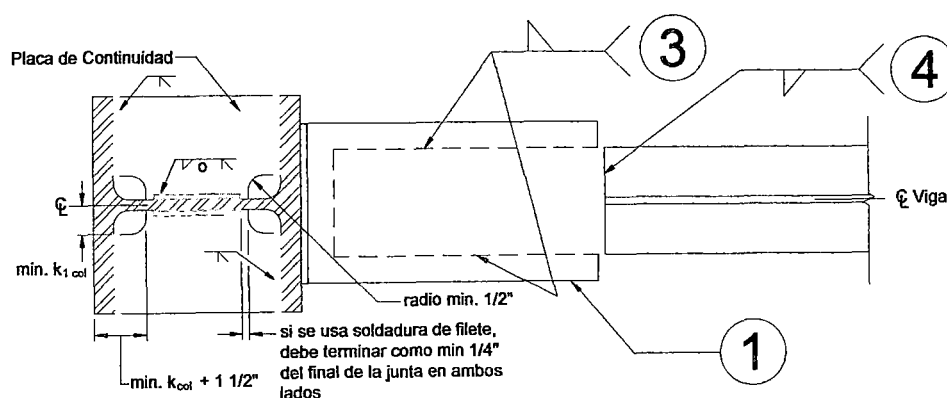


Figura 4.7: Vista en Planta conexión WFP

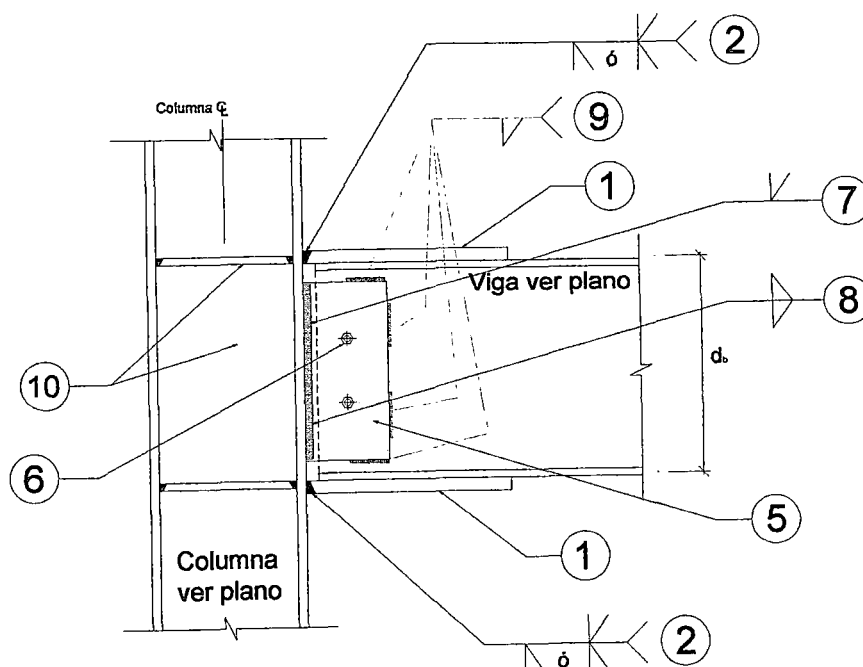


Figura 4.8: Vista en Perfil conexión WFP

Notas:

1. Placa soldada. Ver el procedimiento de diseño para requerimientos de dimensionamiento, las placas deben ser fabricadas con direcciones onduladas paralelas a la viga.
2. Soldadura de ranura de penetración completa (CJP) de bisel simple o doble, soldado en taller o en campo. Cuando se use soldadura de ranura simple se deberá remover la placa de apoyo después de soldar el boquete del bisel y luego se deberá reforzar con $5/16"$ como mínimo de espesor con soldadura de filete. Cuando se usen soldaduras de ranura doble se suelda primero las partes biseladas.
3. Soldaduras de filete en los bordes del ala de la viga a la placa soldada. Dimensionar la soldadura de acuerdo al procedimiento de diseño en el paso 5. Las soldaduras podrían ser hechas en taller o en campo.
4. Soldadura de filete entre el final de la placa soldada y el ala de la viga, las soldaduras pueden ser hechas en taller o en campo, mantenga el grosor de la garganta de la soldadura a tope a menos de $1"$ del borde del ala.
5. Placa de corte de longitud igual a $d_b - 2k - 2"$. El espesor de la placa de corte debe ajustarse al del alma de la viga.
6. Pernos de levantamiento, la cantidad, el tipo, y el tamaño se escogen por las cargas de levantamiento.
7. Soldadura de penetración parcial a todo lo largo en el lado lejano. Soldadura QC/QA categoría BM/T.
8. Soldadura de filete en ambos lados, el filete sobre el lado fuera del alma de la viga será del mismo tamaño del espesor de la placa de corte. El filete del lado del alma de la viga será de $1/4"$. Soldadura QC/QA categoría BH/T.
9. Soldadura de filete entre la placa de corte y el alma de la viga, el tamaño de la soldadura será igual al espesor de la placa de corte menos $1/16"$. Soldadura QC/QA categoría BH/L.
10. Placas de continuidad y paneles dobles en el alma de la columna. Para el cálculo de los requisitos de la placa de continuidad use las propiedades del material de la placa soldada en lugar de las propiedades del ala de la viga.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

- 1) Seleccionar una longitud preliminar para la placa soldada.
- 2) Escoger el ancho de la placa soldada, b_p , basado en el ancho del ala de la viga.
- 3) Calcular M_{pr} , M_c y M_{yf} de acuerdo con la sección 3.9.
- 4) Calcular t_p basado en la siguiente ecuación:

$$t_p = \frac{M_{yf}}{F_{yp} b_p \left(d_b + \frac{t_{plb} + t_{plt}}{2} \right)} \quad (4 - 5)$$

Donde:

b_p = Ancho de la placa soldada en la cara de la columna.

t_{plt} , y t_{plb} = Son los espesores de las placas soldadas superior e inferior respectivamente.

- 5) Calcular la longitud y el espesor de la soldadura entre la placa soldada y el ala de la viga usando la siguiente ecuación:

$$l_w t_w = \frac{M_f}{0.707 F_w d_b} \quad (4 - 6)$$

Donde:

l_w = Longitud total de soldadura incluyendo la parte final.

F_w = Resistencia nominal de diseño de la soldadura del
AISC - LRFD = $0.60 F_{EXX}$

$$t_w (\max) = t_p - \frac{1}{16} \text{''}$$

Si las dimensiones de la placa soldada no permiten suficiente soldadura, retornar al paso 1 y seleccionar una longitud de placa soldada mas larga.

- 6) Determinar el espesor requerido para la zona de panel de acuerdo con los métodos de la sección 3.11.4. Para los propósitos de este cálculo,

sustituye $d_b + (t_{pll} + t_{plb})$ por d_b y la cantidad $d_b + \frac{t_{pll} + t_{plb}}{2}$ por $d_b - t_{fb}$.

- 7) Determinar los requerimientos de la placa de continuidad de acuerdo a la sección 3.11.6. Para este propósito, use para el ancho de la placa la cantidad b_f .
- 8) Detallar la conexión de acuerdo a la Figura 4.7 y Figura 4.8.

4.7. Conexión de placas empernadas al ala de la viga proyectadas a la columna (BFP).

En esta sección se proveen los procedimientos para el diseño de la conexión con placas empernadas al ala de la viga y proyectadas al ala de la columna BFP (por sus siglas en inglés Bolted Flange Plate), esta conexión utiliza placas empernadas, que están soldadas al ala de la columna y a la vez están emperradas a las alas de la viga, las placas son soldadas al ala de la columna con soldaduras de ranura de penetración completa (CJP), el alma de la viga es conectada al ala de la columna con una placa de corte emperrada, se muestra un detalle de una conexión típica y se presenta una tabla que muestra las limitaciones de esta conexión precalificada por el documento FEMA 350 para sistemas ordinarios y especiales, al igual que la conexión WFP la DBS de los Ángeles solo la considera para sistemas ordinarios e intermedios, a su vez el SEAOC de California recomienda su uso directo solo en sistemas ordinarios y para sistemas especiales indica la necesidad de realizar pruebas de investigación de acuerdo a la sección 3.9. del FEMA 350 ó al apéndice S de las Provisiones Sísmicas del AISC.

Se presenta aquí el procedimiento de diseño recomendado por el FEMA, las dimensiones y nomenclatura usada son concordantes con este documento.

El comportamiento de este tipo de conexión puede ser controlado por un número de modos diferentes de falla incluyendo: la fluencia por flexión de la sección de la viga, fluencia por flexión de las placas emperradas, fluencia en la zona de panel, falla por tensión de las alas de la viga o de las placas emperradas, falla por corte de los pernos de conexión, o falla por las juntas soldadas.

Algunas de estas fallas son frágiles y se deben evitar, mientras que otras tienen una cantidad significativa de ductilidad. Conexiones de este tipo deben ser controladas por un comportamiento preferentemente dúctil donde todos los elementos de la conexión sean diseñados con suficiente resistencia para que las otras formas de falla sean improbables de ocurrir, las pruebas de este tipo de conexión se encuentran en el documento FEMA-355D, ellas indican que el mejor comportamiento inelástico es conseguido con un balance del rendimiento del total de 3 mecanismos de falla dúctil: flexión en la sección de viga, tensión y compresión en la placa emperrada y la fluencia de la zona de panel. El comportamiento deseado de la conexión ocurre cuando se mantiene el equilibrio de los 3 tipos de falla.

Tabla 4.4: Datos de precalificación para Conexiones BFP

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF (Niveles 1 y 3)
Distancia de localización de la rotula plástica S_h	$d_c/2 + l_p$
Parámetros críticos de la viga	
Profundidad Máxima	OMF : hasta W36. SMF : hasta W30.
Relación Longitud/profundidad mínima	OMF : 5 (Nivel 1). SMF : 8 (Nivel 3).
Rango del espesor del ala	OMF : hasta 1-1/4". SMF : hasta 3/4".
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75.
Parámetros críticos de la Columna	
Rango de profundidad	OMF : Sin límite (Nivel 1) SMF : W12, W14 (Nivel 3)
Especificaciones de material permisible	A572 Grado 50, A913 Grado 50 ó 65 y A992

Relaciones Críticas Viga/Columna	
Fuerza en la zona de panel	SMF : sec 3.11.4.
Relación de momentos columna/viga	SMF : sec 3.11.7.
Detalles críticos de la Conexión	
Placas de Conexión:	
Material de la placa empernada	A36, A572 Grado 42 ó 50
Método de diseño	Ver procedimiento, pasos 4 y 5
Soldadura del ala	Ver esquema. Soldadura QC/QA categoría AH
Metal de relleno para la placa empernada	FEMA 350 sec 3.3.2.4.
Características de los Pernos:	
Diámetro de los pernos	Ver procedimiento de diseño, paso 6 y 7, como máximo se acepta 1-1/8".
Grado de los pernos	A325-X ó A490-X
Espaciamiento de pernos	3xDiámetro mín. de perno
Requerimientos de Instalación	Pretensionados
Tuercas y roscas	F436 es requerido.
Parámetros de conexión del alma:	
Conexión del alma	Ver procedimiento y esquema, paso 12; La placa de corte es soldada al ala de la columna y empernada al ala de la viga.

Esquema:

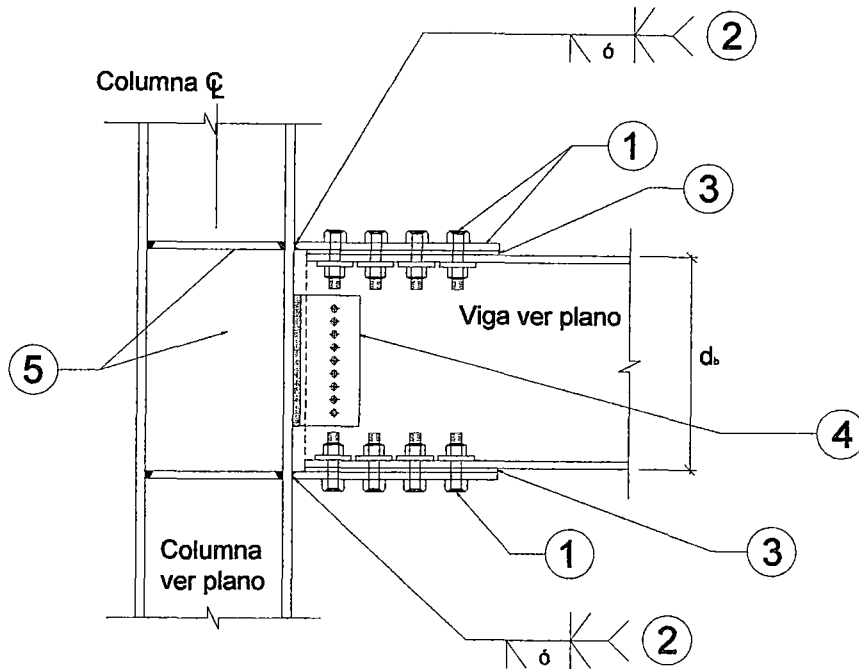


Figura 4.9: Vista en Perfil conexión BFP

Notas:

1. El tamaño de las placas emperradas y de los pernos se obtendrá según el procedimiento de diseño, los pernos serán completamente pretensados de clasificación ASTM A325 ó A490, diseñados por levantamiento. Los agujeros para los pernos en la placa emperrada son mayores de lo normal. Use agujeros estándar en el ala de la viga.
2. Soldadura de ranura de penetración completa (CJP) de bisel simple o doble, la soldadura puede ser hecha en taller o en campo. Donde se use soldadura de ranura simple se removerán las placas de apoyo después de soldar, y se reforzara con una soldadura de filete que tendrá como espesor mínimo 5/16". Cuando se use soldadura de ranura doble se soldara uno por uno y no ambos a la vez. Soldadura QC/QA categoría AH/T.
3. Las cuñas son permitidas entre las placas emperradas y las alas de la viga.
4. El tamaño de la placa de corte y de los pernos se detalla en el procedimiento de diseño, los agujeros para pernos en la placa de corte

son de ranura corta en el eje horizontal, los agujeros en el alma de la viga son estándar. Soldadura QC/QA categoría BM/L.

- Para las placas de continuidad y las placas dobles en el alma de la columna, ver el detalle. Para el cálculo de los requerimientos de diseño de las placas de continuidad use las propiedades de la placa emperrada en vez de las del ala de la viga.

Detalles:

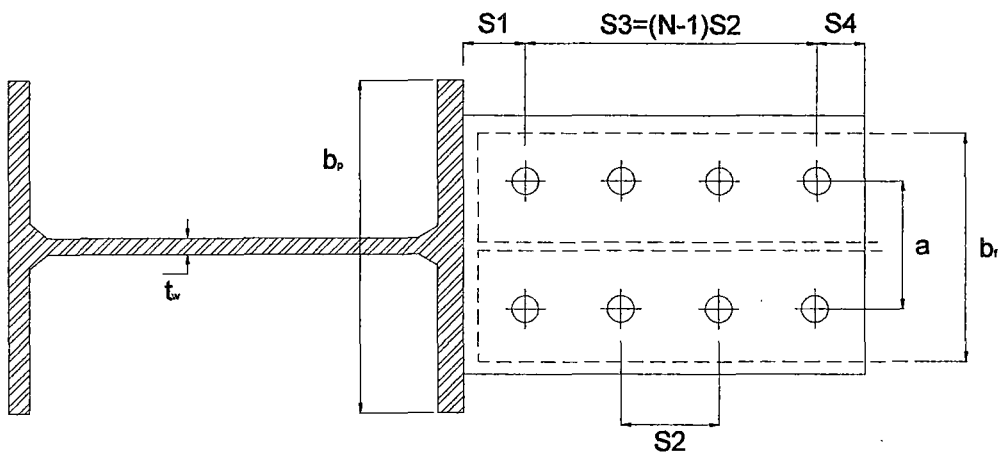


Figura 4.10: Detalle de vista en planta de la Conexión BFP

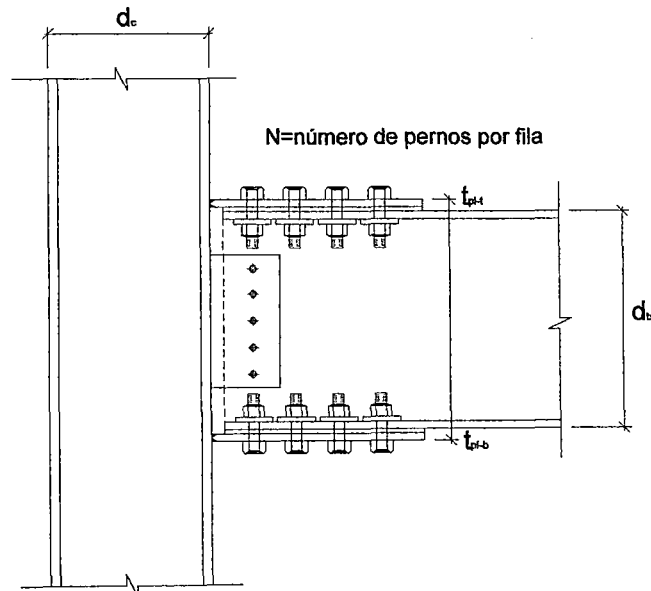


Figura 4.11: Detalle del perfil mostrando los elementos de la conexión BFP

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El diseño de la conexión debe ser efectuado usando los pasos que se mostrarán a continuación. Los parámetros usados en las ecuaciones están mostrados en los esquemas (vistas) y definidos en el manual AISC-LRFD.

- 1) Calcular M_f y M_c de acuerdo con los procedimientos de la sección 3.9.
- 2) Calcular el momento en la cara de la columna en el inicio de la fluencia del ala de la viga, M_{yf} , de acuerdo con la sección 3.10.
- 3) Calcular el espesor de la zona de panel de acuerdo a los requerimientos de la sección 3.11.4. Es recomendable no sobre esforzar la zona de panel para este tipo de conexiones, si el espesor de la zona de panel es más de 1.5 del requerido, es recomendable el uso de una combinación diferente de tamaños de la viga y la columna. Use la distancia entre las caras exteriores de la placa emperrada como d_b , y la distancia centro a centro entre las placas emperradas en lugar de $d_b - t_f$ en la aplicación de los procedimientos de la sección 3.11.4.
- 4) Establecer el ancho de la placa emperrada, b_p , sobre la base de la geometría de la viga y la columna.
- 5) Calcular el espesor mínimo requerido para la placa emperrada, t_{pl} , con la siguiente ecuación:

$$t_{pl} = \frac{d_b - \sqrt{d_b^2 - \frac{4.4M_{yf}}{F_y b_p}}}{2} \quad (4-7)$$

Es deseable no hacer las placas emperradas mayores de lo normal, el mejor rendimiento es conseguido con una combinación de las fluencias tanto del ala de la viga, zona de panel y placas emperradas.

- 6) Seleccionar el número, tamaño y grado de los pernos en el ala de la viga y la placa emperrada, y evalúa la capacidad de la placa y de la viga para impedir la falla en la sección neta y fallas por alargamiento de los agujeros de los pernos, en concordancia con los pasos 7,8,9,10 y 11

respectivamente, donde en cada caso la siguiente ecuación debe ser satisfecha:

$$1.2M_{yf} < M_{fail}$$

Donde:

M_{yf} = Momento en la cara de la columna en la iniciación de la fluencia del ala de la viga.

M_{fail} = Momento en la cara de la columna en la iniciación de la falla en el modo específico de comportamiento dirigido en los pasos 7 al 11.

- 7) Determinar M_{fail} el momento en la cara de la columna por falla de corte en los pernos, en concordancia con la siguiente ecuación, y revisar si también es conforme con los criterios de la ecuación anterior (paso 6):

$$M_{fail\ bolts} = 2NA_b (F_{V\ bolt}) d_b L_{TF1} \quad (4-8)$$

Donde:

A_b = Área del perno.

$F_{V\ bolt}$ = Resistencia nominal al corte de los pernos en conexiones de apoyo, del AISC LRFD.

L_{TF1} = Proporción de longitud de la transferencia de momento del centro del grupo de pernos a la cara de la columna, dada por la ecuación:

$$L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)} \quad (4-9)$$

N = Número de pernos en la conexión del ala de la viga a la placa emperrada proyectada a la columna.

- 8) Determinar M_{fail} , el momento en la cara de la columna para la fractura en la sección neta de la placa emperrada, en concordancia con la siguiente ecuación y revisar la capacidad de los criterios descritos en el paso 6.

$$M_{fail\ FP} = 0.85F_{u-pl} (b_p - 2(d_{bt\ hole} + 0.062)t_{pl} (d_b + t_{pl})) \quad (4-10)$$

Donde:

$d_{bt\ hole}$ = Diámetro de los agujeros de los pernos en la placa empernada

(in)

L_{TF2} = La proporción de la transferencia de momento del agujero del perno más cercano a la columna y a la cara de la columna, se halla con la siguiente ecuación:

$$L_{TF2} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2S_1} \quad (4 - 11)$$

- 9) Determinar M_{fail} , el momento en la cara de la columna por fractura en la sección neta en el ala de la viga de acuerdo a la siguiente ecuación, y revisar la capacidad de los criterios descritos en el paso 6:

$$M_{fail} = F_u - b(Z_b - 2(d_{bt} + 0.062)t_{fb}(d_b - t_{fb}))L_{TF3} \quad (4 - 12)$$

Donde:

d_{bt} = Diámetro de los pernos, (in).

L_{TF3} = La proporción de la transferencia de momento del agujero del perno mas alejado de la cara de la columna, se halla de acuerdo a la ecuación:

$$L_{TF3} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2(S_1 + S_3)} \quad (4 - 13)$$

El SEAOC de California plantea que en lugar de esta ecuación, se deberá satisfacer esta otra, en la fila de pernos mas alejada de la columna:

$$\left(\frac{Z_b - 2(d_{bt\ hole} + 0.062)t_{fb}(d_b - t_{fb})}{Z_b} \right) \geq 0.75 \quad (4 - 14)$$

- 10) Determinar M_{fail} el momento en la cara de la columna por elongación de los agujeros de los pernos en concordancia con la siguiente ecuación y revisa la capacidad de los criterios descritos en el paso 6.

$$M_{fail} = T_n \left(d_b + \frac{t_{PL-t} + t_{PL-b}}{2} \right) L_{TF1} \quad (4 - 15)$$

Donde:

T_n es el menor de los valores dados por las siguientes ecuaciones:

$$T_n = 2.4F_{u-b}(S_3 + S_1 - c)t_{fb} \quad (4 - 16)$$

$$T_n = 2.4F_{u-pl}(S_3 + S_4)t_{pl} \quad (4 - 17)$$

- 11) Revisar el bloque de corte de acuerdo con los requerimientos del AISC-LRFD y asegurar que el momento en la cara de la columna debido a ninguno de estos modos cumpla los requerimientos relacionados al paso 6. Los tipos de falla del bloque de corte son mostrados en la Figura 4.12. Para este propósito de cálculo el factor de reducción de resistencia ϕ será tomado como la unidad.
- 12) Diseñar la placa por cortante, para este caso el corte lo tomarán los pernos en la placa, esta conexión debe tener suficiente resistencia para resistir la fuerza de corte calculada con la siguiente ecuación:

$$V_{web} = \frac{2M_f}{L - d_c} + V_g \quad (4 - 18)$$

Donde V_g es el corte en la cara de la columna debido a las cargas de gravedad factoradas, (kips).

- 13) Calcular los requerimientos de la placa de continuidad en concordancia con los métodos de la sección 3.10.6. usando como ancho y espesor de la placa emperrada las cantidades b_f y t_f respectivamente en esta sección.
- 14) Verificar la capacidad del tamaño de la columna para cumplir los criterios de diseño de la sección 3.5. así como la ubicación exacta de la rótula plástica.
- 15) Detallar la conexión de acuerdo al esquema anterior. Los pernos deben ser diseñados por carga usando un factor de reducción de resistencia ϕ como la unidad.

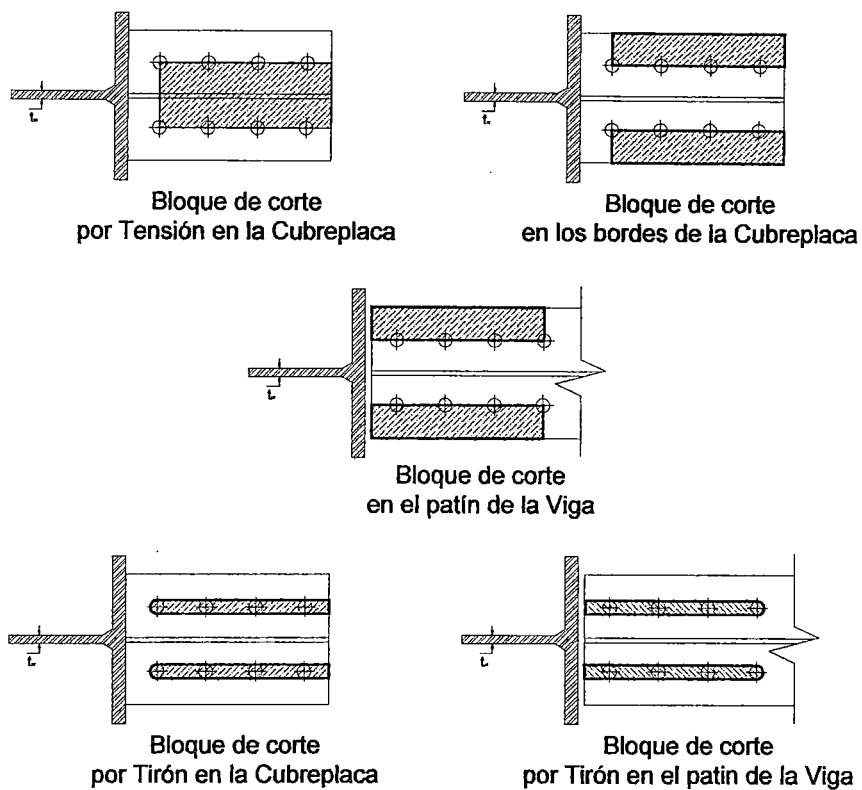


Figura 4.12: Bloques de Corte y fallas de Tirón.

A medida que se conozcan más resultados de las investigaciones experimentales para cada tipo de conexión, será posible establecer procedimientos de diseño mas precisos que garanticen, para un intervalo de tamaños de miembros, un comportamiento adecuado. Esto quiere decir, contar con conexiones precalificadas propias que puedan usarse siguiendo recomendaciones específicas.

CAPITULO 5:

APLICACIÓN DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CONFORMADA DE PORTICOS DUCTILES DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO EN BASE A LAS RECOMENDACIONES DE FEMA.

5.1. Introducción

Hasta ahora hemos tocado en los capítulos anteriores, los criterios o recomendaciones presentados por el FEMA para el diseño de las nuevas estructuras conformadas con pórticos dúctiles de acero resistentes a momento.

Tanto en el capítulo 3 como en el capítulo 4, hemos presentado y discutido la aplicabilidad de tales recomendaciones. En este capítulo nuestra intención principal es desarrollar el diseño de una estructura conformada con pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, analizada inicialmente mediante los métodos elásticos tipificados en nuestra Norma Técnica Peruana E030 (Análisis Lineal Estático y Lineal Dinámico Modal Espectral) y diseñada mediante el AISC LRFD 93 que es la base de la Norma Técnica Peruana E090 que rige el diseño actual de estructuras metálicas en nuestro país.

Luego esta estructura será modificada según los criterios de recomendación del FEMA 273, 356 y 350 principalmente, a esta nueva estructura se le aplicará el Análisis No Lineal Estático y la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (MEC), finalmente con los resultados podremos definir las fronteras entre los niveles de diseño descritos en el capítulo 3 y obtendremos también, conclusiones importantes sobre el diseño actual de estos sistemas estructurales. Como mencionamos anteriormente las recomendaciones de FEMA buscan principalmente asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos importantes, estas estructuras se encontrarán dentro del nivel de diseño especial definido en los capítulos anteriores, y a partir de esa

clasificación se le asignará una serie de revisiones de acuerdo al grado de las deformaciones inelásticas que va a desarrollar y consecuentemente a las demandas de ductilidad que le exigirá una determinada acción sísmica.

Todo ello se desarrolla en esta aplicación, al final de la misma se conseguirá que la estructura tenga un buen desempeño y un máximo rendimiento.

Lo que pretendemos mostrar es la aplicación de los criterios de diseño en FEMA y sustentar esta aplicación en base a un modelo de ejemplo, para entonces poder observar el grado de importancia de estos criterios de recomendación, para ello nos valdremos de herramientas de cómputo y software de cálculo, los parámetros de comparación serán fijados de acuerdo al grado de ductilidad total alcanzado, y de la comparación de la demanda contra la reserva frente a la acción sísmica.

5.2. Modelo de Análisis

La estructura a analizar será la siguiente:

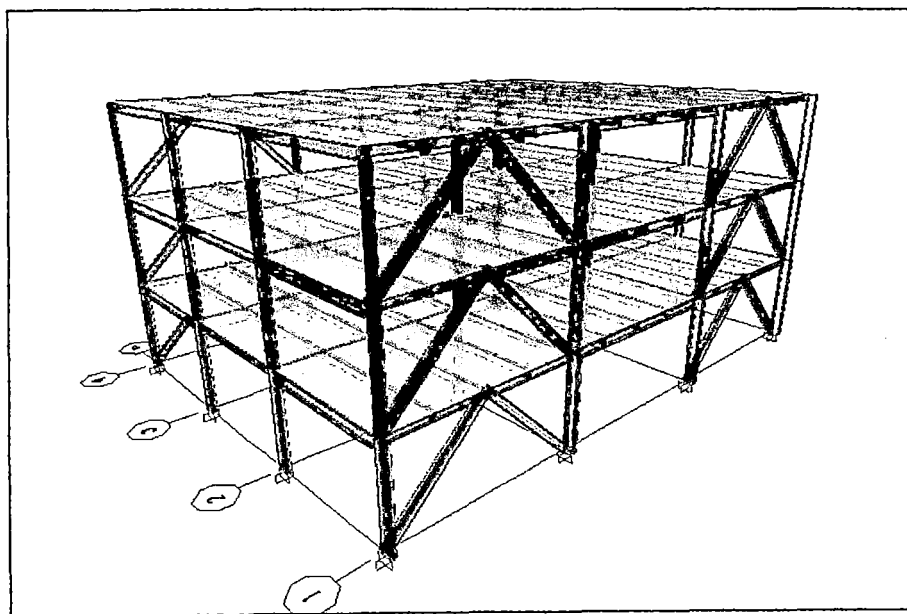


Figura 5.1: Estructura de Análisis

Se eligió una estructura reticular sin irregularidad, la cual consta de un armado de vigas y columnas de acero con entrepisos de placa colaborante con concreto vaciado in situ.

A continuación se presenta la vista en planta con las dimensiones de los lados de la estructura en metros:

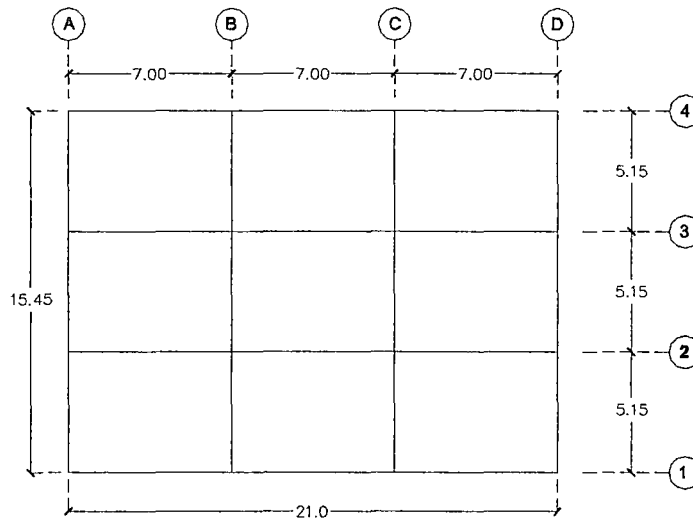


Figura 5.2: Vista en planta del Modelo

La estructura tiene una altura total de 10.05m repartidos en 3.35m por piso. Primero se realizará un análisis lineal estático de la estructura para verificar el posterior análisis lineal dinámico (Modal Espectral).

5.3. Análisis Lineal Estático

Este análisis se realizó con ayuda del software ETABS, se hizo un metrado completo de la estructura para aplicar posteriormente lo estipulado en la Norma de diseño Sismorresistente E030.

Propiedades de los materiales:

Concreto

$$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 15200 \sqrt{f'c} = 237918.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2.4 \text{ Tn/m}^3.$$

Acero

Placa Colaborante ASTM A653 $Fy = 2320 \text{ Kg/cm}^2$.

Perfiles de Vigas

A36 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$, $F_{pu} = 4080 \text{ Kg/cm}^2$.

A50 $F_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$, $F_{pu} = 4555 \text{ Kg/cm}^2$.

$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$.

Cargas:

Se seleccionó para los entrepisos la placa colaborante PRECOR de 1-1/2", calibre 22, las propiedades de la placa son las siguientes:

Tabla 5.1: Propiedades de la placa colaborante.

Empresa	Calibre	hr (mm)	Wr (cm)	Sr (cm)	Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	Inercia (cm ⁴ /m)	Ssup (cm ³ /m)	Sinf (cm ³ /m)
	22	38.00	3.80	14.50	0.75	7.98	25.23	15.42	11.66
PRECOR	20	38.00	3.80	14.50	0.90	9.58	30.28	18.51	13.99
Pl. Colab. de 1 1/2"	18	38.00	3.80	14.50	1.20	12.77	40.37	24.67	18.66
	16	38.00	3.80	14.50	1.50	15.96	50.47	30.85	23.32

La geometría de la placa colaborante es la siguiente:

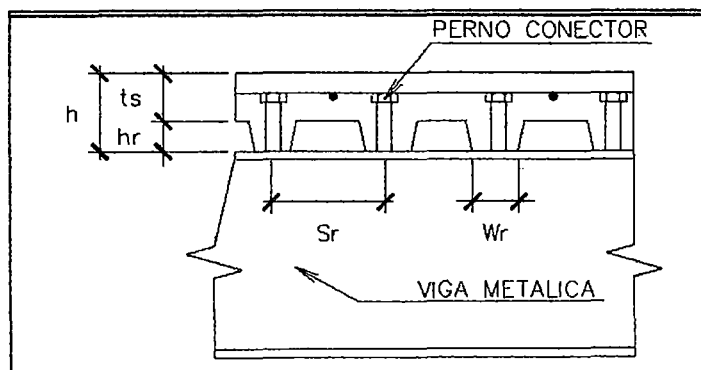


Figura 5.3: Detalle de placa colaborante.

La placa colaborante esta apoyada sobre viguetas de acero de sección W, adheridas a estas mediante pernos conectores, estas viguetas transfieren las cargas a las vigas principales en la dirección horizontal, se muestra en la siguiente tabla las propiedades geométricas del sistema de entrepiso:

Tabla 5.2: Propiedades geométricas del sistema de entrepiso.

Empresa	Placa Colaborante	Nº	h (cm)	Vol. de Concreto (m ³ /m ²)	Peso de Concreto (kg/m ²)
PRECOR	P. Colaborante 1 1/2"	113	12.00	0.097	232.80
Bmax (m)	Calibre	hr (cm)	Wr (cm)	Sr (cm)	Peso de Placa (kg/m ²)
1.98	22	3.80	3.80	14.50	7.98

Se seleccionó esta placa previo cálculo, las viguetas secundarias están espaciadas según la geometría a 1.75m entre ejes, esta placa acepta una separación máxima $B = 1.98\text{m}$ para una carga sobre impuesta de 600Kg/m^2 (500Kg/m^2 de sobrecarga final y 100Kg/m^2 de acabados), por lo que resulta adecuada.

ts (cm)	8.20	ts min = 5cm (Según AISC LRFD I 3.5.5a)	
W ppl	232.80	kg/m ²	Peso propio de la losa.
W pc	7.98	kg/m ²	Peso de placa colaborante

Tabla 5.3: Pesos de los componentes del sistema

Las cargas asignadas al sistema; Losa de concreto – Placa colaborante de acero son las siguientes:

Cargas Muertas:

Peso propio de la losa: 0.2328 Tn/m^2 .

Peso de la placa colaborante: $7.98\text{E-}03\text{ Tn/m}^2$.

Peso de acabados: 0.1 Tn/m^2 .

Peso de la tabiquería: 0.12 Tn/m^2 .

Cargas Vivas:

Uso para centro comercial S/C = 0.5 Tn/m^2 .

Techos:

Parte plana S/C = 0.1 Tn/m^2 .

Se realizó un metrado de cargas en cada nivel para el cálculo de las correspondientes cortantes sísmicas de entrepiso mediante el método de la carga lateral equivalente de la norma sismorresistente E030.

Tabla 5.4: Pesos totales en cada nivel (Tn):

	Total nivel 1 (Tn)	Total nivel 2 (Tn)	Total nivel 3 (Tn)	Total Material
Losas y Placa Colaborante	78.12	78.12	78.12	234.36
Acabados	32.45	32.45	32.45	97.35
Tabiquería	38.93	38.93	38.93	116.79
Vigas y Columnas	9.65	8.96	5.26	23.87
Suma Parcial	159.15	158.46	154.76	472.36
50% o 25% de carga viva	81.11	81.11	8.11	
TOTAL	240.26 Tn	239.57 Tn	162.87 Tn	642.6975 Tn

Se muestra el esquema de la forma como se cargó la estructura en el modelo en ETABS.

Cargas Muertas

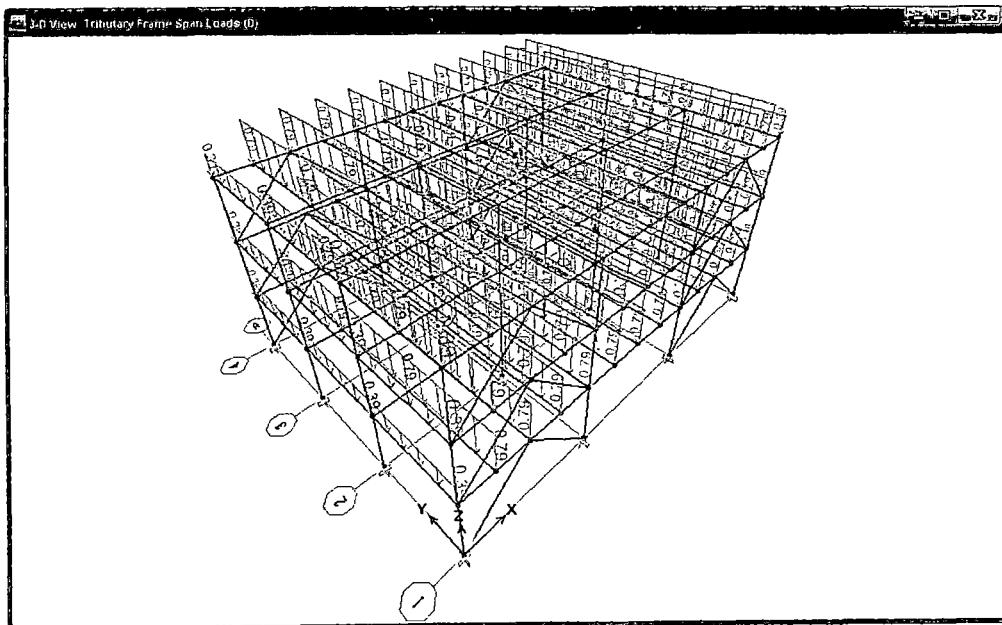


Figura 5.4: Distribución de cargas aplicadas.

Las cargas vivas se repartieron de forma similar, para conseguir esto se utilizó elementos tipo DECK en ETABS para modelar la losa y la opción para repartir las cargas sobre las viguetas que a su vez descargan en las vigas principales en el eje X.

Las propiedades del DECK son las siguientes:

Slab Depth (tc) = 0.082.

Deck Depth (hr) = 0.038.

Rib Width (wr) = 0.038.

Rib Spacing (Sr) = 0.145

Y se adicionó el peso de la placa colaborante $7.98 \times 10^{-3} \text{Tn/m}^2$.

El cálculo del periodo de la estructura se realizó con la fórmula expresada en la Norma E030:

$$T = \frac{Hn}{C_T} = 10.05/35 = 0.287 \text{ seg.}$$

Se revisó este valor calculando el periodo por métodos dinámicos aplicando la siguiente fórmula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \times D_i^2 \right)}{\left(g \sum_{i=1}^n F_i \times D_i \right)}} \quad (5 - 1)$$

Para tal fin se aplicaron las siguientes cargas a cada nivel de la estructura y se calculó el desplazamiento generado:

Tabla 5.5: Verificación del periodo fundamental de la estructura.

Nivel	Fuerza Aplicada (Tn)	Desplazamiento (m)
F1	1	1.65E-4
F2	2	3.27E-4
F3	3	4.25E-4

Reemplazando en la ecuación anterior se obtuvo un periodo $T = 0.3046 \text{ seg.}$

Sólo en el eje Y se consideraron los pórticos de momento de acero como sistema resistente a fuerza lateral.

5.3.1. Cálculo de las acciones de sismo

Se consideró una estructura ubicada en Lima, de uso importante y en suelo rígido. Los parámetros del espectro de diseño de la norma sismorresistente E030 para este tipo de estructura son los siguientes:

Tabla 5.6: Parámetros sísmicos

Z	U	C	S	Tp	R
0.4	1.3	2.5	1.0	0.4	9.5

Se consideró un factor de reducción de fuerzas sísmicas R de 9.5 conforme está definido en la Norma E030 para la tipología estructural estudiada (pórticos de acero con conexiones de momento), éste es un valor inicial y referencial, conforme profundicemos nuestro análisis obtendremos un valor de R mas adecuado a nuestra estructura.

Como se observa en los dos casos calculados, el periodo de la estructura es menor al periodo T_p del suelo, por lo tanto el factor de amplificación sísmica C es igual al máximo 2.5.

Como se mencionó anteriormente los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento sólo se colocarán en el eje Y, en el cual el correspondiente factor de reducción de fuerzas sísmicas R es 9.5, para el eje X se tomara un R de 6.5 ya que aquí se colocaron arriostramientos concéntricos en el perímetro para evitar irregulares de rigidez en planta.

5.3.2. Fuerzas laterales equivalentes a sismo

Componente	Longitudinal	Transversal
ZUCS/R	0.20	0.1368
V_{BASE} (Tn)	128.54	87.95
F3	52.0	35.6
F2	51.0	34.9
F1	25.6	17.5
e (m)	0.7725	1.05

Tabla 5.7:

Las cargas laterales fueron asignadas en los centros de gravedad de cada piso, también se asignó el momento correspondiente generado por la excentricidad accidental (positiva y negativa).

Se consideró que las losas y placas colaborantes conforman un sistema de diafragma rígido, por esta condición todos los nudos en el diafragma tienen iguales desplazamientos.

Se aplicaron todas las cargas a la estructura utilizando 5 casos generales de carga:

D: Aquí se colocaron los pesos propios de la losa de concreto, placa colaborante, vigas y columnas, tabiquería y acabados.

L: Cargas vivas, básicamente se trata de la sobrecarga impuesta.

Lr: Cargas vivas de techo, se refiere a la sobrecarga del techo.

SX: Envolvente de los casos SX1 y SX2, que consideran el sismo en la dirección X con la excentricidad positiva y negativa respectivamente.

SY: Envolvente de los casos SY1 y SY2, que consideran el sismo en la dirección Y con la excentricidad positiva y negativa respectivamente.

Estos casos de carga se combinaron conforme las ecuaciones 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5 y 3-6 definidas en el Capítulo 3 y que son las mismas utilizadas en las especificaciones del AISC 360 – 99 y en la NTP E090.

Se procedió a hacer el análisis elástico lineal de la estructura con las cargas laterales equivalentes a sismo, también se obtuvieron las secciones de los elementos que conforman el predimensionamiento inicial de la estructura, estas secciones serán revisadas posteriormente con un análisis lineal dinámico. Se muestran algunos gráficos de este análisis.

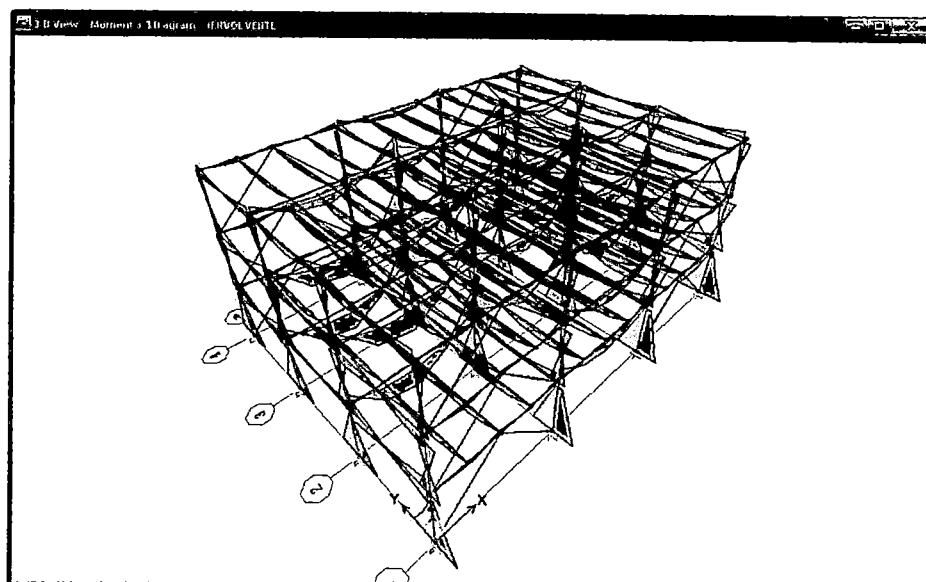


Figura 5.5: Envolvente de Momentos Totales

Control de desplazamientos

Se revisaron los desplazamientos laterales para los casos de carga SX y SY, a continuación se muestran las tablas de resultados.

Tabla 5.8: Control de desplazamiento Análisis Lineal Estático.

Piso	Xcm (SX)	Ycm (SY)	Deriva X	Deriva Y	Máximo adm. E030
1	0.12	1.59	0.00036	0.0047	0.010
2	0.24	4.55	0.00036	0.0088	0.010
3	0.34	7.01	0.00029	0.0073	0.010

Se observa que en la dirección X los desplazamientos máximos relativos de entrepiso son muy pequeños, y esto se debe a la rigidez de los arriostres, en la dirección Y los desplazamientos de entrepiso son mayores pero están por debajo del límite establecido en la NTP E030.

Este análisis es un primer valor referencial, por lo que seguidamente realizaremos un análisis lineal dinámico de superposición modal espectral, en el cual revisaremos los valores del cortante sísmico con los calculados en el análisis lineal estático, de conformidad con lo estipulado en la NTP E030 referente a la fuerza cortante mínima en la base.

5.4. Análisis Lineal Dinámico

Se realizará un análisis de superposición modal espectral a la misma estructura analizada anteriormente por el método lineal estático, para ello las cargas laterales en este tipo de análisis estarán representadas por un espectro de diseño inelástico, el cual también está definido en la NTP E030.

Se usarán los mismos parámetros para el cálculo del espectro para el sismo en la dirección Y que es de nuestro interés:

Tabla 5.9: Parámetros sísmicos

Z	U	C	S	Tp	R
0.4	1.3	f(T)	1.0	0.4	9.5

El espectro queda definido por la siguiente fórmula:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (5 - 2)$$

Los cuales dependen de la ubicación, uso, importancia y suelo de cimentación sobre la cual se colocará la estructura. Se harán variar los periodos desde 0.1 hasta 3 seg, el cual es un valor adecuado para este tipo de estructuras.

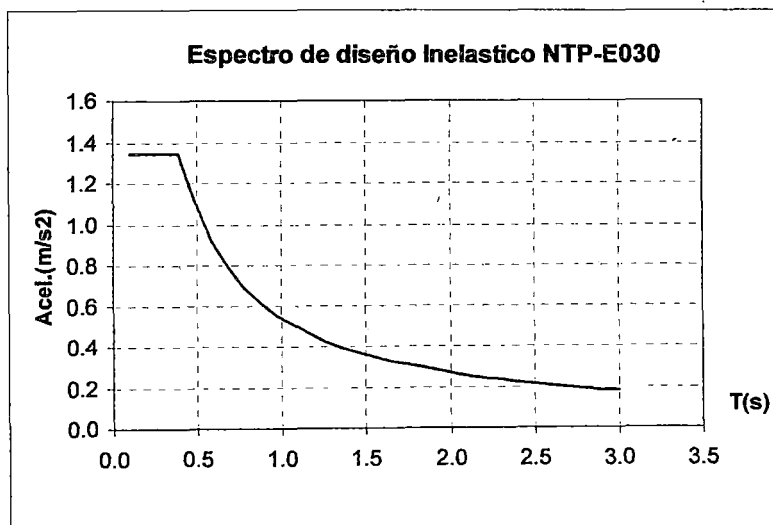


Figura 5.6: Espectro de diseño (E030, 2003)

Este espectro fue introducido en el análisis de la estructura en la dirección Y, se halló de la misma manera el espectro inelástico de diseño para la dirección X

considerando $R = 6.5$, luego se verificó las cortantes en la base de la estructura que generaban, para cumplir lo estipulado en la NTP E030 en lo referente a la fuerza cortante mínima en la base, se tuvo que multiplicar al espectro por un factor de amplificación diferente en cada dirección, se muestra una tabla de este procedimiento:

Espectro	Cortante en la Base generada. (Tn)	Cortante en la Base-Método Estático. (Tn)	Factor de amplificación.	Cortante en la Base Final. (Tn)
SX	111.37	128.54	1.2	133.64
SY	28.37	87.95	3.0	85.12

Tabla 5.10: Factores de amplificación espectral.

Como la estructura es regular se verifica la condición en ambos casos; que el cortante final es mayor al 80% del cortante calculado mediante el método de análisis lineal estático.

Se procedió a realizar el análisis Modal Espectral a la estructura analizada con anterioridad con ayuda del software ETABS, se revisaron las secciones obtenidas del análisis lineal estático.

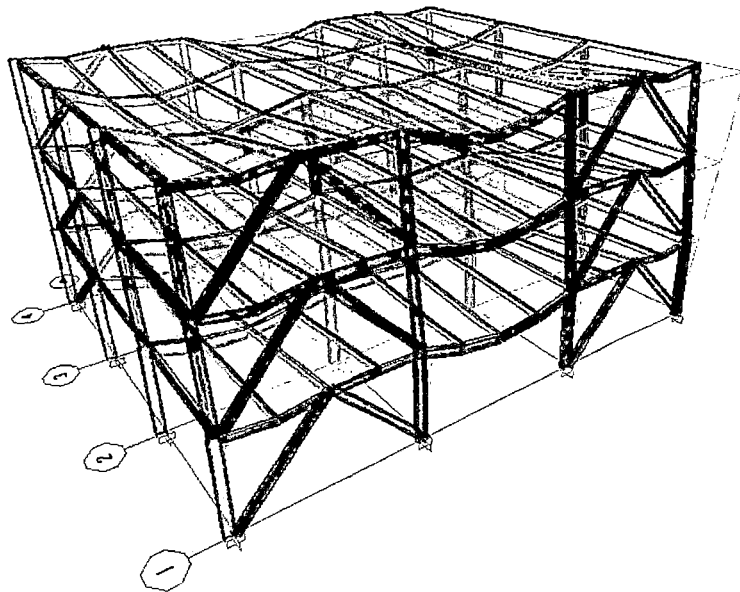


Figura 5.7: Deformada de la envolvente de cargas.

Del análisis se obtuvieron los siguientes parámetros:

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.12	0.00	-7.12	0.00
2	0.35	0.00	3.09	0.00
3	0.21	-7.50	0.00	0.00
4	0.21	0.00	0.00	-59.09
5	0.18	0.00	-2.24	0.00
6	0.08	2.81	0.00	0.00
7	0.08	0.00	0.00	-22.36
8	0.05	-1.04	0.00	0.00
9	0.05	0.00	0.00	-9.03

La tabla 5.11 entrega ordenadamente los periodos en forma descendente con lo cual se puede observar que el mayor periodo, es decir el periodo fundamental de la estructura es 1.12 seg.

El primer modo de vibración ocurre con traslación en el eje Y (UY), para el análisis posterior, éste será el modo que mas nos va interesar ya que será el que represente a la estructura total, el segundo modo también se da en este eje.

El tercer modo de vibrar es de traslación respecto al eje X (UX), y así sucesivamente se pueden observar las demás formas de modo de la estructura.

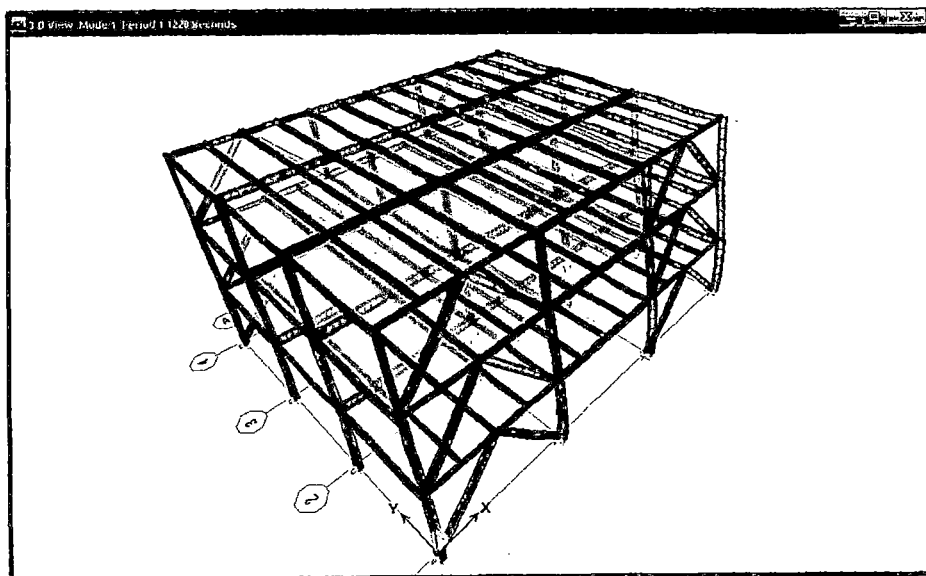


Figura 5.8: Primera forma de modo de la estructura

La forma de vibrar en cada modo no solo depende de su correspondiente factor de participación, sino también de la masa modal asociada. La siguiente tabla muestra que los 9 primeros modos de la estructura representan muy bien mas

del 90% de la masa total en ambas direcciones, como lo exige la NTP E030, se entregan también los coeficientes de participación de la masa modal efectiva en cada dirección, que son los que determinan finalmente la forma de vibrar de la estructura.

Tabla 5.12: Coeficientes de Participación de la Masa Modal Efectiva

Modo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.00	77.68	0.00	0.00	77.68	0.00
2	0.00	14.63	0.00	0.00	92.30	0.00
3	86.21	0.00	0.00	86.21	92.30	0.00
4	0.00	0.00	85.72	86.21	92.30	85.72
5	0.00	7.70	0.00	86.21	100.00	85.72
6	12.13	0.00	0.00	98.34	100.00	85.72
7	0.00	0.00	12.28	98.34	100.00	98.00
8	1.66	0.00	0.00	100.00	100.00	98.00
9	0.00	0.00	2.00	100.00	100.00	100.00

Control de Desplazamientos

De la misma forma como se procedió en el análisis lineal estático, aquí también se realizará un control de desplazamientos en los centros de masa de cada piso.

Tabla 5.13: Control de desplazamiento Análisis Lineal Dinámico.

Piso	Xcm (SX)	Ycm (SY)	Deriva X	Deriva Y	Máximo adm. E030
1	0.12	1.42	0.00036	0.0042	0.010
2	0.25	4.02	0.00039	0.0078	0.010
3	0.34	6.20	0.00027	0.0065	0.010

Se ha considerado la altura de cada piso en 3.35m. (Usado en el modelo) para el cálculo de las derivas.

Se observa que todos los desplazamientos relativos de entrepiso cumplen la condición dada por la NTP E030.

Luego de verificar la aplicabilidad de este análisis que es conforme a la NTP E030, se procedió a verificar el diseño de los elementos de acuerdo a las Especificaciones del AISC -LRFD 93, que es la base de la NTP E090.

Todas las secciones cumplen los requerimientos de flexión, deflexión y corte:

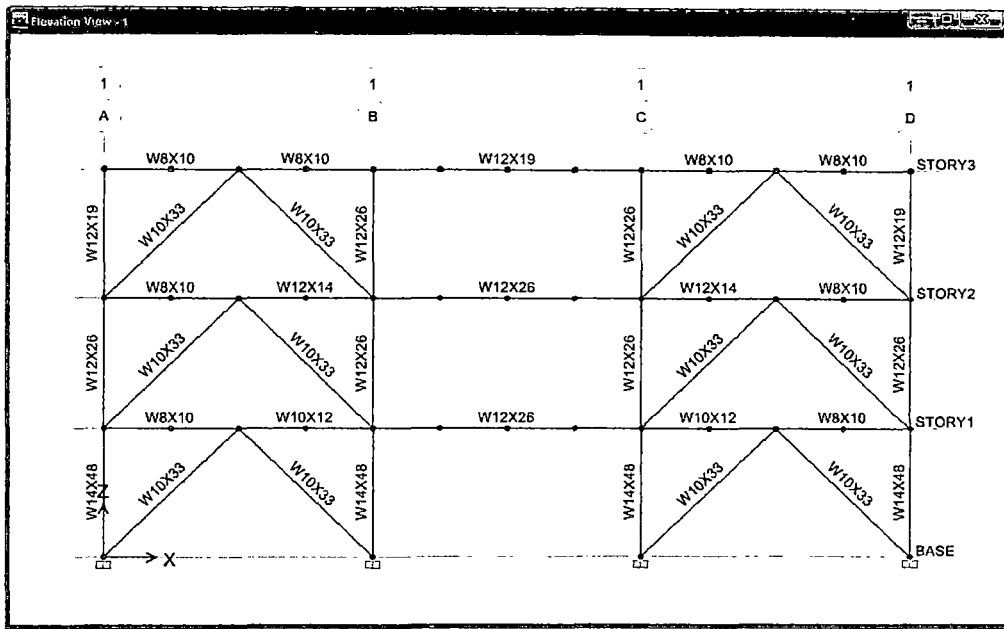


Figura 5.9: Elevación Ejes 1 y 4

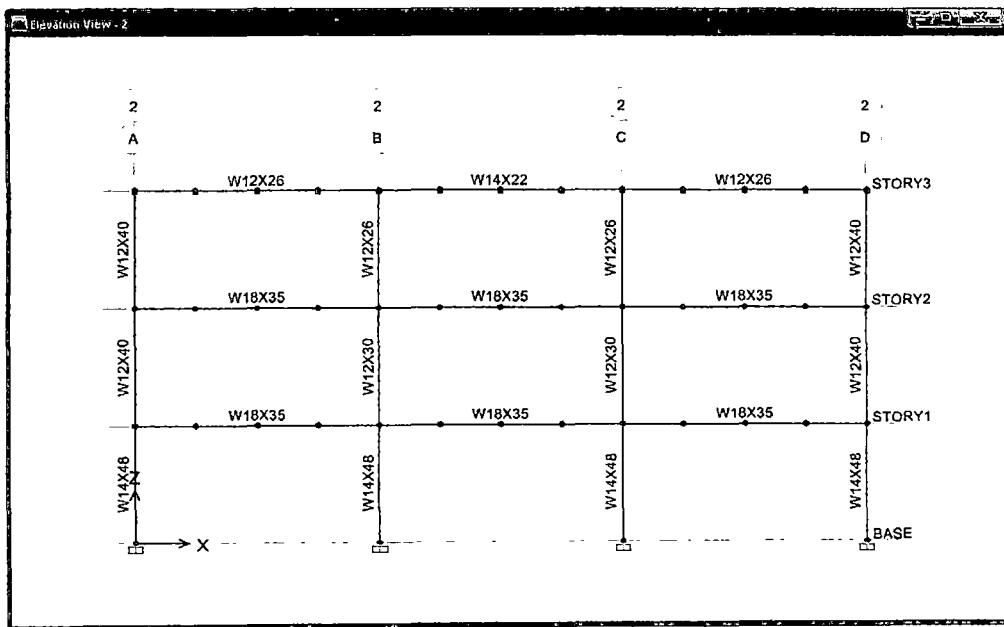


Figura 5.10: Elevación Ejes 2 y 3

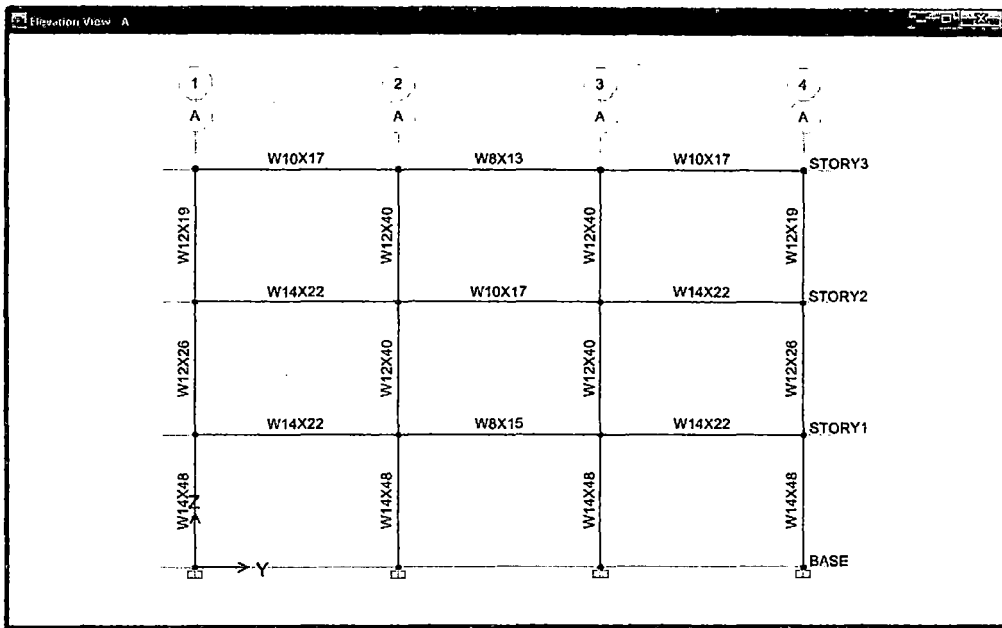


Figura 5.11: Elevación Ejes A y D

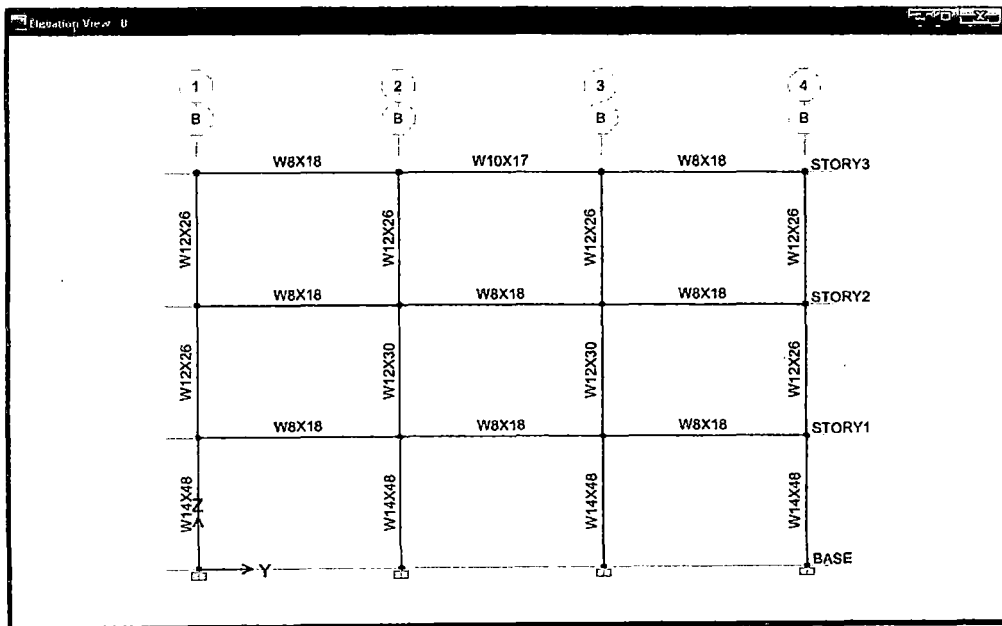


Figura 5.12: Elevación Ejes B y C

En este punto es preciso aclarar algunos conceptos de nuestro análisis que en la mayoría de los casos se pasan por alto, pero sin embargo son la base de la predicción del comportamiento y de las nuevas tendencias del diseño actual.

Hasta aquí hemos analizado y posteriormente diseñado nuestra estructura por métodos de análisis elásticos, la fuerza lateral aplicada a la estructura ha sido obtenida a través de un espectro inelástico de diseño, el cual está definido en nuestra NTP-E030, este espectro inelástico se obtiene de la reducción del espectro elástico aplicando el correspondiente factor de reducción de fuerzas sísmicas R . Al aplicar este método intrínsecamente estamos aceptando que nuestra estructura tiene la suficiente capacidad de hacer incursiones inelásticas cuando sea exigida por la demanda sísmica.

Esta suposición del comportamiento tan importante para el desarrollo de los métodos de análisis elásticos no siempre se cumple, y ha sido la fuente de los principales desastres que han ocurrido en los últimos sismos registrados en el mundo, el pensamiento de diseño tradicional acepta que se puede permitir tal reducción del espectro y por consiguiente diseñar para cortantes en la base mucho menores de las que se obtendrían si usáramos espectros elásticos para el diseño, aún para las estructuras de acero consideradas las más dúctiles de entre todos los tipos de construcciones, se han presentado problemas que han desencadenado en fallas frágiles y por consiguiente daño en las estructuras. Ahora bien esta suposición del comportamiento en el pasado, es entendible desde el punto de vista que entonces se buscaba hacer del diseño algo práctico y sencillo, sin entrar en cuestiones más particulares y complejas, ahora con la ayuda del computador se han conseguido desarrollar técnicas analíticas y experimentales que permiten solucionar problemas que antes eran considerados imposibles de resolver.

Ahora contamos con las herramientas necesarias para no sólo aplicar la fuerza y esperar la respuesta, sino anticiparnos a la acción y definir como queremos que responda nuestra estructura ante la acción de esa fuerza.

De las palabras del profesor Tom Paulay... "Diseño, desde mi punto de vista, significa decirle a la estructura, decirle al sistema, lo que debe hacer en una situación determinada"... "Habiendo concebido una estructura viable, a menudo basada en la comprensión y en una buena intuición sobre su comportamiento, deberíamos dotarla de las propiedades que le permitan conseguir nuestras

intensiones. Obedecer nuestras órdenes, órdenes que nosotros como diseñadores le impartimos...”

Los propulsores de esta nueva estrategia de diseño buscan producir estructuras que sean muy tolerantes con respecto a las demandas sísmicas ya que ellas no pueden ser confiablemente predichas.

Los puntos más resaltantes de esta nueva estrategia de diseño las enumera el profesor Paulay de la siguiente manera:

1. La aplicación de la estrategia de diseño es racional simple y por lo tanto inspiradora de confianza.
2. Para asegurar la supervivencia estructural a un gran terremoto, digamos uno que pueda ocurrir una vez cada 1000 años, se necesita escoger un mecanismo plástico racional y cinemáticamente admisible. Esto se hace necesario para asegurar que todos los lugares donde tendrá lugar la disipación de energía por deformación inelástica, estén claramente identificados.
3. Se necesita hacer un estimado, que puede ser aproximado, con respecto a las demandas de ductilidad de estas regiones plásticas, usualmente llamadas rótulas plásticas. Al escoger el sistema (mecanismo) plástico completo, debemos intentar minimizar las demandas locales de ductilidad en estas rótulas plásticas predeterminadas.
4. El cuarto punto importante, en vista de la burda estimación del movimiento del suelo esperado, el análisis para las otras cargas prescritas y fuerzas, no necesitan ser excesivamente precisas. En realidad un alto grado de precisión del análisis estructural no aporta ninguna ventaja.
5. Se puede hacer una redistribución inelástica estáticamente admisible de las acciones para las que se diseña por lo que puede conseguirse una solución óptima. Una solución óptima significa que se puede lograr una mínima resistencia que satisfaga sólo los requerimientos mínimos lo que permite lograr mayor economía.
6. La magnitud de las máximas acciones posibles, tales como momentos flectores en cada articulación plástica, debe ser evaluada y estas acciones deben estar basadas en aquellas propiedades que han sido realmente suministradas durante la construcción. No las propiedades que

hayan sido supuestas o especificadas. Estas son las acciones que se desarrollarían durante un gran terremoto. A esto se denomina la "Sobrerresistencia" de dicha propiedad.

7. Todos los elementos adyacentes a estas rótulas plásticas escogidas donde se desarrollarán las máximas acciones pueden entonces ser diseñadas para resistir estas acciones sobrerresistentes y permanecer elásticos todo el tiempo. Por consiguiente sabemos cuales son las regiones plásticas y cuales son las regiones elásticas protegidas de la estructura.
8. Y el punto final, la etapa final del proceso de diseño, el punto más importante, es el detallado para la construcción de estas regiones plásticas. Debemos apuntar a suministrar una reserva de capacidad de ductilidad, una reserva de capacidad de deformación inelástica para acomodar un exceso inesperado en las demandas de ductilidad que un terremoto impredecible puede imponer.

Esto es en esencia la filosofía del DISEÑO POR CAPACIDAD, cada uno de esos puntos será tocado en el rediseño de la estructura presentada, entonces tendremos la plena seguridad del comportamiento dúctil de nuestra estructura.

Todo lo que hemos venido realizando tiene como objetivo el diseño preliminar de la estructura, es decir asignarle secciones a los elementos, y lo hemos hecho de la forma convencional conforme lo indica la NTP E030 y NTP E090 (AISC-LRFD 93), actualmente se considera a este un diseño final, solo faltaría diseñar las conexiones con los momentos hallados en las juntas.

En este trabajo se considera a este diseño como preliminar o de tipo referencial puesto que si bien hemos diseñado a la estructura para que soporte las cargas máximas actuantes y suponemos que la estructura tendrá un adecuado comportamiento frente a dichas cargas (Comportamiento Elástico), tenemos un desconocimiento de cómo actuara la estructura en tal suceso, y si será capaz de alcanzar las deformaciones inelásticas impuestas por una demanda sísmica importante, por lo tanto, no podemos predecir el daño que sufrirá y por consiguiente desconocemos el grado de seguridad de la misma.

Ya que la estructura preliminar ha sido dimensionada lo que sigue es un análisis mas profundo de su rendimiento, para lograr esto aplicaremos las recomendaciones de diseño de FEMA y procedimientos basados en el análisis

no lineal estático, el objetivo será obtener la curva de capacidad con la cual calcularemos la ductilidad de la estructura así como también un parámetro íntimamente relacionado que ha cobrado mucha importancia en la ingeniería actual, como es el factor de reducción de resistencia sísmica (R).

Haremos todo este procedimiento con el objetivo de comprender el desempeño o rendimiento de esta estructura diseñada de la forma convencional y luego mejorada atendiendo cuidadosamente los requisitos y recomendaciones de diseño del FEMA 350 para el nivel de diseño seleccionado.

5.5. Análisis No Lineal Estático

El análisis no lineal estático de una estructura se realiza con la finalidad de conocer la capacidad real de la estructura, esta capacidad depende de su resistencia y de la deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar esta capacidad en el rango no lineal, de soportar y resistir patrones de cargas aplicados, se usa el procedimiento de análisis no lineal estático que no es más que una serie de análisis elásticos secuenciales superpuestos, lo que se obtiene es una curva conocida con el nombre de curva de capacidad y esta se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico.

Este análisis es muy conocido con el nombre de análisis pushover, como mencionamos se lleva a cabo aplicando un patrón de cargas laterales, que representan las fuerzas sísmicas generalmente, este patrón de cargas se va incrementando monotónicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso, en el desarrollo de la aplicación del patrón de cargas, el modelo matemático de la estructura se va modificando para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad de la estructura de absorber una acción lateral como puede ser la ejercida por un sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementándose progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas laterales distribuido en la altura del edificio. La forma de la distribución de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura, influye en la determinación de las curvas de capacidad. No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado, sin embargo algunos códigos de diseño de algunos países han optado por unos tipos especiales de

distribución e incluso los han añadido en sus normas. De entre estos tipos de distribución resaltan 3.

- Distribución de las fuerzas laterales, similar a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración.
- Distribución de las fuerzas laterales, en forma proporcional a la masa por piso de la estructura.
- Distribución de las fuerzas laterales, en forma proporcional a los desplazamientos del primer modo de vibración.

Una solución práctica es utilizar al menos 2 distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Fajfar, 2000).

Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia de la fluencia y falla de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis según la cual el modo fundamental se corresponde con la respuesta estructural predominante. Para estructuras muy flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración.

Continuando con el análisis de nuestra estructura, hemos obtenido las dimensiones de sus elementos mediante análisis elásticos, estos análisis tuvieron como objetivo el predimensionamiento inicial de la estructura, en lo que sigue vamos a olvidarnos de los métodos de análisis por fuerzas y vamos a concentrarnos en análisis basados en la capacidad de la estructura y en los desplazamientos generados por la demanda sísmica, sin embargo regresaremos a los métodos convencionales para hacer una comparación de los factores de reducción de resistencia sísmica (R) calculados por capacidad.

Antes de iniciar el análisis no lineal estático de nuestra estructura tenemos que tener en claro los principios de este análisis, ya que posteriormente haremos cambios a algunas secciones con el afán de cumplir cabalmente los requisitos en FEMA.

El análisis no lineal estático se hace con el objetivo de conocer el comportamiento de la estructura cuando esta ingresa al rango no lineal, este comportamiento inelástico está definido por el modelo de plasticidad utilizado,

existen 2 grandes grupos de modelos de plasticidad, el primero de ellos requiere de la asignación de puntos seleccionados, en donde se concentrara el comportamiento no lineal, a esto se le conoce como la hipótesis de plasticidad concentrada llamada también modelo de Giberson (1962), estos puntos pueden ser asignados de acuerdo a la apreciación del analista a elementos que según su experiencia, tendrán mayor posibilidad de incursionar en el rango no lineal, sin embargo es también una practica muy frecuente asignar estos puntos de plasticidad al inicio y al final de cada elemento, en estos puntos, el comportamiento no lineal queda representado por su respectivo diagrama Momento – Curvatura o Momento - Rotación.

También es posible asignar la característica no lineal en los elementos utilizando modelos de plasticidad extendida, se dice que es extendida porque la no linealidad se extiende a lo largo del elemento, luego, también es posible hallar la curva de capacidad resistente de la estructura.

Estos modelos de plasticidad extendida consideran la reducción progresiva de la rigidez que va desde el centro del elemento con rigidez elástica hacia los extremos en donde existe deterioro de la rigidez del elemento.

La forma como se da esa reducción progresiva es lo que diferencia a uno de otro modelo. Se ha utilizado mucho en el análisis de elementos de concreto armado el modelo de Park (1987) que considera una variación de rigidez lineal en el elemento, la rigidez en el centro siempre se considera en el rango elástico (IDARC v1.0).

Otro modelo de plasticidad extendida usado frecuentemente en el análisis no lineal es el modelo de Kunnath (1992) que considera una reducción de rigidez de tipo parabólica, este modelo es usado en IDARC v3.0, existen algunos modelos más como el de Chung (1988) que considera una reducción de tipo escalonada asumiendo la longitud que ingresa al rango no lineal como una fracción de la longitud total del elemento, aquí en las zonas con daño o deterioro de rigidez el modelo considera que la rigidez a flexión es constante, este modelo es usado en SARCF.

Existen muchos otros modelos mas, los cuales poseen características propias, en este capítulo usaremos el modelo de Giberson de plasticidad concentrada por ser uno de los mas sencillos y además por que es el único modelo implantado en el software que vamos a utilizar (ETABS).

Es conveniente mencionar que existen muchos programas de cálculo para la determinación directa del análisis no lineal estático para los diferentes modelos de plasticidad propuestos, entre ellos destacan DRAIN-2DX, SeismoStruct, OpenSees, Fedeads, Ruaumoko, IDARC, SARCF, etc.

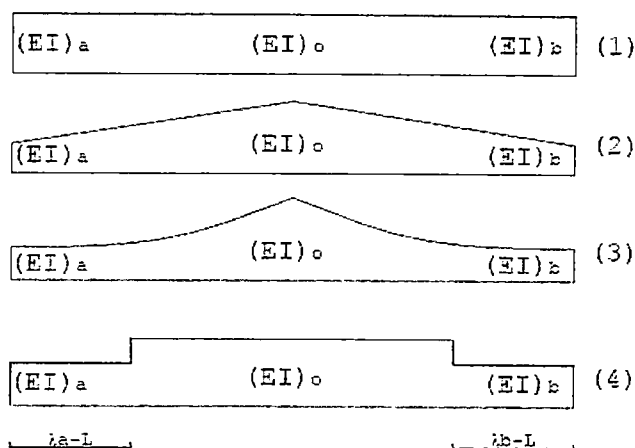


Figura 5.13: Modelos de Plasticidad.

- (1) Modelo elástico.
- (2) Modelo de Park.
- (3) Modelo de Kunnath.
- (4) Modelo de Chung.

Las curvas de capacidad obtenidas dependen directamente del modelo de plasticidad empleado.

En ETABS la característica no lineal se asigna en puntos discretos predefinidos (hinges) sobre los elementos lineales tipo frame, en donde se espera se formaran las rótulas plásticas, estos puntos representan la hipótesis de plasticidad concentrada y generalmente se colocan al inicio y al final de cada elemento viga o columna definiendo el mecanismo de colapso de la estructura.



Figura 5.14: Modelo de plasticidad usado en el análisis.

Para realizar el análisis no lineal estático es necesario hacer una estimación de la forma de los diagramas Momento – Curvatura ó Momento - Rotación en los

puntos en donde se espera, se ingrese en el rango no lineal y se disipe energía por deformación.

El documento FEMA 273 y su revisión posterior FEMA 356, nos dan una idea general de la forma de los diagramas Momento - Curvatura ó Momento - Rotación en los puntos de formación de rótulas plásticas.

El siguiente gráfico muestra la forma general de estos diagramas:

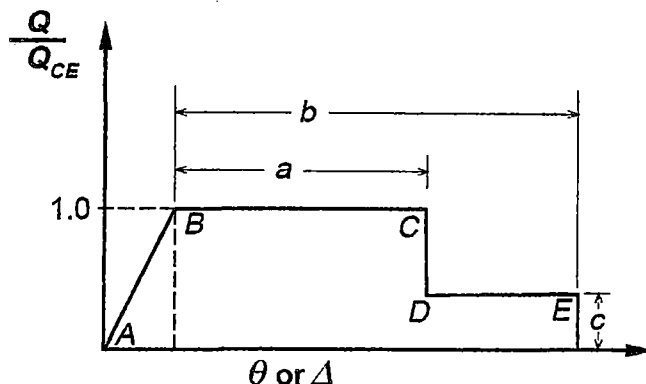


Figura 5.15: Forma general de la relación Carga – Deformación ó Momento – Rotación de elementos ó componentes de acero.

Los parámetros Q y Q_{CE} son la componente generalizada de la carga aplicada y la componente generalizada de la resistencia esperada, respectivamente. Para vigas y columnas, θ es la rotación total elástica y plástica de la viga ó columna, θ_y es la rotación en la fluencia, Δ es el desplazamiento total elástico y plástico, y Δ_y es el desplazamiento en la fluencia. Para las zonas de panel, θ_y es la deformación angular por corte en radianes.

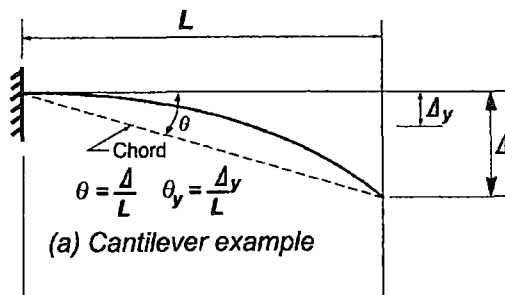


Figura 5.16: Modelo en cantiliver.

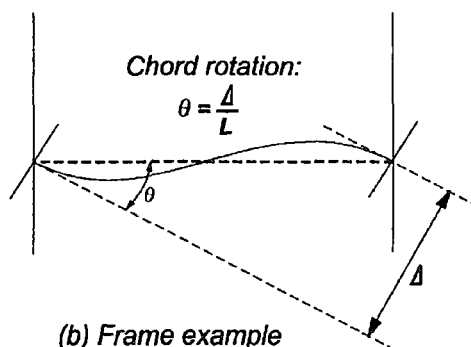


Figura 5.17: Elemento Lineal

En la Figura 5.16 y 5.17 se muestran dos ejemplos típicos de la rotación de elementos lineales de la estructura (vigas), el ángulo de rotación en la fluencia se calcula por las siguientes ecuaciones:

Para Vigas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_b}{6EI_b} \quad (5-3)$$

Para Columnas:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (5-4)$$

Para acciones de flexión en vigas y columnas, Q_{CE} se refiere a la capacidad por momento plástico, y debe ser calculado usando estas ecuaciones:

Para Vigas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (5-5)$$

Para Columnas:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} \quad (5-6)$$

Para las zonas de panel, Q_{CE} se refiere a la capacidad por cortante plástico de la zona de panel, y se calcula usando:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye} d_c t_p \quad (5-7)$$

Las variables presentadas en las formulas anteriores corresponden a:

d_c = Peralte de la columna.

E = Modulo de elasticidad.

F_{ye} = Resistencia cedente esperada o esfuerzo de fluencia efectivo del material.

I = Momento de inercia.

l_b = Longitud de la viga.

l_c = Longitud de la columna.

M_{CE} = Resistencia a flexión esperada.

P = Fuerza axial adicional en el miembro, en el límite de desplazamiento para el análisis no lineal estático, o en el instante del cómputo para el análisis no lineal dinámico.

P_{ye} = Fuerza de fluencia axial esperada en el miembro = $A_g F_{ye}$.

t_p = Espesor total de la zona de panel incluyendo las placas dobles (Double Plates).

V_{CE} = Fuerza de corte esperada.

Z = Módulo de sección plástica.

El FEMA 356 en sus Tablas 5-6 y 5-7 muestra los valores de los parámetros "a", "b" y "c" del diagrama Carga - deformación (Momento – Rotación), mostrado en la Figura 5.15, así como también nos brinda los criterios de aceptación para procedimientos no lineales de elementos estructurales de acero y sus componentes de acuerdo a los niveles de desempeño propuestos por el Comité Visión 2000 (ocupación inmediata, resguardo de vidas y prevención al colapso).

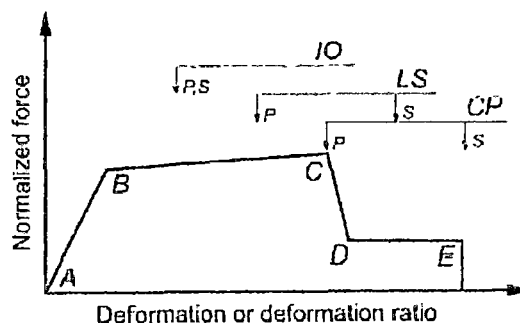


Figura 5.18: Criterios de aceptación de los niveles de desempeño.

Estos valores en las tablas están en función del ángulo de rotación en la fluencia que es un parámetro que se calcula para cada componente (viga, columna) de acuerdo a las ecuaciones presentadas anteriormente. A partir de estas tablas se pueden construir los correspondientes diagramas Momento - Rotación en los puntos de formación de las rótulas plásticas. Para poder hacer uso de estas tablas y modelar los diagramas que definen el comportamiento no lineal de la estructura, se deben cumplir todos los criterios de recomendación en FEMA 350 y 356.

Es importante recalcar lo siguiente, las secciones anteriores fueron obtenidas a partir de un análisis elástico y con un espectro de diseño elástico dividido por un factor de reducción R , tomándolo de esta manera, si queremos hacer incursionar a nuestra estructura en el rango inelástico para generar las formaciones de rótulas plásticas debemos obtener las secciones en el límite del rango elástico (relaciones Demanda/Capacidad cercanas a la unidad) para que así les resulte más fácil alcanzar la fluencia y por consiguiente empiecen a disipar energía por deformación, de lo contrario si sobredimensionamos los elementos obteniendo relaciones D/C bajas, estos básicamente trabajarán en el rango elástico y no habrá disipación de energía, obtendremos secciones más pesadas con elevado costo y con un bajo desempeño estructural.

Esto lo veremos al detalle más adelante cuando empleemos el Método del Espectro de Capacidad (MEC), por ahora diremos que es importante revisar las relaciones D/C en el análisis de fuerza.

Una de las condiciones en FEMA 350 para poder establecer con fiabilidad las localizaciones de las rótulas plásticas en conexiones de momento siguiendo la hipótesis de plasticidad concentrada, es limitar las demandas de flexión en las vigas debido a cargas de gravedad. Como pretendemos posteriormente incluir en el modelo algunos tipos de conexión precalificada en FEMA 350 (Último paso, detalles estructurales), debemos elegir un eje al cual le aplicaremos dichas conexiones y por consiguiente le asignaremos las rótulas plásticas definiendo así el mecanismo de colapso, definitivamente el eje elegido tiene que ser el menos cargado, y en este caso esta condición le corresponde al eje Y , esto debido a que las cargas de gravedad se reparten en las viguetas y estas descargan en las vigas en el eje X , así se ha planteado la distribución de cargas y por eso las demandas de flexión son muy altas en el eje X , por consiguiente no conviene aplicar allí conexiones de momento, sin embargo si es posible, pero eso implica

un desconocimiento de las ubicaciones de las rótulas plásticas que se formarían en esa dirección, para hallar estas ubicaciones se tendría que realizar análisis dinámicos no lineales lo cual no es para nada práctico.

Otra condición muy importante es la dirección de los ejes de inercia principales en las columnas para las secciones W, si el eje fuerte estuviera en la dirección Y, la estructura en su conjunto será más rígida en X y por lo tanto más flexible en el eje contrario, por ello en el eje Y se darían los mayores desplazamientos y por consiguiente la primera forma de modo sería en esa dirección.

Entonces al decidir colocar conexiones de momento en el eje Y, eso implica que las columnas tengan su eje fuerte en dirección X, para evitar que la primera forma de modo se de con traslación en X por la lógica anterior, se tiene que rigidizar esa dirección y por ello se colocaron arriostres concéntricos en los ejes 1 y 4 en el eje X, es decir en el perímetro de la estructura y así no causar torsión en planta, además estos arriostres controlaran los desplazamientos en el eje X ya que allí no se colocarán conexiones de momento.

Es importante que la primera forma de modo se de en el eje Y porque nuestra intención es evaluar las conexiones de momento por análisis no lineal estático, y una de las principales condiciones de este análisis es que la respuesta estructural predominante se corresponda con la respuesta de la primera forma de vibración de la estructura.

Se mostrará como ejemplo el cálculo de los diagramas Momento – Rotación en los elementos de uno de los pórticos de la estructura general, este procedimiento es el mismo que se ha de seguir para el cálculo de los respectivos diagramas en los demás elementos de los pórticos seleccionados de la estructura total. Se eligió el pórtico en el eje C siendo este uno de los dos pórticos centrales en el eje Y.

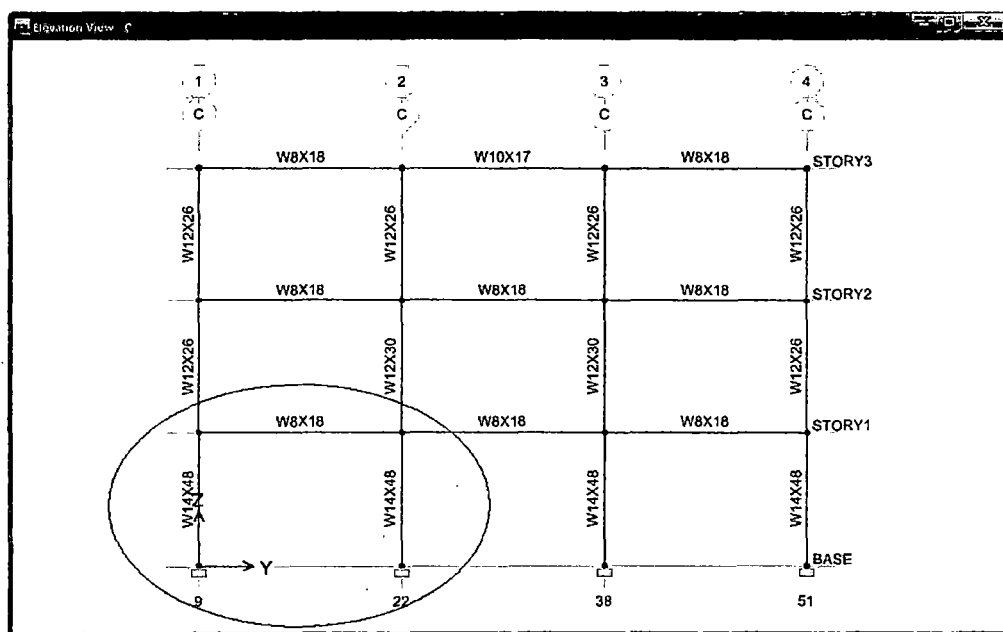


Figura 5.19: Esquema del Pórtico a Analizar.

Además, en este pórtico se encuentra el nudo 22 sobre el cual se referencia el cálculo de la curva de capacidad (nudo de control), en este pórtico como en todos los demás pórticos del eje Y se generaron rótulas plásticas del tipo M3 a flexión para las vigas y PMM a flexo compresión para las columnas, la forma de los diagramas Momento – Rotación para estas rótulas plásticas siguen la forma general desarrollada en FEMA 356.

Como hemos mencionado para hacer uso de estos diagramas Momento – Rotación en los elementos, debemos cumplir las condiciones impuestas en FEMA 356 tanto para las vigas como para las columnas.

5.5.1. Rótula de Flexión M3

Los parámetros de modelación a, b y c se obtienen de la tabla 5-6 en FEMA 356.

Condición 1:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Y} \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}} \quad (5-8)$$

Para esta condición el FEMA 356 muestra los siguientes valores para el diagrama Momento - Rotación:

Tabla 5.14: Parámetros de no linealidad para la condición 1.

a	b	c	IO	LS	CP
$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$

Condición 2:

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Y} \quad \frac{h_c}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (5-9)$$

Para esta condición el FEMA 356 muestra los siguientes valores para el diagrama Momento - Rotación:

Tabla 5.15: Parámetros de no linealidad para la condición 2.

a	b	c	IO	LS	CP
$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$

Las ecuaciones para la condición 1 fueron presentadas en el capítulo 3 y son revisiones de la estabilidad del patín y del alma de los elementos. Para el caso del no cumplimiento de estas condiciones el FEMA 356 presenta un segundo juego de valores mostrados en la condición 2 para los diagramas Momento – Rotación.

Si aun así los elementos no cumplen ninguna de las dos condiciones anteriores el FEMA 356 recomienda una interpolación lineal entre ambos casos.

El FEMA 350 que trata específicamente de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento, es más estricto en este aspecto y exige que se cumpla solamente la primera condición, más aun si se trata de pórticos con conexiones de tipo completamente restringida o rígida, que es el caso en cuestión.

5.5.2. Rótula de Flexo compresión PMM

Los parámetros de modelación a, b y c se obtienen de la tabla 5-6 en FEMA 356 columnas en flexión.

a) Para $P/P_y < 0.20$

Condición 1:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Y} \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}} \quad (5-10)$$

Tabla 5.16: Parámetros para el diagrama Momento - Rotación:

a	b	c	IO	LS	CP
$9\theta_y$	$11\theta_y$	0.6	$1\theta_y$	$6\theta_y$	$8\theta_y$

Condición 2:

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ó} \quad \frac{h_c}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_y}} \quad (5-11)$$

Tabla 5.17: Parámetros para el diagrama Momento - Rotación:

a	b	c	IO	LS	CP
$4\theta_y$	$6\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$

b) Para $0.2 < P/P_y < 0.50$

Condición 1:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Y} \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_y}} \quad (5-12)$$

Tabla 5.18: Parámetros para el diagrama Momento - Rotación:

a	b	c	IO	LS	CP
$11(1-1.7P/P_y)\theta_y$	$17(1-1.7P/P_y)\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$8(1-1.7P/P_y)\theta_y$	$11(1-1.7P/P_y)\theta_y$

Condición 2:

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{Ó} \quad \frac{h_c}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_y}} \quad (5-13)$$

Tabla 5.19: Parámetros para el diagrama Momento - Rotación:

a	b	c	IO	LS	CP
$1\theta_y$	$1.5\theta_y$	0.2	$0.25\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.8\theta_y$

Al igual que en el caso anterior, si los elementos no cumplen ninguna de las dos condiciones anteriores, el FEMA 356 recomienda una interpolación lineal entre ambos casos.

En las ecuaciones anteriores:

P = Fuerza axial en el miembro debido a cargas de gravedad en combinación con acciones de sismo.

P_y = Fuerza axial de fluencia en el miembro $P_y = A_g F_y$.

La nomenclatura de las rótulas en ETABS sigue la nomenclatura de los elementos, por ejemplo el pórtico inferior izquierdo que vamos a analizar posee 6 puntos de plasticidad concentrada asignados, 2 en cada columna y 2 en la viga, en la columna izquierda (C3) se tienen las siguientes rótulas C3-story1-H1(PMM) y C3-Story1-H2(PMM), en la columna derecha (C7) se tiene C7-Story1-H1(PMM) y C7-Story1-H2(PMM), para el elemento viga entre ambas columnas se tienen las rótulas B14-Story1-H1(M3) y B14-Story1-H2(M3) de la misma manera se nombran las rótulas plásticas en todos del demás pórticos.

Continuando con el análisis de este pórtico compuesto por columnas C3-Story1, C7-Story1 y viga B14-Story1 se debe verificar las condiciones y de acuerdo a ellas construir los correspondientes diagramas Momento – Rotación de sus elementos.

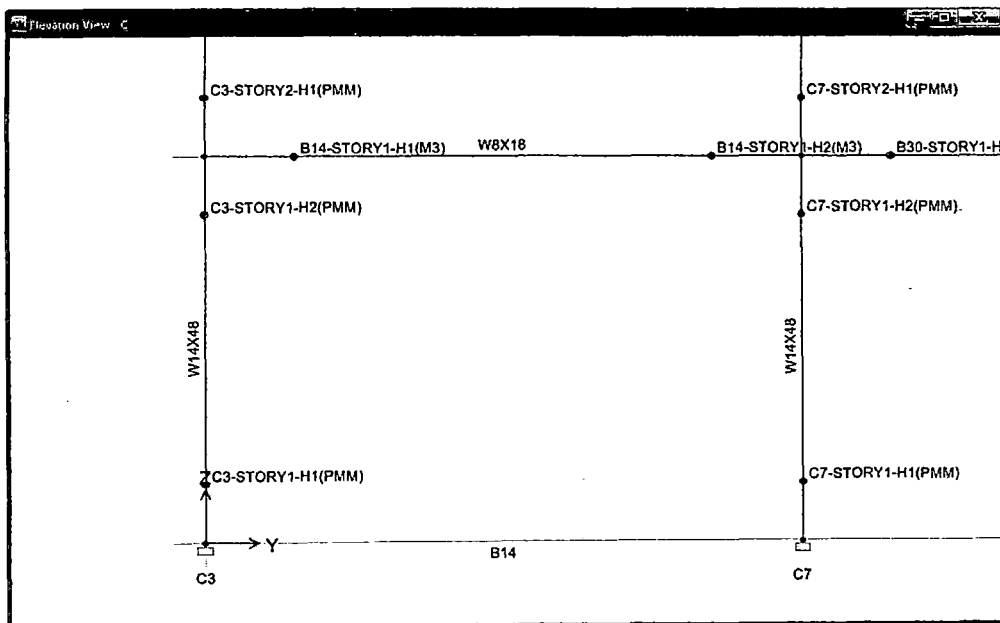


Figura 5.20: Nomenclatura de las rótulas plásticas.

Para la Columna C3-Story1:

Sección: W14x48

$$b_{fc} / 2t_{fc} = 6.7$$

$$52 / \sqrt{F_y} = 7.35$$

No hay que olvidar la segunda parte de la condición:

$$P = 116.75 \text{ kips.}$$

$$P_y = 14.1 \times 50 = 705 \text{ kips. Por lo tanto: } P / P_y = 0.17$$

$$d_c / t_{wc} = 40.6$$

$$300 / \sqrt{F_y} = 42.43 \text{ (Cumple)}$$

Para la Columna C7-Story1:

Sección: W14x48

$$b_{fc} / 2t_{fc} = 6.7$$

$$52 / \sqrt{F_y} = 7.35$$

$$P = 283.48 \text{ kips.}$$

$$P_y = 14.1 \times 50 = 705 \text{ kips. Por lo tanto: } P / P_y = 0.40$$

$$d_c / t_{wc} = 40.6$$

$$260 / \sqrt{F_y} = 36.77 \text{ (No Cumple)}$$

Por lo tanto se debe hacer un cambio de sección:

Sección: W14x68

$$b_{fc} / 2t_{fc} = 6.9$$

$$52 / \sqrt{F_y} = 7.35$$

$$P = 283.48 \text{ kips.}$$

$$P_y = 20 \times 50 = 1000 \text{ kips. Por lo tanto: } P / P_y = 0.28$$

$$d_c / t_{wc} = 33.7$$

$$260 / \sqrt{F_y} = 36.77 \text{ (Cumple)}$$

De la misma manera se procede para las demás columnas en el pórtico del eje C y para todos los pórticos de la estructura total en el eje Y, es decir se buscan secciones que cumplan la primera condición del FEMA 356 y además que tengan una relación D/C cercana a la unidad.

Para la Viga B14-Story1:

Sección: W8x18

$$b_{fc} / 2t_{fc} = 8.0$$

$$52 / \sqrt{F_y} = 7.35 \text{ (No Cumple)}$$

$$d_c / t_{wc} = 32.5$$

$$418 / \sqrt{F_y} = 59.11 \text{ (Cumple)}$$

Por lo tanto aquí también hay que realizar un cambio en la sección de viga:

Sección: W10x17

$$b_{fc} / 2t_{fc} = 6.1$$

$$52 / \sqrt{F_y} = 7.35 \text{ (Cumple)}$$

$$d_c / t_{wc} = 39.3$$

$$418 / \sqrt{F_y} = 59.11 \text{ (Cumple)}$$

Finalmente en el eje C se obtuvieron las siguientes secciones luego de revisar la primera condición:

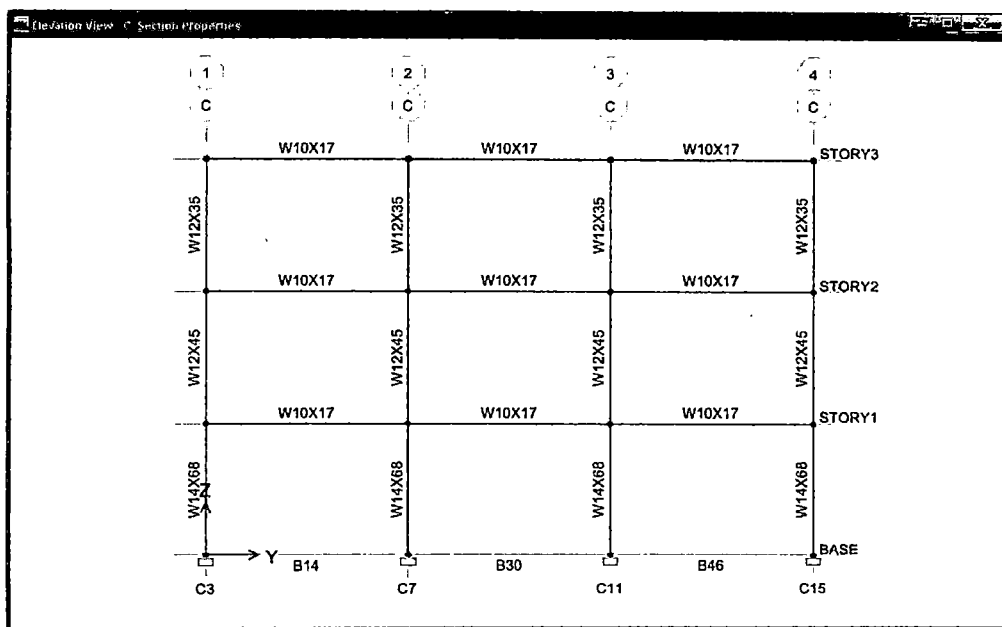


Figura 5.21: Primera revisión de secciones.

Hemos tratado de uniformizar las secciones, por ello en todo el primer nivel se usaron columnas W14x68. Volviendo nuestra atención al pórtico inferior izquierdo, como ya verificamos la primera condición del FEMA 350 y 356, el siguiente paso es el cálculo de la rotación en la fluencia θ_y , para ello se usarán las fórmulas presentadas anteriormente tanto para la viga como para la columna.

Para la Viga (W10x17):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_b}{6EI_b} = 18.7 \times 50 \times 188.76 / 6 \times 29000 \times 81.9 = 0.012385 \text{ rad.}$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} = 18.7 \times 50 = 935 \text{ kip x in } \Leftrightarrow 10.77 \text{ Tn x m.}$$

Con estos valores entramos en la tabla 5-6 del FEMA 356 y obtenemos el correspondiente diagrama Momento – Rotación de las rótulas en la viga que corresponden a B14-Story1-H1 (M3) y B14-Story1-H2 (M3).

$$a = 9 \times 0.012385 = 0.1115 \text{ rad.}$$

$$b = 11 \times 0.012385 = 0.1362 \text{ rad.}$$

$$c = 0.6.$$

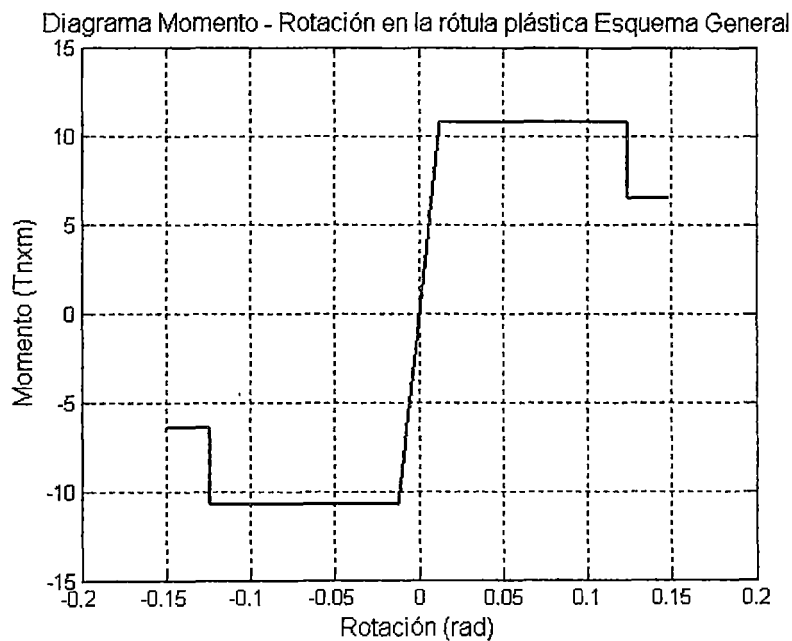


Figura 5.22:

En ETABS estos valores se calculan automáticamente y se muestran conforme se avanza en el cálculo.

Para la Columna Izquierda (W14x68):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) = 115 \times 50 \times 119.69 / 6 \times 29000 \times 722 = 5.4782 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

La carga P adicional es nula.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = 1.18 \times 115 \times 50 = 6785 \text{ por lo tanto:}$$

$$Q_{CE} = 6785 \text{ kip x in } \Leftrightarrow 78.178 \text{ Tn x m.}$$

Estos parámetros definen el diagrama Momento – Rotación en las rótulas C3-Story1-H1 (PMM) y C3-Story1-H2 (PMM).

$$a = 9 \times 5.4782 \times 10^{-3} = 0.0493 \text{ rad.}$$

$$b = 11 \times 5.4782 \times 10^{-3} = 0.0603 \text{ rad.}$$

$$c = 0.6.$$

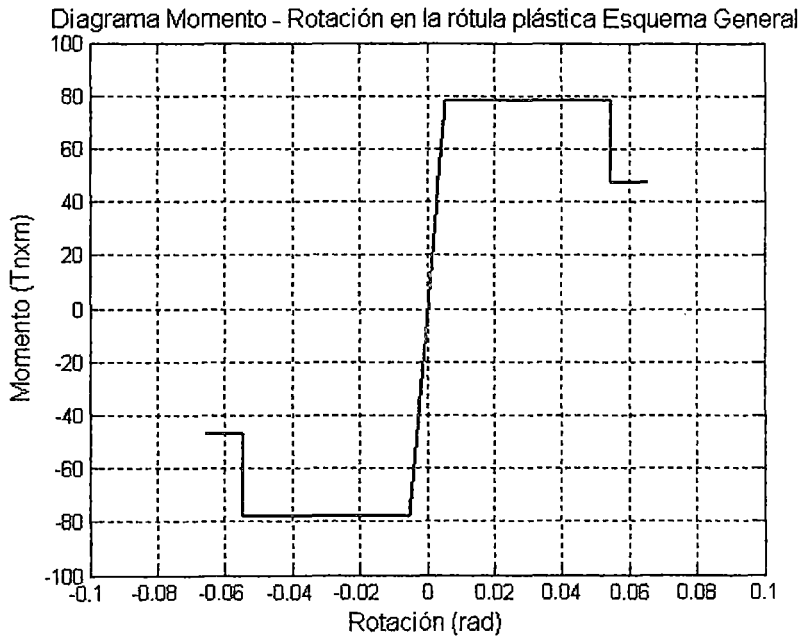


Figura 5.23:

Para la Columna Derecha (W14x68):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) = 115 \times 50 \times 119.69 / 6 \times 29000 \times 722 = 5.4782 \times 10^{-3} \text{ rad.}$$

La carga P adicional es nula.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = 1.18 \times 115 \times 50 = 6785 \text{ por lo tanto:}$$

$$Q_{CE} = 6785 \text{ kip x in } \Leftrightarrow 78.178 \text{ Tn x m.}$$

Estos parámetros definen el diagrama Momento – Rotación en las rótulas C14-Story1-H1 (PMM) y C14-Story1-H2 (PMM).

$$a = 11(1 - 1.7P/P_y)\theta_y = 11(1 - 1.7 \times 0.28)5.4782 \times 10^{-3} = 0.0316 \text{ rad.}$$

$$b = 17(1 - 1.7P/P_y)\theta_y = 17(1 - 1.7 \times 0.28)5.4782 \times 10^{-3} = 0.0488 \text{ rad.}$$

$$c = 0.2.$$

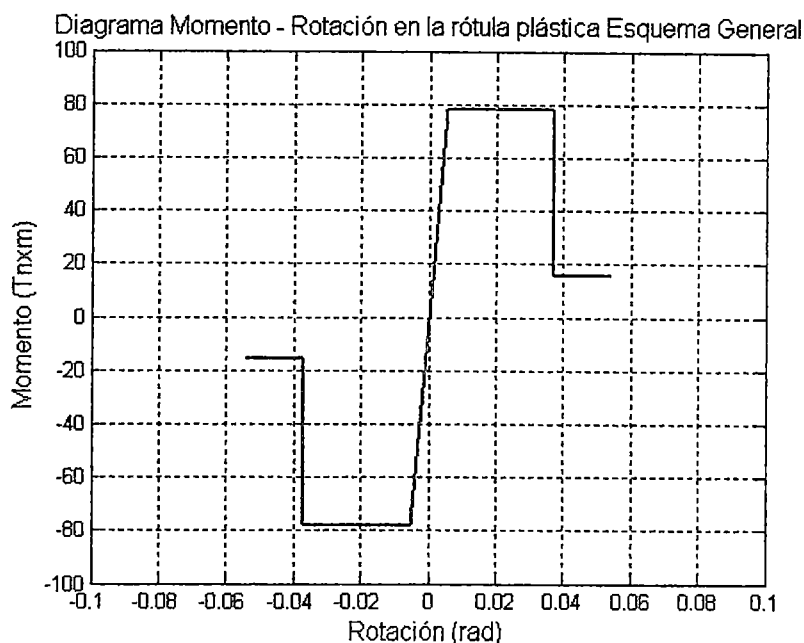


Figura 5.24:

Se observa que cuando se utiliza la segunda condición para las columnas en FEMA 356, la plataforma plástica representada por la magnitud "a" se reduce con respecto a la plataforma de la primera condición para la misma sección. Por lo tanto es preferible hacer cumplir la primera condición en FEMA 356.

Para las columnas, el acoplamiento de la fuerza axial y los momentos flectores, exige que la determinación del diagrama Momento - Rotación considere la interacción con el nivel de carga axial existente, sintetizado en el diagrama de interacción de la columna (Park y Paulay, 1975).

Estos diagramas Momento - Rotación de modelos simplificados, constituyen la base del modelo de análisis no lineal desarrollado.

Como mencionamos antes ETABS genera estos diagramas Momento - Rotación a partir de plantillas predefinidas las cuales son ingresadas por el usuario y luego son construidas a partir de los datos de las secciones y la rotación en la fluencia, han sido elaboradas para ser aplicadas siguiendo la metodología del FEMA 356, sin embargo hay que tener cuidado al ingresar los valores correspondientes según la condición que se presenta.

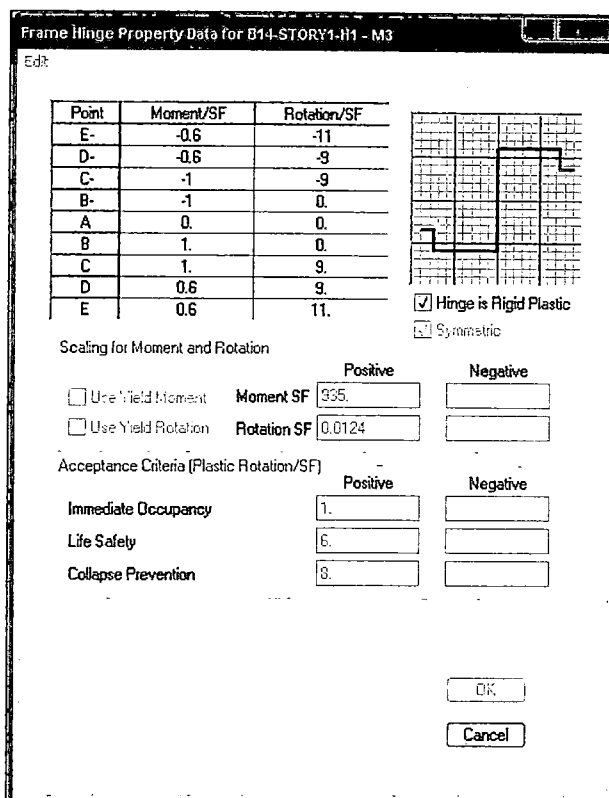


Figura 5.25: Modelo de diagrama $M - \theta$ usado en la viga

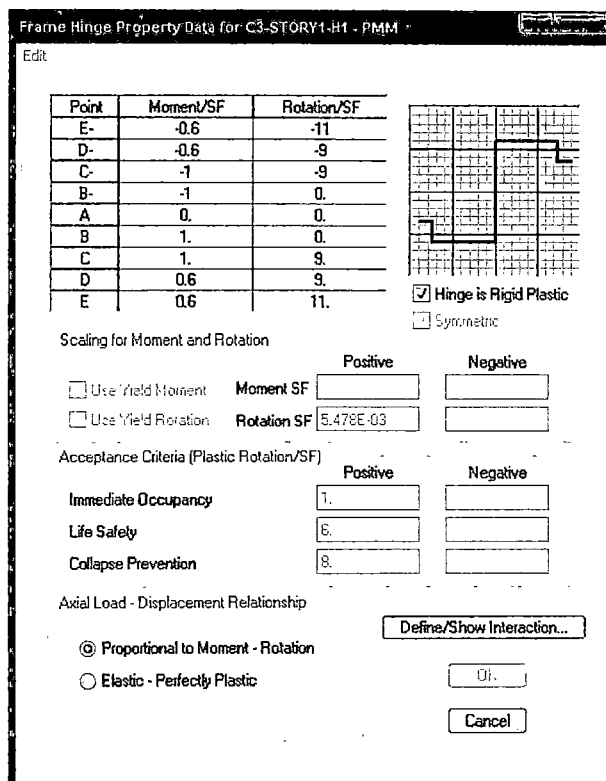


Figura 5.26: Modelo de diagrama $M - \theta$ usado en la columna izquierda

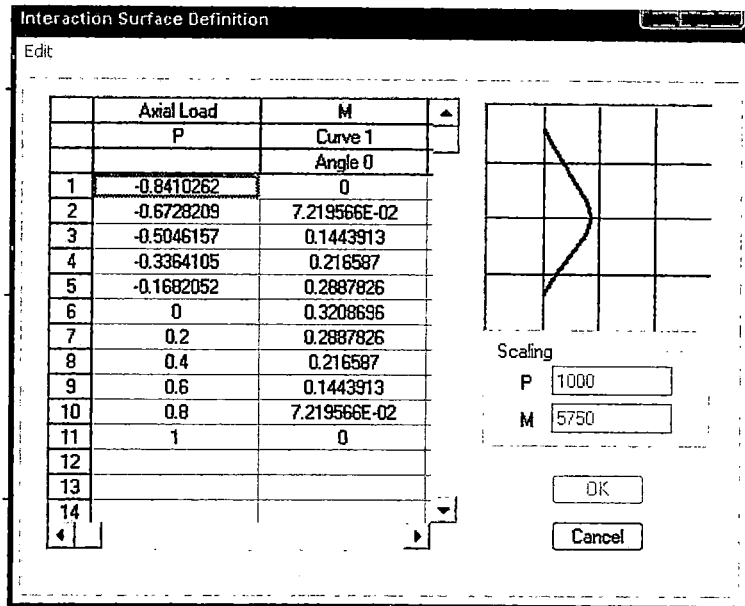


Figura 5.27: Modelo del Diagrama de Interacción usado en la columna Izquierda

Se muestran los diagramas Momento – Rotación calculados por ETABS que corresponde a las rótulas plásticas B14-Story1-H1(M3) para la viga y C3-story1-H1(PMM) para la columna, obsérvese que los valores calculados por el programa para la rotación en la fluencia son los mismos hallados anteriormente. El diagrama de interacción de la columna esta referenciado respecto a la carga P y momento M que corresponden a la carga P y el momento en la fluencia.

$$P = A_g \times F_y = 20 \times 50 = 1000 \text{ Kips.}$$

$$M = Z \times F_y = 115 \times 50 = 5750 \text{ kip x in.}$$

De la misma manera se calculan todos los diagramas Momento – Rotación en los 168 puntos de plasticidad concentrada de la estructura en el eje Y, teniendo todos la forma general de los diagramas presentados.

Cuando se use una conexión particular precalificada, ésta tendrá su propia estimación del diagrama Momento - Curvatura ó Momento - Rotación propia de la conexión, el FEMA 356 al igual que para el tipo de diagramas Momento – Rotación para los elementos generales, también nos da formulas para estimar los diagramas Momento – Rotación particulares de cada conexión, nos brinda expresiones para el cálculo de los parámetros de no linealidad y criterios de aceptación, en función del peralte del elemento viga en la conexión precalificada. Como ya han sido revisadas la condiciones de estabilidad en la viga y la columna, la segunda más importante condición limitante en FEMA 350 es la

relación demanda/capacidad en las vigas debido a cargas de gravedad (Comb. 3-1,3-2,3-3 y 3-4), esta relación deberá ser menor al 30%.

Por lo tanto se tiene que revisar como están las relaciones D/C (Demanda/Capacidad) en los pórticos al inicio debido a cargas de gravedad, luego de conocer la situación inicial se les implanta la segunda condición para las vigas, para nuestro pórtico de ejemplo, la sección de viga inicial W10x17 entrega una relación D/C para cargas de gravedad de 73.5%, este es un valor muy alto, por ello se cambio la sección de viga a W8x28 la cual entrega relaciones D/C para cargas de gravedad de 29.7%. La condición en FEMA 350 entrega secciones de viga cuya capacidad esta por encima de las demandas para el diseño con las cargas sísmicas estáticas, la condición de FEMA hace que las relaciones D/C se alejen de los valores cercanos a 1 y alcancen en promedio valores D/C de 0.7. Para este caso específico, la relación D/C en la viga para las envolventes totales es de 52.5%. Se muestra el esquema de las relaciones D/C finales para cargas de gravedad en el eje C (Comb. 3-1, 3-2, 3-3, 3-4):

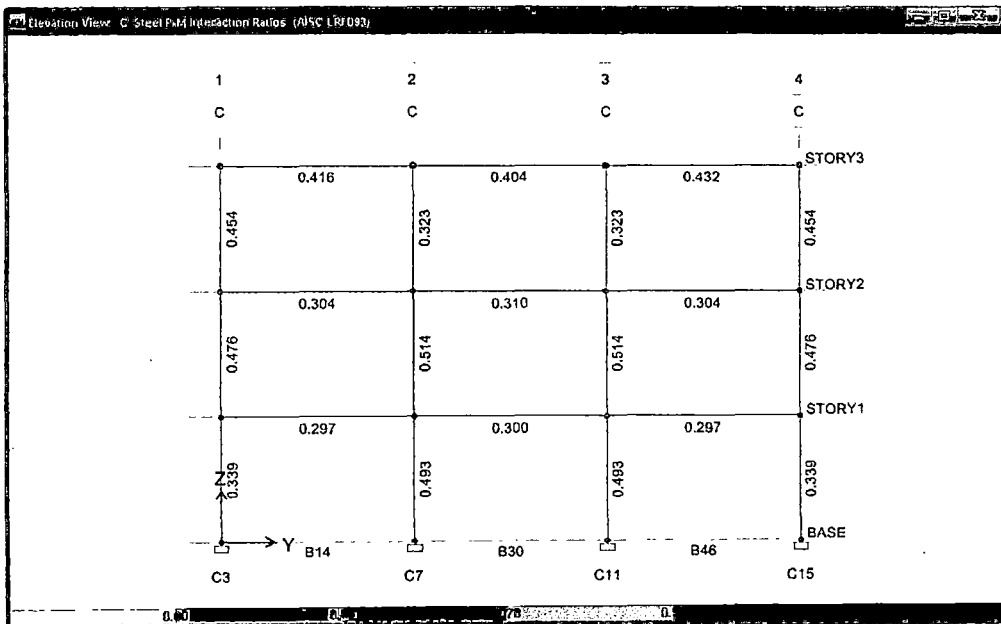


Figura 5.28: Relaciones D/C en los elementos para cargas de gravedad.

En las columnas la condición limitante viene de parte de las vigas, lo que siempre se busca es tener una configuración de viga débil – columna fuerte, al aumentar la capacidad a flexión plástica de la viga tenemos que aumentar

mucho más la capacidad a flexión plástica de la columna, y esto involucra también un cambio de sección en las columnas.

Este cambio en las columnas viene definido por las siguientes revisiones:

$$\text{Revisión 1: } \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad \text{Revisión 2: } \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} \geq 2.0$$

Ambas revisiones fueron descritas en el capítulo 3 (revisar el capítulo para mayor aclaración).

Para nuestro pórtico de ejemplo:

En el Nudo en el eje C3:

$$M_c = M_p + V_p \times Sh = 63.48 \text{ Kips-ft}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_c) = 200.61 \text{ kips-ft.}$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) = 875.01 \text{ kips-ft.}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 4.36 \quad , \quad \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} = 13.78$$

Por lo tanto se verifican ambas condiciones para este nudo.

En el Nudo en el eje C7:

$$M_c = M_p + V_p \times Sh = 63.48 \text{ Kips-ft}$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_c) = 401.22 \text{ kips-ft.}$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) = 875.01 \text{ kips-ft.}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 2.18 \quad , \quad \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} = 13.78$$

Aquí también verifican ambas condiciones.

Se muestra a continuación el gráfico con las secciones finales en el eje C.

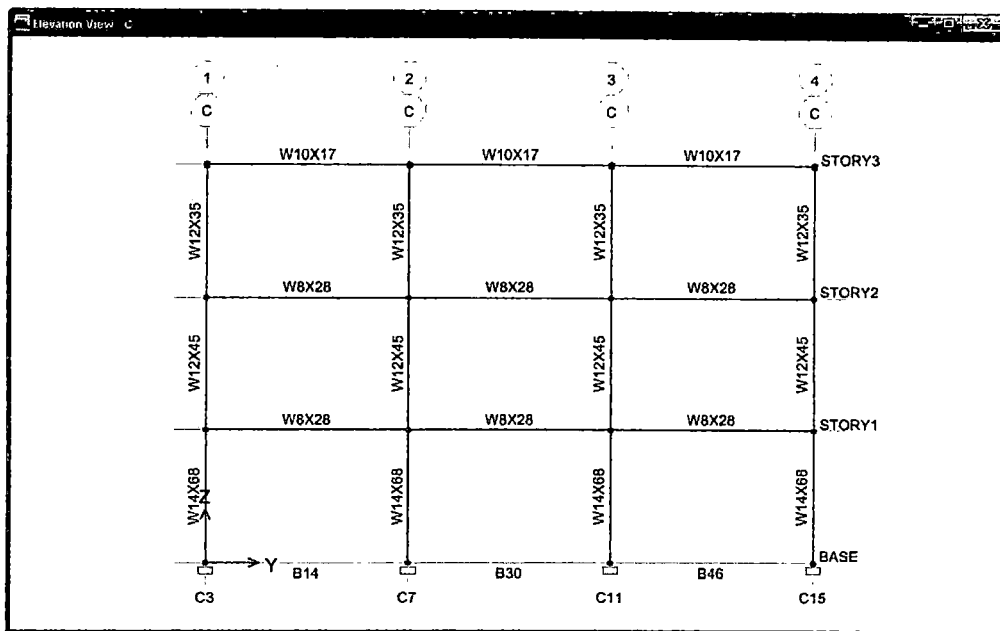


Figura 5.29: Secciones finales en el eje C.

Al revisar la estructura total se obtuvieron nuevas secciones en el eje Y, que definen el modelo final, estas secciones son mostradas en los siguientes gráficos:

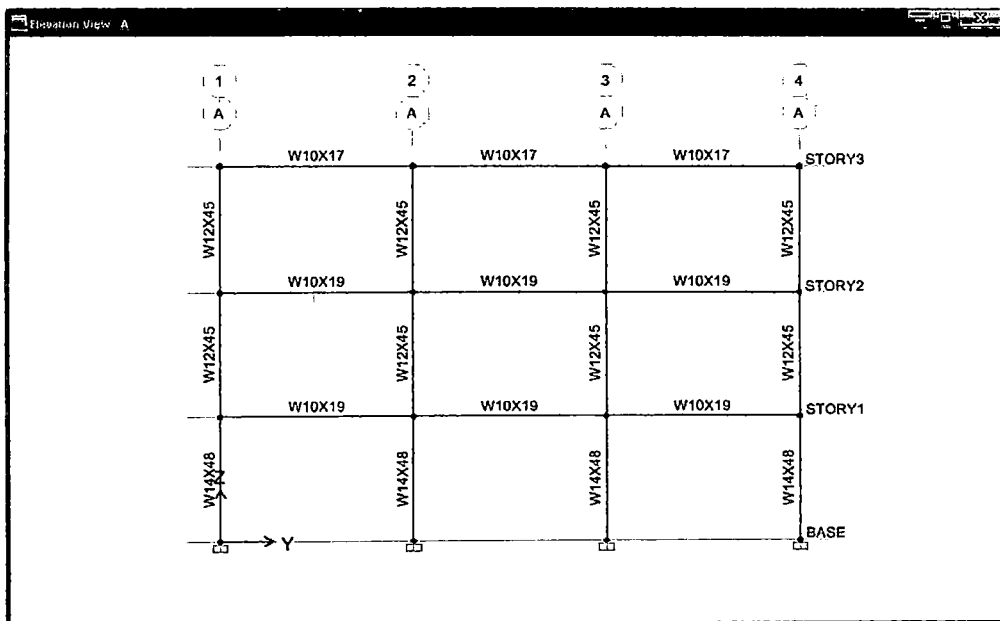


Figura 5.30: Elevación Ejes A y D

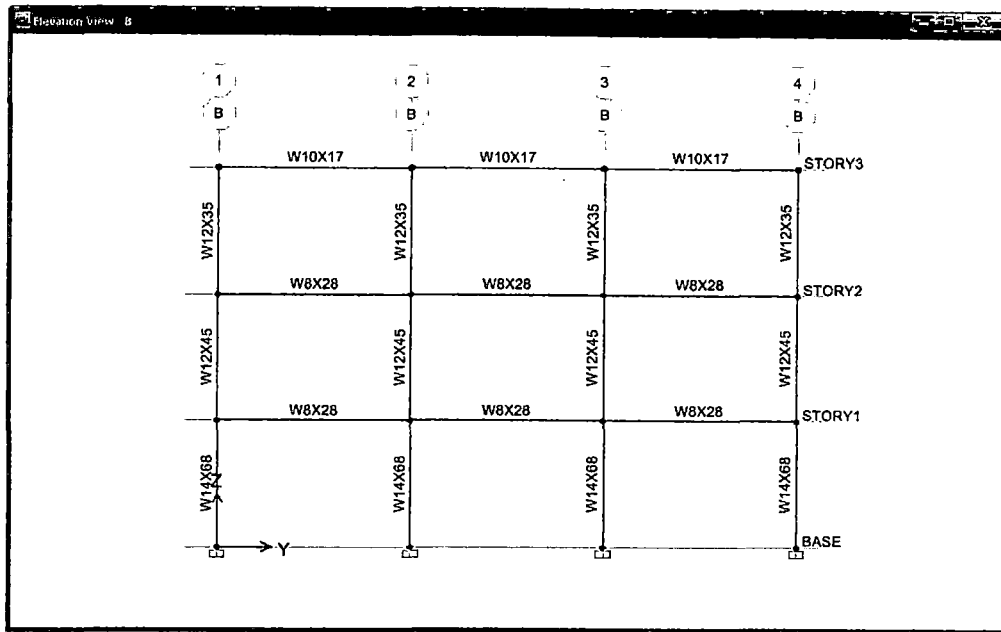


Figura 5.31: Elevación Ejes B y C

En el eje horizontal X, las secciones son las mismas.

5.5.3. Revisión de los parámetros modales

Al revisar todas las secciones en el modelo total, para hacer cumplir la primera y segunda condición en FEMA 350 y FEMA 356, se tuvieron que cambiar las secciones por alguna sección superior ó inferior que haga cumplir las condiciones, además de ello se trato de obtener una sección con la relación Demanda/Capacidad lo mas cercano posible al valor de la unidad, esto hace que varíe la masa de la estructura y por consiguiente haga variar también el periodo fundamental de vibración, consecuentemente se producen pequeñas variaciones de los factores de participación y desplazamientos asociados a los modos.

Finalmente la estructura total tiene una relación Demanda/Capacidad en promedio del total de sus elementos de 0.75 para la envolvente de cargas totales. Los nuevos parámetros modales de la estructura con las secciones finales se presentan en las siguientes Tablas:

Tabla 5.20: Resumen de Masas

Case	Peso (Tn)	Factor	Producto
D	475.97	1	475.97
L	324.45	0.5	162.225
Lr	32.45	0.25	8.1125
		TOTAL	646.3075

Tabla 5.21: Periodos y Factores de participación modal

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	1.0664	0.00	7.13	0.00
2	0.3116	0.00	3.18	0.00
3	0.2058	0.00	0.00	-59.66
4	0.2047	7.57	0.00	0.00
5	0.1584	0.00	2.12	0.00
6	0.0794	2.72	0.00	0.00
7	0.0786	0.00	0.00	21.71
8	0.0525	-0.94	0.00	0.00
9	0.0513	0.00	0.00	8.32

Tabla 5.22: Coeficientes de participación de la masa modal efectiva

Modo	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.00	77.68	0.00	0.00	77.68	0.00
2	0.00	15.44	0.00	0.00	93.12	0.00
3	0.00	0.00	86.81	0.00	93.12	86.81
4	87.38	0.00	0.00	87.38	93.12	86.81
5	0.00	6.88	0.00	87.38	100.00	86.81
6	11.26	0.00	0.00	98.64	100.00	86.81
7	0.00	0.00	11.50	98.64	100.00	98.31
8	1.36	0.00	0.00	100.00	100.00	98.31
9	0.00	0.00	1.69	100.00	100.00	100.00

5.5.4. Distribución de los patrones de cargas aplicados para el Análisis No Lineal estático

Patrón de cargas gravitacionales

Inicialmente se generó un caso de carga no lineal estático de tipo GRAV, en el cual se considera las cargas de gravedad que actúan conjuntamente con la carga monótonica incremental, esta caso de carga viene tipificado en la ecuación 3-3 en FEMA 356.

$$\text{GRAV} = 1.1 [1D + 0.25 (L + Lr)] \quad (5 - 14)$$

Patrón de cargas monotónicas

En este trabajo usaremos 2 distribuciones de fuerzas laterales monotónicas para el análisis no lineal estático (pushover) y la obtención de las curvas de capacidad de la estructura. Estas son:

a) Distribución de las fuerzas laterales proporcionales a la masa por piso de la estructura de la misma manera como se toman las fuerzas laterales estáticas equivalentes (PUSH1). La masa total esta considerada como: $M = 1D + 0.5L + 0.25Lr$.

Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

PISO	PESO (Tn)	Hi	PixHi	PixHi/Mtot	F (Tn)
3	163.48	10.05	1642.93	0.404	242.3
2	241.12	6.7	1615.50	0.397	238.3
1	241.71	3.35	809.73	0.199	119.4
TOTAL	646.3075		4068.17	1.000	600

Tabla 5.23: Distribución de cargas PUSH1.

b) Distribución de las fuerzas laterales en forma proporcional a los desplazamientos del primer modo de vibración (PUSH2).

Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

PISO	PESO (Tn)	DEF(UY)	DEF	MixDEF	MixDEF/Mtot	F(Tn)
3	163.48	0.1894	1.0000	163.476	0.440	263.9
2	241.12	0.1220	0.6441	155.315	0.418	250.8
1	241.71	0.0414	0.2186	52.835	0.142	85.3
TOTAL	646.3075			371.625	1.000	600

Tabla 5.24: Distribución de cargas PUSH2.

En esta última distribución se tomaron los desplazamientos correspondientes por piso obtenidos del análisis modal que corresponden al 1 modo de vibración que se da en la dirección UY.

Para obtener las cargas finales que se han de aplicar por piso se asume un total de 600 Tn de carga de empujón para cada distribución, en cada nivel se reparte 1/16 del total "F" por piso en cada nudo principal (existen 16 nudos principales por piso).

Como mencionáramos anteriormente la curva de capacidad se construye con la hipótesis según la cual el modo fundamental se corresponde con la respuesta

estructural predominante. Lo que buscamos es forzar el colapso de la estructura en forma gradual siguiendo las deformaciones del primer modo, por lo tanto la correspondiente aplicación de la distribución de cargas también se debe realizar en esa dirección.

En las graficas siguientes se muestra como se aplicaron las cargas sobre la estructura para el análisis no lineal estático, como se observa, las cargas siguen la dirección del eje Y, y se aplican sobre los nudos principales que representan el encuentro de las vigas y columnas.

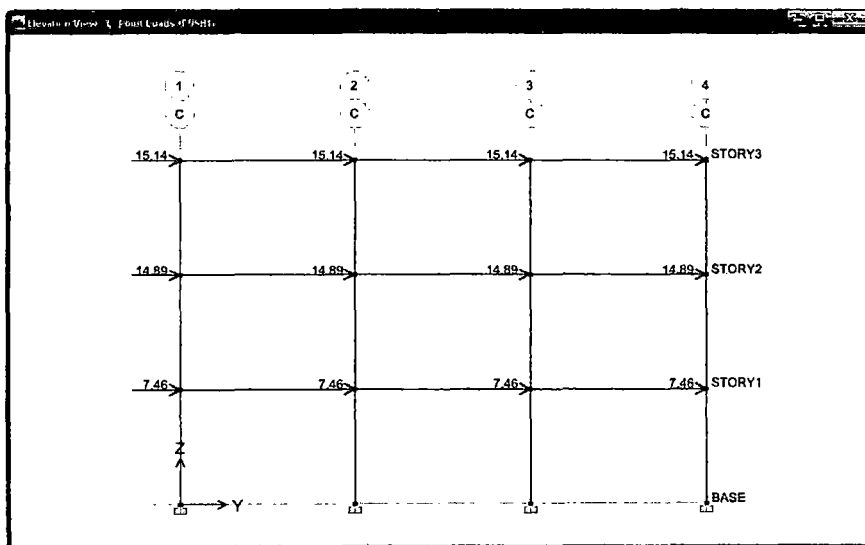


Figura 5.32: Distribución de cargas laterales PUSH1

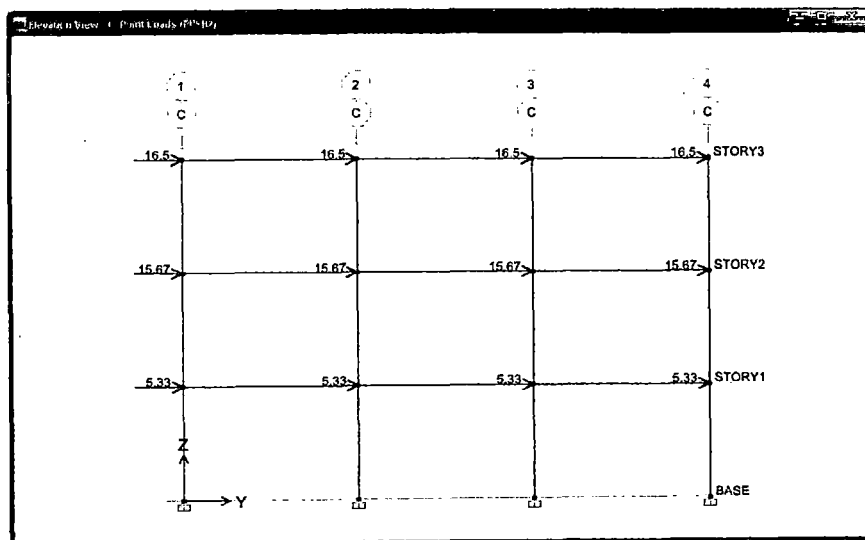


Figura 5.33: Distribución de cargas laterales PUSH2

Estas distribuciones de carga PUSH1 y PUSH2 son consecutivas a la distribución de tipo GRAV cada una por separado.

Se tomó como nudo de control el nudo ubicado en el tercer piso (de numeración 22) y la dirección de control se tomo en el eje Y.

Las correspondientes curvas de capacidad obtenidas para cada distribución de cargas son las siguientes:

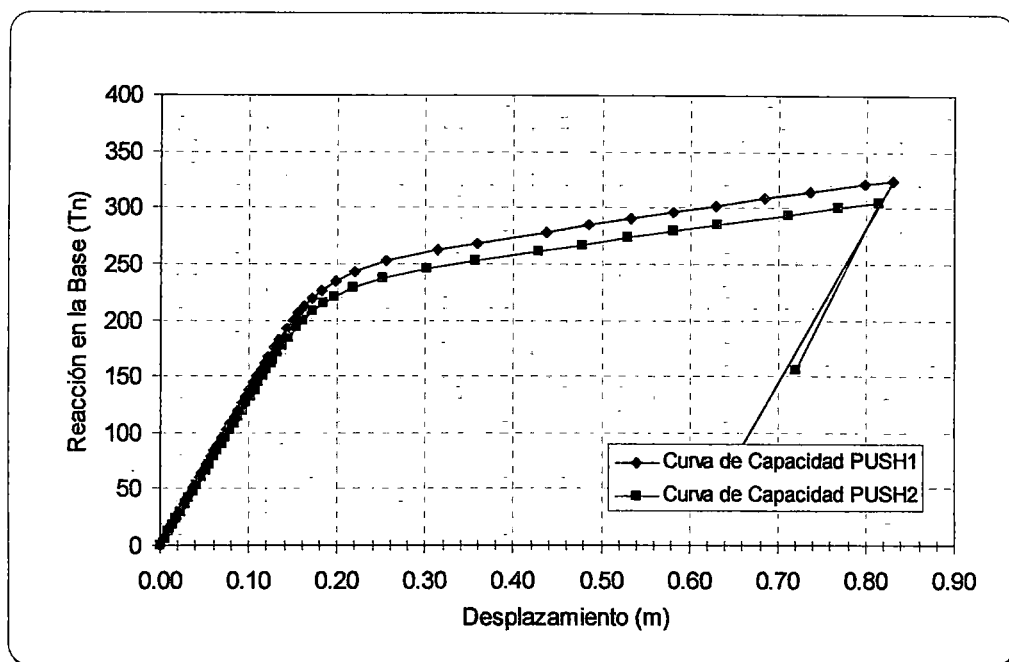


Figura 5.34: Curvas de Capacidad

Como se dijo anteriormente, la curva de capacidad depende de la distribución lateral de cargas aplicadas, para continuar el análisis se debe considerar una envolvente de ambas curvas, en este caso la curva obtenida con la distribución PUSH1 que es superior a la obtenida con la distribución PUSH2 será la que represente a ambas curvas, además que la distribución en ambos casos es muy semejante, por ello que las curvas también muestren esta semejanza.

PUSH1 es obtenida de considerar una distribución en forma proporcional a la masa por piso de la estructura de la misma manera como se hallan las fuerzas laterales estáticas equivalentes.

5.5.5. Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

Al obtener las curvas de capacidad resistente, en donde se ha considerado el efecto $P-\Delta$, lo que sigue para obtener la respuesta de la estructura ante una acción sísmica es encontrar un modelo bilineal de la curva de capacidad para simplificar el problema y obtener parámetros característicos de la estructura como la rigidez inicial, final, efectiva y la ductilidad total.

Sin embargo el uso más importante de esta representación bilineal de la curva de capacidad es estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico lo cual trataremos mas adelante.

Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura, muchos investigadores han tomado sus propios criterios para la definición de estos dos puntos y por lo consiguiente han sido elaboradas varias propuestas.

El procedimiento propuesto por el FEMA – 273 para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y es el que se usara en el presente trabajo. Puede describirse mediante los siguientes pasos:

1. Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de cortante en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la siguiente figura:

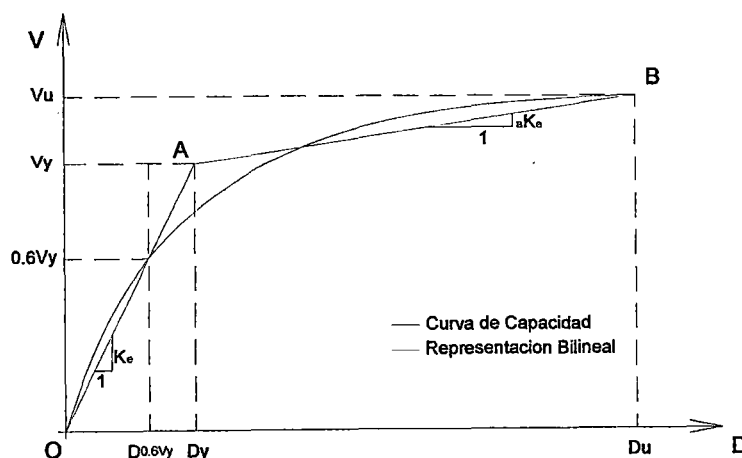


Figura 5.35: Representación bilineal de la curva de capacidad –
Procedimiento empleado en FEMA 273.

El punto A de la figura, corresponde a un cortante basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
3. Estimación del cortante basal de cedencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
4. Cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60V_y^i$. Para ello, son necesarios los siguientes pasos:

- A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60V_y^i$.
- La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Cálculo del desplazamiento de cedencia D_y^i , el cual se define como:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

6. Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (ver figura).
7. Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la cedencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (5 - 15)$$

8. Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$.
9. Se determina el error ε en la representación bilineal como,

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

, si el error ε excede el nivel de tolerancia

preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de cortante basal de cedencia.

$$V_y^{i+1} = V_y^i \times \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}}$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

Se realizó una función en Matlab con el fin de obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, este programa recibe los datos discretos entregados por el ETABS (coordenadas; Desplazamiento en el nivel superior y Reacción en la base) de la curva de capacidad resistente y procede de acuerdo a los pasos descritos anteriormente para obtener el Modelo Bilineal.

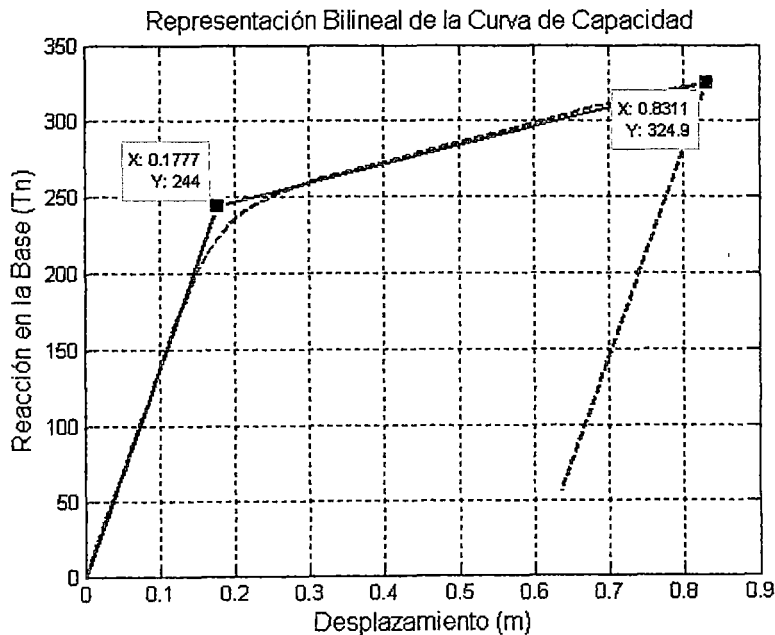


Figura 5.36:

En el proceso podemos calcular el error ε en la representación bilineal:

Área debajo de la curva de capacidad = 207.4946m².

Área debajo del modelo bilineal = 207.5130m².

% Error = 8.87x10⁻³%.

Podemos calcular la ductilidad total hasta el punto de colapso como:

$$\mu_{\theta} = 0.8311 / 0.1777 = 4.677.$$

Este valor representa la ductilidad total suministrada a la estructura, de acuerdo a las revisiones hechas a la misma, verificando los criterios en FEMA.

La rigidez inicial: $K_e = 243.9657 / 0.1777 = 1372.91$ Tn/m.

La rigidez final: $\alpha K_e = (324.8550 - 243.9657) / (0.8311 - 0.1777) = 123.798$ Tn/m. por lo tanto $\alpha = 0.09$

La rigidez efectiva: $K_{eff} = 324.8550 / 0.8311 = 390.87$ Tn/m.

De acuerdo al valor de ductilidad suministrada, se deduce que se tendrá un buen comportamiento dúctil antes del colapso, se permitirán deformaciones inelásticas importantes y por consiguiente se tendrá una gran disipación de energía.

Para calcular el factor de reducción de respuesta R, calcularemos primeramente el factor de reducción de fuerzas sísmicas por sobrerresistencia de la estructura R_{Ω} , ya hemos obtenido para ello la curva de capacidad de la estructura y su correspondiente representación bilineal el cual contempla incremento de resistencia en el rango no lineal (rigidez post fluencia $\neq 0$), a partir de este modelo bilineal se hallara otro elasto perfectamente plástico (rigidez post fluencia nula), se programaron sentencias en Matlab para obtener esta nueva representación:

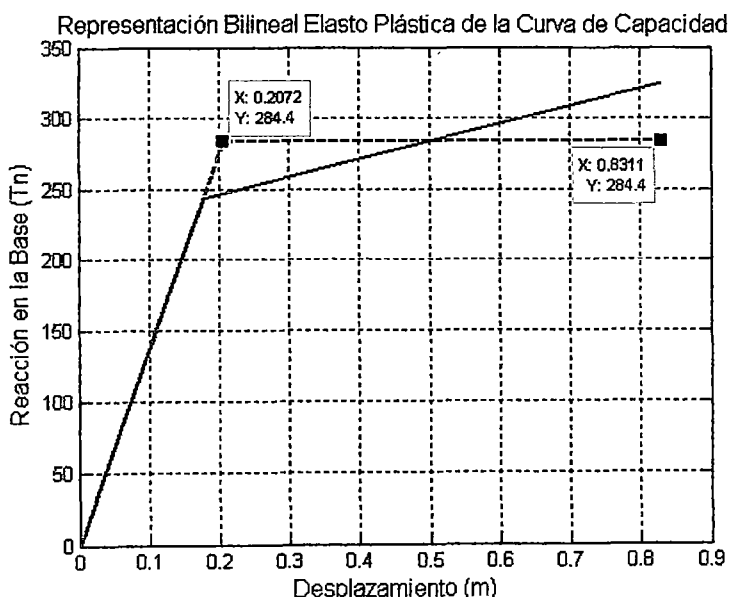


Figura 5.37:

De aquí es posible obtener la capacidad a cortante última de la estructura como $V_u^* = 284.4103$ Tn. Para encontrar el factor de sobrerresistencia R_Ω hace falta conocer el cortante de diseño

El cortante de diseño se debe obtener mediante métodos que no involucren a R pues este es el valor que se quiere optimizar, el método del espectro de capacidad presentado en el documento ATC-40, descrito brevemente en FEMA 274 y mejorado en FEMA 440, es el adecuado para realizar esta labor.

5.6. Método del Espectro de Capacidad – MEC (ATC 40)

Este método fue propuesto por Freeman, y utiliza gráficos de espectros de respuesta en coordenadas espectrales conocido como formato ADRS (de sus siglas en inglés Acceleration – Displacement – Response – Spectra). Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido (Freeman, 1995), para realizar esta comparación los parámetros de la curva de capacidad se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa a la estructura como un sistema de un solo grado de libertad (1 GDL), a esta nueva representación se le conoce con el nombre de espectro de capacidad.

El espectro de respuesta reducido representa la demanda sísmica (espectro de demanda), y considera la respuesta no lineal de la estructura, es reducido porque se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente (β_{eq}).

Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. Debe estar sobre el espectro de capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento.
2. Debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico), para representar la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

5.6.1. Espectro de Capacidad

Para obtener el espectro de capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

Para llevar a cabo esta transformación, se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura: modos de vibración, coeficiente de masa modal efectiva y el factor de participación modal. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura. Una forma sencilla de transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad es por medio de las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \times W} \dots\dots\dots(5 - 16)$$

$$S_d = \frac{D}{PF_1 \times \phi_{1,techo}} \dots\dots\dots(5 - 17)$$

Donde S_a, S_d son la aceleración y el desplazamiento espectral, respectivamente, V es el cortante en la base, W es la masa total, α_1 es el coeficiente de masa modal efectiva del primer modo de vibración, D es el desplazamiento en el último nivel, PF_1 es el factor de participación modal y $\phi_{1,techo}$ es el desplazamiento modal en la último nivel del edificio (punto de control del pushover). En estas ecuaciones, S_a representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma, S_d es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento en el último nivel es D .

Para el caso estudiado los valores correspondientes son:

$$W = 65.95 \text{ Tnxs}^2/\text{m}.$$

$$\alpha_1 = 0.7768.$$

$$PF_1 = 7.13.$$

$$\phi_{1,techo} = 0.1894\text{m}.$$

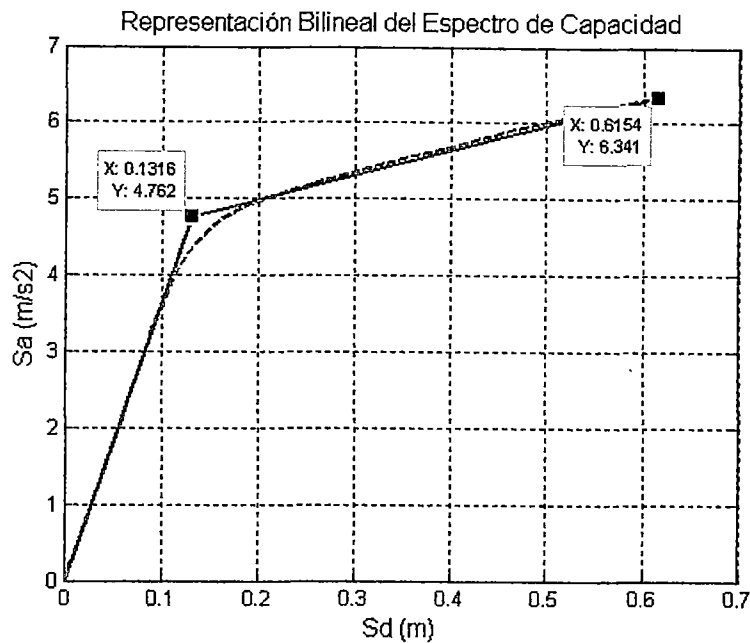


Figura 5.38:

En la gráfica se muestra el espectro de capacidad de la estructura con su correspondiente representación bilineal. Se usó el método del FEMA 273 para el cálculo de la representación Bilineal, este método se basa en un criterio de balance de energía, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que el espectro de capacidad real (área bajo la curva) y que tenga el mismo punto de colapso.

Esta curva bilineal simplificada está definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia (D_y, A_y) = (0.1316, 4.7622) y capacidad última (D_u, A_u) = (0.6154, 6.3411). El punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso.

Podemos calcular el valor de la ductilidad total correspondiente a los desplazamientos del primer modo (SDOF), obtenido del modelo bilineal del espectro de capacidad:

$$\mu_{\theta} = 0.6154 / 0.1316 = 4.676 \text{ es similar al obtenido para el sistema de MDOF} \\ \approx 4.677.$$

Se dice que una estructura tiene ductilidad, cuando es capaz de responder inelásticamente a una acción sísmica prevista en su diseño, sin una degradación significativa de su resistencia.

5.6.2. Espectro de Demanda

El punto clave en la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que éste va a experimentar. El método del espectro de capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima de la estructura, para ello hace uso del espectro de capacidad obtenido anteriormente y del espectro de demanda del cual se tratara en este apartado. Sin embargo nuestro interés no está del lado del daño, el enfoque asignado a este método en este trabajo busca principalmente la delimitación de los niveles de diseño, ya que nos muestra de forma muy gráfica las deformaciones inelásticas alcanzadas por la acción de la demanda sísmica.

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica. Se basa en el espectro de respuesta de diseño (espectro elástico de diseño), de la zona de estudio, que está con un 5% de amortiguamiento, que será reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo.

El espectro es reducido para simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e hysterético. La energía disipada por los ciclos de histéresis puede ser representada como amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_{eq}) asociado a un desplazamiento máximo:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_I \quad (5 - 18)$$

Donde ξ_0 es el amortiguamiento hysterético representado como amortiguamiento viscoso equivalente, y donde ξ_I es el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura en el rango elástico, el cual, para estructuras de concreto armado, albañilería y acero usualmente, se asume 0.05 (5%).

Cuando un edificio cede en respuesta de la demanda sísmica, éste disipa energía con el amortiguamiento hysterético. Aquellos edificios que tienen una

curva de histéresis estable durante su cedencia cíclica, tienen capacidad de disipar más energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamientos en el origen (efecto pinching) causada por la degradación de la resistencia y rigidez. Para considerar este tipo de respuestas menos dúctiles, se introduce un factor de modificación (κ) para definir el amortiguamiento viscoso efectivo (ξ_{eff}). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente se modifica para tener en cuenta esta degradación. Finalmente el amortiguamiento viscoso efectivo viene dado por la siguiente ecuación:

$$\xi_{eff} = \kappa \xi_0 + \xi_1 \quad (5 - 19)$$

El valor de ξ_0 puede ser obtenido a partir de:

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (5 - 20)$$

Donde E_D es la energía disipada por el amortiguamiento histérico, que corresponde al área del paralelogramo de la Figura 5.42.

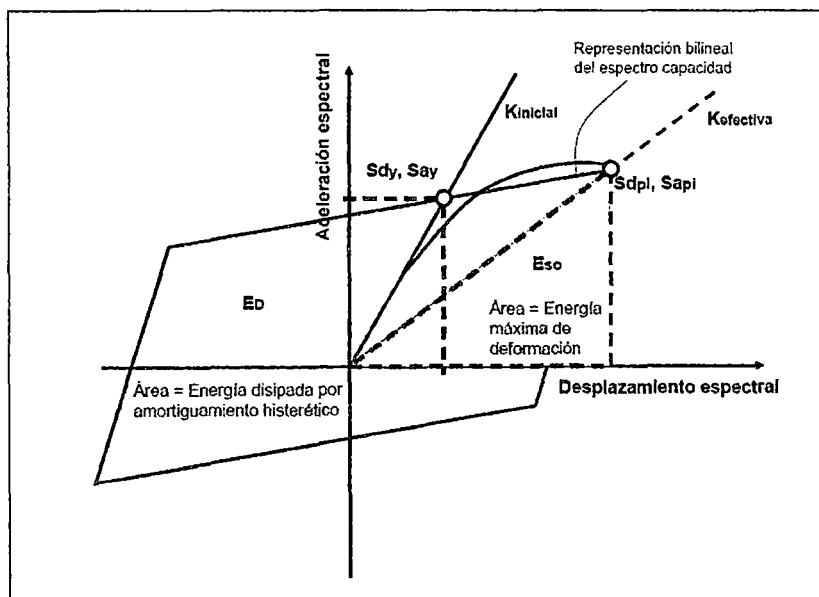


Figura 5.39: Energía Disipada

E_{SO} corresponde a la máxima energía de deformación absorbida por la estructura, que es el área triangular sombreada de la figura.

Las formulas para la obtención de E_D y E_{SO} son las siguientes:

$$E_D = 4(S_{ay}S_{dpi} - S_{api}S_{dy}) \quad (5 - 21)$$

$$E_{SO} = \frac{1}{2} (S_{dpi} S_{api}) \quad (5-22)$$

Como se dijo anteriormente, el factor κ depende del comportamiento global de los ciclos de histéresis del edificio. El ATC-40 (1996) ofrece tres categorías para definir el comportamiento de las estructuras de edificación, éstas son:

Tipo A: edificios con una curva de histéresis razonablemente completa.

Tipo B: edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis.

Tipo C: edificios que presentan un comportamiento histérico pobre con una reducción sustancial del lazo de histéresis.

La siguiente tabla muestra los valores para el factor de modificación del amortiguamiento dependiendo del comportamiento estructural según el ATC-40.

Comportamiento Estructural	ξ_0 (%)	κ
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \times \frac{E_D / 4}{2E_{SO}}$
Tipo B	≤ 25.0	0.67
	> 25.0	$0.845 - 0.446 \times \frac{E_D / 4}{2E_{SO}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tabla 5.25: Valores de κ .

A partir de aquí se obtiene el espectro de demanda reducido mediante la derivación numérica de los factores de reducción espectral, los cuales dependen del amortiguamiento efectivo y están definidos en las siguientes ecuaciones:

$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{3.21 - 0.68 \ln(\xi_I)} \quad (5-23)$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{2.31 - 0.41 \ln(\xi_I)} \quad (5-24)$$

Donde SR_a y SR_v son los factores de reducción en el dominio de aceleración constante y velocidad constante, respectivamente.

Se debe comprobar que los valores resultantes de la derivación numérica de los factores de reducción espectral, sean mayores o iguales a los de la siguiente tabla presentada por el ATC-40 (1996).

Comportamiento Estructural	SR_u	SR_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Tabla 5.26: Valores mínimos permitidos de SR_u y SR_v

La norma peruana de diseño sismorresistente E030 solo considera el sismo de tipo raro es decir un sismo con una aceleración máxima del terreno que tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Vamos a mostrar el cálculo del espectro de demanda reducido y la aplicación del método del espectro de capacidad (MEC) del ATC-40, correspondiente a los sismos; frecuente, ocasional, raro y muy raro presentados por el comité VISION 2000, los espectros de demanda elásticos correspondientes a estos sismos se pueden obtener a partir del espectro elástico del sismo raro definido en la NTP E030 mediante un procedimiento sencillo descrito en el capítulo 1 del presente trabajo. Para el cálculo del factor R de reducción de fuerza sísmica se debe tener en claro que este factor depende del nivel de demanda sísmica a la cual es sometida la estructura, por lo tanto, cuando se hace referencia al R, el cual, es un factor que caracteriza también la capacidad de la estructura, es necesario asociarlo con un tipo de demanda sísmica específica.

El método del espectro de capacidad requiere de la elección de un punto de desempeño de partida (d_{pi}, a_{pi}) , es muy usual que este punto se defina a partir de la aproximación de iguales desplazamientos, la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto.

Entonces para el espectro de capacidad se halla su correspondiente representación bilineal y se toma la pendiente en el tramo elástico, esta pendiente se prolonga hasta intersectar el espectro de demanda elástico del sismo raro y con ello se obtiene el punto de desempeño inicial d_{pi} (coordenada

de desplazamiento), se ingresa con él al espectro de capacidad y se halla la coordenada espectral de la aceleración correspondiente a este punto de desempeño inicial, a_{pi} .

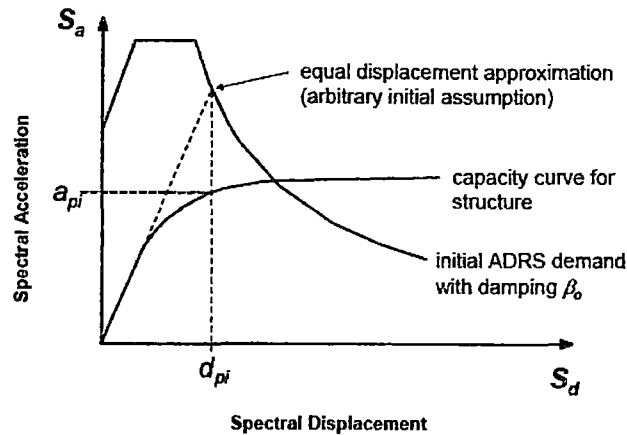


Figura 5.40: Determinación del punto de desempeño inicial. (FEMA 440, 2005)

Estos dos puntos (d_{pi}, a_{pi}) van a seccionar el espectro de capacidad en dos tramos, con el primer tramo (desde el inicio hasta los puntos d_{pi}, a_{pi}) se hallara una nueva representación bilineal con los criterios de igualdad de energía usados anteriormente, los puntos notables de esta nueva representación bilineal de la porción del espectro de capacidad serán los que se utilicen en la determinación de los factores E_D y E_{SO} .

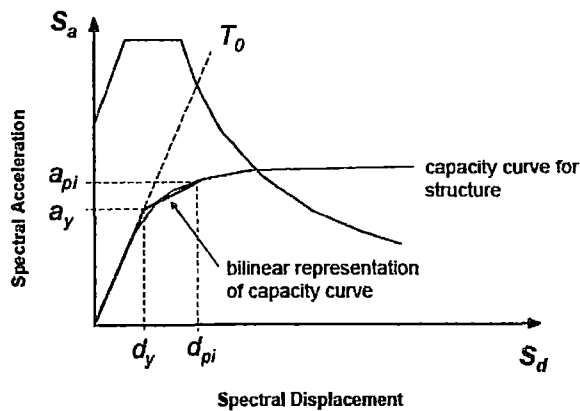


Figura 5.41: Representación bilineal del punto inicial (FEMA 440, 2005)

Seguidamente se halla el amortiguamiento viscoso equivalente (ξ_0) y luego el amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}), todo esto con el fin de encontrar los coeficientes de reducción el espectro de demanda elástico SR_a y SR_v .

Este espectro de demanda reducido representa ahora al espectro de demanda inelástico, el cual deberá de intersectarse con el espectro de capacidad, si el desplazamiento d_p correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un $\pm 2\%$ del desplazamiento d_{pi} supuesto, es decir $0.98d_{pi} \leq d_p \leq 1.02d_{pi}$, el punto de desempeño asumido (d_{pi}, a_{pi}) se toma como el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p). De lo contrario, si no se cumple con esta tolerancia, es necesario suponer otro punto (d_{pi}, a_{pi}) y volver a calcular unos nuevos factores de reducción del espectro de demanda con todo lo que ello conlleva.

Todo este procedimiento es perfectamente programable, es por ello, se creo una función en Matlab que desarrolla el Método del Espectro de Capacidad ADRS del ATC-40 y entrega el punto de desempeño de la estructura.

Este método conocido como ADRS ó de linearización equivalente fue mejorado posteriormente en el documento FEMA 440 y se le rebautizo como método MADRS ó método del espectro de capacidad mejorado, en el cual principalmente se extiende la reducción del espectro elástico de diseño.

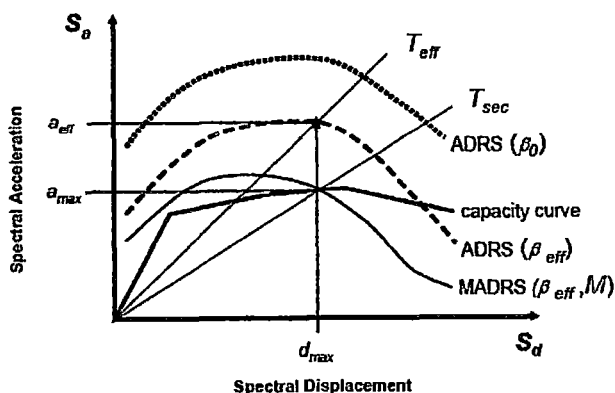


Figura 5.42: Mod. ADRS para uso con el periodo secante T_{sec} (FEMA 440, 2005)

El ATC 40 inicialmente presento 3 procedimientos para la solución del MEC, en este trabajo específicamente vamos a desarrollar el procedimiento B que se basa en la interpretación gráfica y en la obtención del punto de desempeño por la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda reducido en este caso MADRS.

Para aplicar la mejora al método en el procedimiento B solo se multiplican las ordenadas del espectro de aceleración de la demanda reducida por un factor M, el cual depende de un periodo efectivo llamado T_{eff} , este periodo efectivo depende de la demanda de ductilidad y del periodo elástico representado por la pendiente inicial del espectro de capacidad T_o .

Los valores para T_{eff} son:

Si $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_o \quad (5 - 25)$$

Si $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_o \quad (5 - 26)$$

Si $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o \quad (5 - 27)$$

Estas expresiones son validas para T_o entre 0.2 y 2seg.

No se debe confundir el valor de μ (demanda de ductilidad), con la ductilidad total suministrada μ_o , μ representa las demandas de ductilidad exigidas por la acción de un sismo representado por su espectro de demanda.

A partir de T_{eff} se calcula M:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 \quad (5 - 28)$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}, \text{ donde } \alpha \text{ es la rigidez post-elástica.}$$

En el siguiente esquema se muestra la modificación al espectro de demanda reducido ADRS, el cual ahora será reemplazado por el MADRS.

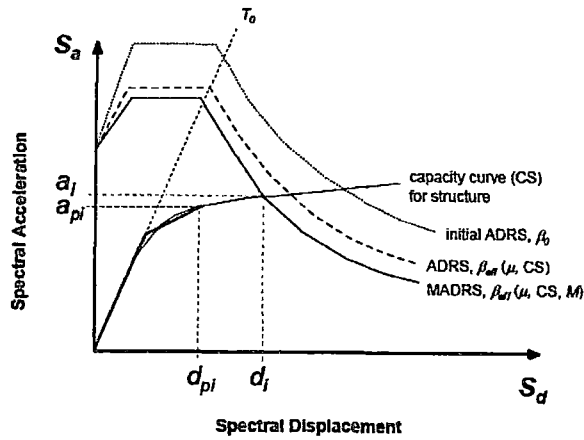


Figura 5.43: Determinación del desplazamiento máximo estimado usando la intersección del espectro de capacidad con MADRS - Procedimiento B (FEMA 440, 2005)

En el desarrollo de nuestro programa se muestran los pasos indicados anteriormente:

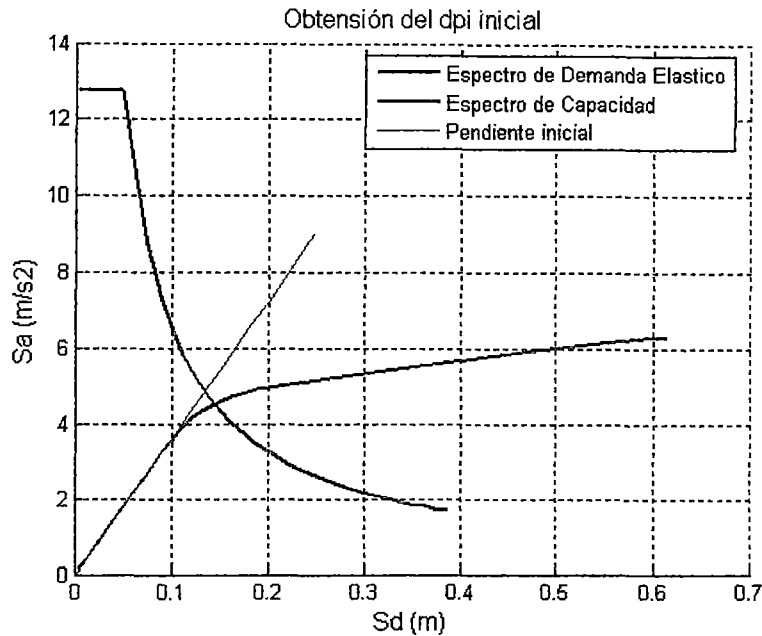


Figura 5.44:

Esta gráfica muestra la intersección de la recta de pendiente inicial T_0 del espectro de capacidad con el espectro de demanda elástico correspondiente al sismo tipo Raro con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años.

La coordenada de desplazamiento espectral de este punto es:

$$d_{pi} \text{ inicial} = 0.1352\text{m.}$$

Con este punto inicial se inicia el proceso iterativo para la obtención del punto de desempeño, este punto también nos sirve para calcular la aceleración elástica, es decir la aceleración espectral que se obtendría de considerar que la estructura tenga un comportamiento elástico perfecto.

$$a_e = 4.9007\text{m/s}^2.$$

Al final del proceso iterativo se obtienen los valores del desempeño:

$$d_p = 0.1262 \text{ m.}$$

$$a_p = 4.2455 \text{ m/s}^2.$$

Los valores obtenidos de la solución del programa al final del proceso de iteración son los siguientes:

$$E_D = 0.1373$$

$$E_{SO} = 0.2759$$

$$\xi_0 = 0.0396 \approx 3.96\%$$

Se observa que existe un bajo porcentaje de energía disipada por amortiguamiento histerético.

Como nuestra estructura es un sistema conformado por pórticos de momento de acero, se puede asumir esta configuración como dúctil, entonces se puede considerar que tiene una curva de histéresis razonablemente completa, es decir es una estructura del tipo A del ATC-40.

$$\kappa = 1$$

$$\xi_{eff} = 0.0896 \approx 8.96\%$$

$$SR_a = 0.8108$$

$$SR_v = 0.8551$$

La demanda de ductilidad se calcula en:

$$\mu = 1.2612.$$

El factor M para la corrección del espectro de demanda reducido ADRS es:

$$M = 0.9515$$

Se muestra a continuación el gráfico con el desarrollo completo del Método del Espectro de Capacidad, en el cual se han incluido los dos espectros de demanda reducidos, ADRS y MADRS, el cálculo del punto de desempeño se realizó utilizando este último.

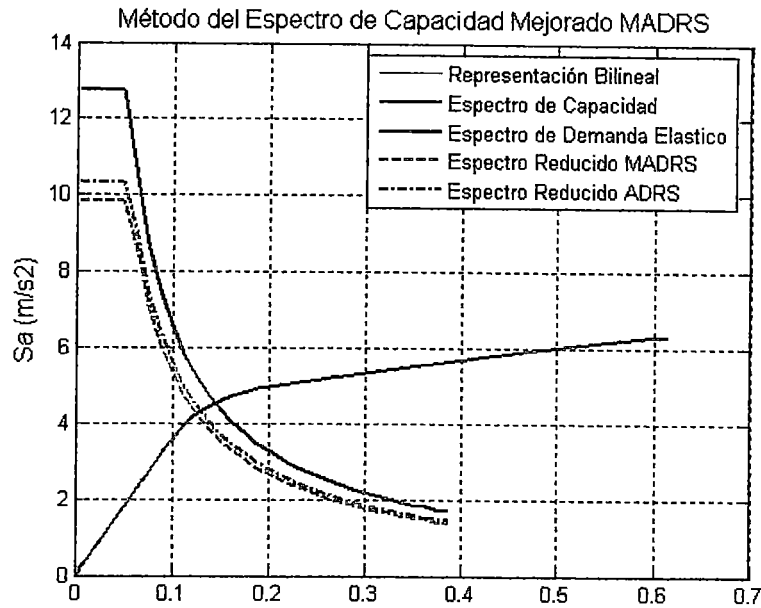


Figura 5.45:

Como existe poco amortiguamiento esto se refleja en la reducción del espectro, se observa que el espectro de demanda reducido está relativamente cerca al espectro de demanda elástico.

Se calculó anteriormente la ductilidad total suministrada a la estructura en $\mu_\theta = 4.677$, sin embargo se observa que frente a la acción de la demanda sísmica la respuesta de la estructura es esencialmente elástica con una demanda de ductilidad de $\mu = 1.2612$, esto quiere decir, que disipa solo el 26.9% del total de energía que pudiera disipar, esta demanda de ductilidad se halla de la representación bilineal en la intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido.

Retornando al procedimiento descrito en el capítulo 1, para el cálculo del cortante de diseño, a esta coordenada de desplazamiento espectral por desempeño obtenido para el sismo de tipo raro se le multiplica por el factor de participación modal y por el desplazamiento del 1º modo en el último nivel, es decir se hace una regresión a coordenadas D, V (Desplazamiento, Cortante en la base).

$$Dt = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 0.1262 \times 7.13 \times 0.1894 = 0.1705 \text{m.}$$

Finalmente se calcula la cortante en la Base ingresando con este valor Dt y haciendo la interpolación correspondiente en la curva de capacidad:

$$V_o = 218.5908 \text{ Tn.}$$

El ETABS también tiene un módulo para el desarrollo del Método del Espectro de Capacidad. Los resultados que arroja el programa se resumen en el siguiente gráfico:

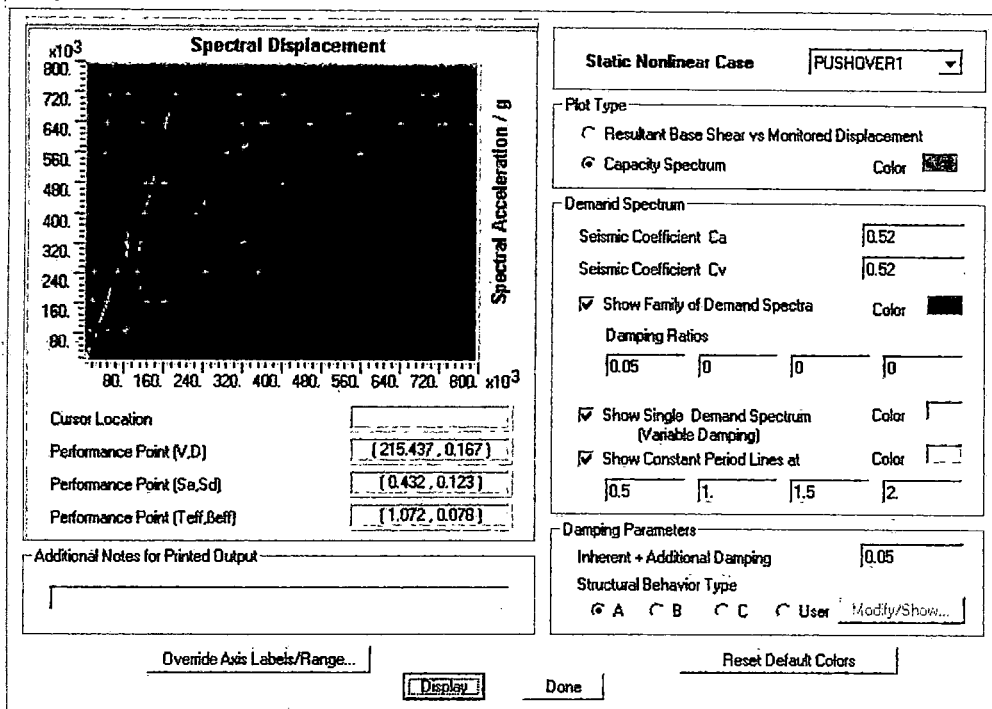


Figura 5.46: Resultados de ETABS

Se pueden aproximar el espectro de diseño elástico de la NTP E030 haciendo una analogía con los coeficientes de la norma UBC-97 que usa este programa.

$$C_a = ZUS = 0.52$$

$$C_v = 2.5(ZUST_p) = 0.52$$

En ambos casos se dejó de lado el valor de la aceleración de la gravedad.

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$. Las coordenadas espectrales de desplazamiento y aceleración en el punto de desempeño calculados por ETABS son:

$$d_p = 0.123 \text{ m.}$$

$$a_p = 0.432 \times 9.8 = 4.2336 \text{ m/s}^2.$$

Ligeramente inferiores a los calculados anteriormente, además ETABS también realiza la regresión para el cálculo de las coordenadas V, D en el punto de desempeño.

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 4.2336 \times 0.7768 \times 65.95 = 216.887 \text{ Tn.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 0.123 \times 7.13 \times 0.1894 = 0.166 \text{ m.}$$

Retomando nuestro análisis, con este valor calculado del cortante de diseño V_o por el Método del Espectro de Capacidad, podemos ahora calcular el correspondiente factor de reducción de fuerza sísmica por sobrerresistencia del sistema:

$$R_\Omega = \frac{Vu^*}{V_o} = 284.4103 / 218.5908 = 1.3$$

Obtenido ya el factor de reducción por sobrerresistencia estructural continuaremos con el cálculo del factor de reducción de fuerza sísmica por redundancia del sistema.

Anteriormente habíamos presentado la metodología de Tsopelas y Husain presentada en el 2004, sin embargo este método requiere del conocimiento preciso de los valores de κ y ν_e , en investigaciones posteriores se determinó que existe mucha variación del factor de redundancia de Tsopelas y Husain con respecto a la variación de estos 2 factores.

Entonces se decidió en este trabajo que para determinar el factor de reducción de fuerzas sísmicas por redundancia del sistema se usara la metodología del ATC 19.

Como nuestra estructura está compuesta de 4 ejes de columnas el valor asignado según el ATC 19 es $R_\rho = 1.0$.

Finalmente concluiremos con el cálculo del factor de reducción por Ductilidad de la estructura.

Para obtener este factor seguiremos con el procedimiento descrito detalladamente en el Capítulo 1 de este trabajo como lo hemos venido haciendo con los otros factores de reducción, para ello mostramos las gráficas obtenidas con el modelo de Miranda, Nassar y Krawinkler, y por último, el modelo de

Newmark y Hall. Estas graficas se obtuvieron para el valor de demanda de ductilidad calculado en $\mu = 1.2612$.

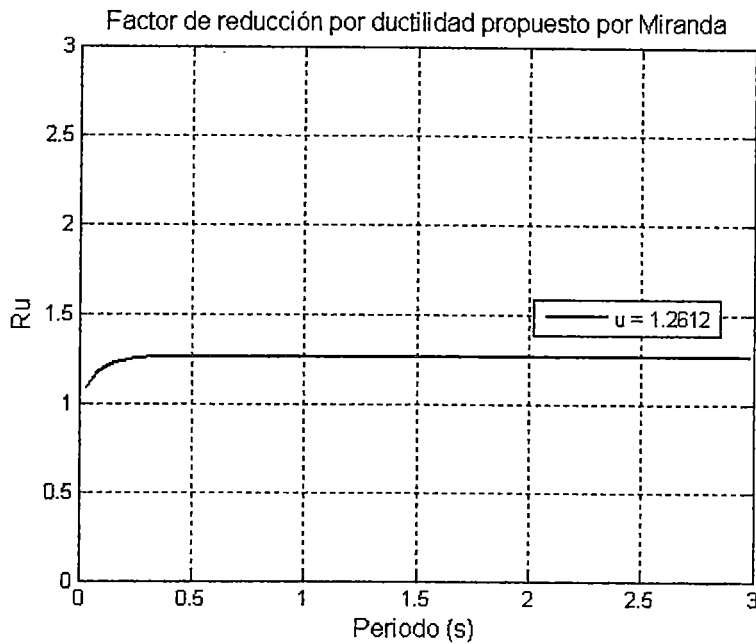


Figura 5.47:

Para $T = 1.0664$ seg se tiene $R_{\mu} = 1.2612$.

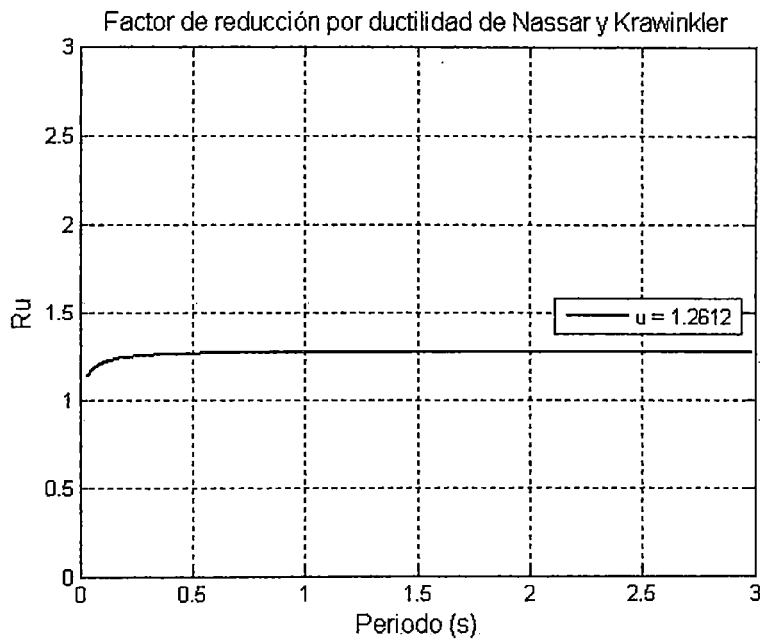


Figura 5.48:

Se consideró el valor de α en 0.10 (≈ 0.09), se graficó el factor R_μ para el mismo valor de demanda de ductilidad $\mu = 1.2612$, con $T = 1.0664$ seg, se obtiene $R_\mu = 1.2682$.

Finalmente:

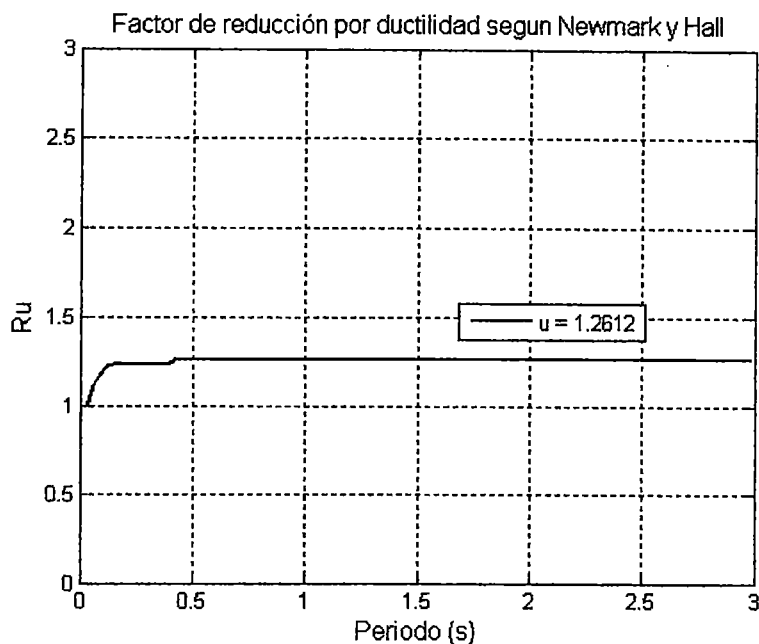


Figura 5.49:

El periodo T_c correspondiente de Newmark y Hall es 0.4089 seg, calculado para un tipo de suelo S1 con periodo $T_p = 0.4s$, como el periodo de la estructura es $T = 1.0664$ seg es decir $T > T_c$, el factor R_μ es igual a la ductilidad del sistema, $R_\mu = 1.2612$.

En la presente investigación se trabajará con la ecuación propuesta por Miranda por ser esta una condensación de todas las investigaciones referidas al tema.

Las curvas de Nassar y Krawinkler muestran valores ligeramente por encima de los mostrados por Miranda, mientras que Newmark y Hall generalmente muestra valores intermedios de las 2 anteriores, ambas investigaciones también están contenidas en la investigación de Miranda, pero se mostraron aquí por ser algunas de las más importantes.

El valor del factor de reducción de fuerza sísmica por ductilidad total del sistema queda definido por el siguiente $R_\mu = 1.2612$.

Como dijimos el valor de R está asociado a un nivel de demanda sísmica, por lo tanto habrá un R diferente para cada sismo (frecuente, ocasional, raro y muy raro), el R_{μ} se calcula con el valor de la demanda de ductilidad del sismo de análisis y el periodo de la estructura, empleando la ecuación de Miranda.

En este caso el valor de la demanda de ductilidad se calculó para el nivel de demanda correspondiente al sismo raro.

Finalmente podemos obtener el valor total del factor de reducción de fuerzas sísmicas para el nivel de demanda del sismo raro:

$$R = R_{\mu} \times R_{\Omega} \times R_{\rho} = 1.2612 \times 1.30 \times 1 = 1.6396.$$

Llegado a este punto podemos aclarar algunos aspectos de nuestro análisis.

La estructuración final de nuestro modelo (secciones finales para los componentes; viga y columna), tiene una capacidad definida, esta capacidad es obtenida por la aplicación del análisis de pushover considerando un modelo de plasticidad concentrada (modelo de Giberson) y estimando relaciones Momento – Rotación en cada uno de estos puntos de plasticidad que definen el comportamiento de la estructura cuando esta incursiona en el rango no lineal.

Se llegó a esta estructuración a partir de un predimensionamiento inicial aplicando los métodos de análisis elásticos (estático y dinámico) definidos en nuestra norma, luego, al aplicar los criterios de diseño generales del FEMA 356 y FEMA 350, estas secciones fueron cambiadas de acuerdo al requerimiento de nuevas condiciones tanto para las vigas como para las columnas.

Para conocer el comportamiento, rendimiento ó desempeño de nuestro modelo final, utilizamos el método del espectro de capacidad (MEC), y aquí observamos que la estructura tal y como esta dimensionada si bien es una estructura que puede desarrollar una gran ductilidad antes del colapso, si es sometida a una demanda sísmica definida por un espectro de diseño elástico (del tipo raro definido en nuestra norma E030), mostrará una respuesta esencialmente elástica con poca disipación de energía, tendrá un desplazamiento máximo en el nivel superior (tope), de 17.05cm., este desplazamiento considera tanto el desplazamiento elástico como el inelástico.

El factor de reducción de resistencia sísmica R fue calculado en 1.64, éste es un valor menor del R asignado a este tipo de estructuras por nuestra NTP E030 (R = 9.5), por lo tanto, esto muestra que el uso de un R en 9.5 reduce demasiado el

espectro elástico de diseño y esto genera que la fuerza cortante en la base esté subvaluada en un 82.7%.

Para poder aplicar el factor de reducción de fuerzas sísmicas inicial $R = 9.5$, debemos de asegurar una mayor demanda de ductilidad por el lado de la demanda ó debemos disminuir el punto de fluencia de los elementos en la estructura lo cual no es para nada aconsejable. La estructuración actual frente a la acción de la demanda sísmica es buena, ya que posee una gran reserva de ductilidad que pudiera usarse cuando la estructura esta sometida a la acción de un sismo mayor que el de tipo raro de la NTP E030.

De lo hecho hasta ahora podemos decir que si lográramos aumentar el amortiguamiento histerético de la estructura, es decir que nuestra estructura disipe una mayor cantidad de energía, esto desencadenará en una mayor reducción del espectro elástico de demanda, lo cual disminuiría el cortante de diseño y por consiguiente aumentaría la sobrerresistencia, aumentando también el R , esto por el lado de la sobrerresistencia.

Por el lado de la ductilidad, mejorar la característica dúctil no se trata de aumentar las secciones, si hacemos esto los elementos además de estar sobredimensionados y con relaciones demanda/capacidad bajas, responderán de una manera elástica ideal y no disiparan energía, por consiguiente su ductilidad será mucho menor que aquellos elementos que pudieran ingresar en el rango inelástico de respuesta.

Como hemos observado, el dimensionamiento de las vigas queda definido por la condición en FEMA de las demandas de flexión en la viga por cargas de gravedad, esta condición en las vigas limita indirectamente también el dimensionamiento de las columnas ya que estas deben poseer una mayor capacidad de flexión plástica, por eso no es posible disminuir el límite elástico de las secciones con la intención de que ingresen mas rápidamente al rango no lineal lo que aumentaría las demandas de ductilidad frente a la acción sísmica.

Por consiguiente no es adecuado hacer una gran reducción al espectro elástico de diseño y el valor presentado de $R = 2$ (redondeado) es adecuado para la estructura de análisis en cuestión.

Para mostrar esta aseveración vamos a someter a la estructura a una mayor demanda sísmica, ahora usaremos el sismo de naturaleza tipo Muy raro el cual tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 100 años, es decir un periodo

de retorno de 970 años, este sismo fue obtenido a partir del sismo raro utilizando el procedimiento de Piqué y Taipe.

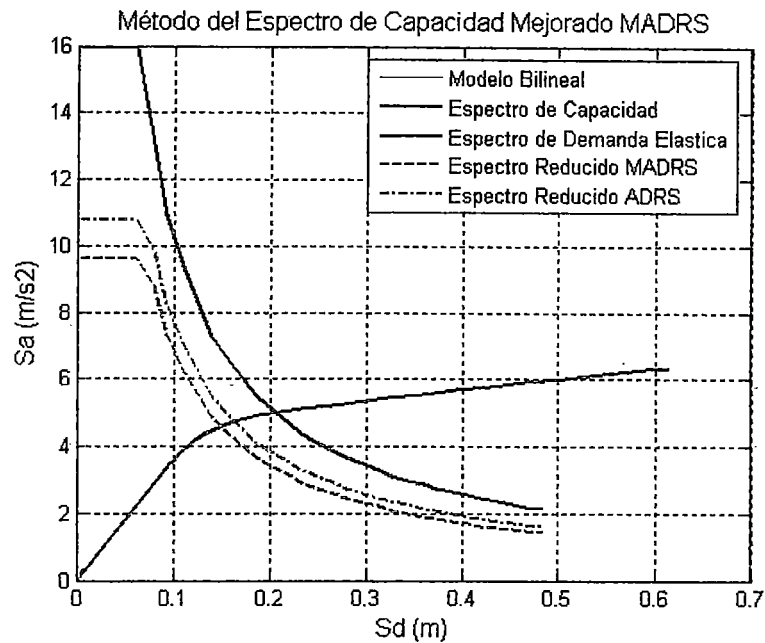


Figura 5.50:

Se observa claramente que las demandas de ductilidad son mayores, estas demandas son calculadas por el programa:

$\mu = 1.3848$ es decir que utiliza un 29.61% del total posible a desarrollar.

Para esta nueva demanda, el cortante de diseño es $V_o = 235.9752$ Tn.

Por lo tanto disminuye la sobrerresistencia de la estructura, el nuevo valor calculado es $R_{\Omega} = 284.41/235.98 = 1.21$

Por último mostraremos que es lo que sucede cuando la estructura es sometida a la acción de un sismo menor, es decir al sismo de naturaleza frecuente el cual tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Este sismo se obtiene también a partir del sismo raro por el procedimiento presentado por Piqué y Taipe.

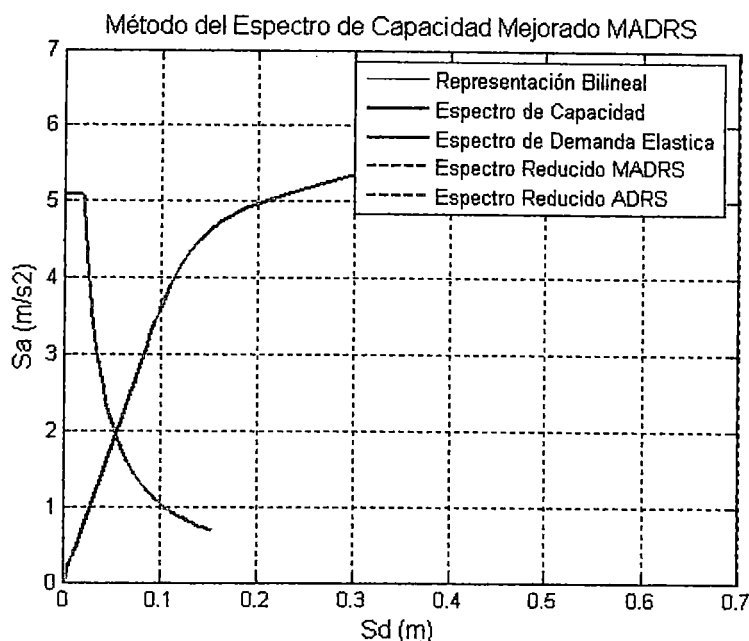


Figura 5.51:

La estructura tiene un comportamiento elástico perfecto, por lo que la reducción del espectro de demanda es nula, para la acción de este sismo la estructura no disipa energía y las demandas de ductilidad serán muy pequeñas o nulas como en este caso.

Finalmente podemos concluir que en esencia esta es la nueva clasificación que se usa para el diseño de estructuras, es decir, el tipo de estructuras que responden ante un sismo "X" de la manera como responde nuestra estructura al sismo frecuente, serán catalogadas como de nivel 1 (Ordinario) y tendrán básicamente deformaciones elásticas, las deformaciones inelásticas serán muy pequeñas o nulas en la mayoría de los casos.

El tipo de estructuras que responden a un sismo "X" de la forma como nuestra estructura responde al sismo de naturaleza tipo raro, serán catalogadas como de nivel 2 (Intermedio), en el cual existe una mayor cantidad de deformaciones inelásticas pero todavía sigue con una marcada participación de deformaciones elásticas.

Y finalmente si las estructuras responden a un sismo "X" de la forma como nuestra estructura responde al sismo de naturaleza tipo muy raro, serán catalogadas como de nivel 3 (Especial) y tendrán grandes deformaciones inelásticas, acompañadas de una gran disipación de energía y por consiguiente de una mayor reducción del espectro elástico.

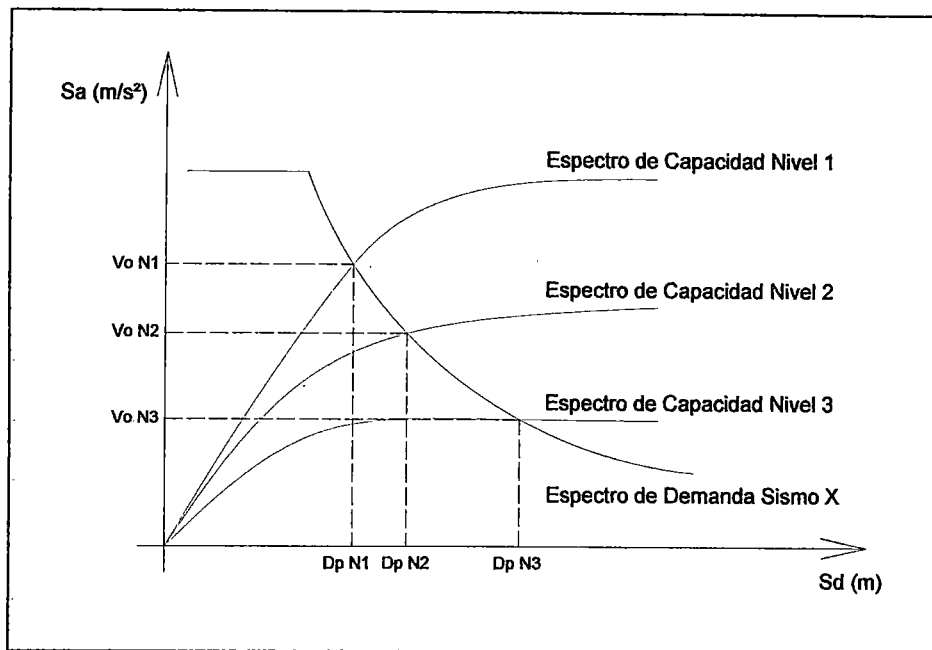


Figura 5.52: Delimitación de los niveles de diseño.

En el gráfico se muestra en resumen lo dicho anteriormente, algo más que agregar sería la disminución de la cortante de diseño en la base, conforme aumentan las demandas de ductilidad, si queremos permitir una gran reducción del cortante basal, debemos asegurar que nuestra estructura se comporte ó tenga una curva de capacidad de la manera como esta representada en el nivel 3, y es ese cumplimiento el objetivo de los criterios de recomendación en FEMA 350.

En FEMA 350 mejorar la característica dúctil requiere de otras acciones, tales como investigar el comportamiento de las conexiones, investigar las secciones de viga, secciones de columna, requisitos de soldadura, procedimientos constructivos y características de los materiales, todo aquello que hemos descrito en los capítulos 3 y 4 para el caso de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento.

Continuando con el mismo ejemplo, se procederá a diseñar las conexiones (último paso del diseño por capacidad, detalles estructurales) de acuerdo a FEMA 350 considerando que nuestra estructura pertenece al nivel 3 (Especial), cada tipo de conexión tiene sus requisitos particulares, los cuales se resumen en las tablas que fueron presentadas en el capítulo 3 y que volverán a mostrarse de manera más resumida en la aplicación del diseño de la conexión.

5.7. Diseño dúctil con la conexión WUF-W

Vamos a mostrar el diseño de un pórtico de acero con conexión de momento WUF-W perteneciente a un pórtico de la estructura y de la misma manera se aplicará este procedimiento para los demás pórticos en la estructura total. Se colocarán conexiones de momento WUF-W en los pórticos del eje transversal (eje Y), tal y como fue nuestra elección inicial.

Para no hacer tan extenso este paso sólo mostraremos el diseño del pórtico inferior izquierdo al igual como hemos venido trabajando en el desarrollo del tema.

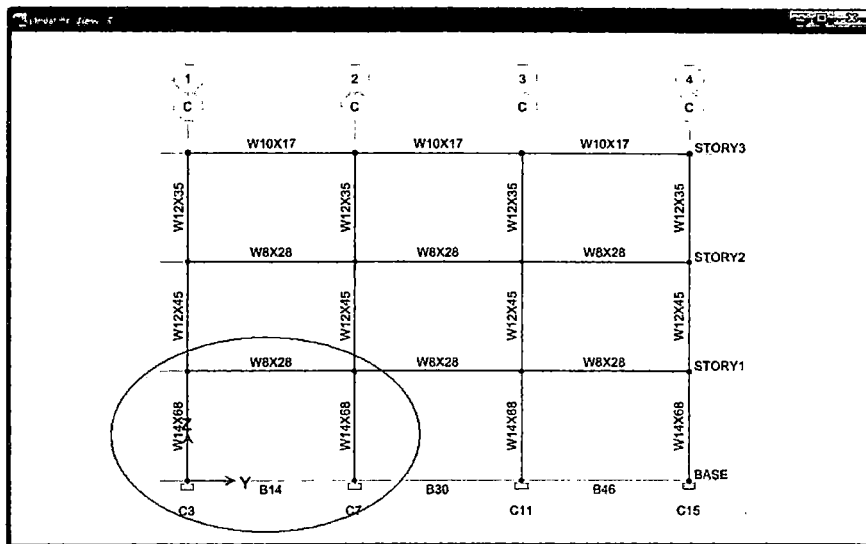


Figura 5.53:

Se elaboró una hoja de cálculo en Excel que realiza la verificación de todos los procedimientos para conexiones WUF-W en conexiones rígidas siguiendo los lineamientos del FEMA 350.

Allí no solo se realiza la verificación de los conceptos de plasticidad y localización de rótulas plásticas, sino también se llega al diseño final de los elementos de la conexión. (Placa de corte, soldadura, y conectores)

El desarrollo de la hoja de cálculo muestra que es necesario proveer de placas de continuidad a los patines de la viga en el alma de la columna.

Estas pueden ser a dos lados, para este caso un espesor de 0.47pulg (espesor igual al de los patines de viga) es suficiente, además debe cumplir los requisitos mencionados en el capítulo 3.

Si quisiéramos representar en el modelo el diseño de la conexión, la mejor forma de hacerlo es en forma experimental mediante la verificación de testigos de prueba y ensayos bajo cargas cíclicas conforme a los lineamientos que se encuentran en las provisiones sísmicas del AISC del 2005 en el apéndice S (Qualifying Cyclic Test of Beam to column and link to column connections).

El ANSI/AISC 358 exige la validación de los resultados, de estos ensayos se obtienen las curvas Momento – Rotación reales para las cargas aplicadas, dichos diagramas se pueden ingresar para cada rótula plástica de la misma manera como ingresamos los modelos de diagramas generales del FEMA 356 para los elementos viga y columna.

En FEMA 355D se muestra un análisis del comportamiento y de las mejoras hechas a esta conexión a partir de la experiencia del sismo de Northridge, estas cambios son principalmente mejoras en el proceso de soldadura y en el detallado de los componentes.

Sin embargo se menciona también que esta combinación de beneficios de soldadura mejorada, placas de apoyo mejorados, y detalles de acceso para soldadura mejorados no son suficientes para garantizar el comportamiento dúctil en la conexión.

Estas investigaciones muestran que una mejora considerable del comportamiento dúctil se alcanza cuando:

- Se usan electrodos de muesca dura para las soldaduras del patín de la viga.
- La barra de apoyo inferior debe ser removida, y el patín de viga correspondiente debe ser chaflanado y reforzado con soldadura de filete.
- La barra de apoyo superior no debe ser removida, y también debe ser reforzada con soldadura de filete.
- Se usan los nuevos detalles de la geometría de los agujeros de acceso para las soldaduras finales.
- Se usa una soldadura de ranura de penetración completa (CJP) entre el alma de la viga y el patín de la columna y una soldadura de filete suplementaria entre el alma de la viga y la placa de corte.

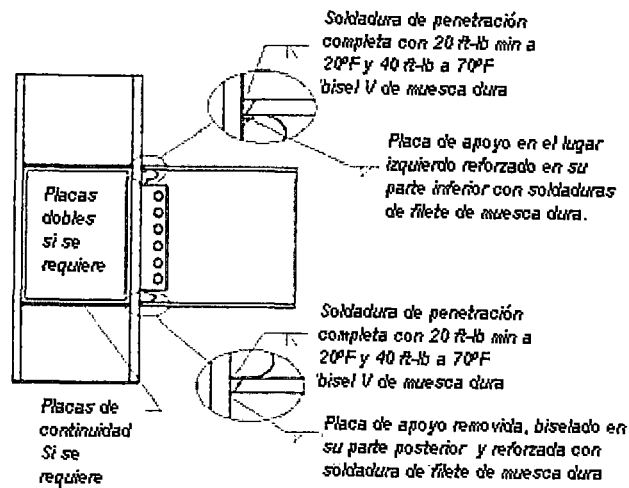


Figura 5.54: Mejoras en el proceso de soldadura (FEMA 355D, 2000)

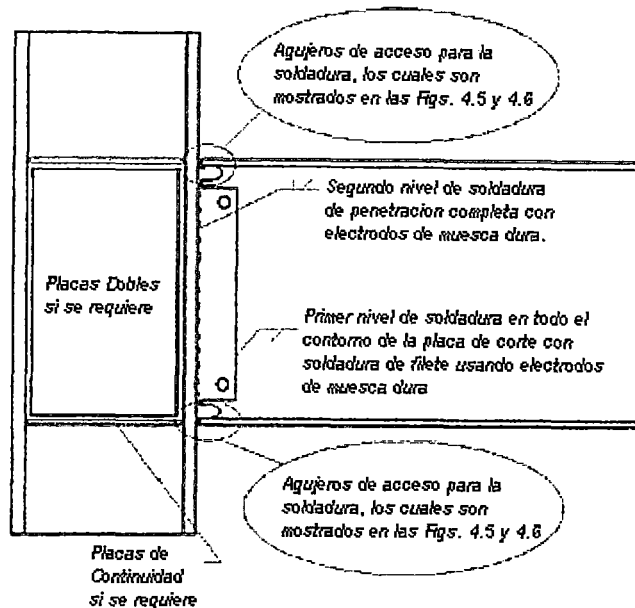


Figura 5.55: Detalle de soldadura en la conexión (FEMA 355D, 2000)

En este tipo de conexión se espera que ocurran las deformaciones inelásticas por fluencia por corte en la zona de panel y por fluencia por flexión en la viga cerca de la cara de la columna, este es el mecanismo de fluencia apropiado para este tipo de conexión.

Al diseñar nuestra conexión conforme los lineamientos de los documentos en FEMA, aseguramos que nuestra estructura presente un comportamiento dúctil, y pueda desarrollar, si así lo exigiera la demanda, importantes deformaciones inelásticas antes de alcanzar el mecanismo de colapso.

5.8. Diseño dúctil con la conexión RBS

De la misma forma vamos a diseñar las conexiones de tipo viga de sección reducida (RBS), conforme los lineamientos en FEMA 350.

Al igual que en el caso anterior se desarrolló una hoja de cálculo para la verificación completa de los elementos y de la conexión para el tipo RBS.

El desarrollo de la hoja de cálculo muestra que tenemos un mayor rango de elección de secciones para las vigas, esto debido a que las condiciones de esbeltez se revisan ahora con las dimensiones de la sección reducida.

El mejor comportamiento inelástico es conseguido con un balance del rendimiento del total de 2 mecanismos de falla dúctil; fluencia por flexión en la sección de viga reducida y fluencia de la zona de panel. El comportamiento deseado de esta conexión ocurre cuando se mantiene el equilibrio de los 2 tipos de falla.

Estos mecanismos de fluencia para conexiones de viga de sección reducida quedan definidos en FEMA 355D en base a un número significativo de pruebas experimentales.

Fluencia por flexión de la viga – Momento en la cara de la Columna

$$M_{yield} = S_{RBS} F_{yb} \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2L_{RBS}} \right) \quad (5 - 29)$$

Donde S_{RBS} es el módulo de sección elástica de la sección de viga reducida.

Fluencia en la Zona de panel

$$V_{yield} = 0.55d_c t_{wc} \quad (5 - 30)$$

Balance del rendimiento

$$(0.6)0.55d_c F_{yc} t_{wc} \leq \frac{\Sigma S_{RBS} F_{yb}}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c - 2L_{RBS}} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right) \leq (0.9)0.55d_c F_{yc} t_{wc}$$

Esto quiere decir que la capacidad plástica por corte en la zona de panel debe estar entre un 60% y 90% de la capacidad plástica por corte de la columna.

Para entender mejor esto se presenta un esquema:

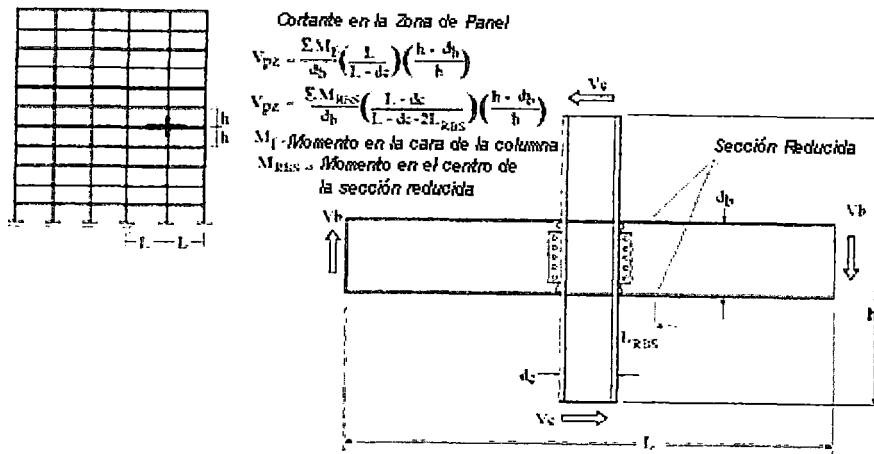


Figura 5.56: Geometría para el balance de la fluencia por corte y flexión de la conexión RBS.

Calculamos entonces estos valores en nuestro ejemplo:

Datos:

$$L = 15.73 \text{ft.}$$

$$d_c = 14 \text{pulg} \Leftrightarrow 1.167 \text{ft.}$$

$$d_b = 8.06 \text{pulg.} \Leftrightarrow 0.672 \text{ft.}$$

$$t_{wc} = 0.42 \text{pulg} \Leftrightarrow 0.035 \text{ft.}$$

$$L_{RBS} = X$$

$$h = 10.99 \text{ft.}$$

$$L - d_c - 2L_{RBS} = 15.73 - 14/12 - 2 \times 0.68 = 13.20 \text{ft.}$$

$$M_{yield} = 15.21 \times 50 (1/12) \left(\frac{15.73 - 1.167}{13.20} \right) = 69.91 \text{ kip-ft}$$

$$V_{yield} = 0.55 \times 14 \times 0.42 = 3.234 \text{ pulg}^2$$

Balance de rendimiento:

$$\text{Límite inferior} = 0.6 \times 3.234 \times 50 = 97.02 \text{ kip}$$

$$\text{Límite superior} = 0.9 \times 3.234 \times 50 = 145.53 \text{ kip}$$

$$\frac{\Sigma S_{RBS} F_{yb}}{d_b} \left(\frac{L}{L-d_c-2L_{RBS}} \right) \left(\frac{h-d_b}{h} \right) = \frac{69.91}{0.672} \times \left(\frac{10.99-0.672}{10.99} \right) = 97.67 \text{ kip}$$

Se cumple la condición.

PORTICO DUCTIL ESPECIAL DE ACERO RESISTENTE A MOMENTO - Conexión WUF-W - Análisis y Diseño

Por: David Quispe Changanaquí

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
<u>Desplazamiento horizontal de la Estructura</u>		
- Respuesta del desplazamiento en el nivel de diseño ; Desplazamiento total de piso que ocurre cuando la estructura esta sometida a fuerzas sísmicas de diseño. (Desplazamiento Elástico - Análisis SAP2000)	Δ_s	0.493 in
- Factor de reducción de resistencia sísmica (LABC 2002, Table 16-N) ó (NTP -E030)	R	1.64
- Respuesta del desplazamiento inelástico máximo.	$\Delta M = 0.75 R\Delta_s$	0.61 in
	Hc =	10.99 ft
- Limitación del desplazamiento de piso, per LADBS - P/BC 2002-098, Table 1	$0.025 Hc > \Delta M$	OK!

VIGA. Especificaciones y Propiedades.

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
<u>Sección de Viga (W-shape per AISC Specifications)</u>		
Luz de la Viga (entre los ejes centrales de las columnas)	L	W8x28 15.73 ft
Ancho del patín de la viga	bf	6.54 in
Espesor del patín	tf	0.47 in
Peralte total de la viga	db	8.06 in
Espesor del alma	tw	0.29 in
Módulo de sección elástica de la viga	S	24.30 in ³
Módulo plástico efectivo de la sección de viga	Z _x	27.20 in ³
Altura del alma de la viga	hc	7.13 in
Especificación del material (Acero)		ASTM A572 Gr 50
Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero	F _y	50.00 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	F _u	65.00 ksi
Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado. (AISC S.P., Table I-6-1) ó (FEMA 350 SECT. 2.6.2)	R _y	1.1

VIGA. Requerimientos Generales - Criterio de recomendación FEMA-350

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
<u>Estabilidad del patín de la viga (FEMA-350, 3.3.1.1)</u>		
- Relación de compacidad	$b_f / 2t_f$	$b_f / 2t_f \leq 52 / \sqrt{F_y}$
- Límite de compacidad	$52 / \sqrt{F_y}$	
		7.0 < 7.35
		OK!!
Nota: El patín es compacto según AISC S.P., Table I-8-1.		

<u>Estabilidad del alma de la viga (FEMA-350, 3.3.1.2)</u>		
- Relación altura / espesor del alma	h_c / t_w	$h_c / t_w \leq 418 / \sqrt{F_y}$
- Límite para la relación altura / espesor del alma.	$418 / \sqrt{F_y}$	
		25.0 < 69.11
		OK!!
Nota: El alma es compacta según el AISC S.P., Table I-8-1.		

<u>Peralte de viga y relación Luz / Peralte para la conexión seleccionada (FEMA-350, 3.3.1.3)</u>		
- Relación Luz / Peralte de la viga	L / d_b	23.4 > 7.0
- Mínima relación Luz / Peralte para SMF-Conexión WUF-W (FEMA-350, Tabla 3-3)	7	OK!!

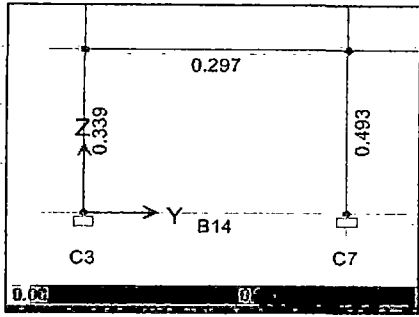
<u>Efecto del espesor del patín de viga (FEMA-350, 3.3.1.4)</u>		
- Máximo espesor del patín para SMF - Conexión WUF-W (FEMA-350, Tabla 3-3)		1.00 in OK!

COLUMNA. Especificaciones y propiedades

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
<u>Sección de Columna (W-shape per AISC Specifications)</u>		
Altura de piso	Hc	W14x68 10.99 ft
Ancho del patín de columna	bfc	10.00 in
Espesor del patín	tfc	0.72 in
Peralte total de la columna	dc	14.00 in
Espesor del alma	twc	0.42 in
Área bruta de la sección de columna	Ag	20.00 in ²
Módulo plástico efectivo de la sección de columna	Z _x	115.00 in ³
Especificación del material (Acero)		ASTM A572 Gr 50
Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero	F _{yc}	50.00 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	F _{uc}	65.00 ksi
Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado. (AISC S.P., Table I-6-1) ó (FEMA 350 SECT. 2.6.2)	R _{yc}	1.1

COLUMNA. Requerimientos Generales - Criterio de recomendación FEMA-350

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
<u>Patín de Columna - Requerimiento de sección compacta (FEMA-350, 2.9.4)</u>		
- Relación de compacidad	$b_{fc} / 2t_{fc}$	$b_{fc} / (2t_{fc}) \leq 52 / \sqrt{F_y}$
- Límite de compacidad	$52 / \sqrt{F_y}$	
		6.9 < 7.35
		OK!!
Nota: El patín es compacto según AISC S.P., Table I-8-1.		
<u>Alma de Columna - Requerimiento de sección compacta (FEMA-350, 2.9.4)</u>		
- Relación altura / espesor del alma	d_c / t_{wc}	$d_c / t_{wc} \leq 300 / \sqrt{F_y}$
- Límite para la relación altura / espesor del alma.	$300 / \sqrt{F_y}$	
		33.7 < 42.43
		OK!!
Nota: El alma es compacta según AISC S.P., Table I-8-1.		

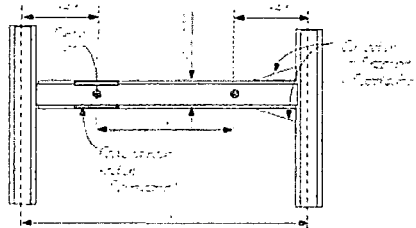


Relación	
Demanda/Capacidad:	
- Vigas:	29.7%
- Col. derecha:	49.3%
- Col. izquierda:	33.9%

Relación Demanda/Capacidad para cargas de gravedad [kips, ft]
Combinaciones: 3-1, 3-2, 3-3, 3-4

DISEÑO DEL PORTICO

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Localización de las rótulas plásticas (FEMA-350, 3.2.3)		
- Demanda de flexión en la viga debido a cargas de gravedad (SAP Analysis)		29.7 % < 30 %
Nota: Las localizaciones de las rótulas plásticas pueden ser tomadas de la siguiente manera sin ningún peligro (según FEMA-350, 3.2.3)		OK!
- Localización de la rótula plástica desde el centro de la columna (para la conexión).	$Sh = dc / 2 + db / 2$	0.92 ft
- Localización de la rótula plástica desde la cara de la columna (para la conexión).	$x = db / 2$	0.34 ft
- Longitud de la viga entre las rótulas plásticas.	$L' =$	13.89 ft



Steel Stress Check Information: AISC 360-10									
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Kip-ft (Summary for Combo and Station)									
Level: STORV1 Element: B14 Station Loc: 14.313 Section ID: W6X28									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=16.896									
A=0.057 I22=0.001 I33=0.005 Z22=0.006 Z33=0.016									
S22=0.004 S33=0.014 r22=0.135 r33=0.287									
E=4175999.968 fy=7200.000									
RLLF=1.000									
P-H33-H22 Demand/Capacity Ratio is 0.297 = 0.000 + 0.297 + 0.000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
	P	H33	H22	U2	U3				
ComboFEMGRAU	0.000	-30.313	0.000	12.673	0.000				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt						
Axial	0.000	129.950	370.800						
	Mu	phi*Mn	Cn	B1	B2	K	L	Cb	
Major Bending	30.313	102.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.931	2.630	
Minor Bending	0.000	37.328	1.000	1.000	1.000	1.000	0.931		
SHEAR DESIGN									
	Vu	phi*Vn	Stress						
Major Shear	12.673	62.022	0.20%						
Minor Shear	0.000	136.849	0.000						

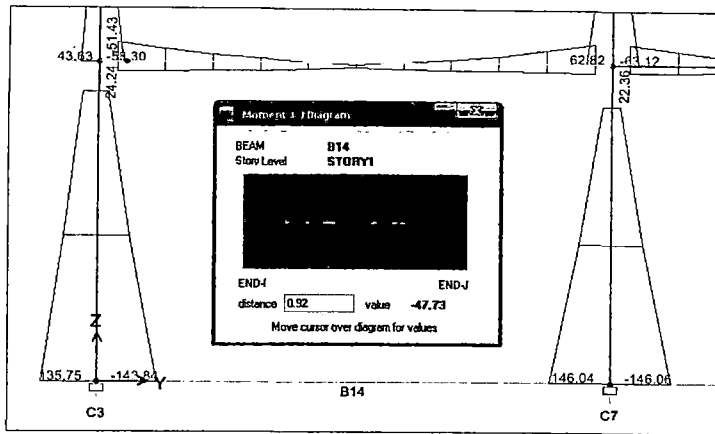


Diagrama de la envolvente de momentos [Kips - ft],
Combinaciones 3-5, 3-6.

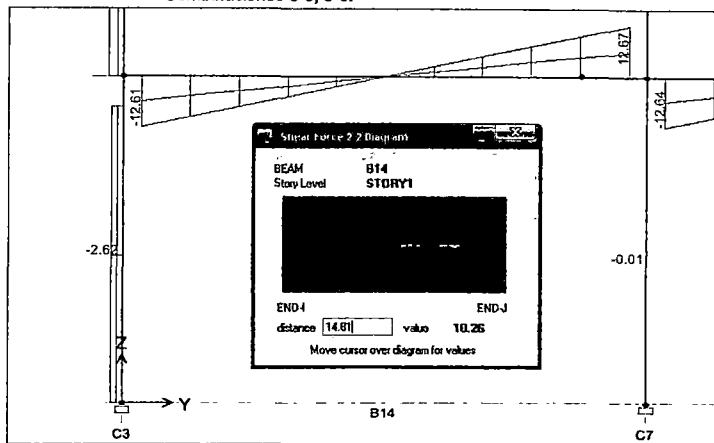


Diagrama de fuerza cortante para cargas de
gravedad factoradas [kips, ft]
(Longitud entre las rótulas plásticas, $L = L'$)
Combinaciones: 3-1, 3-2, 3-3, 3-4

Referencia

Momento plástico en la rótula (FEMA-350, 3.2.4)

- El factor que explica la fuerza máxima en la conexión	$C_{pr} = (F_y + F_u) / 2F_y$	1.16
- Momento plástico máximo probable en la rótula (FEMA-350, 3.2.4)	$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_b F_y$	143.37 kip-ft
- Demanda de momento factorado en la rótula plástica (análisis en SAP 2000 eq. 3-5 ó 3-6)	M_u	47.73 kip-ft
- Momento de diseño en la conexión viga - columna, según LADBS - P/BC 2002-098, Part F.4 $M_p = \min(M_{pr}, M_u)$	M_p	47.73 kip-ft

Cortante plástico en la rótula (FEMA-350, 3.2.5)

- Cortante en la cara de la columna debido a las cargas de gravedad factoradas (SAP Analysis - en la luz L')	V_g	10.26 kips
- Cortante en la rótula plástica, determinado por métodos estáticos (FEMA-350, 3.2.5)	$V_p = V_g + (M_p + M_p) / L'$	17.13 kips

Momento de fluencia (FEMA-350, 3.2.7)

- Demanda de momento en la sección crítica (en la cara de la columna)	$M_f = M_p + V_p X$	53.48 kip-ft
- Coeficiente (FEMA-350, Eq. 3-4)	$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{be}}{S_b}}$	0.78
- Momento en la cara de la columna en el inicio de formación de la rótula plástica.	$M_{yf} = C_y M_f$	41.65 kip-ft

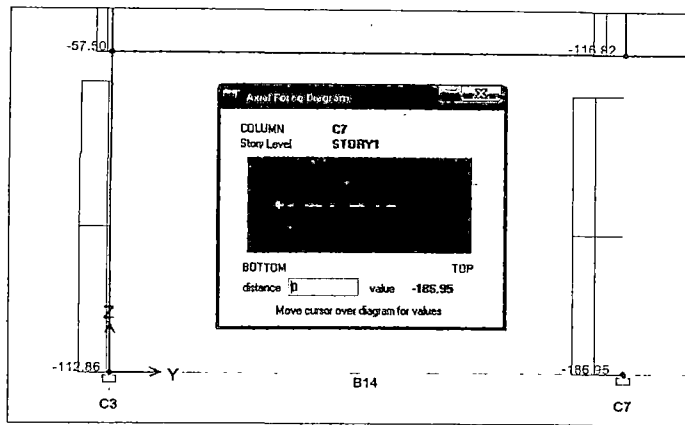


Diagrama envolvente de fuerzas axiales [kips, ft]
Combinations: 3-5, 3-6

Relación de momentos Columna - Viga & Arriostamiento lateral en los patines de columna (FEMA-350, 2.9.2)

- Demanda de momento en la sección crítica (en el centro de la columna)	$M_c = M_p + V_p \cdot Sh$	63.48 kip-ft	
- Sumatoria de momento(s) en la viga(s) en la intersección de la viga(s) con el centro de la columna.	$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_c)$	200.61 kips-ft	
- Fuerza de compresión axial requerida en la columna obtenido con el analysis con Sap2000 fuerza axial (comb.3-7,3-8)	Puc	186.95 kips	
- Suma de momentos en la columna obtenidos arriba y abajo del punto de intersección de la viga con el centro de la columna (AISC S.P. - 9.6)	Nb= 1 $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$ Nc= 2	875.01 kip-ft	

Relación de momentos Columna - Viga (AISC S.P., Eq 9-3)

- Configuración Columna fuerte - Viga debil	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$	4.36	
- Límite de la relación de momentos Columna - Viga (AISC S.P., Eq 9-3)		4.36 > 1	OK!

Relación de momentos Columna - Viga (FEMA-350, Eq. 2-4)

- Arriostamiento lateral de los patines de columna.	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} \geq 2.0$	13.78	
- Límite de la relación de momentos Columna - Viga (FEMA-350, 2.9.1)		13.78 > 2	OK!

Nota: Si la relación es mayor a 2 no se requiere arriostamiento lateral en los patines de columna - FEMA-350, 2.9.2

Placas de Continuidad

Simbolo / Cálculo	Respuesta
- Mínimo espesor requerido de los patines de columna para desestimar el uso de las placas de continuidad. (FEMA-350, Eq 3-5)	$t_f = 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} = 0.94 \text{ in}$
- Mínimo espesor requerido de los patines de columna para desestimar el uso de las placas de continuidad. (FEMA-350, Eq 3-6) tfc = 0.72 in	$t_f = \frac{b_f}{6} = 1.09 \text{ in}$ tfc > tcr ERROR!!

Si tfc es menor que los valores mínimos presentados se debe proveer de placas de continuidad a los patines de viga a través del alma de la columna

Zona de panel

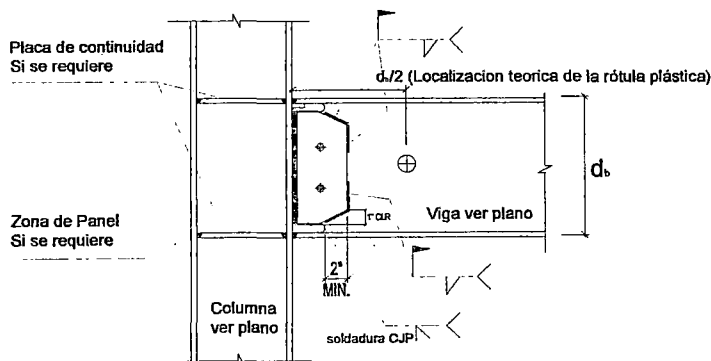
Simbolo / Cálculo	Respuesta
- Fuerza en la zona de panel (FEMA-350, 3.3.3.2)	
- Espesor de la zona de panel h = 10.99 ft	$t = \frac{C_y M_c \frac{h - d_b}{h}}{(0.9) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_f)} = 0.18 \text{ in}$
- Espesor del alma de la columna.	twc = 0.42 in OK!!

Si t es mayor que el espesor del alma de la columna se debe proveer placas dobles ó incrementar la sección de columna

CONEXIÓN PRECALIFICADA FEMA 350

Categoría	Conexión soldada completamente restringida
Descripción de la Conexión	Conexión de patin soldado no reforzado con alma soldada
Acronimo	WUF-W

Esquema



Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Conexión de los patines de viga a los patines de columna. Soldadura CJP		
- Fuerza en el patín.	$P_{vf} = \frac{M_u}{d_m}$	65.65 kips
- Área de soldadura requerida.	$b_{f req}$	1.46 in ²
- Ancho requerido	$b_{f req} < b_f$	3.14 in OK!!
Min 5/16" soldadura de filete en placa de apoyo de 5/16"		
Especificaciones de la placa de corte		
- Especificación de material (placa de acero)	-	ASTM A36
- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero	Fy	36.00 ksi
- Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	Fu	58.00 ksi
- Longitud de la placa de corte (FEMA-350, Figure 3-8)	Lmax = 5.68 in, L =	5.68 in
- Espesor de la placa de corte	t _a	0.29 in
Espesor de la placa de corte 0.29 in, Longitud ~ 5.68 in		
Diseño de pernos por corte		
- Fuerza de corte (LABC 2002, Eq. 12-1)	R _{u-D} = 1.4D	6.58 kips
- Especificación de material (pernos)	-	A325-N
- Diámetro del perno	d _b	7/8
- Resistencia de diseño por cada perno	φR _n	21.60 kips
- Número de pernos requeridos	N _b	0.30 in
Usar: 1 pernos ø 7/8 in, A325-N		
Diseño de pernos por aplastamiento		
- Fuerza de corte (LABC 2002, Eq. 12-1)	R _{u-D} = 1.4D	6.58 kips
- Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	Fu	58.00 ksi
- Diámetro del perno	d _b	7/8
Valido para agujeros estandar - STD, y tambien OVS, SSL, LSLP.	-	-
- Espesor de la placa de corte.	t _a	0.29 in
- Resistencia de diseño por cada perno	φR _n	26.05 kips
- Número de pernos requeridos	N _b	0.25 in
Usar: 1 pernos ø 7/8 in, Fu = 58 ksi		
Revisión de la Placa de corte		
- Corte en la cara de la columna (FEMA 350, Eq. 3-8)	$V_f = 2 \frac{M_f}{L - d_c} + V_s$	27.86 kips
- Fluencia por corte en la placa (AISC Spc., J2.4)	φRn = 0.9 (0.6Fy Ag)	31.47 kips
	φRn > Vf	88.55% OK!!
- Fractura por corte en la placa (AISC Spc., J4-1)	φRn = 0.75 (0.6Fu An)	34.81 kips
	φRn > Vf	80.04% OK!!
- Revisión del bloque de cortante en la placa.	$\frac{A_{nv}}{A_{nt}}$	1.05 in ²
	$\frac{A_{nt}}{A_{nv}}$	0.29 in ²
	$0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$	OK!!
	φRn = 0.75 (0.6Fu Anv + Fy Agt)	38.92 kips
	φRn > Vf	71.6% OK!!
Usar PL 0.285 x 5.68 in		
Conexión de la placa de corte al patín de columna. Diseño de soldadura de penetración completa.		
- Tipo de Electrodo		E70
- Resistencia del Electrodo	FEXX	70.00 ksi
- Resistencia nominal del Electrodo (AISC Spc., Tabla J2.5)	Fw = 0.6F _{EXX}	42.00 ksi
- Resistencia de diseño a cortante del Electrodo (AISC Spc., J2.4)	φRn = φFw Aw	50.99 in
	φRn > Vf	54.65% OK!!
Conexión de la placa de corte al alma de la viga. Diseño de soldadura de filete.		
- Tipo de Electrodo		E80
- Resistencia del Electrodo	FEXX	80.00 ksi
- Resistencia nominal del Electrodo (AISC Spc., Tabla J2.5)	Fw = 0.6F _{EXX}	48.00 ksi
- Tamaño mínimo de soldadura de filete.	T	0.22 in
Tmin = 1/4 in		
- Longitud requerida de soldadura de filete.	$L_{req} = \frac{V_f}{(0.707)(T)(0.75)(F_w)}$	4.92 in
	Lreq < L	OK!!
- Resistencia de diseño a cortante del electrodo, para L = 5.68 in	φRn = φFw Aw	32 kips
	φRn > Vf	86.63% OK!!

PORTICO DUCTIL ESPECIAL DE ACERO RESISTENTE A MOMENTO - Conexión RBS - Análisis y Diseño

Por: David Quispe Changanauquí

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Desplazamiento horizontal de la Estructura		
- Respuesta del desplazamiento en el nivel de diseño	Δ_s	0.493 in
Desplazamiento total de piso que ocurre cuando la estructura esta sometida a fuerzas sísmicas de diseño. (Desplazamiento Elástico - Análisis SAP2000)		
- Factor de reducción de resistencia sísmica (LABC 2002, Table 16-N) ó (NTP -E030);	R	1.64
- Respuesta del desplazamiento inelástico máximo.	$\Delta M = 0.75 R\Delta_s$	0.61 in
	Hc =	10.99 ft
- Limitación del desplazamiento de piso, per LADBS - P/BC 2002-098, Table	$0.025 H_c > \Delta M$	OK!

42.44

VIGA. Especificaciones y Propiedades.

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Sección de Viga (W-shape per AISC Specifications)		
Luz de la Viga (entre los ejes centrales de las columnas)	L	W8x28 15.73 ft
Ancho del patín de la viga	bf	6.54 in
Espesor del patín	tf	0.47 in
Peralte total de la viga	db	8.06 in
Espesor del alma	tw	0.29 in
Módulo de sección elástica de la viga	S	24.30 in ³
Módulo plástico efectivo de la sección de viga	Z _p	27.20 in ³
Altura del alma de la viga	hc	7.13 in
Especificación del material (Acero)		ASTM A572 Gr 50
Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero	Fy	50.00 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	Fu	65.00 ksi
Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado. (AISC S.P., Table I-6-1) ó (FEMA 350 SECT. 2.6.2)	Ry	1.1

VIGA. Requerimientos Generales - Criterio de recomendación FEMA-350

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Estabilidad del patín de la viga (FEMA-350, 3.3.1.1)		
- Relación de compacidad	$b_f / 2t_f$	$b_f / 2t_f \leq 52 / \sqrt{F_y}$
- Límite de compacidad	$52 / \sqrt{F_y}$	4.7 < 7.35 OK!!
Nota: El patín es compacto según AISC S.P., Table I-8-1. Nota: Para conexiones RBS tomar como bf ↔ 2/3bf		
Estabilidad del alma de la viga (FEMA-350, 3.3.1.2)		
- Relación altura / espesor del alma	h_c / t_w	$h_c / t_w \leq 418 / \sqrt{F_y}$
- Límite para la relación altura / espesor del alma.	$418 / \sqrt{F_y}$	25.0 < 69.11 OK!!
Nota: El alma es compacta según el AISC S.P., Table I-8-1.		
Peralte de viga y relación Luz / Peralte para la conexión seleccionada (FEMA-350, 3.3.1.3)		
- Relación Luz / Peralte de la viga	L / d_b	23.4 > 7.0
- Mínima relación Luz / Peralte para SMF-Conexión RBS (FEMA-350, Table 3-6)	7	OK!!
Efecto del espesor del patín de la viga (FEMA-350, 3.3.1.4)		
- Máximo espesor del patín para SMF - Conexión RBS (FEMA-350, Table 3-6)		1.75 in OK!

COLUMNA. Especificaciones y propiedades

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Sección de Columna (W-shape per AISC Specifications)		
Altura de piso	Hc	W14x68 10.99 ft
Ancho del patín de columna	bfc	10.00 in
Espesor del patín	tfc	0.72 in
Peralte total de la columna	dc	14.00 in
Espesor del alma	twc	0.42 in
Area bruta de la sección de columna	Ag	20.00 in ²
Módulo plástico efectivo de la sección de columna	Zc	115.00 in ³
Especificación del material (Acero)		ASTM A572 Gr 50
Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero	Fyc	50.00 ksi
Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero	Fuc	65.00 ksi
Factor de modificación del esfuerzo de fluencia mínimo especificado. (AISC S.P., Table I-6-1) ó (FEMA 350 SECT. 2.6.2)	Ryc	1.1

COLUMNA. Requerimientos Generales - Criterio de recomendación FEMA-350

Referencia	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Patín de Columna - Requerimiento de sección compacta (FEMA-350, 2.9.4)		
- Relación de compacidad	$b_{fc} / 2t_{fc}$	$b_{fc} / (2t_{fc}) \leq 52 / \sqrt{F_y}$
- Límite de compacidad	$52 / \sqrt{F_y}$	6.9 < 7.01 OK!!
Nota: El patín es compacto según AISC S.P., Table I-8-1.		
Alma de Columna - Requerimiento de sección compacta (FEMA-350, 2.9.4)		
- Relación altura / espesor del alma	d_c / t_{wc}	$d_c / t_{wc} \leq 300 / \sqrt{F_y}$
- Límite para la relación altura / espesor del alma.	$300 / \sqrt{F_y}$	33.7 < 40.45 OK!!
Nota: El alma es compacta según AISC S.P., Table I-8-1.		

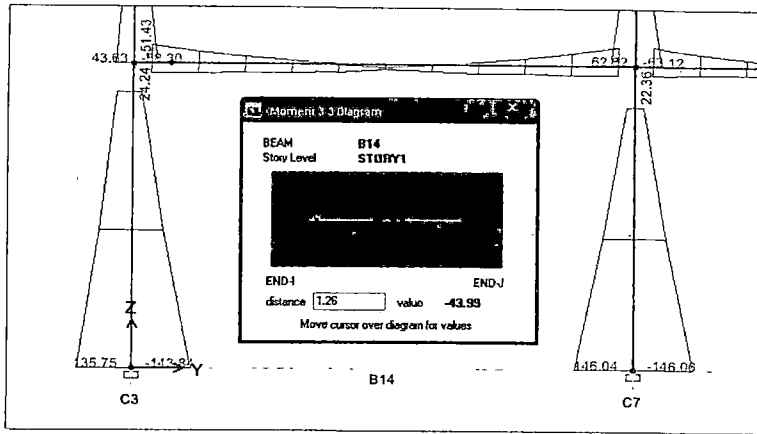


Diagrama de la envolvente de momentos [Kips - ft],
Combinaciones 3-5, 3-6.

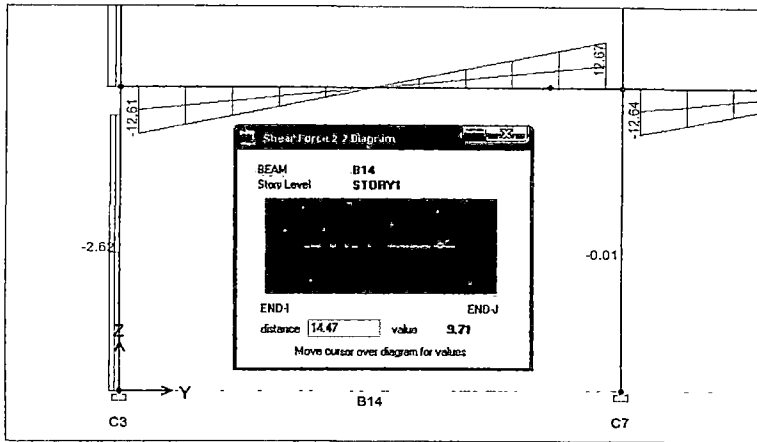


Diagrama de fuerza cortante para cargas de
gravedad factoradas [kips, ft]
(Longitud entre las rótulas plásticas, $L = L'$)
Combinaciones: 3-1, 3-2, 3-3, 3-4

Referencia

Momento plástico en la rótula (FEMA-350, 3.2.4)

- El factor que explica la fuerza máxima en la conexión
- Módulo plástico efectivo en la sección de la viga en la zona de la rótula plástica
- Módulo de sección elástico en la sección de la viga en la zona de la rótula plástica
- Momento plástico máximo probable en la rótula (FEMA-350, 3.2.4)
- Demanda de momento factorado en la rótula plástica (análisis en SAP 2000 eq. 3-7 ó 3-8)
- Momento de diseño en la conexión viga - columna, según LADBS - P/BC 2002-098, Part F.4 $M_p = \min(M_{pr}, M_u)$

$C_{pr} = (F_y + F_u) / 2F_y$	1.15
Z_{RBS}	8.74 in ³
S_{RBS}	15.21 in ³
$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_{RBS} F_y$	46.07 kip-ft
M_u	43.99 kip-ft
M_p	43.99 kip-ft

Cortante plástico en la rótula (FEMA-350, 3.2.5)

- Cortante en la cara de la columna debido a las cargas de gravedad factoradas (SAP Analysis - en la luz L')
- Cortante en la rótula plástica, determinado por métodos estáticos (FEMA-350, 3.2.5)

V_g	9.71 kips
$V_p = V_g + (M_p + M_p) / L'$	16.37 kips

Momento de fluencia (FEMA-350, 3.2.7)

- Demanda de momento en la sección crítica (en la cara de la columna)
Revisión del momento.

$M_f = M_p + V_p \cdot X$	55.08 kip-ft
$M_f < R_y \cdot Z_b \cdot F_y$	SE ACEPTA!!

- Coefficient (FEMA-350, Eq. 3-4)

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{RBS}}{S_{RBS}}} = 1.51$$

- Momento en la cara de la columna en el inicio de formación de la rótula plástica.

$M_{yf} = C_y \cdot M_f$	83.36 kip-ft
--------------------------	--------------

Nota: de ser $M_f > R_y \cdot Z_{RBS} \cdot F_y$, incrementar c hasta un máx de 0.25bf

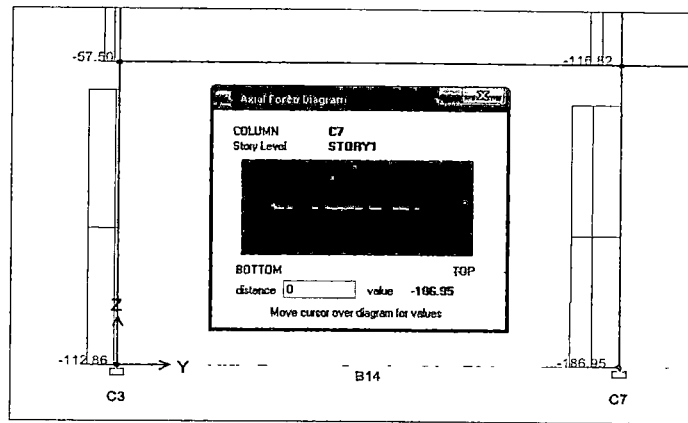


Diagrama envolvente de fuerzas axiales [kips, ft]
Combinations: 3-7, 3-8

Relación de momentos Columna - Viga & Arriostramiento lateral en los patines de columna (FEMA-350, 2.9.2)

- Demanda de momento en la sección crítica (en el centro de la columna)	$M_c = M_p + V_p \cdot Sh$	64.63 kip-ft
- Sumatoria de momento(s) en la viga(s) en la intersección de la viga(s) con el centro de la columna.	$\sum M_{pb}^* = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_c)$	108.69 kips-ft
- Fuerza de compresión axial requerida en la columna obtenido con el analysis con Sap2000 fuerza axial (comb.3-7,3-8)	P_{uc}	186.95 kips
- Suma de momentos en la columna obtenidos arriba y abajo del punto de intersección de la viga con el centro de la columna (AISC S.P. - 9.6)	$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$	875.01 kip-ft

Relación de momentos Columna - Viga (AISC S.P., Eq 9-3)

- Configuración Columna fuerte - Viga debil	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$	8.05	
- Límite de la relación de momentos Columna - Viga (AISC S.P., Eq 9-3)		8.05 > 1	OK!

Relación de momentos Columna - Viga (FEMA-350, Eq. 2-4)

- Arriostramiento lateral de los patines de columna.	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} \geq 2.0$	13.54	
- Límite de la relación de momentos Columna - Viga (FEMA-350, 2.9.2)		13.54 > 2	OK!

Nota: Si la relación es mayor a 2 no se requiere arriostramiento lateral en los patines de columna (FEMA-350, 2.9.2)

Placas de Continuidad

	Símbolo / Cálculo	Respuesta
- Mínimo espesor requerido de los patines de columna para desestimar el uso de las placas de continuidad. (FEMA-350, Eq 3-5)	$t_{cf} = 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$	=0.94 in
- Mínimo espesor requerido de los patines de columna para desestimar el uso de las placas de continuidad. (FEMA-350, Eq 3-6)	$t_{cf} = \frac{b_f}{6}$	=1.09 in t _{fc} > t _{cf} ERROR!!

Si t_{fc} es menor que los valores mínimos presentados se debe proveer de placas de continuidad a los patines de viga a través del alma de la columna

Zona de panel

	Símbolo / Cálculo	Respuesta
Fuerza en la zona de panel (FEMA-350, 3.3.3.2)		
- Espesor de la zona de panel	$t = \frac{C_y M_c \frac{h - d_b}{h}}{(0.9) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_{fb})}$	=0.35 in
h = 10.99 ft		t < t _{wc}
- Espesor del alma de la columna.	t _{wc}	=0.42 in OK!!

Si t es mayor que el espesor del alma de la columna se debe proveer placas dobles ó incrementar la sección de columna

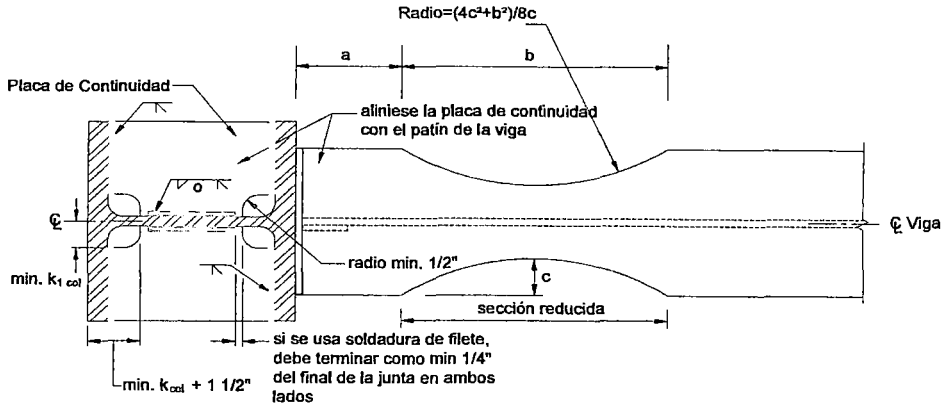
CONEXIÓN PRECALIFICADA FEMA 350

Categoría	Conexión soldada completamente restringida
Descripción de la Conexión	Conexión de viga de sección reducida
Acronimo	RBS

Procedimiento de diseño

Longitud y localización de la reducción del patín de la viga:

a = (0.50 a 0.75)bf	a:	4.91 in	OK!!
b = (0.65 a 0.85)db	b:	6.45 in	OK!!
c = 0.20bf	c:	1.31 in	



Referencia

Conexión de los patines de viga a los patines de columna. Soldadura CJP

- Fuerza en el patín.
- Area de soldadura requerida.
- Ancho requerido

Símbolo / Cálculo

$$P_{sf} = \frac{M_x}{d_m}$$

Respuesta

131.70 kips

2.93 in2

6.29 in

OK!!

Min 5/16" soldadura de filete en placa de apoyo de 5/16"

Especificaciones de la placa de corte

- Especificación de material (placa de acero)
- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero
- Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero
- Longitud de la placa de corte (FEMA-350, Figure 3-8)
- Espesor de la placa de corte
- Espesor mínimo requerido de la placa de corte (FEMA-350, Figure 3-12)

Usar soldadura de ranura CJP de 6.29 in de ancho / Patín

-	ASTM A36
Fy	36.00 ksi
Fu	58.00 ksi
Lmax = 5.68 in, L =	5.68 in
t _{at}	3/8
t _{at} - min	3/8
	100% OK!!

Espesor de la placa de corte 3/8 in, Longitud ~ 5.68 in

Diseño de pernos por corte

- Fuerza de corte (LABC 2002, Eq. 12-1)
- Especificación de material (pernos)
- Diametro del perno
- Resistencia de diseño por cada perno
- Numero de pernos requeridos

R _{u,D} = 1.4D	6.58 kips
--	A325-N
d _b	7/8
φ _{r,n}	21.60 kips
N _b	0.30 in

Usar: 1 pernos ø 7/8 in, A325-N

Diseño de pernos por aplastamiento

- Fuerza de corte (LABC 2002, Eq. 12-1)
- Esfuerzo de tensión mínimo especificado del acero
- Diametro del perno
- Valido para agujeros estandar - STD, y tambien OVS, SSL, LSLP.
- Espesor de la placa de corte.
- Resistencia de diseño por cada perno
- Numero de pernos requeridos

R _{u,D} = 1.4D	6.58 kips
Fu	58.00 ksi
d _b	7/8
-	
t _{at}	3/8
φ _{r,n}	34.28 kips
N _b	0.19 in

Usar: 1 pernos ø 7/8 in, Fu = 58 ksi

Revisión de la Placa de corte

- Corte en la cara de la columna (FEMA 350, Eq. 3-8)
- Fluencia por corte en la placa (AISC Spc., J2.4)
- Fractura por corte en la placa (AISC Spc., J4-1)
- Revisión del bloque de cortante en la placa.

$V_f = 2 \frac{M_x}{L - d_c} + V_g$	26.98 kips
φRn = 0.9 (0.6Fy Ag)	41.41 kips
φRn > Vf	65.17% OK!!
φRn = 0.75 (0.6Fu An)	45.81 kips
φRn > Vf	58.91% OK!!
A _{nv}	1.38 in2
A _{nt}	0.38 in2
0.6Fu A _{nv} > Fu A _{nt}	OK!!
φRn = 0.75 (0.6Fu Anv + Fy Agt)	51.21 kips
φRn > Vf	52.7% OK!!

Usar PL 3/8 x 5.68 in

Conexión de la placa de corte al patín de columna. Diseño de soldadura de penetración completa.

- Tipo de Electrodo		E70
- Resistencia del Electrodo	FEXX	70.00 ksi
- Resistencia nominal del Electrodo (AISC Spc., Tabla J2.5)	$F_w = 0.6F_{EXX}$	42.00 ksi
- Resistencia de diseño a cortante del Electrodo (AISC Spc., J2.4)	$\phi R_n = \phi F_w A_w$	67.10 in
	$\phi R_n > V_f$	40.22% OK!!

Conexión de la placa de corte al alma de la viga. Diseño de soldadura de filete.

- Tipo de Electrodo		E70
- Resistencia del Electrodo	FEXX	70.00 ksi
- Resistencia nominal del Electrodo (AISC Spc., Tabla J2.5)	$F_w = 0.6F_{EXX}$	42.00 ksi
- Tamaño mínimo de soldadura de filete.	T	5/16
T _{min} = 1/4 in		
- Longitud requerida de soldadura de filete.	$L_{req} = \frac{V_f}{(0.707)(T)(0.75)(F_w)}$	3.88 in
	$L_{req} < L$	OK!!
- Resistencia de diseño a cortante del electrodo, para L = 5.68 in	$\phi R_n = \phi F_w A_w$	40 kips
	$\phi R_n > V_f$	68.28% OK!!

CAPITULO 6:

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD POR ANÁLISIS NO LINEALES DINAMICOS

6.1 Introducción

En este capítulo aplicaremos el análisis no lineal dinámico bidimensional, para validar y complementar el análisis no lineal estático realizado en el capítulo anterior, la intención de este capítulo es verificar los valores de reacción en la base y desplazamiento inelástico máximo en el nivel superior, obtenidos del análisis pushover y de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad (MADRS), haciendo luego una comparación con los valores obtenidos de los mismos parámetros a partir de un análisis no lineal dinámico, y con ello, obtener conclusiones importantes sobre la aplicación del método.

Para el análisis no lineal dinámico y no lineal estático, en este capítulo usaremos modelos de diagramas Momento – Rotación a nivel del elemento ó Momento – Curvatura a nivel de la sección, que son diferentes a los usados anteriormente en el capítulo 5, los cuales eran diagramas simplificados extraídos de FEMA 356, estos nuevos diagramas serán aplicados a elementos con plasticidad distribuida en vigas y columnas.

Concluiremos el Capítulo con la obtención de una curva de capacidad representativa del tipo de estructura y a partir de esta curva analizaremos un valor final del factor de reducción de fuerzas sísmicas para pórticos dúctiles de acero resistentes a momento para el nivel de demanda seleccionado, a partir de este análisis sugeriremos modificaciones para nuestro reglamento vigente de diseño sismorresistente E030.

Para realizar todos estos procedimientos, usaremos el software Open System for Earthquake Engineering Simulation – OPEN SEES y para darle formato gráfico de salida usaremos el software Matlab.

OpenSees es el resultado de la acción conjunta de la Universidad de California en Berkeley, el Pacific Earthquake Engineering Research - PEER y el Network for Earthquake Engineering Simulation – NEES.

Este es un software de código abierto (Open Source), una plataforma de desarrollo de aplicaciones para simular el rendimiento de sistemas estructurales y geotécnicos sujetos a la acción sísmica. OpenSees esta bajo un desarrollo constante así que todos sus usuarios son a la vez desarrolladores, este desarrollo se basa en un lenguaje de programación libre denominado Tool Command Language Tcl/Tk que fue desarrollado en la Universidad de California y es distribuido en forma totalmente gratuita.

6.2 Análisis No Lineal Dinámico

El Análisis No Lineal Dinámico es un procedimiento complejo en el cual se representa a las estructuras incluyendo las características inelásticas de los elementos. El sismo se modela mediante un acelerograma completo haciendo un análisis paso a paso en el tiempo. Este es el análisis más sofisticado para encontrar las fuerzas y deformaciones de los elementos de la estructura y requiere que esta sea representada por modelos matemáticos que incorporen directamente las características no lineales en los diagramas Esfuerzo – Deformación en el caso del material, Momento – Rotación en el caso del elemento ó Momento – Curvatura en el caso de la sección. No obstante, se ha observado que estas demandas son muy sensibles a la forma del acelerograma y por esta razón debe calcularse para varios sismos diferentes.

La aplicación actual es para la investigación con el objetivo de simular el comportamiento de estructuras ante un sismo con el mayor detalle posible.

El FEMA 356 nos dice que el análisis tiempo historia debe ser llevado a cabo con no menos de 3 registros sísmicos es decir historias en el tiempo de movimientos del suelo, estos deben tener magnitudes tal que generen en la estructura desplazamientos críticos, y adquieran mecanismos que sean equivalentes a aquellos que controlan el diseño sísmico de las estructuras. Cuando no estén disponibles estos tres registros sísmicos que tengan estas características, se pueden simular estas historias en el tiempo de movimiento del suelo, es decir se

pueden usar acelerogramas artificiales que tengan una duración equivalente y que cuyas ordenadas espectrales alcancen los requeridos para el diseño.

Se deberá construir el espectro de respuesta de cada sismo y se deberá combinar estos tres espectros por el método SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada ordenada espectral), este espectro resultante que representa el valor medio de los espectros de respuesta, no deberá estar por debajo de 1.4 veces el espectro que se utiliza para el diseño, en nuestro caso el espectro contenido en la NTP E030 con 5% de amortiguamiento elástico, esta revisión se debe hacer para periodos comprendidos entre $0.2T$ seg. Y $1.5T$ seg. (Donde T es el periodo fundamental de la estructura).

Cuando tres registros de historias en el tiempo de movimiento sísmico sean usados para el análisis de la estructura, el máximo valor de cada parámetro de respuesta (por ejemplo; fuerza cortante en la base ó desplazamiento en un nivel específico) debe ser usado para determinar la aceptabilidad del diseño.

Cuando se usen 7 o más registros de historias en el tiempo de movimientos del suelo, será permitido usar el valor medio del parámetro de respuesta para determinar la aceptabilidad del diseño.

Al respecto la NTP E030 en su artículo 18.3 nos dice que el análisis tiempo historia se puede realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico, además deberá usarse no menos de 5 registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales ó artificiales, estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

La misma norma nos dice que solo para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

Con respecto a esto último podemos decir que mientras el diseño por desempeño y capacidad se vaya abriendo camino en nuestro país, los análisis dinámicos tiempo - historia no lineales serán más frecuentes y ya no sólo se deberá exigir para estructuras especialmente importantes, sino también para estructuras de uso general de categoría A y B definidos en la NTP E030.

6.3. Registros Utilizados

Al ser esta una investigación con carácter demostrativo, usaremos el método del FEMA 356, por lo tanto vamos a trabajar con sólo 3 registros sísmicos, el trabajo es análogo si se usaran más registros sísmicos horizontales.

Para la selección de los registros a usar, sólo se ha tenido en cuenta la condición que tengan una aceleración máxima de suelo considerable, por lo menos que sean mayores al 10% de la aceleración de la gravedad, es decir, si consideramos en 980 cm/seg^2 la aceleración de la gravedad, debemos usar sismos que tengan una aceleración máxima de suelo mucho mayor a 98 cm/seg^2 (gals).

Con esta condición, se eligieron los sismos registrados en el Perú en los años 1966, 1970 y 2007.

Sismo A

El sismo del 17 de Octubre de 1966 registrado por el Centro Peruano – Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, en su estación Parque de la Reserva.

Datos del Sismo:

Coordenadas de la Estación: $12.06^\circ \text{ Lat. S} - 77.05^\circ \text{ Long. W}$

Tipo de Suelo: Grava gruesa.

Coordenadas del Epicentro: $10.70^\circ \text{ Lat. S} - 78.70^\circ \text{ Long. W}$

Para el desarrollo de este trabajo se usaron los datos en la componente horizontal E – W.

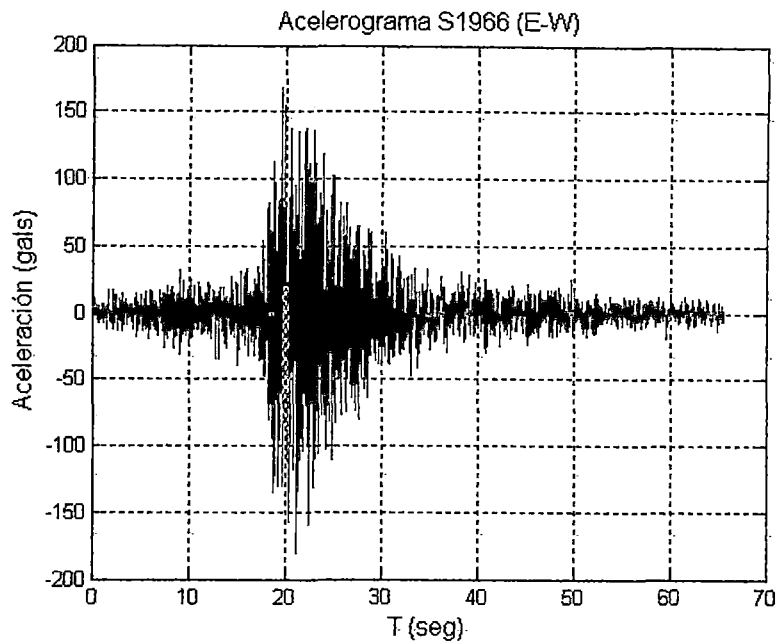


Figura 6.1:

Este sismo tuvo una aceleración máxima de suelo de 180.592gals.

Sismo B

El Sismo del 31 de mayo de 1970 registrado por el Centro Peruano – Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, en su estación Parque de la Reserva - Lima.

Datos del Sismo:

Coordenadas de la Estación: 12.06° Lat. S - 77.05° Long. W

Tipo de Suelo: Grava gruesa.

Coordenadas del Epicentro: 9.36° Lat. S - 78.87° Long. W

Para el desarrollo de este trabajo de usaron los datos en la componente horizontal E – W.

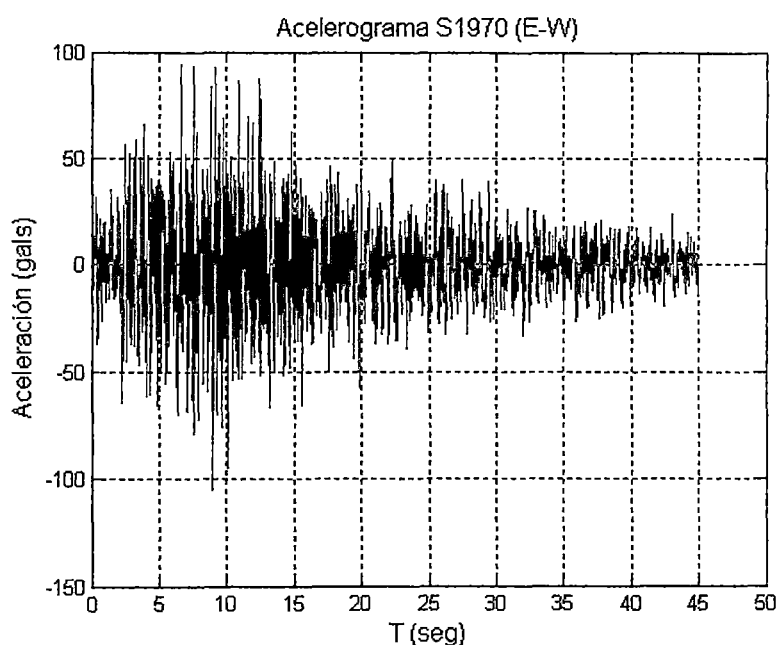


Figura 6.2:

Este sismo tuvo una aceleración máxima de suelo de 104.818gals.

Sismo C

El Sismo del 15 de agosto de 2007 registrado por el Centro Peruano – Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, en su estación UNICA ubicada en la Universidad Nacional San Luís Gonzaga de ICA.

Datos del Sismo:

Coordenadas de la Estación: 14.0887° Lat. S - 75.7321° Long. W

Altitud: 409.00 msnm.

Coordenadas del Epicentro: 13.67° Lat. S - 76.76° Long. W

Para el desarrollo de este trabajo de usaran los datos en la componente horizontal E – W.

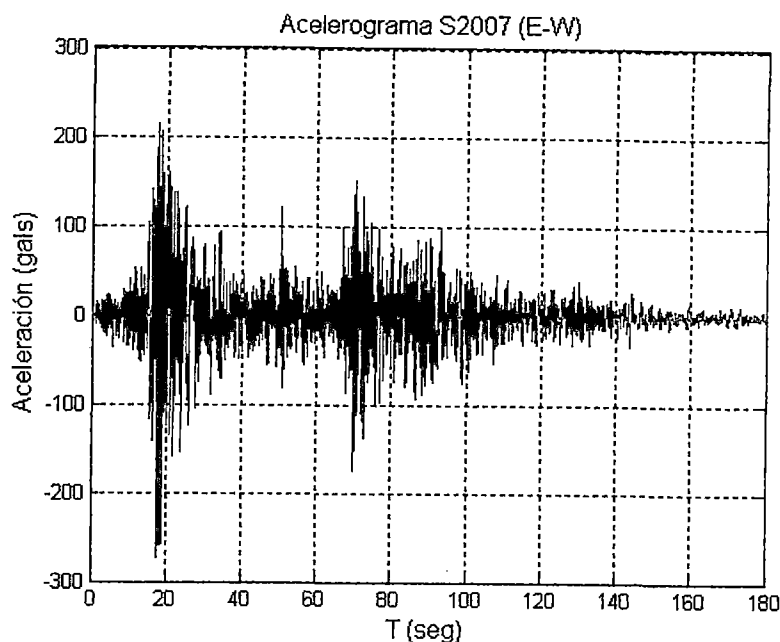


Figura 6.3:

Este sismo tuvo una aceleración máxima de suelo de 272.2061gals.

Estos tres sismos de análisis fueron normalizados a 0.4g para obtener una aceleración máxima de suelo equivalente a la aceleración máxima de diseño correspondiente a la zona 3 de la Norma Sismorresistente E 030.

Los factores de normalización aplicados a cada sismo son:

Sismo	Factor
Sismo A – 1966	2.1706
Sismo B – 1970	3.7398
Sismo C – 2007	1.4401

Tabla 6.1: Factores de amplificación sísmica

Al ser esta una investigación con carácter demostrativo, usaremos el método del FEMA 356 (Sec. 1.6.2.2), por lo tanto vamos a trabajar con sólo 3 registros sísmicos usando las respuestas máximas para la aceptabilidad del diseño, el trabajo es análogo si se usaran más registros sísmicos horizontales y en este caso se permite usar las respuestas medias para la aceptabilidad del diseño.

6.4. Espectros de Respuesta

El espectro de respuesta se definió en el capítulo 1 como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de un grado de libertad que tienen el mismo amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones, el cual está definido por un acelerograma. También se dijo en el mencionado capítulo que para generar un espectro de respuesta, se deben calcular las respuestas máximas de por ejemplo; aceleraciones, velocidades o desplazamientos, de un número determinado de osciladores (100 por ejemplo), todos con diferente periodo de vibración pero con el mismo amortiguamiento, estos valores de respuesta máxima en valor absoluto se grafican en una curva que es la respuesta espectral, y esta respuesta espectral es característica de cada sismo.

En este capítulo vamos a calcular la respuesta espectral resolviendo la ecuación general del movimiento para sistemas de 1 grado de libertad, la cual es la siguiente:

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = -m\ddot{U}_g \quad (6-1)$$

Donde m es la masa; c es el amortiguamiento; k es la rigidez, del sistema de 1 grado de libertad, q es la respuesta en el tiempo de desplazamiento; \dot{q} es la respuesta en el tiempo de velocidad; \ddot{q} es la respuesta en el tiempo de aceleración y \ddot{U}_g es la aceleración del suelo. Esta ecuación se puede reescribir de la siguiente manera:

$$\ddot{q} + 2\xi W_n \dot{q} + W_n^2 q = -\ddot{U}_g \quad (6-2)$$

Donde:

$$W_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (6-3)$$

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (6-4)$$

Para encontrar la respuesta lineal de esta ecuación debemos aplicar un método de integración, en el capítulo 1 aplicamos el método de aceleración lineal pero no dimos mayor información sobre el procedimiento de cálculo, aquí además de

este método, usaremos el método de integración de newmark para el cálculo de las respuestas de los modelos estructurales.

6.5. Métodos de Integración

6.5.1. Método de integración por aceleración lineal

No es nuestra intención el desarrollo analítico del método, lo que buscamos es la aplicación práctica, haremos una breve descripción con la finalidad de luego poder programarlo en Matlab y obtener los espectros de respuesta.

El método de aceleración lineal considera que en la respuesta del sistema la aceleración entre dos instantes de tiempo varía en forma lineal.

Sea q_i , q_i° y q_i^{∞} , el desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo discreto t_i y sea q_{i+1} , q_{i+1}° y q_{i+1}^{∞} , lo propio pero en el tiempo discreto t_{i+1} . El procedimiento de cálculo para sistemas de 1 grado de libertad es el siguiente:

- 1) Se determina la masa equivalente del sistema M^*

$$M^* = m + \frac{c\Delta t}{2} + \frac{k\Delta t^2}{6} \quad (6-5)$$

Donde Δt es el incremento de tiempo con el cual se desea hallar la respuesta sísmica.

- 2) Se halla el incremento de carga ΔQ_i^*

$$\Delta Q_i^* = \Delta Q - q_i^{\infty} \left(c\Delta t + \frac{k}{2} \Delta t^2 \right) - q_i^{\circ} k \Delta t \quad (6-6)$$

$$\Delta Q = -m(U_{i+1}^{\infty} - U_i^{\infty}) \quad (6-7)$$

Siendo U_i^{∞} , U_{i+1}^{∞} la aceleración del suelo en los tiempos discretos t_i y t_{i+1} .

- 3) Se halla el incremento de aceleraciones Δq^{∞}

$$\Delta q^{\infty} = \frac{\Delta Q_i^*}{M^*} \quad (6-8)$$

- 4) Se encuentra el incremento de velocidad Δq°

$$\Delta q^{\circ} = q_i^{\infty} \Delta t + \frac{\Delta q^{\infty}}{2} \Delta t \quad (6-9)$$

5) Se determina el incremento de desplazamiento Δq

$$\Delta q = q_i^o \Delta t + \frac{q_i^{\infty}}{2} \Delta t^2 + \frac{\Delta q^{\infty}}{6} \Delta t^2 \quad (6 - 10)$$

6) Se obtiene el nuevo desplazamiento, velocidad y aceleración en t_{i+1}

$$q_{i+1} = q_i + \Delta q$$

$$q_{i+1}^o = q_i^o + \Delta q^o$$

$$q_{i+1}^{\infty} = q_i^{\infty} + \Delta q^{\infty}$$

7) Los valores obtenidos en el tiempo t_{i+1} se asignan a t_i

$$q_i = q_{i+1}$$

$$q_i^o = q_{i+1}^o$$

$$q_i^{\infty} = q_{i+1}^{\infty}$$

Para un nuevo incremento de tiempo se repite desde el paso 2. Es importante destacar que en el análisis lineal, la masa equivalente M^* se determina una sola vez.

6.5.2. Método de integración de Newmark

En 1959 Newmark presentó una familia de métodos de integración de un solo paso para la solución de los problemas dinámicos estructurales sometidos a acciones sísmicas.

Newmark basándose en el desarrollo de las series de Taylor, trunco estas ecuaciones y las expresó de la siguiente manera:

$$u_i = u_{i-\Delta t} + \Delta t u_{i-\Delta t}^o + \frac{\Delta t^2}{2} u_{i-\Delta t}^{\infty} + \beta \Delta t^3 u^{\infty} \quad (6 - 11)$$

$$u_i^o = u_{i-\Delta t}^o + \Delta t u_{i-\Delta t}^{\infty} + \gamma \Delta t^2 u^{\infty} \quad (6 - 12)$$

Si se asume que la aceleración es lineal en el paso, la siguiente ecuación puede ser escrita:

$$u^{\infty} = \frac{(u_i^{\infty} - u_{i-\Delta t}^{\infty})}{\Delta t} \quad (6 - 13)$$

La sustitución de la ecuación anterior en las ecuaciones producen las ecuaciones de Newmark en la forma estándar:

$$u_t = u_{t-\Delta t} + \Delta t u_{t-\Delta t}^{\circ} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 u_{t-\Delta t}^{\infty} + \beta \Delta t^2 u_t^{\infty} \quad (6-14)$$

$$u_t^{\circ} = u_{t-\Delta t}^{\circ} + (1 - \gamma) \Delta t u_{t-\Delta t}^{\infty} + \gamma \Delta t u_t^{\infty} \quad (6-15)$$

En 1962 Wilson formulo el método de Newmark en notación matricial y agrupo algunos términos para hacer más sencilla la aplicación del método. Estas ecuaciones reescritas por Wilson son las siguientes:

$$u_t^{\infty} = b_1 (u_t - u_{t-\Delta t}) + b_2 u_{t-\Delta t}^{\circ} + b_3 u_{t-\Delta t}^{\infty} \quad (6-16)$$

$$u_t^{\circ} = b_4 (u_t - u_{t-\Delta t}) + b_5 u_{t-\Delta t}^{\circ} + b_6 u_{t-\Delta t}^{\infty} \quad (6-17)$$

Donde los valores b_1 a b_6 son constantes.

A continuación al igual que para el método de aceleración lineal, mostramos los pasos a usar en la aplicación del método de Newmark.

- 1) Calcule la rigidez K , la masa m y el amortiguamiento c .
- 2) Especifique los parámetros de integración de Newmark β y γ .
- 3) Calcule las constantes de integración:

$$b_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}, \quad b_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}, \quad b_3 = \beta - \frac{1}{2}, \quad b_4 = \gamma \Delta t b_1, \quad b_5 = 1 + \gamma \Delta t b_2$$

$$b_6 = \Delta t (1 + \gamma b_3 - \gamma)$$

- 4) Forme la matriz de rigidez efectiva $K^* = K + b_1 m + b_4 c$
- 5) Si se trabajara para más de 1 GDL se debe triangularizar la matriz de rigidez efectiva $K^* = LDL^T$.
- 6) Especificar las condiciones iniciales: u_0 , u_0° y u_0^{∞} .
- 7) Para cada incremento de tiempo $t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$ se debe calcular el vector de carga efectivo F_t^* .

$$a = \frac{m}{\beta \Delta t} + \frac{\gamma c}{\beta} \quad (6-18)$$

$$b = \frac{0.5m}{\beta} + \Delta t \left(\frac{0.5\gamma}{\beta} - 1 \right) c \quad (6-19)$$

$$\text{Por lo tanto } F_t^* = F_t + a u_{t-\Delta t}^{\circ} + b u_{t-\Delta t}^{\infty}$$

$$\text{Donde: } F_t = -m(U_{t+1}^{\infty} - U_t^{\infty})$$

8) Se debe resolver la ecuación para el tiempo t .

$$K^* u_t = F_t^*$$

9) Finalmente se calculan los incrementos de velocidad y aceleración en el tiempo t .

$$incr\ v = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_t - \frac{\gamma}{\beta} u_{t-\Delta t}^o + \Delta t \left(1 - 0.5 \frac{\gamma}{\beta} \right) u_{t-\Delta t}^{\infty} \quad (6-20)$$

$$incr\ a = \frac{1}{\beta\Delta t^2} u_t - \frac{1}{\beta\Delta t} u_{t-\Delta t}^o - \frac{0.5}{\beta} u_{t-\Delta t}^{\infty} \quad (6-21)$$

Luego se deben hallar los valores finales del paso:

$$u_t^o = u_{t-\Delta t}^o + incr\ v$$

$$u_t^{\infty} = u_{t-\Delta t}^{\infty} + incr\ a$$

10) Regresar al paso 7 y incrementar el tiempo $t = t + \Delta t$

6.6. Espectros de Respuesta de Aceleraciones

Utilizando estos 2 métodos se han calculado los espectros de respuesta de los sismos utilizados (S1966, S1970 y S2007), para osciladores de masas unitarias y para tres diferentes valores de amortiguamiento efectivo ($E = 0.05, 0.10$ y 0.20), variando los periodos de 0.1 a 3 seg, los cuales se muestran a continuación:

Espectro de Respuesta Sismo de 1966:

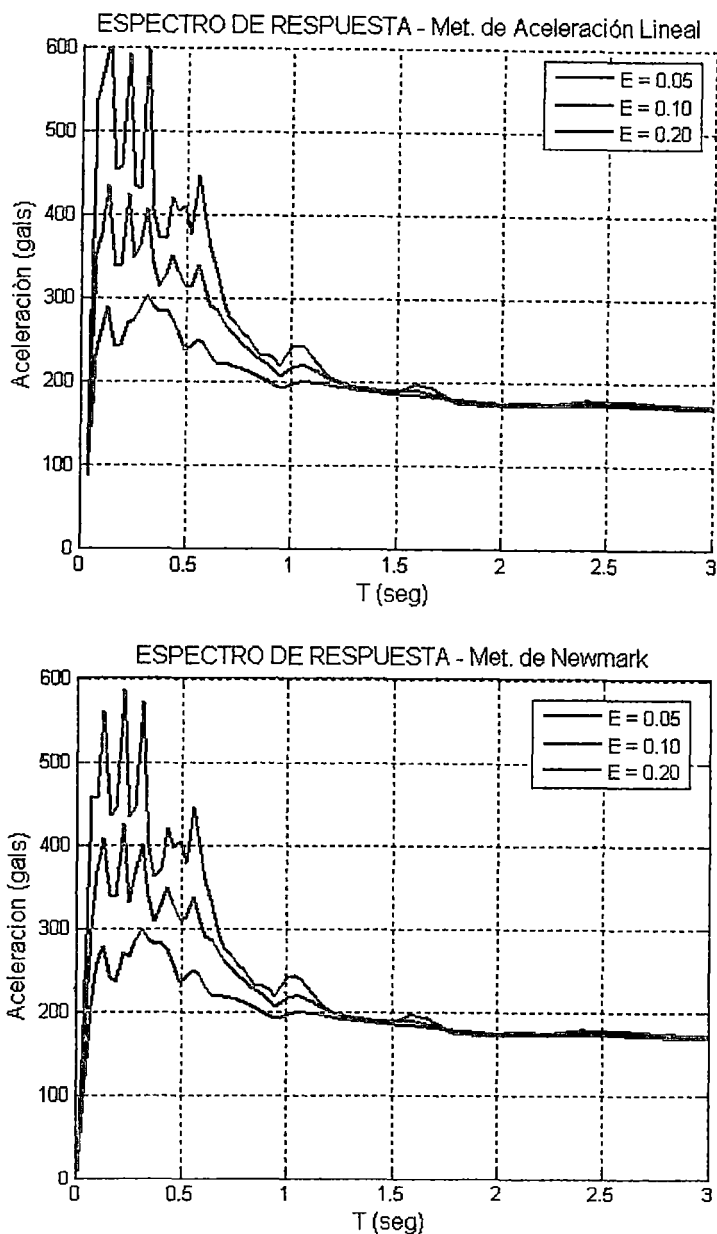


Figura 6.4:

Se muestran los espectros de respuesta calculados por ambos métodos para el sismo de 1966, para tres diferentes valores de amortiguamiento efectivo E. Del análisis de la forma espectral, se observa que las estructuras cuyos periodos están comprendidos entre 0 – 0.5, es decir estructuras rígidas como pueden ser los edificios de albañilería confinada, son los que reciben mayor aceleración del terreno.

Espectro de Respuesta Sismo de 1970:

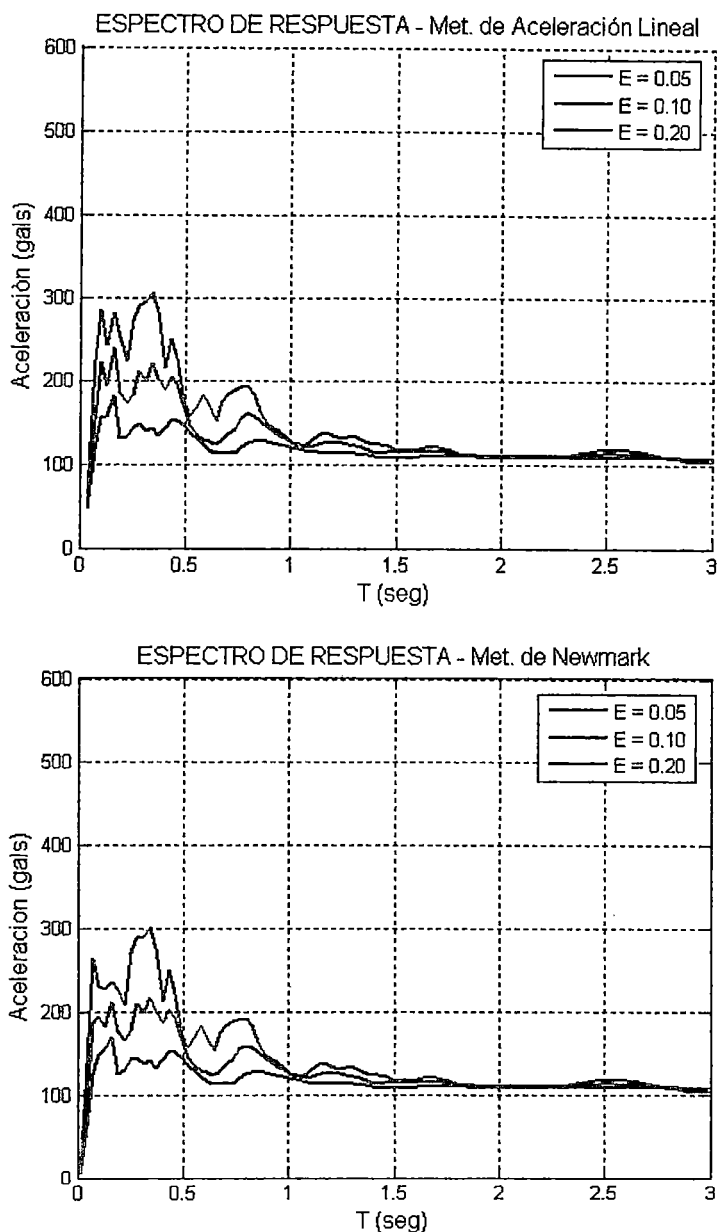


Figura 6.5:

De igual forma se muestran los espectros de respuesta calculados por ambos métodos para el sismo de 1970, para tres diferentes valores de amortiguamiento efectivo E . Del análisis de la forma espectral, se observa que las estructuras cuyos periodos están comprendidos entre 0 – 0.5, es decir estructuras rígidas son los que reciben mayor aceleración del terreno. Este sismo alcanzó aceleraciones mucho menores que el anterior de 1966.

Espectro de Respuesta Sismo de 2007:

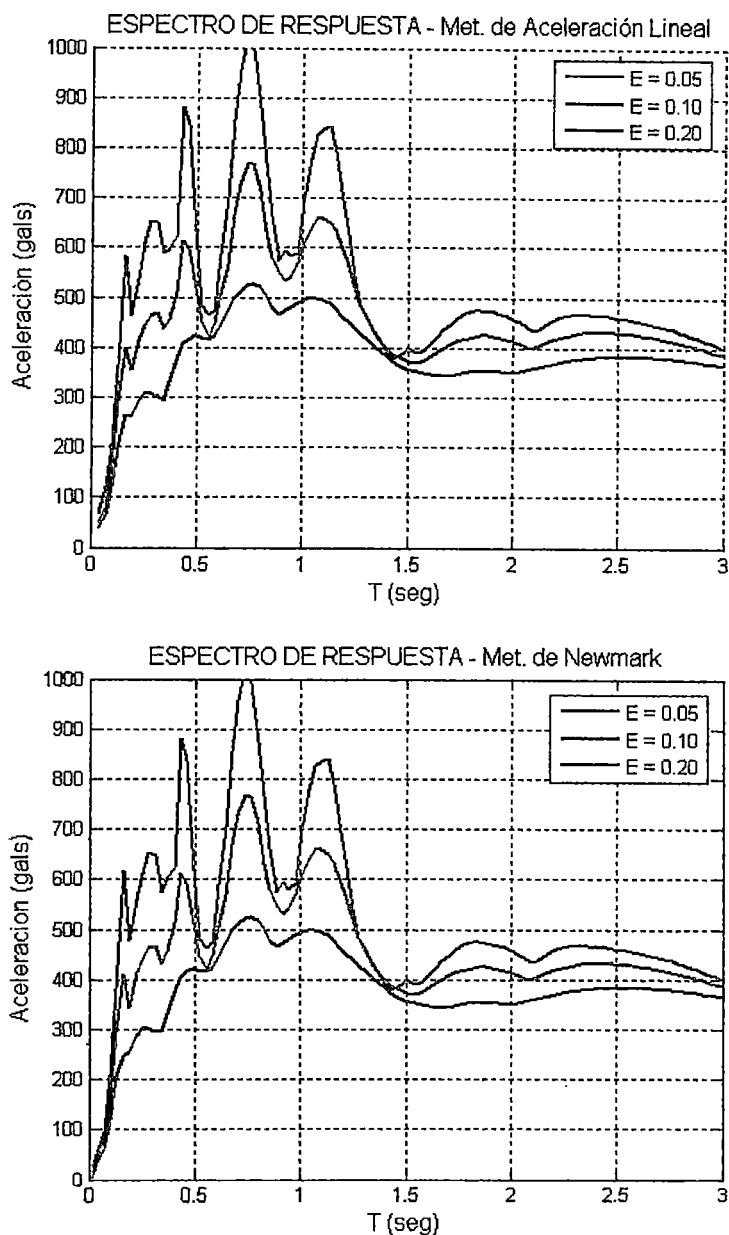


Figura 6.6:

Finalmente se muestran los espectros de respuesta calculados por ambos métodos para el sismo de 2007, para tres diferentes valores de amortiguamiento efectivo E . Del análisis de la forma espectral, se observa que las estructuras cuyos periodos están comprendidos entre 0.5s – 1s, es decir estructuras medianamente rígidas son los que reciben mayor aceleración del terreno. Este sismo alcanzó aceleraciones de grandes proporciones ya que se registro

cercanamente al epicentro, por ello las ordenadas espectrales fueron mayores a los dos sismos anteriores (1966 y 1970).

6.7. Combinación Espectral en FEMA 356

Para utilizar estos espectros de acuerdo a FEMA 356, los acelerogramas se normalizaron a una aceleración máxima del terreno de 0.4g (392 gals \leftrightarrow 154.33 in/seg²), con estos acelerogramas normalizados se recalcularon los espectros de respuesta de aceleraciones, considerando ahora la masa de 0.0707 Kips/in/seg² que corresponde a la masa del 1º modo de vibración del modelo a analizar.

Estos espectros de respuesta se colocaron en una grafica, conjuntamente con el espectro de respuesta de la norma sismorresistente E030 con un factor de reducción de fuerza sísmica R de 9.5 y calculado con los mismos parámetros utilizados en el modelo en el capítulo 5 (Z, U y S), se colocó también la grafica de los valores de la combinación cuadrática de los espectros de respuesta (SRSS) de los sismos de 1966, 1970 y 2007, para compararla con la grafica correspondiente a 1.4 veces el valor del espectro de diseño elástico de la E030.

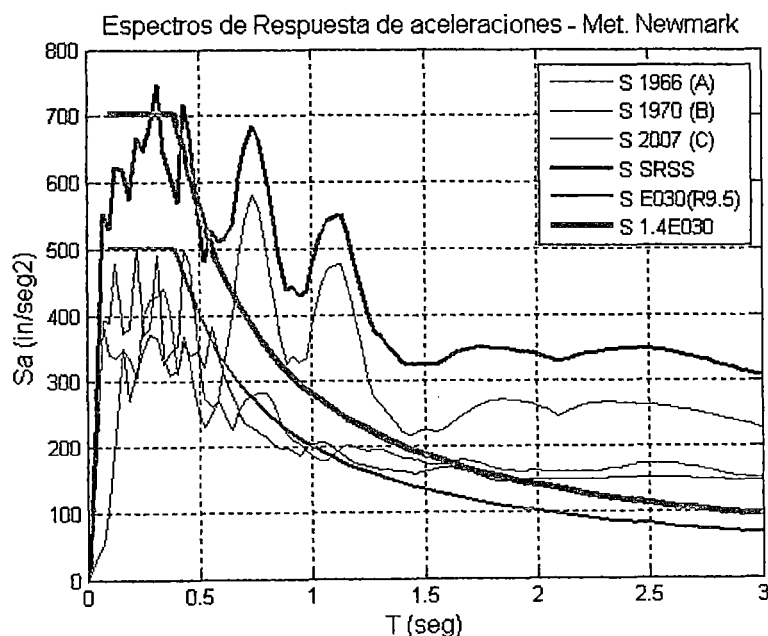


Figura 6.7:

En el gráfico se observa que los espectros de respuesta normalizados de aceleraciones de los tres sismos considerados, representan muy bien al espectro

de diseño elástico de la NTP E030 (de color marrón), además la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las ordenadas espectrales (representada de color negro en la grafica), es mayor en casi todos sus puntos a la curva que representa 1.4 veces el espectro de diseño (de color celeste), por lo que el juego de sismos seleccionados cumplen las condiciones para ser usados en el análisis según FEMA 356.

6.8. Modelo Estructural

Para verificar los resultados usaremos un modelo plano en 2 dimensiones, será el mismo pórtico analizado en el capítulo 5 pero será recortado a 2 niveles y un tramo para facilidad de interpretación, se usarán las mismas secciones revisadas y verificadas para las condiciones en FEMA usadas en el capítulo anterior.

Este modelo se presenta en el siguiente esquema:

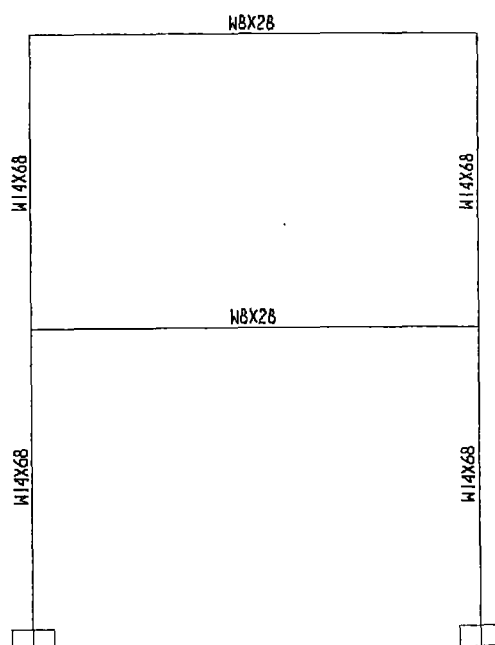


Figura 6.8: Modelo de análisis.

Las dimensiones del modelo son las mismas, altura de piso típico de 3.35m \leftrightarrow 131.89 in y longitud del tramo de 5.15 m \leftrightarrow 202.76 in.

Las cargas vivas y muertas serán las mismas del modelo anterior, pero se repartirán sobre un ancho tributario de 1.75m (ancho transversal).

Por lo tanto:

$$DL = 0.46078 \times 1.75 = 0.8064 \text{ Tn/m.}$$

$$LL = 0.5 \times 1.75 = 0.875 \text{ Tn/m.}$$

La carga distribuida sobre los elementos a aplicar para el análisis será la combinación presentada en FEMA 356:

$$GRAV = 1.1 (0.8064 + 0.25 \times 0.875) = 1.1277 \text{ Tn/m. } \Leftrightarrow 0.0632 \text{ Kip/in.}$$

La masa por nudo considerando la carga GRAV y el peso de las vigas y columnas se calculó como sigue:

Piso	Mx	My
Piso 2	3.933e-2	3.933e-2
Piso 1	4.320e-2	4.320e-2
Base	3.865e-3	3.865e-3
Total	8.640e-2	8.640e-2

Tabla 6.2: Resumen de masas.

Se consideró la aceleración de la gravedad $g = 386.4 \text{ Kips / in /seg}^2$.

A este modelo se le aplicará un análisis no lineal dinámico en base a los registros sísmicos seleccionados, para el mismo, se requiere definir la no linealidad de los materiales empleados y por ello usaremos dos tipos de secciones, una representará la sección en las columnas y otra representará la sección en las vigas.

En base a este modelamiento de las secciones nuestro modelo se dividirá en dos nuevos modelos.

- Modelo 1; Steel01 a flexión y Elastic a compresión.
- Modelo 2; Giuffré Menegotto Pinto (Steel02) a flexión y Elastic a compresión.

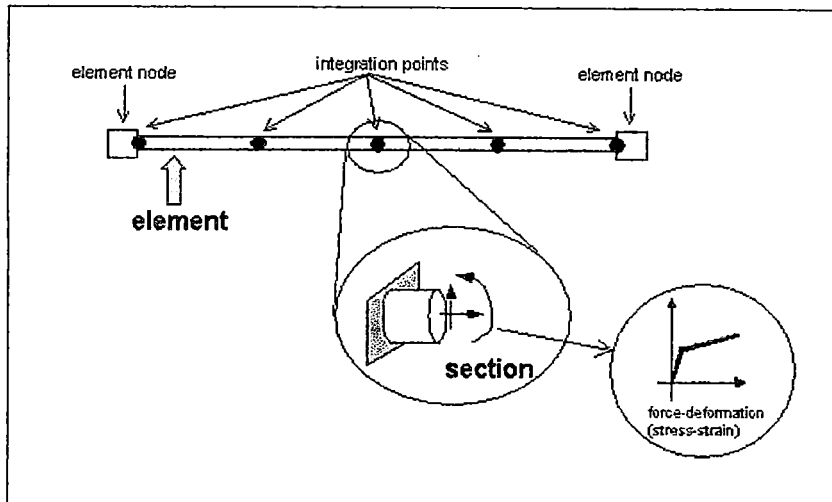


Figura 6.9: Esquema de cálculo de OpenSees.

Este esquema muestra la forma de cálculo de OpenSees en el elemento para cada sección especificada. La plasticidad se distribuye en toda la longitud del elemento y se calcula en los puntos de integración determinados.

6.8.1 Modelo 1

ETAPA DE MODELAMIENTO

Se utilizará el material uniaxial Steel01 de OpenSees para representar la flexión y el material uniaxial elástico para representar la carga axial.

El esquema del Steel01 es el siguiente:

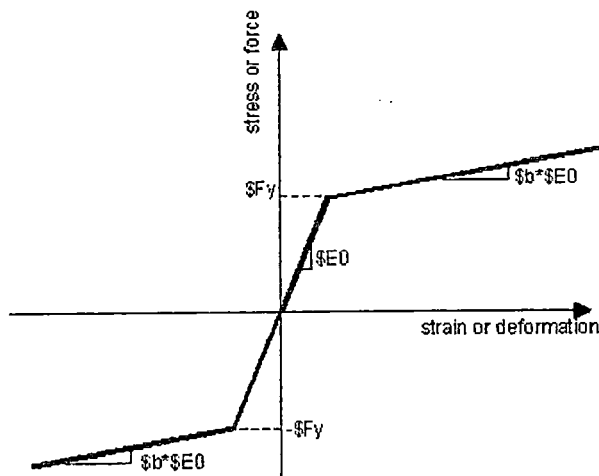


Figura 6.10: Material Steel01 de OpenSees.

Este es un modelo bilineal con degradación de rigidez post fluencia.

Se usara para representar la flexión en la sección de viga y columna (M3), para ello será adaptado a una grafica Momento – Curvatura.

Esta grafica se construye a partir de los datos de momento y curvatura en la fluencia, los cuales fueron calculados anteriormente según las ecuaciones en FEMA 356 para las secciones de viga y columna.

Este modelo nos será muy útil para validar el Método del Espectro de Capacidad MADRS utilizado ampliamente en el capítulo 5.

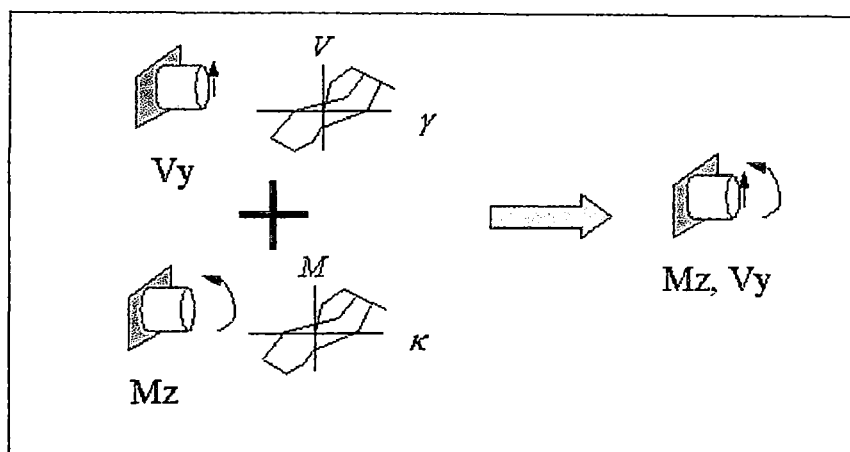


Figura 6.11: Esquema de la forma como se agregan las solicitaciones en las secciones en OpenSees.

La sección final será el resultado de agregar dos materiales uniaxiales, cada material uniaxial representa un tipo de solicitación, la cual puede ser corte, flexión o carga axial.

El esquema representa como es posible agrupar materiales uniaxiales definidos previamente y obtener como resultado un esfuerzo resultante que represente el comportamiento de la sección.

En este caso vamos a agregar un comportamiento flexional y un comportamiento axial, el comportamiento flexional quedara definido por la forma de Steel01, este comportamiento es bilineal con degradación de rigidez, el comportamiento axial será el típico comportamiento elástico.

Para la Viga (W8x28):

Comportamiento flexional en la sección:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} = 27.2 \times 50 = 1360 \text{ kip x in. (Momento en la fluencia)}$$

$$\phi_y = M_{CE} / EI_b = 1360 / 29000 \times 98 = 4.78 \text{ E-4. (Curvatura en la fluencia)}$$

Los valores en el modelo Steel01 son los siguientes:

$$F_y = 1360.$$

$$E0 = 1360 / 4.78 \text{ E-4} = 2\,842\,000$$

$$b = 0.09$$

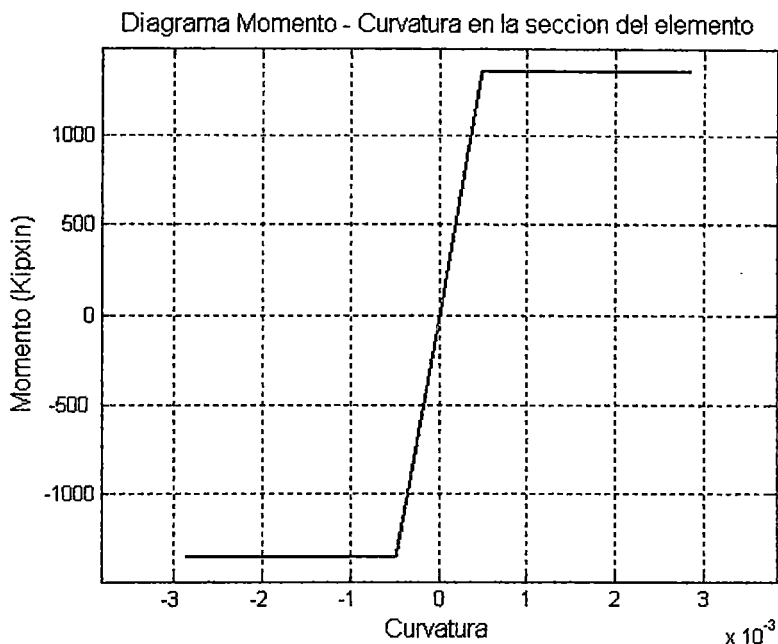


Figura 6.12:

Comportamiento axial en la sección:

Se considerara comportamiento uniaxial elástico cuya rigidez axial será calculada como:

$$E = 29000 \text{ ksi.}$$

$$A = 8.25 \text{ in}^2.$$

$$EA = 29000 \times 8.25 = 239\,250.$$

Para el análisis se tomaran 5 puntos de integración repartidos en el elemento.

Para la Columna (W14x68):

Comportamiento flexional en la sección:

La carga P adicional es nula.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = 1.18 \times 115 \times 50 = 6785 \text{ por lo tanto:}$$

$Q_{CE} = 6785 \text{ kip x in.}$ (Momento en la fluencia)

$\phi_y = M_{CE} / EI_c = 6785 / 29000 \times 722 = 3.24 \text{ E-4.}$ (Curvatura en la fluencia)

Los valores en el modelo Steel01 son los siguientes:

$\$F_y = 6785.$

$\$E_0 = 6785 / 3.24 \times 10^{-4} = 20\,938\,000.$

$\$b = 0.09$

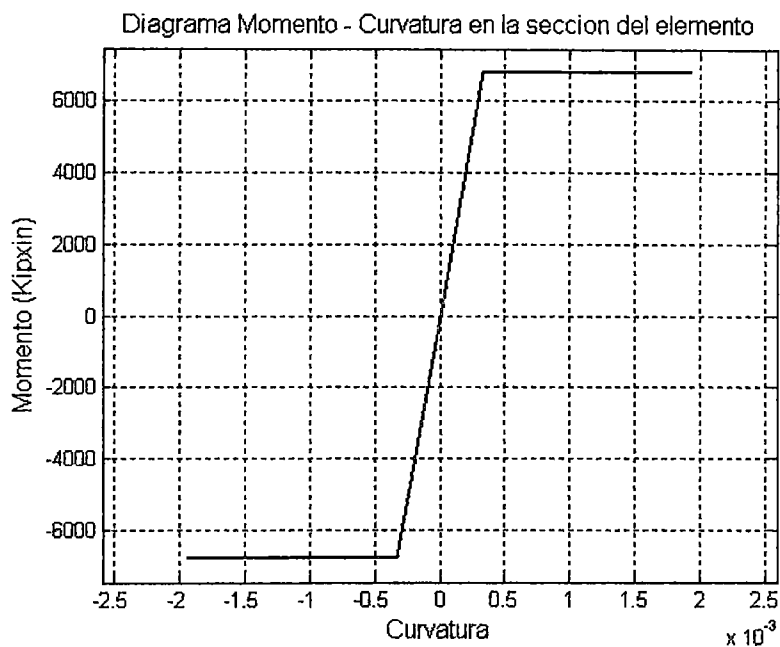


Figura 6.13:

Comportamiento axial en la sección:

Se considerara comportamiento uniaxial elástico cuya rigidez axial será calculada como:

$E = 29000 \text{ ksi.}$

$A = 20 \text{ in}^2.$

$EA = 29000 \times 20 = 580\,000.$

Estos diagramas Momento – Curvatura en las secciones de la viga y la columna representan la no linealidad flexional a nivel de la secciones del elemento, en este caso la plasticidad es distribuida a lo largo del elemento y el cálculo para cada elemento (viga, columna) en OpenSees se realiza en 5 puntos de integración repartidos en forma equidistante a los largo de cada elemento.

ETAPA DE ANALISIS DE RESULTADOS

Análisis No lineal estático (Carga uniforme)

Se aplicó una carga lateral monotónica en cada nudo, igual al producto de la masa por la aceleración de la gravedad de cada nudo del pórtico.

$$P_{nudo} = 7.38 \text{ Kips.}$$

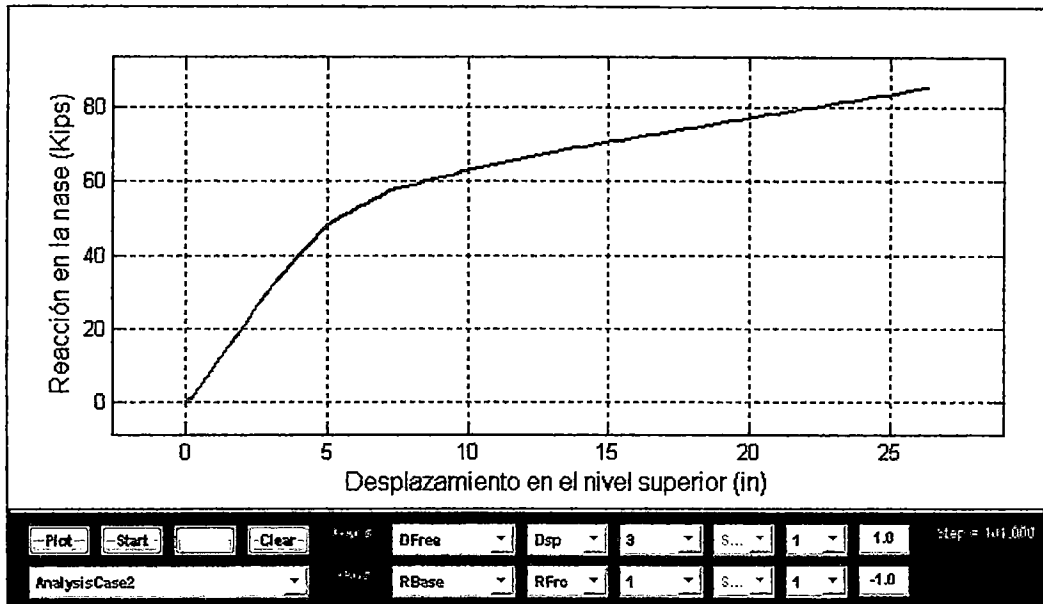


Figura 6.14: Curva de Capacidad Modelo 1.

Se realizó un análisis pushover al modelo, este análisis no lineal estático será revisado por un procedimiento de análisis no lineal dinámico.

El modelo no lineal representado por Steel01, es muy útil para el análisis de determinadas excitaciones sísmicas, y en la determinación del desplazamiento en el nivel superior y reacción máxima en la base que se obtiene a partir de la acción de la demanda sísmica.

Análisis No lineal Dinámico (Senoidal)

Para llevar a la estructura hasta la zona de plastificación aplicaremos una excitación dinámica del tipo senoidal a la cual se le ha ajustado gradualmente tanto el periodo como la amplitud.

Finalmente se aplico una curva senoidal con periodo de 3 seg, con amplitud de 1800 in/seg^2 y una duración total de 20 seg la misma que se muestra a continuación.

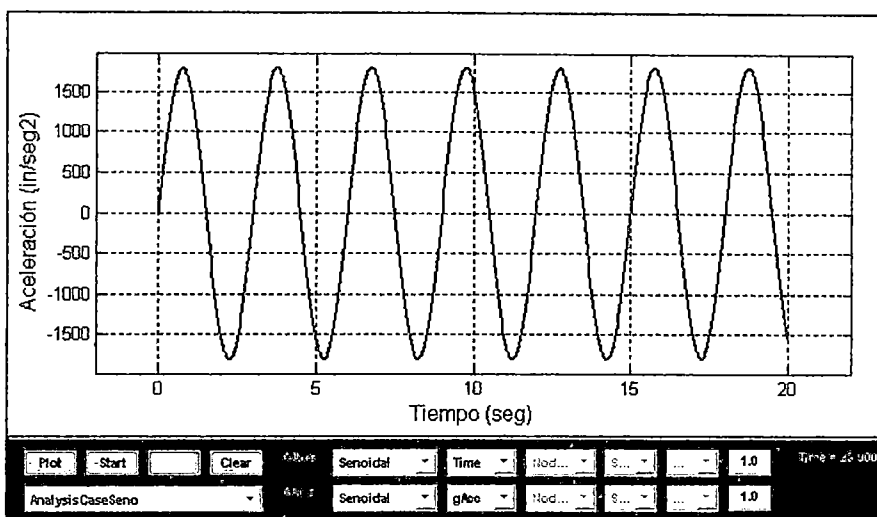


Figura 6.15: Acelerograma artificial de tipo senoidal para llevar la estructura a la zona de plastificación

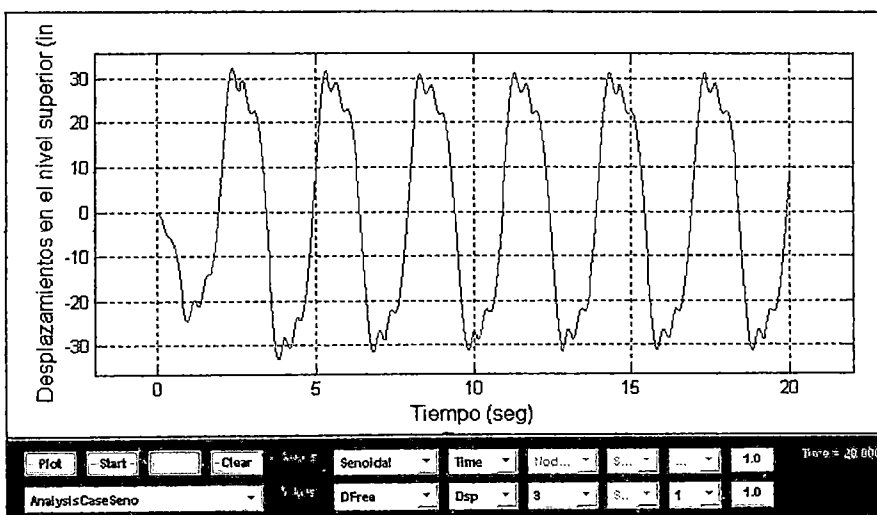


Figura 6.16: Respuesta en el tiempo del Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal

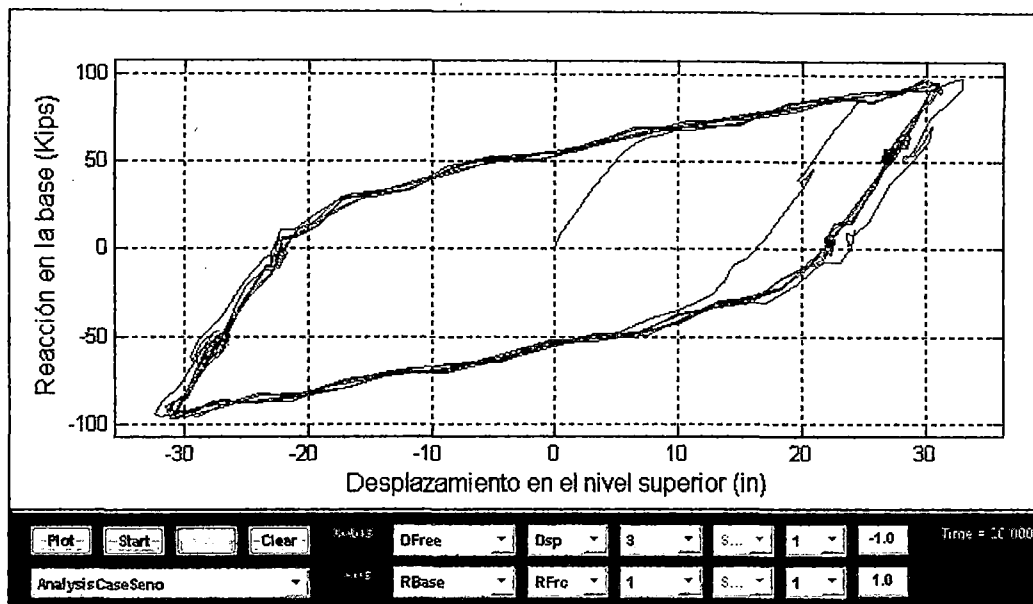


Figura 6.17: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base vs. Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal

Se observa que el análisis no lineal dinámico senoidal obtiene una curva de capacidad muy semejante a la obtenida en el análisis no lineal estático, por lo tanto, se puede validar el análisis pushover para la obtención de la curva de capacidad.

Para el análisis no lineal dinámico en OpenSees se utilizó la siguiente configuración de comandos:

Tipo de Análisis: Transient.

Control del Tipo de restricción: Transformation Method.

Tipo de Integrador: Newmark ($\beta = 1/4$, $\gamma = 1/2$).

Tipo de Algoritmo de solución: Newton (con aproximación tangente).

Tipo de numeración de grados de libertad: RCM

Tipo de sistema de ecuaciones: Band General.

Test de Convergencia: Energy Increment.

Análisis No Lineal Dinámico:

Se realizó un análisis no lineal dinámico, considerando las características del modelo y los parámetros del tipo de análisis anterior, se aplicó cada sismo normalizado en la dirección horizontal por separado, y se obtuvieron las historias en el tiempo de los desplazamientos en el nivel superior y reacciones en la base.

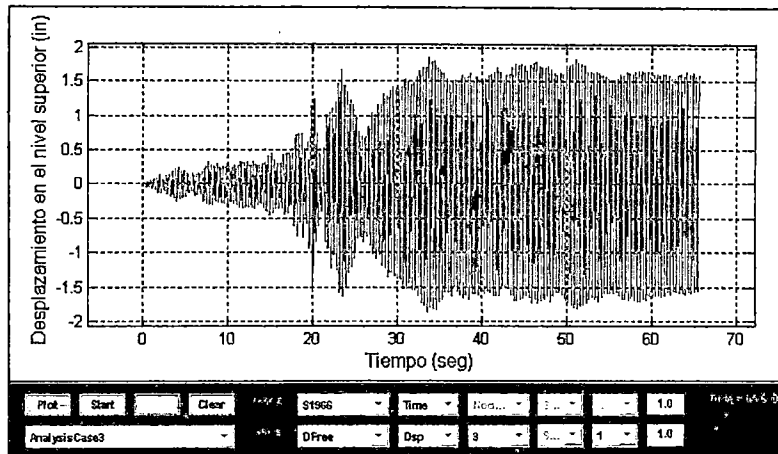


Figura 6.18: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1966

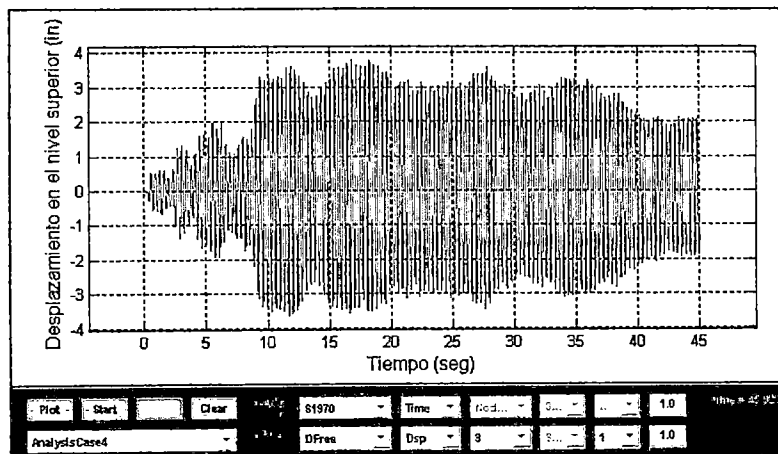


Figura 6.19: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1970

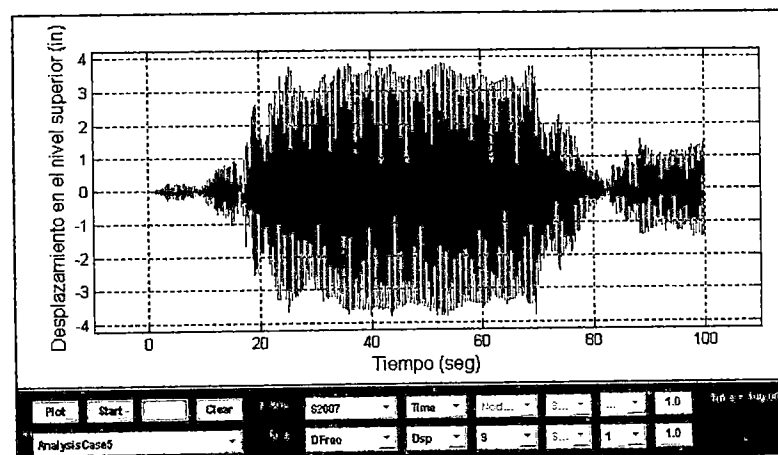


Figura 6.20: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 2007

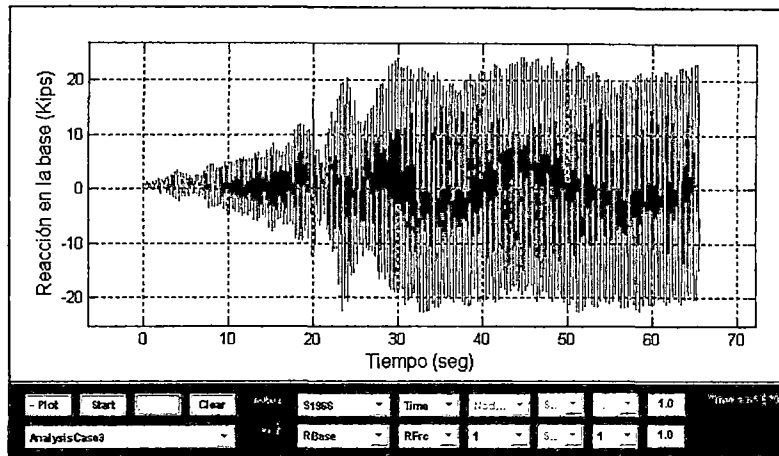


Figura 6.21: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1966

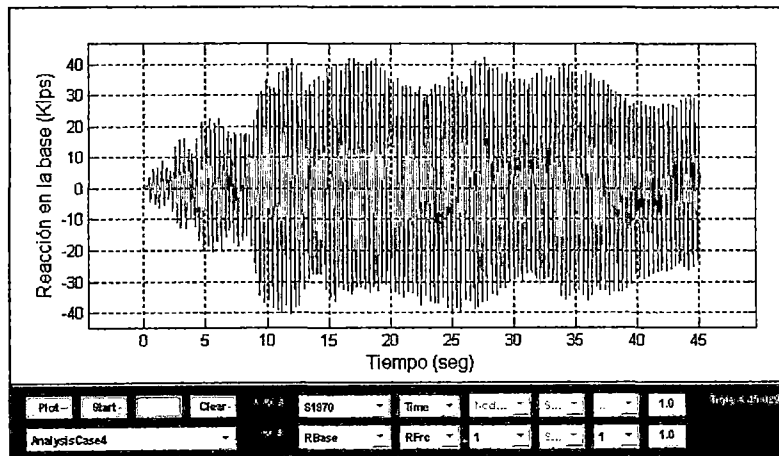


Figura 6.22: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1970

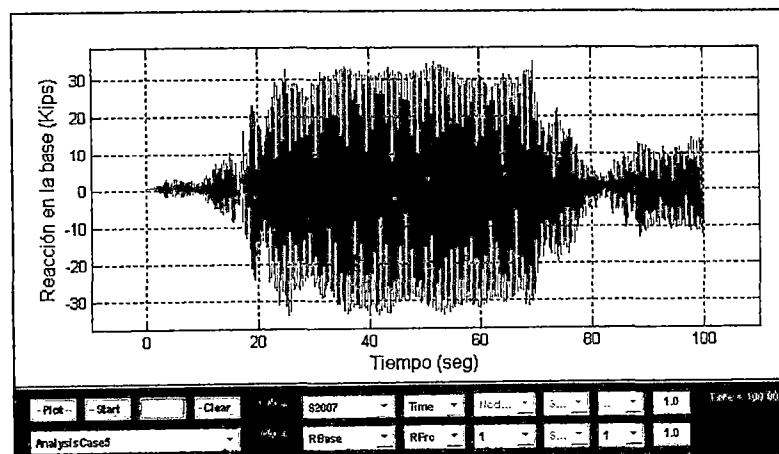


Figura 6.23: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 2007

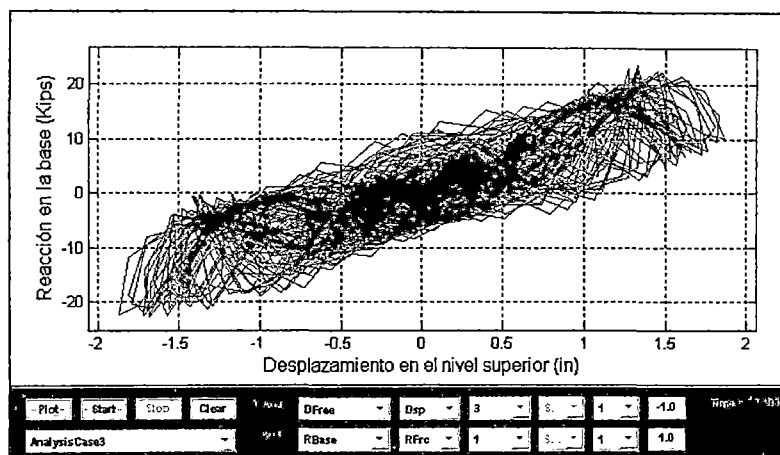


Figura 6.24: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 1966

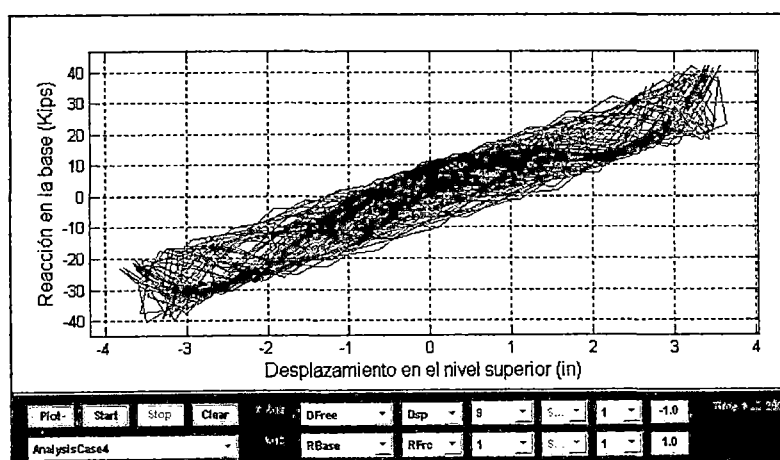


Figura 6.25: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 1970

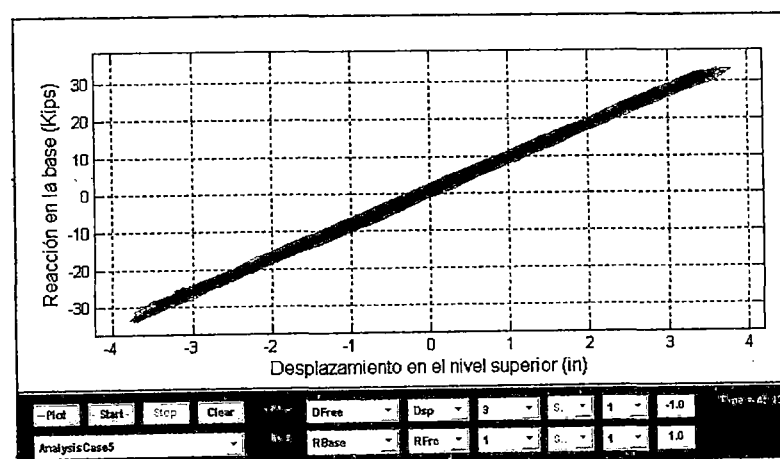


Figura 6.26: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 2007

El desplazamiento máximo en el nivel superior del modelo es 3.85 in y ocurre para el sismo del año 2007, la reacción máxima en la base del modelo es 42.3 Kips y ocurre para el sismo del año 1970.

Si observamos la curva de capacidad de la estructura, estos valores máximos corresponden a una respuesta enteramente lineal, por lo que la estructura no sufre daño.

Según la curva de capacidad la respuesta no lineal se dará a partir de desplazamientos de 5 in aproximadamente.

Con estos resultados, vamos a hacer la comprobación del método de linearización equivalente que usamos en el capítulo 5, es decir el Método del Espectro de Capacidad, para ello calculamos el espectro de respuesta de los sismos normalizados en formato AD, y hacemos lo propio con la curva de capacidad, este procedimiento se explico ampliamente en el capítulo 5 y se usaron los siguientes parámetros modales:

$$W \text{ (Masa)} = 0.0864 \text{ Kipsxs}^2/\text{in.}$$

$$\alpha_1 = 0.8182$$

$$PF_1 = 0.2599$$

$$\phi_{1,techo} = 4.7039 \text{ in.}$$

Método del Espectro de Capacidad Mejorado – MADRS

Se aplico el Método del Espectro de Capacidad Mejorado del FEMA 440 – MADRS para hallar los valores máximos de desplazamiento en el nivel superior y reacción en la base a partir del análisis no lineal estático representado por la curva de capacidad obtenida del modelo, estos valores en el punto de desempeño obtenidos por el método, en formato A – D (coordenadas espectrales de aceleración y desplazamiento), serán retornados al formato de la curva de capacidad V – D (fuerza, desplazamiento) y estos valores últimos serán comparados con los obtenidos por el análisis no lineal dinámico – ANLD.

Para hacer la regresión a coordenadas V – D se aplicaran las siguientes formulas:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo}$$

Sismo A – 1966

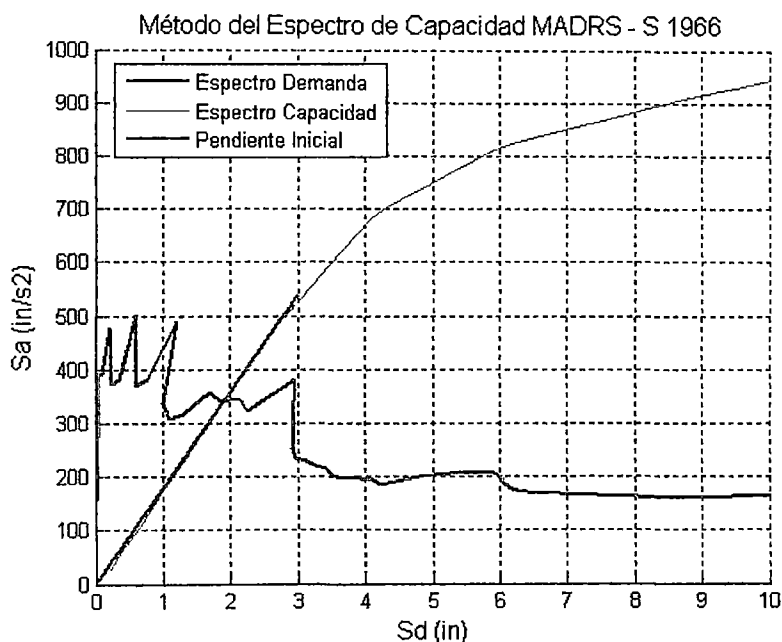


Figura 6.27:

El espectro de respuesta elástico ($\xi = 0.05$), corta a la curva de capacidad en su parte elástica, por lo tanto no hay reducción del espectro elástico y por consecuencia no hay daño en la estructura. Los valores para el punto de desempeño en formato A – D (punto de intersección) son:

$$S_d = d_p = 1.91 \text{ in.}$$

$$S_a = a_p = 343.2 \text{ in/s}^2.$$

Y en formato V – D son:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 343.2 \times 0.8182 \times 0.0864 = 24.26 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 1.91 \times 0.2599 \times 4.7039 = 2.34 \text{ in.}$$

De la misma manera se procedió para los sismos de 1970 y 2007.

Sismo B – 1970

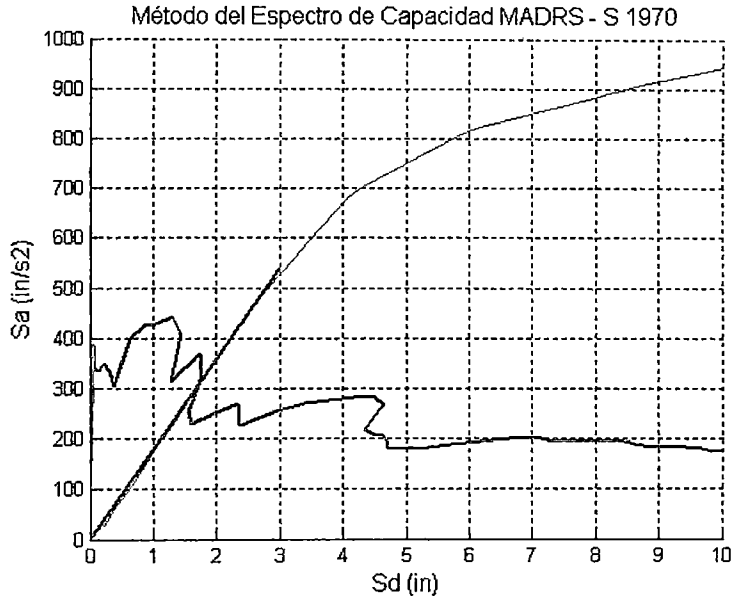


Figura 6.28:

Regresión de Coordenadas:

$$S_d = d_p = 1.71 \text{ in.}, \quad S_a = a_p = 307.3 \text{ in/s}^2.$$

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 307.3 \times 0.8182 \times 0.0864 = 21.72 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 1.71 \times 0.2599 \times 4.7039 = 2.09 \text{ in.}$$

Sismo C -2007

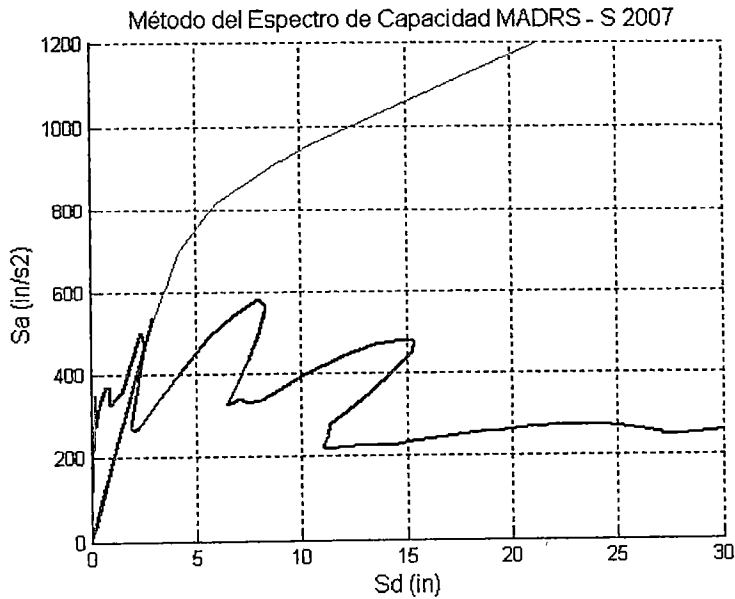


Figura 6.29:

Regresión de Coordenadas:

$$S_d = d_p = 2.5 \text{ in.}$$

$$S_a = a_p = 449.2 \text{ in/s}^2.$$

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 449.2 \times 0.8182 \times 0.0864 = 31.76 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 2.5 \times 0.2599 \times 4.7039 = 3.06 \text{ in.}$$

Finalmente se muestra una tabla que muestra en resumen los valores obtenidos por estos 2 métodos de análisis considerando para este primer caso el modelo 1.

Sismo	Solicitud	Método del Espectro de Capacidad – MADRS	Análisis no Lineal Dinámico – ANLD
1966	Reacción en la base (Kips)	24.26	24.43
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	2.34	1.87
1970	Reacción en la base (Kips)	21.72	42.30
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	2.09	3.81
2007	Reacción en la base (Kips)	31.76	34.81
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	3.06	3.85

Tabla 6.3: Comparación de resultados Modelo 1.

En vista de los resultados podemos decir que el método de linearización equivalente ó Método del Espectro de Capacidad – MADRS arroja valores menores a los reales obtenidos de un análisis no lineal dinámico - ANLD.

El análisis no lineal dinámico toma en cuenta muchos parámetros y aspectos analíticos y matemáticos del mismo por lo que es muy sensible a la variación de cargas , el Método del Espectro de Capacidad no es tan preciso pero entrega valores mas uniformes dentro de un rango de espectros de respuesta determinados, para una primera aproximación, es decir para una primera estimación de resultados para el diseño, este método resulta de muy fácil aplicación practica, y es muy gráfico, con lo cual podemos hacer un seguimiento

a nuestros resultados, en cambio el análisis no lineal dinámico es muy susceptible a las cargas aplicadas y aún más al modelo de no linealidad utilizado.

Se presentan algunas tablas para demostrar que utilizando análisis no lineales dinámicos la dispersión de resultados es mucho mayor, que si se utilizara el MEC.

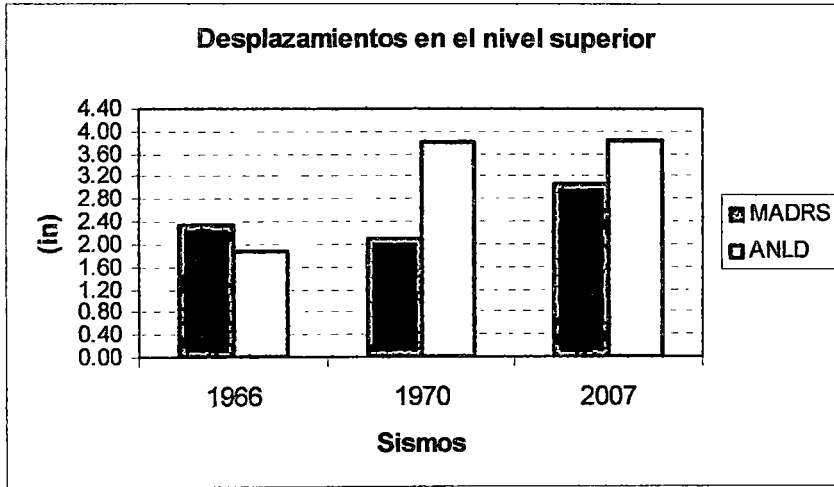


Tabla 6.4: Comparación de desplazamientos – Modelo 1.

Se observa que los resultados son casi similares para el sismo de 1966, pero tienen una marcada variación con respecto a los sismos de 1970 y 2007, que son los sismos de menor y mayor intensidad del juego de registros utilizados. Este comportamiento es el mismo en las reacciones de la base.

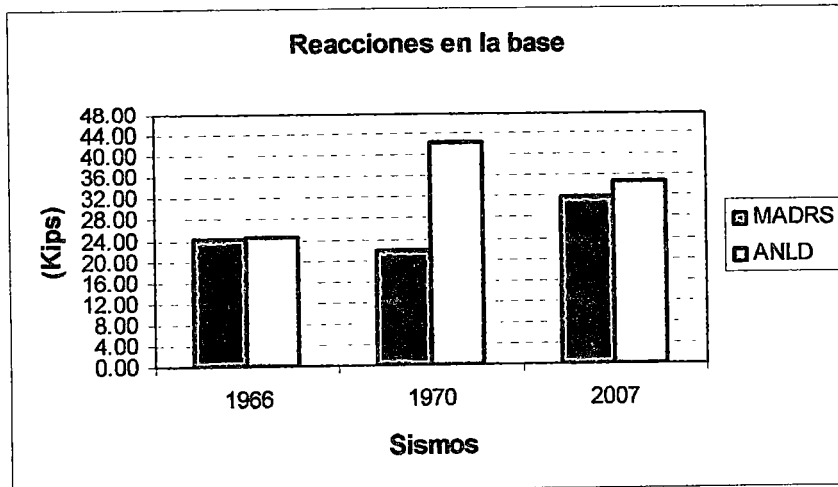


Tabla 6.5: Comparación de Reacciones – Modelo 1.

6.8.2 Modelo 2

ETAPA DE MODELAMIENTO

Se utilizará un modelo más elaborado para representar el acero, este modelo tendrá en cuenta propiedades que son características del estado en el cual el acero a sido sometido a esfuerzos más allá de su límite elástico y se encuentra en el rango no lineal, uno de estos efectos es el que ocurre durante ciclos repetidos de carga descarga e inversiones de momento en el cual la transición del cambio de rigidez en el inicio de la fluencia sigue una forma de curva suave con un módulo de elasticidad que disminuye gradualmente y una fluencia que se inicia mas temprano de lo esperado.

Este comportamiento es conocido como “Efecto Bauschinger” y es una propiedad natural del acero.

El material uniaxial Steel02 en Opensees también conocido como modelo de Giuffré Menegotto y Pinto toma en cuenta esta característica en el acero.

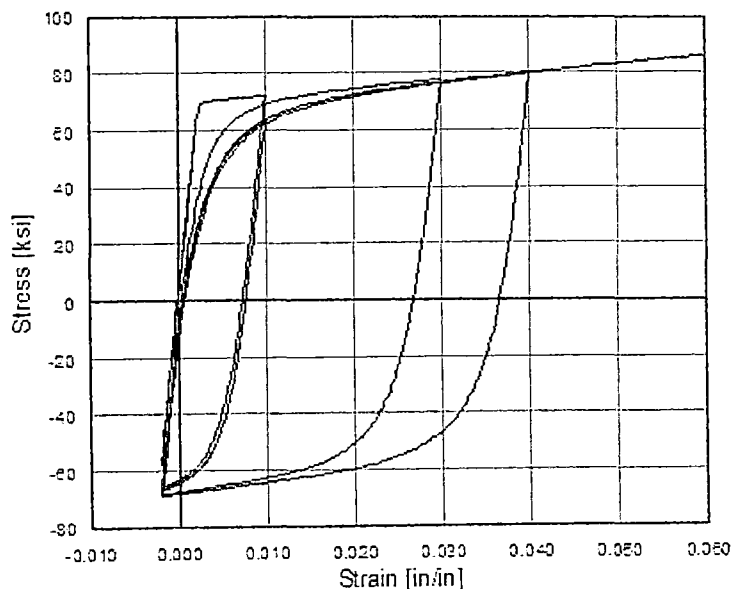


Figura 6.30: Material Steel02 de OpenSees

Este modelo será usado en lugar del anterior (Steel01) para representar la flexión en la sección de la viga y la columna, para ello será adaptado a un diagrama Momento – Curvatura que represente a la sección y será obtenido a partir de los parámetros en la fluencia, los mismos que se hallaron y usaron en el

modelo 1, además trabajara conjuntamente con el material elástico que representara la carga axial y ambos serán agregados para obtener la sección final de la misma manera como se trabajo en el modelo 1.

Para la Viga (W8x28):

Comportamiento flexional en la sección:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} = 27.2 \times 50 = 1360 \text{ kip x in. (Momento de fluencia)}$$

$$\phi_y = M_{CE} / EI_b = 1360 / 29000 \times 98 = 4.78 \text{ E-4. (Curvatura en la fluencia)}$$

Los parámetros en el modelo Steel02 son los siguientes:

$$\$F_y = 1360.$$

$$\$E = 1360 / 4.78 \text{ E-4} = 2 \ 842 \ 000$$

$$\$b = 0.09$$

$$\$R_0 = 18.5$$

$$\$cR_1 = 0.925$$

$$\$cR_2 = 0.15$$

Comportamiento axial en la sección:

Se considerara comportamiento uniaxial elástico cuya rigidez axial será calculada como:

$$E = 29000 \text{ ksi.}$$

$$A = 8.25 \text{ in}^2.$$

$$EA = 29000 \times 8.25 = 239 \ 250.$$

Para la Columna (W14x68):

Comportamiento flexional en la sección:

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq ZF_{ye} = 1.18 \times 115 \times 50 = 6785 \text{ por lo tanto:}$$

$$Q_{CE} = 6785 \text{ kip x in. (Momento en la fluencia)}$$

$$\phi_y = M_{CE} / EI_c = 6785 / 29000 \times 722 = 3.24 \text{ E-4. (Curvatura en la fluencia)}$$

Los parámetros en el modelo Steel02 son los siguientes:

$$\$F_y = 6785.$$

$$\$E = 6785 / 3.24 \times 10^{-4} = 20 \ 938 \ 000.$$

$$\beta = 0.09$$

$$R_0 = 18.5$$

$$R_1 = 0.925$$

$$R_2 = 0.15$$

Comportamiento axial en la sección:

Se considerara comportamiento uniaxial elástico cuya rigidez axial será calculada como:

$$E = 29000 \text{ ksi.}$$

$$A = 20 \text{ in}^2.$$

$$EA = 29000 \times 20 = 580\,000.$$

ETAPA DE ANALISIS DE RESULTADOS

Análisis No lineal estático (Carga uniforme)

Se aplico una carga lateral monotónica en cada nudo, igual al producto de la masa por la aceleración de la gravedad de cada nudo del pórtico.

$$P_{\text{nudo}} = 7.38 \text{ Kips.}$$

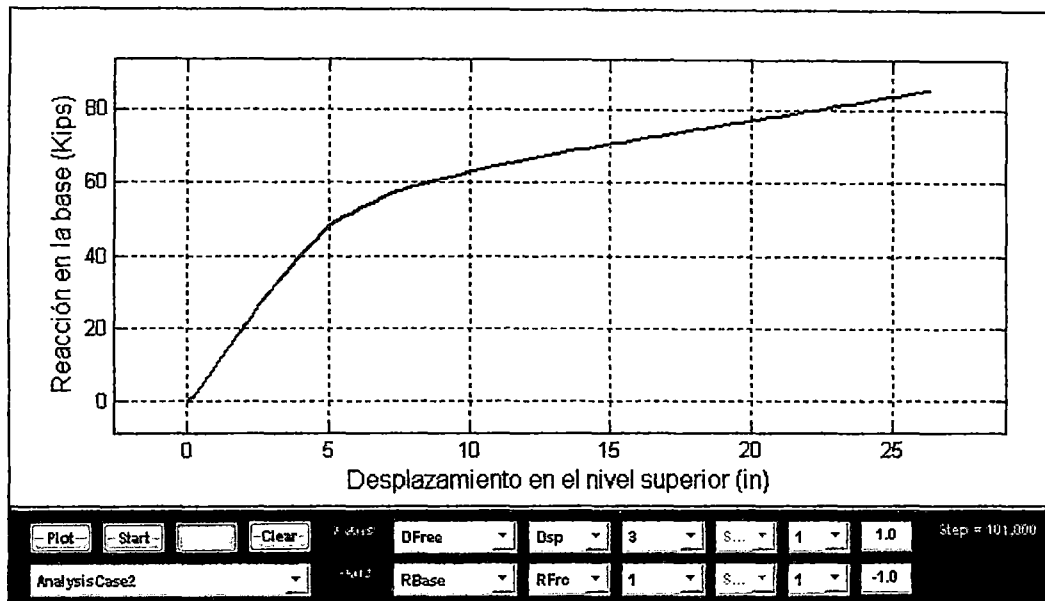


Figura 6.31: Curva de Capacidad Modelo 2

De la misma manera que para el caso anterior, este análisis no lineal estático será revisado por un procedimiento de análisis no lineal dinámico.

El objetivo será al igual que en el caso anterior, validar el Método del Espectro de Capacidad MADRS.

Antes de aquello, vamos a aplicar la carga sinusoidal.

Análisis No lineal Dinámico (Senoidal)

Aplicación de una curva senoidal con periodo de 3 seg, con amplitud de 1800 in/seg² y una duración total de 20 seg la misma que se muestra a continuación.

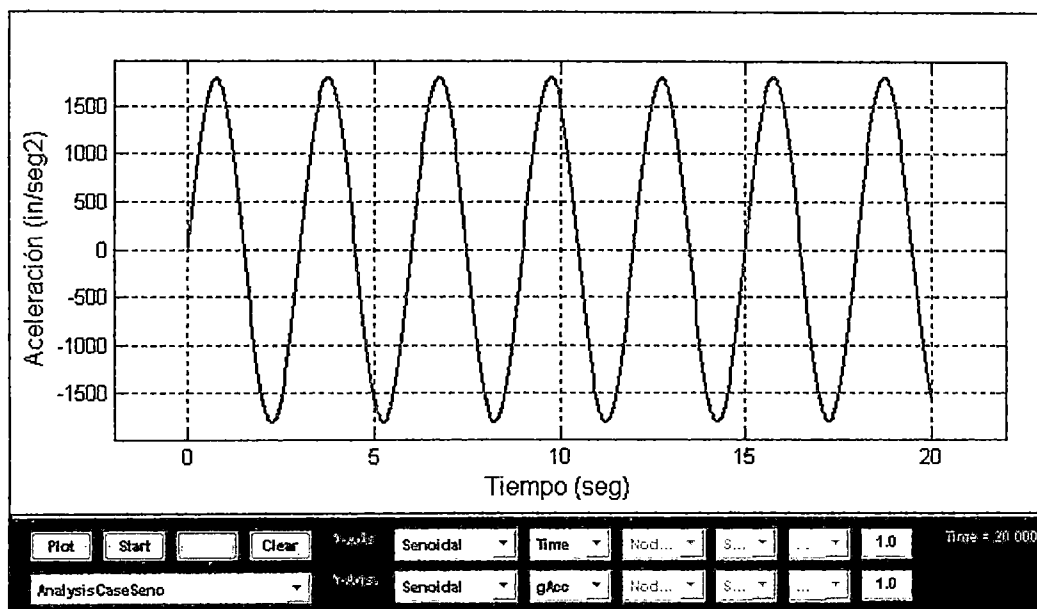


Figura 6.32: Acelerograma artificial de tipo senoidal para llevar la estructura a la zona de plastificación

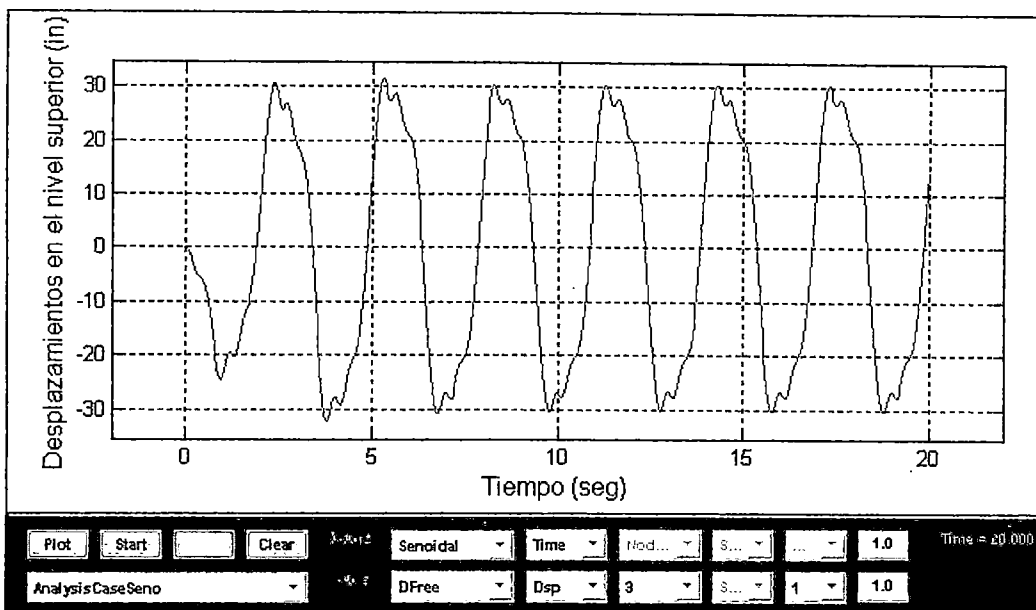


Figura 6.33: Respuesta en el tiempo del Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal

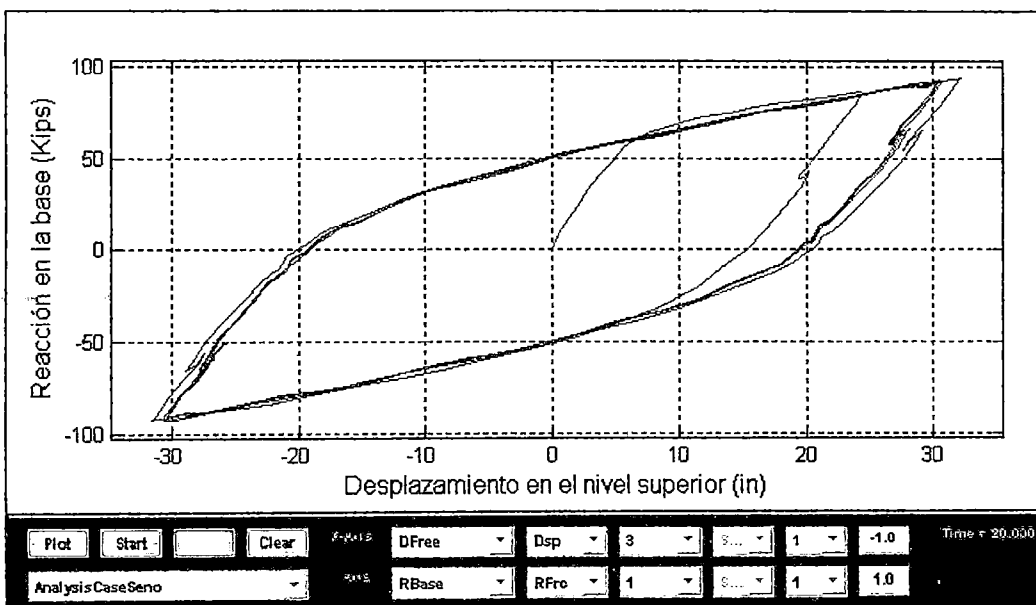


Figura 6.34: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base vs. Desplazamiento en el nivel superior con la aplicación del acelerograma senoidal

Se ha aplicado el mismo espectro artificial senoidal a este nuevo modelo, como se esperaba, la zona de transición en el cambio de rigidez sigue una curva suave, resultado del uso del modelo de Giufreé Menegotto y Pinto.

Análisis No Lineal Dinámico

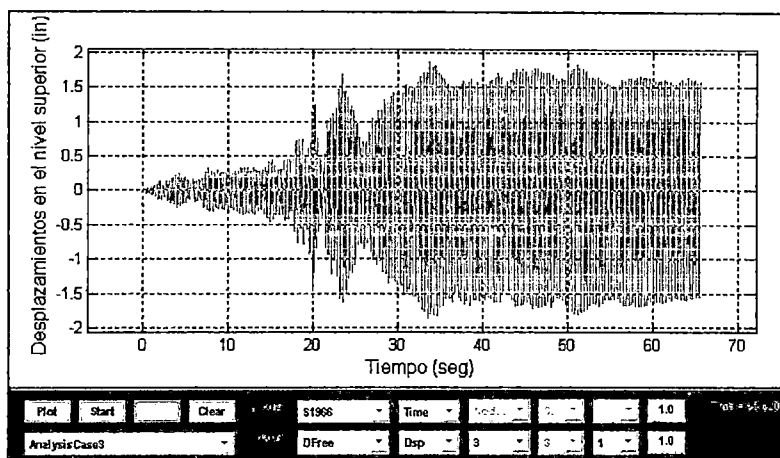


Figura 6.35: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1966

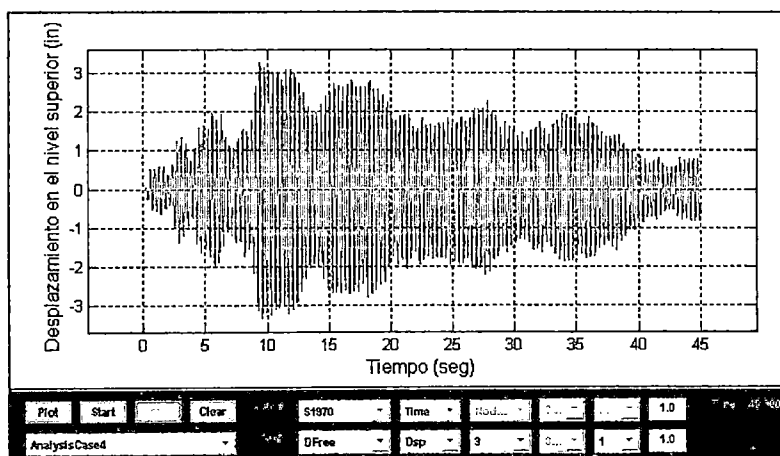


Figura 6.36: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 1970

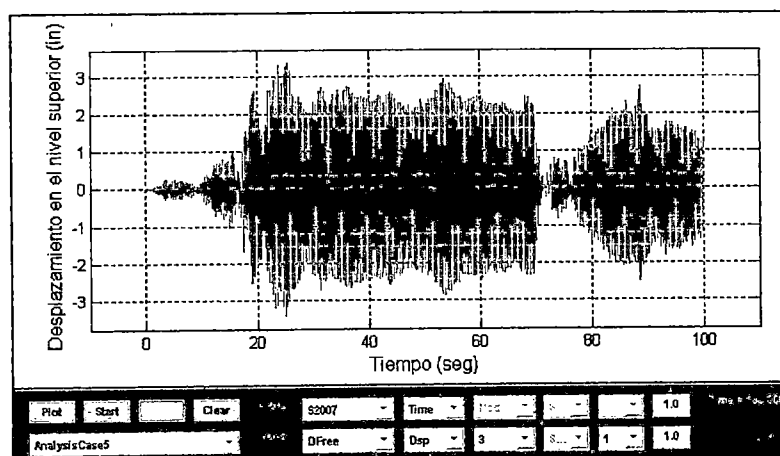


Figura 6.37: Respuesta del Desplazamiento en el nivel superior – Sismo 2007

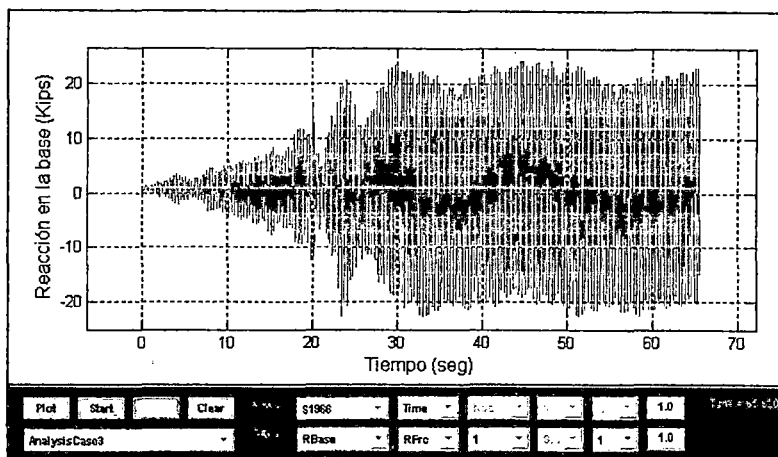


Figura 6.38: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1966

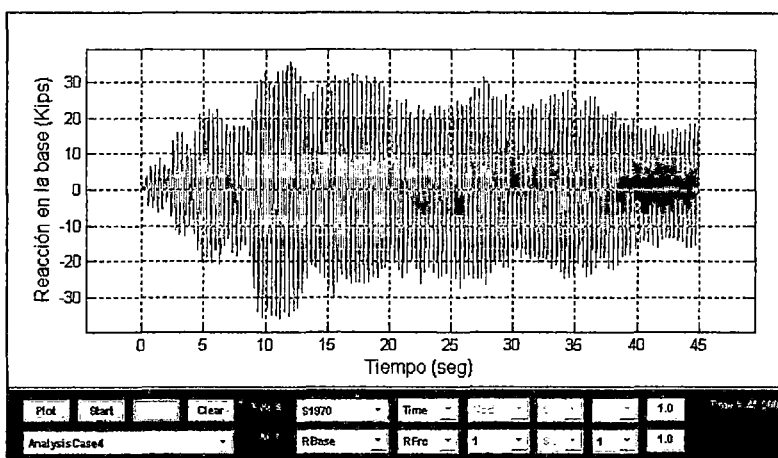


Figura 6.39: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 1970

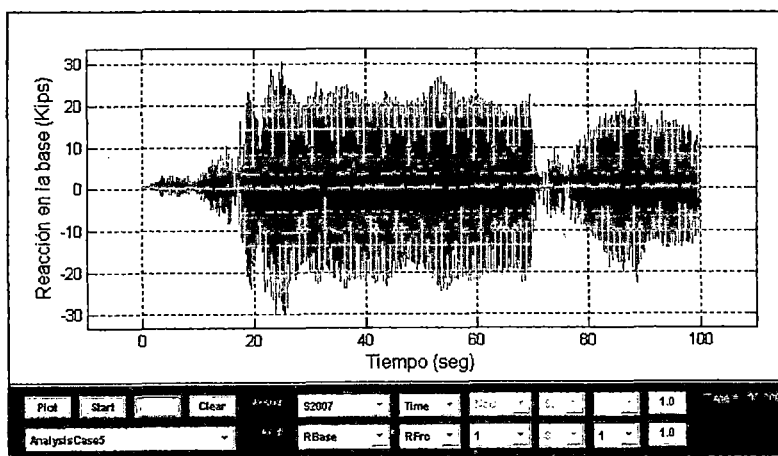


Figura 6.40: Respuesta en el tiempo de la Reacción en la Base – Sismo 2007

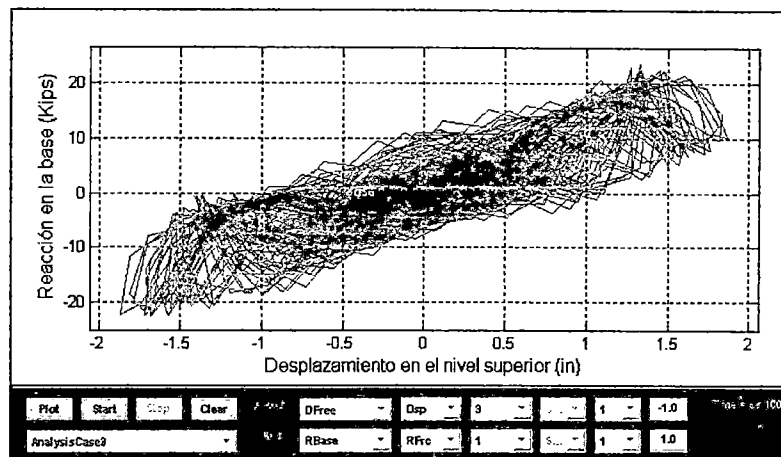


Figura 6.41: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 1966

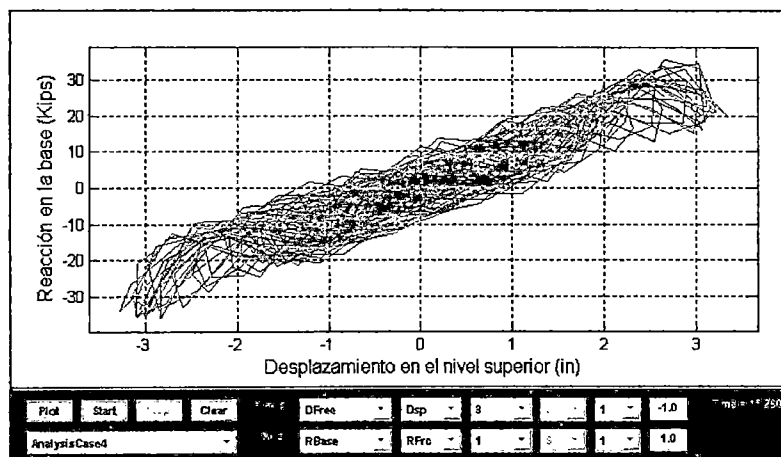


Figura 6.42: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 1970

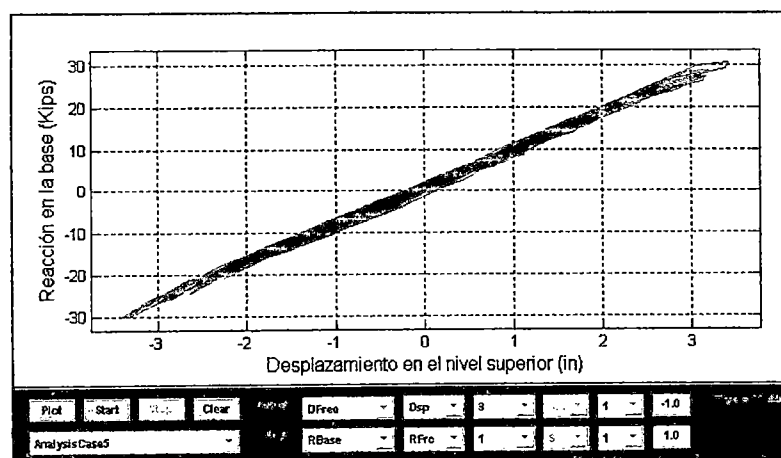


Figura 6.43: Respuesta de la Reacción vs. Desplazamiento – Sismo 2007

El desplazamiento máximo en el nivel superior del modelo 2 es 3.42 in y ocurre para el sismo C del año 2007, la reacción máxima en la base del modelo es 36.04 Kips y ocurre para el sismo B del año 1970.

Estos valores máximos corresponden a una respuesta enteramente lineal, es decir la estructura responderá con comportamiento elástico.

Método del Espectro de Capacidad Mejorado – MADR

Sismo A – 1966:

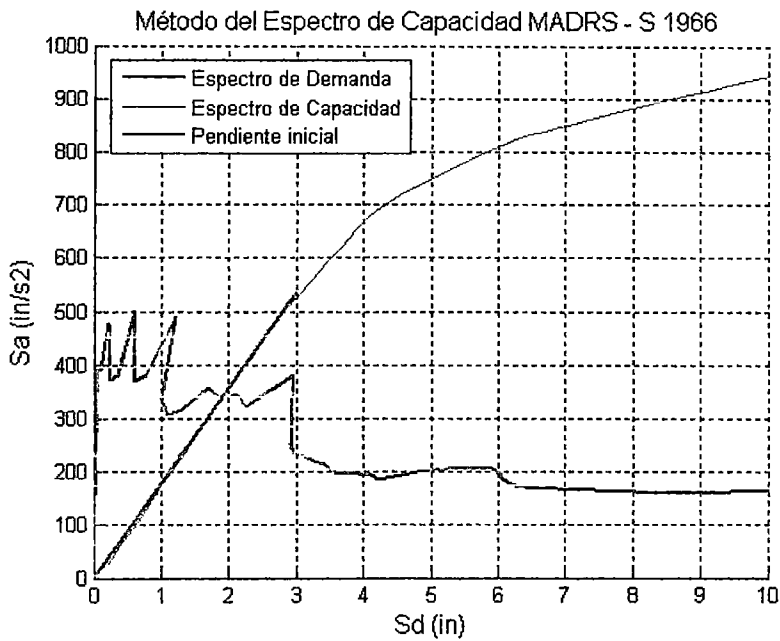


Figura 6.44:

Punto de desempeño en formato A - D:

$$S_d = d_p = 1.89 \text{ in.}$$

$$S_a = a_p = 340.35 \text{ in/s}^2.$$

En formato V - D:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 340.35 \times 0.8182 \times 0.0864 = 24.06 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 1.89 \times 0.2599 \times 4.7039 = 2.32 \text{ in.}$$

De la misma manera se procedió el cálculo para los sismos de 1966 y 2007.

>

Sismo B – 1970:

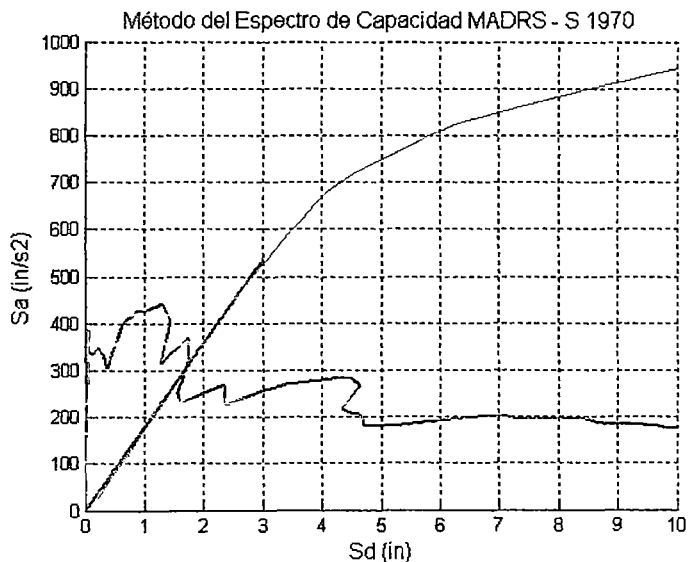


Figura 6.45:

Punto de desempeño en formato A - D:

$$S_d = d_p = 1.72 \text{ in.}, \quad S_a = a_p = 308.1 \text{ in/s}^2.$$

En formato V – D:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 308.1 \times 0.8182 \times 0.0864 = 21.78 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 1.72 \times 0.2599 \times 4.7039 = 2.10 \text{ in.}$$

Sismo C – 2007:

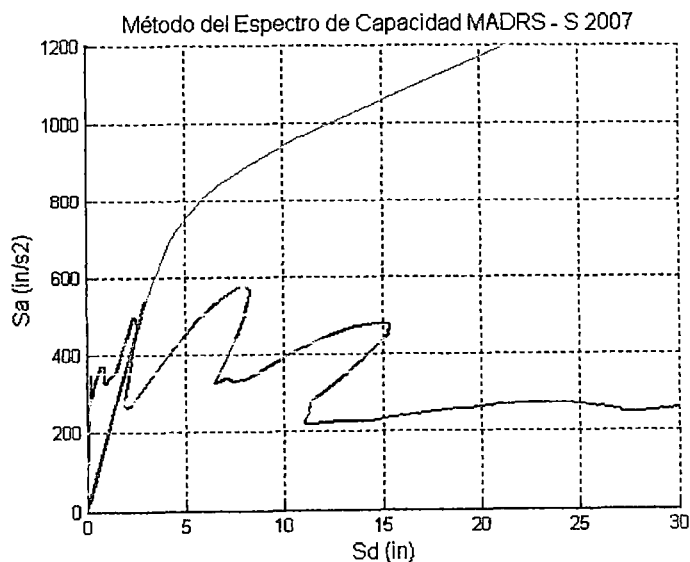


Figura 6.46:

Punto de desempeño en formato A - D:

$$S_d = d_p = 2.47 \text{ in.}, S_a = a_p = 442.48 \text{ in/s}^2.$$

En formato V - D:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 442.48 \times 0.8182 \times 0.0864 = 31.28 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 2.47 \times 0.2599 \times 4.7039 = 3.02 \text{ in.}$$

Finalmente se muestra una tabla que muestra en resumen los valores obtenidos por estos 2 métodos de análisis considerando para este caso el modelo 2.

Sismo	Solicitud	Método del Espectro de Capacidad - MADRS	Análisis no Lineal Dinámico - ANLD
1966	Reacción en la base (Kips)	24.06	24.40
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	2.32	1.87
1970	Reacción en la base (Kips)	21.78	36.04
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	2.10	3.34
2007	Reacción en la base (Kips)	31.28	30.54
	Desplazamiento en el nivel superior (in)	3.02	3.42

Tabla 6.6: Comparación de resultados Modelo 2.

Al igual que en el caso anterior presentamos un resumen de los resultados:

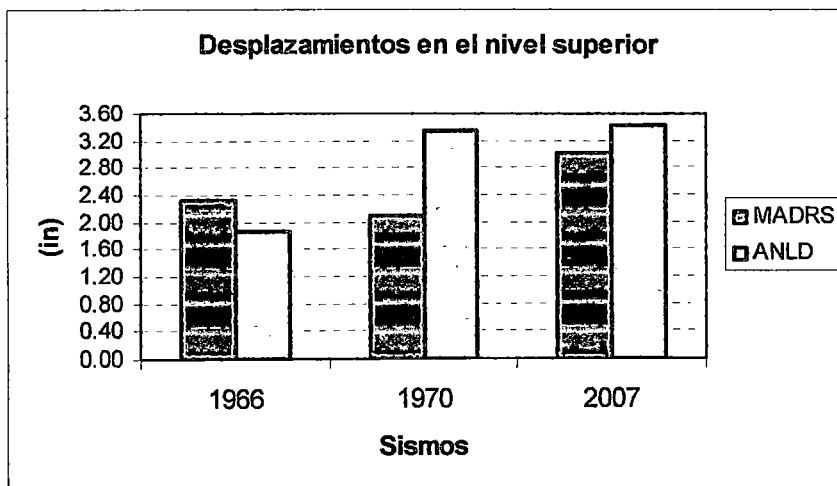


Tabla 6.7: Comparación de desplazamientos – Modelo 2.

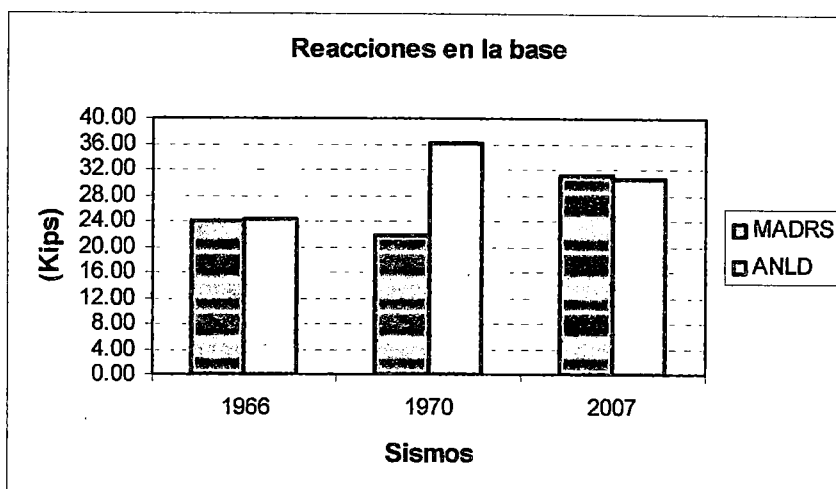


Tabla 6.8: Comparación de Reacciones – Modelo 2.

Los resultados con el modelo 2 muestran un mejor acercamiento entre los resultados del Método del Espectro de Capacidad y del análisis no lineal dinámico.

Es interesante observar que mientras se usen modelos no lineales mas detallados como en este caso el modelo de Giufreé Menegotto y Pinto, la dispersión de los resultados del análisis no lineal dinámico es menor.

Para mostrar esto presentamos los siguientes gráficos.

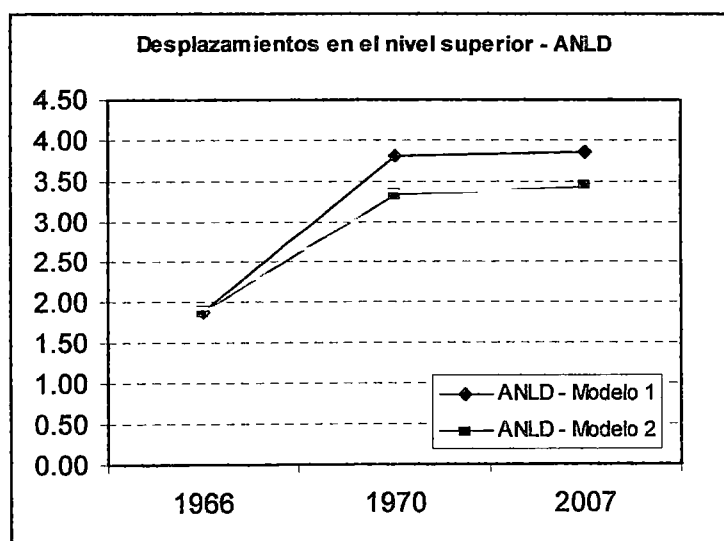


Tabla 6.9: Comparación de desplazamientos entre Modelos 1 y 2.

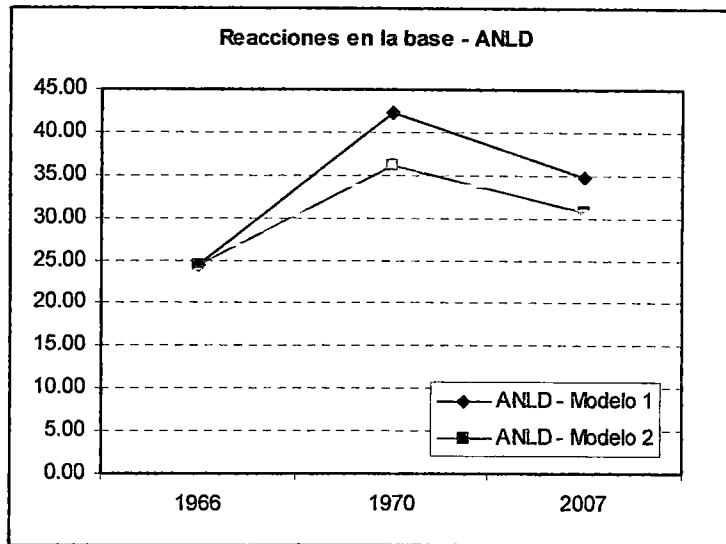


Tabla 6.10: Comparación de reacciones entre Modelos 1 y 2.

Conforme vayamos perfeccionando nuestro modelo no lineal, los resultados serán más uniformes y se podrá trazar una línea media de resultados.

Con respecto al Método del Espectro de Capacidad se a observado que este no depende del modelo no lineal aplicado, la curva de capacidad depende principalmente del patrón de cargas, y como se aplico el mismo patrón de cargas, los resultados son muy similares, el cambio del modelo no lineal usado, es decir de Steel01 a Steel02, no tubo mayor preponderancia sobre los resultados.

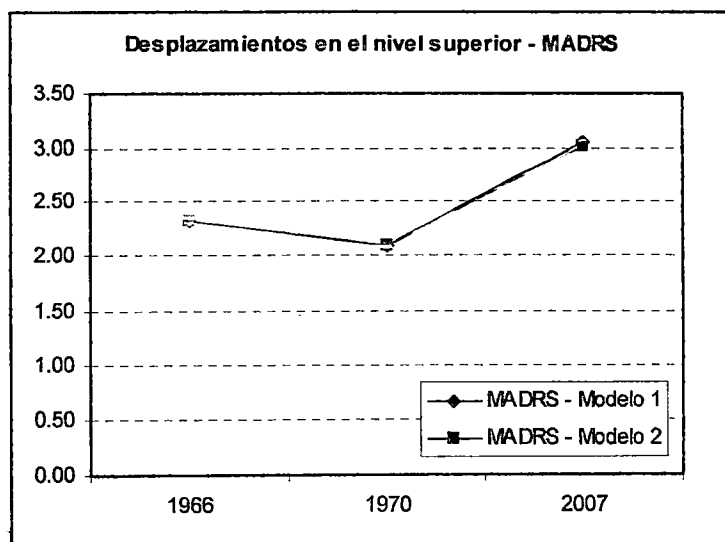


Tabla 6.11: Comparación de desplazamientos entre Modelos 1 y 2.

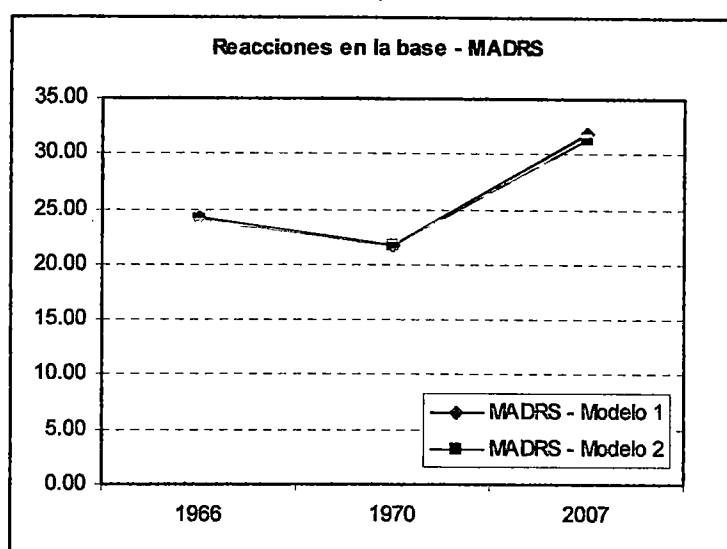


Tabla 6.12: Comparación de reacciones entre Modelos 1 y 2.

Por lo tanto para la aplicación de un análisis no lineal estático, es suficiente con utilizar modelos bilineales para representar la no linealidad de los elementos, ya que la aplicación de modelos no lineales más complejos no agrega ninguna ventaja al análisis.

Estos modelos complejos si serán de gran importancia cuando se realicen análisis no lineales dinámicos tiempo - historia para obtener las respuestas de la estructura.

Finalmente podemos decir que los modelos de diagramas simplificados para representar la no linealidad de los elementos en FEMA 356 para análisis estáticos no lineales son suficientes para este tipo de análisis.

6.9. Verificación del Factor de Reducción de fuerzas Sísmicas

Finalmente vamos a calcular el factor de reducción de fuerzas sísmicas para el modelo adoptado, el cual consta de pórticos dúctiles de acero resistentes a momento de dos niveles y un tramo, para ello vamos a mostrar la grafica del espectro elástico de aceleraciones para el diseño, de la Norma Técnica Peruana E030, para una estructura en la Zona 3, de uso importante y cimentada en suelo rígido. Los factores de la mencionada norma para estas condiciones son las siguientes:

Z	U	C	S	T _p	R
0.4	1.3	2.5	1.0	0.4	9.5

Tabla 6.13: Parámetros para el diseño sísmico.

Y el espectro elástico de aceleraciones es el siguiente:

$$S_a = (ZUCS) \times g$$

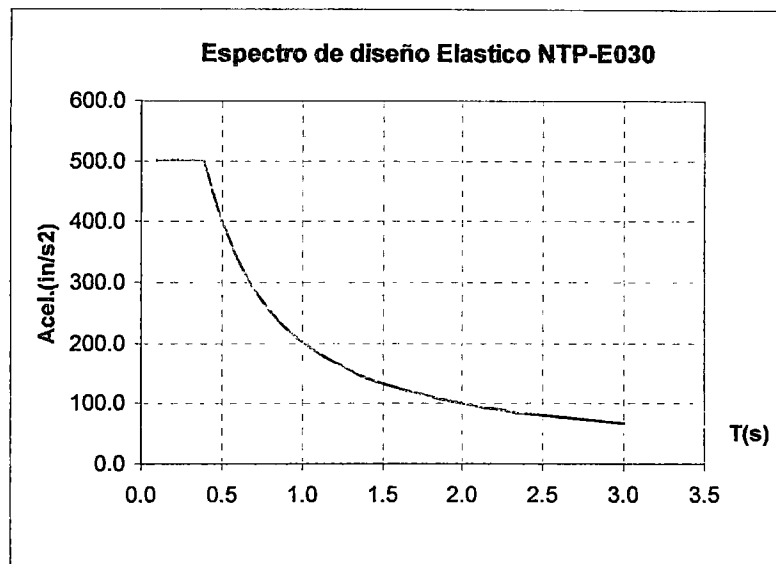


Figura 6.47:

El modelo analizado tiene un periodo de 0.3589 seg, por lo que para este periodo le corresponde una aceleración de 502.32 in/seg², la masa de nuestro modelo se calculo en 0.0864 Kips/in/seg² por lo que la Reacción en la base de diseño elástico tendría el valor de:

$$V_d = 0.0864 \times 502.32 = 43.40 \text{ Kips.}$$

Si dividimos el valor de la reacción en la base de diseño elástico vs. los valores obtenidos del análisis no lineal dinámico, obtendremos lo siguiente:

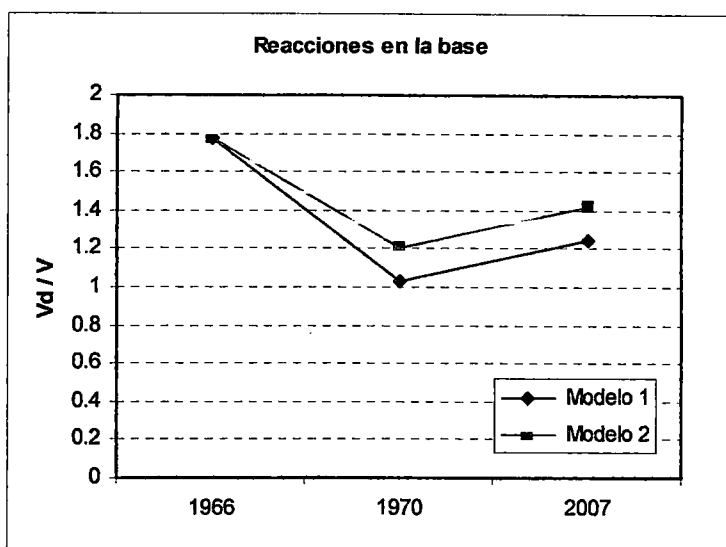


Tabla 6.14: Relación entre reacciones en la base elásticas e inelásticas.

El gráfico muestra la relación entre los valores de la reacción en la base elásticos e inelásticos, lo que equivale al coeficiente de reducción que para el caso tiene un rango de valores de 1 – 1.8 y esto se explica porque la demanda sísmica actúa sobre la estructura en comportamiento esencialmente elástico, si observamos la gráfica de la curva de capacidad de la estructura nos daremos cuenta que el comportamiento no lineal se inicia para desplazamientos en el nivel superior de aproximadamente 5 in, y este valor es mucho mayor al desplazamiento máximo en el nivel superior obtenido de la acción de los sismos (3.85 in).

Vamos a calcular el factor de reducción de fuerzas sísmicas a partir de la curva de capacidad por el mismo procedimiento utilizado en el capítulo 5, pero como en este caso no tenemos demanda de ductilidad por sismo ya que la estructura se comporta esencialmente elástica, usaremos la ductilidad total.

A partir de la representación bilineal obtenemos la ductilidad total para calcular luego el valor del factor de reducción de resistencia por ductilidad del sistema.

$$\mu_{\theta} = 26.3811 / 5.3658 = 4.9165.$$

Utilizando la ecuación de Miranda se obtiene:

$$R_{\mu} = 3.6985.$$

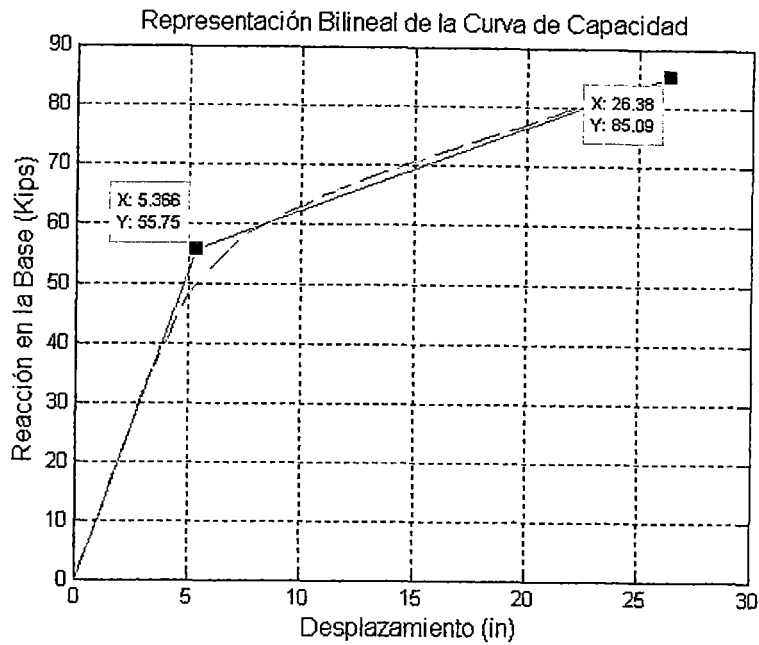


Figura 6.48:

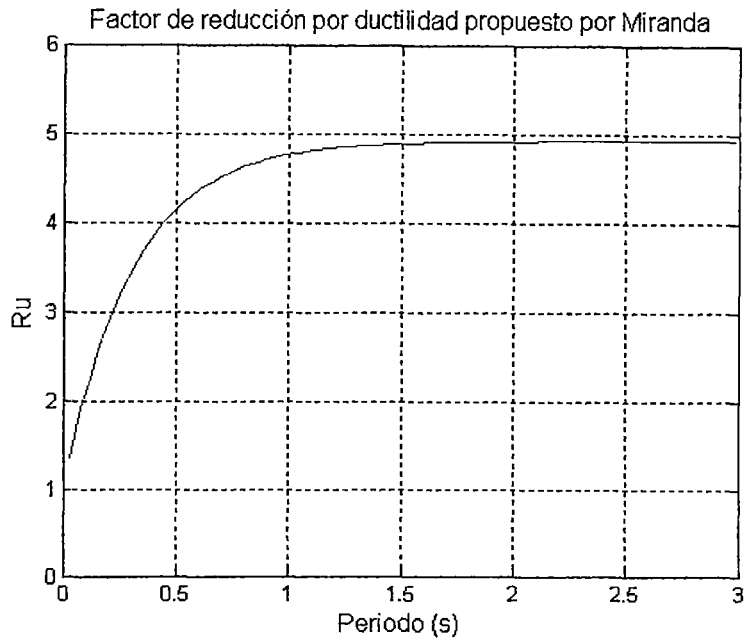


Figura 6.49:

Se confirma de la Figura 6.48 que el comportamiento inelástico se origina a partir de desplazamientos en el nivel superior de 5.366in. Para calcular la sobrerresistencia de la estructura, aplicaremos el MEC con el espectro de diseño elástico de la NTP E 030 para calcular la cortante de diseño.

La cortante ultima se obtendrá de la representación bilineal elastoplástica.

$$V_u^* = 70.4182 \text{ Kips.}$$

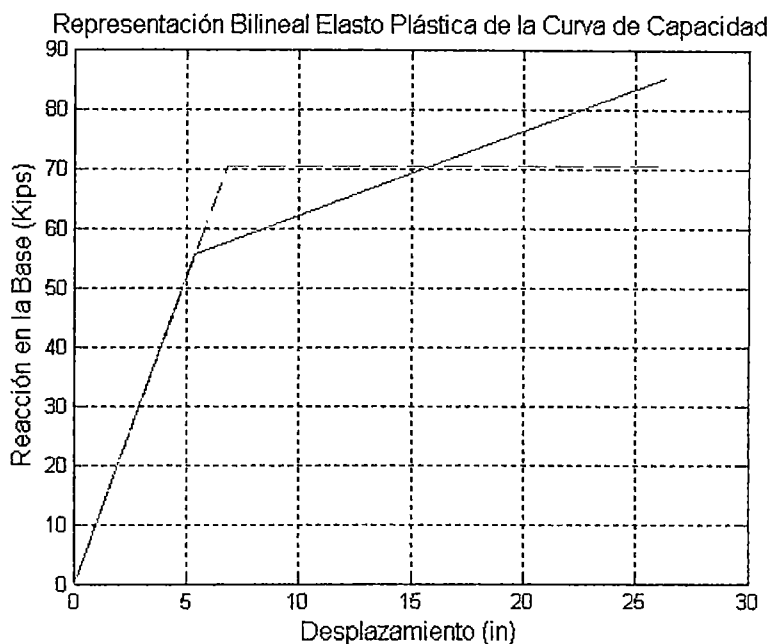


Figura 6.50:

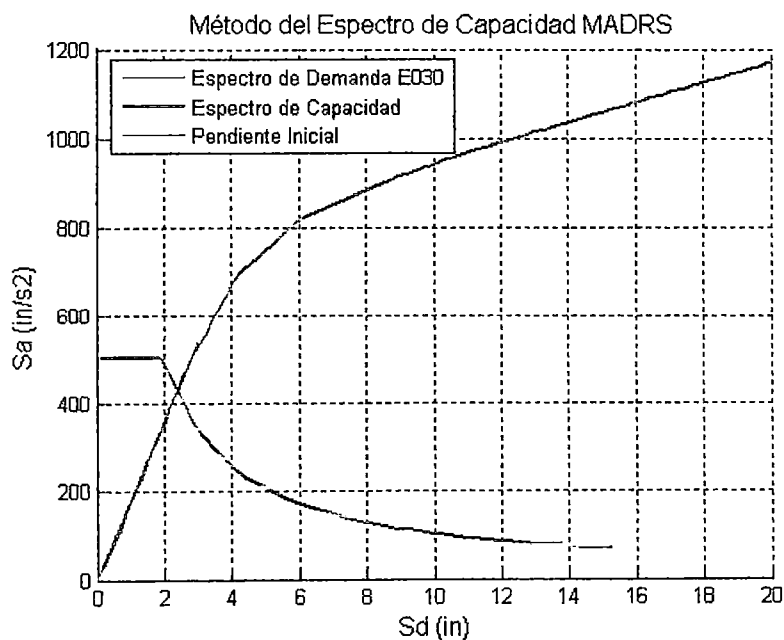


Figura 6.51:

Punto de desempeño en formato A - D:

$$S_d = d_p = 2.3972 \text{ in.}, S_a = a_p = 433.6679 \text{ in/s}^2.$$

En formato V - D:

$$V = S_a \times \alpha_1 \times W = 433.6679 \times 0.8182 \times 0.0864 = 30.65 \text{ Kips.}$$

$$D = S_d \times PF_1 \times \phi_{1,techo} = 2.3972 \times 0.2599 \times 4.7039 = 2.9307 \text{ in.}$$

Por lo tanto:

$$R_\Omega = \frac{Vu^*}{V_O} = 70.4182 / 30.65 = 2.29$$

Si consideramos como cortante de diseño la obtenida por el método estático de la NTP E030, el factor de reducción de resistencia por redundancia del sistema se reduce:

$$R_\Omega = \frac{Vu^*}{V_O} = 70.4182 / 43.40 = 1.62$$

Si consideramos que este pórtico forma parte de una estructura mayor compuesta por más de 4 ejes resistentes, podemos asumir el factor de reducción por redundancia del sistema como la unidad. ($R_\rho = 1$)

Finalmente calculamos el factor de reducción de fuerzas sísmicas para estas estructuras típicas.

$$R = R_\mu \times R_\Omega \times R_\rho = 3.6985 \times 2.29 \times 1 = 8.4972 \approx 8.5$$

Este factor R obtenido se acerca más a los valores de los factores de reducción aplicados para estos sistemas resistentes a cargas laterales, presentados en algunas normativas internacionales y también en la nuestra (E030), sin embargo la diferencia fundamental es que para el cálculo de este factor se utilizó la ductilidad total desarrollada hasta el colapso y esto es erróneo ya que el verdadero valor de ductilidad a usar lo determina el nivel de demanda sísmico aplicado, es decir, se debe utilizar el valor de la demanda de ductilidad y no la

ductilidad total, deliberadamente se calculó el R de esta otra manera para mostrar esta comparación.

Por lo tanto es una sugerencia de este estudio el cambio en la norma del factor de reducción de fuerzas sísmicas para sistemas estructurales conformados por pórticos dúctiles de acero resistentes a momento de 9.5 que es el valor actual a un valor mucho menor que refleje el verdadero nivel de las demandas de ductilidad generadas por la aplicación de un nivel de demanda sísmica.

Para proponer un valor de R se tendría que realizar un extenso trabajo de investigación tal y como se planteo el FEMA después del sismo de Northridge, esto es, si se quiere mantener la normativa actual variando solo el R , de lo contrario se tendría que proponer en la Norma de Diseño Sismorresistente E030, algunos nuevos procedimientos y metodologías que involucren el conocimiento de las estructuras cuando estas ingresan en el rango no lineal, metodologías como las expuestas en este trabajo.

El disminuir el factor de reducción R trae como consecuencia el aumento de la cortante de diseño y esto encarece de cierta forma la estructura, sin embargo, si se logra una redistribución estable de los momentos se puede conseguir un diseño óptimo y a la vez mejorar el rendimiento de los elementos y componentes de acero.

CONCLUSIONES

- ◇ Se han analizado los requisitos sismorresistentes para pórticos dúctiles de acero resistentes a momento en base al grado de la deformación inelástica alcanzada y luego en base a esta característica estructural se han revisado los niveles de diseño presentados por algunas normativas internacionales de las cuales las más importantes utilizadas aquí son FEMA y el AISC.
- ◇ Para poder establecer un límite entre cada nivel de diseño se ha desarrollado una metodología en base al análisis no lineal estático y la aplicación del Método del Espectro de Capacidad presentado en el ATC 40 y mejorado en FEMA 440. De la aplicación de diseño estructural podemos decir que es factible diseñar nuestras estructuras conforme a la NTP E030, y luego aplicar las recomendaciones de FEMA para mejorar el desempeño estructural, algo que se evidenció en el análisis fue, que si bien el diseño de los elementos conforme la NTP E030 para el análisis sísmico, incluye la utilización de un espectro reducido por un factor de reducción de respuesta sísmica R de tal manera que se permita que las estructuras incursionen en el rango no lineal, es a la vez contradictorio que para el bajo valor de las deformaciones sísmicas no se desarrolle este comportamiento, es decir, las deformaciones inelásticas resultantes son muy pequeñas, y así lo evidencia la aplicación del Método del Espectro de Capacidad.
- ◇ De los criterios de recomendación de FEMA 350, lo más resaltante es la revisión de las demandas de flexión en la viga debido a cargas de gravedad, en FEMA esta relación no debe superar el 30% en las relaciones Demanda/Capacidad, se observó que este límite delimita el dimensionamiento de las vigas y a la vez indirectamente delimita también

el dimensionamiento de las columnas debido a que las vigas se relacionan con las columnas por medio del mecanismo de falla columna fuerte – viga débil.

- ◇ Si bien, a pesar de las limitaciones ampliamente discutidas por diversos autores, con respecto al método de análisis no lineal estático, podemos decir que constituye hoy en día una poderosa y sencilla herramienta que permite explorar el grado de incursión no lineal de las estructuras, llevándolas a desarrollar toda su capacidad y a partir de ello podemos pensar en dotar a nuestras estructuras de un mecanismo de colapso conocido y consecuentemente de ello, estimar las demandas de ductilidad de estas regiones plásticas identificadas, es precisamente este beneficio el que me permite concluir que estos métodos tienen una gran importancia en el futuro y que serán la base de las nuevas metodologías para el análisis del rendimiento estructural.
- ◇ Con respecto a las mejoras de diseño en las conexiones, todas ellas son perfectamente aplicables en nuestro medio, aquí se analizaron 4 de ellas y se desarrollaron 2 en la aplicación de diseño, en el futuro se puede pensar en hacer nuestras propias pruebas y analizar los resultados, esto por ahora es un tanto difícil por el alto costo de estos ensayos pero son muy necesarios, sobre todo el tener una base de datos de ensayos y resultados de estas pruebas para diversos tipos de secciones de viga y conexiones viga – columna, sería el mayor aporte para el mejoramiento del diseño en nuestro país.
- ◇ Como todavía en nuestro país no existe una norma sísmica por desempeño y por niveles de diseño, el factor de reducción de fuerzas sísmicas debe ser el nexo entre todos estos nuevos procedimientos y los tradicionales, al estimar el factor de reducción de la forma como se presentó en este trabajo, considerando la demanda de ductilidad, redundancia y sobrerresistencia del sistema, se tiene un factor R más característico y a partir de él, el análisis lineal estático que se realice según la norma tradicional será más representativo y obtendrá mejores resultados.

- ◇ De la aplicación de diseño en el capítulo 5 podemos concluir que al aplicar la revisión en las vigas debido a cargas de gravedad de acuerdo a FEMA 350 se aumenta la capacidad por encima de las requeridas para el diseño con las cargas sísmicas estáticas, esto es, la relación Demanda/Capacidad en las vigas para las envolventes totales desciende a 52.5%, hacemos la estructura más elástica, al aplicar las revisiones de estabilidad en el ala y el alma de los elementos según FEMA 356 para la condición 1, básicamente estamos aumentando la ductilidad total suministrada a la estructura que para el caso se calculo en $\mu_{\theta} = 4.677$ según el análisis de pushover, al contrastar el diseño con la demanda representada por el espectro de diseño elástico de la NTP E030 se obtiene una demanda de ductilidad de 1.2612 que representa el 27% de la ductilidad total suministrada, al ser las deformaciones inelásticas moderadas, se clasifica a la estructura en el nivel de diseño 2 (Intermedio), sin embargo debido al ser él nuestro un país con frecuente actividad sísmica el detallado final se realiza considerando el nivel de diseño 3 (Especial).

- ◇ De la aplicación de análisis del Método del espectro de capacidad por análisis no lineales dinámicos podemos concluir que el método de linearización equivalente ó Método del Espectro de Capacidad – MADRS arroja valores menores a los reales obtenidos de un análisis no lineal dinámico - ANLD.
El análisis no lineal dinámico toma en cuenta muchos parámetros y aspectos analíticos y matemáticos del mismo, por lo que es muy sensible a la variación de cargas , el Método del Espectro de Capacidad no es tan preciso pero entrega valores mas uniformes dentro de un rango de espectros de respuesta determinados, para una primera aproximación, es decir para una primera estimación de resultados para el diseño, este método resulta de muy fácil aplicación practica, y es muy gráfico, con lo cual podemos hacer un seguimiento a nuestros resultados.

- ◇ Con respecto al Método del Espectro de Capacidad se a observado que este no depende del modelo no lineal aplicado, la curva de capacidad depende principalmente del patrón de cargas, y como se aplico el mismo

patrón de cargas, los resultados son muy similares, el cambio del modelo no lineal usado, es decir de Steel01 a Steel02, no tubo mayor preponderancia sobre los resultados. Por lo tanto para la aplicación de un análisis no lineal estático, es suficiente con utilizar modelos bilineales para representar la no linealidad de los elementos, ya que la aplicación de modelos no lineales más complejos no agrega ninguna ventaja al análisis.

Estos modelos complejos si serán de gran importancia cuando se realicen análisis no lineales dinámicos tiempo - historia para obtener las respuestas de la estructura. Finalmente podemos decir que los modelos de diagramas simplificados para representar la no linealidad de los elementos en FEMA 356 para análisis no lineales estáticos son suficientes para este tipo de análisis.

- ◇ En este trabajo la no linealidad se represento a nivel de la sección incluyendo relaciones Momento – Curvatura en los 2 modelos de no linealidad empleados en el capitulo 6 (Steel01 y Steel02), y a nivel de los elementos empleando relaciones Momento – Rotación en la aplicación de diseño realizado en el capitulo 5 los cuales eran modelos simplificados presentados en FEMA 356, no se emplearon relaciones Esfuerzo – Deformación que generalmente representan la no linealidad a nivel del material.
- ◇ Es interesante observar que mientras se usen modelos no lineales mas detallados como en este caso el modelo de Giufreé Menegotto y Pinto (Steel02), la dispersión de los resultados del análisis no lineal dinámico es menor.

RECOMENDACIONES

- ◇ Es muy importante que en nuestro país se defina el periodo medio de retorno de los cuatro sismos por desempeño recomendados por Visión 2000, ó en todo caso, los sismo clasificados como de servicio, de diseño y máximo utilizados en otras recomendaciones para los mismos fines, debido a que los periodos entregados por estos estudios responden a la sismicidad de California que es diferente a la nuestra.

- ◇ Es importante que la norma E030 incluya en la definición del factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) su dependencia con el nivel de amenaza sísmica considerado. Por ejemplo, si bien es cierto que los pórticos dúctiles de acero resistentes a momento son bastante dúctiles y podrían llegar a tener un R de 9.5 como el dado por la norma, este valor nunca se va a alcanzar para la demanda sísmica definida por el espectro de diseño de la NTP E030; seguramente la estructura tendrá este grado de disipación de energía (con un R calculado de 9.5) para un sismo máximo con un periodo de retorno mucho mayor al de 475 años definido para el nivel de diseño.

- ◇ Es importante considerar en el análisis las propiedades mecánicas reales de los materiales, las cuales por lo general son mayores a las resistencias mínimas nominales utilizadas en las recomendaciones de diseño tanto del AISC como del FEMA para llevar a cabo evaluaciones del rendimiento de las estructuras frente a una determinada demanda sísmica. De no hacerlo se podría erróneamente considerar que para una cierta demanda sísmica se presente un nivel de ductilidad y por consiguiente un mecanismo de colapso producto de plastificaciones progresivas en los elementos, cuando en realidad a ese nivel de sollicitación la estructura sigue siendo elástica.

BIBLIOGRAFÍA

- ◇ Aguiar R., "Análisis Sísmico por Desempeño", Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército de Ecuador, Ecuador 2003.
- ◇ ANSI / AISC 341-2005 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" Chicago, EE.UU. 2005.
- ◇ ANSI / AISC 360-2005 "Specification for Structural Steel Buildings" Chicago, EE.UU. 2005.
- ◇ ANSI / AISC 358-2005 "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications" Chicago, EE.UU. 2005.
- ◇ AISC "Manual of Steel Construction" Segunda Edición EE.UU. 1994.
- ◇ AISC / NISD "Detailing for Steel Construction" Segunda Edición EE.UU. 2003.
- ◇ Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel, "Capacity – Demand – Diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF Systems", Report No. PEER – 1999/02 University of California, Berkeley EE.UU. 1999.
- ◇ Bertero, R D y V V Bertero, "Redundancy in earthquake – resistant design", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125 No. 4 EE.UU. 1999.
- ◇ CBC "California Building Code" California Code of Regulations, California EE.UU. 2001.
- ◇ FEMA 350 "Recommended Seismic design Criteria for new Steel – Moment frame Building". EE.UU. June 2000.
- ◇ FEMA 355D "State of Art Report on Connection Performance". EE.UU. September 2000.
- ◇ FEMA 356 "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". EE.UU. November 2000.

- ◇ FEMA 440 "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures". EE.UU. June 2005.
- ◇ FEMA "THE SAC STEEL PROYECT" – California Universities Northridge EE.UU. 1994.
- ◇ Hugo Scaletti Farina, "Estimación Rápida de desplazamientos Laterales Producidos por Sismo" Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica Perú 2007.
- ◇ Javier piqué del Pozo y Javier Taipe Carbajal, "Propuesta de incorporación del Diseño por Desempeño en la Norma de Diseño Sismorresistente", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Iquitos - Perú 2003.
- ◇ LADBS "Structural Design requirements for Steel Moment Frame Connections – Department of building and safety, Los Angeles EE.UU. 2002.
- ◇ LABC-LADBS "Supplemental Structural Correction Sheet Steel Moment Frame design – Los Angeles, EE. UU. 2002.
- ◇ NEHRP / FEMA 273 "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" – Building Seismic Safety Council. EE. UU. Octubre 1997.
- ◇ Ricardo León Bonett Díaz Tesis Doctoral "Vulnerabilidad y Riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada" España. Octubre 2003.
- ◇ Miranda, E y V V Bertero, "Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design", Earthquake Spectra, Vol. 8 EE.UU. 1994.
- ◇ Miranda, E "Strength reduction factors in performance base design", Reporte UCB/EERC-97/05, University of California, Berkeley EE.UU. 1997.
- ◇ Miranda E., "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites", Journal of Structural Engineering, 126(10), 1150-1159 EE.UU. 2000.
- ◇ Miguel F. Cruz A. y Oscar A. López, "Determinación de la energía plástica que puede disipar una estructura durante un terremoto", Tecnología y Construcción Vol. 17 -2 Costa Rica 2001.
- ◇ M. J. Nigel Priestley "Mitos y falacias en ingeniería sísmica, conflictos entre diseño y realidad" NZNSEE Nueva Zelanda 1993.
- ◇ Nassar A., and Krawinkler H., "Seismic demands for SDOF and MDOF systems" John Blume Earthquake Engineering. Ctr. Dept. of Civil

- Engineering, Rep. 95, Stanford University, Stanford, California EE. UU. 1991.
- ◇ Ordaz M., y Pérez L., “Estimación de espectros de respuesta elastoplástica” Centro Nacional de Prevención de Desastres de México, México 1999.
 - ◇ FONDOFORMA Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 “Estructuras de Acero para edificaciones. Método de los estados límites” Venezuela 1998.
 - ◇ Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al. “OpenSees Command Language Manual” Open System for Earthquake Engineering Simulation, California EE.UU. Julio 2007.
 - ◇ Tom Paulay “Confianza con simplicidad en el Diseño Sismorresistente”, Mensaje al Perú, Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelandia 1995.
 - ◇ Tony Yang, Andreas Schellenberg and Eiji Kohama, “OpenSees Navigator” Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Berkeley EE.UU. 2007.

ANEXOS

Funciones en Matlab.

Calculo de Espectros de Respuesta

```
function [Sa,San]=espectro_respuesta(P,dt,zeda)
%
% Espectros de respuesta elastica de: desplazamientos, velocidad y
% aceleracion empleando Método de Aceleracion Lineal y el Método de
Newmark.
% Por David Marcos Quispe Changanquí
% _____
% [Sa,San]=espectro_respuesta(p,dt,zeda)
% _____
%
% P Vector que contiene el acelerograma.
% dt Intervalo de tiempo con el que se halla la respuesta igual al valor
% con que fueron tomados los datos del acelerograma.
% zeda Vector que contiene los valores de amortiguamiento.
% Sd(Sdn) Valores maximos de los desplazamientos en absoluto.
% Sv(Svn) Valores maximos de las velocidades en absoluto.
% Sa(San) Valores maximos de las aceleraciones en absoluto.
% DT Intervalo de Periodos = 0.03s.
% Tmin Periodo minimo que se considera igual a 0.01s.
% Tmax Periodo maximo que se considera igual a 3.00s.
%
p=P(:,2); Tmin=0.01; Tmax=3.0; DT=0.03; n=((Tmax-Tmin)/DT)+1;
m=length(zeda); T=linspace(Tmin,Tmax,n)'; W=2*pi./T; K=W.*W;
fprintf('\nIngrese las constantes de integraciòn de Newmark:');
```

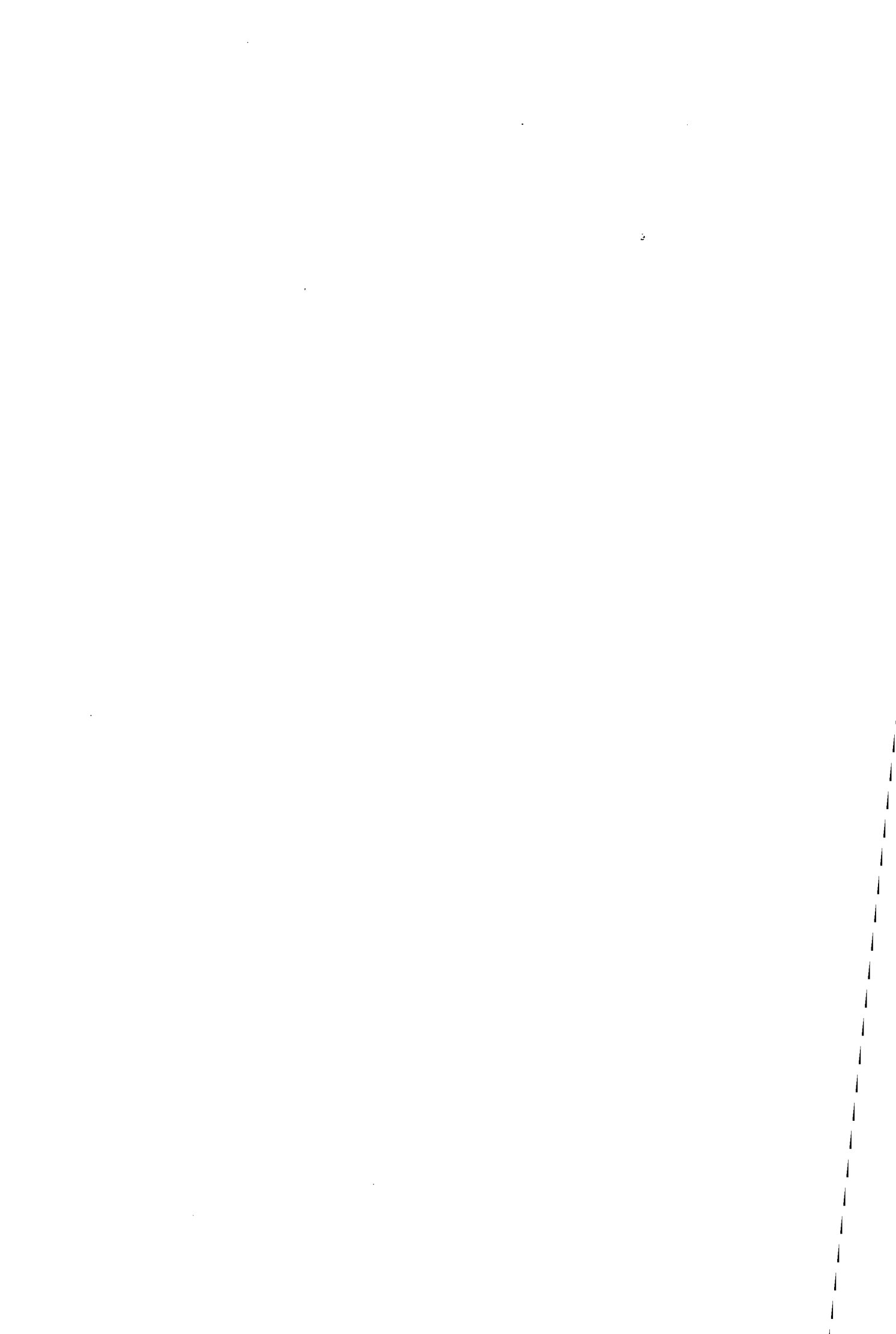
```
beta=input('\nIngrese el valor de beta:');
gama=input('\nIngrese el valor de gama:');
for i=1:m
    zi=zeda(i); C=(2*zi).*sqrt(K);
    for j=1:n
        xj=K(j); yj=C(j);
        [d,v,a]=lineales(p,1,yj,xj,dt);
        [dn,vn,an]=newmark(p,1,yj,xj,dt,beta,gama);
        Sd(i,j)=max(abs(d)); Sv(i,j)=max(abs(v)); Sa(i,j)=max(abs(a));
        Sdn(i,j)=max(abs(dn)); Svn(i,j)=max(abs(vn)); San(i,j)=max(abs(an));
    end
end
Res1=[T Sa']; save data_aclineal.dat Res1 /ascii; % archivo de salida Met. Ac.
Lineal
Res2=[T San']; save data_acnewmark.dat Res2 /ascii; % archivo de salida Met.
Newmark
hold on
plot (T,Sa); xlabel('T (seg)'); ylabel('Aceleración (gals)'); title('ESPECTRO DE
RESPUESTA - Met. de Aceleración Lineal'); grid; axis([0,3,0,1000]);
hold off
figure
plot (T,San); xlabel('T (seg)'); ylabel('Aceleracion (gals)'); title('ESPECTRO DE
RESPUESTA - Met. de Newmark'); grid; axis([0,3,0,1000]);
```

```
function [d,v,a]=lineales(p,m,c,k,dt)
%
% Respuesta en el tiempo de un sistema de un grado de libertad
% por el Metodo de la Aceleracion Lineal
%
%-----
% [d,v,a]=lineales(p,m,c,k,dt)
%-----
% p: vector que contiene los registros del acelerograma
% m: masa del sistema
% c: amortiguamiento del sistema
% k: rigidez del sistema
% d,v,a: desplazamiento, velocidad y aceleracion de la respuesta
% dt: incremento de tiempo
```

```
%
n=length(p); tmax=dt*n; t=linspace(0,tmax,n)';
ma=m+(c*dt/2)+(k*dt*dt/6);
d(1)=0; v(1)=0; a(1)=0;
for i=1:n-1
    dq=-m*(p(i+1)-p(i));
    dqa=dq-a(i)*(c*dt+k*dt*dt/2)-v(i)*k*dt;
    inca=dqa/ma; incv=a(i)*dt+inca*dt/2; incd=v(i)*dt+a(i)*dt*dt/2+inca*dt*dt/6;
    d(i+1)=d(i)+incd; v(i+1)=v(i)+incv; a(i+1)=a(i)+inca;
    d(i)=d(i+1); v(i)=v(i+1); a(i)=a(i+1);
end
```

```
function [dn,vn,an]=newmark(p,m,c,k,dt,beta,gama)
%
% Respuesta en el tiempo de un sistema de un grado de libertad
% por el Método de Newmark
%
%-----
% [dn,vn,an]=newmark(p,m,c,k,dt,beta,gama)
%-----
% p: vector que contiene los registros del acelerograma
% m: masa del sistema
% c: amortiguamiento del sistema
% k: rigidez del sistema
% d,v,a: desplazamiento, velocidad y aceleracion de la respuesta
% dt: incremento de tiempo
%
n=length(p); tmax=dt*n; t=linspace(0,tmax,n)';
b1=1/(beta*dt^2); b2=1/(beta*dt); b3=beta-0.5; b4=gama*dt*b1;
b5=1+gama*dt*b2; b6=dt*(1+gama*b3-gama);
Kef=k+b1*m+b4*c;
a=m/(beta*dt)+gama*c/beta;
b=0.5*m/beta + dt*(0.5*gama/beta - 1)*c;
dn(1)=0; vn(1)=0; an(1)=0;
for i=1:n-1
    Ft=-m*(p(i+1)-p(i));
    deltaF=Ft+a*vn(i)+b*an(i);
    ut=deltaF/Kef;
    vt = gama/(beta*dt)*ut - gama/beta*vn(i) + dt*(1-0.5*gama/beta)*an(i);
    at = 1/(beta*dt^2)*ut - 1/(beta*dt)*vn(i) - 0.5/beta*an(i);
    dn(i+1)=dn(i)+dt;
    vn(i+1)=vn(i)+vt;
    an(i+1)=an(i)+at;
end
```

Calculo de los Factores de reducción por ductilidad de la estructura R_{μ}



```
function [Ru,RRu]=mirandaru()
%
% Factor de Reduccion de fuerzas simicas Ru propuesto por Miranda (1993)
%-----
% [Ru,RRu]=mirandaru()
%-----
% Ru : factor de reduccion de fuerzas sismicas.
% u : Ductilidad.
% T : Periodo de vibracion de la estructura.
%
fprintf('\n Solo se graficara la ductilidad indicada');
u=input('\n Indique la Ductilidad :');
T=input(' Indique el periodo de la estructura :');
RRu=u+(1-u)*exp(-16*T/u);
Tmin=0.01; Tmax=3.0; n=100; DT=((Tmax-Tmin)/n);
for j=1:n
    T(j)=j*DT;
    Ru(j)=u+(1-u)*exp(-16*T(j)/u);
end
plot(T,Ru);xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Ru');
axis([0,3,0,6]);title('Factor de reducción por ductilidad propuesto por
Miranda');grid;
```

```
function [Ru]=nassarkrawinkler(u)
%
% Factor de reduccion por Ductilidad propuesto por Nassar y Krawinkler (1991)
%-----
% [Ru,RRu]=nassarkrawinkler(u)
%-----
% Ru : factor de reduccion por ductilidad.
% u : Vector que contiene las demandas de ductilidad que se obtienen.
% T : Periodo de vibracion de la estructura.
%
m=length(u);
fprintf('\n Valores de alfa: 0.00, 0.02, 0.10');
is=input('\n Indique el valor de alfa :');
if is==0.00
    a=1.00; b=0.42;
elseif is==0.02
    a=1.00; b=0.37;
elseif is==0.10
    a=0.80; b=0.29;
else
    fprintf('\n Solo puede usar estos valores para alfa: 0.00, 0.02, 0.10');
end
Tmin=0.01; Tmax=3.0; n=100; DT=((Tmax-Tmin)/n); hold off;
for i=1:m
    for j=1:n
```

```

    T(j)=j*DT;
    C(j)=(T(j)^a)/(1+T(j)^a)+ b/T(j);
    Ru(i,j)=[C(j)*(u(i)-1)+1]^(1/C(j));
    Cr(i,j)=u(i)/Ru(i,j);
end
end
for j=1:m
    if j==1
        subplot(2,1,1),plot(T,Ru);xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Ru');title('Factor de
reducción por ductilidad de Nassar y Krawinkler');grid;
        subplot(2,1,2),plot(T,Cr);xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Factor Cr');
    elseif j==2
        subplot(2,1,1),plot(T,Ru,'-');xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Ru');title('Factor de
reducción por ductilidad de Nassar y Krawinkler');grid;
        subplot(2,1,2),plot(T,Cr,'-');xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Factor de Cr');
    else
        subplot(2,1,1),plot(T,Ru,':');xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Ru');title('Factor de
reducción por ductilidad de Nassar y Krawinkler');grid;
        subplot(2,1,2),plot(T,Cr,':');xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Factor de Cr');
    end
    hold on
end
axis([0,3,0,4.5]);grid;

```

```

function [Ru,Tc]=newmarkhall(u)
%
% Factor de reducción por Ductilidad propuesto por Newmark y Hall (1982)
%-----
% [Ru]=newmarkhall(u)
%-----
% Ru : factor de reduccion por ductilidad.
% u : Vector que contiene las demandas de ductilidad que se obtienen.
% Ta,Tb : Periodos del espectro definidos por Newmarck y Hall.
% Tc : Periodos caracteristicos del suelo se consideran los de la E-030
% T : Periodo de vibracion de la estructura.
%
m=length(u);
fprintf('\n Codigos para perfiles de suelo: S1=1 S2=2 S3=3 S4=4');
is=input('\n Indique el tipo de suelo :');
if is==1
    Tp=0.40;
elseif is==2
    Tp=0.60;
elseif is==3
    Tp=0.90;
else
    Tp=2.0;
end
Tmin=0.01; Tmax=3.0; n=100; DT=((Tmax-Tmin)/n); Ta=1/33; Tb=0.125; hold off;
for j=1:m

```



```
Tac=Tp;Tc=Tac*u(j)/sqrt(2*u(j)-1);
for i=1:n
    T(i)=i*DT;
    if T(i)<Ta
        Ru(i,j)=1;
    elseif T(i)>=Ta & T(i)<=Tb
        beta=(log10(T(i)/Ta))/(2*log10(Tb/Ta)); Ru(i,j)=(2*u(j)-1)^beta;
    elseif T(i)>=Tb & T(i)<=Tac
        Ru(i,j)=sqrt(2*u(j)-1);
    elseif T(i)>Tac & T(i)<Tc
        Ru(i,j)=u(j)*T(i)/Tc;
    else
        Ru(i,j)=u(j);
    end
end
end
for j=1:m
    if j==1
        plot(T,Ru)
    elseif j==2
        plot(T,Ru,'-')
    else
        plot(T,Ru,'.')
    end
    hold on
end
xlabel('Periodo (s)'); ylabel('Ru');title('Factor de reducción por ductilidad segun
Newmark y Hall');grid;
axis([0,3,0,5]);
```

Representación bilineal de la curva de capacidad método de FEMA 273

```
function [Db,Vb,Acurva,Abilineal]=Bilineal(R)
%
% Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.
% Metodo FEMA 273
% por David Marcos Quispe Changanaquí
%-----
% [Dp,Vp]=Bilineal(R)
%-----
% R : Vector que contiene los resultados del analisis pushover
% realizado en ETABS.
% Db, Vb : Coordenadas de la representación bilineal.
%
D=R(:,2);
V=R(:,3);
i=1;
while V(i+1)>V(i)
    i=i+1;
```

```
end
r=i;
N=(1:r);DD=D(N);VV=V(N);
Acurva=trapz(DD,VV);
Du=D(r); Vu=V(r);
err=1000;
k=1;
Vy(k)=Vu;
while err>0.01
Vk=0.6*Vy(k);
j=1;
while Vk>V(j)
if Vk<V(j+1)
Dk=(D(j+1)-D(j))*(Vk-V(j))/(V(j+1)-V(j))+D(j); j=j+1;
else j=j+1;
end
end
Ke=Vk/Dk;
Dy=Vy(k)/Ke;
Abilineal=Dy*Vy(k)/2+(Du-Dy)*Vy(k)+(Du-Dy)*(Vu-Vy(k))/2;
err=((Abilineal-Acurva)/Acurva)*100;
Vy(k+1)=Vy(k)*Acurva/Abilineal;
k=k+1;
end
Vy=Vy(k);
Db=[0 Dy Du];
Vb=[0 Vy Vu];
Kee=Vy/Dy; aKe=(Vu-Vy)/(Du-Dy); a=aKe/Kee; Keff=Vu/Du;
plot(Db,Vb,D,V,'r-');
xlabel('Desplazamiento (m)');ylabel('Reacción en la Base (Tn)');
title('Representación Bilineal de la Curva de Capacidad');
grid;
```

Representación bilineal del Espectro de Capacidad FEMA 273

```
function [Sdb,Sab]=espectroAD(R)
%
% Representación Bilineal del espectro de Capacidad.
% Metodo ATC-40
% por David Marcos Quispe Changanaquí
%-----
% [Sdb,Sab]=EspectroCapacidadAD(R)
%-----
% R : Vector que contiene los resultados del analisis pushover (D,V)
% realizado en ETABS.
% Sdb, Sab : Coordenadas de la representación bilineal.
%
D=R(:,2);
V=R(:,3);
```

```
i=1;
while V(i+1)>V(i)
    i=i+1;
end
r=i;
N=(1:r);DD=D(N);VV=V(N);
W=input('\nIngrese la masa total de la estructura:');
alfa=input('Ingrese el coeficiente de masa modal efectiva del primer modo de vibración:');
PF=input('Ingrese el factor de participación modal:');
fi=input('Ingrese el desplazamiento modal en el ultimo nivel:');
Sa=VV/(W*alfa); Sd=DD/(PF*fi);
Acurva=trapz(Sd,Sa);
Sdu=Sd(r); Sau=Sa(r);
err=1000;
k=1;
Say(k)=Sau;
while err>0.01
    Sak=0.6*Say(k);
    j=1;
    while Sak>Sa(j)
        if Sak<Sa(j+1)
            Sdk=(Sd(j+1)-Sd(j))*(Sak-Sa(j))/(Sa(j+1)-Sa(j))+Sd(j); j=j+1;
        else j=j+1;
        end
    end
    Ke=Sak/Sdk;
    Sdy=Say(k)/Ke;
    Abilineal=Sdy*Say(k)/2+(Sdu-Sdy)*Say(k)+(Sdu-Sdy)*(Sau-Say(k))/2;
    err=((Abilineal-Acurva)/Acurva)*100;
    Say(k+1)=Say(k)*Acurva/Abilineal;
    k=k+1;
end
Say=Say(k);
Sdb=[0 Sdy Sdu];
Sab=[0 Say Sau];
plot(Sdb,Sab,Sd,Sa,'r-');
xlabel('Sd (m)');ylabel('Sa (m/s2)');
title('Representación Bilineal del Espectro de Capacidad')
grid;
```

Representación bilineal elastoplástica de la curva de capacidad.

```
function [Dbep,Vbep]=BilinealElasto(R)
%
% Representación Bilineal Elasto plastica de la Curva de Capacidad.
% por David Marcos Quispe Changanaquí
%-----
% [Db,Vb]=BilinealElasto(R)
```

```
%-----  
% R : Vector que contiene los resultados del analisis pushover  
% realizado en ETABS.  
%  
D=R(:,2);  
V=R(:,3);  
i=1;  
while V(i+1)>V(i)  
    i=i+1;  
end  
r=i;  
N=(1:r);DD=D(N);VV=V(N);  
Acurva=trapz(DD,VV);  
Du=D(r); Vu=V(r);  
err=1000;  
k=1;  
Vy(k)=Vu;  
while err>0.01  
    Vk=0.6*Vy(k);  
    j=1;  
    while Vk>V(j)  
        if Vk<V(j+1)  
            Dk=(D(j+1)-D(j))*(Vk-V(j))/(V(j+1)-V(j))+D(j); j=j+1;  
        else j=j+1;  
        end  
    end  
    end  
    Ke=Vk/Dk;  
    Dy=Vy(k)/Ke;  
    Abilineal=Dy*Vy(k)/2+(Du-Dy)*Vy(k)+(Du-Dy)*(Vu-Vy(k))/2;  
    err=((Abilineal-Acurva)/Acurva)*100;  
    Vy(k+1)=Vy(k)*Acurva/Abilineal;  
    k=k+1;  
end  
Vy=Vy(k);  
Db=[0 Dy Du];  
Vb=[0 Vy Vu];  
Vyep=(Vu+Vy)/2;Dyep=(Vyep/Vy)*Dy;  
Dbep=[0 Dyep Du];  
Vbep=[0 Vyep Vyep];  
plot(Db,Vb,Dbep,Vbep,'r-');  
xlabel('Desplazamiento (m)');ylabel('Reacción en la Base (Tn)');  
title('Representación Bilineal Elasto Plástica de la Curva de Capacidad');grid;
```

Método del Espectro de Capacidad ADRS – ATC 40.

Function

```
[ED,ESO,Eoo,kATC,Eeff,SRa,SRv,inidpi,ae,dp,ap,beta,Dt,Vo,dem_u,R]=EspectroCapacidad_ADRS(P,T)
```

```
%
```

```
% Método del espectro de Capacidad - ADRS.
```

```

% Método del ATC-40
% por David Marcos Quispe Changanauquí
%-----
%
[ED,ESO,Eoo,kATC,Eeff,SRa,SRv,interdpi,dp,ap,beta,Dt,Vo,Sdbi,Sabi,R]=EspectroCapacidad_ADRS(P,T)
%-----
% P : Matriz que contiene las coordenadas (D,V) del analisis pushover
% realizado en ETABS
% T : Matriz que contiene las coordenadas (Periodo,Aceleracion) del espectro de
% diseño Elastico
D=P(:,2); %Vector que guarda las coord. del desplazamiento del pushover
V=P(:,3); %Vector que guarda las coord. de cortante del pushover
TT=T(:,1); %Vector que guarda los periodos del espectro de diseño elastico
Sade=T(:,2); %Vector que guarda los valores de aceleracion del espectro de
diseño elastico
nn=length(TT);
for k=1:nn
    Sdde(k)=(TT(k)^2)*Sade(k)/(4*pi^2);%Coordenadas espectrales de
desplazamiento elastico.
end
i=1;
while V(i)<V(i+1)
    i=i+1;
end
r=i;
N=(1:r);DD=D(N);VV=V(N);
fprintf('\nPropiedades del primer modo de vibracion:');
W=input('\nIngrese la masa total de la estructura:');
alfa=input('Ingrese el coeficiente de masa modal efectiva:');
PF=input('Ingrese el factor de participación modal:');
fi=input('Ingrese el desplazamiento modal en el ultimo nivel:');
fprintf('\nIngrese el tipo de comportamiento estructural (ATC-40):');
tipo=input('\nTipos disponibles A=1,B=2 y C=3 :');
Sac=VV/(W*alfa); Sdc=DD/(PF*fi);
Aespectrocapacidad=trapz(Sdc,Sac);
Sdcu=Sdc(r); Sacu=Sac(r);
err=1000;
k=1;
Sacy(k)=Sacu;
while err>0.001
    Sak=0.6*Sacy(k);
    j=1;
    while Sak>Sac(j)
        if Sak<Sac(j+1)
            Sdk=(Sdc(j+1)-Sdc(j))*(Sak-Sac(j))/(Sac(j+1)-Sac(j))+Sdc(j); j=j+1;
        else j=j+1;
        end
    end
    Kei=Sak/Sdk;
    Sdcy=Sacy(k)/Kei;
    Abilinealespectrocapacidad=Sdcy*Sacy(k)/2+(Sdcu-Sdcy)*Sacy(k)+(Sdcu-
Sdcy)*(Sacu-Sacy(k))/2;

```

```
err=((Abilinealespectrocapacidad-
Aespectrocapacidad)/Aespectrocapacidad)*100;
Sacy(k+1)=Sacy(k)*Aespectrocapacidad/Abilinealespectrocapacidad;
k=k+1;
end
x=0:0.01:0.25; y=Kei*x;
hold on;
plot(Sdde,Sade,'r-',Sdc,Sac,'g-',x,y),xlabel('Sd (m)'),ylabel('Sa
(m/s2)'),title('Obtención del dpi inicial'),grid;
dif=100;
dx=Sdde(1);
while dif>0.01
    f1=interp1(Sdde,Sade,dx);
    f2=interp1(x,y,dx);
    dif=f1-f2;
    dx=dx+0.001;
end
inidpi=dx-0.001; ae=interp1(Sdde,Sade,inidpi,'spline');
dpi=dx-0.001;
hold off;
control=1;
while control==1
    jj=1;
    while dpi>Sdc(jj)
        if dpi<Sdc(jj+1)
            api=(dpi-Sdc(jj))*(Sac(jj+1)-Sac(jj))/(Sdc(jj+1)-Sdc(jj))+Sac(jj);
            NN=(1:jj),Sacc=[Sac(NN)' api];Sdcc=[Sdc(NN)' dpi];jj=jj+1;
        else jj=jj+1;
        end
    end
end
Acurvai=trapz(Sdcc,Sacc);
Sdui=dpi; Sau=api;
erri=1000;
kk=1;
Saiy(kk)=Sau;
while erri>0.001
    Saik=0.6*Saiy(kk);
    s=1;
    while Saik>Sacc(s)
        if Saik<Sacc(s+1)
            Sdik=(Sdcc(s+1)-Sdcc(s))*(Saik-Sacc(s))/(Sacc(s+1)-Sacc(s))+Sdcc(s);
            s=s+1;
        else s=s+1;
        end
    end
end
Keei=Saik/Sdik;
Sdyi=Saiy(kk)/Keei;
Abilineali=Sdyi*Saiy(kk)/2+(Sdui-Sdyi)*Saiy(kk)+(Sdui-Sdyi)*(Sau-Saiy(kk))/2;
erri=((Abilineali-Acurvai)/Acurvai)*100;
Saiy(kk+1)=Saiy(kk)*Acurvai/Abilineali;
kk=kk+1;
end
Sayi=Saiy(kk);
```

```
Sdbi=[0 Sdyi Sdui];
Sabi=[0 Sayi Sauil];
dem_u=Sdui/Sdyi;
ED=4*(Sayi*Sdui-Sauil*Sdyi); ESO=0.5*Sdui*Sauil;
Eo=(1/(4*pi))*(ED/ESO); Eoo=Eo*100;
if tipo==1
    if Eoo>16.25
        kATC=1.13-0.51*((ED/4)/(2*ESO));
    else kATC=1;
    end
elseif tipo==2
    if Eoo>25
        kATC=0.845-0.446*((ED/4)/(2*ESO));
    else kATC=0.67;
    end
else kATC=0.33;
end
Eeff=(kATC*Eo+0.05)*100;
SRa=(3.21-0.68*log(Eeff))/2.12;
SRv=(2.31-0.41*log(Eeff))/1.65;
if tipo==1
    if SRa<0.33
        SRa=0.33;
    end
    if SRv<0.50
        SRv=0.50;
    end
elseif tipo==2
    if SRa<0.44
        SRa=0.44;
    end
    if SRv<0.56
        SRv=0.56;
    end
else if SRa<0.56
    SRa=0.56;
    end
    if SRv<0.67
        SRv=0.67;
    end
end
end
z=1;
while Sade(z)==Sade(z+1)
    z=z+1;
end
for q=1:z
    Sadr(q)=Sade(q)*SRa;% Espectro de Aceleración de Demanda Reducida
    Sddr(q)=Sdde(q);% Espectro de Desplazamiento de Demanda Reducida
end
for w=z+1:nn
    Sadr(w)=Sade(w)*SRv;
    Sddr(w)=Sdde(w);
end
end
```

```
diff=100;
dxx=Sddr(1);
while diff>0.01
    ff1=interp1(Sddr,Sadr,dxx);
    ff2=interp1(Sdc,Sac,dxx);
    diff=ff1-ff2;
    dxx=dxx+0.001;
end
dp=dxx-0.001
ap=ff1;
if 0.98*dpi<dp & dp<1.02*dpi
    fprintf('\nOK!! Cumple');control=0;
elseif dp>dpi
    dpi=dpi+0.001; control=1;
else dpi=dpi-0.001; control=1;
end
end
beta=PF*fi;
Dt=beta*dp;
Vo=interp1(DD,VV,Dt,'spline'); R=ae/ap;
figure
plot(Sdbi,Sabi,'b-',Sdc,Sac,'g-',Sdde,Sade,'r-',Sddr,Sadr,'c--'),xlabel('Sd
(m)'),ylabel('Sa (m/s2)'),title('Método del Espectro de Capacidad ADRS'),grid;
```

Método del Espectro de Capacidad MADRS – FEMA 440.

```
function
[ED,ESO,Eoo,kATC,Eeff,SRa,SRv,inidpi,ae,dp,ap,beta,Dt,Vo,dem_u,M,R]=Espe
ctroCapacidad_MADRS(P,T)
%
% Método del espectro de Capacidad Mejorado.
% Método del ATC-40 - Mejorado en FEMA 440.
% por David Marcos Quispe Changanaquí
%-----
%
[ED,ESO,Eoo,kATC,Eeff,SRa,SRv,inidpi,ae,dp,ap,beta,Dt,Vo,dem_u,M,R]=Espe
ctroCapacidad_MADRS(P,T)
%-----
% P : Matriz que contiene las coordenadas (D,V) del analisis pushover
% realizado en ETABS
% T : Matriz que contiene las coordenadas (Periodo,Aceleracion) del espectro de
% diseño Elastico.
D=P(:,2);%Vector que guarda las coord. del desplazamiento del pushover
V=P(:,3);%Vector que guarda las coord. de cortante del pushover
TT=T(:,1);%Vector que guarda los periodos del espectro de diseño elastico
Sade=T(:,2);%Vector que guarda los valores de aceleracion del espectro de
diseño elastico
nn=length(TT);
for k=1:nn
```



```

    Sdde(k)=(TT(k)^2)*Sade(k)/(4*pi^2);%Cambio a coordenadas espectrales de
    desplazamiento elastico.
end
i=1;
while V(i)<V(i+1)
    i=i+1;
end
r=i;
N=(1:r);DD=D(N);VV=V(N);
fprintf('\nPropiedades del primer modo de vibracion:');
W=input('\nIngrese la masa total de la estructura:');
coef_masa=input('Ingrese el coeficiente de masa modal efectiva:');
PF=input('Ingrese el factor de participación modal:');
fi=input('Ingrese el desplazamiento modal en el ultimo nivel:');
fprintf('\nIngrese el tipo de comportamiento estructural (ATC-40):');
tipo=input('\nTipos disponibles A=1,B=2 y C=3 :');
% Coordenadas del Espectro de Capacidad_____
Sac=VV/(W*coef_masa); Sdc=DD/(PF*fi);
Aespectrocapacidad=trapz(Sdc,Sac);%Area Curva total en el Colapso
Sdcu=Sdc(r); Sacu=Sac(r);
err=1000;
k=1;
Sacy(k)=Sacu;
while err>0.001
    Sak=0.6*Sacy(k);
    j=1;
    while Sak>Sac(j)
        if Sak<Sac(j+1)
            Sdk=(Sdc(j+1)-Sdc(j))*(Sak-Sac(j))/(Sac(j+1)-Sac(j))+Sdc(j); j=j+1;
        else j=j+1;
        end
    end
    Kei=Sak/Sdk;
    Sdcy=Sacy(k)/Kei;
    Abilinealespectrocapacidad=Sdcy*Sacy(k)/2+(Sdcu-Sdcy)*Sacy(k)+(Sdcu-
    Sdcy)*(Sacu-Sacy(k))/2;
    err=((Abilinealespectrocapacidad-
    Aespectrocapacidad)/Aespectrocapacidad)*100;
    Sacy(k+1)=Sacy(k)*Aespectrocapacidad/Abilinealespectrocapacidad;
    k=k+1;
end
x=0:0.01:0.3; y=Kei*x;%recta de pendiente inicial
hold on;
plot(Sdde,Sade,'r-',Sdc,Sac,'g-',x,y),xlabel('Sd (m)'),ylabel('Sa
(m/s2)'),title('Obtención del dpi inicial'),grid;
dif=100;
dx=Sdde(1);
while dif>0.01
    f1=interp1(Sdde,Sade,dx);
    f2=interp1(x,y,dx);
    dif=f1-f2;
    dx=dx+0.001;
end

```

```
inidpi=dx-0.001;
ae=interp1(Sdde,Sade,inidpi,'spline');
dpi=dx-0.001;
hold off;
%*****
control=1;
while control==1
jj=1;
while dpi>Sdc(jj)
if dpi<Sdc(jj+1)
api=(dpi-Sdc(jj))*(Sac(jj+1)-Sac(jj))/(Sdc(jj+1)-Sdc(jj))+Sac(jj);
NN=(1:jj);Sacc=[Sac(NN)' api];Sdcc=[Sdc(NN)' dpi];jj=jj+1;
else jj=jj+1;
end
end
Acurvai=trapz(Sdcc,Sacc);
Sdui=dpi; Sauj=api;
erri=1000;
kk=1;
Sayk(kk)=Sauj;
while erri>0.001
Saik=0.6*Sayk(kk);
s=1;
while Saik>Sacc(s)
if Saik<Sacc(s+1)
Sdik=(Sdcc(s+1)-Sdcc(s))*(Saik-Sacc(s))/(Sacc(s+1)-Sacc(s))+Sdcc(s);
s=s+1;
else s=s+1;
end
end
Keei=Saik/Sdik;
Sdyi=Sayk(kk)/Keei;
Abilineali=Sdyi*Sayk(kk)/2+(Sdui-Sdyi)*Sayk(kk)+(Sdui-Sdyi)*(Sauj-Sayk(kk))/2;
erri=((Abilineali-Acurvai)/Acurvai)*100;
Sayk(kk+1)=Sayk(kk)*Acurvai/Abilineali;
kk=kk+1;
end
Sayi=Sayk(kk);
Sdbi=[0 Sdyi Sdui];
Sabi=[0 Sayi Sauj];
%-----Mejora al MEC
dem_u=Sdui/Sdyi;
alfa=((Sauj-Sayi)/(Sdui-Sdyi))/(Sayi/Sdyi);
To=Keei;
if dem_u>1 & dem_u<4
Teff=(0.20*(dem_u-1)^2-0.038*(dem_u-1)^3+1)*To;
elseif dem_u>=4 & dem_u<=6.5
Teff=(0.28+0.13*(dem_u-1)+1)*To;
else Teff=(0.89*(((dem_u-1)/(1+0.05*(dem_u-2)))^0.5)-1)+1)*To;
end
M=((Teff/To)^2)*(1+alfa*(dem_u-1))/dem_u;
%-----Espectro de Demanda
ED=4*(Sayi*Sdui-Sauj*Sdyi); ESO=0.5*Sdui*Sauj;
```

```
Eo=(1/(4*pi))*(ED/ESO); Eoo=Eo*100;
if tipo==1
    if Eoo>16.25
        kATC=1.13-0.51*((ED/4)/(2*ESO));
    else kATC=1;
    end
elseif tipo==2
    if Eoo>25
        kATC=0.845-0.446*((ED/4)/(2*ESO));
    else kATC=0.67;
    end
else kATC=0.33;
end
Eeff=(kATC*Eo+0.05)*100;
SRa=(3.21-0.68*log(Eeff))/2.12;
SRv=(2.31-0.41*log(Eeff))/1.65;
if tipo==1
    if SRa<0.33
        SRa=0.33;
    end
    if SRv<0.50
        SRv=0.50;
    end
elseif tipo==2
    if SRa<0.44
        SRa=0.44;
    end
    if SRv<0.56
        SRv=0.56;
    end
else if SRa<0.56
    SRa=0.56;
    end
    if SRv<0.67
        SRv=0.67;
    end
end
end
z=1;
while Sade(z)==Sade(z+1)
    z=z+1;
end
for q=1:z
    Sadr(q)=Sade(q)*SRa*M;% Espectro de Aceleración de Demanda Reducida
    Sddr(q)=Sdde(q);% Espectro de Desplazamiento de Demanda Reducida
end
for w=z+1:nn
    Sadr(w)=Sade(w)*SRv*M;
    Sddr(w)=Sdde(w);
end
diff=100;
dxx=Sddr(1);
while diff>0.01
    ff1=interp1(Sddr,Sadr,dxx);
```

```
ff2=interp1(Sdc,Sac,dxx);
diff=ff1-ff2;
dxx=dxx+0.001;
end
dp=dxx-0.001;
ap=ff1;
if 0.98*dpi<dp & dp<1.02*dpi
    fprintf('\nOK!! Cumple');control=0;
elseif dp>dpi
    dpi=dpi+0.001; control=1;
else dpi=dpi-0.001; control=1;
end
end
end
% *****
Sadr_ADRS=Sadr./M;
beta=PF*fj;
Dt=beta*dp;
Vo=interp1(DD,VV,Dt,'spline'); R=ae/ap;
figure
plot(Sdbi,Sabi,'b-',Sdc,Sac,'g-',Sdde,Sade,'r-',Sddr,Sadr,'c--',
'Sddr,Sadr_ADRS),xlabel('Sd (m)'),ylabel('Sa (m/s2)'),title('Método del Espectro
de Capacidad Mejorado MADRS'),grid;
```