

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO HUMANIDADES II

**WILFREDO CARREÑO NOVOA
CRISTIAN FERNANDO ACERO**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
2004**

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO HUMANIDADES II

WILFREDO CARREÑO NOVOA
CRISTIAN FERNANDO ACERO

DIRECTOR:

ING. ALVARO REY SOTO

CO-DIRECTOR:

PH.D. ESPERANZA MALDONADO RONDÓN

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
2004

A mis padres Juan de Jesús y Elba Maria

A mis hermanos Jairo y Deisy

A mi madre Mery Acero

A mis hermanas Sandra y Mayra

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, queremos agradecer a Dios por hacer posible la realización de esta meta, que durante tantos años hemos ido trabajando. De manera muy especial agradecemos al ingeniero Juan Carlos Reyes por su disponibilidad y las expertas orientaciones que, entre otros aspectos, nos han ayudado a analizar el desempeño sísmico de las edificaciones.

De igual forma, queremos expresar nuestras mas sinceras agradecimientos a las personas e instituciones, que contribuyeron a la culminación de esta tesis:

- A CEMEX por su contribución en los ensayos de materiales.
- A SIKA, especialmente al Ingeniero Fabio Blanco por su apoyo y accesoria en el proceso de recolección de datos del edificio.
- A nuestros compañeros de la Universidad Industrial de Santander, en especial a Oscar Parra, Fabián Colmenares, Oscar Gómez y Carlos Sánchez
- Al personal de planta física de la Universidad Industrial de Santander por su amabilidad y colaboración.

Finalmente, quiero agradecer a mis padres Juan de Jesús y Elba Maria, por todo el cariño, confianza y apoyo que me han brindado siempre, y a mis hermanos Jairo y Deisy, por sus motivaciones para culminar este trabajo.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	ii
OBJETIVOS.....	iii
CAPITULO 1 INTRODUCCION Y ANTECEDENTES.....	1
1.1 RESEÑA HISTORICA DEL EDIFICIO	2
1.1.2 Registro fotográfico del edificio años 60's y 70's (fototecauiis).....	3
1.2 DIAGNOSTICO.....	4
1.2.1 Esquema general de diagnostico.....	5
1.2.2 Definición del criterio.....	5
1.2.3 Evaluación preliminar.....	7
1.2.3.1 Visita al sitio y recolección de información existente	7
1.2.3.2 Registro fotográfico actual.....	10
1.2.3.3 Información existente.....	11
1.3 RECONSTRUCCION DE INFORMACION	12
1.3.1 Análisis de los datos obtenidos en la visita de campo.....	12
1.3.2 Evaluación formato FEMA 154.....	13
1.4 EVALUACION DETALLADA.....	16
1.4.1 Levantamiento real de la estructura.....	16
1.4.2 Levantamiento del plano de dimensiones geométricas.....	18
1.4.3 Altimetría	19
1.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL	19
1.5.1 Identificación del sistema estructural.....	21
1.5.2 Ensayos destructivos y no destructivos de diagnóstico FEMA 356.....	21
1.5.3 Chequeos de deflexiones en placas.....	23
1.5.4 Determinación de la posición relativa de las armaduras	24
1.5.5 Extracción de núcleos.....	25
1.5.6 Esclerometría	26

1.5.7	Ensayo de ultrasonido (Velocidad de pulso a través del concreto).....	27
1.5.8	Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros normales de concreto.....	29
1.5.9	Evaluación probabilística de los ensayos destructivos y no destructivos.....	30
1.6	PATOLOGÍAS POR SISMO	31
1.6.1	Patología por la calidad del concreto	31
1.6.2	Patologías por golpe entre edificios.....	32
1.6.3	Conclusiones.....	33
CAPITULO 2 CONCEPTO DE VULNERABILIDAD Y DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA.....		34
2.1	DAÑO SÍSMICO.....	36
2.1.1	Elementos propensos al daño	37
2.1.2	Clasificación de los indicadores de daño.....	37
2.1.3	Indicadores de daño.....	38
2.1.4	Índices de daño local.....	38
2.1.5	Relaciones demanda - capacidad de deformación.....	39
2.1.6	Relaciones demanda - capacidad de resistencia.....	42
2.1.7	Índices de daño global.....	42
2.1.7.1	Índice global en base a la capacidad resistente.....	43
2.1.8	Relaciones entre los estados discretos y los índices de daño	44
2.2	AMENAZA SÍSMICA.....	45
2.2.1	Perfil de suelo de la zona de estudio.....	48
2.2.2	Calculo de la amenaza sísmica en la superficie.....	50
2.2.2.1	Espectros de respuesta para el escenario sísmico.....	51

CAPITULO 3	ANÁLISIS ELÁSTICO.....	53
3.1	INTRODUCCIÓN.....	53
3.1.1	Procedimiento estático lineal (lsp).....	53
3.1.2	Procedimiento dinámico lineal (ldp).....	60
3.2.	Modelamiento.....	61
3.2.1	Geometría.....	61
3.2.2	Materiales y secciones.....	64
3.2.3	Carga muerta.....	72
3.2.4	Carga viva.....	77
3.2.5	Carga sísmica.....	77
3.2.6.	Combinación de cargas.....	78
3.2.7.	Diagramas de iteración para las columnas tipo.....	78
3.3.	ANÁLISIS ELÁSTICO.....	84
3.3.1	Edificio 1.....	84
3.3.1.1	Modos de vibración y participación de masa.....	84
3.3.1.2	Verificación de reacciones en la base.....	85
3.3.1.3	Derivas sísmicas máximas.....	86
3.3.1.4	Esquema de posibles rotulas.....	88
3.3.1.5	Chequeo a carga vertical.....	91
3.3.1.6	Cortante de plastificación.....	96
3.3.1.7	Relación demanda / capacidad.....	99
3.3.1.7.1	Factor M.....	99
3.3.1.7.2	Factor R.....	105
3.3.1.8	Índice de sobreesfuerzos de los elementos.....	108
3.3.1.8.1	Indice de sobreesfuerzo a flexión.....	108
3.3.1.8.2	Indice de sobreesfuerzo a cortante.....	115
3.3.1.8.3	Indice de sobreesfuerzos de la estructura.....	122
3.3.1.8.4	Indice de flexibilidad para efectos horizontales.....	123
3.3.1.9	Conclusiones.....	124

3.3.2	Edificio 2.....	125
3.3.2.1	Modos de vibración y participación de masa.....	125
3.3.2.2	Verificación de reacciones en la base.....	126
3.3.2.3	Derivas sísmicas máximas.....	127
3.3.2.4	Esquema de posibles rotulas.....	128
3.3.2.5	Chequeo a carga vertical.....	132
3.3.2.6	Cortante de plastificación.....	138
3.3.2.7	Relación demanda / capacidad.....	141
3.3.2.7.1	Factor M.....	141
3.3.2.7.2	Factor R.....	146
3.3.2.8	Índice de sobreesfuerzos de los elementos.....	149
3.3.2.8.1	Índice de sobreesfuerzo a flexión.....	149
3.3.2.8.2	Índice de sobreesfuerzo a cortante.....	155
3.3.2.9	Índice de sobreesfuerzos de la estructura.....	163
3.3.2.10	Índice de flexibilidad para efectos horizontales.....	163
3.3.2.11	Conclusiones.....	164
CAPITULO 4	ANÁLISIS INELÁSTICO.....	165
4.1	INTRODUCCIÓN.....	165
4.2	COMPORTAMIENTO MECÁNICO.....	167
4.2.1	Modelo constitutivo del acero.....	167
4.2.2	Modelo constitutivo del hormigón.....	169
4.2.3	Relaciones momento-curvatura.....	172
4.3	NIVEL DE DESEMPEÑO.....	173
4.4	DESEMPEÑO ESPERADO.....	174
4.5	CAPACIDAD RESISTENTE.....	175
4.5.1	Análisis estático no lineal (análisis"pushover").....	177
4.6	Demanda sísmica.....	179
4.7	Método para estimar el punto de desempeño.....	180
4.7.1	Método del espectro de capacidad.....	180

4.7.1.1	Amortiguamiento viscoso equivalente	181
4.8	EVALUACIÓN DE LOS MODELOS NO LINEALES DE LOS EDIFICIOS.....	187
4.8.1	Edificio 1.....	188
4.8.1.1	Curvas de capacidad.....	188
4.8.1.2	Punto de comportamiento.....	191
4.8.1.3	Rotación Plástica.....	195
4.8.1.4	Chequeo a cortante	199
4.8.1.5	Deriva en el punto de comportamiento.....	204
4.8.1.6	Índice de daño global.....	206
4.8.1.7	Conclusiones.....	209
4.8.2	Edificio 2.....	210
4.8.2.1	Curvas decapacidad.....	210
4.8.2.2	Punto de comportamiento.....	213
4.8.2.3	Rotación Plástica... ..	216
4.8.2.4	Chequeo a cortante	221
4.8.2.5	Deriva en el punto de comportamiento.....	226
4.8.2.6	Indice de Daño Global.....	227
4.8.2.7	Conclusiones.....	230
4.9	Golpeteo ¡Error! Marcador no definido	231
CAPITULO 5	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.....	237
5.1	Historia del factor de modificación.....	237
5.1.1	Desarrollo del factor R.....	238
5.1.2	Desarrollo del factor R.....	243
5.1.3	Comparación de k, r, r.....	245
5.2	Uso de Factores de Modificación de Respuesta.....	247
5.2.1	Introducción.....	247
5.2.2	Factores R en códigos sísmicos.....	247

5.2.2.1	Europa.....	247
5.2.2.2	Japón.....	248
5.2.2.3	México.....	252
5.2.2.4	Resumen.....	254
5.3	USO DE FACTOR R EQUIVALENTE PARA DISEÑO DE PUENTES.....	255
5.4	Componentes del factor de modificación de respuesta.....	258
5.4.1	Introducción.....	258
5.4.2	Impacto del factor R sobre el diseño.....	259
5.4.3	Respuesta de fuerza-desplazamiento de edificaciones.....	261
5.4.4	Experimental Evaluación para relación de Fuerza- Desplazamiento.....	264
5.4.5	Componente claves de R.....	265
5.4.5.1	Factor de resistencia.....	267
5.4.5.2	Factor de ductilidad.....	271
5.4.5.3	Factor de redundancia.....	277
5.4.5.4	Factor de amortiguamiento	282
5.4.5.5	Sistema de evaluación del factor R.....	284
5.4.5.6	Conclusiones y recomendaciones.....	285
CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		289
REFERENCIAS.....		295

LISTA DE TABLAS

Tabla 1-1	Inspección preliminar de la estructura, Formato ATC-20.....	8
Tabla 1-2	Inspección preliminar de la estructura, Anexo ATC-20.....	9
Tabla 1-3	Información disponible en la oficina de planeación UIS.....	11
Tabla 1-4	Información de las principales remodelaciones.....	11
Tabla 1-5	Resultado de la inspección de secciones.....	13
Tabla 1-6	Formato FEMA 154.....	14
Tabla 1-7	Características del Formato FEMA 154.....	15
Tabla 1-8	Formato FEMA 178.....	17
Tabla 1-9	Resultado de las mediciones de los elementos estructurales.....	18
Tabla 1-10	Información preliminar de la estructura.....	20
Tabla 1-11	Esquema del plan de ensayos destructivos y no destructivos....	22
Tabla 1-12	Resultado de la medición de deflexiones.....	23
Tabla 1-13	Resultados de la localización del refuerzo.....	24
Tabla 1-14	Características de los núcleos extraídos.....	25
Tabla 1-15	Resultados de los ensayos de esclerometría.....	27
Tabla 1-16	Resultados del ensayo de ultrasonido.....	28
Tabla 1-17	Resultado de los ensayos de compresión de los núcleos.....	30
Tabla 2-1	Correlación entre el índice de daño total de Park y Ang y cinco estados discretos de daño.....	44
Tabla 2-2	Correlación entre el índice de daño total de Stone y Taylor y cuatro estados discretos de daño	45
Tabla 2-3	Acelerogramas compatibles con las fallas Bucaramanga-Santa Marta y Frontal.....	47
Tabla 2-4	Parámetros para el cálculo de la respuesta dinámica.....	49
Tabla 3.1	Carga muerta debido a los elementos no estructurales del tercer piso.....	72

Tabla 3-2	Carga muerta debido a los elementos no estructurales del segundo piso.....	72
Tabla 3-3	Carga muerta debido a los elementos estructurales del segundo piso.....	73
Tabla 3-4	Carga muerta debido a los elementos estructurales del tercer piso	74
Tabla 3-5	Carga muerta debido a los elementos que conforman la cubierta.	74
Tabla 3-6	Carga muerta debido a los elementos no estructurales del segundopiso.....	74
Tabla 3-7	Carga muerta debido a los elementos no estructurales del tercer piso.....	75
Tabla 3-8	Carga muerta debido a los elementos estructurales del segundo piso.....	75
Tabla 3-9	Carga muerta debido a los elementos estructurales del tercer piso	76
Tabla 3-10	Carga muerta debido a los elementos que conforman la cubierta	76
Tabla 3-11	Relaciones de masa modal participante	85
Tabla 3-12	Verificación del cortante basal.....	86
Tabla 3-13	Factor m de capacidad para vigas. Tomado de referencia []	100
Tabla 3-14	Factor m de capacidad para Columnas. Tomado de referencia []	101
Tabla 3-15	Máximos Índices de sobreesfuerzos individuales	122
Tabla 3-16	Índices de flexibilidad por piso.....	123
Tabla 3-17	Relaciones de masa modal participante	138
Tabla 3-18	Verificación del cortante basal.....	139
Tabla 3-19	Máximos Índices de sobreesfuerzos individuales.....	175

Tabla 3-20	Índices de flexibilidad por piso.....	175
Tabla 4-1	Sismo esperado y desempeño en las edificaciones	187
Tabla 4-2	Parámetros de análisis en el sentido X	204
Tabla 4-3	Parámetros de análisis en el sentido Y.....	206
Tabla 4-4	Desplazamientos inelásticos de la estructura	216
Tabla 4-5	Desplazamientos inelásticos de la estructura	217
Tabla 4-6	Estados discretos de daño	220
Tabla 4-7	Parámetros de análisis en el sentido X	226
Tabla 4-8	Parámetros de análisis en el sentido X	228
Tabla 4-9	Desplazamientos inelásticos de la estructura	238
Tabla 4-10	Desplazamientos inelásticos de la estructura	238
Tabla 4-11	Estados discretos de daño	241
Tabla 4-12	Abertura de la junta de dilatación.....	248
Tabla 5-1	Constantes de las ecuaciones.....	256
Tabla 5-2	Valores de K, R	256
Tabla 5-3	Relación entre K y R.....	257
Tabla 5-4	Coeficientes de Pórticos de Acero según el BSL, 1981.....	263
Tabla 5-5	Factores de Modificación de respuesta para roca como suelo ...	265
Tabla 5-6	Factores de Modificación de Respuesta	270
Tabla 5-7	Factores de reducción experimentales para pórticos metálicos.	277
Tabla 5-8	Parámetros de respuesta sísmica para dos ejemplos de pórticos de un piso.....	284
Tabla 5-9	Factores de Redundancia.	292

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1-1	Fachada norte.....	3
Fig. 1-2	Vista nor-oriental.....	3
Fig. 1-3	Vista sur-oriental.....	3
Fig. 1-4	Vista nor-occidental.....	3
Fig. 1-5	Procedimiento de vulnerabilidad.....	6
Fig. 1-6	Vista nor-oriental.....	10
Fig. 1-7	Vista nor- occidental.....	10
Fig. 1-8	Esquema del segundo piso edificio de Humanidades UIS	16
Fig. 1-9	Principio utilizado para la medición.	23
Fig. 1-10	Momento exacto de medición.....	23
Fig. 1-11	Ferro- Scan en Columna T3.....	24
Fig. 1-12	Ferro- Scan en placa.	24
Fig. 1-13	Extracción de núcleo. Columna eje 3 - Nivelación del taladro.....	25
Fig. 1-14	Extracción de núcleo. Columna eje 3-Operación.	25
Fig. 1-15	Ensayo de esclerómetro Columna.	26
Fig. 1-16	Ensayo de esclerómetro Columna.	26
Fig. 1-17	Equipo de Ultrasonido.	28
Fig. 1-18	Metodología de evaluación	28
Fig. 1-19	Maquina ensayo compresión.	29
Fig. 1-20	Momento de falla.	29
Fig. 2-1	Parámetros que intervienen en el modelo propuesto por Banon et al. (1981) para evaluar el daño.....	53
Fig. 2-2	Esquema de análisis de la respuesta dinámica del suelo	58
Fig. 2-3	Perfil de suelo típico de la formación Bucaramanga.	60
Fig. 2-4	Curva de degradación de los módulos de corte	61
Fig. 2-5	Relación de amortiguamiento para todos los materiales del perfil....	62

Fig. 2-6	Espectros de respuesta de los sismos para cada falla.	63
Fig. 2-7	Espectros de respuesta de los sismos para cada falla.	64
Fig. 3-1	Bases del procedimiento estático lineal. Tomado de la referencia [10].....	70
Fig. 3-2	Plantas arquitectónicas.	74
Fig. 3-3	Modelo edificio Humanidades II	75
Fig. 3-4	Modelo edificio 1.....	75
Fig. 3-5	Modelo edificio 2.....	76
Fig. 3-6	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 1..	77
Fig. 3-7	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 2.....	78
Fig. 3-8	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 3.	79
Fig. 3-9	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para los ejes 4 y 12.....	80
Fig. 3-10	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para los ejes: 5, 6, 7, 10, 11, 13 y 14.....	81
Fig. 3-11	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 9.	82
Fig. 3-12	Acero longitudinal y transversal del pórtico, para los ejes 8 y 15.....	83
Fig. 3-13	Espectro Zona 2, microzonificación de Bucaramanga	89
Fig. 3-14	Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 1 en el primer piso.	91
Fig. 3-15	Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 1 en el segundo piso	91
Fig. 3-16	Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 2 en el primer piso.	92
Fig. 3-17	(a) Sección transversal, (b) y (c) diagrama de interacción para la columna tipo 2 en el segundo piso.	93
Fig. 3-18	Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo del tercer piso.....	93
Fig. 3-19	(a) Sección transversal y (b) y (c) diagrama de interacción para la columna tipo 3 en el primer piso.....	94

Fig. 3-20	Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 3 en el primer piso.	95
Fig. 3-21	Formas modales.....	96
Fig. 3-22	Deriva sentido X.	99
Fig. 3-23	Deriva sentido Y.	99
Fig. 3-24	(a) Posibles rotulas en la placa del segundo piso, (b) Posibles rotulas en la placa del tercer piso, (c) Posibles rotulas en la cubierta del tercer piso.	101
Fig. 3-25	(a) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A, (b) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A', (c) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje B, (d) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje C.	103
Fig. 3-26	Factores de seguridad a flexión y cortante para vigas de concreto.	104
Fig. 3-27	Factor de seguridad a flexión y cortante para columnas de concreto.....	107
Fig. 3-28	Cortante resistente contra cortante plástico para las posibles rotulas en las vigas.....	109
Fig. 3-29	Factor de reducción por ductilidad “m” demandados y resistentes para vigas de concreto según FEMA 273	113
Fig. 3-30	Factor de reducción por ductilidad “m” demandados y resistentes para columnas de concreto según FEMA 273.....	116
Fig. 3-31	Factor R requerido contra factor R resistente para las posibles rotulas en las vigas.....	118
Fig. 3-32	Índice de Sobre esfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para las posibles rotulas en las vigas.....	121
Fig. 3-33	Índice de Sobre esfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para cada una de las secciones criticas de las columnas.	124

Fig. 3-34	Índice de Sobreesfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de diseño para las posibles rotulas en las vigas.	128
Fig. 3-35	Índice de Sobreesfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de análisis para las secciones criticas de cada una de las columnas.	131
Fig. 3-36	Formas modales.	137
Fig. 3-37	Deriva sentido X.	139
Fig. 3-38	Deriva sentido Y.	140
Fig. 3-39	(a) Posibles rotulas en la placa del segundo piso,(b) Posibles rotulas en la placa del tercer piso,(c) Posibles rotulas en la cubierta.....	141
Fig. 3-40	(a) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A, (b) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A',(c) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje B,(d) Posibles rotulas y nomenclatura en las columnas del eje C.	142
Fig. 3-41	Factores de seguridad a flexión y cortante para vigas de concreto.	145
Fig. 3-42	Factor de seguridad a flexión y a cortante para columnas de concreto.	148
Fig. 3-43	Cortante resistente contra cortante plástico para las posibles rotulas en las vigas.....	150
Fig. 3-44	Factor de reducción por ductilidad “m” demandados y resistentes para vigas de concreto según FEMA 273.....	154
Fig. 3-45	Factor de reducción por ductilidad “m” demandados y resistentes para columnas de concreto según FEMA 273.....	156
Fig. 3-46	Factor R requerido contra Factor R capacidad para las posibles rotulas en las vigas.....	158
Fig. 3-47	Indice de Sobreesfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para las posibles rotulas en las vigas.....	161
Fig. 3-48	Índice de Sobreesfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para cada una de las secciones criticas de las columnas.	164

Fig. 3-49	Índice de Sobreesfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de diseño para las posibles rotulas en las vigas.	168
Fig. 3-50	Índice de Sobreesfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de análisis para las secciones criticas de cada una de las columnas.	171
Fig. 4-1	Curva esfuerzo Vs. deformación del acero.	180
Fig. 4-2	Curva esfuerzo-deformación para el hormigón armado confinado por aros rectangulares - Modelo propuesto por Kent y Park (1971).....	182
Fig. 4-3	Forma característica de la relación Momento-Curvatura de una viga de concreto reforzado.	185
Fig. 4-4	Curva de capacidad.	188
Fig. 4-5	Comportamiento de una estructura bien diseñada sometida a cargas cíclicas.....	189
Fig. 4-6	Modelo Bilineal del Espectro de Capacidad y un punto de máximo desplazamiento lateral.....	195
Fig. 4-7	Energía disipada inelástica mente ED por el sistema equivalente en un ciclo	195
Fig. 4-8	Energía absorbida Es, por el sistema lineal rigidez ksec.	196
Fig. 4-9	Cálculo de la energía disipada	197
Fig. 4-10	Factor de modificación de amortiguamiento κ	198
Fig. 4-11	Curva de Capacidad, Distribución modal.....	200
Fig. 4-12	Curva de Capacidad, Distribución Triangular Invertida.....	201
Fig. 4-13	Curva de Capacidad, Distribución Uniforme.....	201
Fig. 4-14	Curva de Capacidad, Sentido X.....	202
Fig. 4-15	Curva de Capacidad, Sentido Y.....	202
Fig. 4-16	Punto de Comportamiento	204
Fig. 4-17	Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido X).....	205
Fig. 4-18	Punto de Comportamiento	205
Fig. 4-19	Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido Y).	206
Fig. 4-20	Rotulas plásticas en vigas (sentido X).....	207

Fig. 4-21	Rotulas plásticas en vigas (sentido X).....	208
Fig. 4-22	Rotulas plásticas en vigas (sentido X).....	208
Fig. 4-23	Rotulas plásticas en vigas (sentido Y).....	209
Fig. 4-24	Rotulas plásticas en vigas (sentido Y).....	209
Fig. 4-25	Rotulas plásticas en columnas.....	210
Fig. 4-26	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento.	211
Fig. 4-27	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento	211
Fig. 4-28	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento	213
Fig. 4-29	Capacidad a cortante en columnas en el sentido X.	214
Fig. 4-30	Capacidad a cortante en columnas en el sentido Y	215
Fig. 4-31	Deriva existente en el punto de comportamiento	216
Fig. 4-32	Deriva existente en el punto de comportamiento	217
Fig. 4-33	Curva de capacidad en el sentido X	218
Fig. 4-34	Curva de capacidad en el sentido Y.....	219
Fig. 4-35	Curva de Capacidad, Distribución modal.	222
Fig. 4-36	Curva de Capacidad, Distribución Triangular Invertida.....	223
Fig. 4-37	Curva de Capacidad, Distribución Uniforme	223
Fig. 4-38	Curva de Capacidad, Sentido Y.....	224
Fig. 4-39	Curva de Capacidad, Sentido X.....	224
Fig. 4-40	Punto de Comportamiento	226
Fig. 4-41	Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido X).....	227
Fig. 4-42	Punto de Comportamiento.	227
Fig. 4-43	Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido Y).....	228
Fig. 4-44	Rotulas plásticas (sentido X).....	229
Fig. 4-45	Rotulas plásticas (sentido X).....	230
Fig. 4-46	Rotulas plásticas (sentido X).....	230
Fig. 4-47	Rotulas plásticas (sentido Y).....	231
Fig. 4-48	Rotulas plásticas (sentido Y).	231
Fig. 4-49	Rotulas plásticas en columnas (sentido X)	232
Fig. 4-50	Rotulas plásticas en columnas (sentido Y)	232

Fig. 4-51	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento	233
Fig. 4-52	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento	233
Fig. 4-53	Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento	234
Fig. 4-54	Capacidad a cortante en columnas en el sentido X.	236
Fig. 4-55	Capacidad a cortante en columnas en el sentido Y	237
Fig. 4-56	Deriva existente en el punto de comportamiento	238
Fig. 4-57	Deriva existente en el punto de comportamiento	238
Fig. 4-58	Curva de capacidad en el sentido X	239
Fig. 4-59	Curva de capacidad en el sentido X.....	240
Fig. 4-60	Elemento Nlink-Gap.....	243
Fig. 4-61	Estructura modelada con elementos Nlink-Gap.	244
Fig. 4-62	Elementos Nlink-Gap en elementos	244
Fig. 4-63	Sismo de Loma-prieta	245
Fig. 4-64	Sismo de Montenegro	246
Fig. 4-65	Sismo de Pretolia.....	246
Fig. 4-66	Sismo de Helena	246
Fig. 4-67	Cortante en la base para los diferentes tipos de sismos	247
Fig. 5-1	Espectro de demanda reducida	251
Fig. 5-2	Factores Caltrans Z.....	268
Fig. 5-3	Sistema de un grado de libertad	271
Fig. 5-4	Espectro de pseudo-aceleración para un amortiguamiento del 5%	272
Fig. 5-5	Ejemplo de Cortante en la base versus el desplazamiento del techo	273
Fig. 5-6	Aproximación bilinear para una relación fuerza-desplazamiento....	274
Fig. 5-7	Evaluación experimental de los factores de resistencia y ductilidad	278
Fig. 5-8	Definición de los términos para 2 ejemplos de una sola piso.....	283
Fig. 5-9	Comparación de factores de ductilidad	289
Fig. 5-10	Redundancia en pórticos resistente a momentos.....	290

Fig. 5-11	Redundancia en muros de cortante	291
Fig. 5-12	Relación fuerza desplazamiento para un sistema dual.....	293

Titulo: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO HUMANIDADES II¹

Autor (es): WILFREDO CARREÑO NOVOA
CRISTIAN FERNANDO ACERO²

Palabras claves: vulnerabilidad, capacidad estructural, pushover, desempeño sísmico.

Resumen:

El fenómeno sísmico representa una de las manifestaciones más impactantes de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de la infraestructura creada por el hombre, demuestran el potencial devastador de este fenómeno. Por tal motivo se evaluara la vulnerabilidad del edificio de Humanidades II, ya que es catalogado como un edificio de primera generación dentro del proceso de construcción del alma matter, el cual fue diseñado bajo normas americanas en los años 50.

En el primer capítulo se presenta el trabajo en campo y los estudios de resistencia de los materiales estructurales. En el segundo capítulo se presentan los conceptos fundamentales que se refieren a la vulnerabilidad. En el tercer capítulo se presenta las diferentes metodologías elásticas de evaluación estructural y de vulnerabilidad sísmica para construcciones existentes, en el que se describirán los aspectos más importantes de estos procedimientos, entre los cuales se encuentran los de la FEMA 273-356 y la NSR-98. En el cuarto capítulo se presentaran los conceptos básicos de la ingeniería basada en el desempeño, de los cuales hacen referencia dos de los trabajos más relevantes realizados hasta la fecha: el ATC-40 y la FEMA 356, para luego ser implementados en los modelos de los edificios a estudiar. Después se presenta, un método de análisis estático no lineal utilizado para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico. En el quinto y último capítulo se hace una investigación sobre el factor de disipación de energía (R), y su procedimiento de obtención.

Como resultado de los análisis se encuentra la poca capacidad de la edificación de disipar energía y el problema grave que presenta a fallas de cortantes, debido al poco refuerzo transversal que posee.

¹ Trabajo de grado.

² Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas – Escuela de ingeniería Civil –
Director: Ing. Álvaro Rey Soto.

Title: EVALUATION OF THE VULNERABILITY OF THE BUILDING HUMANITY II ¹

Author: WILFRE DO CARREÑO NOVOA
CRISTIAN FERNANDO ACERO²

Key words: vulnerability, structural capacity, pushover, seismic performance.

Summary:

The seismic phenomenon represents one of the manifestations more impact of the nature. The losses of human lives and the destruction of the infrastructure created by the man, they demonstrate the devastating potential of this phenomenon. For such a reason the vulnerability of the building of Humanities was evaluated II, since it is classified as a building of first generation inside the process of construction of the soul matter, which was designed low American norms in the years 50.

In the first chapter the work is presented in field and the studies of resistance of the structural materials. In the second chapter the fundamental concepts are presented that refer to the vulnerability. In the third chapter it is presented the different elastic methodologies of structural evaluation and of seismic vulnerability for existent constructions, in which the most important aspects in these procedures will be described, among which those of the FEMA 273-356 are and the NSR-98. In the fourth chapter the basic concepts of the engineering were presented based on the performance, of which make reference two of the most outstanding works carried out so far: the ATC-40 and the FEMA 356, for then to be implemented in the models of the buildings to study. Then it is presented, a method of static analysis not lineal used to determine the performance point, or what is the same thing, the demand of displacement of a structure when it is subjected to a seismic movement. In the recruit and last chapter is made an investigation about the factor of energy dissipation (R), and its obtaining procedure.

As a result of the analyses he/she is the little capacity of the construction to dissipate energy and the serious problem that it presents to flaws of sharp, due to the little traverse reinforcement that possesses.

¹ Work of degree.

² Faculty of Físico-Mechanical Engineerings– School of Civil engineering –
Director: Ing. Álvaro Rey Soto.

INTRODUCCIÓN

El país después de el temblor de Popayán (Cauca) en 1.983, ha adquirido una conciencia sísmica especial, que se ha venido reforzando con los posteriores temblores de Murindó (Antioquia) en 1.992, Tauramena (Casanare) en 1.995 y del Eje Cafetero 1999, estos hechos han llevado a la revisión de los métodos y procedimientos utilizados en diseño y construcción, y como resultado de estudios e investigaciones al respecto hoy en día se cuenta con normativas respaldadas por el poder legislativo, como la actual Ley 400 de 1997, con sus decretos 33 de 1998, 34 de 1999, 2809 de 2000 y 52 de 2002, en donde se estipula claramente los requisitos que tiene que cumplir los diseñadores y/o constructores.

La Ley 400 del 19 de Agosto de 1997, en su Título X “Disposiciones Finales” Artículo 54º exige la actualización de las edificaciones indispensables y de la atención a la comunidad, el cual dice: “A las construcciones existentes cuyo uso las clasifique como edificaciones indispensables y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, se les debe evaluar su vulnerabilidad sísmica, de acuerdo con los procedimientos que habrá de incluir el Título A de la reglamentación, en un lapso no mayor de tres (3) años contados a partir de la vigencia de la presente ley. Estas edificaciones deben ser intervenidas o reforzadas para llevarlas a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y construida de acuerdo con los requisitos de la presente ley y sus reglamentos, en un lapso no mayor de seis (6) años contados a partir de la vigencia de la presente Ley”. La ley empezó a regir a partir del 19 de febrero de 1998.

La necesidad de exigir este tipo de actualización para las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad es debida a la amenaza sísmica que presenta nuestro país y que parte de nuestras construcciones tienen más de veinte (20) años de construidas, y en consecuencia, su diseño y construcción no ha sido adecuado para soportar sismos.

OBJETIVO GENERAL.

Analizar y concluir el desempeño y la vulnerabilidad de los elementos estructurales del edificio de Humanidades ante las solicitaciones establecidas por el estudio de microzonificación y en su rango de respuesta lineal y no lineal.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Calcular la respuesta sísmica del subsuelo en la superficie del terreno basados en el estudio de microzonificación del área metropolitana de Bucaramanga.
- Realizar un levantamiento estructural del edificio de Humanidades.
- Determinar la vulnerabilidad de los elementos estructurales mediante un análisis elástico, tal como lo plantea la NSR 98 C.10.
- Determinar la vulnerabilidad de los elementos estructurales mediante un análisis inelástico, tal como lo plantea la ATC y la FEMA.
- Determinar el factor R de la estructura.
- Comparar las metodologías de análisis (estático y dinámico) utilizadas en cuanto a semejanza de los resultados, y descripción del comportamiento.

ALCANCE

- El presente estudio pretende evaluar de forma aproximada y con herramientas informáticas, el comportamiento del edificio Humanidades, ante las nuevas solicitaciones de los escenarios sísmicos establecidos por el estudio de microzonificación de la ciudad. La respuesta será estudiada dentro del rango elástico e inelástico de los componentes estructurales.
- En el presente estudio no se realizará modelamiento detallado del suelo.
- Los elementos no estructurales son muy importantes dentro del análisis de una estructura y se deben realizar análisis de su incidencia. No obstante, en este estudio solo se analizarán elementos estructurales.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN Y DIAGNÓSTICO.

El país después de el temblor de Popayán (Cauca) en 1.983, ha adquirido una conciencia sísmica especial, que se ha venido reforzando con los posteriores temblores de Murindó (Antioquia) en 1.992, Tauramena (Casanare) en 1.995 y del Eje Cafetero 1999, estos hechos han llevado a la revisión de los métodos y procedimientos utilizados en diseño y construcción, y como resultado de estudios e investigaciones al respecto hoy en día se cuenta con normativas respaldadas por el poder legislativo, como la actual Ley 400 de 1997, con sus decretos 33 de 1998, 34 de 1999, 2809 de 2000 y 52 de 2002, en donde se estipula claramente los requisitos que tiene que cumplir los diseñadores y/o constructores.

La Ley 400 del 19 de Agosto de 1997, en su Título X “Disposiciones Finales” Artículo 54º exige la actualización de las edificaciones indispensables y de la atención a la comunidad, el cual dice: “A las construcciones existentes cuyo uso las clasifique como edificaciones indispensables y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, se les debe evaluar su vulnerabilidad sísmica, de acuerdo con los procedimientos que habrá de incluir el Título A de la reglamentación, en un lapso no mayor de tres (3) años contados a partir de la vigencia de la presente ley. Estas edificaciones deben ser intervenidas o reforzadas para llevarlas a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y construida de acuerdo con los requisitos de la presente ley y sus reglamentos, en un lapso no mayor de seis (6) años contados a partir de la vigencia de la presente Ley”. La ley empezó a regir a partir del 19 de febrero de 1998.

La necesidad de exigir este tipo de actualización para las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad es debida a la amenaza sísmica que presenta nuestro país y que parte de nuestras construcciones tienen más de veinte (20) años de construidas, y en consecuencia, su diseño y construcción no ha sido adecuado para soportar sismos.

1.1. Reseña histórica del edificio.

La Universidad Industrial de Santander fue creada por las ordenanzas números 41 de 1940 y 83 de 1947, inició labores académicas el 1º de marzo de 1948 en las instalaciones del entonces instituto Dámaso Zapata, bajo la dirección del educador Nicanor Pinzón Neira. Tres profesores y quince estudiantes matriculados en las facultades de Ingeniería Mecánica, Ingeniería Eléctrica e Ingeniería Química.

En 1954, dos nuevas carreras, Ingeniería Metalúrgica e Ingeniería de Petróleos se incorporan a la oferta académica y la Universidad se muda a las instalaciones que hoy ocupa. La planta física inicial solo contaba con los edificios de Ingeniería Mecánica, Química, Eléctrica y un último denominado de Ciencias básicas, este último objeto del actual trabajo, fue luego renombrado como Edificio de Matemáticas y actualmente es conocido como Edificio de Humanidades.

El Edificio de Humanidades fue diseñado por la firma capitalina, Herrera, Gaitán y Nieto Cano Ltda. Arquitectos S.C.A y con la colaboración de Ortega y Solano Ltda. Arquitectos S.C.A. El resultado final de la obra se puede observar en las siguientes fotografías, las cuales fueron encontradas en la fototeca de la universidad.

1.1.2. Registro fotográfico del edificio años 60's y 70's (Fototeca UIS)



Figura 1.1 FACHADA NORTE



Figura 1.2. VISTA NOR-ORIENTAL



Figura 1.3. VISTA SUR-ORIENTAL



Figura 1.4. VISTA NOR-OCCIDENTAL

1.2. Diagnóstico

Con el objetivo de identificar las características estructurales de la edificación y posibles indicios de mal comportamiento, se es necesaria la fase de evaluación y el diagnóstico. Para ello debemos plantearnos cual es el alcance de nuestro dictamen, ya que podemos canalizar nuestros esfuerzos con diferentes criterios, como por ejemplo: académicos, científicos, correctivos, económicos, etc., y obtener de todos ellos diferentes resultado y conclusiones.

Para este trabajo se definió el criterio como *profesional*; es decir, se buscaran los posibles rasgos de mal comportamiento que manifiesten riesgo para la estructura, se evaluarán y los resultados se adjuntaran en los formatos existente y los aquí creados, luego estos resultados se plasmarán en el modelamiento; todo esto con el fin de acercarnos al funcionamiento actual y real de la edificación y dictaminar el grado de vulnerabilidad de la misma.

Las cualidades de resistencia sísmica que buscamos identificar son: propiedades mecánicas de los materiales, calidad del concreto, refuerzo de la estructura y técnicas constructivas. El esquema general del diagnóstico se compone de las siguientes fases: evaluación visual de seguridad, evaluación de superficie, evaluación de composición volumétrica, evaluación de geometría estructural, evaluación de refuerzo y evaluación mecánica del concreto.

Al final todas estas evaluaciones serán remplazadas por una cantidad numérica en el modelamiento, denominado Factor de conocimiento K (FEMA 356), el cual traduce el nivel de conocimiento de las condiciones actuales de la estructura e intrínsecamente describe todas las condiciones mecánicas de ella. La metodología de la evaluación se compone de criterios establecidos por documentos oficiales de la FEMA (Federal Emergency Management Agency), la ATC (Applied Technology Council), y los criterios suministrados por actuales ingenieros que laboran en este campo.

1.2.1. Esquema General De Diagnostico

Con el fin de desarrollar una metodología practica, sencilla, y completa de la fase de diagnóstico, en la evaluación de vulnerabilidad de una estructura de concreto reforzado (C.R.), se plantea el siguiente algoritmo.

A continuación del esquema se explicará cada una de las etapas así como su función y contenido.

1.2.2. Definición Del Criterio

Para esta etapa debemos plantearnos cual es el alcance de nuestro dictamen evaluador, ya que podemos canalizar nuestros esfuerzos con diferentes criterios, como por ejemplo: académicos, científicos, correctivos, económicos, etc., y obtener de todos ellos diferentes resultado y conclusiones.

Para este trabajo se definió el criterio como *profesional*; es decir, se buscaran los posibles rasgos de mal comportamiento que manifiesten riesgo para la estructura, se evaluarán y los resultados se adjuntaran en los formatos existente y los aquí creados, luego estos resultados se plasmarán en el modelamiento; todo esto con el fin de acercarnos al funcionamiento actual y real de la edificación y dictaminar el grado de vulnerabilidad de la misma. Lo denominamos “profesional” porque solo se van aplicar los conceptos establecidos por la ciencia y los formatos creados por oficinas especializadas en el tema, todo bajo supervisión de profesionales que laboran en esta área de la ingeniería.

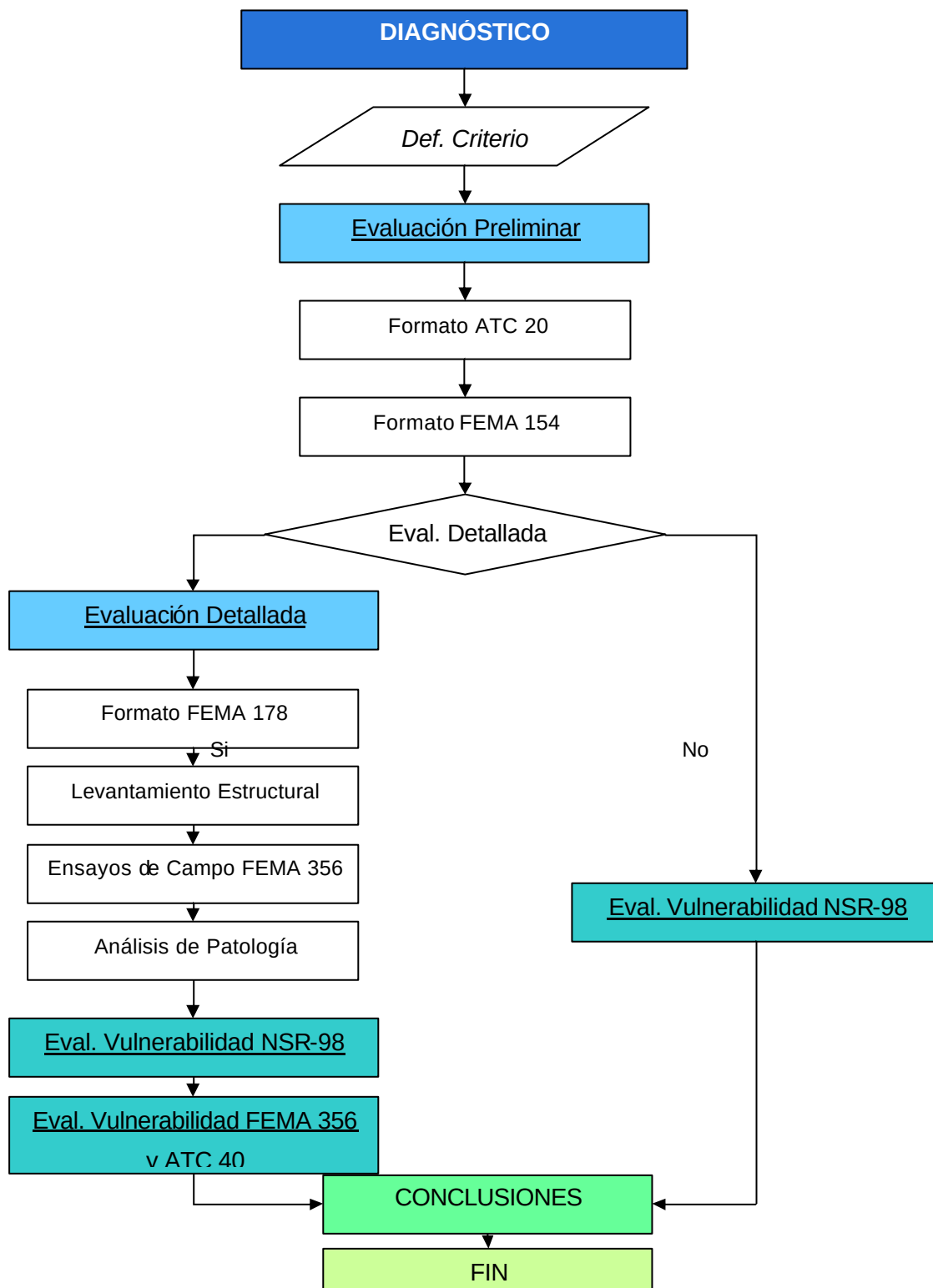


Figura 1.5. procedimiento de vulnerabilidad

1.2.3. Evaluación preliminar

Una evaluación preliminar es, en otras palabras, una evaluación rápida y sencilla en donde el inspector toma nota de las condiciones en que se encuentra la estructura, a través de la inspección visual de la edificación y de los planos de construcción. Para llevar a cabo la evaluación preliminar se anotan los siguientes pasos y se completan los siguientes formatos.

La inspección visual de la estructura se realizó en base al *Formato ATC -20, FEMA 154, y otros anexos*; el resultado es solo de tipo cualitativo y en el se concluye, si es necesario realizar una inspección más detallada.

1.2.3.1 Visita al sitio y recolección de información existente.

En el lugar de la obra y con los planos y las memorias se llena a continuación el *Formato ATC -20*. Cabe anotar que la persona que realice la inspección debe ser de experiencia en el área o en su defecto ir acompañada de un profesional que posea el conocimiento.

Como ejemplo el formato se llenara con la información del edificio de humanidades.

FORMATO ATC-20**INSPECCIÓN PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA****Datos del inspector:**Nombre: Cristian Fernando Acero, Fecha: marzo 07/2004Profesión: Estudiante de ingeniería Civil.**Datos de la estructura:**Nombre: Edificio de Humanidades Dirección: Campus Universitario UIS Cra. 27 calle 9 Ciudad Universitaria.Departamento: Santander S. Ciudad: Bucaramanga.Propietario: Universidad Industrial de Santander Teléfono de contacto al edificio: Oficina de Planeación TEL: 634400 Ext. 2451Tipo de inmueble: Educativo Año de construcción: 1953.Área aprox. de construcción: 3018 m² Constructor: Universidad Industrial de Santander.Diseñador: Herrera, Gaitán y Nieto Cano Ltda. Arquitectos S.C.AInterventor: Universidad Industrial de Santander.Uso e historia de utilización: Educativa (Solamente). Reformas: Si**Análisis de la estructura:**Áreas inspeccionadas: 1er piso, 2do Piso, 3er Piso No de pisos: 3 niveles más la cubiertaTipo de construcción: Pórticos resistente a momento Materiales: Concreto Reforzado F'c: 2500 p.s.iMedio ambiente circundante: Humedad 60%Accidentes geotécnicos: Falla Bucaramanga-Santa Marta y Falla Frontal de los Llanos.Daños y anomalías: Ninguno**Tabla 1.1. Formato ATC-20**

ANEXO ATC-20

Condiciones observadas:	Nada/Leve	Moderado	Severo
- Colapso, colapso parcial o edificio fuera de cimentación	<u>X</u>	—	—
- Inclinação del edificio o algún(os) piso(s)	<u>X</u>	—	—
- Daños por caída de muros, otros daños estructurales	<u>X</u>	—	—
- Chimeneas, cornisas u otro riesgo de caídas	—	<u>X</u>	—
- Movimiento o agrietamiento de taludes del terreno	<u>X</u>	—	—
- Otras (especificar)	—	<u>X</u>	—

Comentarios: la estructura no presenta indicio alguno de mal comportamiento, sin embargo su configuración y época de diseño no muestra análisis sismorresistente. El edificio en conjunto se compone de dos estructuras las cuales se encuentran una muy pegada de la otra. Esto podría acarrear problemas de golpeteo a la hora de un evento sísmico. Es necesario un análisis por lo menos elástico de la estructura con el fin de chequear su máximo desplazamiento lateral.

Inspector

Acompañante

Tabla 1.2. Anexo ATC-20

1.2.3.2 Registro fotográfico actual (2004):



Figura 1.6. VISTA NOR-ORIENTAL



Figura 1.7. VISTA NOR- OCCIDENTAL

1.2.3.3. Información Existente

Historial de planos y memorias.

Dentro de la estructura organizacional la Universidad Industrial de Santander cuenta con la oficina de planeación, la cual es la encargada de organizar y ejecutar los proyectos civiles dentro del campus universitario, de tal forma que al ejecutarse y terminar cualquier tipo de proyecto o remodelación, las memorias y los planos deben archivar en esta dependencia.

Haciendo una inspección de este archivo se pudieron encontrar, los planos originales del diseño, y los planos de las remodelaciones ejecutadas en el edificio hasta la fecha, a continuación se presenta una *Tabla 1* que describe mejor la información encontrada.

AÑO	TIPO PLANO	ENTIDAD EJECUTORA
Junio 1966	Arquitectónico	UIS
Septiembre 1971	Arquitectónico	UIS
Noviembre 1980	Arquitectónico	UIS
Diciembre 1987	Arquitectónico	UIS
Septiembre 1991	Arquitectónico	UIS
Julio 1994	Arquitectónico	Helbert Ariza

Tabla 1.3. Información disponible en la oficina de planeación UIS.

El edificio, se ha sometido a varias remodelaciones, debidas: unas a reordenamiento de escuelas y por ende la reasignación de salones y oficinas y otras por ampliaciones. En la siguiente tabla se pueden observar las principales remodelaciones de la edificación.

AÑO	Tipo	Diseño	Construye
Junio 1966	Arquitectónica	UIS	UIS
Septiembre 1971	Arquitectónica	UIS	UIS
Noviembre 1980	Arquitectónica	UIS	UIS
Diciembre 1987	Arquitectónica	UIS	UIS
Septiembre 1991	Arquitectónica	UIS	UIS
Julio 1994	Estructural	Helbert Ariza	UIS

Tabla 1.4. Información de las principales remodelaciones.

Descripción del material encontrado en el archivo:

- Planos: los planos del diseño tanto de la primera fase (las dos primeras plantas) como la segunda fase (tercera planta y cubierta) fueron encontrados en los archivos de la universidad, el estado de los planos es bueno pero no contienen toda la información necesaria para la evaluación estructural, como por ejemplo especificaciones de materiales, ni detalle del confinamiento en columnas, entre otros.
- Memorias: la memorias estructurales de la primera fase no se encontraron en los archivos y los de la segunda fase se componen de 4 hojas, en los cuales no se especifica de manera completa el análisis de la estructura existente ni el detalle completo de la nueva estructura, de esta información se puede concluir que esta muy incompleta.

CONCLUSIÓN: ni los planos ni las memorias de cálculo cumplen con lo establecido por la NSR-98, ley 400 de 1997, numeral A.1.5. DISEÑOS, PLANOS, MEMORIAS Y ESTUDIO.

1.3. Reconstrucción De Información

La reconstrucción de la información tiene dos grandes fases: la primera es corroborar la información existente en los planos arquitectónicos y estructurales y la segunda es el levantamiento estructural del edificio.

1.3.1. Análisis de los datos obtenidos en la visita de campo

Con el propósito de llevar a cabo la primera fase se procedió a realizar una visita de campo con la metodología propuesta por la ATC-20 principalmente, además de ello se realizaron las siguientes actividades: confrontación de los planos de los archivos versus la estructura construida y un dimensionamiento real de la estructura.

CONFRONTACIÓN DE LOS PLANOS DEL ARCHIVO:

Para llevar a cabo este proceso se siguieron las siguientes etapas:

- Localización de ejes.
- Medición de elementos estructurales.
- Medición de placa.

Como resultado de inspección se encontraron serias diferencias del modelo propuesto por el diseñador vs. la estructura ejecutada por el constructor, que se numeran en la siguiente *Tabla 1.5*.

ELEMENTOS INSPECCIONADOS	DIFERENCIAS DIMENSIONALES	
	SI	NO
EJES		X
VIGAS	X	
COLUMNAS	X	
PLACA	X	
CUBIERTA		X

Tabla 1.5. Resultado de la inspección de secciones.

CONCLUSIÓN: la estructura presenta irregularidades dimensionales, más nos es una amenaza importante para la seguridad de las personas que concurren a el, sin embargo la remodelación hecha en 1994 sin ningún estudio previo, incrementa el riesgo sísmico.

1.3.2. Evaluación Formato FEMA 154

El formato planteado por el texto de la *Fema 154* denominado: *Rapid Visual Screening of Buildings for potential seismic hazards: a handbook*.

Además de tener un formato establecido, le sugiere al inspector revisar los siguientes ítems:

- Espaciamiento del confinamiento de las columnas.
- Longitudes desarrollo y lugar en donde están ubicados los empalmes.
- Insuficiente refuerzo a cortante en las columnas
- Ausencia de la continuidad del refuerzo en las vigas los que podría originar rótulas plásticas ante cargas sísmicas.
- Baja rigidez.

FEMA 154 <u>Rapid Visual Screening of Buildings for potential seismic hazards: a handbook.</u>			Dirección: Carrera 27 calle 9 Ciudad Universitaria. No de pisos: 3 + cubierta. Inspector: Wilfredo Carreño Novoa. Fecha: Abril 21/2004 Total de Área: 3018 m ² Nombre del Edificio: Edificio de Humanidades. Uso: Educativo.												
															
Ocupación		Calificadores y Modificadores Estructurales													
	Nº de Personas	Tipo de Edificio	W	S1	S2	S3	S4	C1	C2	C3/S5	PC1	PC2	RM	UR	
Residencia		Pje Básic	4.5	4.5	3.0	5.5	3.5	2.0	3.0						
Comercial															
Oficinas															
Industrial	0-10	Gran Altura	N/A	-2.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-0.5	N/A	-0.5	-1.0	-0.5	
Estamento	11-	P. Condición	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	
Público	100	Irregu. Vert.	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-0.5	-1.0	
Colegio	100-+	Piso Livian.	-1.0	-2.5	-2.0	-1.0	-2.0	-2.0	-2.0	-1.0	-1.0	-2.0	-2.0	-1.0	
Edificio del		Irregu. Plan	-1.0	-2.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
Gobierno		Golpeteo	-1.0	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	
Servicio de		Pis. Pesad.	N/A	-0.5	-0.5	N/A	-0.5	-0.5	N/A	N/A	N/A	-0.5	N/A	N/A	
Emergencias		Col. Corta	N/A	-2.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	N/A	-1.0	N/A	N/A	
Edificio		A. Diseño.	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	N/A	N/A	
Histórico			+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	+2.0	+2.0	+2.0	N/A	
Riesgo de Elementos No Estructurales. si ☐ no ☒			Calificación Final 2.0												
Comentarios: posee mal refuerzo a cortante, no presenta diseño sismoresistente.										Requiere una evaluación detallada: SI ☒ NO ☐					

Tabla 1.6. Formato FEMA 154.

<i>Convenciones</i>	
<i>W</i>	Marco de madera
<i>S1</i>	Marco metálico resistente a momento
<i>S2</i>	Marco metálico con diagonales
<i>S3</i>	Marco de metal liviano
<i>S4</i>	Marco metálico resistente a momento + muro cortante C.R.
<i>C1</i>	Marco de C.R. resistente a momento
<i>C2</i>	C.R con muros de cortante
<i>C3/S5</i>	Marco de Metal o concreto + mampostería estructural
<i>PC1</i>	Sistema industrializado
<i>PC2</i>	Marco pre-fabricado
<i>RM</i>	Mampostería reforzada
<i>URM</i>	Mampostería No – Reforzada

<i>Carga Ocupacional</i>	
<i>Tipo</i>	N de personas por 0.09 m ²
<i>Residencial</i>	100-300
<i>Comercial</i>	50-200
<i>Oficinas</i>	100-200
<i>Industrial</i>	200-500
<i>Oficinas Públicas</i>	10 mínimo
<i>Colegio</i>	50-100
<i>Edificio del gobierno</i>	100-200
<i>Oficinas de Emergencias</i>	100

<i>CARACTERISTICAS DEFICIENTES</i>	
<i>Gran altura</i>	8 pisos para C.R. y 4 para mampostería.
<i>Pobre Condición</i>	Muestra grietas, daños, asentamiento, etc.
<i>Irregularidad Vertical</i>	Vanos en elevación, paredes inclinadas, edificio en colinas .
<i>Piso liviano</i>	Edificios abiertos, discontinuidad en muro de cortante.
<i>Torsión</i>	Excentricidades en rigidez, en planta.
<i>Irregularidad en planta</i>	Edificios tipo "L","U","E","T"; u otra estructura irregular.
<i>Golpeteo</i>	Separación de menos de la deriva entre estructuras.
<i>Piso pesado</i>	Excesos de agregado en la placa, concreto muy densos.
<i>Columna Corta</i>	Columnas restringidas.
<i>Año de diseño</i>	Si fue diseñado con la última norma vigente, actualizado.
<i>SL2</i>	Más de 60 mts de suelo cohesivo o arcilla rígida.
<i>SL3</i>	30 o + de suelo rigidez media. Usar si no conoce tipo.
<i>SL3 & 8 a 20 pisos</i>	Edificios con 8 o + pisos con suelo SL3.

Tabla 1.7. Características del Formato FEMA 154.

CONCLUSIÓN: la estructura presenta irregularidades dimensionales, además posee insuficiente refuerzo a cortante en sus columnas. El sistema no fue diseñado bajo ninguna norma sismoresistente. Se recomienda un diagnóstico más detallado para la estructura.

1.4. Evaluación Detallada

El objetivo de la evaluación detallada es cuantificar numéricamente las características de la estructura, ya sea bajo la modalidad de factores, o la de resultados de ensayos no-destructivos y en el mayor de los casos destructivos.

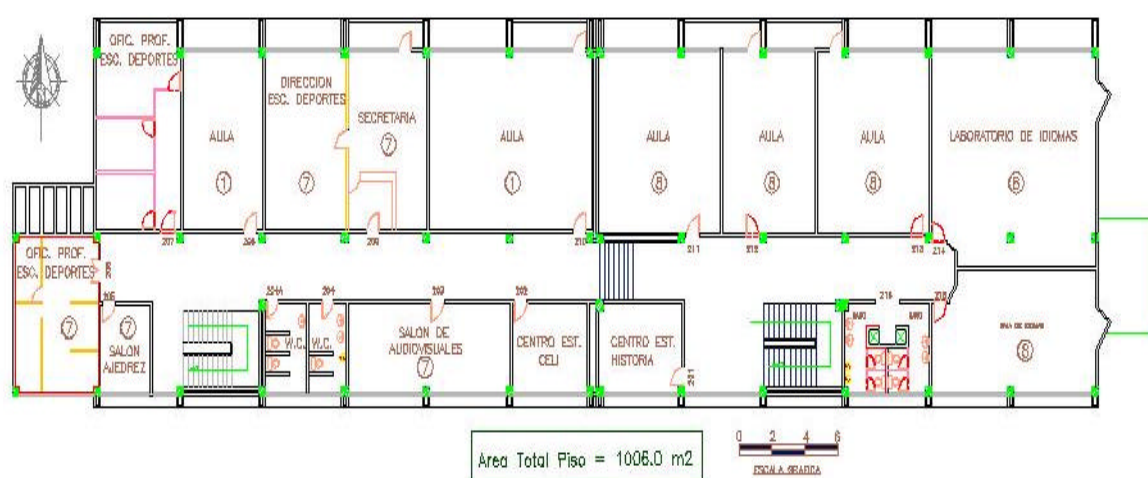
El formato de la *FEMA 178*, enumera pautas de tipo cuantitativo y otros cualitativos, que se hacen junto a un análisis elástico de la estructura. (Ver siguiente página).

1.4.1 Levantamiento real de la estructura

Teniendo en cuenta que la información obtenida en los planos arquitectónicos y estructurales, no era fiel a la estructura actual se procedió a un levantamiento estructural del edificio siguiendo la siguiente metodología:

- Levantamiento del plano de dimensiones geométricas.
- Levantamiento topográfico de altimetría.

Figura 1.8. Esquema del segundo piso edificio de Humanidades UIS



FORMATO FEMA-178**EVALUACIÓN DETALLADA DE LA ESTRUCTURA**

Nombre: Cristian Fernando Acero. Fecha: Mayo 14 /2004

Procedimiento y comentarios para el sistema constructivo.

1. Ruta de la carga: la conexión entre la fundación, los elementos y el diafragma de la estructura trabaja de manera adecuada .El camino debe ser suficientemente fuerte.
2. Redundancia: es otra característica usualmente requerida para el buen comportamiento ante temblores, en donde si fallara un simple elemento, conexión o componente este no afecte la estabilidad lateral y vertical de la estructura. El ingeniero debe chequear si la estabilidad dependen de un solo elemento.
3. Configuración: Chequear las irregularidades verticales tales como geometría, pisos débiles, masa concentrada, discontinuidad vertical y irregularidades horizontales tales que puedan presentar torsión.
4. Estructuras adyacentes.
5. Evaluación de materiales y sus condiciones.

Pórtico resistente a momentos

Los pórticos resistentes a momentos desarrollan su resistencia ante las fuerzas horizontales a través del esfuerzo flector de la conexión viga-columna. En un sismo un pórtico con suficiente capacidad puede desarrollar una rotula plástica que absorberá la energía y permitirá que el pórtico sufra desplazamientos muchos mas grandes para los cuales fue diseñado de manera elástica. Para ello se debe chequear los siguientes componentes:

- Chequear el esfuerzo cortante.
- Chequera la deriva.
- La excentricidad entre la s columnas y la viga maestra.
- La capacidad cortante debe ser mayor que la capacidad del momento.
- La capacidad de momento debe ser mayor en las columnas que en las vigas.
- Los estribos deben ser doblados hacia adentro con ganchos doblados mínimo 135 grados hacia dentro del núcleo.
- Espaciamiento de los estribos.
- Nudos reforzados.

Tabla 1.8. Formato FEMA 178.

1.4.2 Levantamiento del plano de dimensiones geométricas.

En la siguiente *Tabla 3* aparecen algunas dimensiones de los planos versus las dimensiones reales de la estructura, clasificado por tipo de elemento estructural.

ELEMENTO – COLUMNA		
Denominación	Dimensión real	Dimensión en planos
COLUMNAS - PISO 1		
TIPO 1-PISO 1	35 X 35	35 X 35
TIPO 2-PISO 1	35 X 35	35 X 35
TIPO 3- PISO 1	35 X 45	35 X 45
COLUMNA – PISO 2		
TIPO 1-PISO 2	30 X 30	35 X 35
TIPO 2-PISO 2	30 X 30	35 X 35
TIPO 3- PISO 2	30 X 45	35 X 45

ELEMENTO – VIGA		
Denominación	Dimensión real	Dimensión en planos
VIGAS - PISO 1		
VG1	60 X 35	60 X 35
VG2	50 X 35	50 X 35
VG4	55 X 35	55 X 35
VIGAS – PISO 2		
VG1'	55 X 35	55 X 30
VG2'	45 X 35	45 X 30
VG4'	45 X 35	45 X 30

Tabla 1.9. Resultado de las mediciones de los elementos estructurales.

1.4.3. Altimetría.

Para chequear la altura del edificio con la altura de diseño se procedió a realizar un levantamiento de altimetría, el cual considera los niveles existente entre puntos de un terreno, para posteriormente medir distancias verticales y conocer diferencias de nivel entre un punto y otro.

El levantamiento fue realizado solo para el exterior de la estructura, no se tomaron niveles internos, además las alturas del segundo y tercer piso, se tomo con cinta métrica. A continuación se presenta la cartera, como resultado del levantamiento.

Formato B. Cartera de altimetría

Conclusión de dimensionamiento real de la estructura: después de una medición más detallada se encontraron diferencias significativas en placa y un poco menos relevantes en columnas y vigas, lo cual crea incertidumbre en la composición interna de los elementos tales como refuerzo y tamaño del agregado. Por tanto se concluye realizar una extracción de núcleo sobre la estructura para realizar este tipo de chequeos.

1.5. Levantamiento Estructural

Para llevar a cabo este diagnóstico es necesario conocer de antemano cuales eran los materiales y la técnicas constructivas utilizados en la década de los cincuenta, para de esta manera obtener un criterio mas justo a la hora de valorar las actuales condiciones de la estructura y de los materiales.

Para ello se procedió a entrevistar a los ingenieros de la época, que actualmente están en la ciudad.

Toda la información fue registrada en el *FORMATO B* que a continuación se presenta:

FORMATO C**INSPECCIÓN PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA****Datos del inspector:**

Nombre: Cristian Acero y Wilfredo Carreño Fecha y hora: Abril 20 de 2004 2:00 p.m.

Profesión: Estudiantes ing. Civil.**Datos del ingeniero:**Nombre: Helbert Ariza Moreno Dirección: Cl. 55ª #28-19.Teléfono: 6432624- 6571818 Profesión: Ingeniero civil.**Análisis de las técnicas y los materiales:**Materiales utilizados en la época: cemento, arena de Suratá, cascajo y canto rodadoLugar de preparación: junto a la obra Equipos: tambor.Granulometrías: no Fuente de agua: acueducto.Aditivos: no Formaletas: madera.Curado: agua Consistencia: cono Abraham.Relación a/c: 1:2:3, 1:2:4 Vibrado: mecánico.Resistencia: 2500 – 3000 lb/pulg² Control de calidad: no.Acero: A-37 liso Estribo: ¼".**Análisis de diseño:**

Comentarios:

Inspector

Acompañante

Tabla 1.10. Información preliminar de la estructura.

1.5.1 Identificación Del Sistema Estructural .

La estructura esta conformada por pórticos en dos sentidos, siendo las vigas transversales las cargueras, además consta de una placa maciza que hace la labor de diafragma rígido sobre la estructura.

Según lo establecido por la NSR-98, en el numeral A.3.2 Sistemas Estructurales, la edificación se puede clasificar como, sistema de pórtico.

1.5.2 Ensayos Destructivos Y No Destructivos De Diagnóstico FEMA 356.

Para valorar los posibles problemas estructurales se organizó un programa de ensayos tanto destructivos como no destructivos de la edificación, el objeto se traduce entonces en encontrar fallas locales, tales como grietas, deflexiones excesivas, deterioro de la armadura y otros indicios de mal comportamiento que puedan incidir en la seguridad de la construcción.

En la actual concepción del diagnóstico, y manteniendo nuestro criterio profesional se tiene que establecer de manera imperante la representatividad de los resultados, es decir que cantidad de ensayos serán los suficientes para que sean representativos de la actual situación de la estructura. Para ello se consulto en la bibliografía disponible y se encontraron las siguientes sugerencias:

Mínimo número de ensayos: la FEMA 356, numeral C6.3.2.4, *Minimum Number of Test*, establece las siguientes características para definir el número de ensayos:

- Información de los ensayos realizados a los materiales originales de la obra.
- Tipo de sistema estructural.
- Objetivo de precisión.
- Condiciones de ejecución de la obra.
- Criterio de profesional.

Además existen valoraciones cuantitativas como las siguientes:

- 3 ensayos por piso.

- 3 ensayos por 400 yardas cúbicas de concreto aprox. 306 m³.
- 3 ensayos por 10.000 pies cuadrados de superficie aprox. 8361.27 m²

De acuerdo a estas sugerencias, se ceo un plan de diagnóstico, el cual contó con la accesoria del Ing. Álvaro Rey Soto y el Ing. Helbert Ariza.

ENSAYOS	CUALIDADES A EVALUAR	No DE ENSAYOS	LOCALIZACIÓN
Aplicación de Fenofaleína	• Vida útil. • Carbonatación	1	Columna
Chequeo de deflexiones	• Deflexiones	4	Placa
Determinación del refuerzo	• Localización del acero.	10	Columna, Placa y Vigas
Extracción de núcleos.	• Resistencia del concreto.	4	Columnas y placa.
Esclerometría	• Dureza superficial	4	Columnas
Ultrasonido	• Densidad. • Continuidad	4	Columnas

Tabla 1.11. Esquema del plan de ensayos destructivos y no destructivos.

1.5.3. Chequeos De Deflexiones En Placas:

Para llevar a cabo este trabajo se procedió con una pita y dos bases de madera colocadas cada una en los apoyos de las placas. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

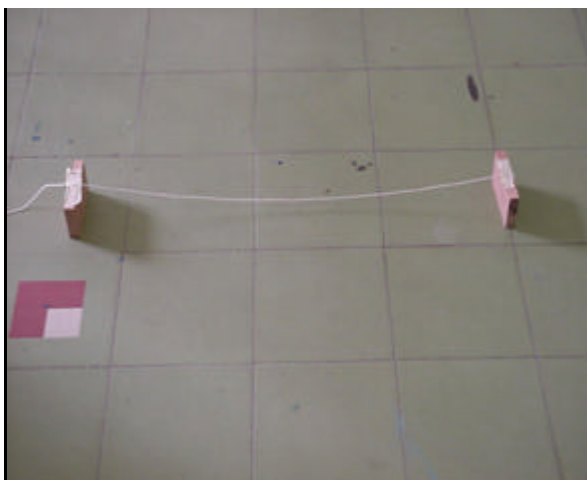


Figura 1.9. Principio utilizado para la medición

Figura 1.10. Momento exacto de medición.

DATOS		CONCLUSIÓN
Ubicación	Valores (?)	La estructura no muestra deflexiones excesivas que muestren indicios de mal comportamiento. El chequeo se efectuó con los valores máximos propuestos por el capítulo C.9.5.2.5 de de la NSR-98.
Placa 1. Edificio 1	5 mm	
Placa 2. Edificio 1	6 mm	
Placa 1. Edificio 2	4 mm	
Placa 2. Edificio 1	5 mm	

Tabla 1.12. Resultado de la medición de deflexiones.

1.5.4. Determinación De La Posición Relativa De Las Armaduras

Esta determinación se fundamenta en la lectura con una sonda electromagnética o detector de acero de refuerzo (scanner o pachómetro), calibrada por el fabricante, la cual estima la posición del acero de refuerzo y su diámetro aprox. La gran mayoría de estos equipos no son muy precisos, por lo que en ciertos casos, es necesario complementar los ensayos con apiques o exploraciones físicas. La determinación de la posición relativa del acero de refuerzo debe hacerse previa a la extracción de núcleos.



Figura 1.11. Ferro- Scan en Columna T3. Figura 1.12. Ferro- Scan en placa.

RESULTADOS					
Vigas			Columnas		
Ubicación	Ref. Scan	Ref. Planos	Ubicación	Ref. Scan	Ref. Planos
Viga- G1			Columna -1	8 nº 6	4 nº 5
Viga- G2			Columna -2	12 nº 6	6 nº 5
Viga- G3			Columna -3	8 nº 6	8 nº 6

Tabla 1.13. Resultados de la localización del refuerzo

1.5.5. Extracción De Núcleos

La extracción y ensayo de núcleos, es el procedimiento recomendado por la NSR-98 para determinar la resistencia del concreto de una estructura.

La NTC 3658 traducción de la ASTM C42-90 rige el proceso de extracción de núcleos.



Figura 1.13. Extracción de núcleo. Columna eje 3 - Nivelación del taladro.



Figura 1.14. Extracción de núcleo. Columna eje 3-Operación

DATOS DE LOS CILINDROS		
Ubicación – Columna	Especificaciones	Equipos
Eje B-3 (2do piso)	Long: 18 cm. F : 3"	
Eje A-11 (1er piso)	Long: 23 cm. F : 3"	

Tabla 1.14. Características de los núcleos extraídos.

DATOS DE LOS CILINDROS		
Ubicación – Placa	Especificaciones	Equipos
ENTRE : Eje: B-C , 10-11 (2do piso)	Long : F : 7 cm.	Hilti-DD-80E F_{int} :7 cm
	Long : F : 7cm.	

Tabla 1.14. Características de los núcleos extraídos.

1.5.6. Esclerometría

La lectura del índice esclerométrico hace parte de uno de los ensayos no destructivos más utilizados para determinar resistencia a compresión. Se efectúa de acuerdo con la NTC 3692 (ASTM C-805-97). Debe usarse este ensayo, que es de fácil ejecución, acompañándolo de determinaciones de resistencia real sobre núcleos, de tal manera que se pueda establecer una correlación válida para la estructura.



Figura 1.15. Ensayo de esclerómetro Columna



Figura 1.16. Ensayo de esclerómetro Columna

RESULTADOS						
Ubicación	Datos (escala propia del equipo)					Equipo
Col B-11	26	22	20	26	22	Schmidt-Hammer PROCEQ Prop: CEMEX Calibrado: Febrero 27 /2004
Col B-11	22	23	23	25	24	
Col B-11	24	20	22	23	23	
Col B-11	29	30	29	27	27	

Tabla 1.15. Resultados de los ensayos de esclerometría.

1.5.7 Ensayo De Ultrasonido (Velocidad de pulso a través del concreto)

La lectura del equipo de ultrasonido nos permite evaluar la microfisuración del concreto y su densidad, pero solo de forma cualitativa, ya que el aparato solo emite la velocidad con que las ondas de compresión viajan a través del elemento.

Aunque su valor directamente no es de alta relevancia, se puede correlacionar sus resultados con ensayos de densidad y de resistencia a compresión, y esto ya es una medida muy importante de las cualidades mecánicas del elemento.

Norma técnica: **ASTM 597-97.**



Figura 1.17. Equipo de Ultrasonido



Figura 1.18. Metodología de evaluación

RESULTADOS		
Ubicación - Columna	Datos leídos	Equipos Pundit ELE Internatinal Prop: CEMEX Calibrado: Enero/2004
Eje B - 11 (Pto 1)	35.5 -36.0	
Eje B – 11 (Pto 2)	39.3 - 38.9	
Eje B -11 (Pto 3)	37.0 – 36.6	
Eje B -11 (Pto 4)	38.4 – 37.8	

Tabla 1.16. Resultados del ensayo de ultrasonido.

1.5.8. Ensayo De Resistencia A La Compresión De Cilindros Normales De Concreto

Como resultado de la extracción de núcleos se obtuvo un cilindro de aprox. 3" de diámetro y unos 18 a 23 cm. de altura, los cuales fueron posteriormente cortados a 15 cm. de altura, esto con el fin de ajustarnos a los relaciones de longitud/diámetro (l/d) sugerida por la norma NTC 3658, para posteriormente ser "falladas" mediante el mecanismo de compresión, con lo cual podremos estimar su resistencia y posteriormente su modulo de rigidez o elasticidad, valor imperante en el modelamiento de la estructura.

Para ensayar los cilindros se utilizó la NTC 673, traducción de la ASTM C39, en la cual se demarcan los cuidados y la forma de "fallar" los cilindros.



Figura 1.19. Maquina ensayo compresión



Figura 1.20. Momento de falla.

RESULTADOS		
Núcleo - Columna	Resistencia	Equipo
Eje B-3 (2do piso)	Pc : 3890 Kg.	Prensa Electrónica Ct800 DIRIMPEX Propiedad: CEMEX Calibrado: Enero/2004
Eje A-11 (1er piso)	Pc : 4910 Kg.	
Placa (2do piso)	Pc : 7030 Kg	
Placa (2do piso)	Pc : 6310 Kg	

Tabla 1.17. Resultado de los ensayos de compresión de los núcleos.

1.5.9 Evaluación probabilística de los ensayos destructivos y no destructivos.

Finalizada la etapa de ensayos, se procede a interpretar los resultados. Para esta rutina el ACI Comité 214, reporto un documento denominado ACI 214R-02, y cuyo nombre es *Evaluation of Strength Test Results of Concrete*. Del cual haremos uso con el fin de hallar los patrones característicos planteados como meta del diagnóstico de la estructura. El análisis de resultados la dividiremos en 2 fases, la primera fase es la estadística y la segunda la interpretativa.

FASE ESTADISTICA

El valor de resistencia y el del módulo de elasticidad son nuestros objetivos. La norma especifica, que para hallar el valor representativo debemos llevar a cabo los siguientes cálculos:

- Media.
- Desviación estándar.
- Coeficiente de variación.
- Ajuste a función normal.
- Rango final de valores.

Análisis de Resultados: el resultado de la prueba de compresión es el método más avalado por las normas estructurales de diseño para diagnóstico de estructuras existentes, sin embargo existen características que pueden inferir en los resultados, aumentando o disminuyendo su valor. Recientes estudios (Bartlett and MacGregor, 1995), han predicho cuales son las fuentes de error en este proceso:

- Relación diámetro/longitud
- Presencia de refuerzo dentro del cilindro o partes de el.
- Aumento de la humedad natural.
- Exceso de movimiento durante la extracción.

Cada uno de ellos aporta un valor diferente de incertidumbre, sin embargo el coeficiente de variación no debe superar el 14%, hecho que no es posible en nuestros ensayos ya que el coeficiente de variación es de aproximadamente 27,6.

Para ello la ACI 214R-02, recomienda trabajar con intervalos amplios de F'_c , “amplios” es decir de ± 15 Mpas, y hacerlo con el que más nos convenga dependiendo de el estado actual de la estructura.

Para nuestro modelamiento se adopto el valor de 16.1 Mpa.

1.6. Patologías Por Sismo

1.6.1. Patología Por La Calidad Del Concreto

El concreto es un material que a partir de sus componentes de cemento, la arena, la grava y el agua debe convertirse en un producto homogéneo con condiciones de servicio tales que permitan desarrollar capacidad resistente según los diversos tipos de esfuerzos además de otras propiedades como la durabilidad. Se sabe de la dependencia que se deriva de la calidad del concreto y el desarrollo de sus propiedades por lo que, por ejemplo, se debe garantizar la mayor uniformidad en la resistencia de todas las secciones de todos los elementos de la estructura. El tamaño máximo de los agregados, su calidad, las características geomorfológicas, la calidad de la arena, el tipo de cemento, su cuantía, la calidad del agua, la relación agua material cementante, etc., son entre otras las variables que se deben controlar para garantizar la calidad del producto. Por lo anterior, la Norma NSR-98 establece lo siguiente:

El nivel de resistencia para cada clase de concreto se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

(a) Que los promedios aritméticos de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia (un ensayo promedio de resistencia de dos cilindros), igualen o excedan el valor nominal especificado para f'_c , y

(b) Que ningún resultado individual de los ensayos de resistencia (un ensayo es el promedio de resistencia de dos cilindros), tenga una resistencia inferior a

3.5 MPa, o más, a f'_c .

Si no cumple cualquiera de los anteriores requisitos, se deben tomar de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia.

A partir de estas condiciones el proceso de diagnóstico bajo la modalidad de ensayos destructivos, deja mucha incertidumbre en sus resultados, ya que no se cuenta con el personal calificado en la zona que garantice la confianza en el proceso, por ello no se considera que el elemento concreto, posea una real "patología" en nuestro edificio, pero si es cierto que la resistencia se encuentra por debajo de los 3000 psi, en un rango de 500 a 700 psi, valor con el cual se condujo a modelarla estructura en el paquete informático escogido.

1.6.2. Patologías Por Golpe Entre Edificios

Las condiciones propias de cada edificación derivadas de su rigidez y la respuesta a la acción sísmica mediante los modos de vibración hacen que su comportamiento sea de características propias e individuales. Por tal razón, si no se han tomado medidas apropiadas, las edificaciones se golpearán entre sí pudiendo llegar el caso que la de menor altura hace colapsar a la más alta.

Lo anterior sugiere la necesidad de que cada edificación deba poseer libertad de desplazamiento para disipar la energía de deformación mediante el movimiento que le permite su rigidez. De acuerdo con lo anterior, las edificaciones deben aislarse como medio que garantiza la total independencia de movimiento conformando juntas libres entre las edificaciones.

Separación Entre Estructuras Adyacentes

Como requerimientos de Norma, se establece la necesidad de separar apropiadamente las estructuras de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

Dentro De La Misma Construcción - Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación, debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular de la junta que las separa, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

1.6.3. CONCLUSIONES

Tanto en el diseño preliminar como el en detallado se notaron las siguientes fallencias de la estructura:

- Ausencia de un diseño sismo-resistente.
- Deficiencia en refuerzo a cortante en las columnas (sin zonas de confinamiento).
- Refuerzo liso, por ende disminución en capacidad de anclaje del refuerzo al componente concreto.
- Muy poca separación con la estructura adyacente.
- Cambio en dimensiones originales de diseño.
- Aumento de la carga bajo la cual fue diseñada.

En el análisis detallado, se aclararon dudas y se puede concluir:

- Refuerzo en columnas diferentes al estipulado en el diseño.
- Poca resistencia del concreto.
- Ningún indicio de pérdida de pH, en la estructura.
- Buena densidad de concreto.
- Estado perfecto de la armadura de acero.
- Ausencia de zonas de confinamiento tanto en viga, como en columnas.

Con base en los resultados obtenidos y siguiendo la metodología de LA FEMA 356, se puede decir que el valor del Factor (k) de conocimiento fue igual 1.

CAPITULO 2

CONCEPTO DE VULNERABILIDAD Y DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA .

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998).

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos. Se entiende por riesgo sísmico, el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. Así, es evidente que para mitigar el riesgo sísmico de una edificación, es necesario conocer la amenaza y disminuir la vulnerabilidad de la estructura.

En la actualidad y más exactamente en los últimos 20 años se han desarrollado un gran número de propuestas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica a diferentes niveles de detalle, unas de características cualitativas y otras cuantitativas, para el propósito de esta tesis se utilizó una técnica directa con métodos mecánicos, la cual dentro de la clasificación hecha por Dolce (1995), se encaja dentro de los métodos dependientes del tipo de resultado, el cual fue propuesto por Corsanego y Petrini (1990) y es una de las más reconocidas y completas que se han hecho hasta el momento. Esta técnica para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es 1(una) dentro de las 4 (cuatros) que componen la evaluación de tipo directa, las restantes son: técnicas indirectas, convencionales e híbridas.

A su vez las técnicas directas se clasifican en métodos tipológicos y métodos mecánicos, este último se divide en métodos analíticos basados en modelos simples y métodos de análisis detallado, el último método mencionado es el usado en este trabajo y para una mejor comprensión del mismo se describe a continuación:

Métodos de análisis detallados: estos métodos sólo son aplicables a las construcciones que puedan ser representadas por modelos mecánicos y, generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que involucran análisis detallados y modelos más refinados que no son adecuados para proyectos de escenarios sísmicos, donde es necesario evaluar la vulnerabilidad de un gran número de estructuras. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: el análisis lineal (estático y dinámico) y el análisis no lineal (estático y dinámico).

- **Análisis estático lineal:** la estructura se modela como un sistema de 1º Grado De Libertad (1GDL) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura usando relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina, a partir del espectro de respuesta apropiado, la aceleración espectral S_a , la cual multiplicada por la masa m de la estructura, corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V . Esta fuerza se distribuye a lo largo de toda la altura y se determinan, mediante un análisis estático lineal, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura. Este tipo de procedimientos se utilizan principalmente para propósitos de diseño y se encuentran incorporados en la mayoría de los códigos incluso el nuestro (NSR-98), denominado Fuerza Horizontal Equivalente. Su uso se limita a estructuras regulares donde el primer modo de vibración es el predominante.
- **Análisis estático no lineal:** en este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis estático lineal. La representación más común para este análisis es la curva de capacidad o curva *pushover*, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

- .Análisis dinámico lineal: la estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados De Libertad (MGDL) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente, la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Sólo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modales se combinan usando métodos tales como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros de sismos reales o acelerogramas sintéticos. En ambos casos, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis dinámico lineal.
- Análisis dinámico no lineal: en este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Éste es el procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración.

2.1. Daño Sísmico

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno “peligroso” sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, el peligro se atribuye a fenómenos como los sismos y la destrucción generalmente se relaciona con deformaciones irreversibles (inelásticas), por lo tanto, cualquier variable de daño debe ser preferiblemente referida a una cierta cantidad de deformación.

Para entender pues la esencia del daño sísmico, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual, se debe disponer de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales. Así, mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, ha sido posible evaluar, paso a paso, el comportamiento de un material. Estos resultados se han debido extrapolar para representar el comportamiento global de la estructura. Para ello, existe en la actualidad, un amplio espectro de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura. Sin embargo, a pesar del avance en el desarrollo de estos modelos de daño, hay que anotar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es aún complejo y que no existe un criterio unificado, tanto para la definición de los modelos analíticos, como para la descripción del daño en si, principalmente debido a la gran variedad de tipos estructurales y a sus propiedades, así como a las características de las acciones aplicadas.

2.1.1. Elementos Propensos Al Daño

Para cuantificar el daño es importante identificar previamente los sistemas que se encuentran expuestos dentro de una estructura, estos se pueden agrupar en 4 grandes clases de elementos: elementos estructurales, elementos arquitectónicos, instalaciones y contenidos. Los últimos tres corresponden a los llamados elementos no estructurales y no son objeto de estudio en el presente trabajo, y el primero se puede definir como: los elementos que componen los sistemas resistentes de cargas verticales (gravitatorias) y cargas laterales.

2.1.2 Clasificación De Los Indicadores De Daño

Diferentes esquemas para clasificar varios índices de daño propuestos en la literatura son discutidos por Kappos (1992). Al parecer, un esquema efectivo desde el punto de vista del análisis de vulnerabilidad, está relacionado con la parte de la estructura para la cual se describe el daño. De esta forma, se pueden distinguir tres clases: local, intermedio y global, dependiendo si ellos se refieren al daño en un elemento, en una

parte de la estructura (tal como un nivel de la construcción) o en toda la estructura, respectivamente. La determinación del daño intermedio y global supone una condensación de los daños locales por medio de factores de ponderación o coeficientes de pesos promedios, los cuales están relacionados, con aspectos estructurales y determinados criterios de importancia, respectivamente.

2.1.3. Indicadores De Daño

Un punto crucial en el análisis de vulnerabilidad es la selección de un funcional apropiado que permita cuantificar la respuesta calculada a partir del análisis del modelo mecánico para un grupo de movimientos sísmicos, el cual representa el grado de daño sufrido por un miembro y/o de toda la estructura. Estos funcionales usualmente se denominan “índices o indicadores de daño” y pueden involucrar una o más variables (Dolce, 1995), tales como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, deriva entre piso, fuerzas, energía absorbida y energía disipada, entre otras. La elección de las variables a utilizar está relacionada con el tipo de daño que se desea analizar (local, intermedio o global).

Para definir los índices de daño, generalmente es necesario desarrollar un modelo que represente las características de la tipología estructural, las propiedades de los materiales involucrados, las características de las acciones aplicadas y el tipo de fallo que presenta la estructura. Por lo tanto, la definición de un índice de daño es un problema complejo y para el cual aún no existe un criterio unificado.

2.1.4. Índices De Daño Local

Estos índices determinan, como su nombre indica, el daño en un elemento y pueden ser, o no, acumulativos. Para cuantificar el daño se aplican cargas monotónicas crecientes que permiten encontrar las relaciones fuerza - deformación, momento - curvatura o momento - rotación de los extremos del elemento (vigas, columnas y muros). Estos índices pueden ser acumulativos o no acumulativos, dependiendo si consideran las cargas cíclicas o no.

Índices no acumulativos: los índices de daño no acumulativos corresponden a los primeros modelos de daño desarrollados a partir del concepto de ductilidad. Su principal limitación es que no son capaces de representar el daño acumulado en los elementos sujetos a cargas cíclicas. A continuación se describen algunos de estos índices.

2.1.5. Relaciones Demanda - Capacidad De Deformación

Las dos formas más antiguas y simples de cuantificar el daño corresponden a la ductilidad y la deriva entre piso. La ductilidad representa la capacidad de una estructura o componente estructural de deformarse inelásticamente sin llegar al fallo y, preferiblemente, sin pérdida substancial de resistencia. La relación de ductilidad, μ , se puede definir en términos de rotación, θ , curvatura, F , o desplazamiento, d , mediante las siguientes relaciones:

$$m_q = \frac{q_m}{q_y} \quad (2.1)$$

$$m_f = \frac{f_m}{f_y} \quad (2.2)$$

$$m_d = \frac{d_m}{d_y} \quad (2.3)$$

los subíndices m e y corresponden respectivamente al valor máximo alcanzado por la sección del elemento debido al sismo (demanda) y al instante de cedencia del elemento. La ecuación (2.3) corresponde al modelo propuesto por Newmark y

Rosenblueth en 1974 para calcular el daño I_D , mediante la relación de la demanda con la capacidad de deformación, esto es:

$$I_D = m_d = \frac{d_m}{d_y} \quad (2.4)$$

Posteriormente, Banon (1981) proponen utilizar la ecuación (2.2) como un índice de daño en función de la curvatura:

$$I_D = m_f = \frac{f_m}{f_y} \quad (2.5)$$

La ecuación (2.5) se puede reescribir en función de la rigidez elástica inicial $(EI)_0$ y de la rigidez de la rama post-fluencia $(EI)_1$ (ver Figura 2.1), como:

$$I_D = 1 + \frac{(EI)_0 (M_m - M_y)}{(EI)_1 M_y} \quad (1.6)$$

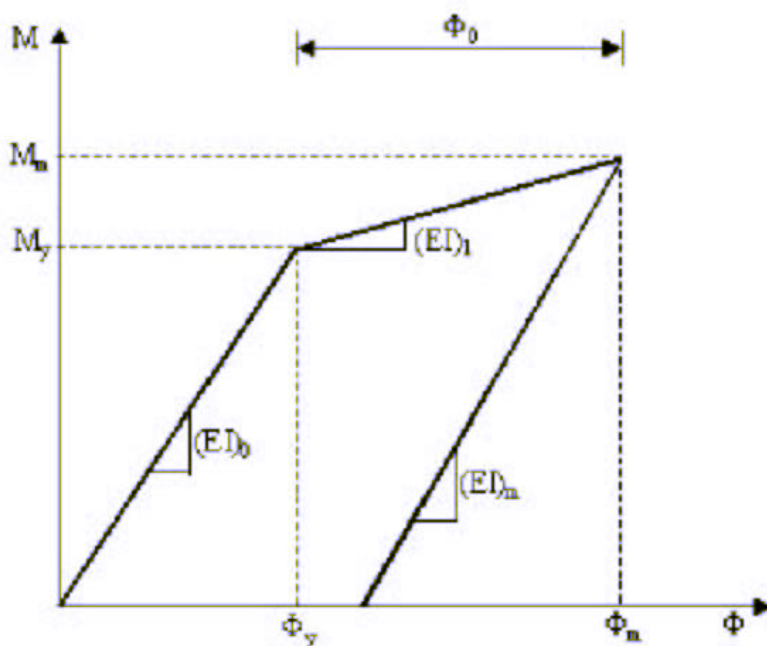


Figura 2.1. Parámetros que intervienen en el modelo propuesto por Banon et al. (1981) para evaluar el daño.

Donde M_m y M_y son el momento máximo y de cedencia, respectivamente.

El inconveniente de este tipo de modelos es que las relaciones de ductilidad no tienen en cuenta los efectos de los ciclos repetitivos ocasionados por las cargas sísmicas; sin embargo, debido a su simplicidad y fácil interpretación, continúan siendo utilizados como parámetros críticos de diseño y evaluación estructural (Park, 1986; Penzien, 1993).

En cuanto a la deriva entre piso, es importante considerar que este indicador ha sido el más utilizado por las normativas de diseño sismorresistente para controlar el daño en las estructuras. No obstante, presenta la misma limitación que la ductilidad, debido a que no tiene en cuenta los efectos de cargas cíclicas que ocurren durante un sismo.

2.1.6. Relaciones Demanda - Capacidad De Resistencia

Hasselman et al. (1980) proponen utilizar un índice que relaciona la demanda con la capacidad de resistencia. Para ello, utilizan los diagramas bilineales de Momento - Curvatura (M vs F) o Cortante – Desplazamiento (V vs D), obtenidos mediante la aplicación de cargas monotónicas crecientes.

El modelo se define como:

$$I_D = \frac{M_m - M_y}{M_u - M_y} \quad (2.7)$$

$$I_D = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y} \quad (2.8)$$

los subíndices y , u y m corresponden respectivamente a los niveles de cedencia, capacidad última y capacidad máxima del elemento debido al sismo.

Las ecuaciones (1.7) y (1.8) están normalizadas, es decir, que un valor de I_D igual a cero corresponde a no daño y un valor igual a uno representa el colapso de la estructura.

2.1.7. Índices De Daño Global

En general, existen tres formas de evaluar el índice de daño global en las estructuras de hormigón armado: la primera, corresponde al cálculo de los índices de daño local y, mediante factores de ponderación, o coeficientes de importancia, se obtiene el índice de daño intermedio y/o global. En la segunda forma, el índice de daño global se obtiene directamente en base a características estructurales globales (usualmente los parámetros modales). Finalmente, la tercera alternativa define el índice de daño global a partir de la información contenida en la curva de capacidad de una estructura, es decir, a partir de un análisis estático no lineal. A continuación se describen solo los

índices globales en base a la capacidad de resistencia, ya que son los evaluados en este trabajo.

2.1.7.1 Índice Global En Base A La Capacidad Resistente

Para encontrar directamente el daño sísmico de una estructura, sin utilizar una combinación del daño local, es necesario construir mediante un análisis pushover la curva de capacidad resistente que relaciona el cortante basal, V , con el desplazamiento lateral máximo, d , en el tope del edificio. Para calcular el índice de daño, es necesario obtener la representación bilineal de esta curva, definida por los puntos de cedencia (d_y, V_y) y de capacidad última (d_u, V_u). Roufaiel y Meyer (1987) proponen calcular el índice global de daño GDP (*global damage parameter*) de la estructura como:

$$I_{D\ global} = GDP = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y}$$

d_m es el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura. El desplazamiento de cedencia, d_y , se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor del desplazamiento último, d_u , es necesario establecer algún criterio de fallo. Roufaiel y Meyer (1987) proponen tomar $d_u = 0.06 \cdot H$, donde H es la altura del edificio.

Hasselman et al. (1980) proponen un índice similar al de Roufaiel y Meyer pero utilizando la capacidad de cortante basal de la estructura, esto es:

$$I_{D\ global} = \frac{V_m - V_y}{V_u - V_y}$$

V_m es el cortante basal máximo en la respuesta dinámica.

El daño global de la estructura calculado mediante estos dos índices está normalizado, es decir, que varía entre cero, para el caso de no daño y uno para cuando se presenta el colapso de la estructura.

2.1.8. Relaciones entre los estados discretos y los índices de daño.

En las secciones anteriores se han descrito los índices de daño para estructuras de hormigón armado, que se calcularán en el trabajo. Pero para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una determinada zona o de una estructura en particular, es necesario establecer una relación entre los estados discretos y los índices de daño. Sin embargo, no son muchas las propuestas que existen en la actualidad al respecto, debido a dos aspectos fundamentales: 1) el carácter subjetivo de los estados de daño y 2) la dificultad para establecer límites para los indicadores de daño.

Park y Ang (1987) propusieron una de las primeras correlaciones entre el índice de daño local y los cinco estados de daño considerados (ver Tabla 2.1). Para ello, utilizaron las calibraciones del modelo con los daños estructurales observados en varias

INTERVALO DE VARIACIÓN DE I_D	ESTUDIO DISCRETO DE DAÑO
$I_D < 0.11$	Sin daño
$0.11 \leq I_D \leq 0.40$	Reparable
$0.40 \leq I_D \leq 0.77$	Irreparable
$I_D > 0.77$	Colapso

Tabla 2.1. Correlación entre el índice de daño total de Park y Ang y cinco estados discretos de daño.

edificaciones de hormigón armado evaluadas post-terremoto y con numerosos ensayos de laboratorio.

Posteriormente, Ang et al. (1993) sugieren usar un valor de $I_b = 0.8$ para representar el colapso. El mismo índice de Park y Ang ha sido utilizado por otros investigadores para obtener sus propias correlaciones. Stone y Taylor (1993) aplicaron este índice a 82 ensayos de columnas circulares de puentes y obtuvieron la correlación que se muestra en la Tabla 2.2.

INTERVALO DE VARIACIÓN DE I_b	ESTUDIO DISCRETO DE DAÑO
$I_b < 0.1$	Sin daño
$0.1 = I_b = 0.25$	Ligero
$0.25 = I_b = 0.40$	Moderado
$0.40 = I_b = 1.0$	Severo
$I_b > 1.0$	Colapso

Tabla 2.2. Correlación entre el índice de daño total de Stone y Taylor y cuatro estados discretos de daño.

Es importante anotar, que estas relaciones a pesar que utilizan observaciones de los daños ocurridos después de un sismo y resultados de ensayos de laboratorio, tienen un carácter con un remanente de subjetividad.

2.2. Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica, de las edificaciones, debe estar compuesta por una segunda fase denominada: análisis de respuesta dinámica del subsuelo, esta, con el fin de predecir las condiciones de respuesta del suelo y los riesgos que este le puede inducir a la estructura. El presente trabajo, baso esta etapa en los resultados y datos obtenidos del estudio de microzonificación sísmica de Bucaramanga. El siguiente diagrama ilustra de forma mas clara la metodología de la segunda fase.

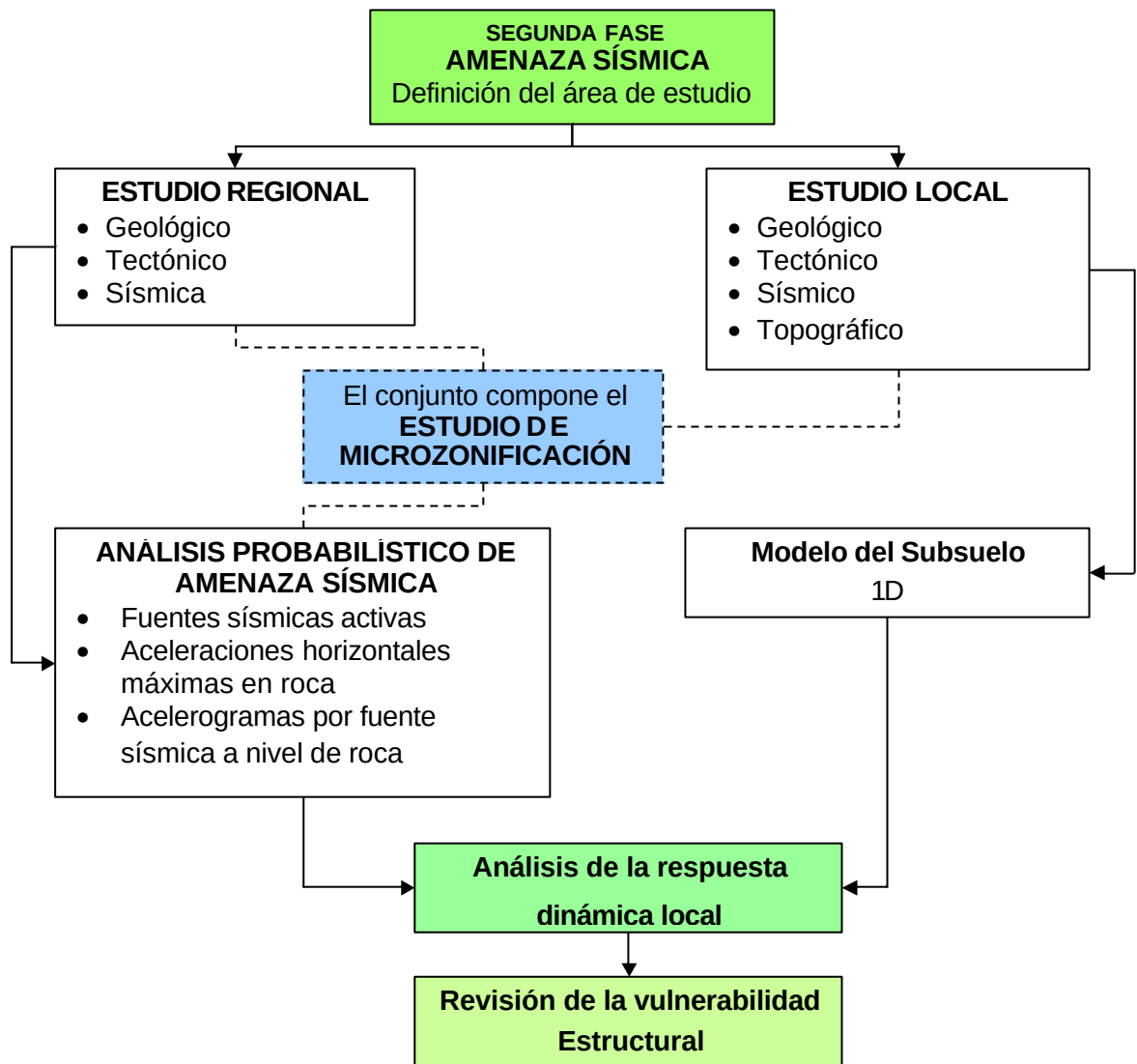


Figura 2.2. Esquema de análisis de la respuesta dinámica del suelo.

La amenaza sísmica esperada es la producida por las señales sísmicas definidas en los estudios de microzonificación para la meseta de Bucaramanga, para el tipo de suelo de la zona 2, sobre la cual se ubica la universidad y la mayor parte de las construcciones de la meseta de Bucaramanga.

La amenaza esta controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las fallas Bucaramanga-Santa Marta, Suárez, Salinas y la frontal de los Llanos Orientales,

los estudios de Microzonificación sintetizaron los escenarios sísmicos en dos posibles: la falla Bucaramanga – Santa Marta y la frontal de los Llanos Orientales, estos escenarios cubren los efectos generados por los sismos en las fallas Suárez y Salinas.

En la siguiente Tabla 2.3 se presentan los acelerogramas compatibles con las fallas Bucaramanga-Santa Marta y Frontal, estas fallas son consideradas de fuente cercana (distancia entre 13 y 25 Km.) y de fuente intermedia (distancia entre 60 y 80 Km.) respectivamente.

FECHA	HORA	CODIGO	ESTACIÓN
<i>FALLA BUCARAMANGA-SANTA MARTA</i>			
1935/10/31	18:37:49	Helena	Carrol Colege
1976/09/15	15:09:19	Friuli	Robic
1980/05/27	14:50:57	Mammoth	Long Valley Dam
1983/07/22	02:39:54	Coalinga	Oil Fie
1987/10/01	14:42:20	Whittier	Wilson
1997/09/26	09:40:30	Umbria	Nocera-Umbra
<i>FALLA FRONTAL LLANOS ORIENTALES</i>			
1979/04/15	06:19:41	Montenegro	Herceg-Noví
1989/10/18	00:04:02	Loma Prieta	Gilroy nº 1
1992/04/25	18:06:04	Petrolia	Butler Val.2
1999/11/12	16:57:20	Duzce	Mudurnu. Kay. Bi.

Tabla 2.3 Acelerogramas compatibles con las fallas Bucaramanga-Santa Marta y Frontal

Los acelerogramas compatibles con la falla de Bucaramanga son escalados a una aceleración de 0.16g y de igual forma los acelerogramas que simulan un evento de falla frontal de los Llanos Orientales son escalados a 0.21g. El escalamiento de los acelerogramas en amplitud es adecuado, ya que los registros son compatibles en frecuencia, duración y energía de eventos producidos por estas fallas.

2.2.1. Perfil De Suelo De La Zona De Estudio

De acuerdo con la zonificación geotécnica, la edificación se encuentre ubicada en la zona 3 (Abanico aluvial de Bucaramanga y Provenza), más exactamente en la Zona 3-A (Limos Rojos del Abanico Aluvial de Bucaramanga), conformado por el miembro limos rojos, miembro gravoso, miembro fino y miembro órganos hasta la roca.

La *figura 2.1* muestra el perfil típico de la formación Bucaramanga, donde se observan los espesores más comunes para los diferentes estratos. En cuanto a los problemas que pueda presentarse en esta zona, se menciona principalmente los bajos niveles freáticos y que algunas áreas han sido rellanadas con suelos sueltos y basuras.

MIEMBROS LIMOS ROJOS	2 a 5 m
MIEMBRO GRAVOSO	4 a 15 m
MIEMBRO FINOS	Hasta 15m
MIEMBRO ORGANOS	50 - 120 m hasta 200 m
ROCA	> 200 m

Figura 2.3. Perfil de suelo típico de la formación Bucaramanga

Teniendo en cuenta los parámetros definidos para la modelación dinámica de cada zona, se ha escogido la Zona 2 (Suelo Rígido), de acuerdo al mapa sismo geotécnico, correspondiente al abanico de Bucaramanga. En la tabla 2.2 se presenta el resumen de parámetros para el cálculo de la respuesta dinámica.

DESCRIPCIÓN	ESPESOR (m)	g (ton/m ³)	Vs (m/s)	Curva Usada
Limos rojos	3.0	1.60	450	Limos rojos
Gravoso	27.0	2.30	800	Gravoso
Organos	20.0	2.15	1300	Organos
Roca		2.40	2000	Roca

Tabla 2.4. Parámetros para el cálculo de la respuesta dinámica

En la siguiente figura 2.2, se presenta las curvas de degradación de los módulos de corte y relación de amortiguamiento para todos los materiales del perfil, la información presentada para los materiales órganos, gravosos y limos rojos se obtuvo del documento de microzonificación. En particular para la roca, se utilizó la información de la base de datos de materiales que posee el programa SHAKE91, ya que para este material nos se encontraba información en el estudio.

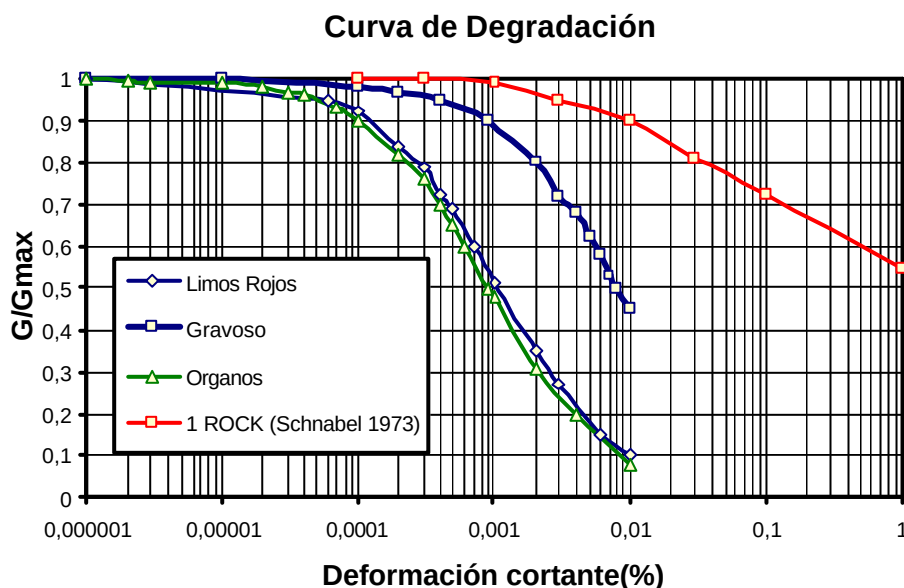


Figura 2.4. Curva de degradación de los módulos de corte

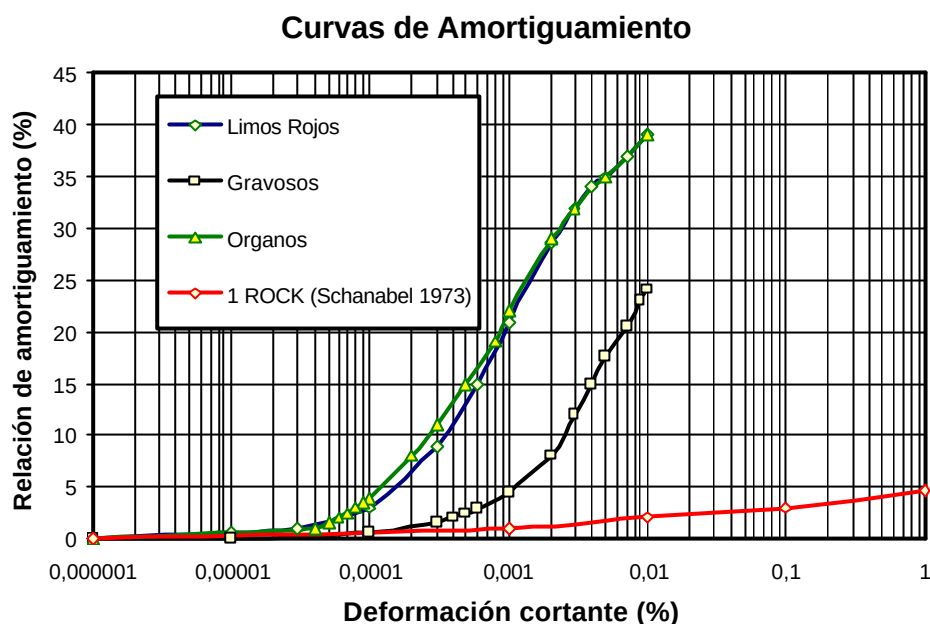


Figura 2.5. Relación de amortiguamiento para todos los materiales del perfil

2.2.2. Calculo De La Amenaza Sísmica En La Superficie

Por medio del programa SHAKE91 se busca calcular la respuesta de los acelerogramas en la superficie, los cuales han sido escalados a sus respectivos valores (de acuerdo a la falla a la que estén asociados) y se han pasado a través del perfil de suelo presentado anteriormente (zona 2).

El programa SHAKE91 calcula la respuesta de depósitos de suelo estratificados horizontalmente semi-infinitos, sujetos a ondas de cortante de propagación vertical. Este tipo de análisis es considerado lineal, ya se realiza en el dominio de frecuencias. Un procedimiento lineal equivalente es utilizado para tener el comportamiento no-lineal del suelo, usando un cálculo iterativo para obtener valores de amortiguamiento y módulos de cortante compatibles con las deformaciones de cortante equivalentes para cada estrato. De esta manera en la entrada de datos, se especifica un paquete

de propiedades para cada estrato, como módulo de cortante, amortiguamiento, velocidad de la onda de cortante y peso total unitario.

En cada paso se induce una deformación de cortante de cada estrato y se calculan las propiedades de amortiguamiento y módulo de cortante a partir de las curvas, el análisis es repetido hasta que no existan variaciones de amortiguamiento y del módulo con respecto a los calculados en el paso anterior.

2.2.2.1. Espectros De Respuesta Para El Escenario Sísmico

Por medio del cálculo de los acelerogramas en la superficie, se obtienen los espectros de respuesta de los sismos para cada falla, tal como se muestran en las *figura 2.6* Como una manera de comparación con los resultados obtenidos del estudio de Microzonificación, se muestra el espectro de diseño de la zona 2 para el formato tradicional.

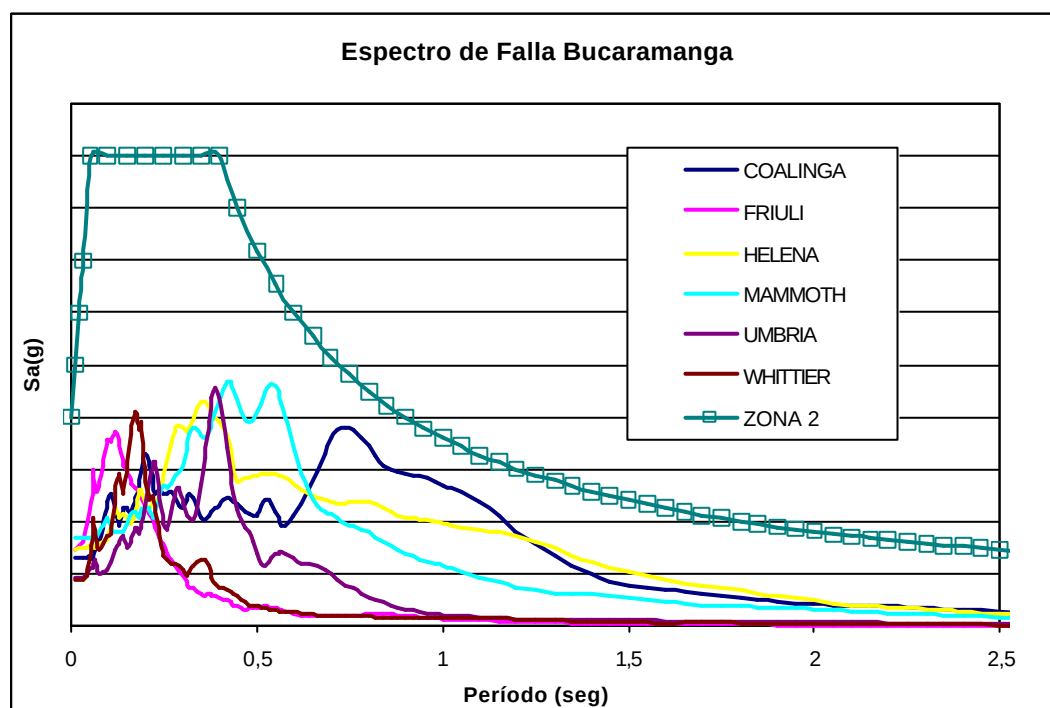


Figura 2.6. Espectros de respuesta de los sismos para cada falla

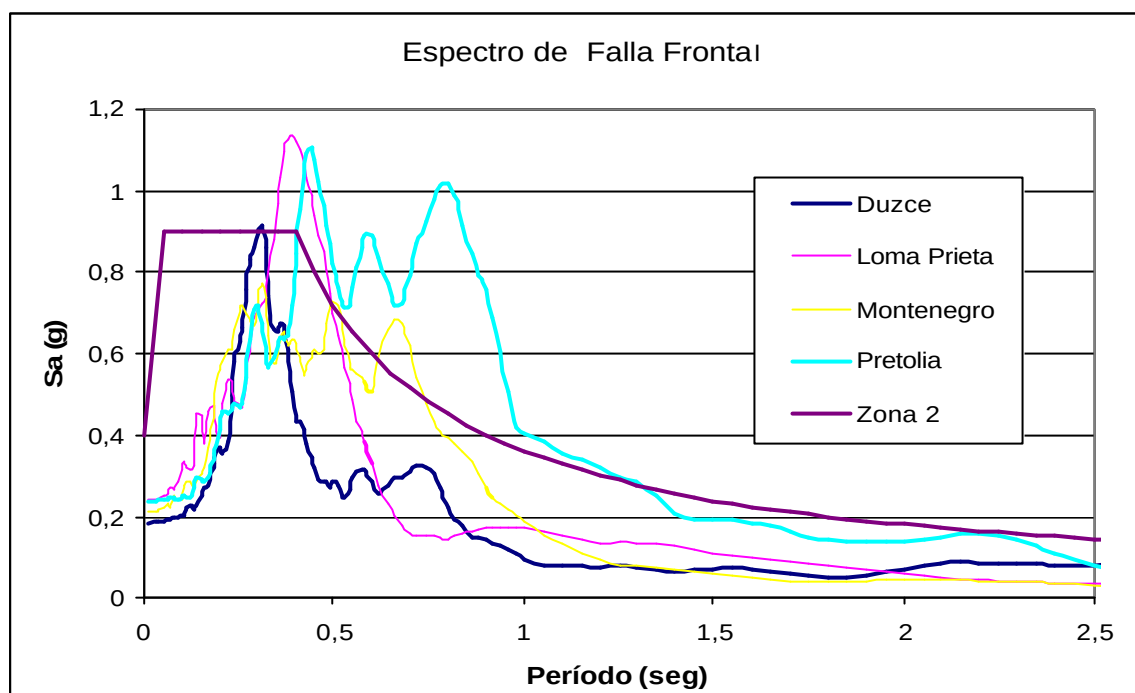


Figura 2.7. Espectros de respuesta de los sismos para cada falla

Estos espectros fueron obtenidos con el programa SHAKE91. Se encuentran para un rango de periodos entre 0 y 2.5 segundos, el nivel de daño que se puede llegar a causar estos sismos es considerable teniendo en cuenta los altos valores exigidos a estas estructuras. Además los valores entre los espectros de respuesta particulares para cada sismo y el espectro de diseño presentan una gran variación, lo que podría llegar a influir si se demuestra que la estructura es muy sensible a las características de sismos individuales. Se advierte que para los períodos entre 0.2 y 0.7 la exigencia en el comportamiento estructural puede ser mayor, ya que tiene un alto contenido de periodos cortos.

CAPITULO 3

ANÁLISIS ELÁSTICO

En este capítulo se estudiarán las diferentes metodologías de evaluación estructural y de vulnerabilidad sísmica estructural para construcciones existentes, en el que se describirán los aspectos más importantes de estos procedimientos, entre los cuales se encuentran los de la FEMA 273-356 y la NSR-98. Estas técnicas se utilizarán para evaluar la vulnerabilidad estructural del edificio de Humanidades II, a continuación se presentará una breve introducción al análisis elástico y luego se procederá a evaluar la vulnerabilidad del edificio de Humanidades II .

3.1 Introducción

Existen básicamente dos procedimientos de análisis elástico de estructuras existentes de concreto:

- Procedimiento estático lineal
- Procedimiento dinámico lineal

3.1.1. Procedimiento Estático Lineal (LSP)

Cuando una estructura es analizada bajo el procedimiento estático línea (LSP *Lineal Static Procedure*), el diseño de fuerzas sísmicas, su distribución en la altura del edificio, y las fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis estático considerando la estructura elástica lineal.

En el LSP, la estructura se modela con una rigidez linealmente elástica y el amortiguamiento viscoso equivalente con los valores aproximados esperados para cargas cercanas al punto de fluencia. Las fuerzas sísmicas de diseño para el LSP son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual al cortante basal

(*seudocarga lateral*). En la metodología lineal del FEMA-356, la magnitud de la seudocarga lateral ha sido seleccionada con la intención que cuando sea aplicada al modelo linealmente elástico de la estructura, esta resulta con amplitudes de desplazamiento que se aproximan a los máximos desplazamientos que se esperan durante el sismo de diseño. Si la estructura responde elásticamente al sismo de diseño, las fuerzas internas serán una razonable aproximación a las esperadas durante el sismo de diseño. Si la estructura responde inelásticamente al sismo de diseño, como normalmente es el caso, las fuerzas internas que desarrolle la estructura a fluencia serán menores y tendrán una distribución diferente que las fuerzas internas calculadas con una base elástica.

En las metodologías lineales es común incluir tanto el amortiguamiento viscoso como el histerético mediante una disminución en la demanda sísmica. El espectro de entrada sísmica es amortiguado al valor correspondiente de amortiguamiento viscoso intrínseco que oscila entre el 3% y el 10%; de forma tal que se omite en el análisis espectral. El amortiguamiento histerético y la redundancia estructural se incluye indirectamente mediante el coeficiente de disipación de energía (R), aceptando que al diseñar la estructura para fuerzas sísmicas inferiores sufrirá daño y de esta forma disipará la energía en exceso. Esta forma de plantear el diseño de edificaciones nuevas responde a razones económicas, ya que los costos de construir edificaciones que permanezcan elásticas durante el sismo de diseño son muy elevados. El criterio mínimo de diseño se basa en la protección de la vida de las personas y no en la protección de la estructura y su contenido.

Se supone que los desplazamientos sísmicos obtenidos son iguales a los desplazamientos inelásticos y que el coeficiente de disipación de energía es igual a la ductilidad a desplazamiento de la estructura esto solo es cierto para periodos mayores a $T > 15$ seg.

La normativa colombiana (NSR-98) incluye el procedimiento lineal como procedimiento estándar. En esta normativa el método estático lineal se denomina *método de la fuerza horizontal equivalente*. El método se limita a edificios regulares de menos de 20 niveles (60 metros) o edificios irregulares que no tengan más de 6 niveles (18 metros). En

general la NSR-98 clasifica las estructuras de acuerdo a su capacidad de disipación de energía, exigiendo detalles de diseño que garanticen dicha capacidad. Las fuerzas sísmicas de diseño son reducidas haciendo uso de un coeficiente de disipación de energía y con estas fuerzas reducidas se procede a realizar el diseño. La metodología utilizada para la evaluación de edificaciones existentes en concepto es similar pero tiene algunas reglamentaciones adicionales (Ver A.10, NSR-98).

Las aproximaciones tomadas para una edificación nueva no son directamente aplicables a una edificación existente, las cuales a menudo tienen una configuración estructural desfavorable, inadecuado detallamiento del refuerzo y material de calidad dudosa. Tales estructuras eventualmente pueden tener una resistencia adecuada pero no tener la capacidad dúctil requerida para garantizar una adecuada capacidad de disipación de energía. La guía FEMA-356, aplicable a edificaciones existentes, presenta limitaciones importantes para la aplicación del método lineal. Solo se permite utilizar métodos lineales cuando la estructura responde elásticamente o con unos niveles de inelasticidad muy bajos. La aplicación del método lineal se restringe para edificaciones con *relaciones demanda-capacidad (DCR, demand-capacity ratios, en ingles)* inferiores a 2.0 (Se permiten DCR superiores si la estructura es regular). La relación demanda-capacidad se calcula como el cociente entre demanda sísmica elástica y la capacidad del componente. La DCR debe ser calculada sobre todos los elementos y para todas las acciones, dominando la relación mas elevada. Adicionalmente, en sistemas irregulares el método tiene serias limitaciones. La elección sobre cuál método lineal utilizar se realiza dependiendo de la altura (como máximo 30 metros para LSP) y de la configuración (no se permite LSP en configuraciones irregulares).

Para que el procedimiento lineal sea consistente con las demás metodologías se debe considerar la rigidez equivalente que tendrían los elementos hasta el punto de fluencia. Esto implica la fisuración de las secciones. Para elementos viga-columna existe una extensa discusión sobre el nivel de fisuración a usar ya que esta varía dependiendo de la forma, resistencia y nivel de carga de los elementos. La FEMA-356 estipula para vigas no preesforzadas un valor de $0.5E_cI_g$ y para columnas en donde la compresión dada por las cargas de gravedad sean mayores a $0.5A_gf'_c$ un valor de $0.7 E_cI_g$, en

cambio la N.S.R 98 estipula valor de $0.35 E_c I_g$ y $0.7 E_c I_g$ para vigas y columnas respectivamente.

El análisis de un modelo lineal se puede llevar a cabo mediante un procedimiento como el siguiente que es estipulado por la FEMA-356:

1. Definir la demanda sísmica y el modelo lineal de la estructura. Teniendo en cuenta la ubicación de la estructura se obtienen los movimientos sísmicos de diseño expresados en forma espectral. Este espectro se construye con base en el coeficiente de aceleración dado por un estudio de amenaza regional o local (A_h), el coeficiente de sitio de acuerdo al tipo de suelo (S) y el coeficiente de importancia (I). Adicionalmente el espectro se reduce al nivel de amortiguamiento viscoso intrínseco esperado para la estructura analizada. Comúnmente se recomienda el 5% de amortiguamiento viscoso, salvo en la siguientes excepciones:

- Para estructuras sin recubrimiento exterior se debe usar un amortiguamiento del 2%.
- Para estructuras con diafragmas en madera y un gran número de particiones interiores y muros de cruce que interconectan los niveles de los diafragmas, se debe usar un amortiguamiento del 10%.

Cuando este método es empleado para diseñar edificaciones nuevas se define de acuerdo a la normativa, la capacidad de disipación de energía de la estructura con base en la cuál se asigna un valor de R. Esta capacidad de disipación esta influenciada por la configuración estructural y por el sistema estructural.

2. Calcular las fuerzas horizontales equivalentes en cada piso (F_i). Para calcular las fuerzas inerciales en cada piso se puede calcular el periodo fundamental de vibración de la estructura mediante alguno de los siguientes métodos.
 - Método 1. Análisis de valores propios del modelo matemático del edificio.
 - Método 2. Evaluación con la formula aproximada mostrada a continuación:

$$T_a = C_t h_n^{3/4} \quad (3.1)$$

Donde h_n es la altura del edificio y C_t se asigna dependiendo del sistema estructural ($C_t = 0.08$ para pórticos de concreto, $C_t = 0.09$ para pórticos de acero y $C_t = 0.05$ para otros sistemas).

- Método 3. Evaluación mediante el uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2p \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i d_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i d_i)}} \quad (3.2)$$

Donde m_i es la parte de la masa total que se encuentra colocada en el nivel i , d_i es el desplazamiento horizontal en el nivel i , f_i es la fuerza horizontal en el piso i evaluada con la Ecuación 3.2. y n es el número de pisos.

Seguidamente se calcula el cortante basal como:

$$V_s = S_a W \quad (3.3)$$

Donde S_a es la aceleración espectral de respuesta para un periodo dado y un nivel de amortiguamiento (5% p.e.j.) y W es el peso de la edificación. Se recomienda incluir dentro del peso el 25% de la carga viva.

El FEMA 273 y 356 recomiendan para edificaciones existentes la siguiente expresión:

$$V_s = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (3.4)$$

Donde C_1 es un factor de modificación para relacionar el máximo desplazamiento inelástico esperado con los desplazamientos elásticos, C_2 es un factor de modificación para representar el efecto de la degradación de la rigidez y la resistencia sobre el máximo desplazamiento, C_3 es un factor de modificación para representar el incremento en desplazamiento debido a los efectos P-Delta. Las constantes C_1 , C_2 y C_3 dependen del periodo fundamental y tienen en cuenta algunas de las consideraciones de rango de iguales aceleraciones y rango de iguales velocidades. El valor mínimo de estas constantes es 1.0. Cuando el periodo de la edificación es corto el desplazamiento inelástico puede ser un 50%

mayor que el desplazamiento elástico es decir la constante C_1 puede variar entre 1.0 y 1.50. En la *Figura 3.1* se presenta una comparación entre los cortantes basales de los diferentes métodos.

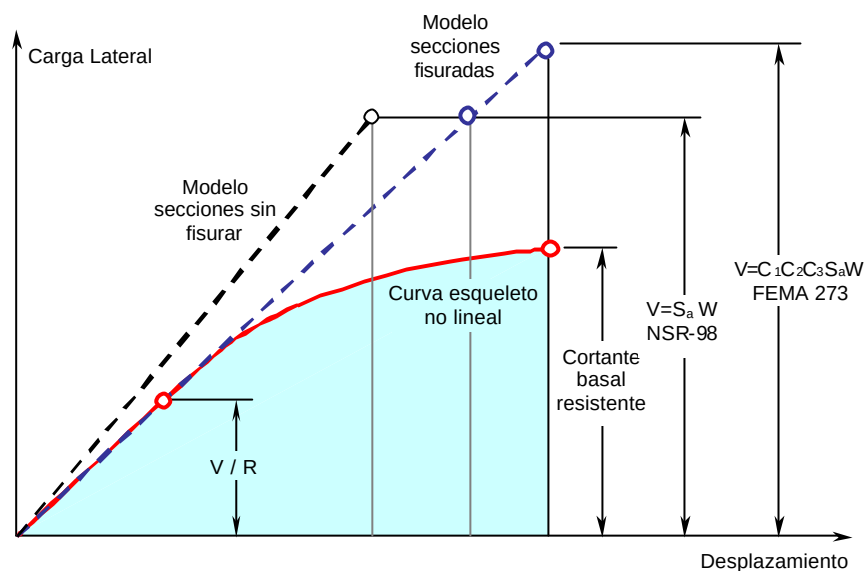


Figura 3.1. Bases del procedimiento estático lineal. Tomado de la referencia [10]

El cortante basal se distribuye en los diferentes pisos mediante las siguientes expresiones:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (3.5)$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad (3.6)$$

Según la NSR-98 y el FEMA-273, el exponente k depende del periodo fundamental de la edificación así:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.00$
- Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5 T$
- Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$

3. Calcular los desplazamientos (u) de la estructura en cada piso y verificar con los valores permitidos. La metodología NSR-98 supone que los desplazamientos calculados con las fuerzas del punto anterior son iguales a los desplazamientos inelásticos. Esta premisa solo es aproximadamente válida en estructuras muy flexibles donde el periodo de vibración es alto. Cuando el modelo se elabora con secciones sin fisurar, como es la práctica común, los desplazamientos elásticos pueden estar muy por debajo de los desplazamientos inelásticos; sobretodo cuando el periodo se calcula con la Ecuación 31 (ver Figura 3.1). La NSR-98 establece un limite de deriva del 1% cuando el modelo se elabora con secciones sin fisurar y permite disminuir los desplazamientos en un 30% cuando el modelo contempla secciones fisuradas. El FEMA-356 y el ATC-40 tienen diferentes límites de deriva dependiendo del nivel de comportamiento objetivo; se permiten límites de deriva instantánea hasta del 2% de la altura de piso.
4. Calcular las fuerzas internas para las combinaciones de carga y proporcionar el nivel de resistencia adecuado. Para edificios nuevos la fuerza sísmica de diseño se calcula reducida por el coeficiente de disipación de energía. Al realizar esto se permite la presencia de daño y deformaciones permanentes en la estructura. En edificios existentes la NSR-98 reduce las fuerzas sísmicas con el factor R y las resistencias de los elementos mediante los factores (f).

Para edificios existentes el FEMA-356 no reduce las fuerzas sísmicas sino que aumentan la resistencia del elemento cuando se produce trabajo inelástico, mediante el uso de un factor denominado m . La FEMA 356 con el propósito de evaluar la aceptabilidad, clasifica las acciones como de Deformación-Controlada y de Fuerza Controlada. Una acción de Deformación-Controlada es la que tiene una deformación asociada en la que se permite exceder el valor de fluencia; la máxima deformación asociada esta limitada por la capacidad de ductilidad del componente. Una acción de Fuerza-Controlada es la que tiene una deformación asociada a la cual no se le permite exceder el valor de fluencia, en este estudio el criterio aceptación se tomara como la Deformación-Controlada

3.1.2. Procedimiento Dinámico Lineal (LDP)

Bajo el procedimiento dinámico lineal (*LDP Linear Dynamic Procedure*, en inglés), las fuerzas sísmicas de diseño, su distribución en la altura de la estructura, las fuerzas interiores correspondientes y los desplazamientos del sistema son determinados usando un análisis dinámico linealmente elástico

Las bases, alcances del modelamiento y los criterios de aceptación del LDP son similares a aquellos para el LSP. La principal excepción es que los cálculos de la respuesta se llevan a cabo usando cualquier análisis espectral modal o análisis de registro en el tiempo. El análisis espectral modal se realiza usando espectros de respuesta linealmente elásticos los cuales no son modificados para tener en cuenta una respuesta no lineal prematura, es decir solo se considera el amortiguamiento interno y no se tiene en cuenta el amortiguamiento histerético. Como con el LSP, se espera que el LDP produzca desplazamientos que son aproximadamente correctos, pero producirá fuerzas interiores de distribución diferente que exceden a aquéllas que se obtendrían en un estructura fluyendo. Esta distribución de fuerzas no es necesariamente incorrecta, es una de las soluciones al problema.

Los desplazamientos calculados se deben comparar directamente con los valores permisibles. Las fuerzas interiores calculadas excederán generalmente a aquéllas que la estructura puede sostener debido a una anticipada respuesta inelástica de componentes y elementos. Es decir, si se tiene en cuenta el amortiguamiento histerético de la estructura o trabajo inelástico, las fuerzas que se presentan en los componentes serán inferiores a las obtenidas con el LDP.

3.2. MODELAMIENTO

3.2.1. Geometría

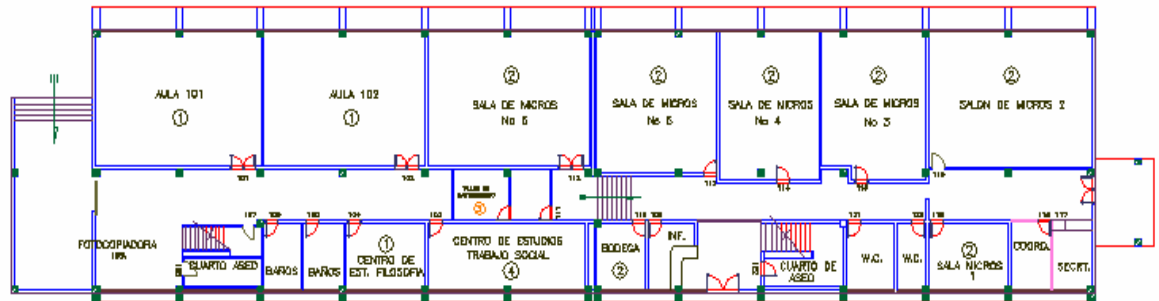
El edificio en el que se centra esta investigación es el edificio de Humanidades II, comprendido por dos edificaciones, cuyos entramados perpendiculares a la fachada de mayor longitud, contienen pilares duplicados en junta, formando lo que se llama una “junta en diapasón”. La distribución en planta arquitectónica es la mostrada por la *figura 3.2*. Donde se puede observar que la estructura esta comprendida por 15 pórticos transversales separados cada 5.0 metros y tres ejes de pórticos longitudinales separados 6.5 Y 7.8 metros respectivamente. Las columnas y vigas hasta placa del tercer piso tienen un concreto de resistencia a la compresión de 16.1 Mpa, mientras las columnas y vigas del tercer piso a cubierta son de concreto reforzado de 21 Mpa.

En general, el sistema estructural del edificio esta conformado por pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos en la dirección transversal y longitudinal. El entrepiso esta conformado por una placa maciza de 15 centímetros apoyada sobre vigas primarias armadas en sentido transversal.

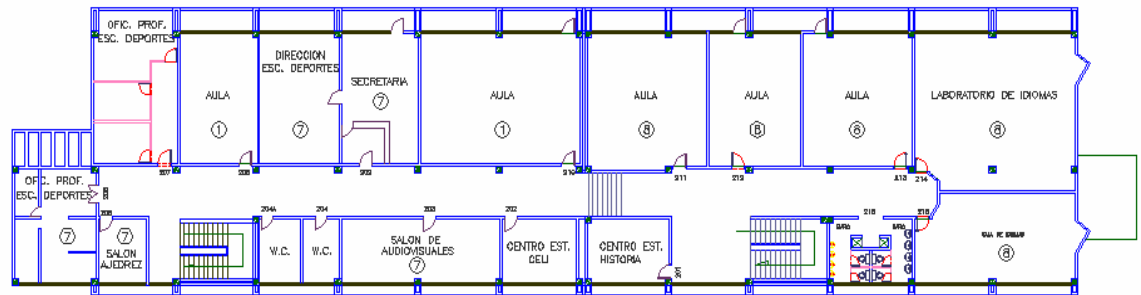
El modelamiento de la estructura se va a procesar usando el software SAP2000, donde la edificación es discretizada en un modelo donde las columnas y vigas se modelaran como elementos frame, la mampostería como elemento que aporta rigidez no se tendrá en cuenta en el modelamiento pues sale del alcance de esta investigación.

Debido a limitaciones del software en el modelamiento elástico de estructuras separadas como es el caso del estudio, se procederá a analizar los dos edificios separadamente, los cuales recibirán una simbología, que se determina así como edificio 1 y 2 de izquierda a derecha respectivamente.

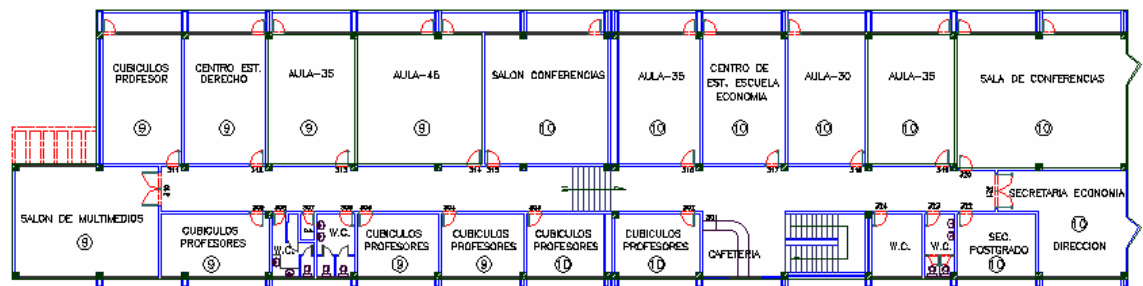
En la *figura 3.3* se presenta el modelo de la estructura discretizada como se había comentado anteriormente, la *figura 3.4* y 3.5 se muestran los dos edificios a analizar por separado.



Planta Nivel 1



Planta Nivel 2



Planta Nivel 3

Figura 3.2 Plantas arquitectónicas

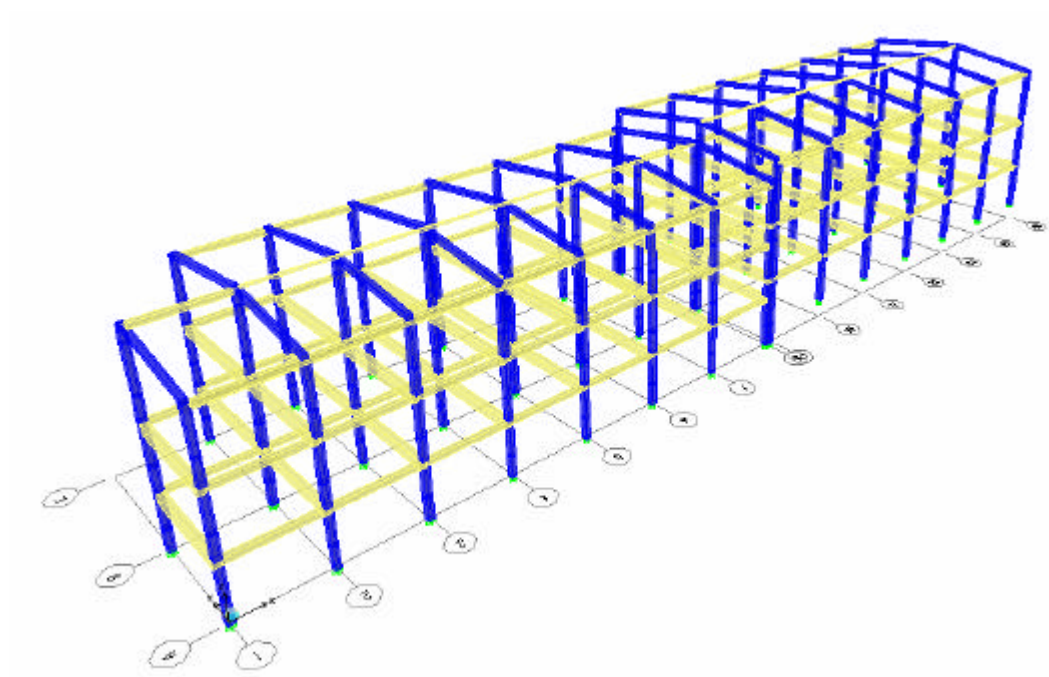


Figura 3.3. Modelo edificio Humanidades II

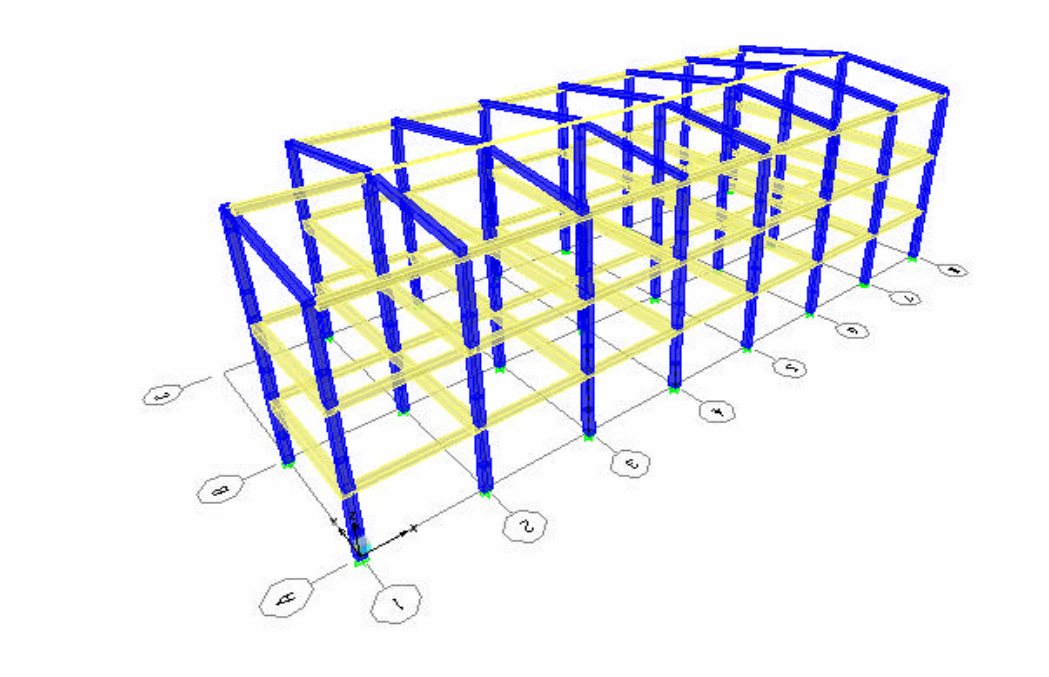


Figura 3.4. Modelo edificio 1

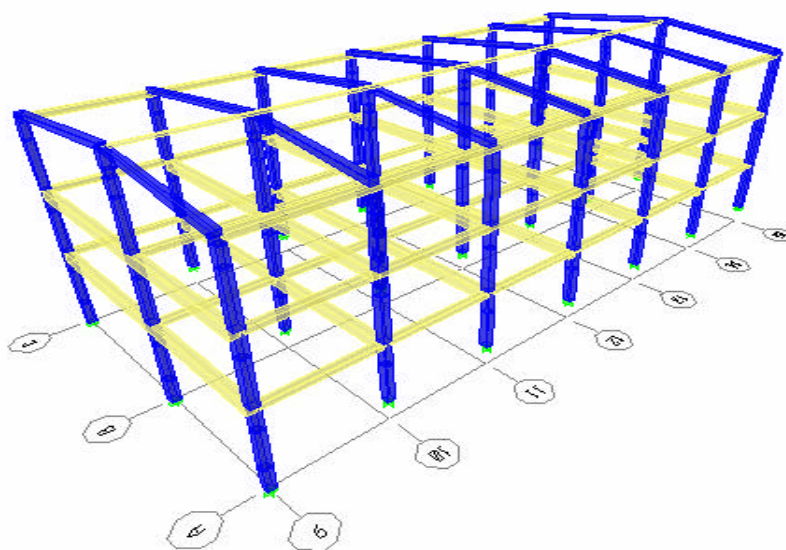


Figura 3.5. Modelo edificio 2

3.2.2. Materiales y secciones

Las columnas del primer piso y del segundo piso están construidas en concreto reforzado, con las siguientes características:

Concreto: $f'_c = 16.1 \text{ MPa}$
 $E_c = 15264 \text{ MPa}$
 $\nu = 0.20$

Acero: $F_y = 259 \text{ MPa}$
 $E_c = 204\,000 \text{ MPa}$

Las columnas y las vigas del tercer piso hasta el nivel de cubierta están construidas en concreto reforzado, con las siguientes características:

Concreto: $f'_c = 21 \text{ MPa}$
 $E_c = 18616 \text{ MPa}$
 $\nu = 0.20$

Acero: $F_y = 420 \text{ MPa}$
 $E_c = 204\,000 \text{ MPa}$

En las Figuras de la 3.6 a la 3.12 se presenta el refuerzo longitudinal y transversal en las vigas y columnas del pórtico.

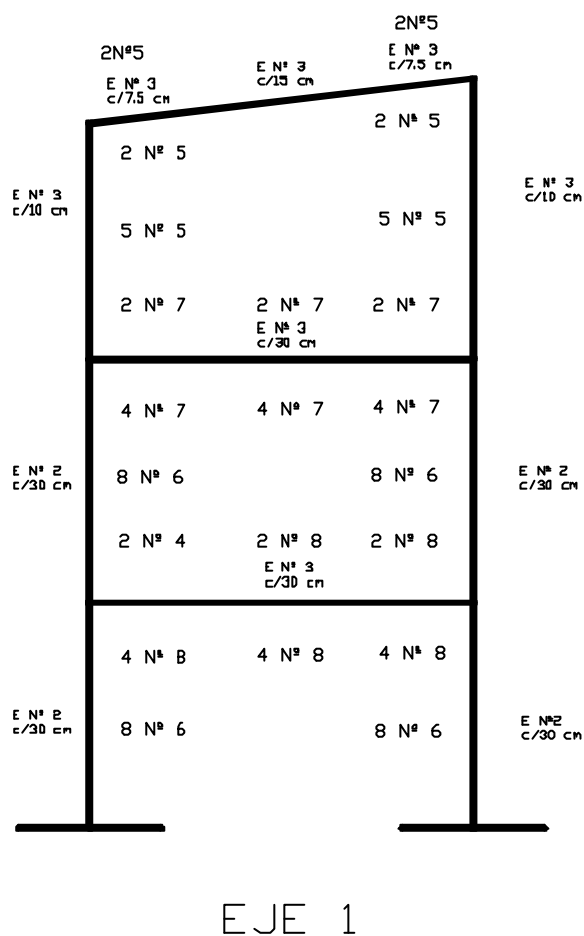


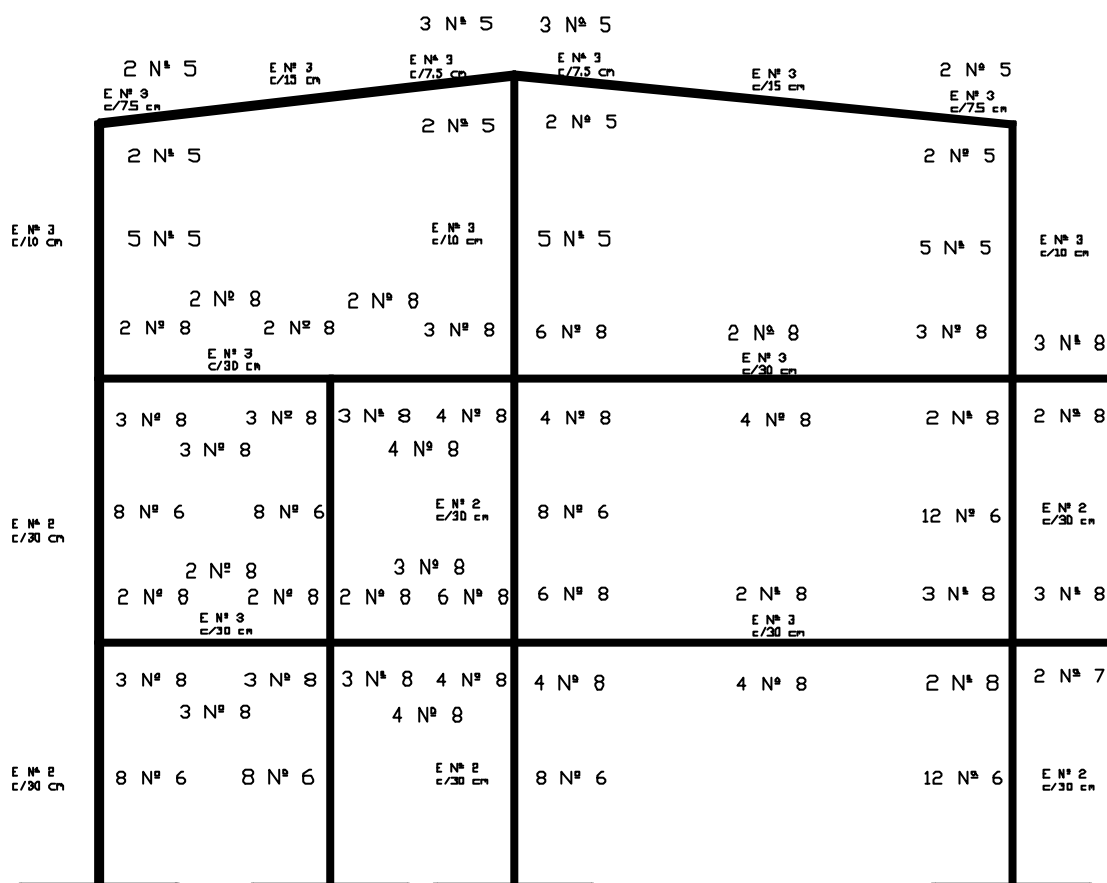
Figura 3.6. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 1.



Figura 3.7. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 2.

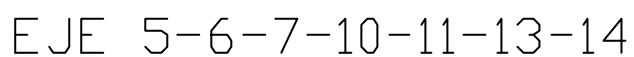


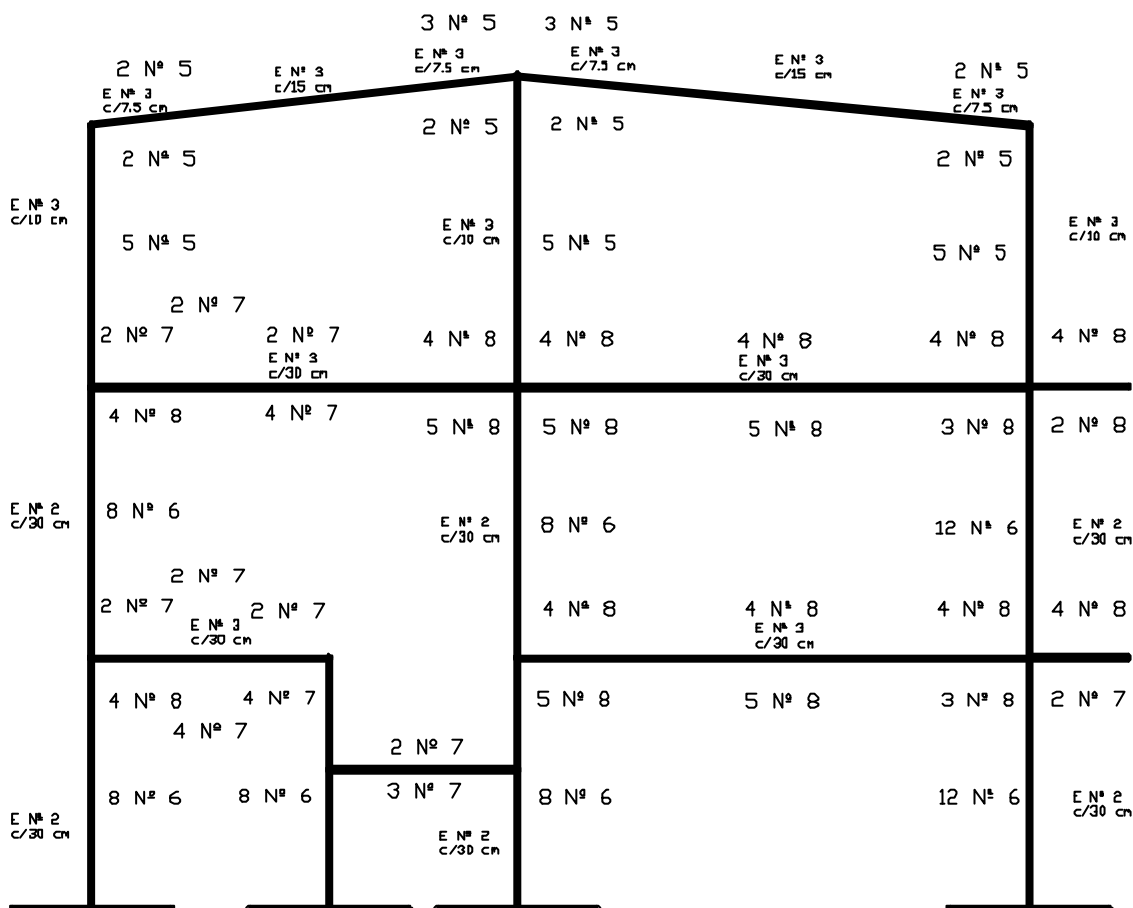
Figura 3.8. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 3.



EJE 4-12

Figura 3.9. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para los ejes 4 y 12.





EJE 9

Figura 3.11. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para el eje 9.

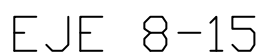


Figura 3.12. Acero longitudinal y transversal del pórtico, para los ejes 8 y 15.

3.2.3. Carga Muerta

La carga muerta se evalúa para los dos edificios por separado, en las tablas siguientes se muestra la estimación de estas cargas discriminadas por piso por edificio y por tipo de elemento.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1					
TERCER PISO			Área: 517 m ²		
ELEMENTOS	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	AREA (m2)	CARGA KN/m2	W (KN) TOTAL
Muros(H-10)	127	3.49	443.23	1.5	664.845
Muros(H-10)	50.15	1	50.15	1.5	75.225
Ventanas	54.7	2.49	136.203	0.4	54.4812
Baldosín Cemento	-----	-----	425.25	1.1	467.775
Baldosín Cerámico	-----	-----	18	1.1	19.8
TOTAL					1282.1262

Tabla 3.1. Carga muerta debido a los elementos no estructurales del tercer piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1					
SEGUNDO PISO			Área: 500,9 m ²		
ELEMENTOS	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	AREA (m2)	CARGA KN/m2	W (KN) TOTAL
Muros(H-10)	109.75	3.49	383.03	1.5	574.54
Muros(H-10)	46.6	1	46.6	1.5	69.9
Ventanas	53.75	2.49	133.84	0.4	53.54
Baldosín Cemento	-----	-----	433.96	1.1	477.36
Baldosín Cerámico	-----	-----	18	1.1	19.8
TOTAL					1195.13

Tabla 3.2. Carga muerta debido a los elementos no estructurales del segundo piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1						
SEGUNDO PISO			Área: 500,9 m ²			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA G1	14.65	58.6	0.35	0.6	23.2	285.49
VIGA G2	14.65	14.65	0.35	0.5	23.2	59.47
VIGA G3	14.65	14.65	0.35	0.6	23.2	71.37
VIGA G4	14.65	14.65	0.35	0.55	23.2	65.42
VIGA G5	6.85	6.85	0.35	0.5	23.2	27.81
VIGA B1	101.05	101.05	0.3	0.25	23.2	175.82
COLUMNA 1	3.49	40.135	0.35	0.35	23.2	114.06
COLUMNA 2	3.49	20.94	0.35	0.3	23.2	51.00
COLUMNA 3	3.49	20.94	0.35	0.45	23.2	76.51
TOTAL						927.00

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1				
SEGUNDO PISO			Área: 500,9 m ²	
Elementos	AREA	ESPESOR	KN/m3	W (KN)
PLACA	500.9	0.15	23.2	1743.132
TOTAL				1743.132

Tabla 3.3. Carga muerta debido a los elementos estructurales del segundo piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1						
TERCER PISO			Área: 500,9 m ²			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA G1'	14.65	73.25	0.3	0.55	23.2	280.40
VIGA G2'	14.65	14.65	0.3	0.45	23.2	45.88
VIGA G4'	14.65	14.65	0.3	0.45	23.2	45.88
VIGA G5'	6.85	6.85	0.3	0.45	23.2	21.45
VIGA B1	101.05	101.05	0.3	0.25	23.2	175.82
COLUMNA 1	1.745	19.195	0.3	0.3	23.2	40.07
COLUMNA 2	1.745	10.47	0.3	0.3	23.2	21.86
COLUMNA 3	1.745	10.47	0.3	0.45	23.2	32.79
COLUMNA 4	3.49	52.35	0.3	0.3	24	113.07
COLUMNA 4 MITAD	4.26	34.08	0.3	0.3	24	73.61
TOTAL						850.87116

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1				
TERCER PISO			Área: 517 m ²	
Elementos	AREA	ESPEJOR	KN/m3	W (KN)
PLACA	517	0.15	23.2	1799.16
			TOTAL	1799.16

Tabla 3.4. Carga muerta debido a los elementos estructurales del tercer piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 1						
CUBIERTA			Área: 517 m^2			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION O AREA		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA CUBIERTA Y-Y	14.49	101.43	0.30	0.30	24.00	219.09
VIGA CUBIERTA X-X	5.00	70.00	0.30	0.30	24.00	151.20
VIGA CUBIERTA Y-Y	6.55	6.55	0.30	0.30	24.00	14.15
VIGA CANAL	5.00	30.00	2.05	0.12	24.00	177.12
CANALETA 90	-----	-----	488.50		0.22	107.47
					TOTAL	669.03

Tabla 3.5. Carga muerta debido a los elementos que conforman la cubierta.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2					
SEGUNDO PISO			Área: 468 m ²		
ELEMENTOS	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	AREA (m2)	CARGA KN/m2	W (KN) TOTAL
Muros(H-10)	87.00	3.49	303.63	1.5	455.45
Muros(H-10)	52.85	1.00	52.85	1.5	79.28
Ventanas	45.60	2.49	113.54	0.4	45.42
Baldosín Cemento	-----	-----	249.65	1.1	274.62
Baldosín Cerámico	-----	-----	18.9	1.1	20.79
Granito	-----	-----	143.41	1.1	157.75
				TOTAL	1033.29

Tabla 3.6. Carga muerta debido a los elementos no estructurales del segundo piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2					
TERCER PISO			Área: 468 m ²		
ELEMENTOS	LONGITUD (m)	ALTURA (m)	AREA (m2)	CARGA KN/m2	W (KN) TOTAL
Muros(H-10)	102.74	3.49	358.56	1.5	537.84
Muros(H-10)	53.00	1	53.00	1.5	79.50
Ventanas	46.30	2.49	115.29	0.4	46.11
Baldosín Cemento	-----	-----	380.34	1.1	418.37
Baldosín Cerámico	-----	-----	18.00	1.1	19.80
TOTAL					1101.63

Tabla 3.7. Carga muerta debido a los elementos no estructurales del tercer piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2						
SEGUNDO PISO			Área: 468 m ²			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA G1	14.65	58.6	0.35	0.6	23.2	285.4992
VIGA G2	14.65	14.65	0.35	0.5	23.2	59.479
VIGA G3	14.65	14.65	0.35	0.6	23.2	71.3748
VIGA G4	14.65	0	0.35	0.55	23.2	0
VIGA G5	6.85	0	0.35	0.5	23.2	0
VIGA G6	8.15	8.15	0.35	0.6	23.2	39.7068
VIGA G7	4.25	4.25	0.35	0.45	23.2	15.5295
VIGA B1	101.05	101.05	0.3	0.25	23.2	175.827
COLUMNA 1	3.49	40.135	0.35	0.35	23.2	114.06367
COLUMNA 2	3.49	17.45	0.35	0.3	23.2	42.5082
COLUMNA 3	3.49	20.94	0.35	0.45	23.2	76.51476
TOTAL						880.50

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2				
SEGUNDO PISO			Área: 468 m ²	
Elementos	AREA	ESPESOR	KN/m3	W (KN)
PLACA	468	0.15	23.2	1628.64
TOTAL				1628.64

Tabla 3.8. Carga muerta debido a los elementos estructurales del segundo piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2						
TERCER PISO			Area: 468 m ²			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA G1'	14.65	58.6	0.3	0.55	23.2	224.32
VIGA G2'	14.65	43.95	0.3	0.45	23.2	137.65
VIGA G3'	14.65	0	0.3	0.6	23.2	0.00
VIGA G4'	14.65	0	0.3	0.45	23.2	0.00
VIGA G5'	6.85	0	0.3	0.45	23.2	0.00
VIGA G6'	8.15	0	0.3	0.5	23.2	0.00
VIGA G7'	4.25	0	0.3	0.45	23.2	0.00
VIGA B1	101.05	101.05	0.3	0.25	23.2	175.83
COLUMNA 1	1.745	19.195	0.3	0.3	23.2	40.08
COLUMNA 2	1.745	10.47	0.3	0.3	23.2	21.86
COLUMNA 3	1.745	8.725	0.3	0.45	23.2	27.33
COLUMNA 4	3.49	48.86	0.3	0.3	24	105.54
COLUMNA 4 MITAD	4.26	29.82	0.3	0.3	24	64.41
TOTAL						797.02

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2				
TERCER PISO			Área: 468 m ²	
Elementos	AREA	ESPESOR	KN/m3	W (KN)
PLACA	468	0.15	23.2	1628.64
TOTAL				1628.64

Tabla 3.9. Carga muerta debido a los elementos estructurales del tercer piso.

EVALUACIÓN DE CARGAS EDIFICIO 2						
CUBIERTA			Area: 468 m^2			
Elementos	Longitud (m)	L.total	SECCION O AREA		KN/m3	W (KN)
			Base	Altura		
VIGA CUBIERTA Y-Y	14.49	101.43	0.30	0.30	24.00	219.09
VIGA CUBIERTA X-X	5.00	60.00	0.30	0.30	24.00	129.60
VIGA CUBIERTA Y-Y	6.55	0.00	0.30	0.30	24.00	0.00
VIGA CANAL	5.00	30.00	2.05	0.12	24.00	177.12
CANALETA 90	-----	-----	455.70		0.22	100.25
					TOTAL	626.06

Tabla 3.10. Carga muerta debido a los elementos que conforman la cubierta.

En las tablas anteriores se muestra los valores de carga muerta que equivale al peso de la masa que se utilizara en el análisis sísmico. El peso total del Edificio 1 para análisis dinámico es de 8466.45 KN, mientras que para el Edificio 2 es de 7695.79 KN.

3.2.1. Carga Viva

Las cargas viva que se van a tomar no pueden ser cargas vivas de diseño, y según la FEMA 356, el valor estimado de las cargas vivas no pueden ser menores a un 25% de las cargas de diseño, por lo que en este estudio se asumió un valor de 1.2 KN/m^2 para las placas de entrepiso y para la cubierta de 0.70 KN/m^2 .

3.2.5. Carga Sísmica

La carga sísmica esta representada por el espectro de la zona 2 tomado de los estudios de microzonificación de Bucaramanga con un amortiguamiento del 5% y dado la zona en que se encuentra la edificación de acuerdo a lo visto en el capítulo 2.

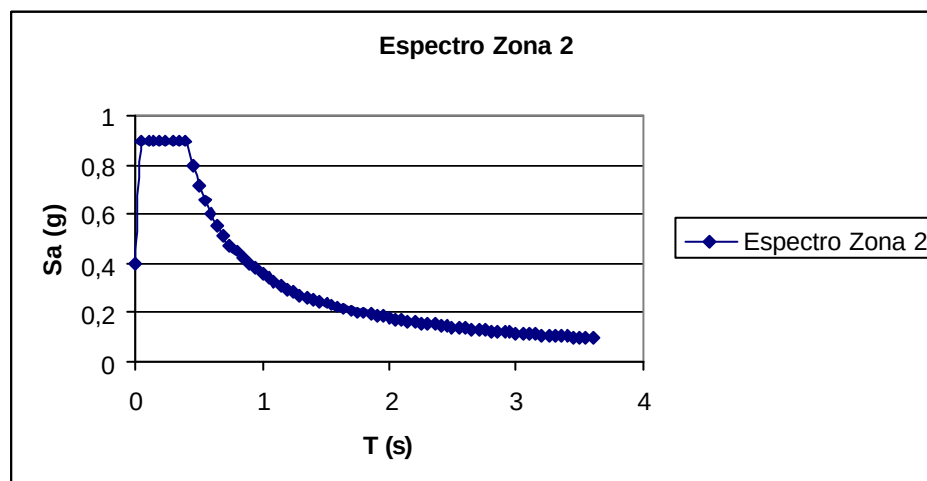


Figura 3.13. Espectro Zona 2, microzonificación de Bucaramanga

3.2.6. Combinación de cargas

Se usaran las combinaciones que estipula la norma con el fin de determinar los índices de sobreesfuerzos y de flexibilidad para cada tipo de combinación a continuación se enumeran las siguientes tipologías de combinaciones:

$$\text{Combinacion } 1 = 1.4D + 1.7V$$

$$\text{Combinacion } 2 = 1.05D + 1.28V + 1EX$$

$$\text{Combinacion } 3 = 1.05D + 1.28V + 1EY$$

donde

D = Es el resultado de las acciones de las cargas muertas presentes en la estructura.

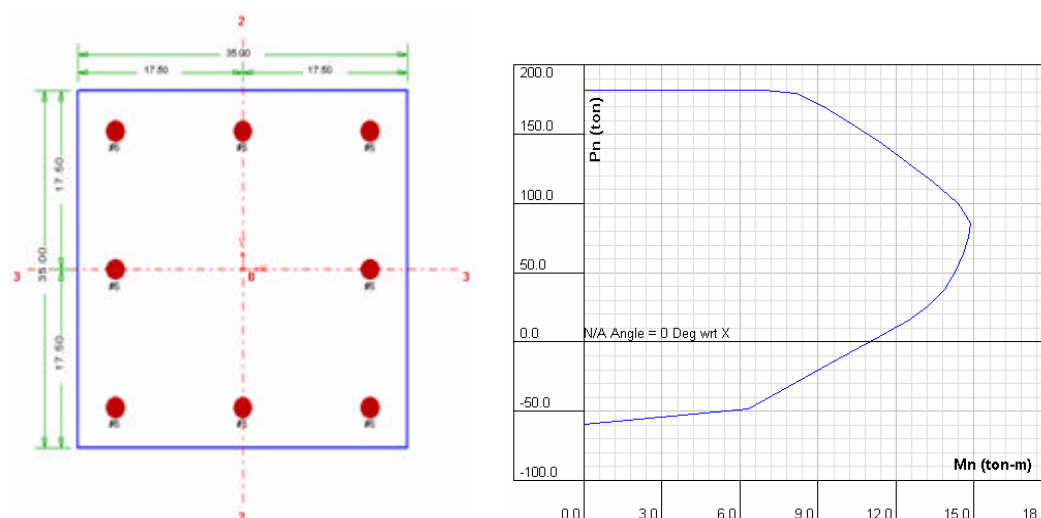
V = Es el resultado de las acciones de las cargas vivas asumidas en la estructura.

$$EX = \frac{100\% \text{Sismo}X + 30\% \text{Sismo}Y}{R}$$

$$EY = \frac{30\% \text{Sismo}X + 100\% \text{Sismo}Y}{R}$$

3.2.7. Diagramas de iteración para las columnas tipo.

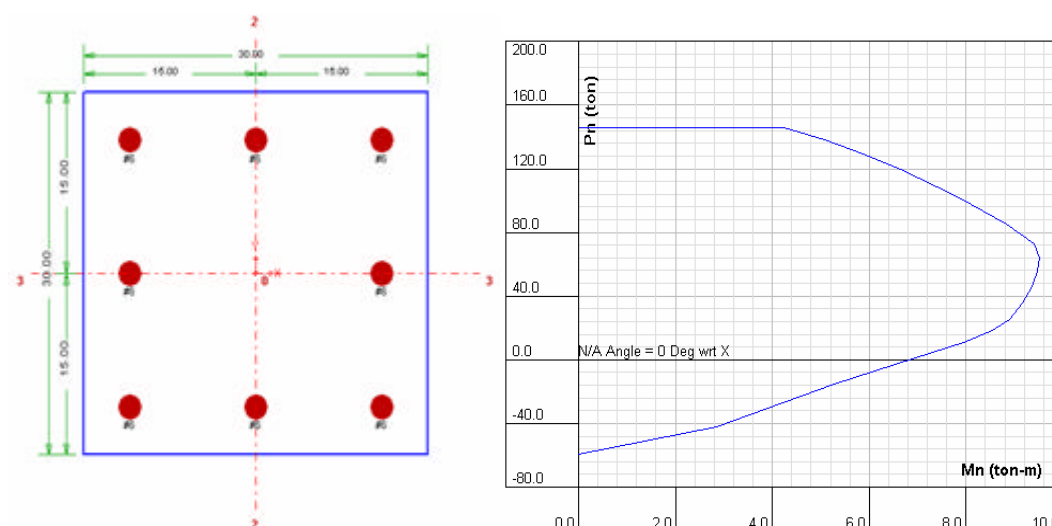
Con el fin de obtener la propiedades de resistencia de las columnas se presentan en las Figuras 3.14. a la Figura 3.20. Los diagramas de iteración para las siete secciones tipo, con unidades de Toneladas por metro. En la Figura 3.14 observamos la sección transversal y el diagrama de iteración para la columna Tipo 1 en el primer piso. Igual en la Figura 3.15. pero en este caso para la columna Tipo 1 en el segundo piso. En la Figura 3.16. vemos el mismo detalle para la columna Tipo 2 en el primer piso. Este detalle se repite para las demás secciones de la siguiente forma: En la Figura 3.17. para la columna Tipo 2 en el segundo piso, en la Figura 3.18. para la columna Tipo del tercer piso, en la Figura 3.19. para la columna Tipo 3 en el primer piso y por ultimo en la Figura 3.20 para la columna Tipo 3 en el segundo piso.



Sección transversal.

Diagrama de Interacción para m_x y m_y .

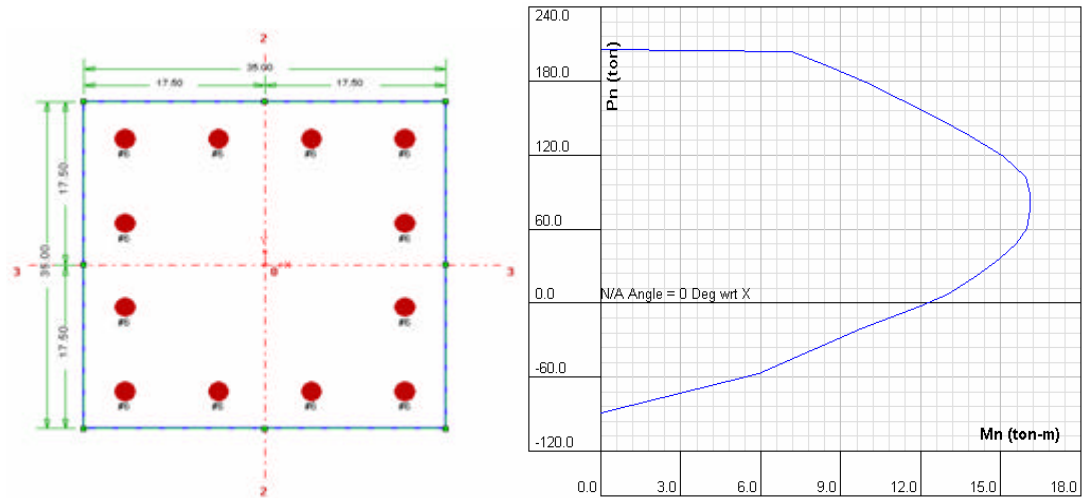
Figura 3.14. Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 1 en el primer piso.



Sección transversal.

Diagrama de Interacción para m_x y m_y .

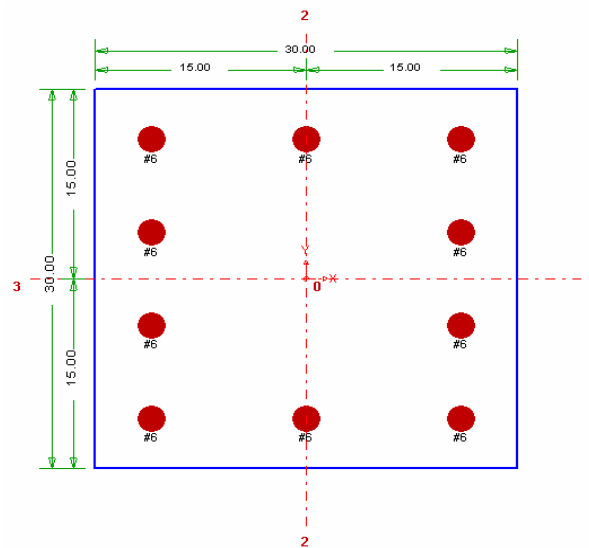
Figura 3.15. Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 1 en el segundo piso.



Sección transversal.

Diagrama de Interacción para m_x y m_y .

Figura 3.16. Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 2 en el primer piso.



(a) Sección transversal

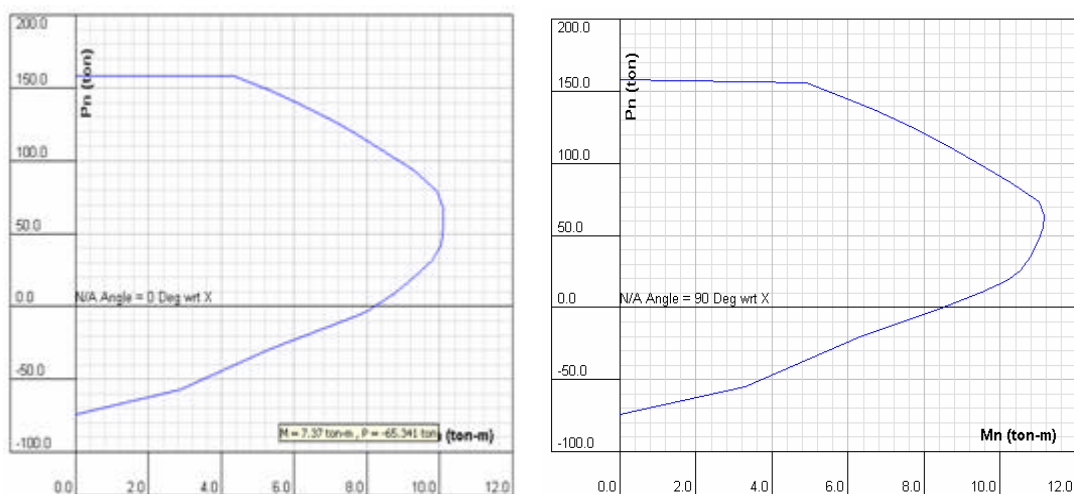
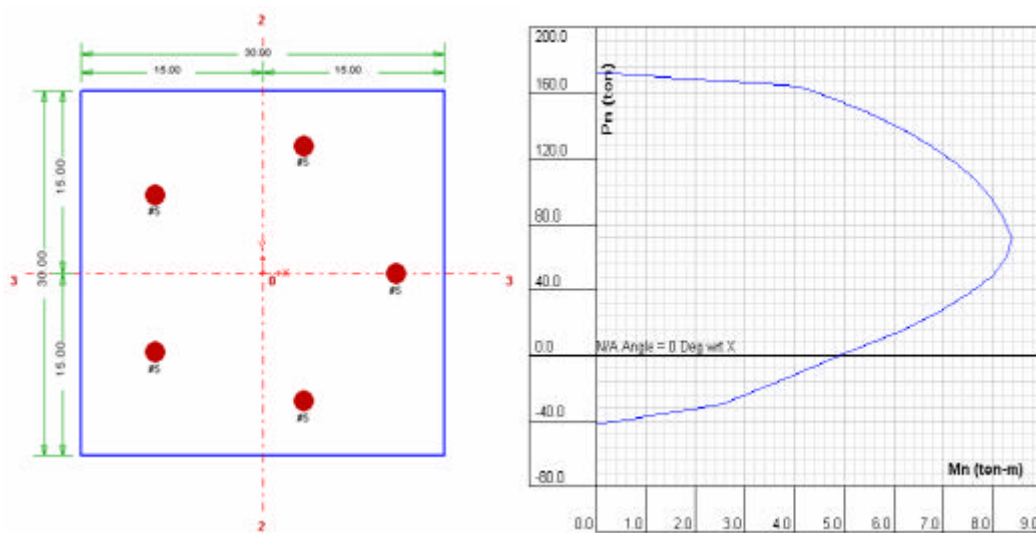
(b) Diagrama de Interacción para m_x .(c) Diagrama de Interacción para m_y .

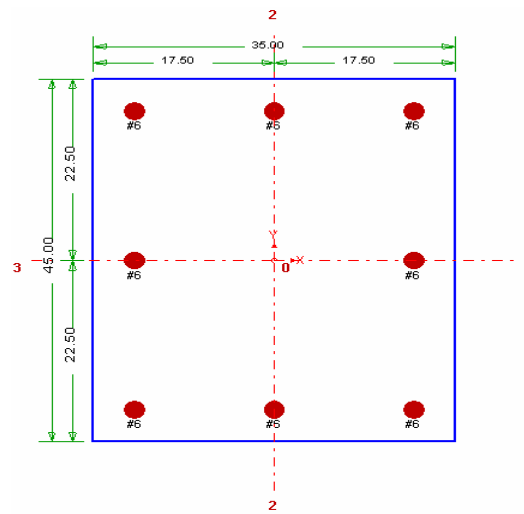
Figura 3.17. (a) Sección transversal, (b) y (c) diagrama de interacción para la columna tipo 2 en el segundo piso.



Sección transversal.

Diagrama de Interacción para m_x

Figura 3.18. Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo del tercer piso.



(a) Sección transversal.

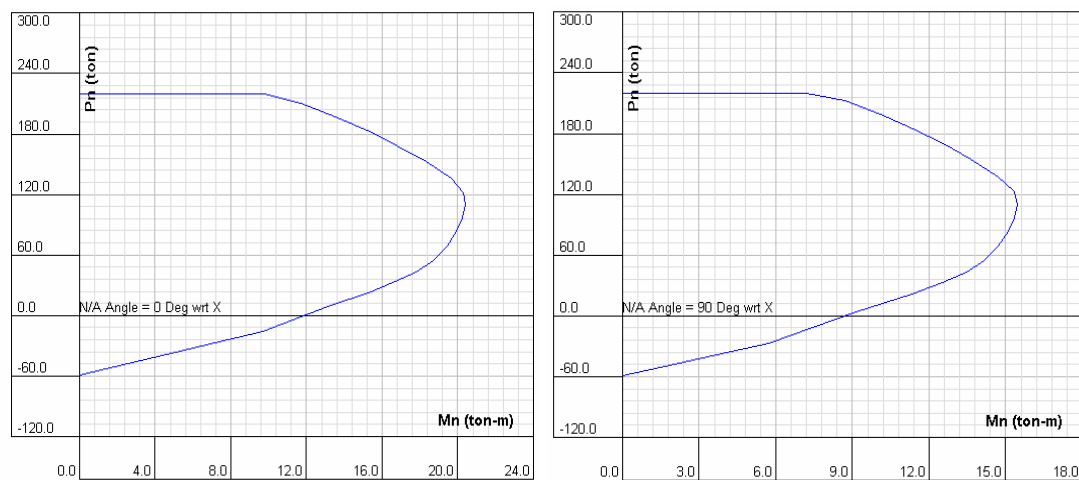
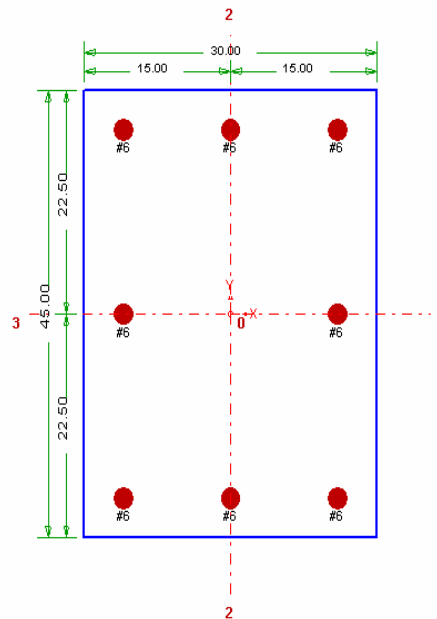
(b) Diagrama de Interacción para m_x .(c) Diagrama de Interacción para m_y .

Figura 3.19. (a) Sección transversal y (b) y (c) diagrama de interacción para la columna tipo 3 en el primer piso.



(a) Sección transversal.

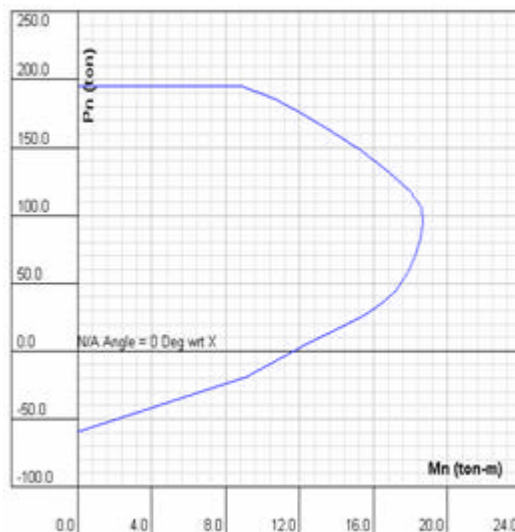
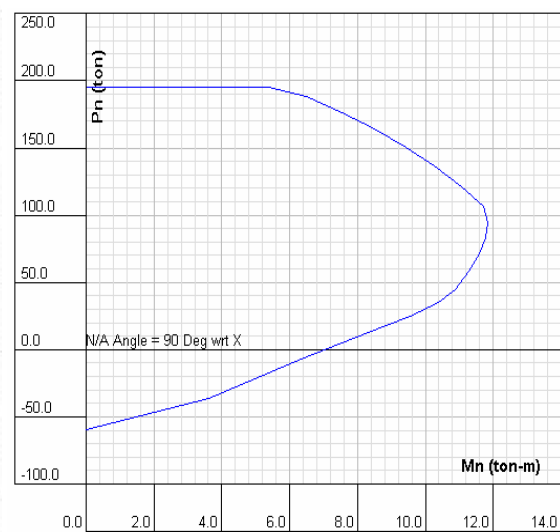
(b) Diagrama de Interacción para m_x .(c) Diagrama de Interacción para m_y .

Figura 3.20. Sección transversal y diagrama de interacción para la columna tipo 3 en el primer piso.

3.3. Análisis Elástico

Este análisis tiene por objeto, estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en las frecuencias propias de vibración y las formas modales de vibración. Permite verificar la relación capacidad-demanda de los diferentes elementos estructurales, como base para la calificación de la vulnerabilidad estructural.

3.3.1. Edificio 1

3.3.1.1 Modos de vibración y participación de masa

Análisis modal: se realizó un *Análisis Elástico de vectores propios* a partir del cuál se encontró que el periodo fundamental del edificio es 1.45 seg., calculado sobre el modelo figurado, (Vigas 0.5EI, Columnas 0.7EI, según ATC-40).

Los tres primeros modos de vibración se muestran en la Figura 3.21. Las relaciones de masa participante en cada modo se aprecian en la Tabla 3.11., Como se puede observar se utilizaron 14 modos en el análisis que lograron una participación de masa del 100% que supera el límite exigido.

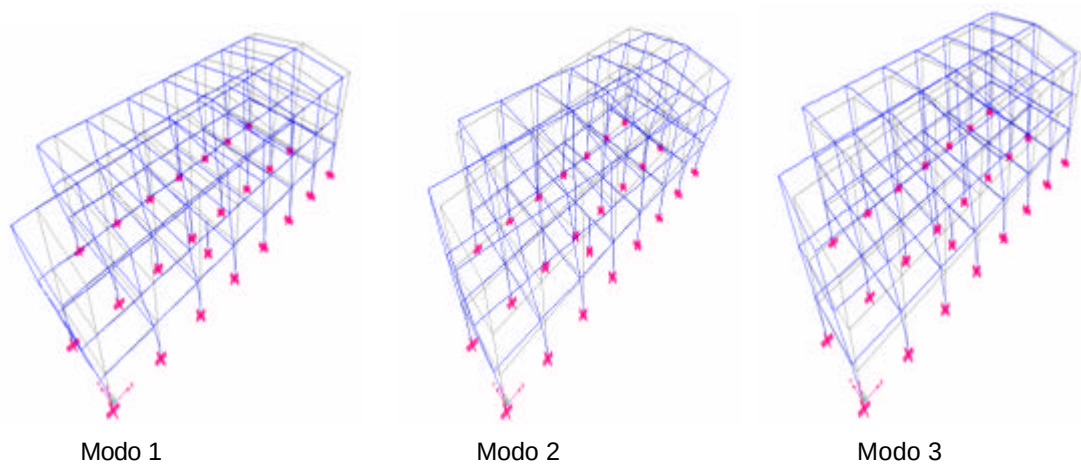


Figura 3.21. Formas modales.

MODO	PERIODO	PARTICIPACION MODAL DE MASA [%]			
		INDIVIDUAL		SUMA ACUMULADA	
		UX	UY	UX	UY
1	1,452	0,797	0,000	79,7	0,0
2	0,931	0,000	0,082	79,7	8,2
3	0,882	0,000	0,712	79,7	79,5
4	0,450	0,122	0,000	91,9	79,5
5	0,398	0,000	0,076	92,0	87,1
6	0,386	0,000	0,001	92,0	87,2
7	0,369	0,000	0,021	92,0	89,3
8	0,359	0,001	0,001	92,1	89,4
9	0,322	0,000	0,000	92,1	89,4
10	0,298	0,058	0,000	97,9	89,4
11	0,275	0,004	0,004	98,3	89,8
12	0,263	0,013	0,010	99,6	90,8
13	0,256	0,002	0,076	99,8	98,4
14	0,241	0,001	0,016	100,0	100,0

Tabla 3.11. Relaciones de masa modal participante

3.3.1.2. Verificación de Reacciones en la base.

Con el fin de chequear los resultados obtenidos con el método dinámico espectral se calcula el cortante basal a partir del método de la fuerza horizontal equivalente. Se compara el cortante basal de método dinámico con el 100% del cortante basal de la fuerza horizontal equivalente debido a que el edificio presenta irregularidad en planta, el periodo utilizado por la FHE se puede calcular según la ecuación (3.1) para concreto, como lo especifica el código, pero dado el caso, de nuestro edificio esa comparación sería inadecuada pues la formula es muy conservadora y arroja resultados nada convencionales para esta estructura existente, la FEMA 273-356 plantean tres

procedimientos uno de esos es el modal, por lo que escogeremos el periodo fundamental y compararemos estos resultados.

$$T = 0.08hn^{3/4}$$

$$T = \text{Periodo en seg} \quad (3.1)$$

hn = Altura en metros, medida desde la base al piso mas alto del edificio

Verificación del cortante basal				
	Periodo		Cortante X	Cortante Y
Método de análisis	Tx	Ty		
FHE	1,45	1,45	2031,82	2031,82
Dinámico				
Espectral	1,45	0,93	1868,97	2763,16
VFHE/VMDE			1,087	0,735

Tabla 3.12. Verificación del cortante basal

3.3.1.3. Derivas Sísmicas máximas.

La deriva que presenta las correspondientes edificaciones se analizarán según su combinación. Como el modelo incluye secciones fisuradas y de acuerdo a la N.S.R 98 la derivas serán multiplicadas por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites que estipula la norma que para estructuras de concreto la máxima deriva evaluada sea de 1.0%.

- Deriva Sentido X

Deriva máxima para el 100% Sismo X + 30% Sismo Y

Deriva Existente = Raíz cuadrada de cuadrados de la deriva en cada dirección.

(A.6.4.2.1 N.S.R-98)

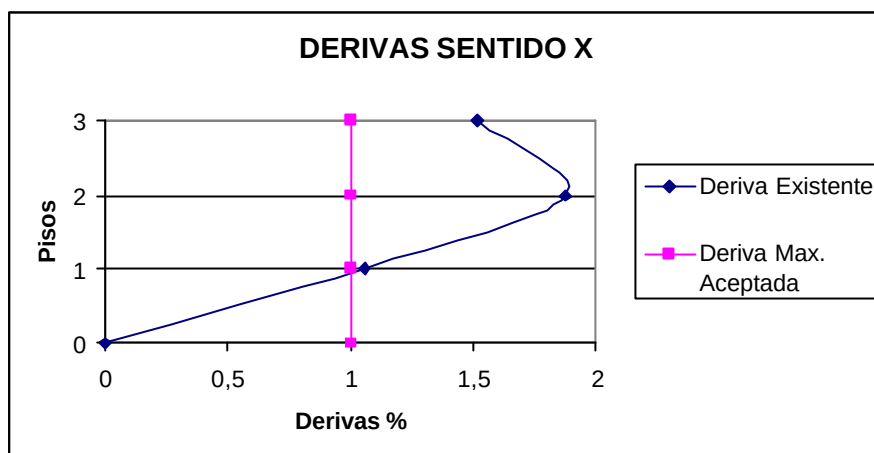


Figura 3.22. Deriva sentido X

- Deriva Sentido Y

Deriva máxima para el 100% Sismo Y + 30% Sismo X

Deriva Existente = Raíz cuadrada de cuadrados de la deriva en cada dirección.

(A.6.4.2.1 N.S.R-98)

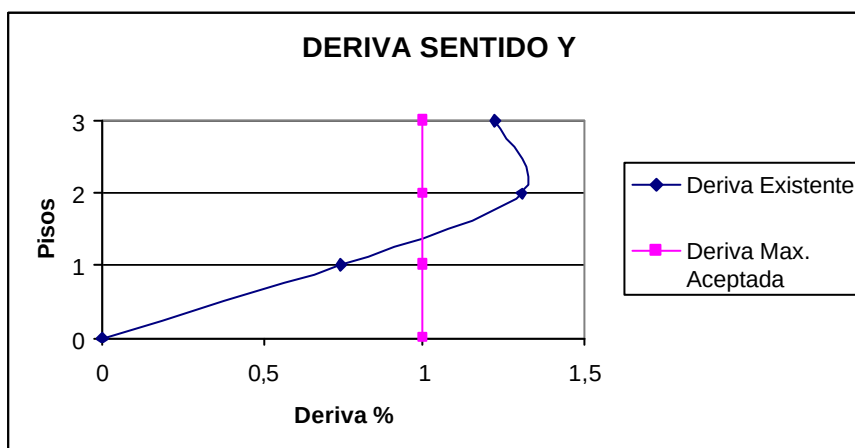
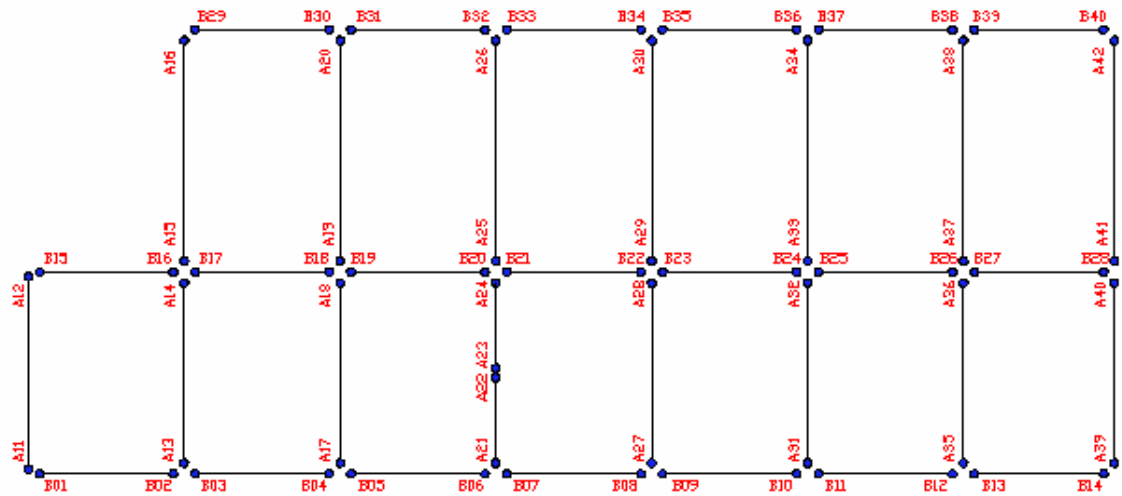


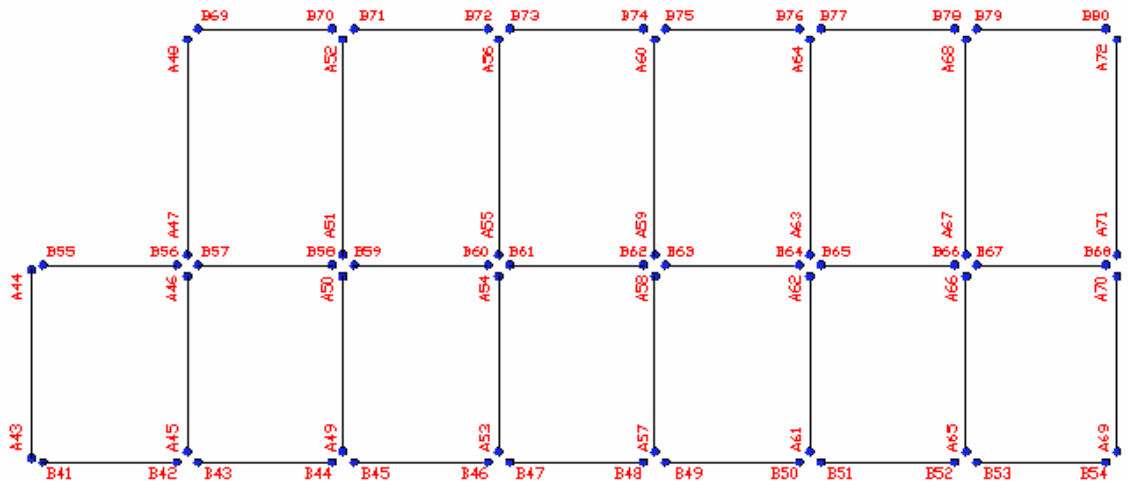
Figura 3.23. Deriva sentido Y

3.3.1.4. Esquema de posibles rotulas.

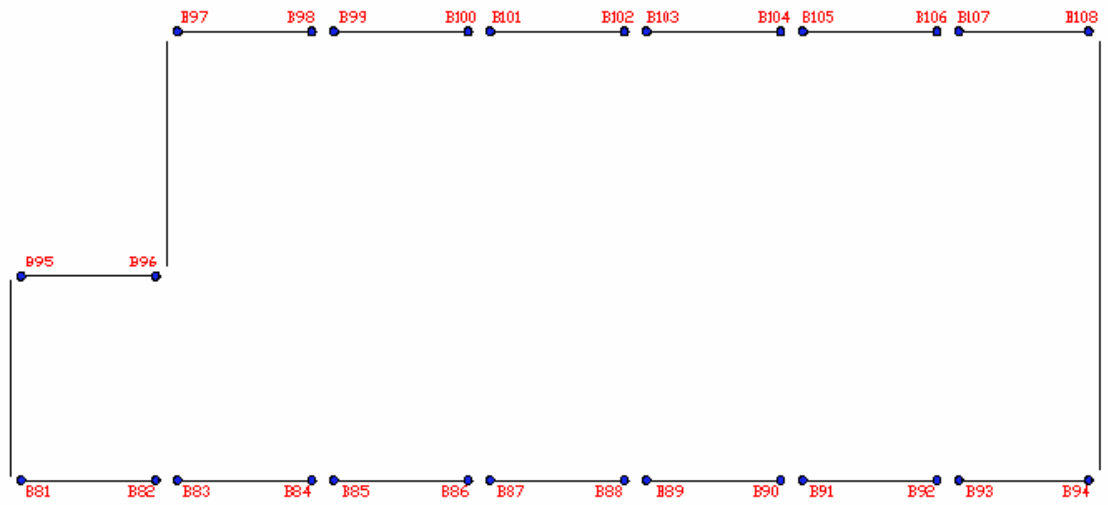
A continuación en la *Figura 3.24*. se representa un esquema en planta de la ubicación de posibles rotulas en vigas para los tres pisos, en estas figuras se muestra el nombre respectivo y la planta a la que corresponde. En la *Figura 3.25*. encontramos las posibles rotulas en las columnas para los cuatro ejes en sentido longitudinal, junto con la nomenclatura para cada una de ellas, en el edificio 1 encontramos 70 columnas enumeradas como se muestran en la figura.



(a)

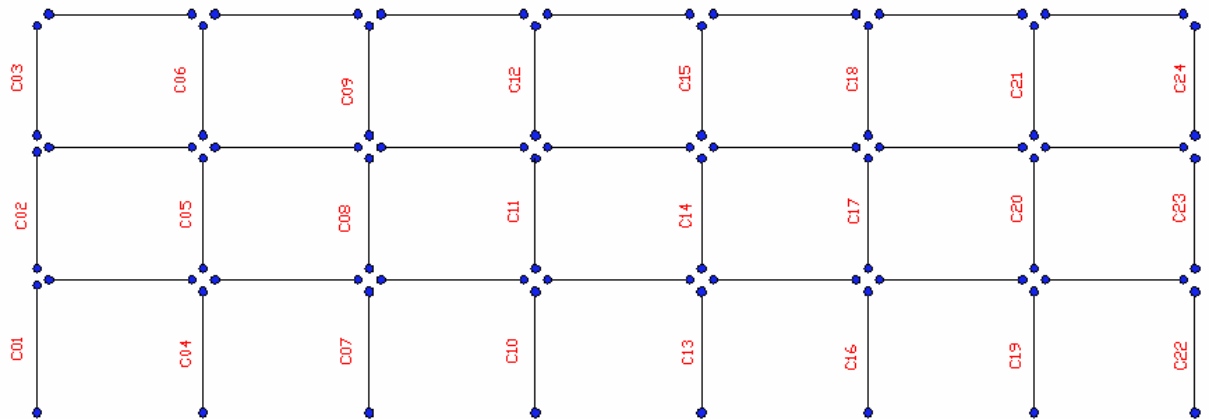


(b)

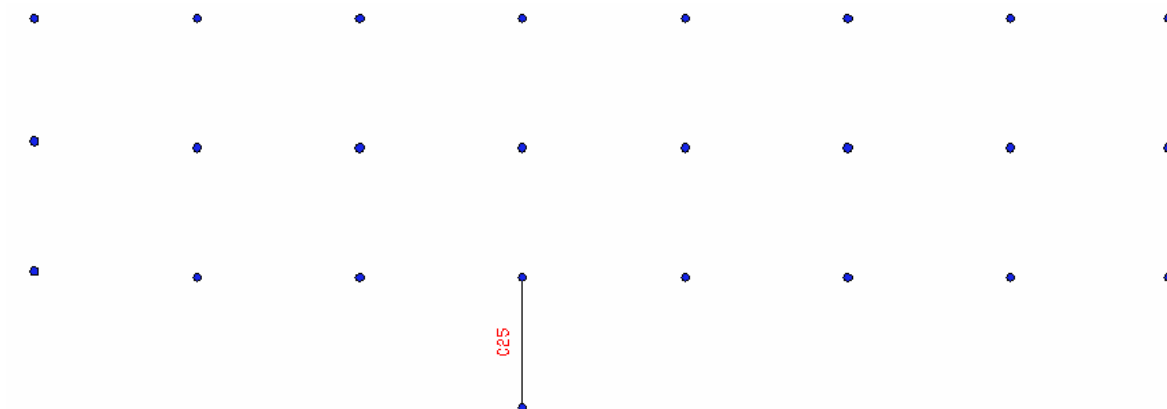


(c)

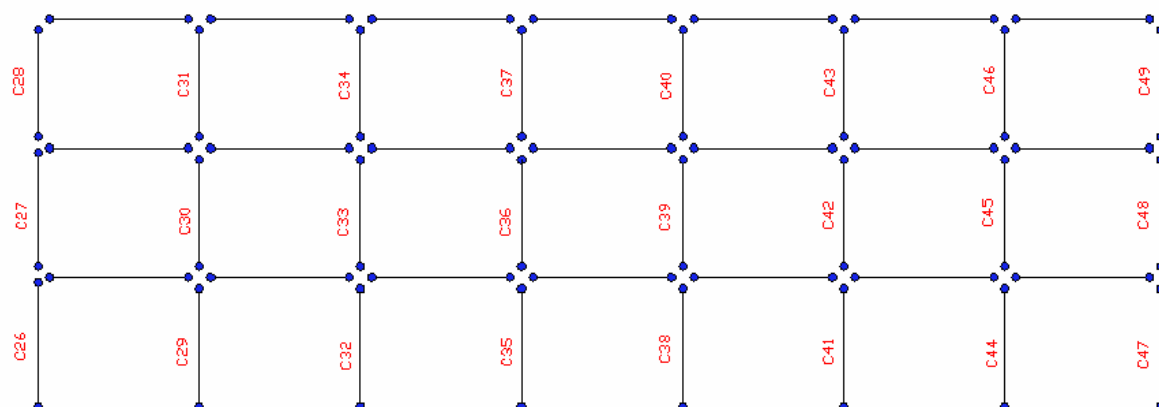
Figura 3.24. (a) Posibles rotulas en la placa del segundo piso, (b) Posibles rotulas en la placa del tercer piso, (c) Posibles rotulas en la cubierta del tercer piso.



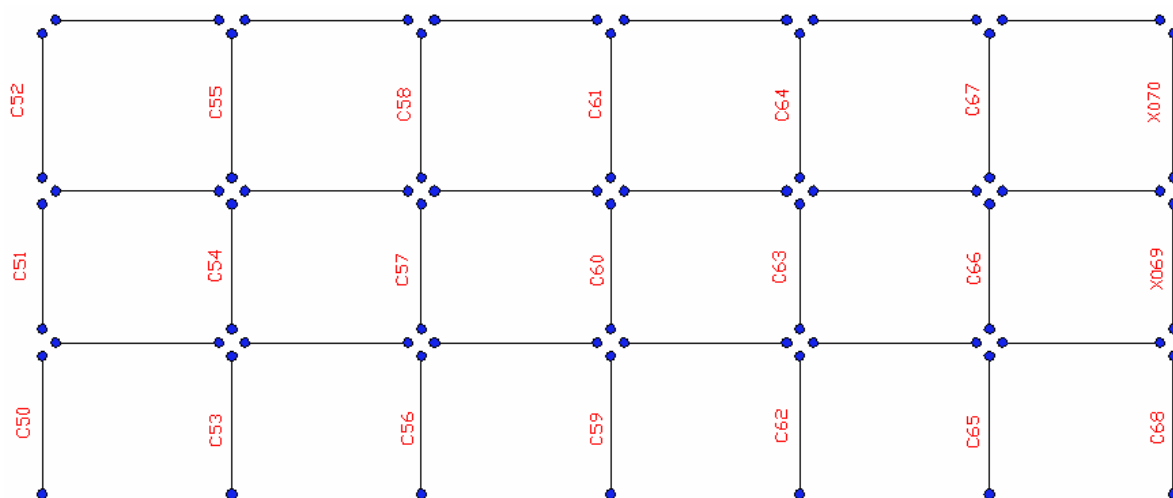
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.25. (a) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A, (b) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A', (c) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje B, (d) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje C.

3.3.1.5. Chequeo a carga vertical.

Para la carga vertical actuante se calcula el factor de seguridad existente (FEMA 356)

$$\text{Factor_momento} = \frac{M_y}{1.10 * M_g} \quad ; \quad \text{Factor_cortante} = \frac{V_n}{1.10 V_g}$$

Donde:

M_g = Momento producido por la carga vertical.

V_g = Cortante producido por la carga vertical.

M_y = Momento último resistente del elemento. Para el caso del estudio, se utiliza la capacidad de fluencia.

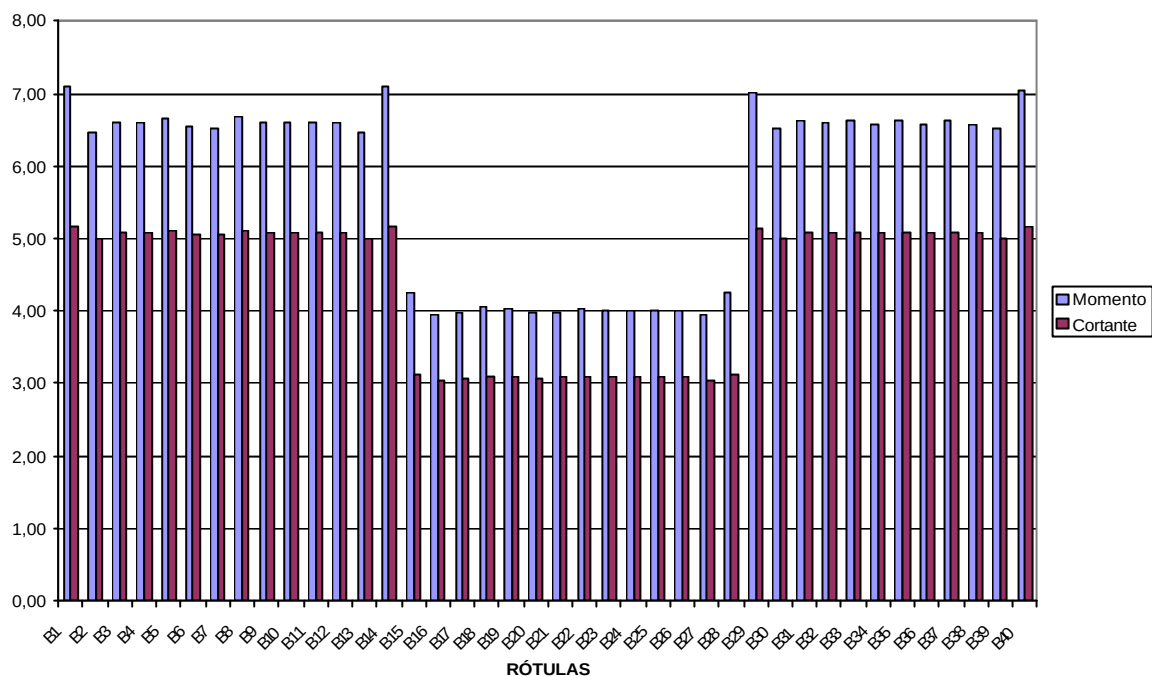
V_n = Cortante último resistente del elemento.

En las siguientes graficas, se muestra el factor de seguridad a carga vertical, para cortante y momento, para cada una de las posibles rotulas de las vigas.

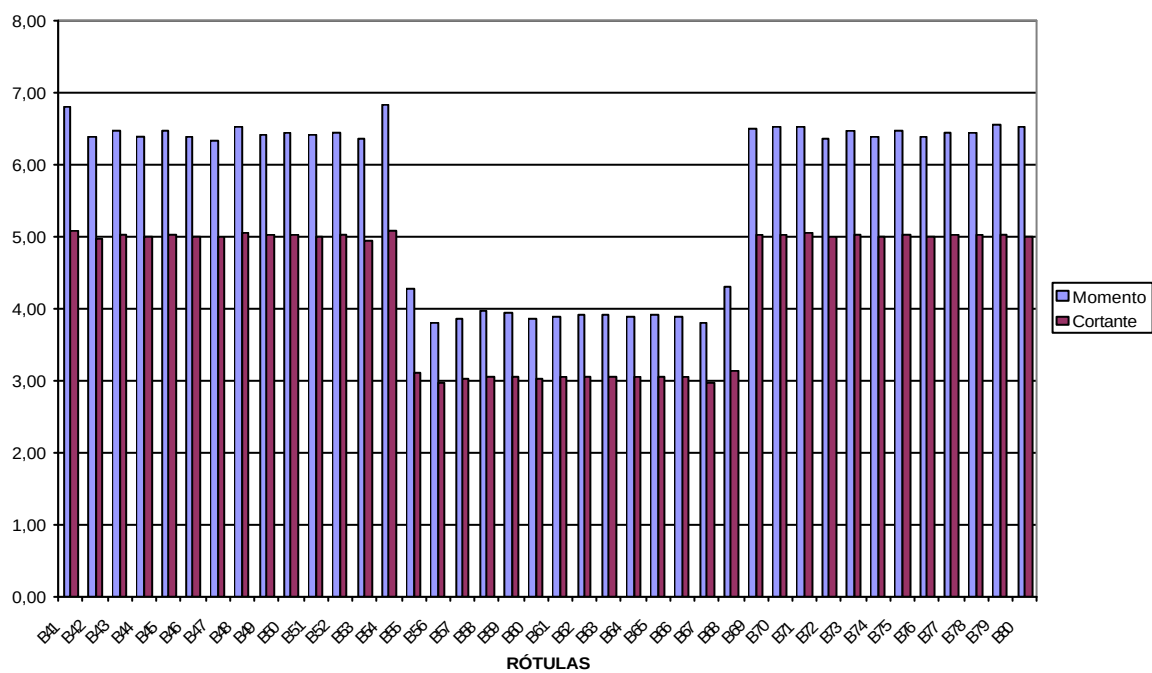
Figura 3.26. Factores de seguridad a flexión y cortante para vigas de concreto

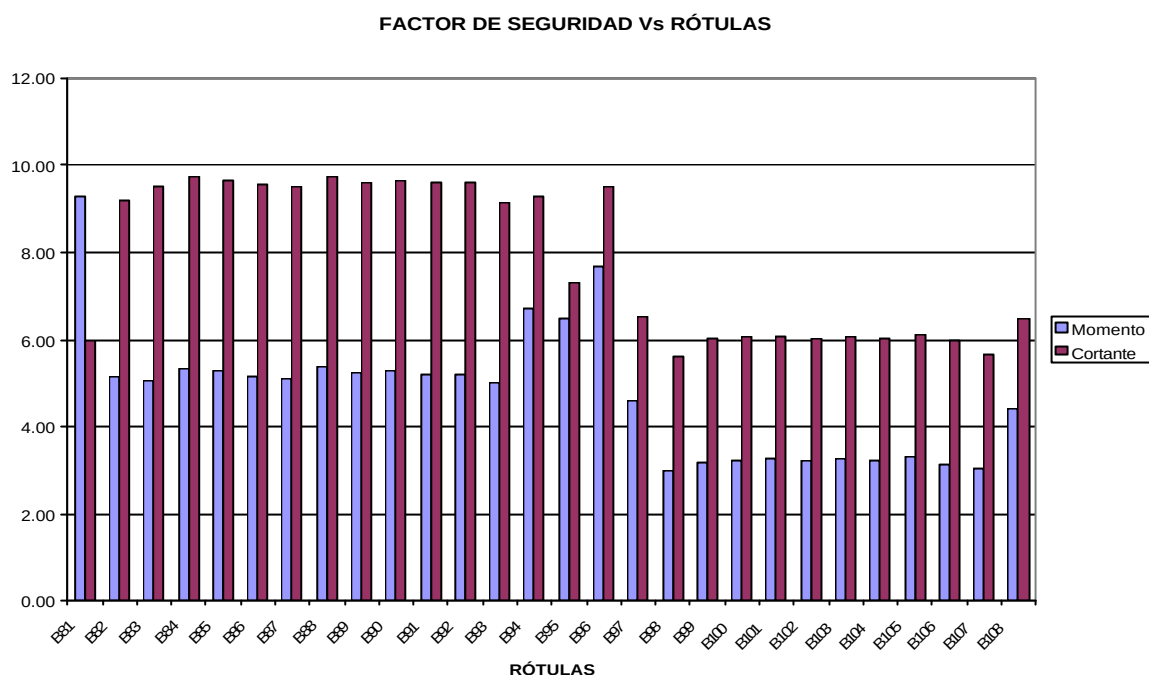


FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS



FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS





El Factor de seguridad a flexión y cortante para las columnas se calcula de forma similar a las vigas, en las columnas se examina la globalidad de la columna, tomando como representativa la sección transversal crítica de esta. A continuación se explican los parámetros de cálculo:

M_g = Momento producido por la carga vertical.

V_g = Cortante producido por la carga vertical.

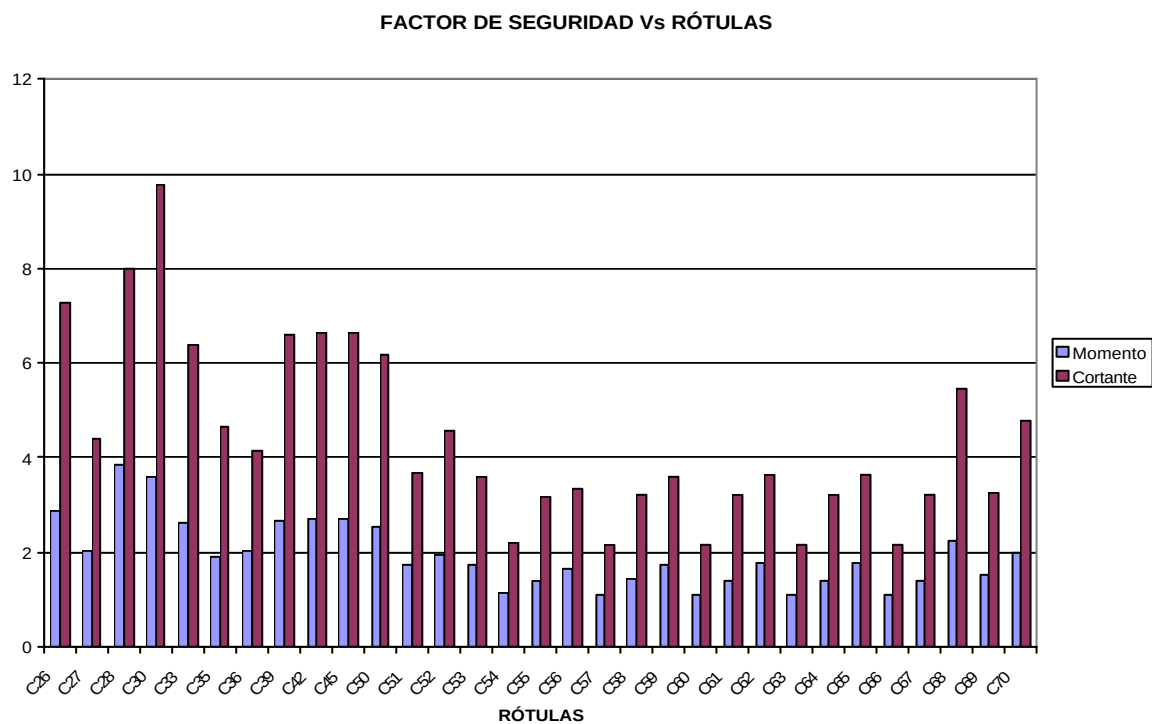
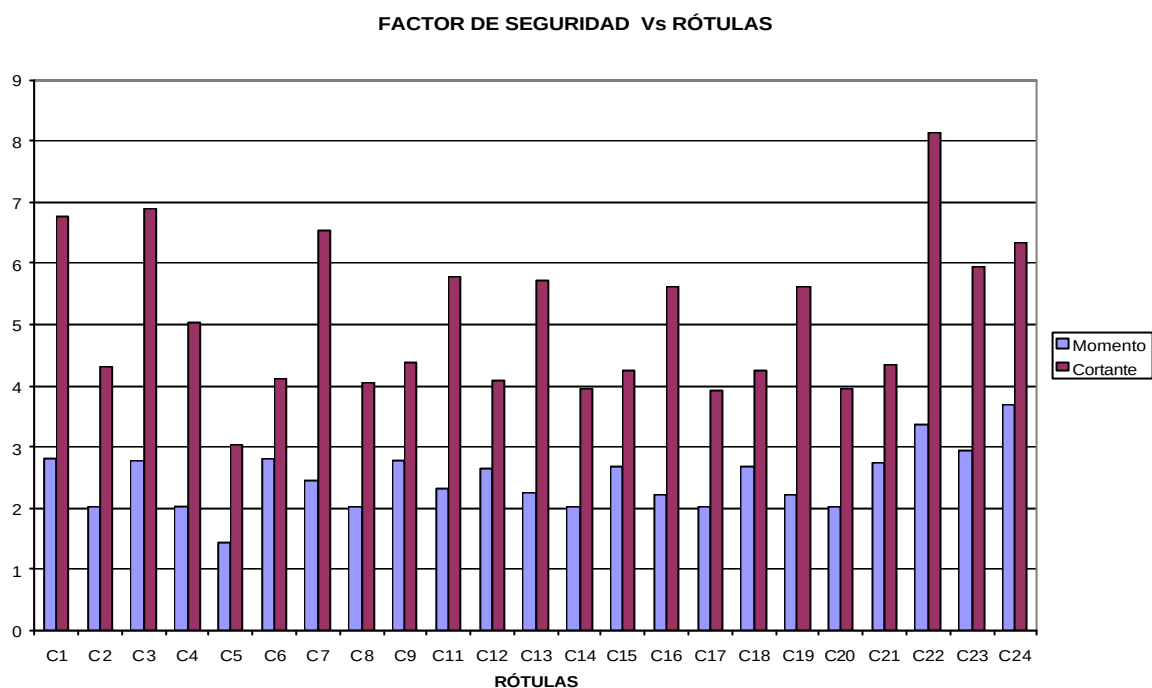
P = Carga Axial producida por la combinación con la cual se calcula el factor de seguridad.

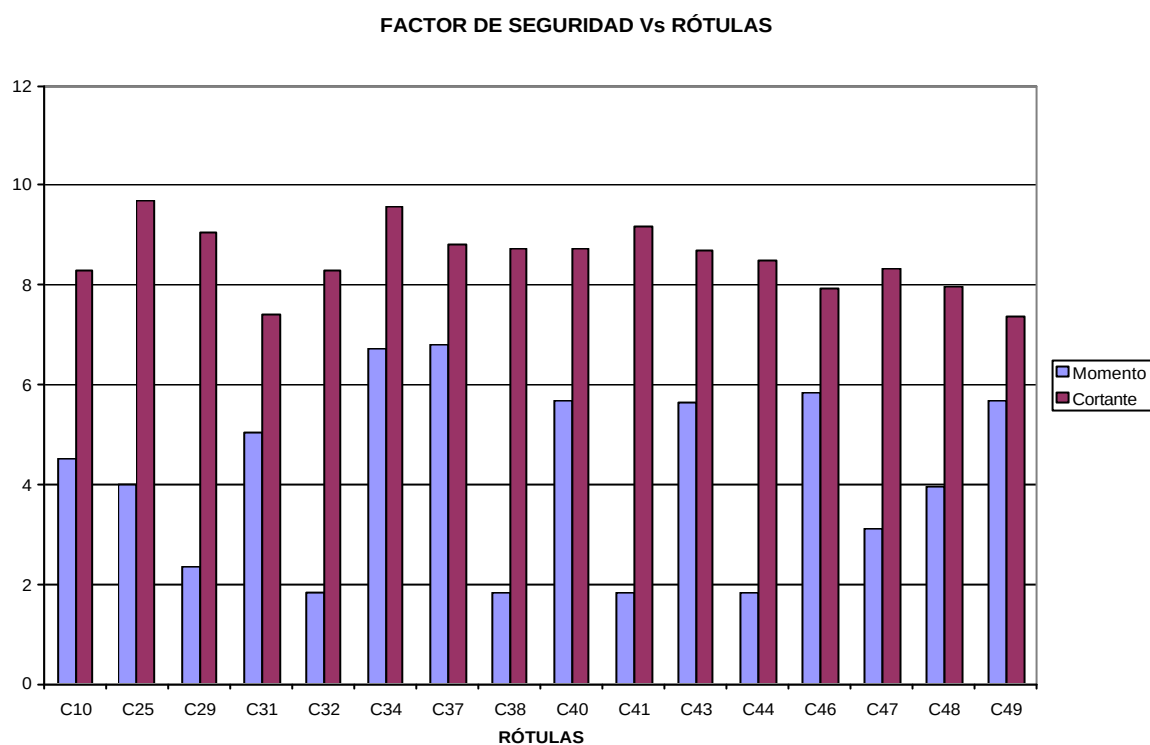
M_y = Momento último resistente del elemento. Para el caso, se utiliza el momento máximo que puede resistir la sección bajo la carga axial P .

V_n = Cortante último resistente del elemento.

En las siguientes graficas, se muestra el factor de seguridad a carga vertical, para momento y cortante, para cada una de las columnas.

Figura 3.27. Factor de seguridad a flexión y cortante para columnas de concreto



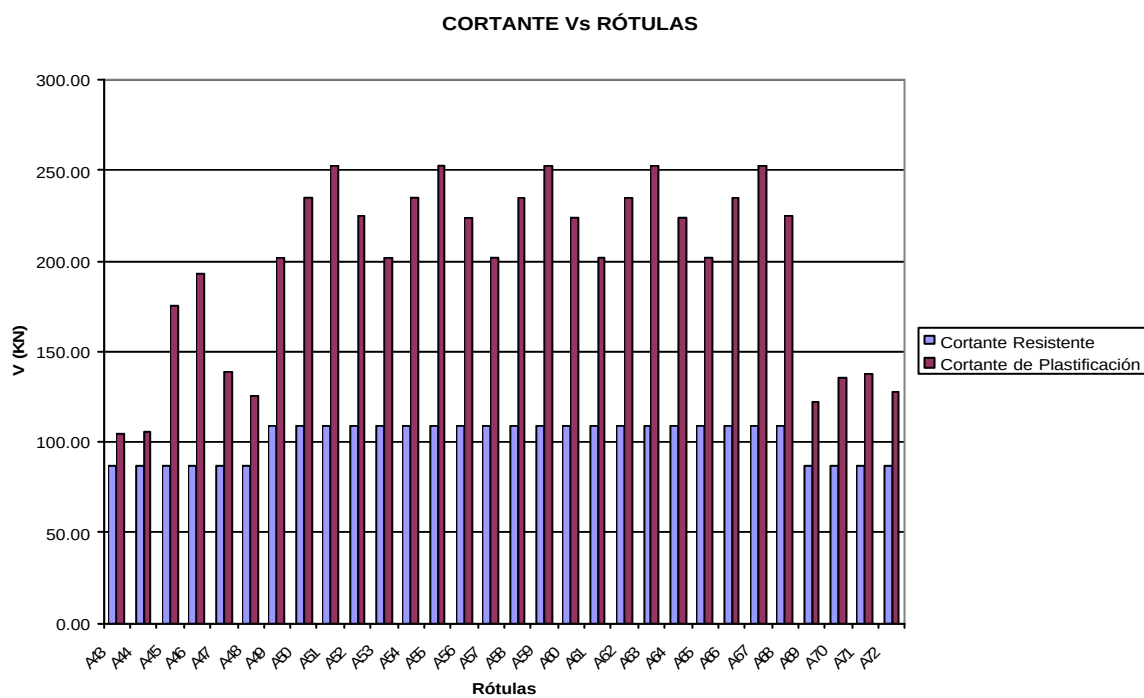
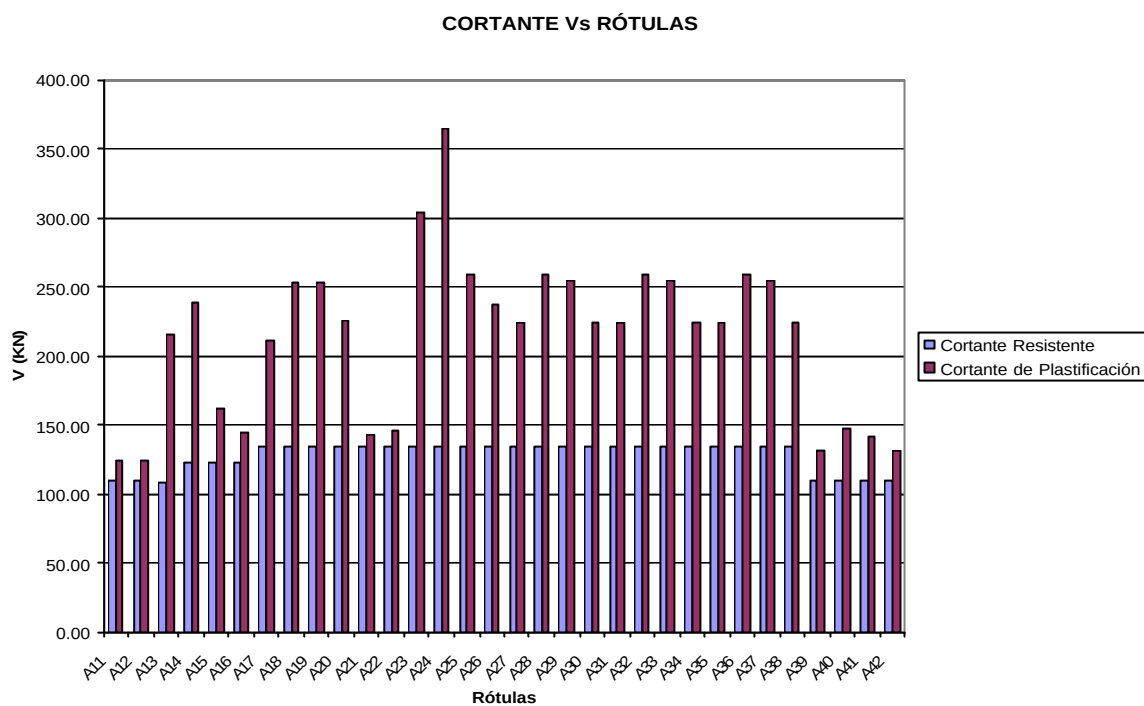


3.3.1.6. Cortante de plastificación.

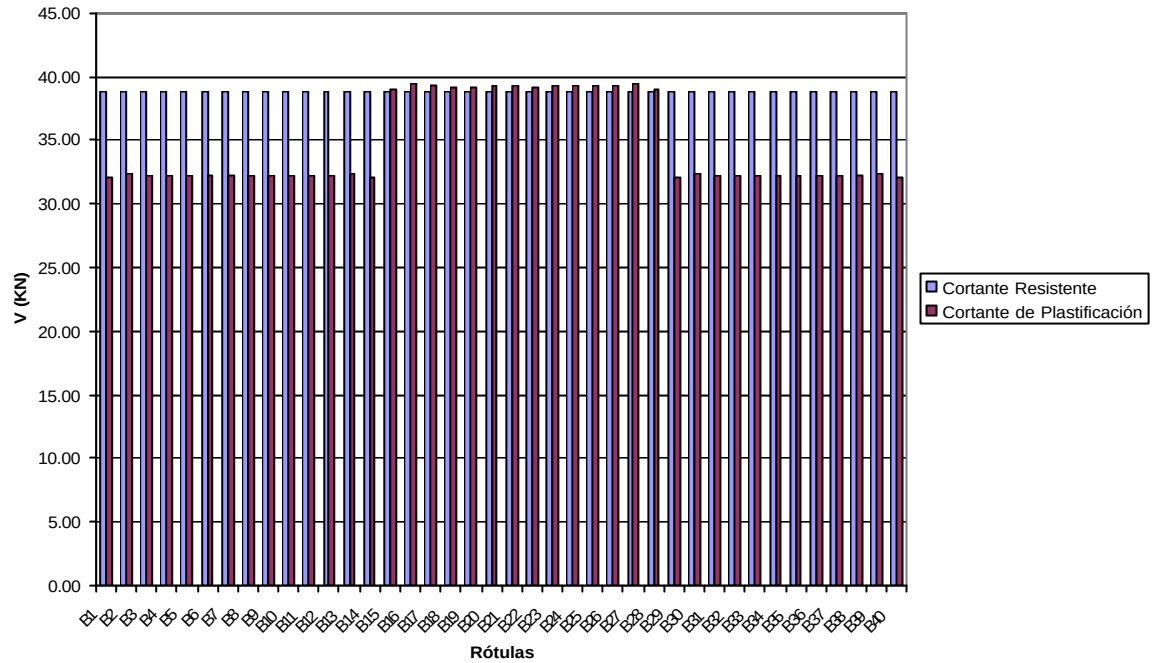
Comparar el cortante de plastificación contra el cortante resistente. Los valores de cortante de plastificación que sobrepasan la capacidad, no implican reforzamiento porque el cortante de plastificación no se presenta si la sección no entra en el rango inelástico.

En las siguientes figuras se puede observar, el cortante resistente y el cortante de plastificación, para las posibles rotulas de las vigas.

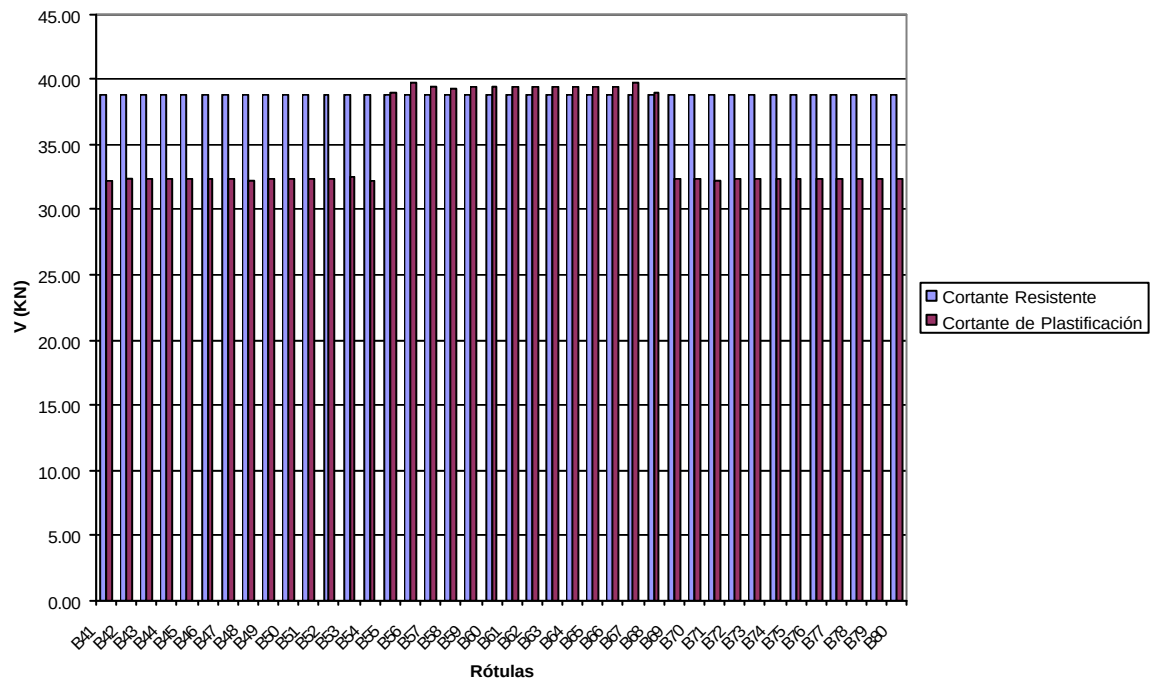
Figura 3.28. Cortante resistente contra cortante plástico para las posibles rotulas en las vigas

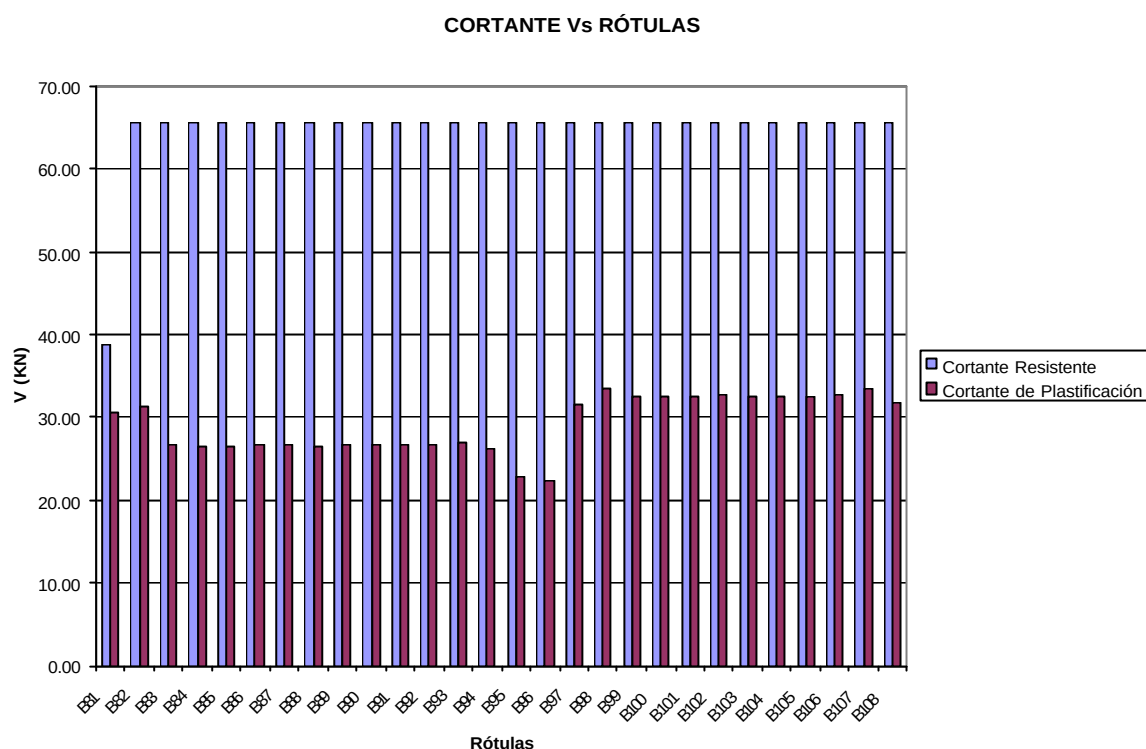


CORTANTE Vs RÓTULAS



CORTANTE Vs RÓTULAS





3.3.1.7. RELACIÓN DEMANDA / CAPACIDAD

3.3.1.7.1. Factor m

Con el fin de chequear la capacidad inelástica de la estructura, se calcula el factor m y el factor R demandado por el sismo sobre la estructura. Factor m (FEMA 356) y se calcula para cada sección mediante la siguiente ecuación:

$$m_{\text{demanda}} \geq \frac{1.1M_g + M_s}{M_u}$$

Donde:

m = modificador de la demanda sobre el elemento que tiene en cuenta la ductilidad esperada de deformación para el componente.

M_g = Momento producido por la carga vertical.

M_s = Momento producido por la carga sísmica.

M_u = Momento último resistente del elemento. Para el caso del estudio, se utiliza la capacidad de fluencia.

Los valores permitidos del factor m , se definen en función del nivel de comportamiento esperado. Los valores permitidos del factor m para vigas de concreto reforzado, dependen principalmente de la cuantía de refuerzo a compresión, del detallado del refuerzo y del nivel de esfuerzo cortante (ver tabla 6-11 FEMA). Los valores permitidos del factor m para columnas de concreto reforzado depende principalmente de la carga axial, del detallado del refuerzo y del nivel de esfuerzo cortante (tabla 6-12 FEMA).

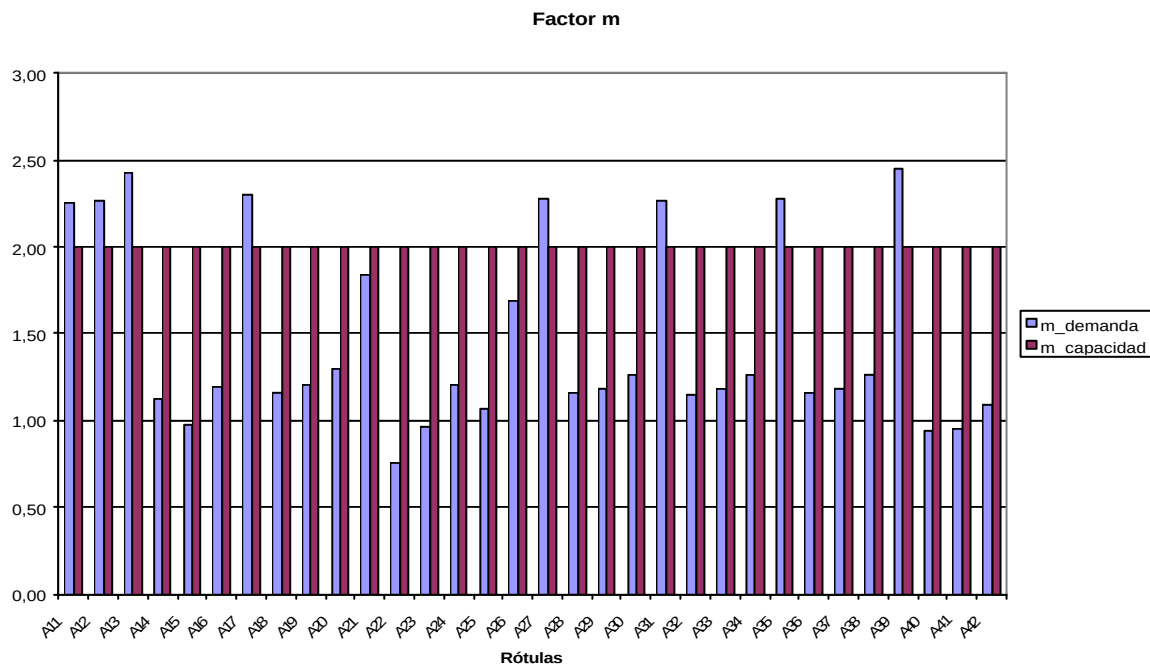
Conditions			m -factors ³				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	3	6	7	6	10
≤ 0.0	C	≥ 6	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≤ 3	2	3	4	3	5
≥ 0.5	C	≥ 6	2	2	3	2	4
≤ 0.0	NC	≤ 3	2	3	4	3	5
≤ 0.0	NC	≥ 6	1.25	2	3	2	4
≥ 0.5	NC	≤ 3	2	3	3	3	4
≥ 0.5	NC	≥ 6	1.25	2	2	2	3
ii. Beams controlled by shear¹							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹							
Stirrup spacing $\leq d/2$			1.25	1.5	1.75	3	4
Stirrup spacing $> d/2$			1.25	1.5	1.75	2	3
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹							
			2	2	3	3	4

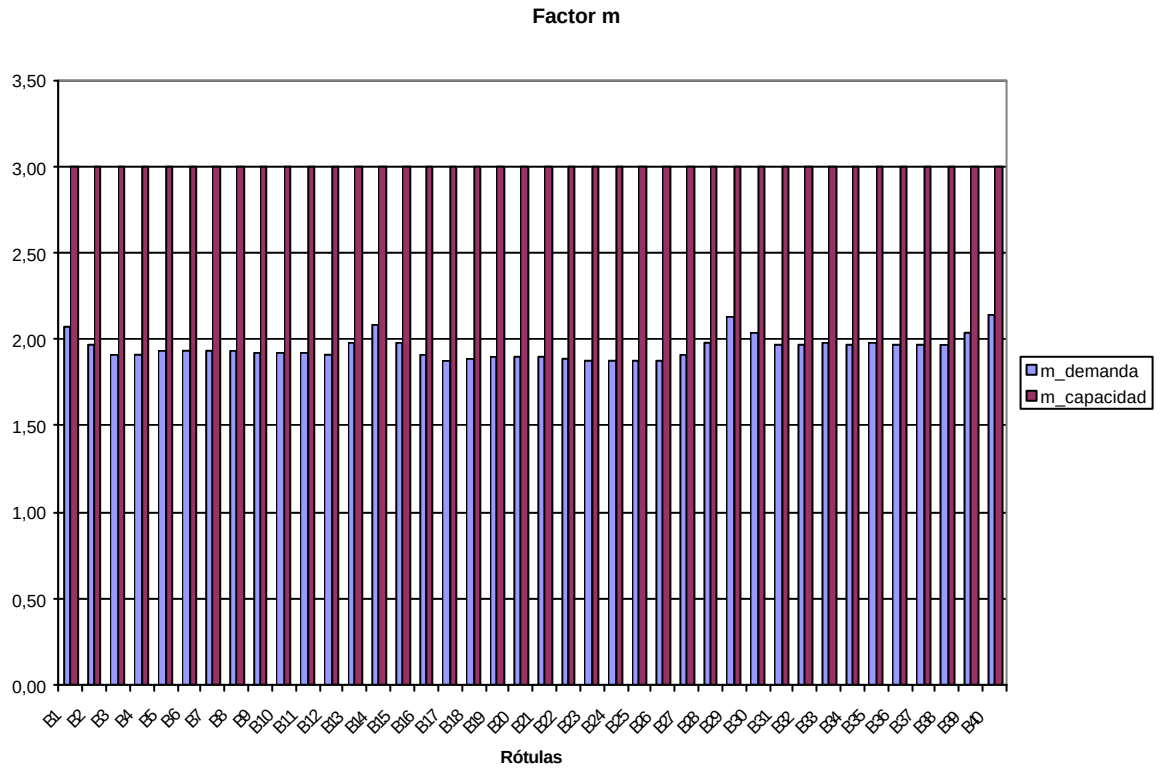
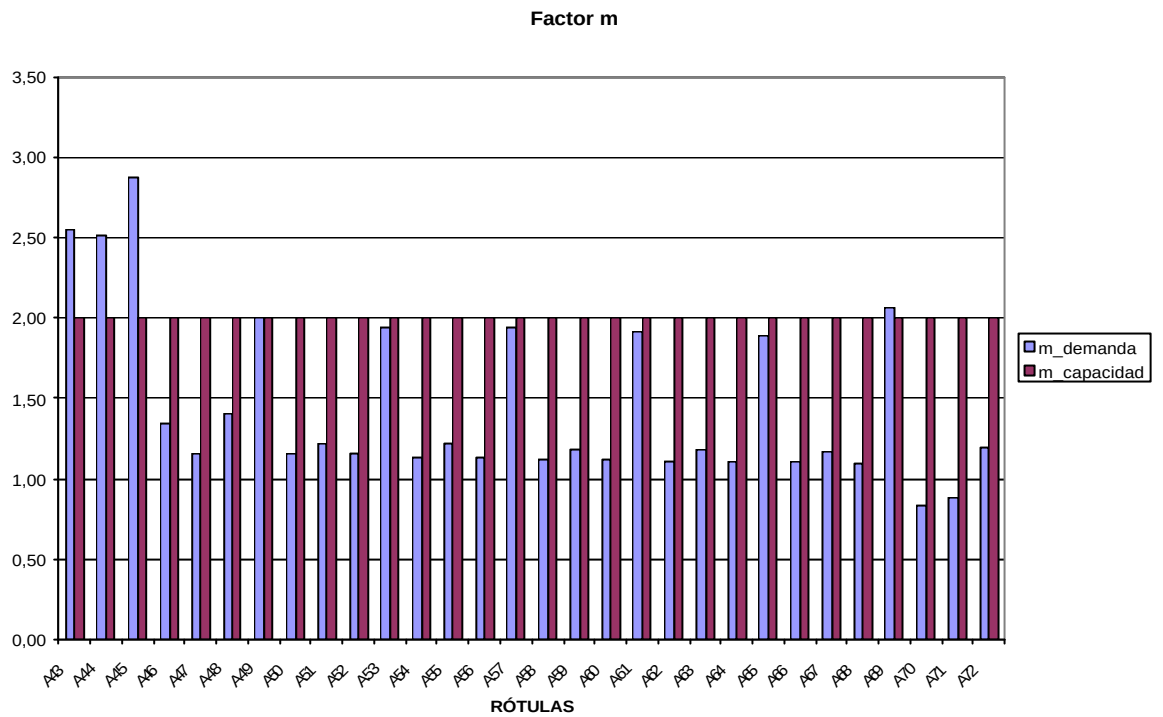
Tabla 3.13. Factor m de capacidad para vigas. Tomado de referencia []

Conditions			<i>m</i> -factors ⁴				
			Performance Level				
			IO	Component Type			
				Primary		Secondary	
				LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4	4	5
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2	3.2	4
≥ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3	3	4
≥ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4	2.4	3.2
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4	1.6	2.4
≥ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2	1.5	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75	1	1.6
ii. Columns controlled by shear^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2, or $\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$			—	—	—	2	3
Other cases			—	—	—	1.5	2
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}							
Hoop spacing ≤ d/2			1.25	1.5	1.75	3	4
Hoop spacing > d/2			—	—	—	2	3
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}							
Conforming hoops over the entire length			1	1	2	2	2
All other cases			—	—	—	1	1

Tabla 3.14. Factor *m* de capacidad para Columnas. Tomado de referencia []

Figura 3.29. Factor de reducción por ductilidad “*m*” demandados y resistentes para vigas de concreto según FEMA 273.





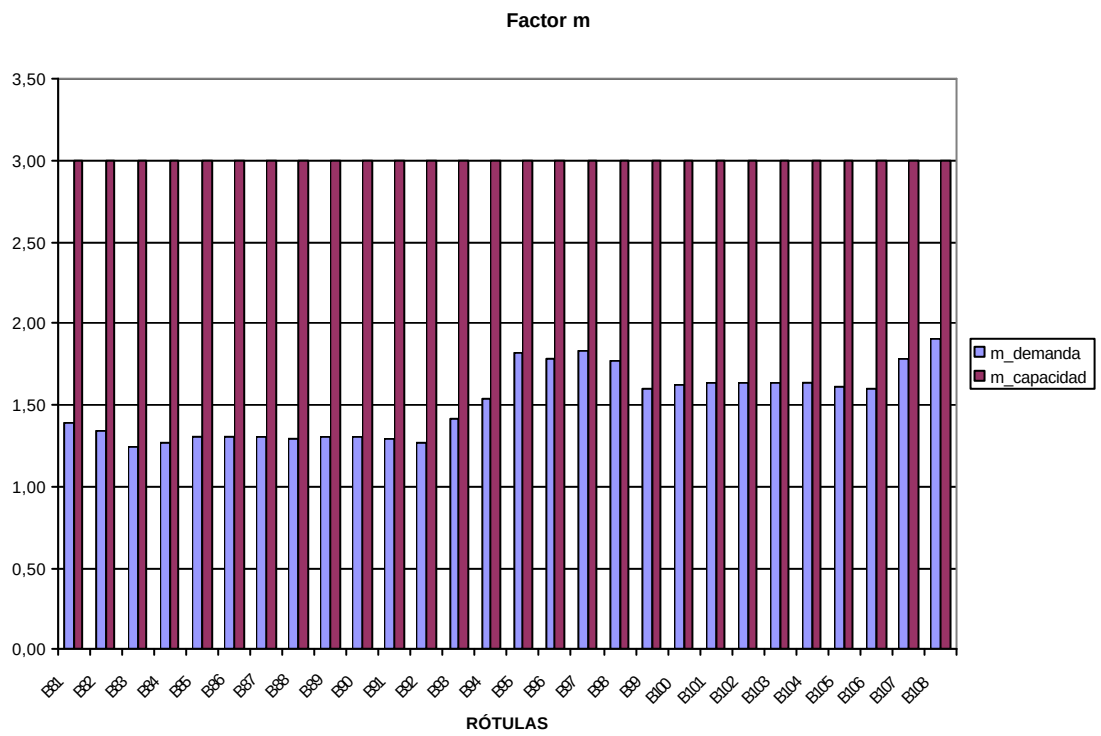
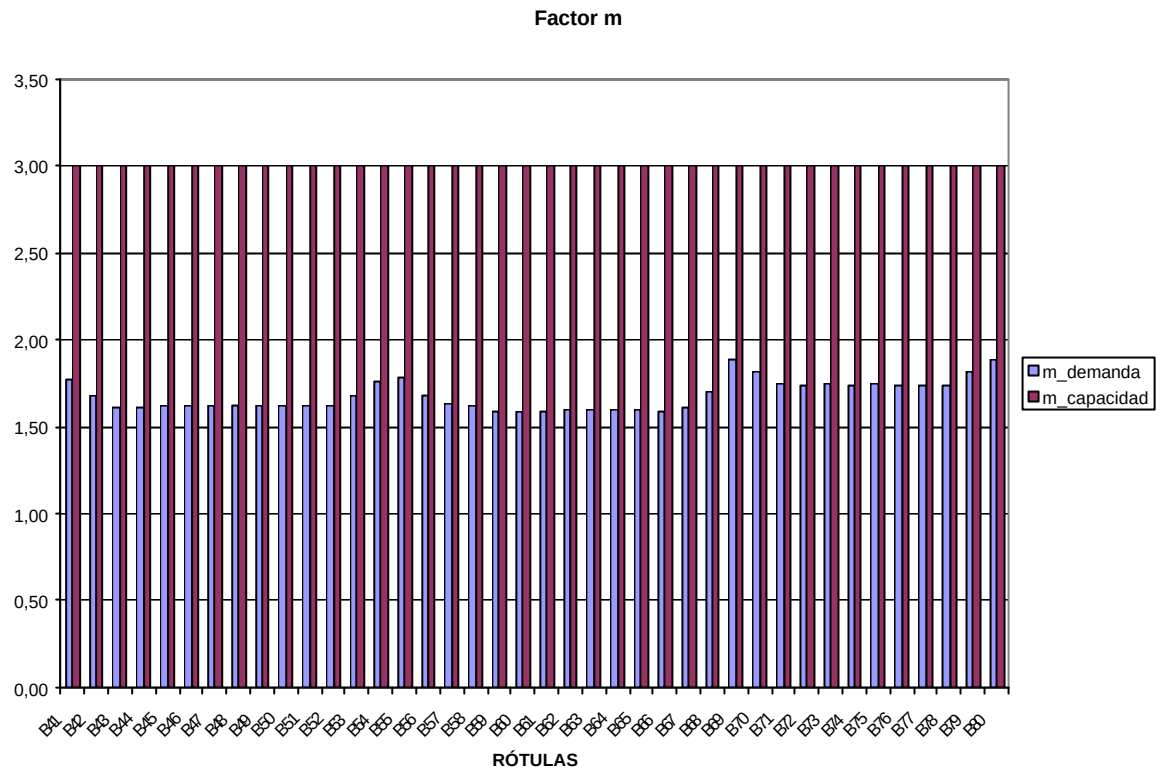
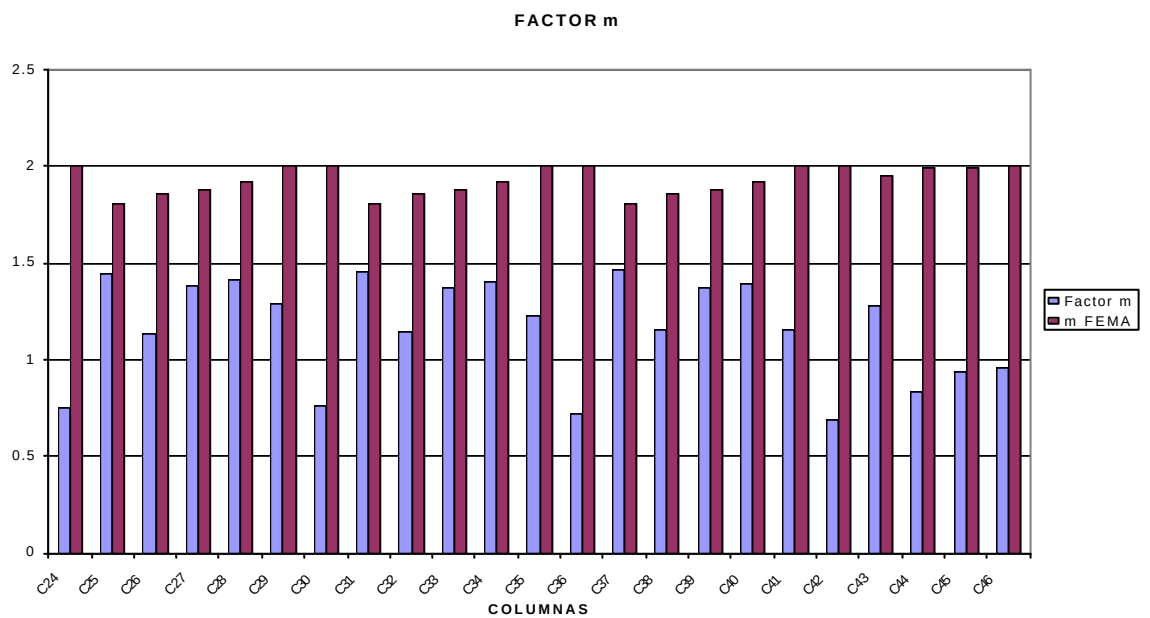
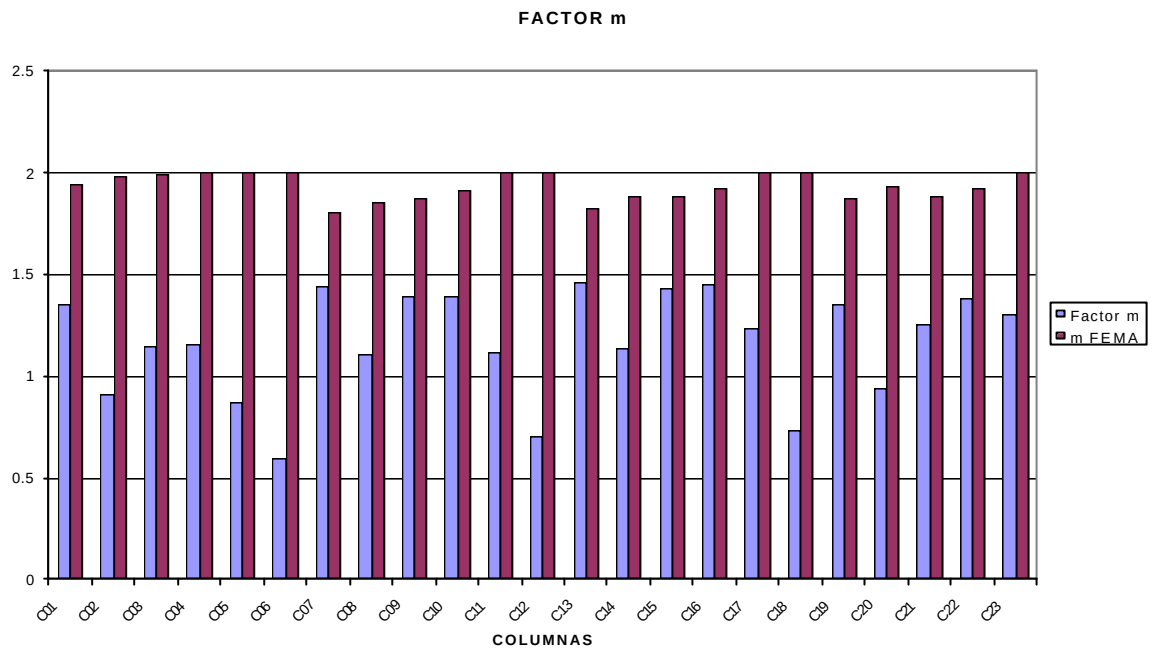
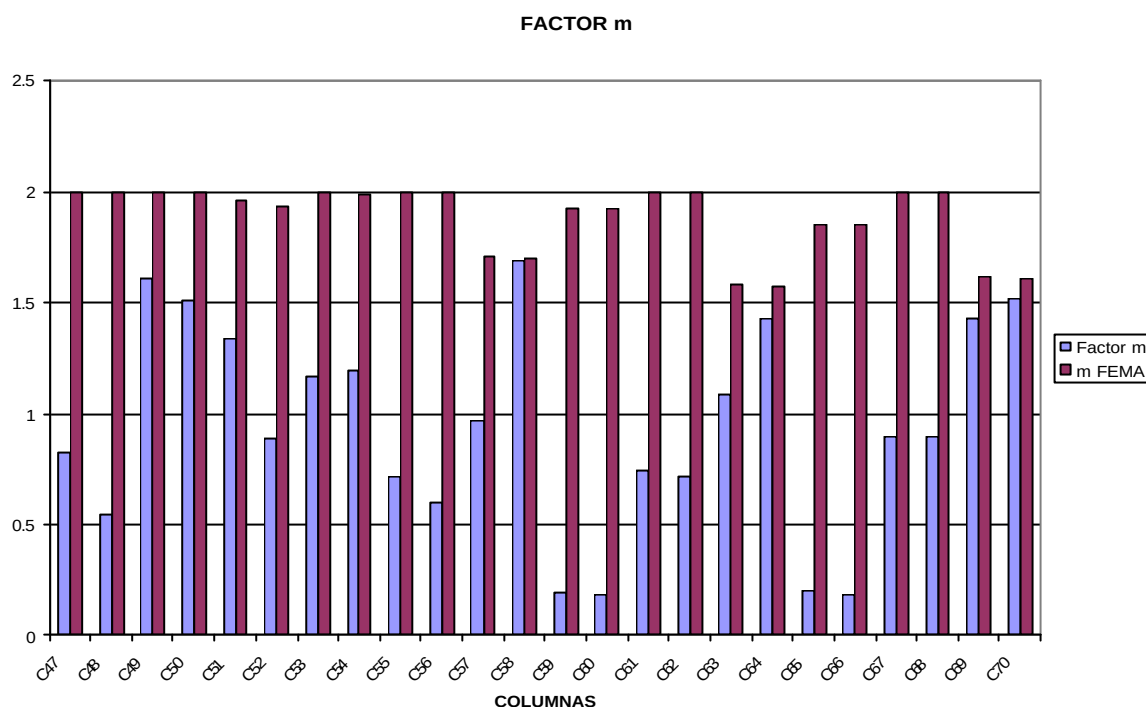


Figura 3.30. Factor de reducción por ductilidad "m" demandados y resistentes para columnas de concreto según FEMA 273





3.3.1.7.2. Factor R

El factor R se define matemáticamente como:

$$R_{demanda} \geq \frac{M_s}{M_y - 1.1M_g}$$

Donde:

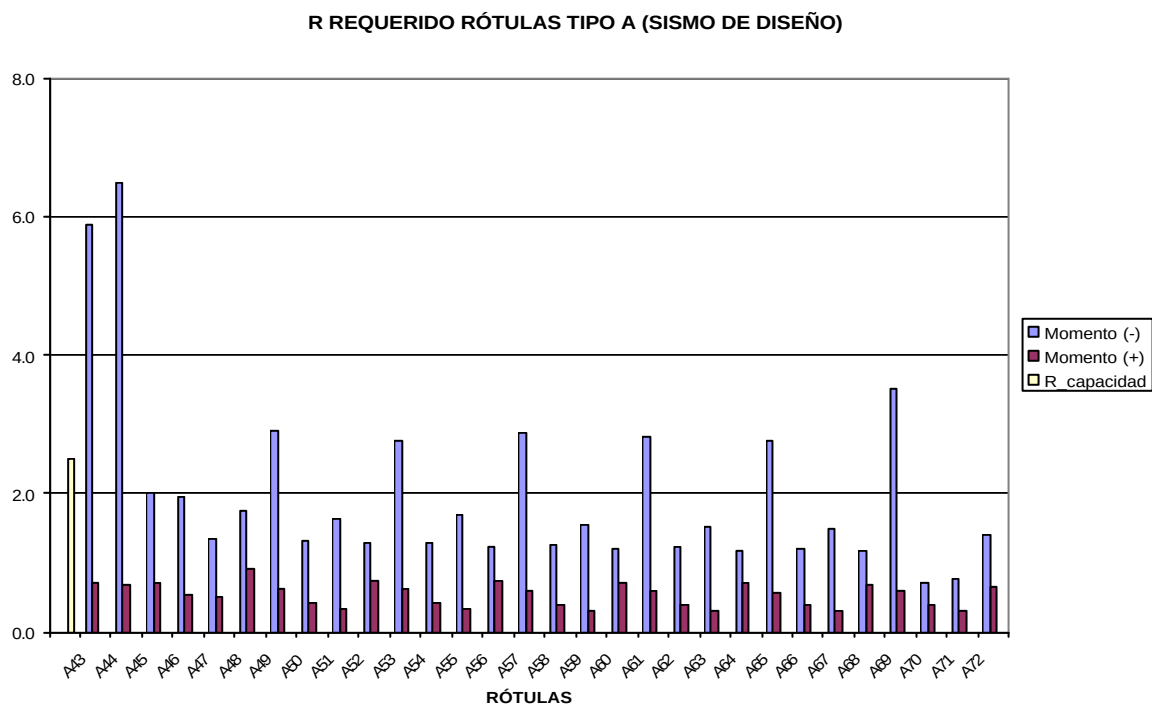
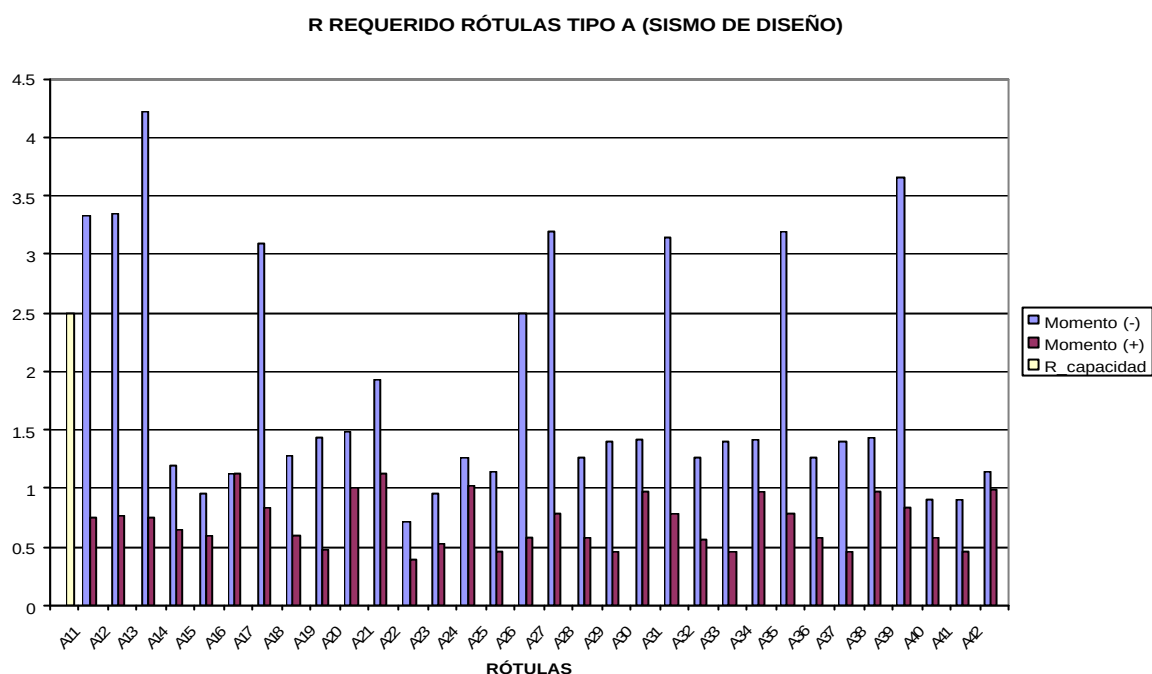
M_g = Momento producido por la carga vertical.

M_s = Momento producido por la carga sísmica.

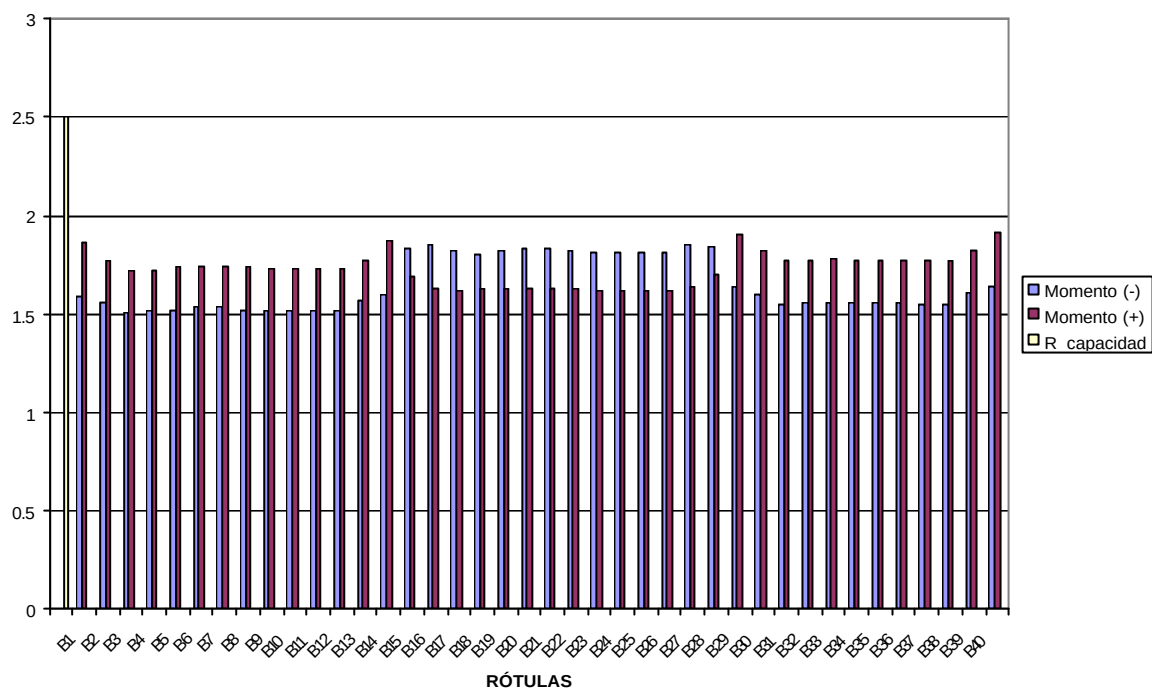
M_y = Capacidad a flexión del componente.

En las siguientes figuras encontramos la comparación entre el Factor R demandado y el factor R resistente de acuerdo con el documento de la NSR 98, podemos afirmar que mientras el Factor R resistente sea menor que el Factor R de capacidad la estructura esta en capacidad de soportar las solicitaciones.

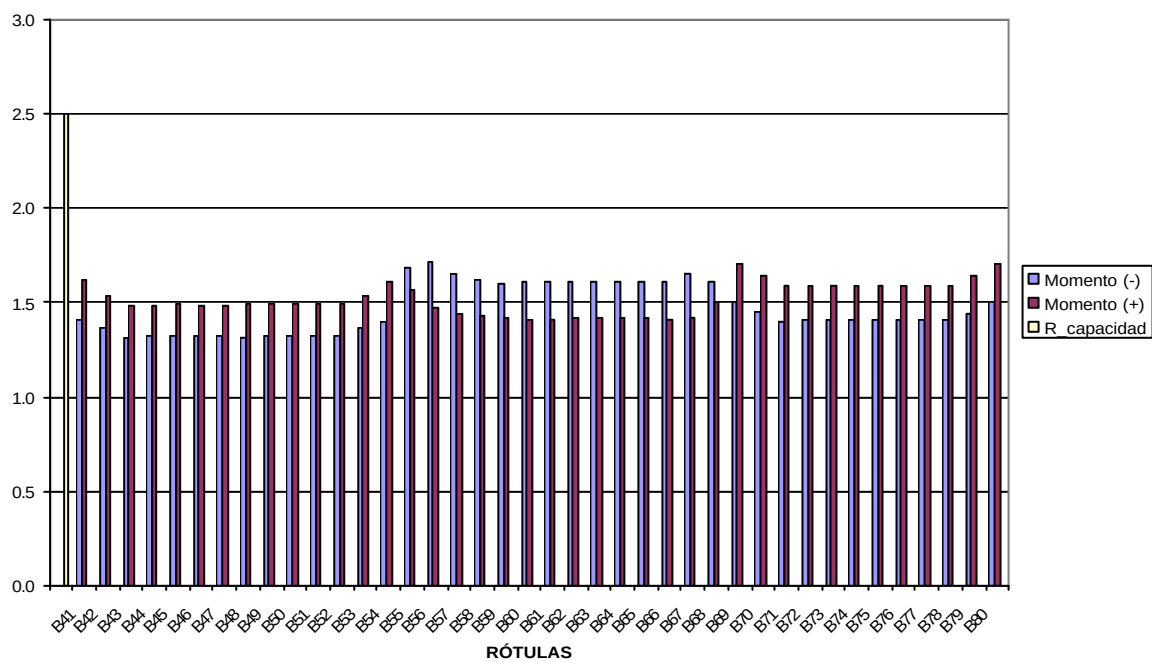
Figura 3.31. Factor R requerido contra Factor R resistente para las posibles rotulas en las vigas

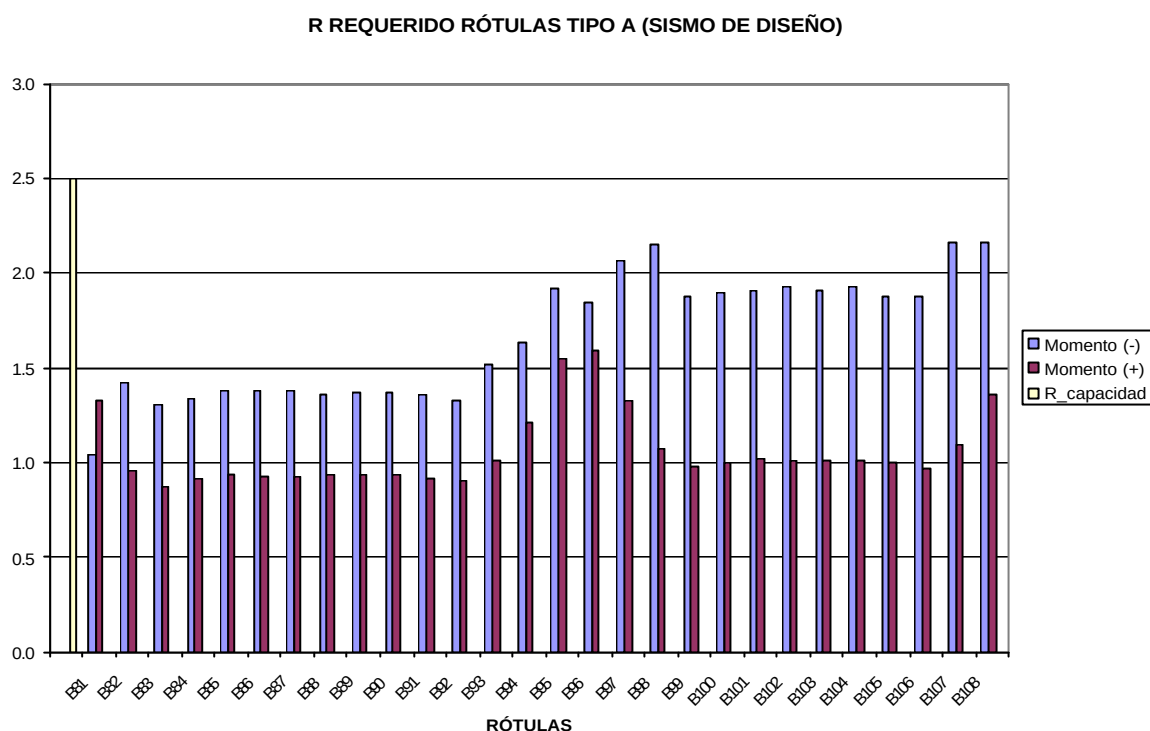


R REQUERIDO RÓTULAS TIPO A (SISMO DE DISEÑO)



R REQUERIDO RÓTULAS TIPO A (SISMO DE DISEÑO)





3.3.1.8. Índice de Sobreesfuerzos de los elementos.

Con los resultados de las demandas obtenidas de las envolventes de los análisis de los modelos y las capacidades actuales calculadas en los elementos, se calculan los índices de sobre-esfuerzo (resistencia) de los elementos y de las estructuras con el fin de determinar los puntos o zonas vulnerables a tener en cuenta en un reforzamiento estructural.

3.3.1.8.1 Índice de sobreesfuerzo a flexión

Se evalúa para cada una de las secciones críticas el índice de sobreesfuerzo de acuerdo con los requisitos de la NSR-98. El índice de sobreesfuerzo a flexión se calcula como:

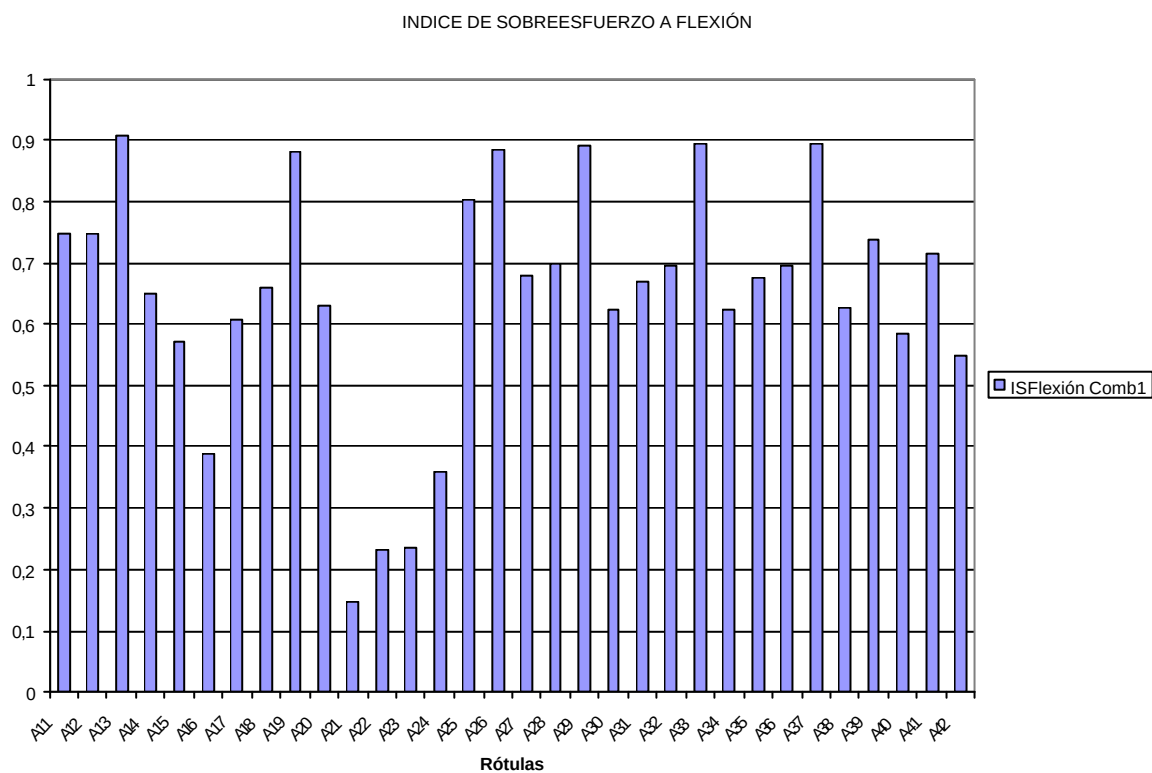
$$IS_{flexión} = \frac{Combinación}{(fMy)}$$

My = Capacidad a flexión del componente.

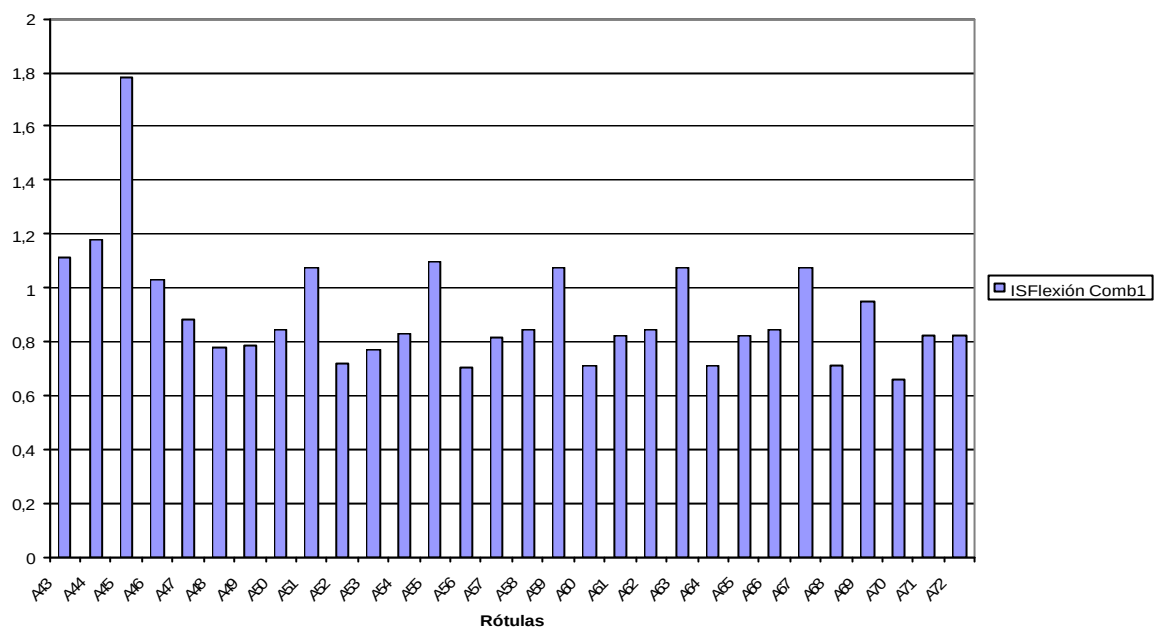
F = Coeficiente de reducción de resistencia y por irregularidad, estado actual y calidad de diseño y construcción.

Combinación = Cada una de las combinaciones de análisis.

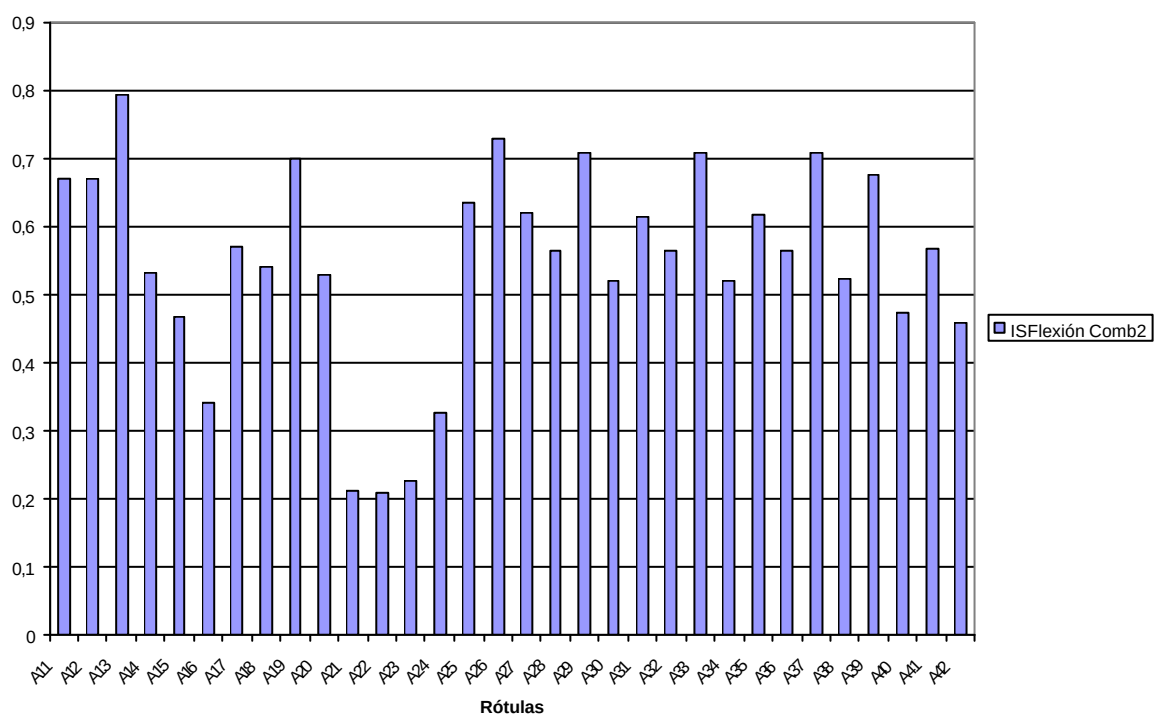
Figura 3.32. Índice de Sobre esfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para las posibles rotulas en las vigas



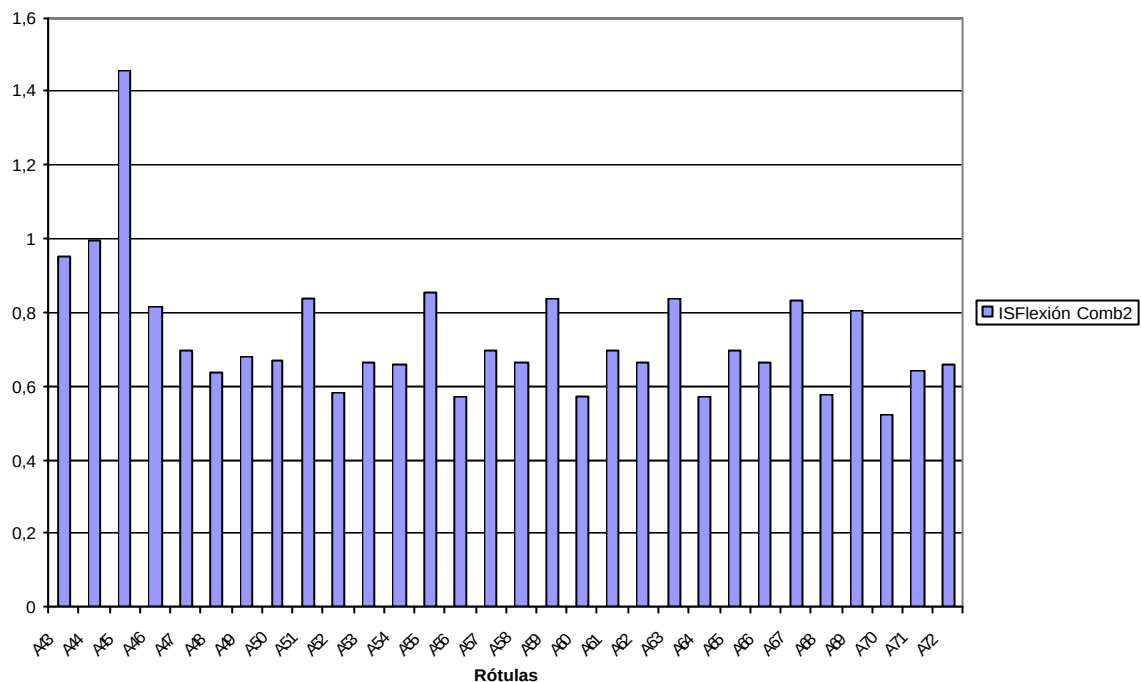
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



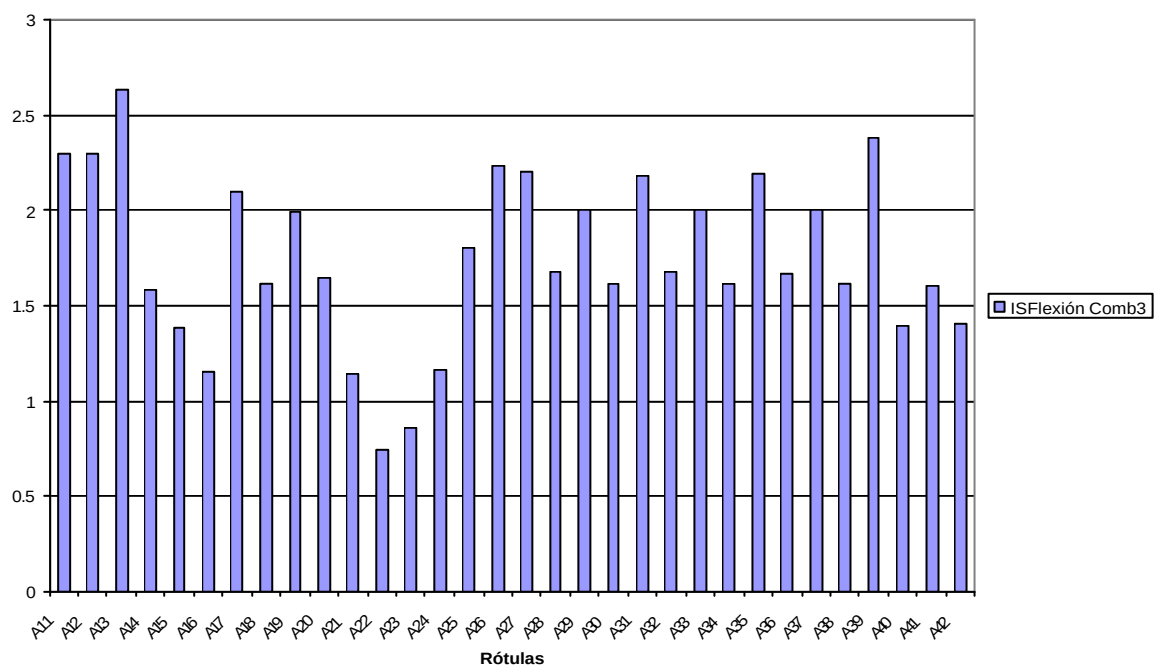
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



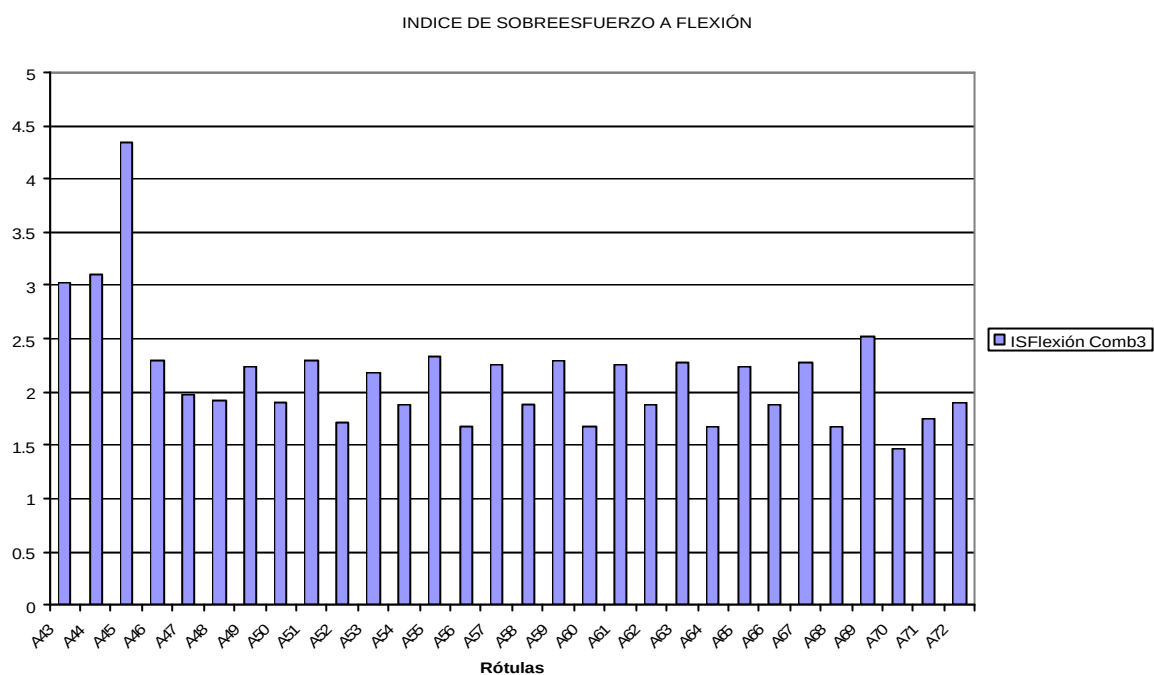
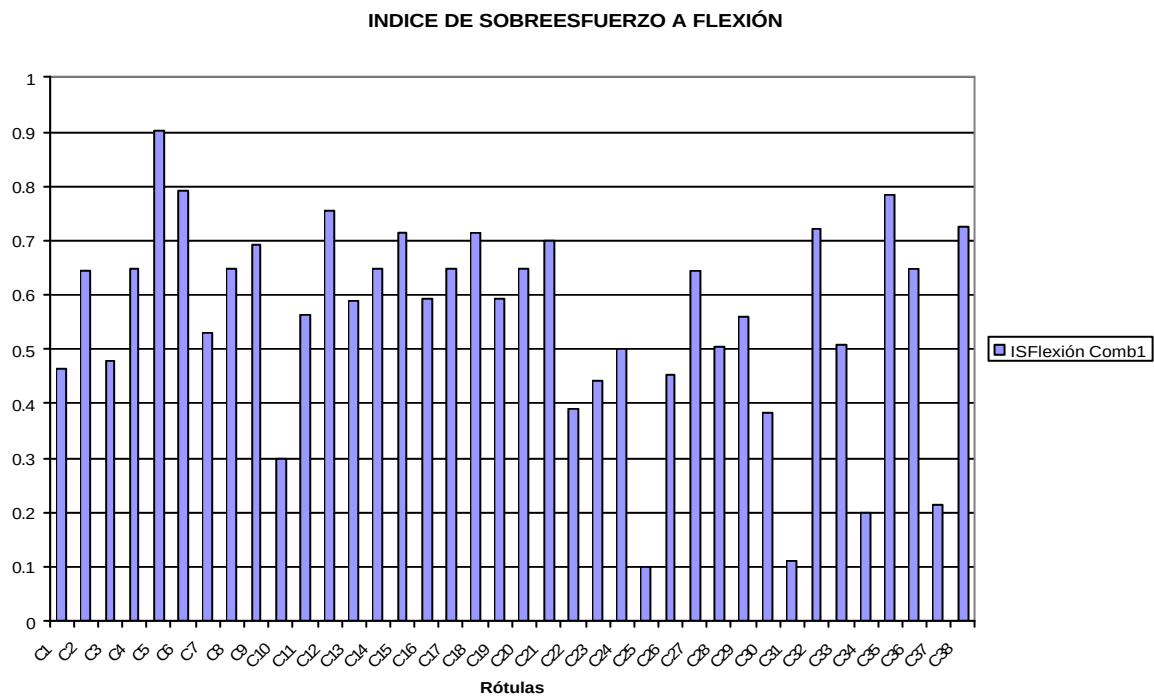
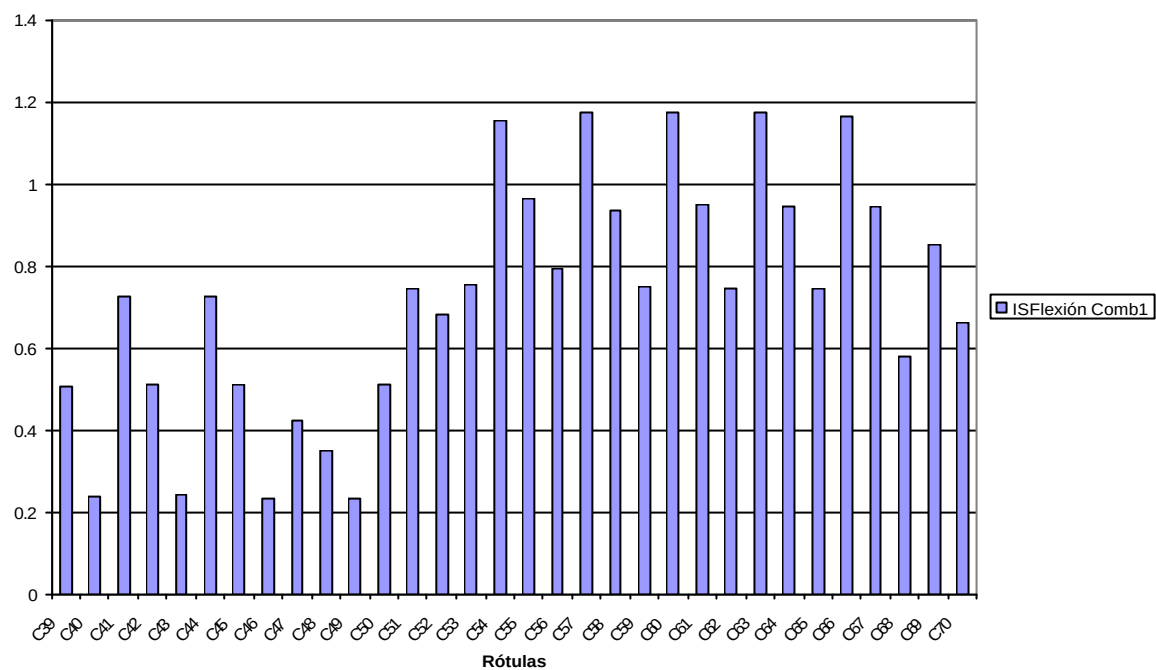


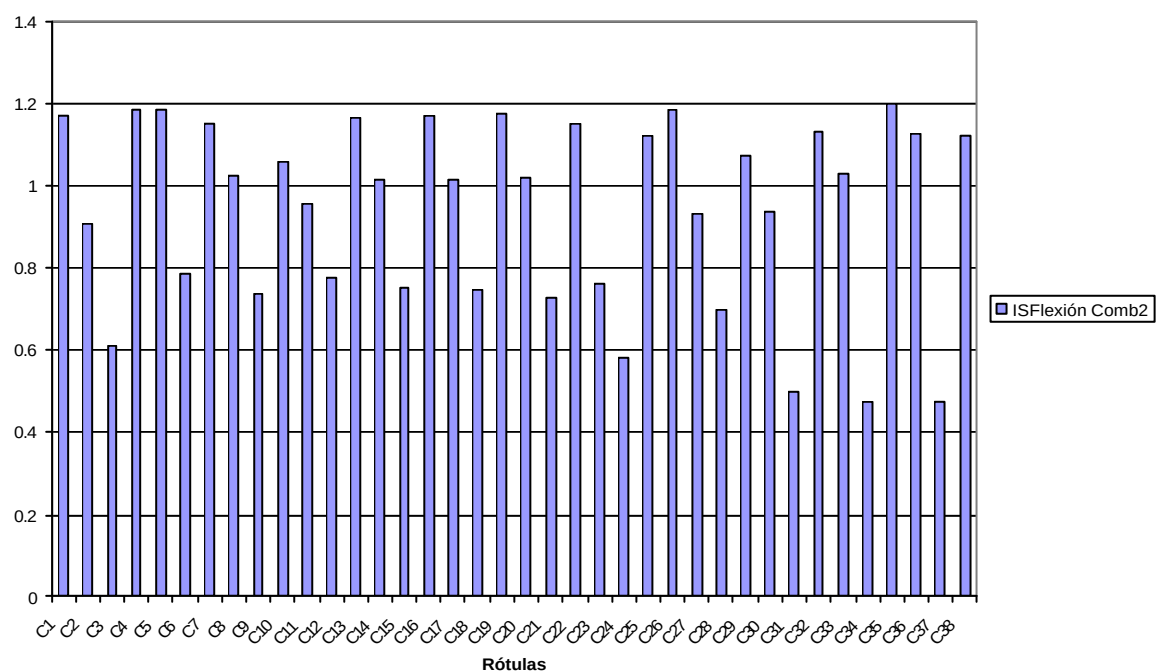
Figura 3.33. Índice de Sobre esfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para cada una de las secciones críticas de las columnas.



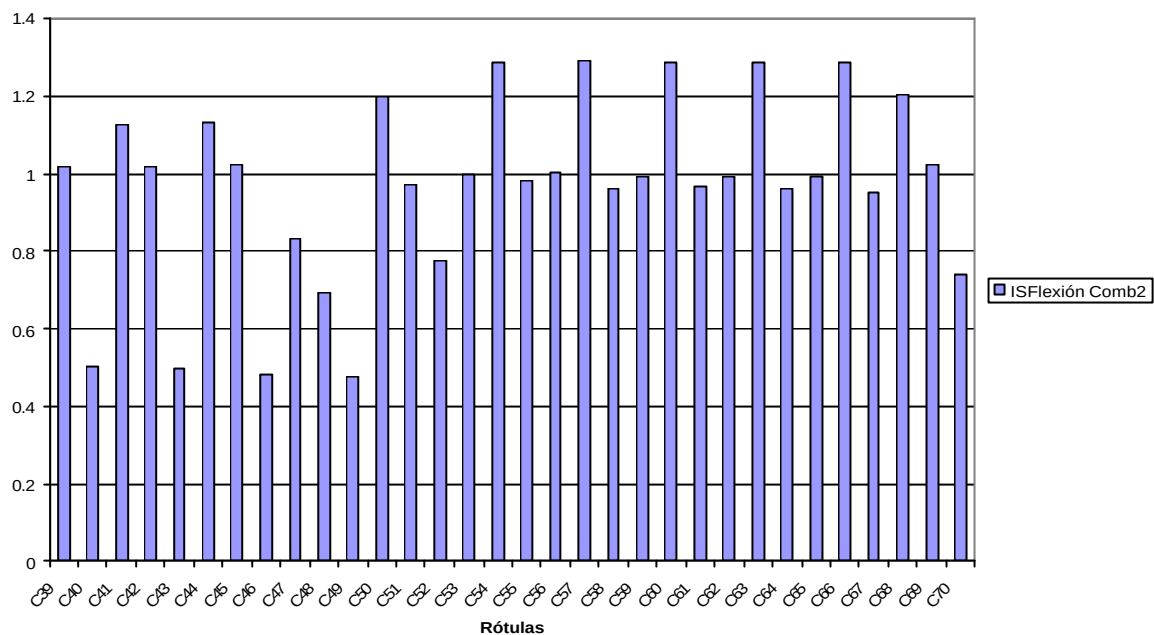
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



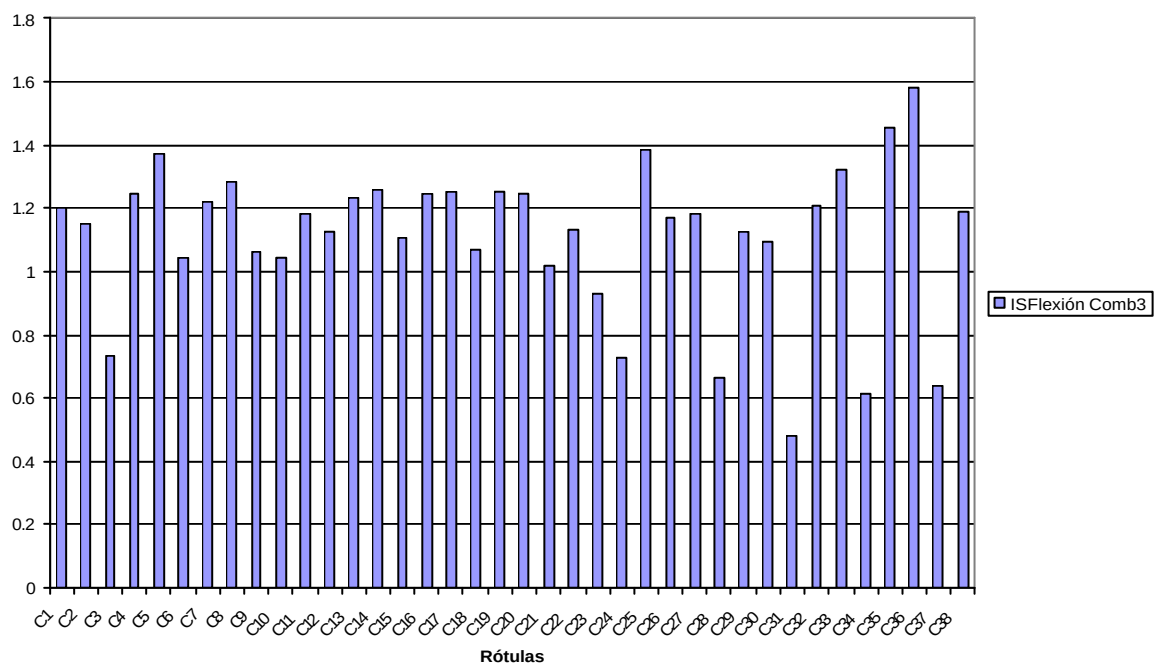
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN

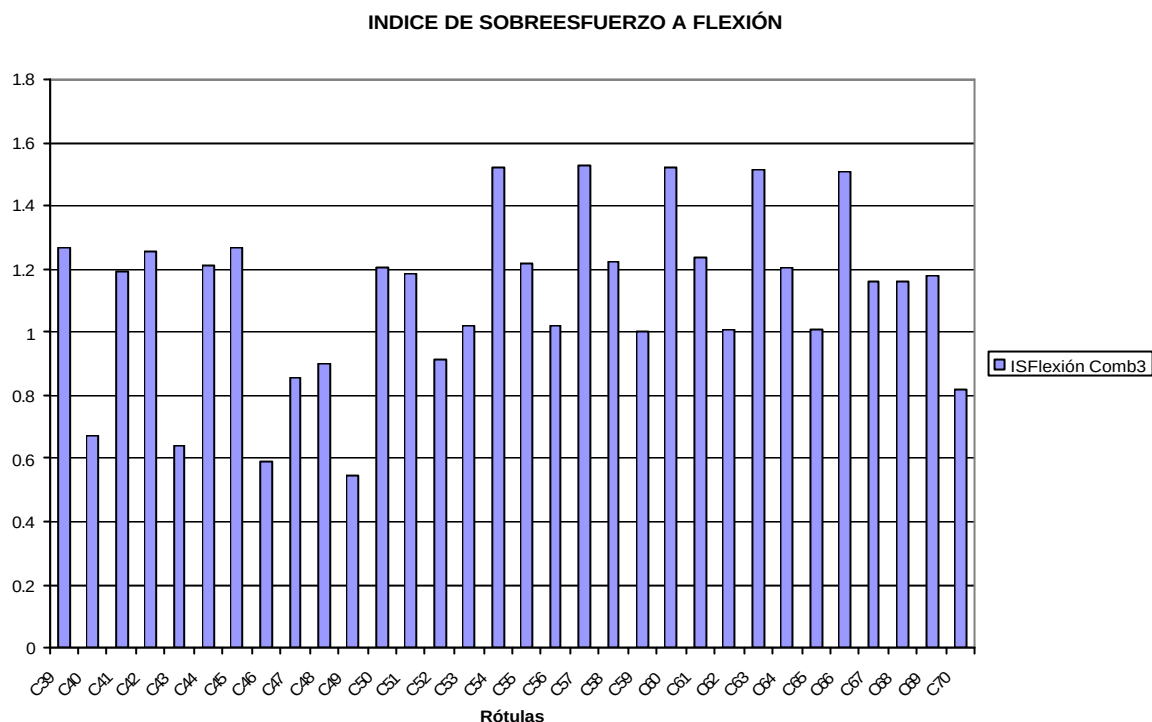


INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN





3.3.1.8.2 Índice de sobreesfuerzo a cortante

El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula de forma diferente al de flexión, teniendo en cuenta que la demanda de cortante esta definida por el cortante de plastificación cuando el

R requerido supere la unidad. Es inconsistente con el comportamiento estructural suponer que la demanda a cortante es el cociente entre el cortante elástico y el R capacidad. Si se calculan las demandas y cortantes de igual forma que la de flexión se puede presentar errores importantes.

El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula así:

$$ISCortante = \frac{V_p}{(fV_n)} \quad \text{Si } Rdemanda > 1$$

$$ISCortante = \frac{Combinación}{(fV_n)}, \quad \text{Si } Rdemanda \leq 1$$

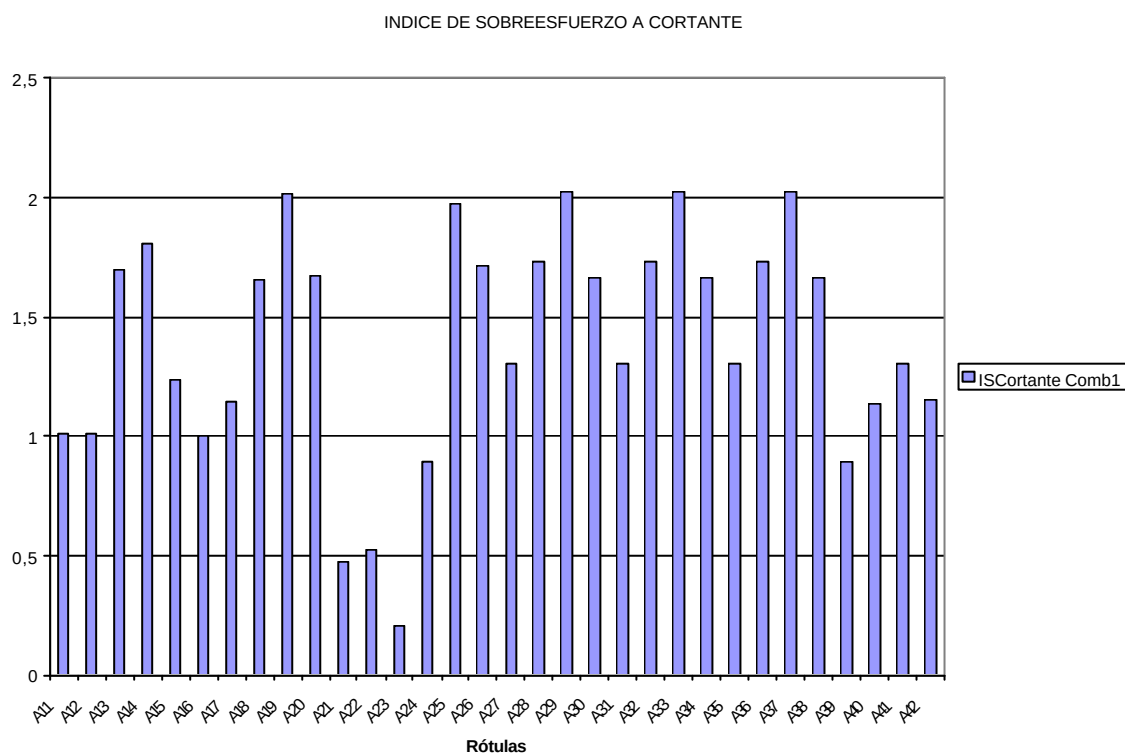
V_p = Cortante de plastificación.

V_n = Capacidad resistente.

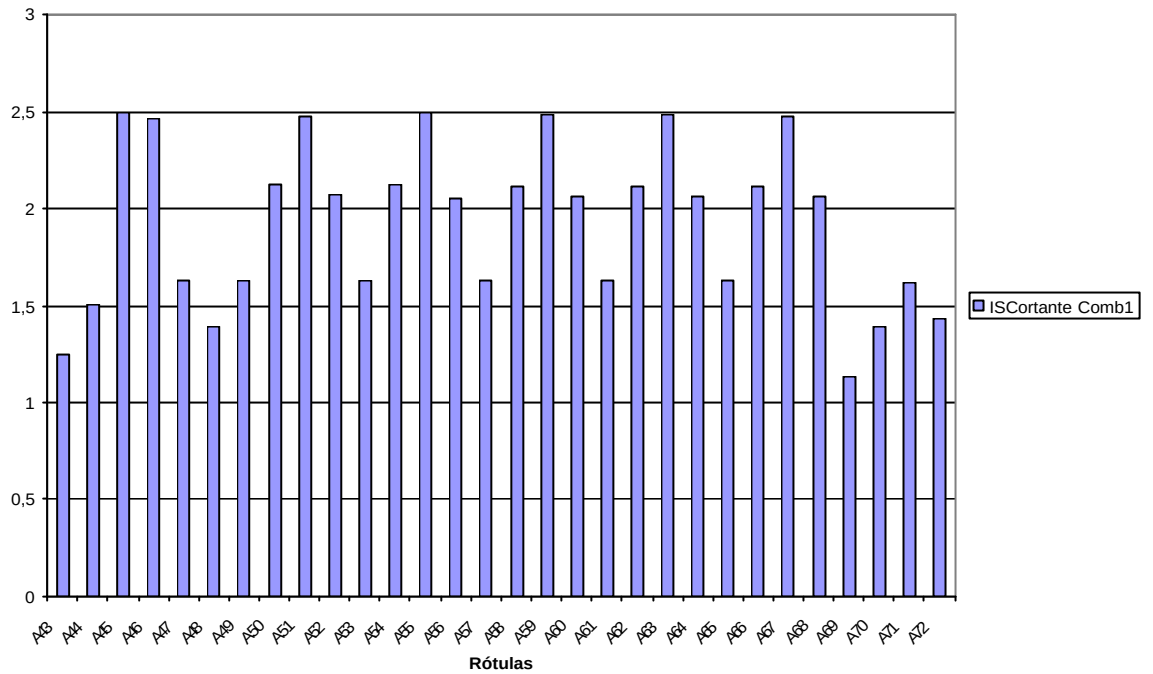
F = Coeficiente de reducción de resistencia y por irregularidad, estado actual y calidad de diseño y construcción.

Combinación = Cortante obtenido de las combinaciones de diseño.

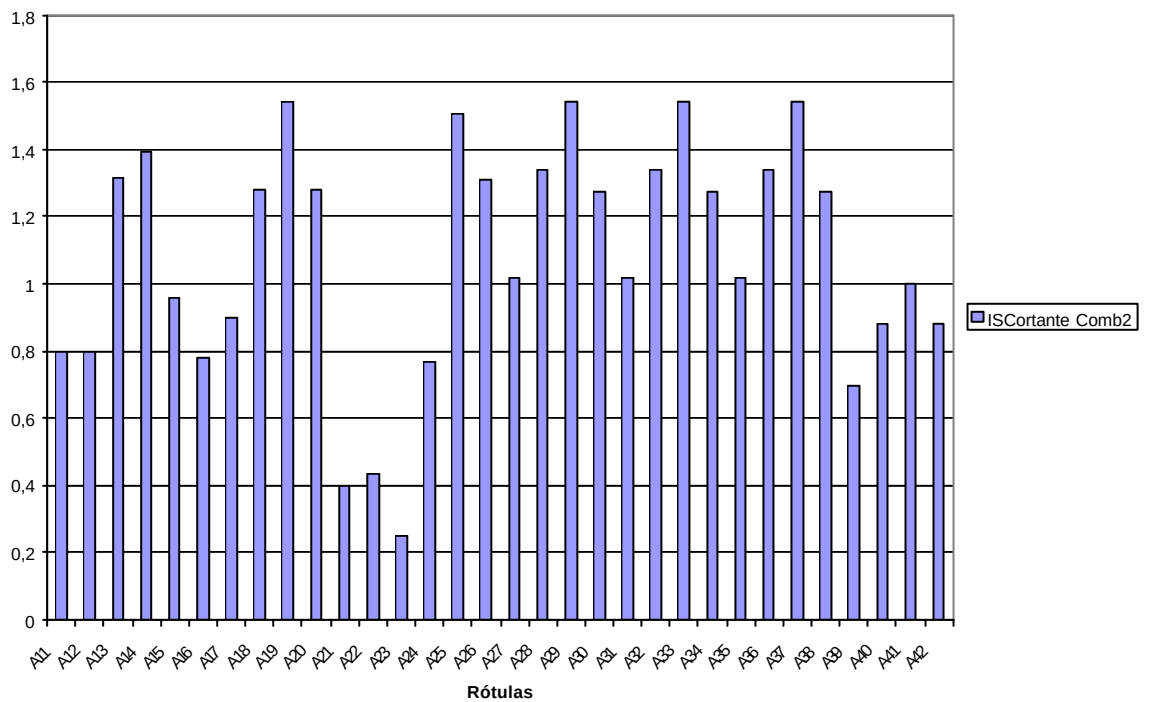
Figura 3.34. Índice de Sobreefuerzo a Cortante para las tres combinaciones de diseño para las posibles rotulas en las vigas



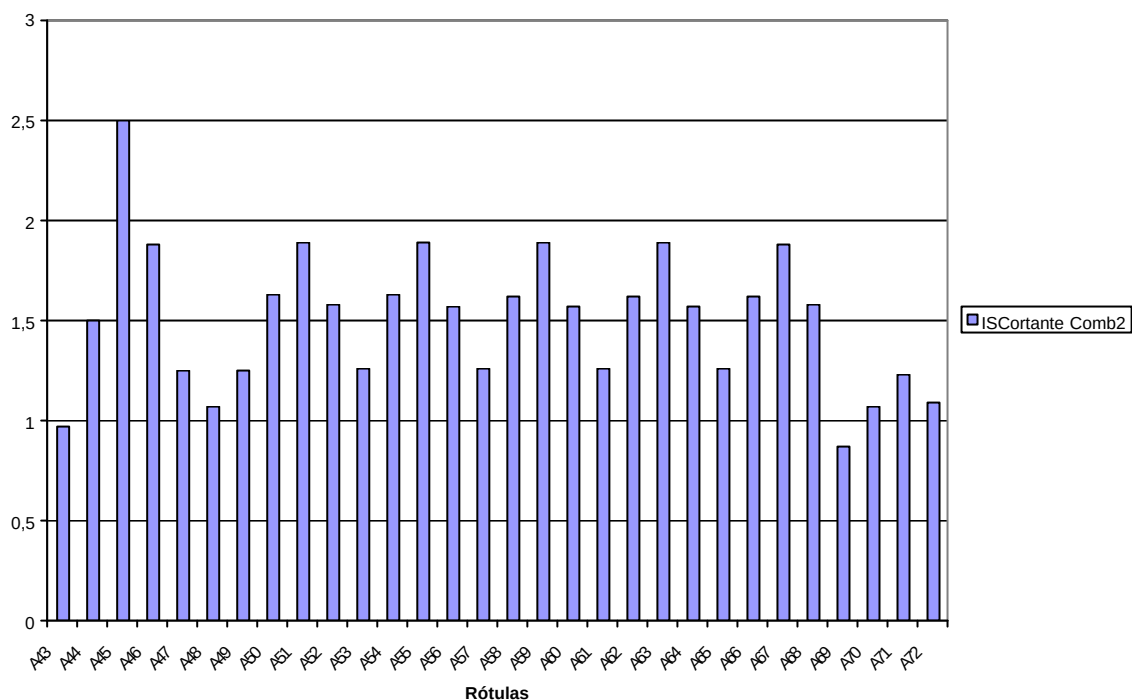
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



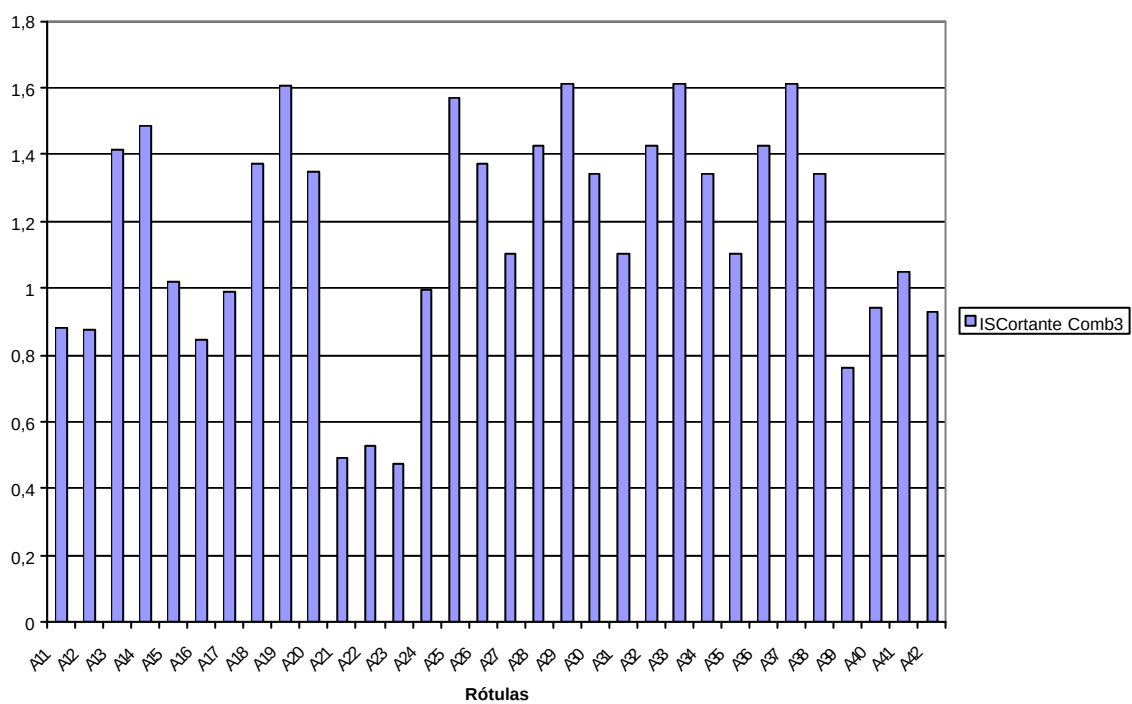
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



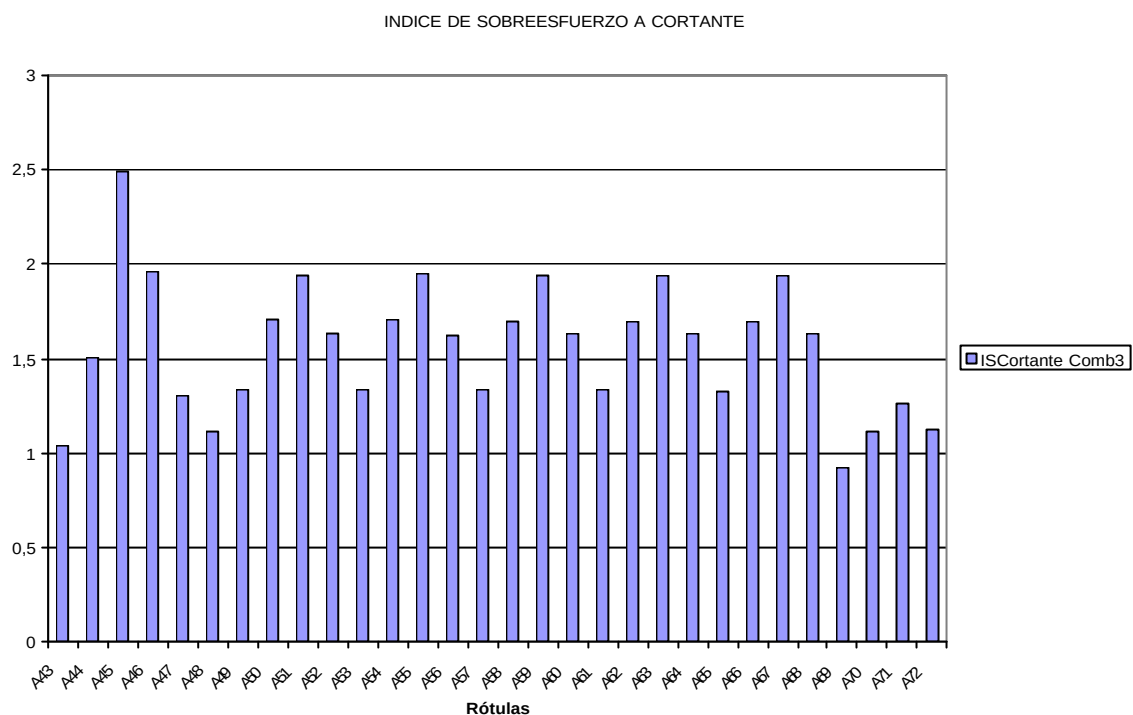
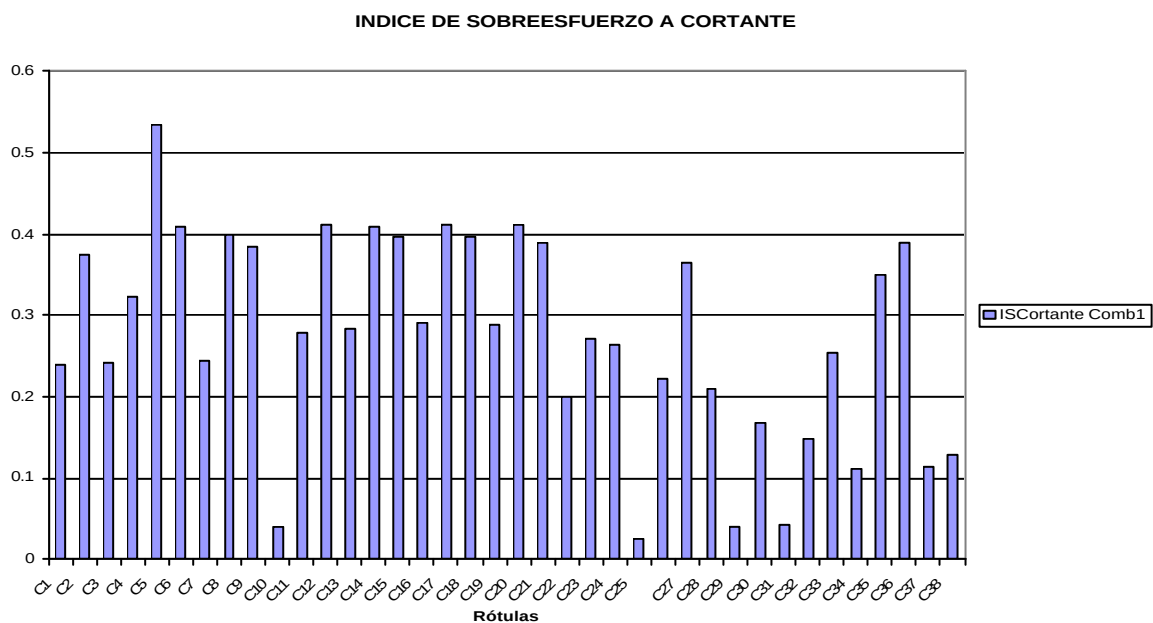
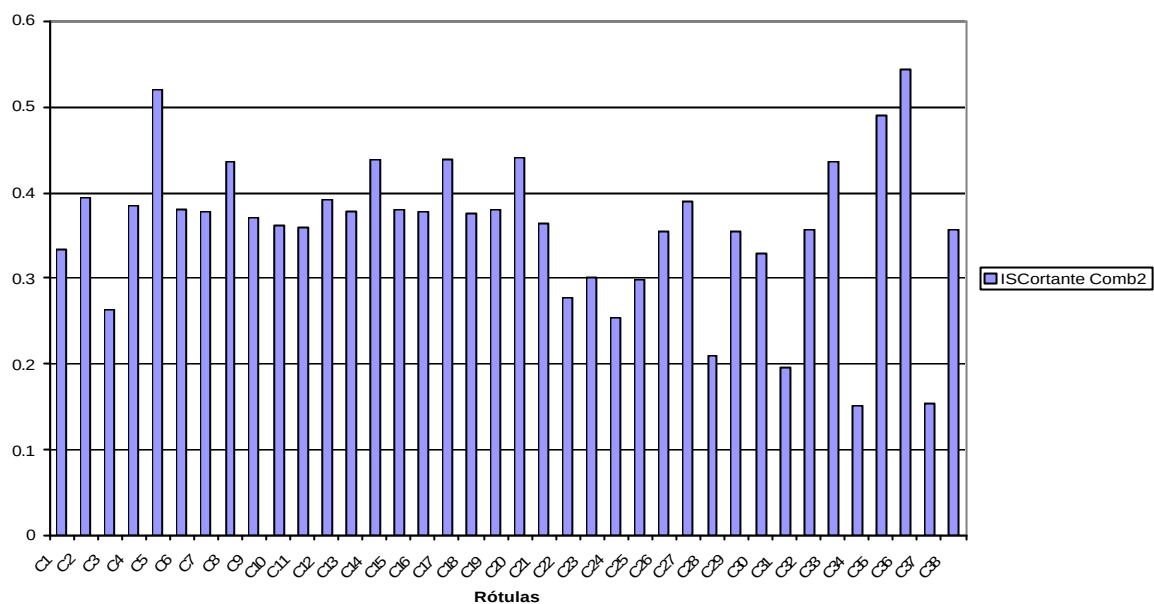


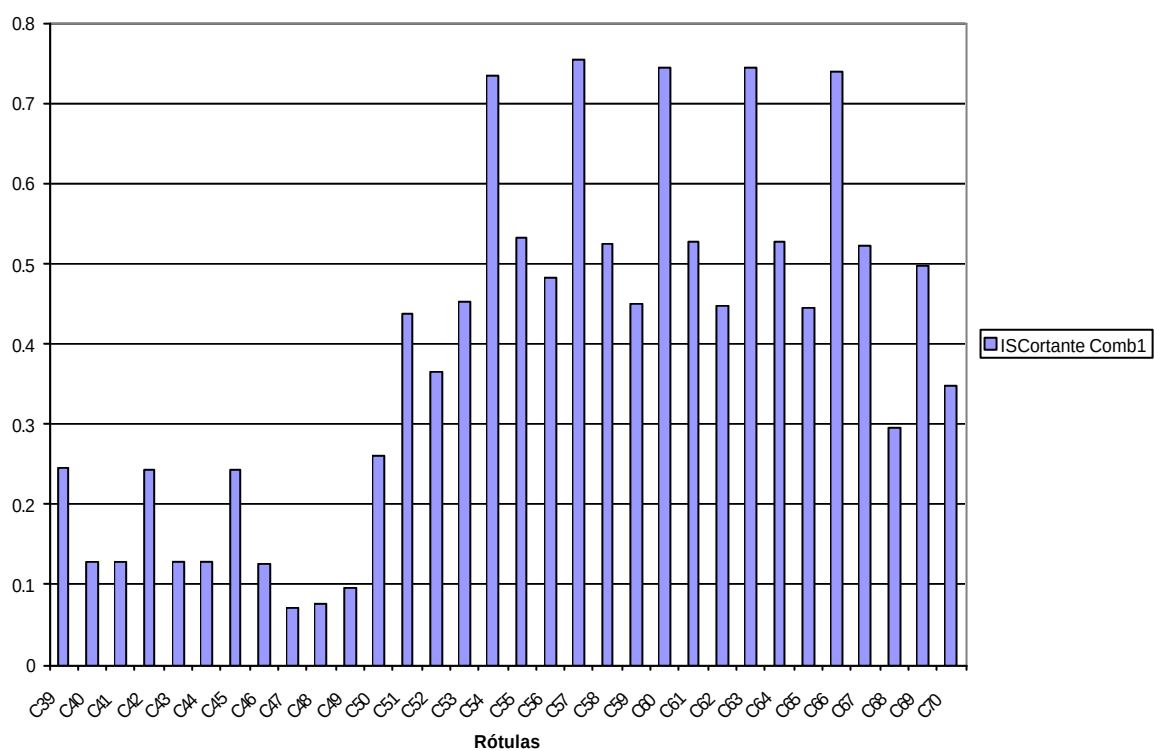
Figura 3.35. Índice de Sobre esfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de análisis para las secciones críticas de cada una de las columnas



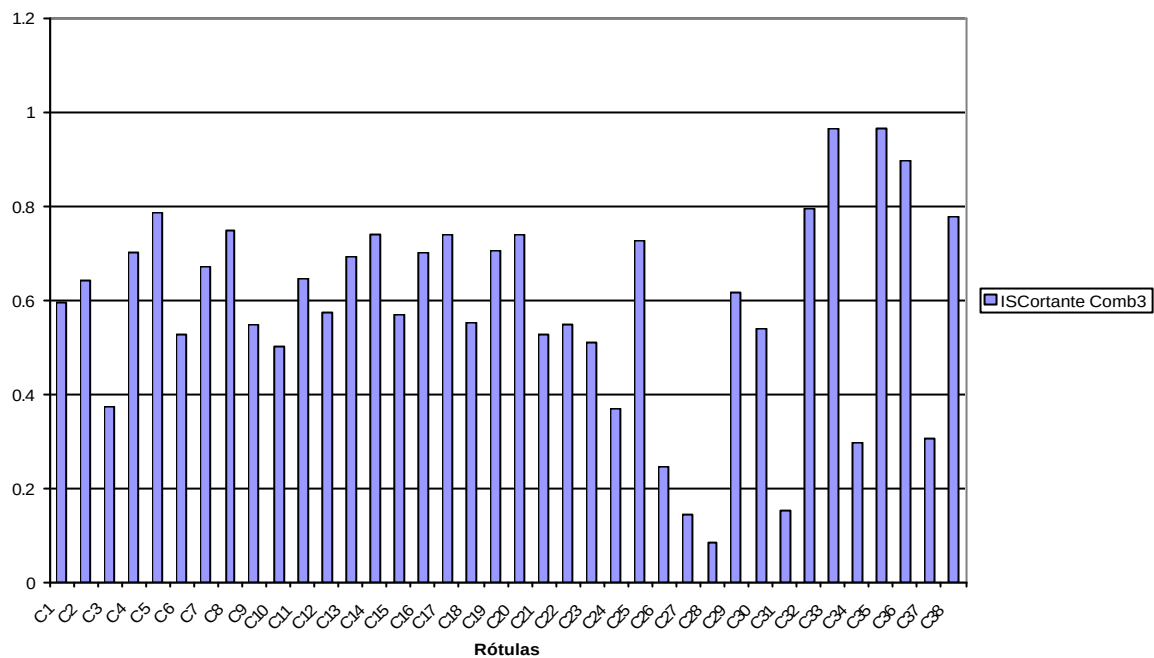
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



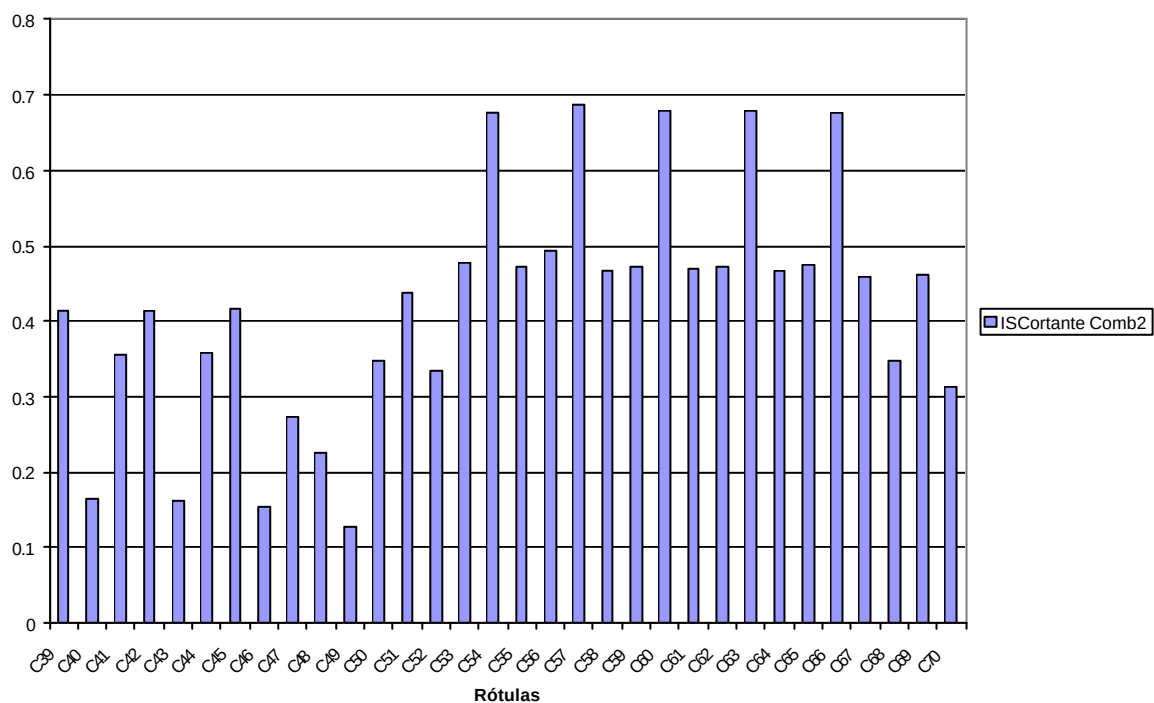
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE

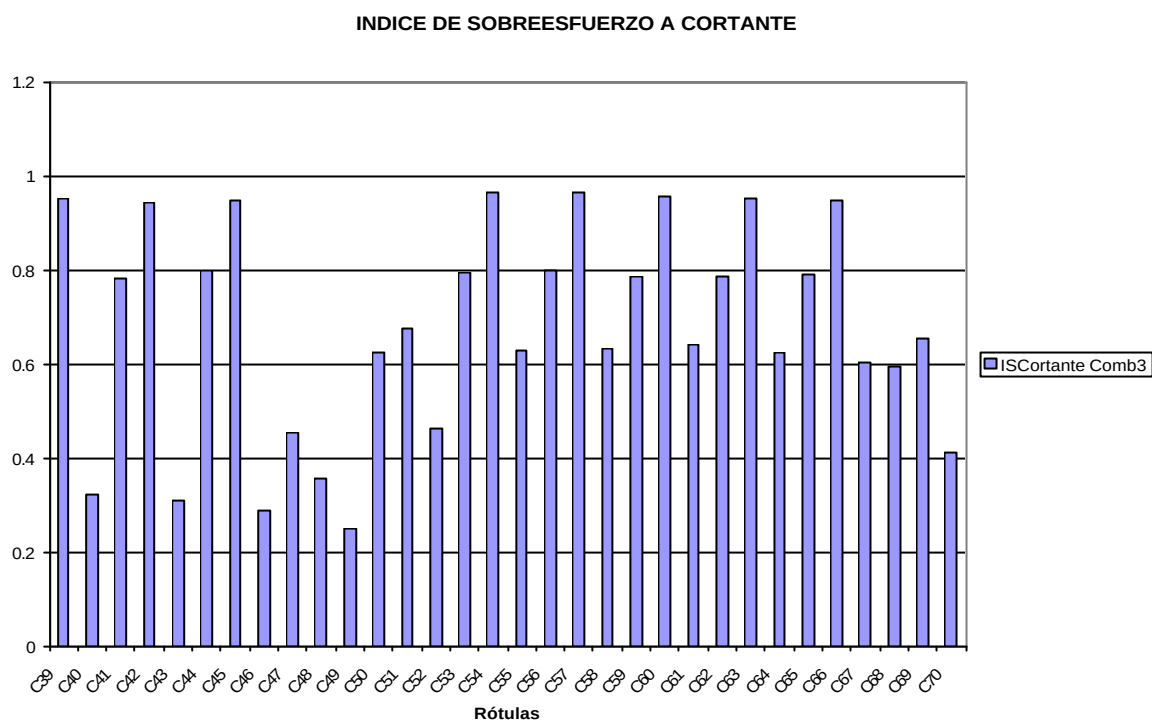


INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE





3.3.1.8.3 Índice de Sobreesfuerzos de la estructura

Con los resultados obtenidos del índice de sobreesfuerzo individual para cada elemento se evalúan los elementos con mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como conjunto según la NSR-98. Se determina un índice global para toda la estructura.

Elemento	Índice de sobreesfuerzo	Combinación
Viga A11	2.3	3
Viga A12	2.3	3
Viga A13	2.64	3
Viga A39	2.38	3
Viga A35	2.2	3
Viga A43	3	3
Viga A44	3.11	3
Viga A45	4.35	3
Viga A46	2.29	3
Viga A69	2.53	3

Tabla 3.15 Máximos Índices de sobreesfuerzos individuales

Observamos que el mayor índice de sobreesfuerzo se presenta en la viga cuya rótula es la A45 debido a la combinación 3, cuya incidencia es en el sentido Y. analizamos que en ese sector del edificio las vigas están llegando al colapso, pero con un factor menor del de la viga A45, que por lo general varían entre 2 y 3. Por lo que el Índice de sobreesfuerzo de la estructura es tomado del conjunto cuyo valor es 2.64, lo que me indica que la estructura posee aproximadamente un 37.9% de la resistencia de una estructura diseñada según el código actual.

3.3.1.8.4 Índice de Flexibilidad para efectos horizontales

Adicionalmente se determinan los índices de flexibilidad (rigidez) de los pisos y por ende de las estructuras. Se define como Vulnerabilidad a los inversos de los índices de flexibilidad (ver capítulo A.10.8.1). En la tabla 3.14 se encuentran calculados los índices por piso calculados a partir del límite de la deriva. De acuerdo a estos resultados el Índice de flexibilidad de la estructura es 1.88, que representa que la estructura posee aproximadamente un 53 % de la rigidez de una estructura diseñada según el código actual.

PISO	SENTIDO X	SENTIDO Y
Piso 1	1.06	0.74
Piso 2	1.88	1.31
Cubierta	1.51	1.22

Tabla 3.16. Índices de flexibilidad por piso

3.3.1.9 Conclusiones

El edificio 1 presenta un periodo alto de 1.45 seg algo inusual en una estructura de tres niveles, periodo que se caracteriza por la gran cantidad de masa del edificio y su poca rigidez, y si a esto adicionamos las resistencia de los material, y su fisuración en el momento de un evento sísmico. Observamos que el control por deriva es excedido por ambos sentidos, pero mas critico por el sentido X llegando a una deriva de 1.88%, lo cual nos indica que hay que rigidizar el edificio con el fin de disminuir este valor. El factor m de capacidad nos indica que los valores por encima de este, corresponden a secciones que no tienen la capacidad inelástica suficiente ante las solicitaciones del sismo. Y es además de resultados generales que los elementos del segundo piso tienen poca capacidad tanto a flexión como a cortante, debido a que si observamos los planos de diseño de la fecha, y el dimensionamiento actual se puede concluir que las dimensiones del segundo piso fueron cambiadas, de pronto en el diseño final no se había considerado la opción de una remodelación tan grande como la del 3 piso a mediados del año 1994, obra que influye una gran cantidad de cargas sobre estos elementos, y si a eso aumentamos las longitudes libres de los elementos, que ponen a consideración el pórtico longitudinal C donde las columnas se ven expuestas a la influencia de los momentos flectores que transmiten las vigas, y a su fallo a flexión debido a cargas mayoradas, cargas que según el levantamiento patológico no se han presentado en la estructura. Algo grave que se pone a consideración es la poca ductilidad de la estructura y mas su pobre detallado de refuerzo transversal, acrecentando un falla frágil del elemento, por lo que se recomienda el reforzamiento a cortante de todas las secciones.

3.3.2. EDIFICIO 2

3.3.2.1. Modos de vibración y participación de masa

Análisis modal: se realizó un *Análisis Elástico de vectores propios* a partir del cuál se encontró que el periodo fundamental del edificio es 1.43 seg, calculado sobre el modelo fisurado.

Los modos de vibración se muestran en la *Figura 3.37*. Las relaciones de masa participante en cada modo se aprecian en la *Tabla 3.13*. Como se puede analizar se utilizaron 12 modos en el análisis que lograron una participación de masa del 99% que supera el límite exigido.

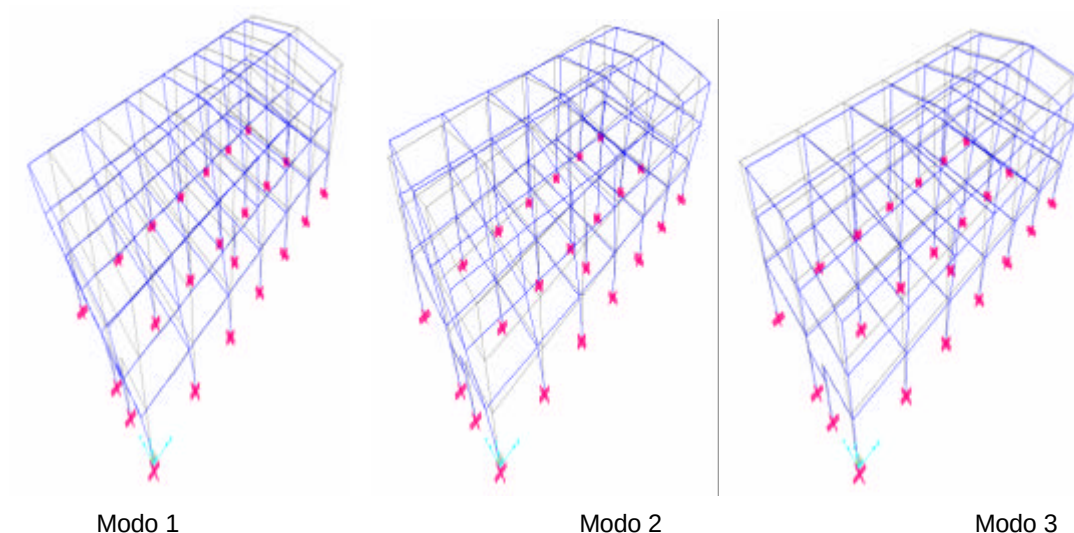


Figura 3.36. Formas modales.

MODO	PERIODO	PARTICIPACION MODAL DE MASA [%]			
		INDIVIDUAL		SUMA ACUMULADA	
		UX	UY	UX	UY
1	1,431	0,807	0,000	80,7	0,0
2	0,938	0,001	0,014	80,8	1,4
3	0,865	0,000	0,802	80,8	81,6
4	0,419	0,137	0,000	94,6	81,6
5	0,345	0,000	0,091	94,6	90,7
6	0,336	0,000	0,007	94,6	91,4
7	0,316	0,000	0,000	94,6	91,4
8	0,310	0,000	0,014	94,6	92,8
9	0,286	0,043	0,000	98,9	92,8
10	0,275	0,004	0,000	99,3	92,8
11	0,249	0,000	0,062	99,3	98,9
12	0,239	0,002	0,000	99,5	99,0

Tabla 3.17. Relaciones de masa modal participante

3.3.2.2. Verificación de Reacciones en la base.

Con el fin de chequear los resultados obtenidos con el método dinámico espectral se calcula el cortante basal a partir del método de la fuerza horizontal equivalente. Se compara el cortante basal de método dinámico con el 80% del cortante basal de la fuerza horizontal equivalente debido a que el edificio presenta regularidad en planta, el periodo utilizado por la FHE se puede calcular según la ecuación (3.1) para concreto, como lo especifica el código, pero dado el caso, de nuestro edificio esa comparación sería inadecuada pues la formula es muy conservadora y arroja resultados nada convencionales para esta estructura existente, la FEMA 273-356 plantean tres procedimientos uno de esos es el modal, por lo que escogeremos el periodo fundamental y compararemos estos resultados.

Verificación del cortante basal				
Método de análisis	Periodo		Cortante X	Cortante Y
	Tx	Ty		
FHE	1,43	1,43	1811,95	1811,95
Dinámico Espectral	1,43	0,94	1721,21	2554,85
VFHE/VMDE			1,05	0,71

Tabla 3.18. Verificación del cortante basal

3.3.2.3 Derivas Sísmicas máximas.

La deriva que presenta las correspondientes edificaciones se analizarán según su combinación. Como el modelo incluye secciones fisuradas y de acuerdo a la N.S.R 98 la derivas serán multiplicadas por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites que estipula la norma que para estructuras de concreto la máxima deriva evaluada sea de 1.0%.

- Deriva Sentido X

Deriva máxima para el 100% Sismo X + 30% Sismo Y

Deriva Existente = Raíz cuadrada de cuadrados de la deriva en cada dirección.
(A.6.4.2.1 N.S.R-98)

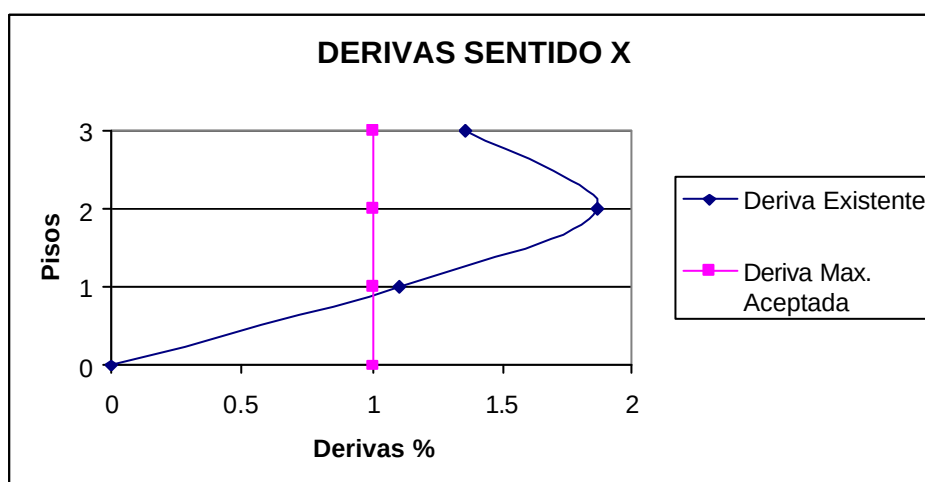


Figura 3.37. Deriva sentido X

- Deriva Sentido Y

Deriva máxima para el 100% Sismo Y + 30% Sismo X

Deriva Existente = Raíz cuadrada de cuadrados de la deriva en cada dirección.

(A.6.4.2.1 N.S.R-98).

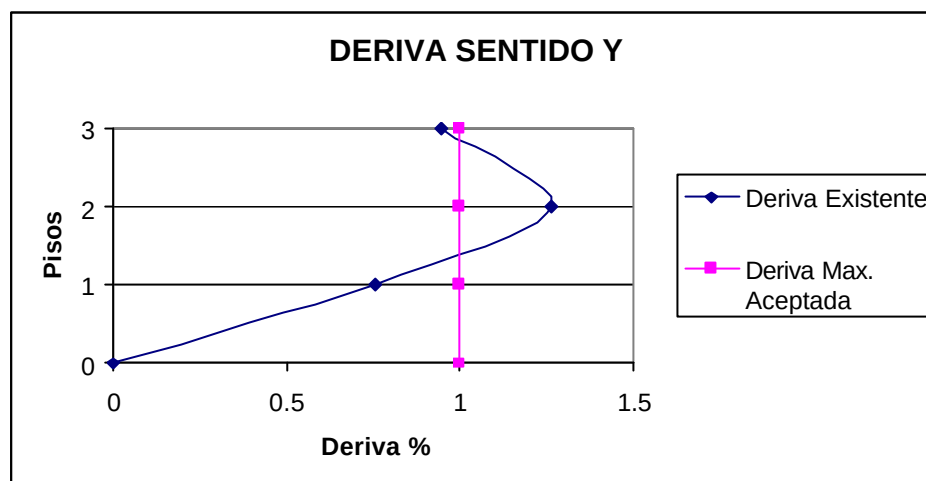
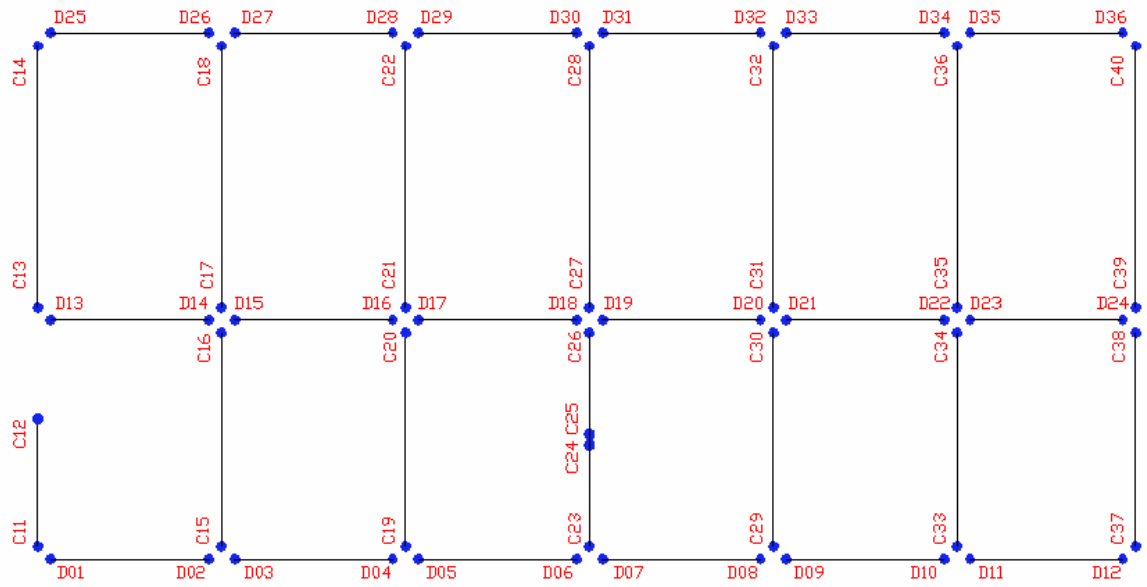


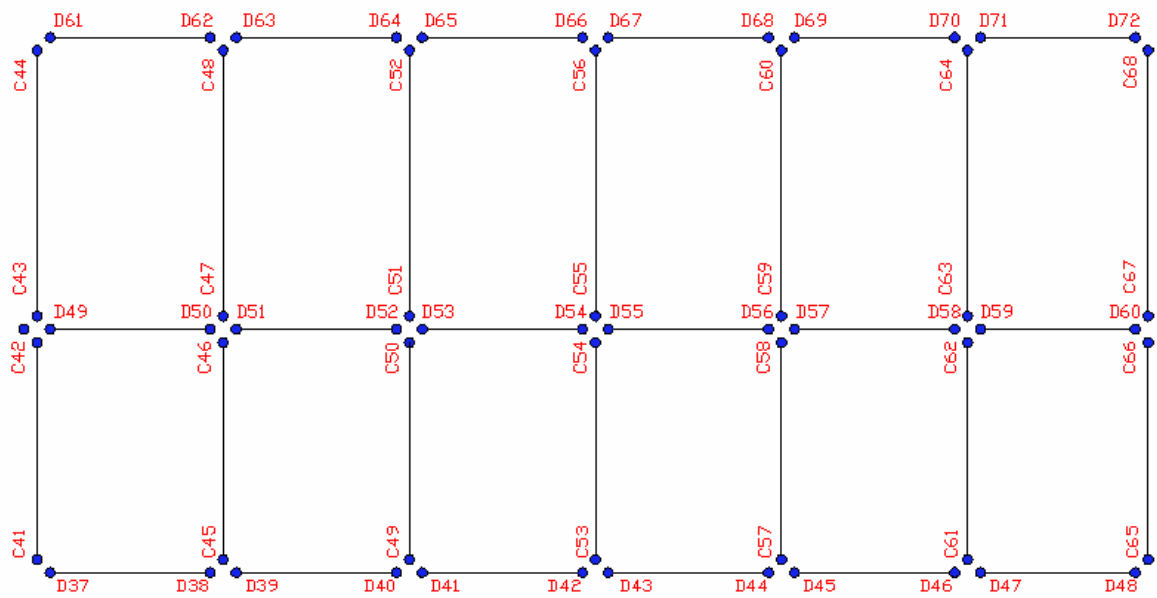
Figura 3.38. Deriva sentido Y

3.3.2.4. Esquema de posibles rotulas.

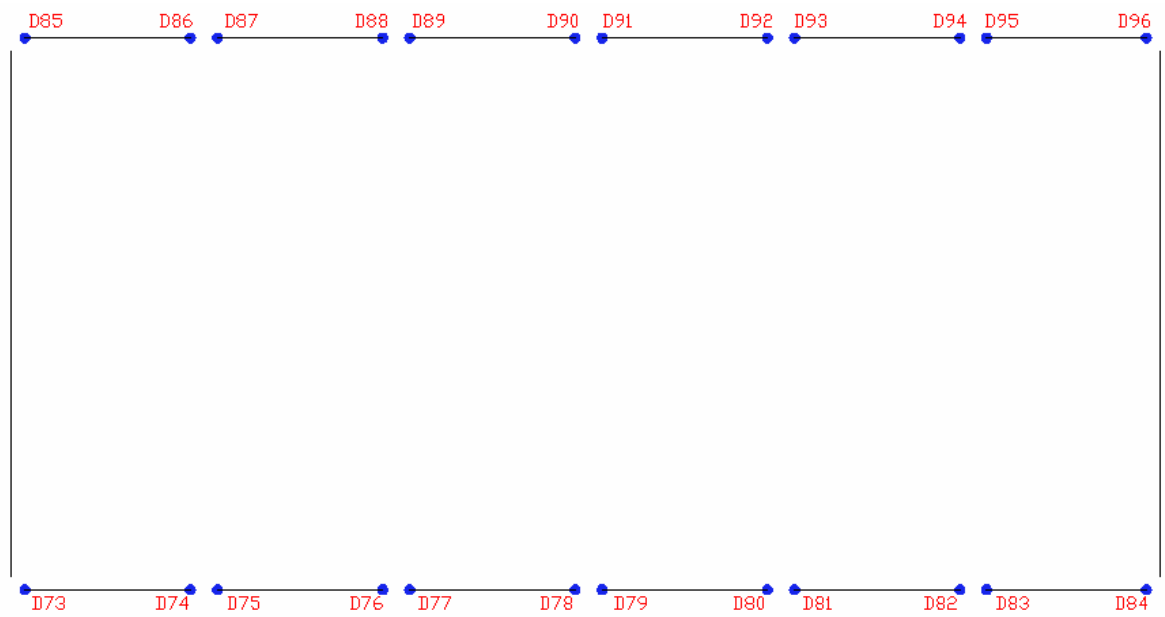
A continuación en la *Figura 3.40*. se representa un esquema en planta de la ubicación de posibles rotulas en vigas para los tres pisos, en estas figuras se muestra el nombre respectivo y la planta a la que corresponde. En la *Figura 3.40*. Encontramos las posibles rotulas en las columnas para los cuatro ejes en sentido longitudinal, junto con la nomenclatura para cada una de ellas, en el edificio 2 encontramos 65 columnas enumeradas como se muestran en la figura.



(a)

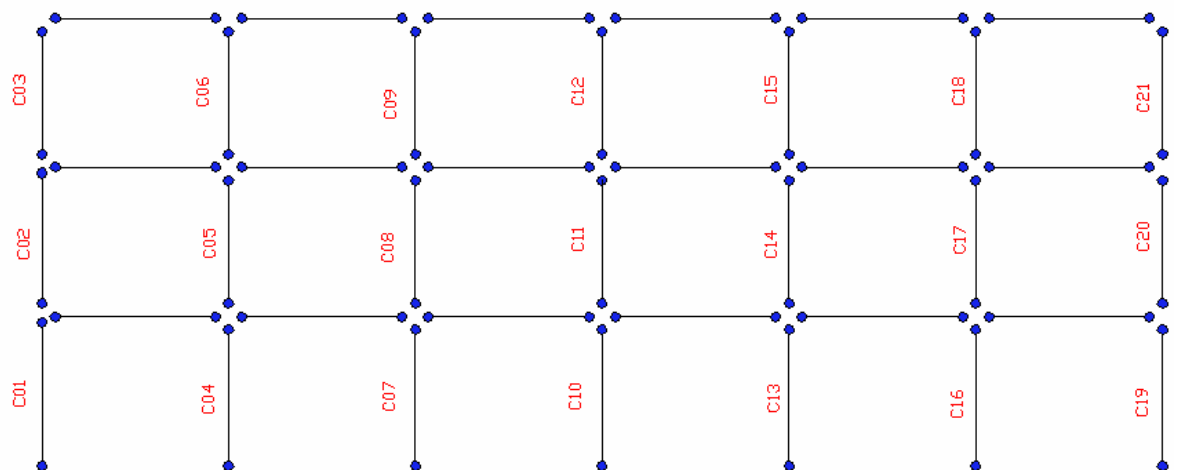


(b)

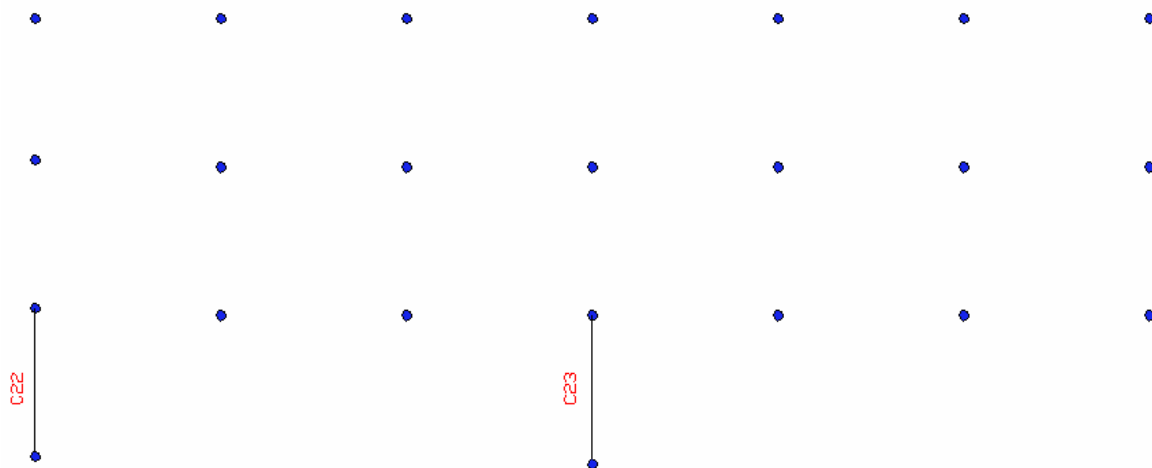


(c)

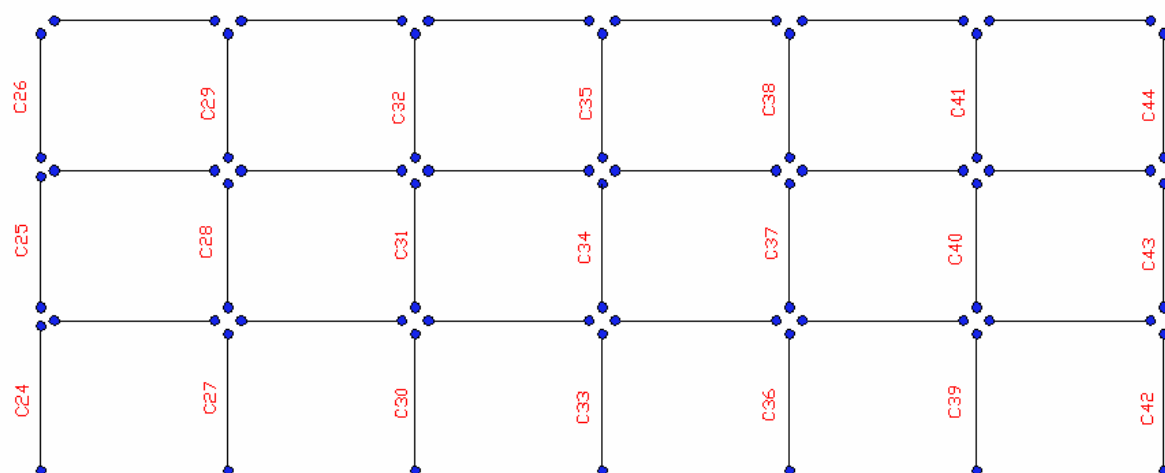
Figura 3.39. (a) Posibles rotulas en la placa del segundo piso, (b) Posibles rotulas en la placa del tercer piso, (c) Posibles rotulas en la cubierta.



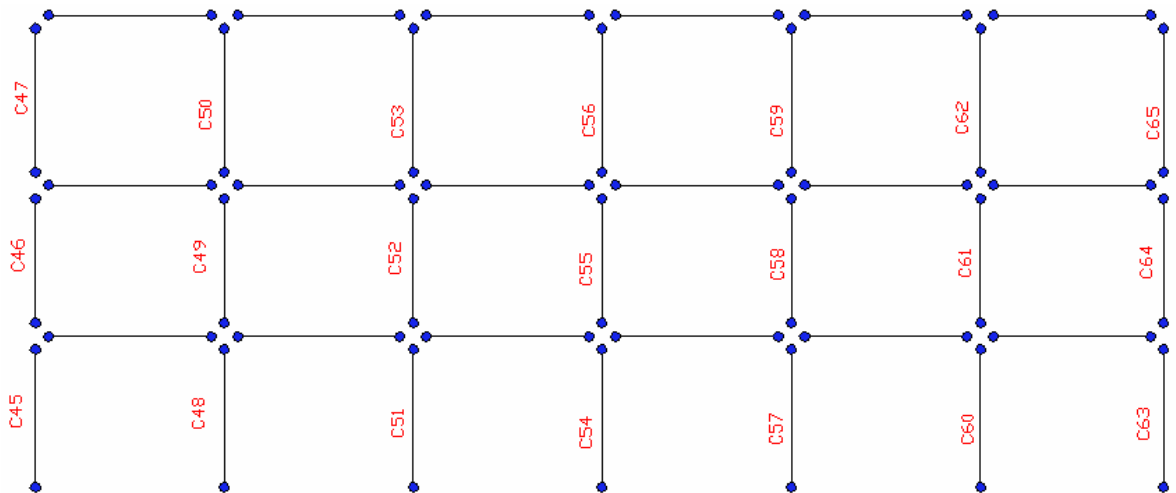
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.40. (a) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A, (b) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje A', (c) Posibles rotulas y nomenclatura de las columnas del eje B, (d) Posibles rotulas y nomenclatura en las columnas del eje C.

3.3.2.5. Chequeo a carga vertical.

Para la carga vertical actuante se calcula el factor de seguridad existente

$$Factor_momento = \frac{M_y}{1.10 * M_g} ; Factor_cortante = \frac{V_n}{1.10 V_g}$$

Donde:

M_g = Momento producido por la carga vertical.

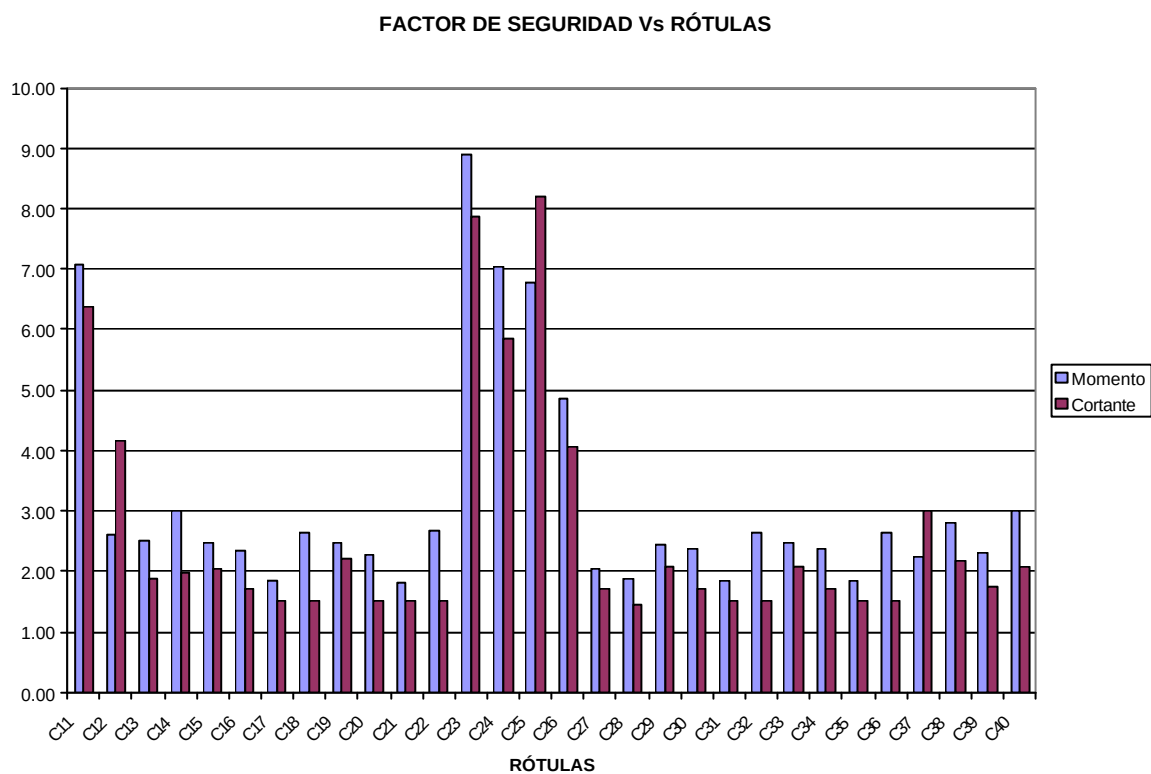
V_g = Cortante producido por la carga vertical.

M_y = Momento último resistente del elemento. Para el caso del estudio, se utiliza la capacidad de fluencia.

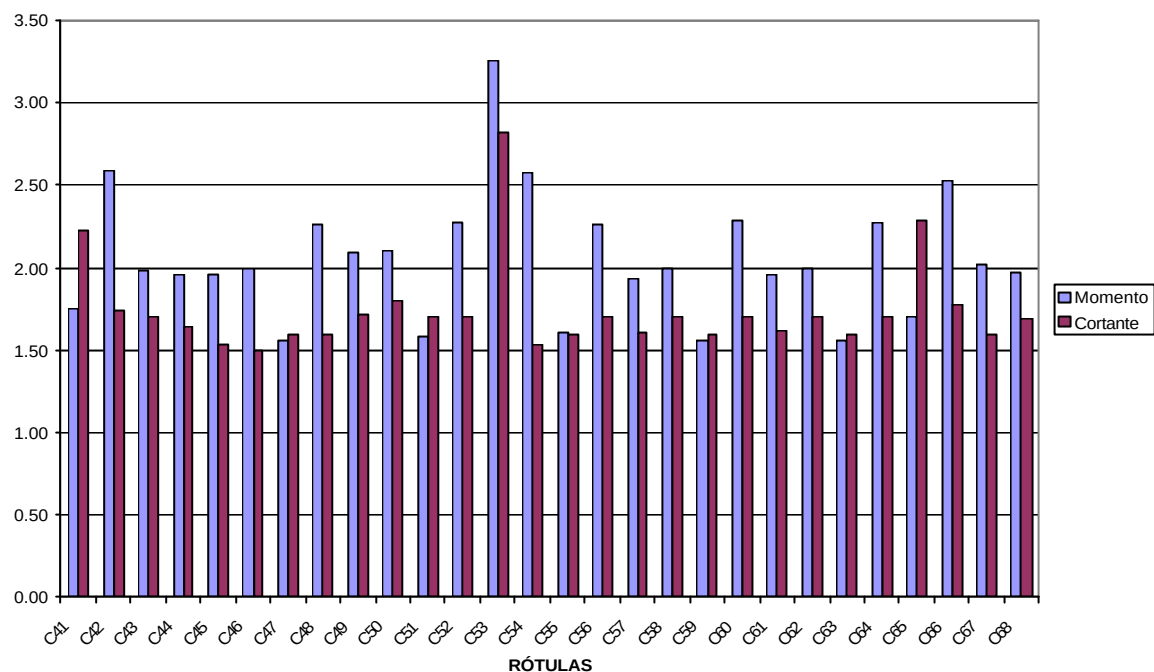
V_n = Cortante último resistente del elemento.

En las siguientes graficas, se muestra el factor de seguridad a carga vertical, para cortante y momento, para cada una de las posibles rotulas de las vigas.

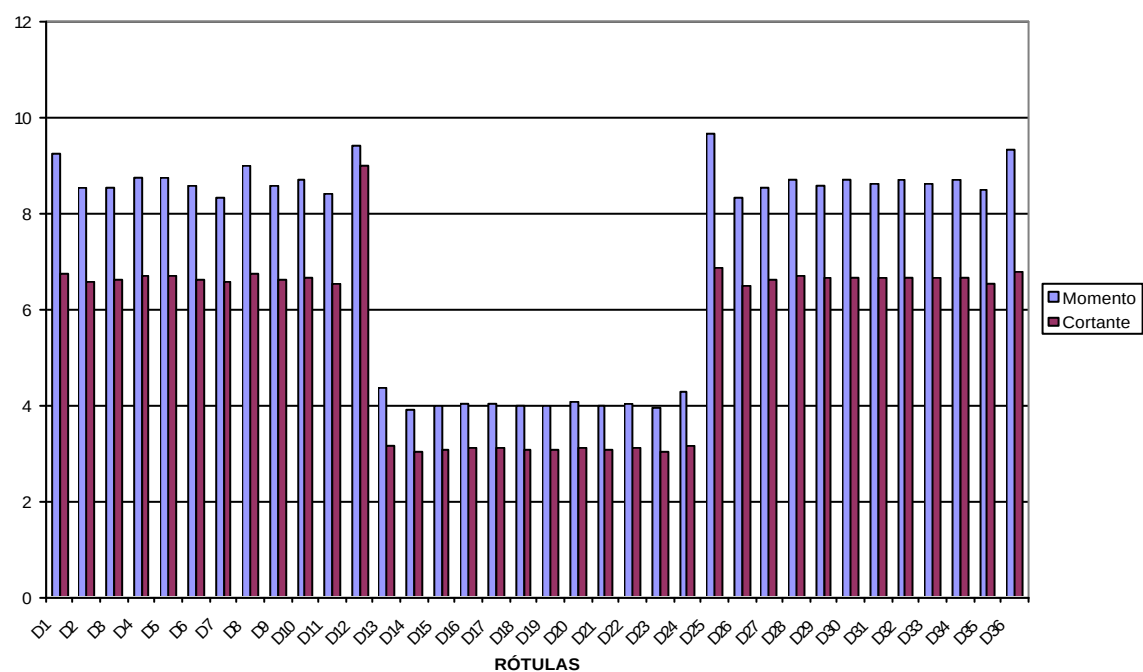
Figura 3.41. Factores de seguridad a flexión y cortante para vigas de concreto



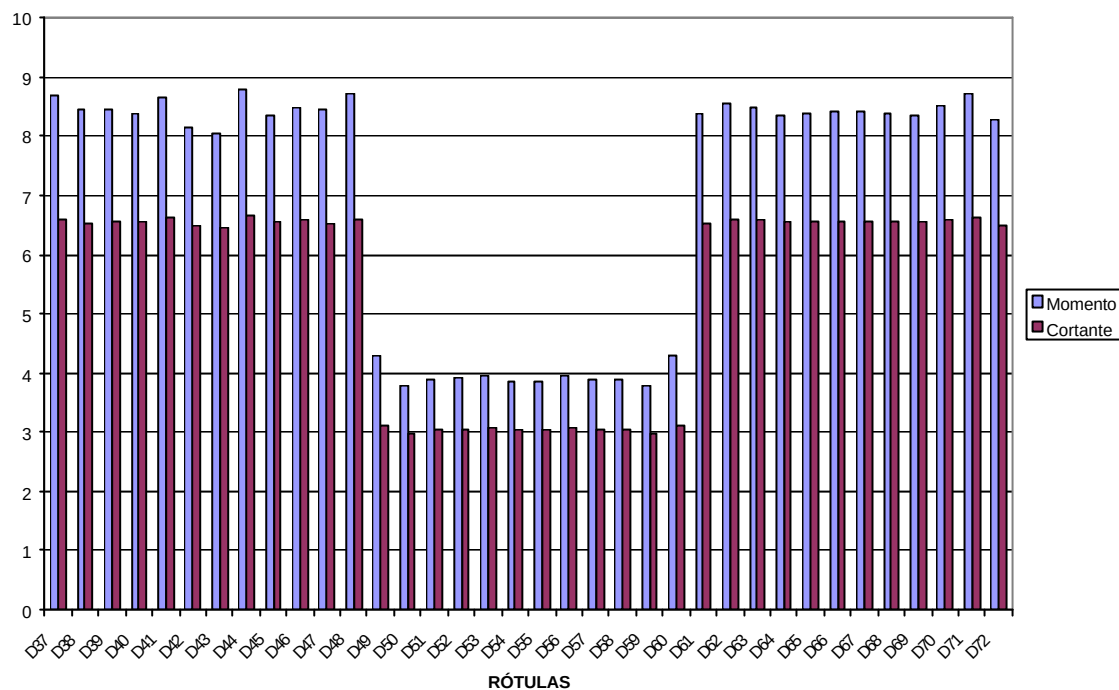
FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS



FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS



FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS



FACTOR DE SEGURIDAD Vs RÓTULAS

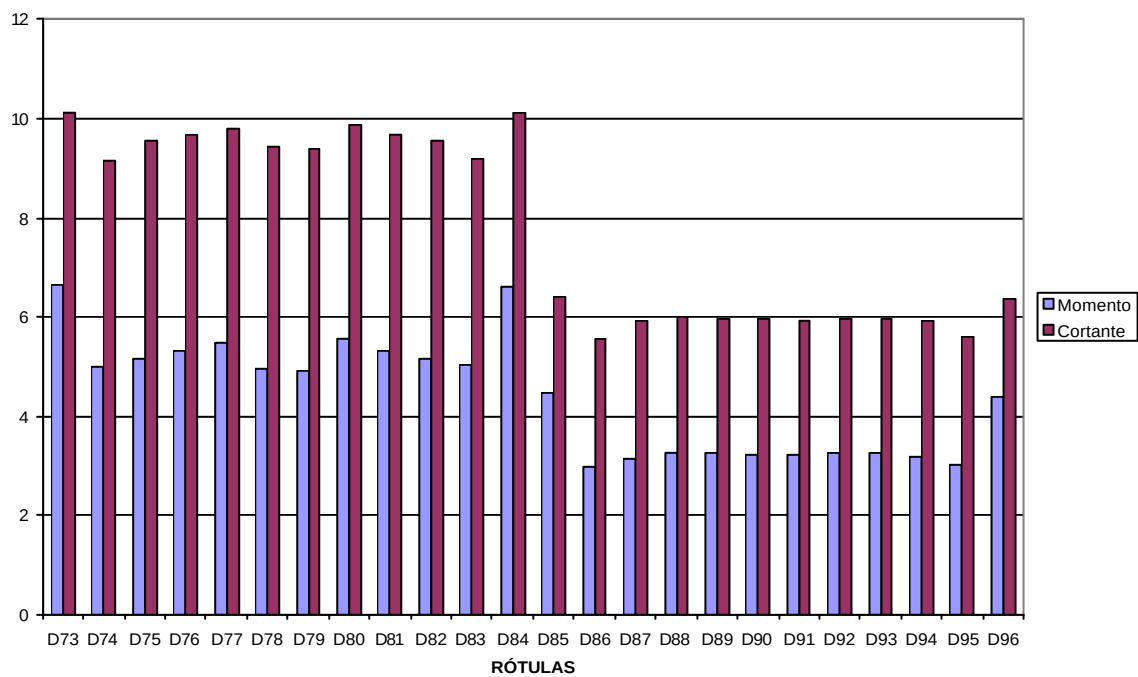
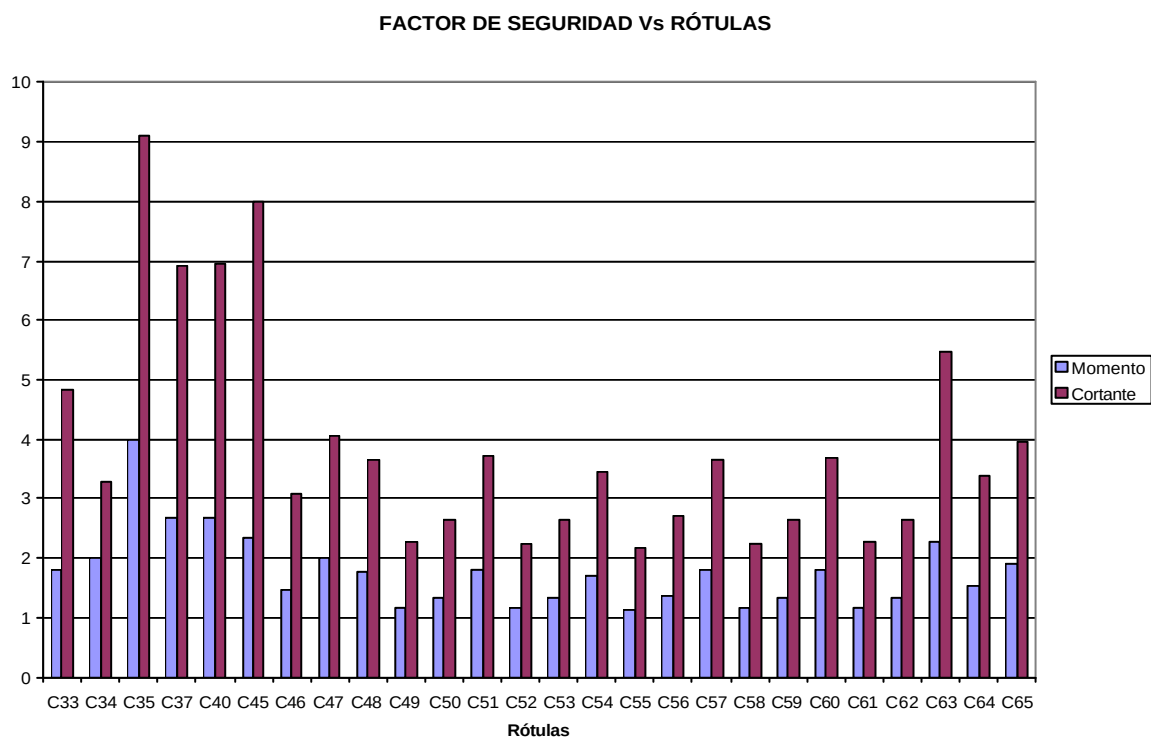
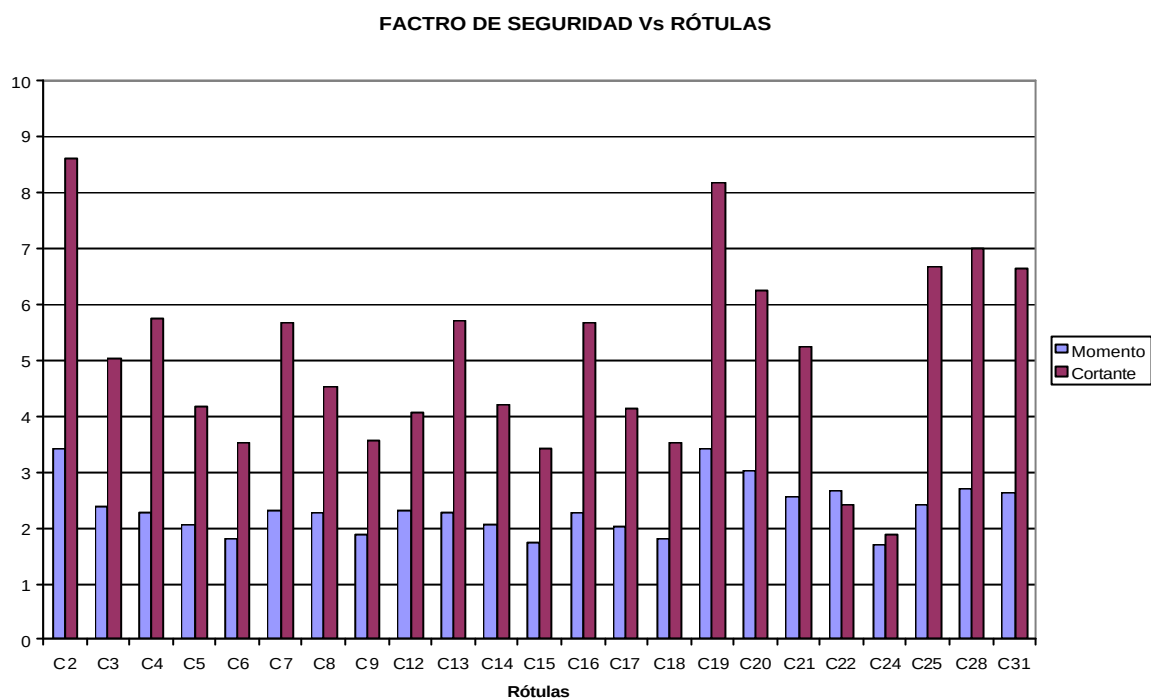
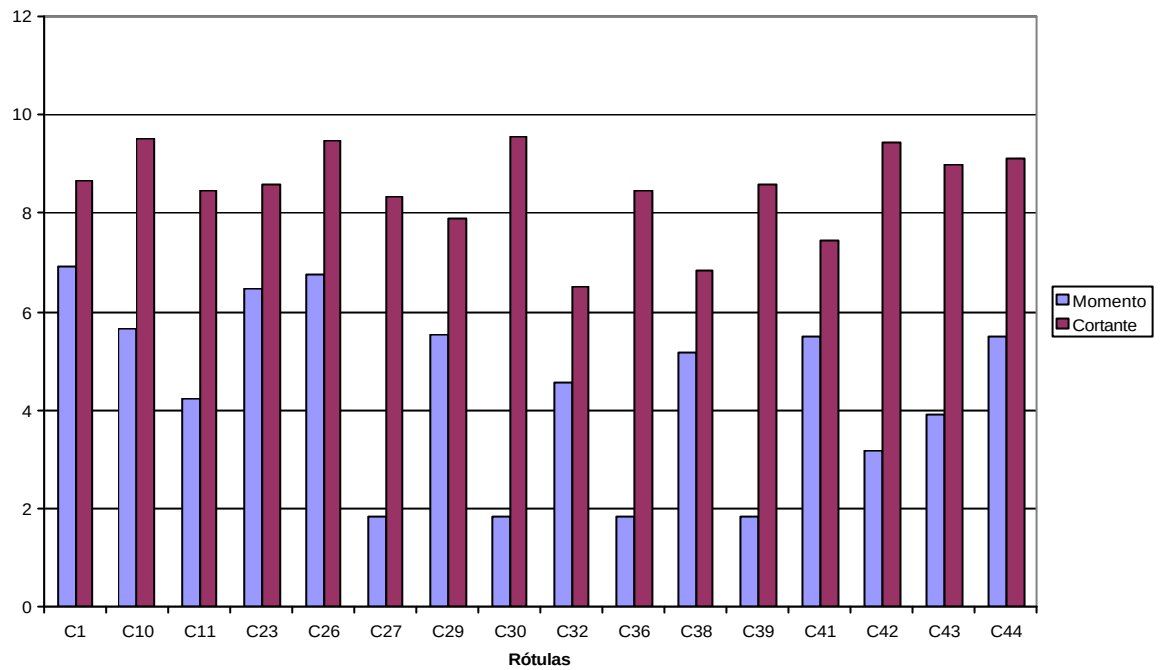


Figura 3.42. Factor de seguridad a flexión y a cortante para columnas de concreto



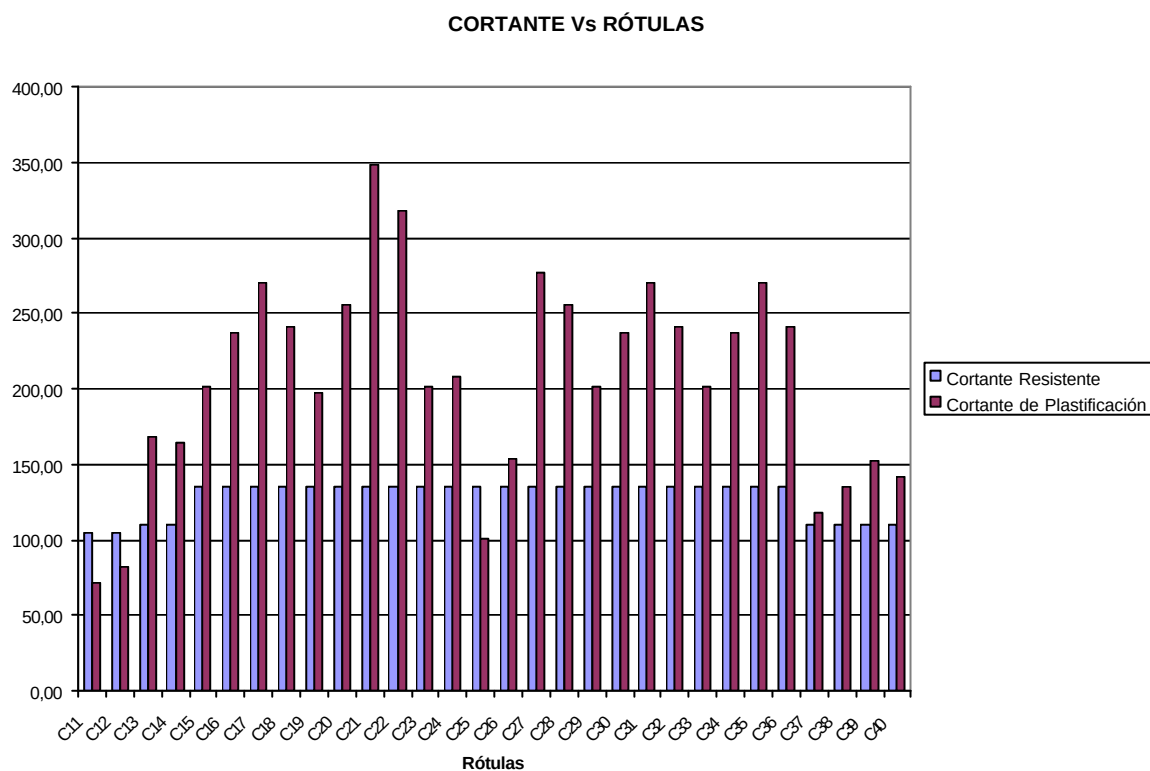
FACTOR DE SEGURIDA Vs RÓTULAS



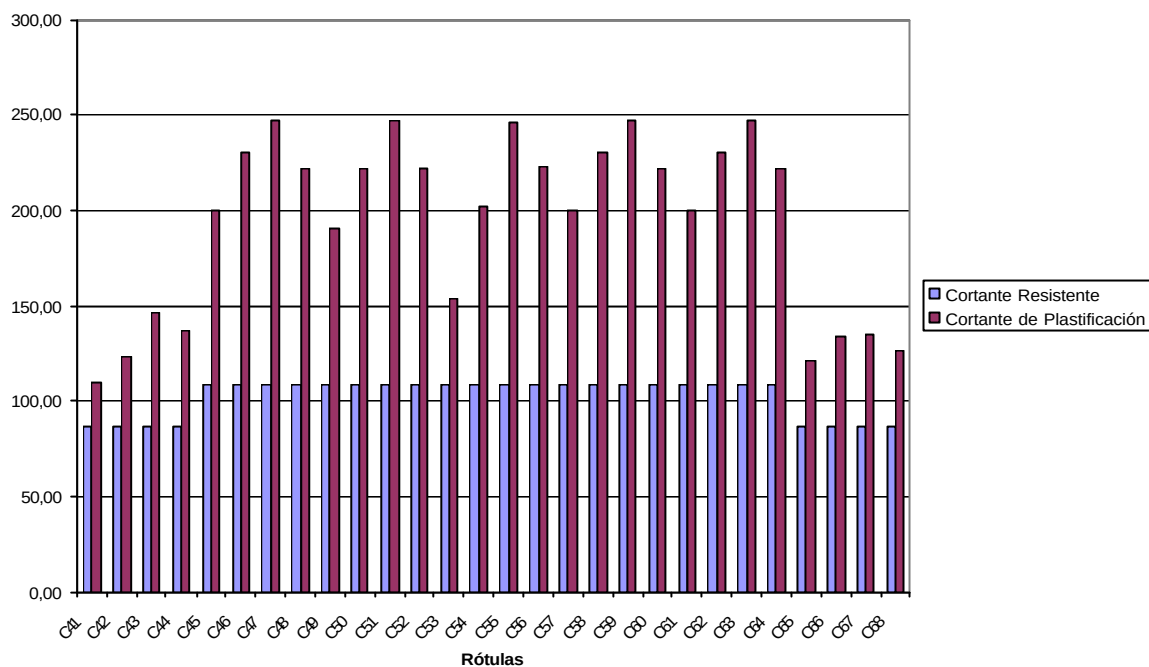
3.3.2.6. Cortante de plastificación.

Comparar el cortante de plastificación contra el cortante resistente. Los valores de cortante de plastificación que sobrepasan la capacidad, no implican reforzamiento porque el cortante de plastificación no se presenta si la sección no entra en el rango inelástico.

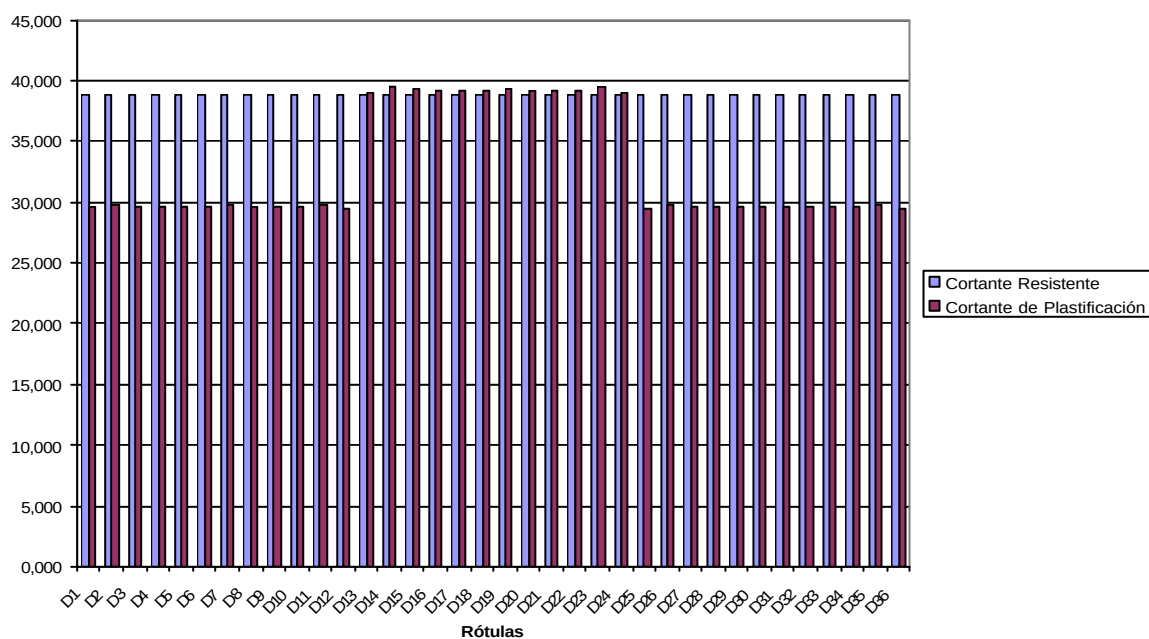
Figura 3.43. Cortante resistente contra cortante plástico para las posibles rotulas en las vigas



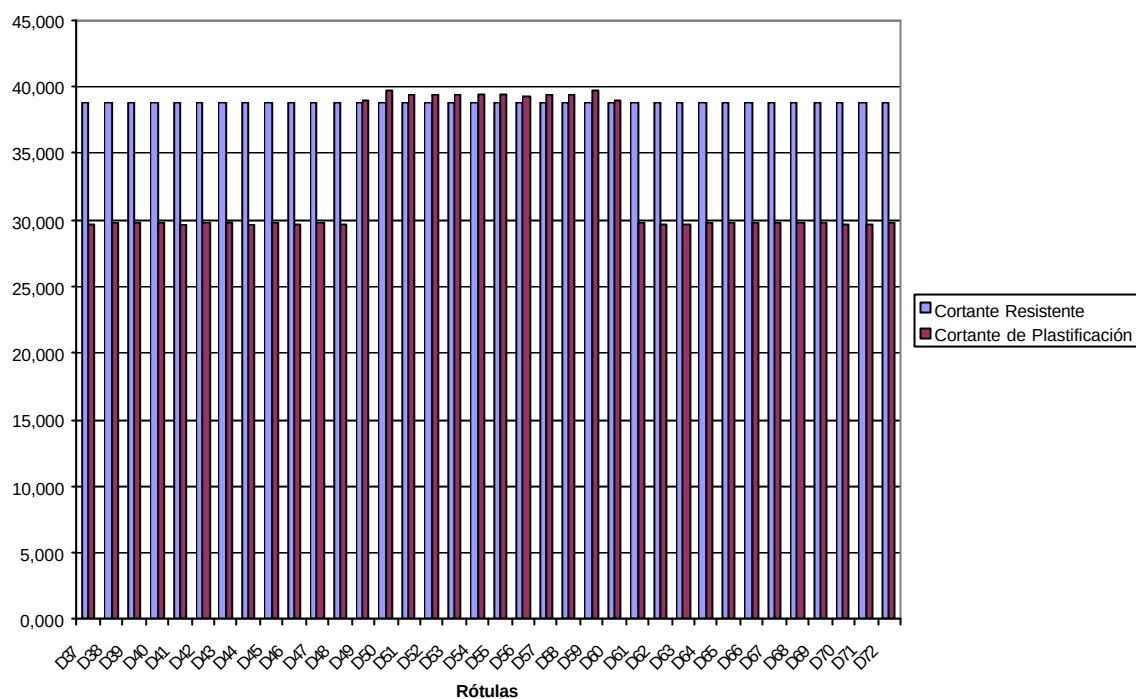
CORTANTE Vs RÓTULAS



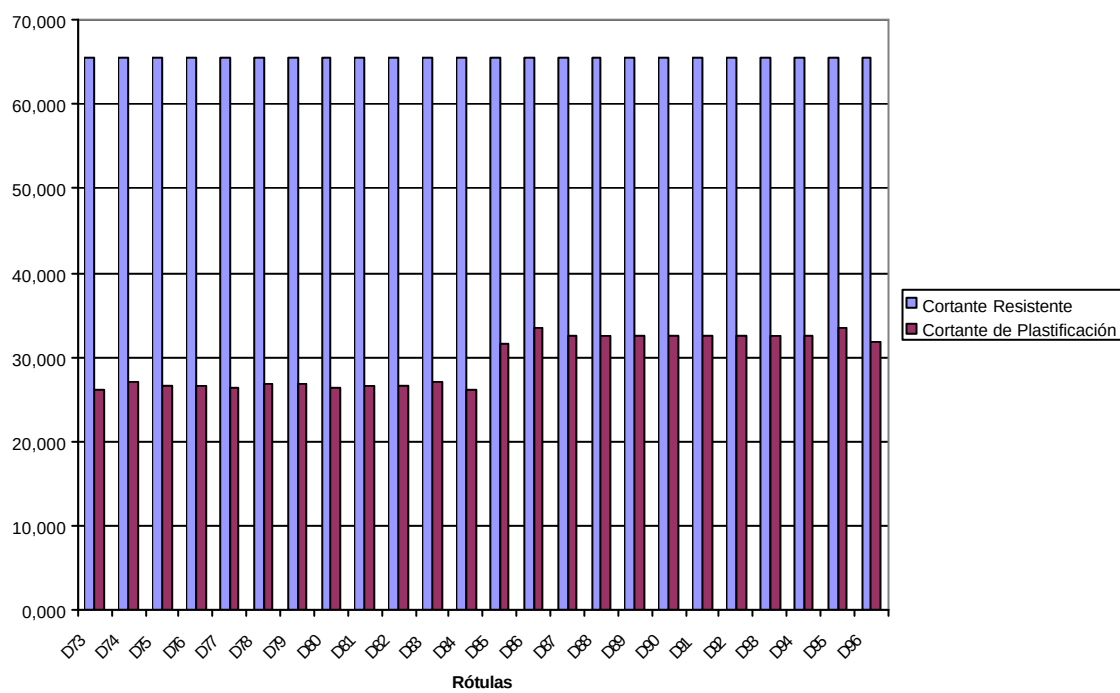
CORTANTE Vs RÓTULAS



CORTANTE Vs RÓTULAS



CORTANTE Vs RÓTULAS



3.3.2.7. RELACIÓN DEMANDA / CAPACIDAD

3.3.2.7.1. Factor m

Con el fin de chequear la capacidad inelástica de la estructura, se calcula el factor m y el factor R demandado por el sismo sobre la estructura. Factor m (FEMA 356) y se calcula para cada sección mediante la siguiente ecuación:

$$m_{\text{demanda}} \geq \frac{1.1M_g + M_s}{M_u}$$

Donde:

m = modificador de la demanda sobre el elemento que tiene en cuenta la ductilidad esperada de deformación para el componente.

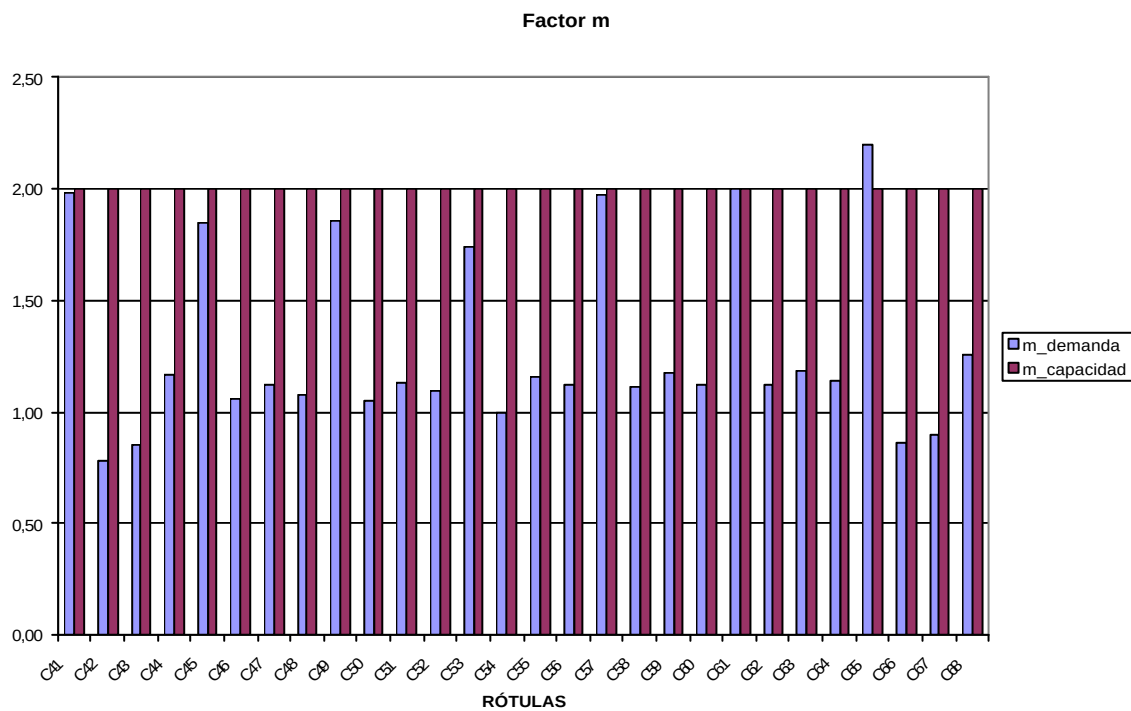
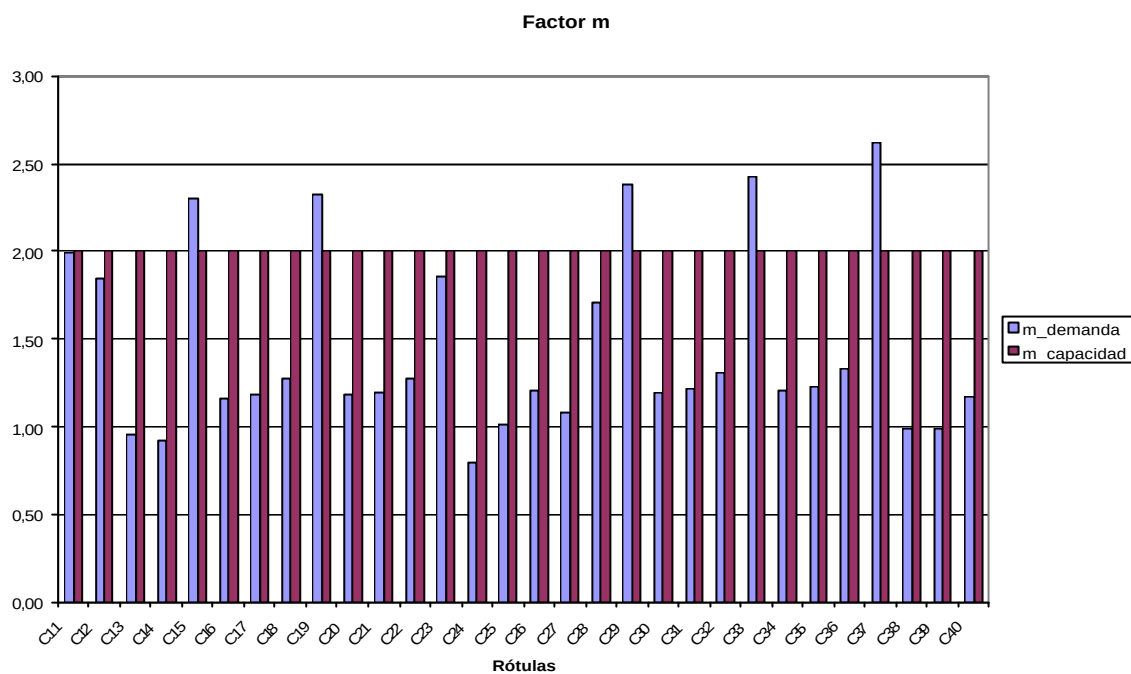
M_g = Momento producido por la carga vertical.

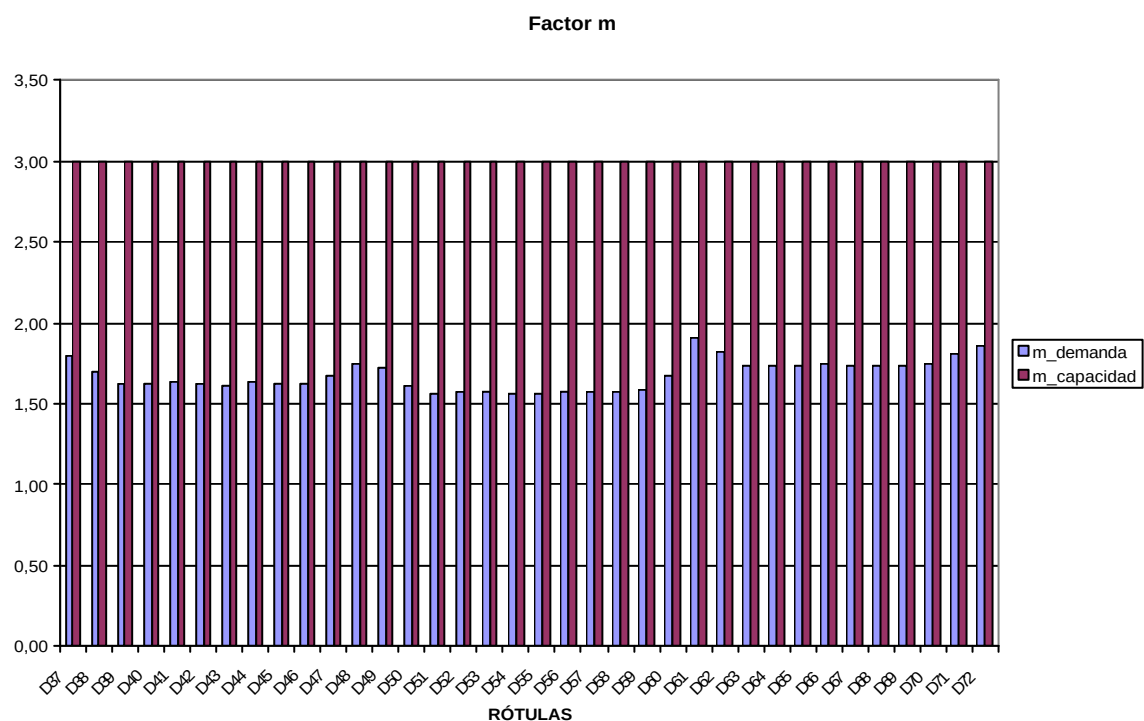
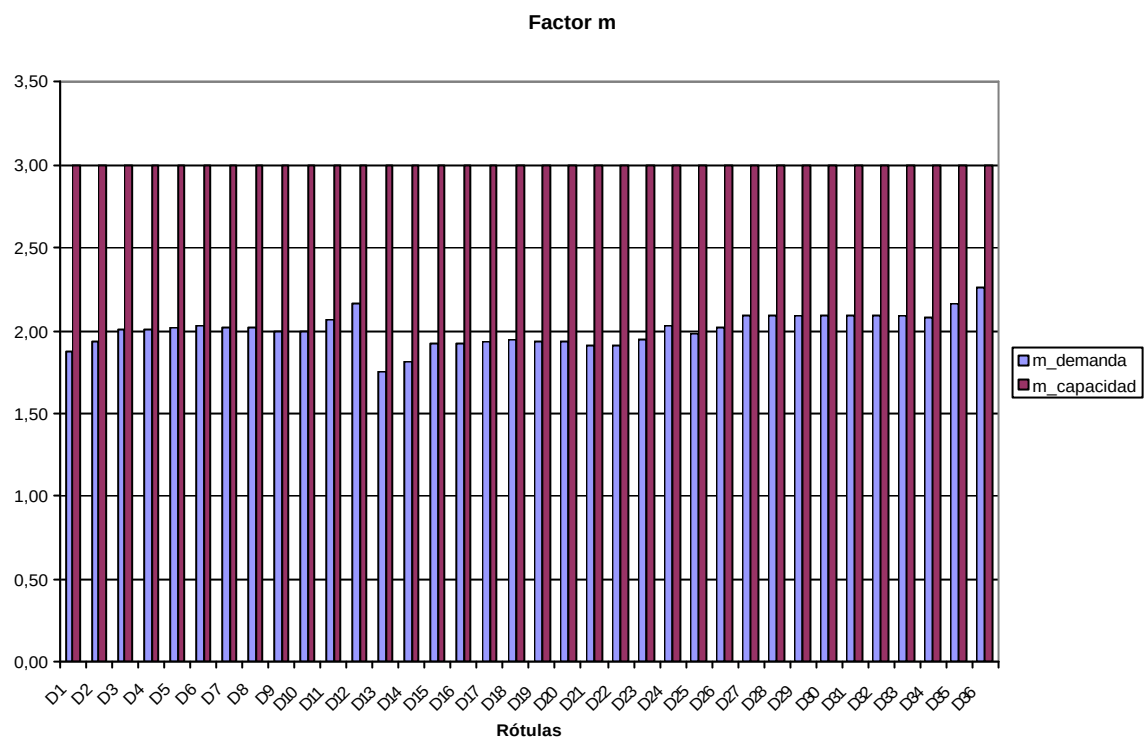
M_s = Momento producido por la carga sísmica.

M_u = Momento último resistente del elemento. Para el caso del estudio, se utiliza la capacidad de fluencia.

Los valores permitidos del factor m, se definen en función del nivel de comportamiento esperado. Los valores permitidos del factor m para vigas de concreto reforzado, dependen principalmente de la cuantía de refuerzo a compresión, del detallado del refuerzo y del nivel de esfuerzo cortante (ver tabla 6-11 FEMA). Los valores permitidos del factor m para columnas de concreto reforzado depende principalmente de la carga axial, del detallado del refuerzo y del nivel de esfuerzo cortante (tabla 6-12).

Figura 3.44. Factor de reducción por ductilidad "m" demandados y resistentes para vigas de concreto según FEMA 273.





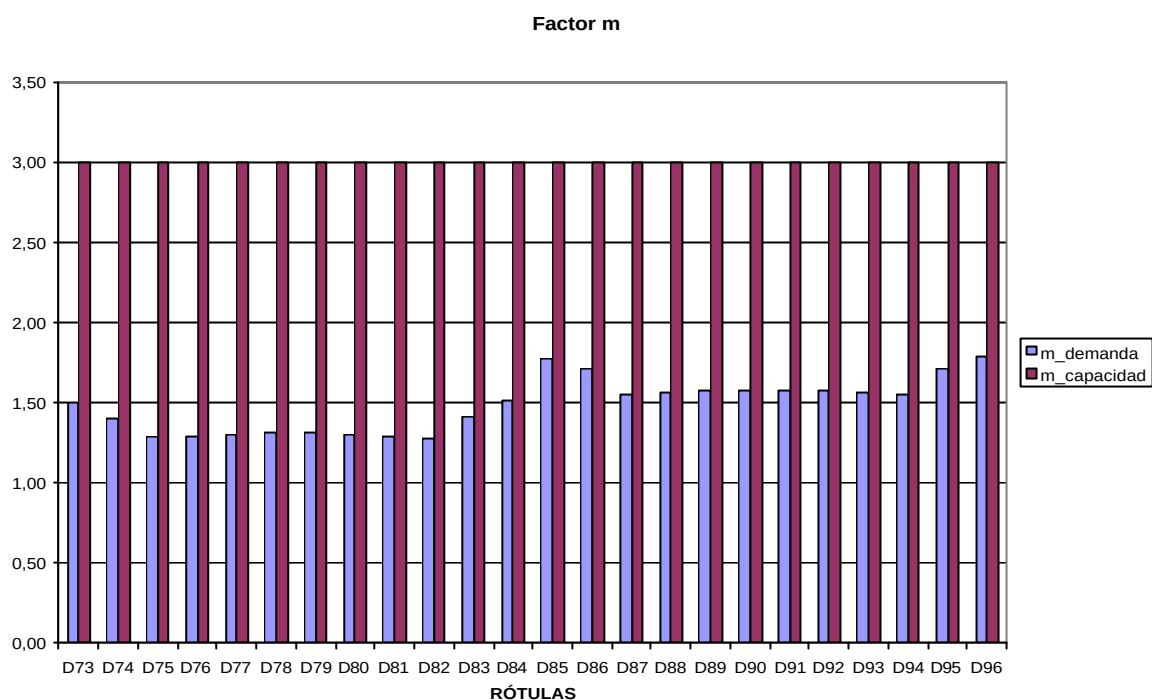
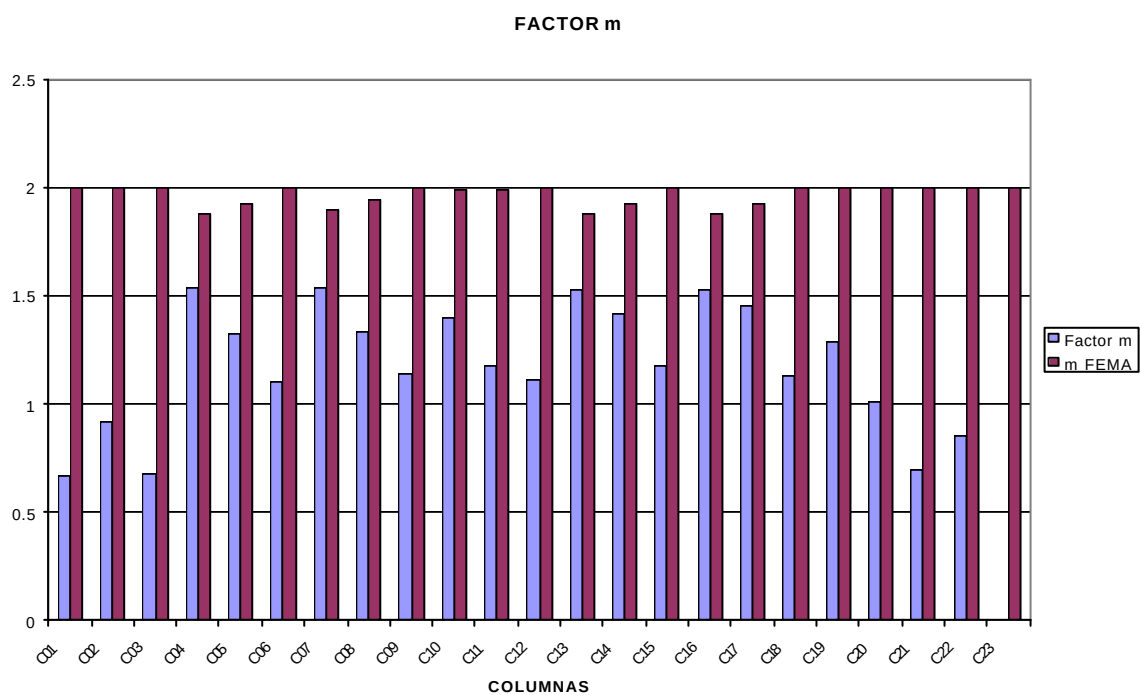
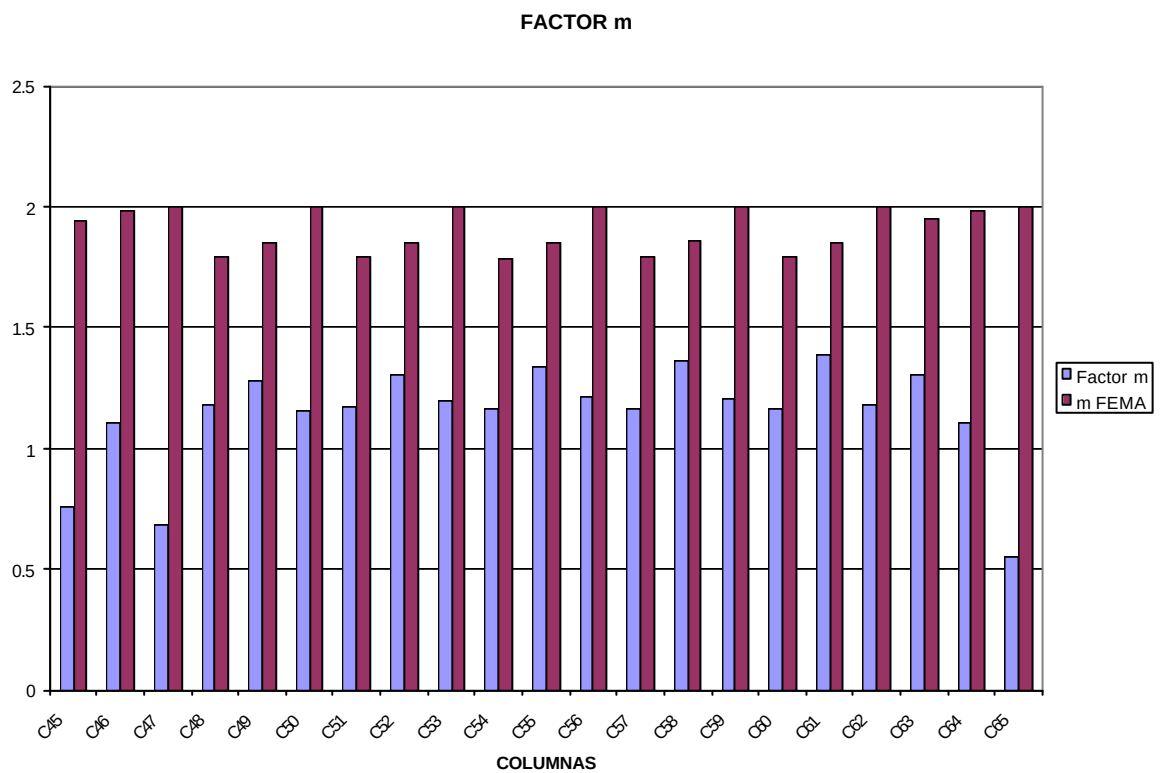
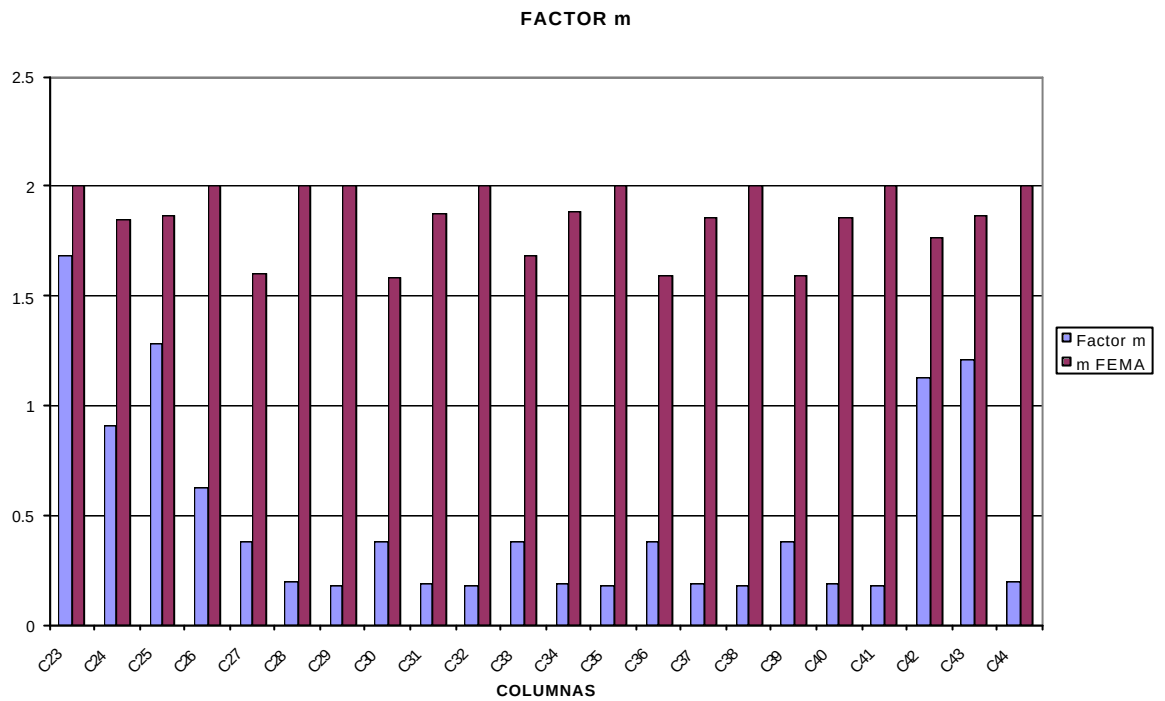


Figura 3.45. Factor de reducción por ductilidad “m” demandados y resistentes para columnas de concreto según FEMA 273





3.3.2.7.2. Factor R

El factor R se define matemáticamente como:

$$R_{demanda} \geq \frac{M_s}{M_y - 1.1M_g}$$

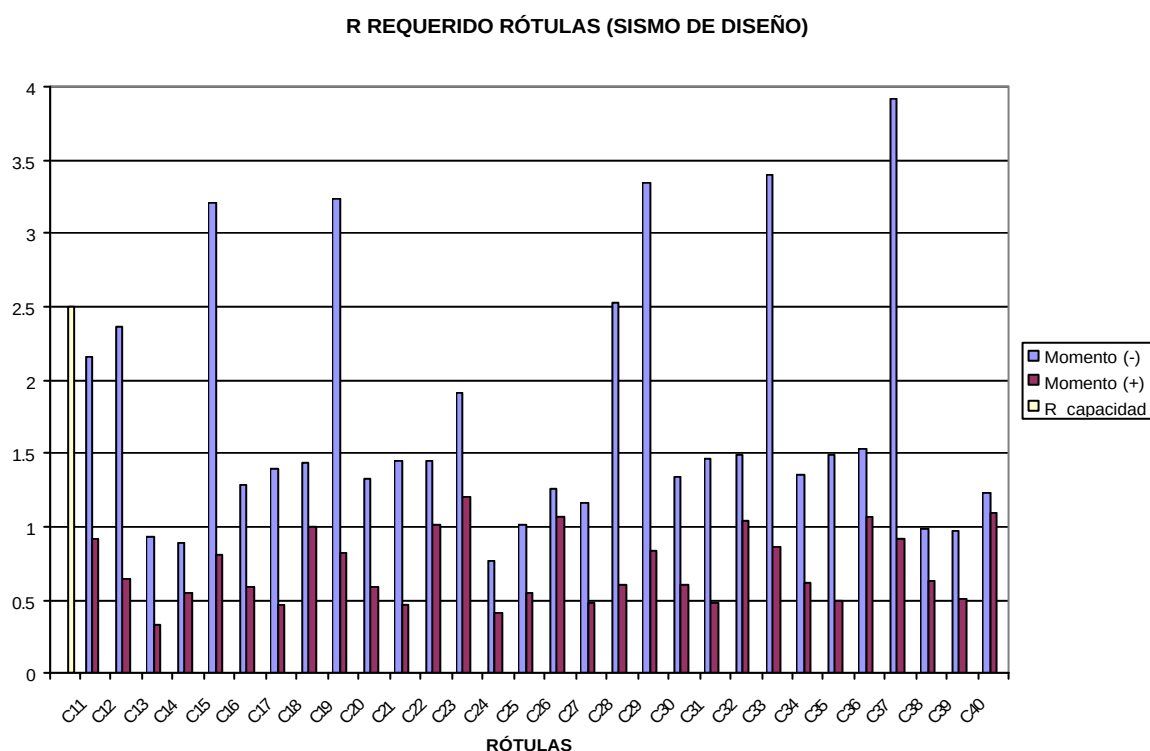
M_g = Momento producido por la carga vertical.

M_s = Momento producido por la carga sísmica.

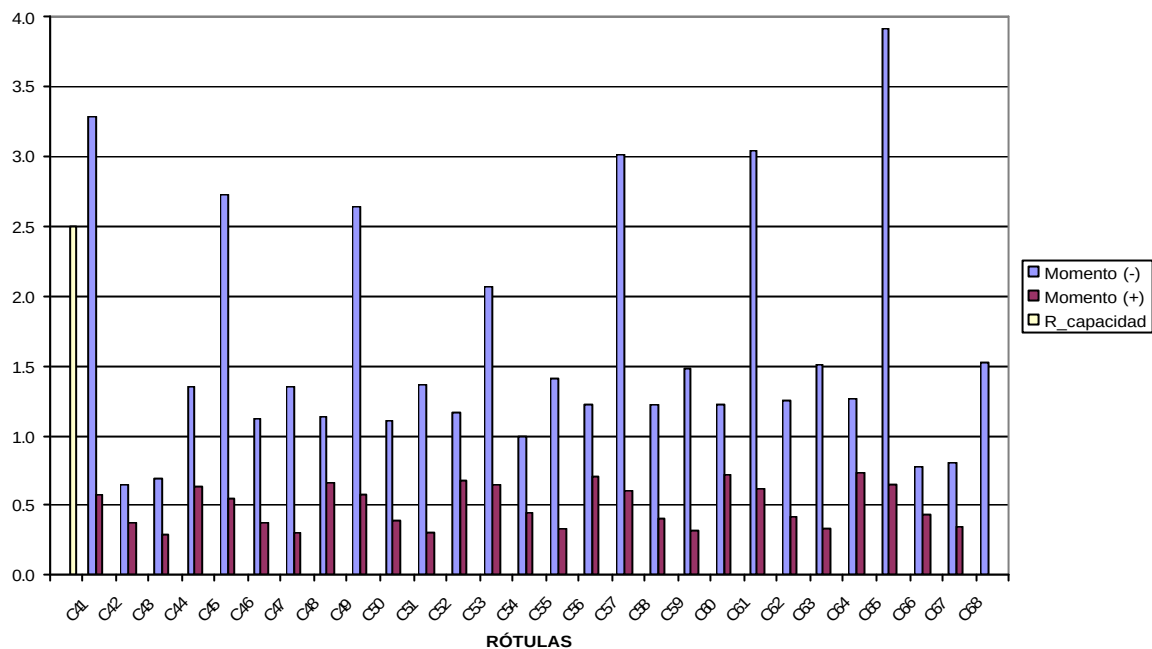
M_y = Capacidad a flexión del componente.

Factor R demandado y el factor R resistente de acuerdo con el documento de la NSR 98.

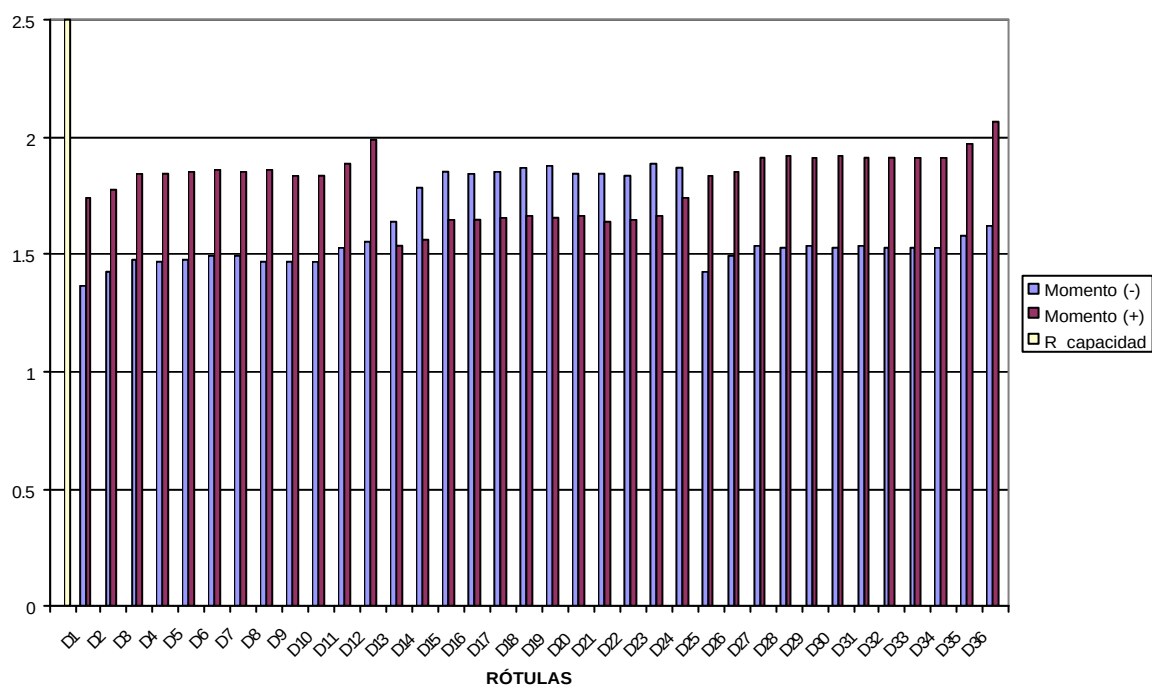
Figura 3.46. Factor R requerido contra Factor R capacidad para las posibles rotulas en las vigas



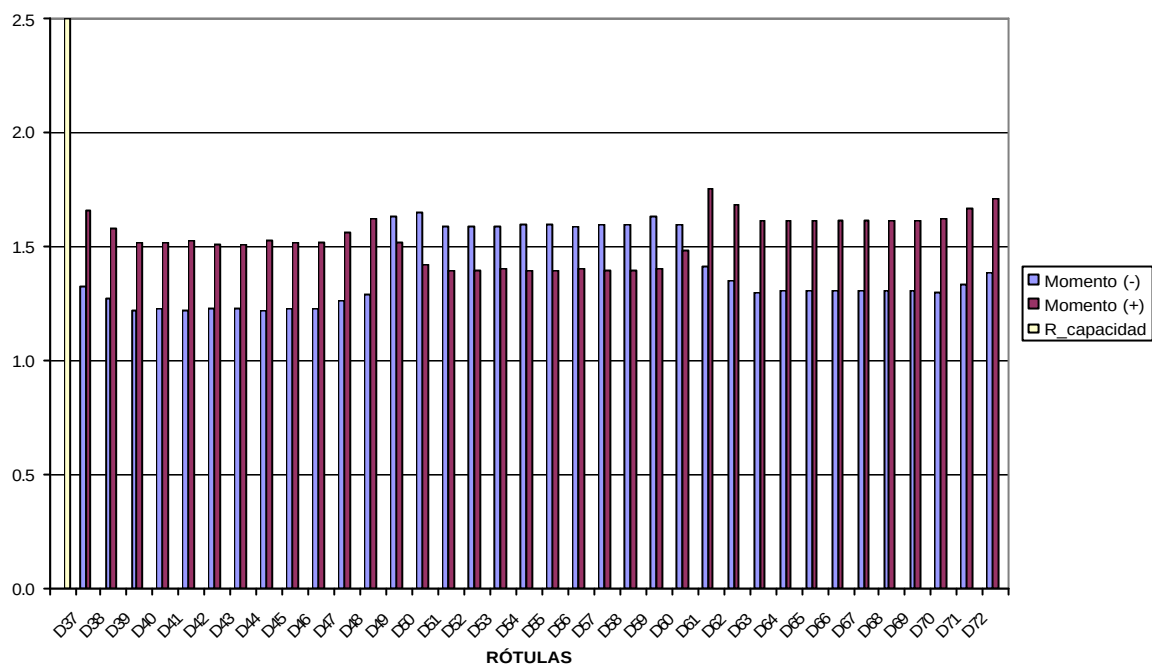
R REQUERIDO RÓTULAS (SISMO DE DISEÑO)



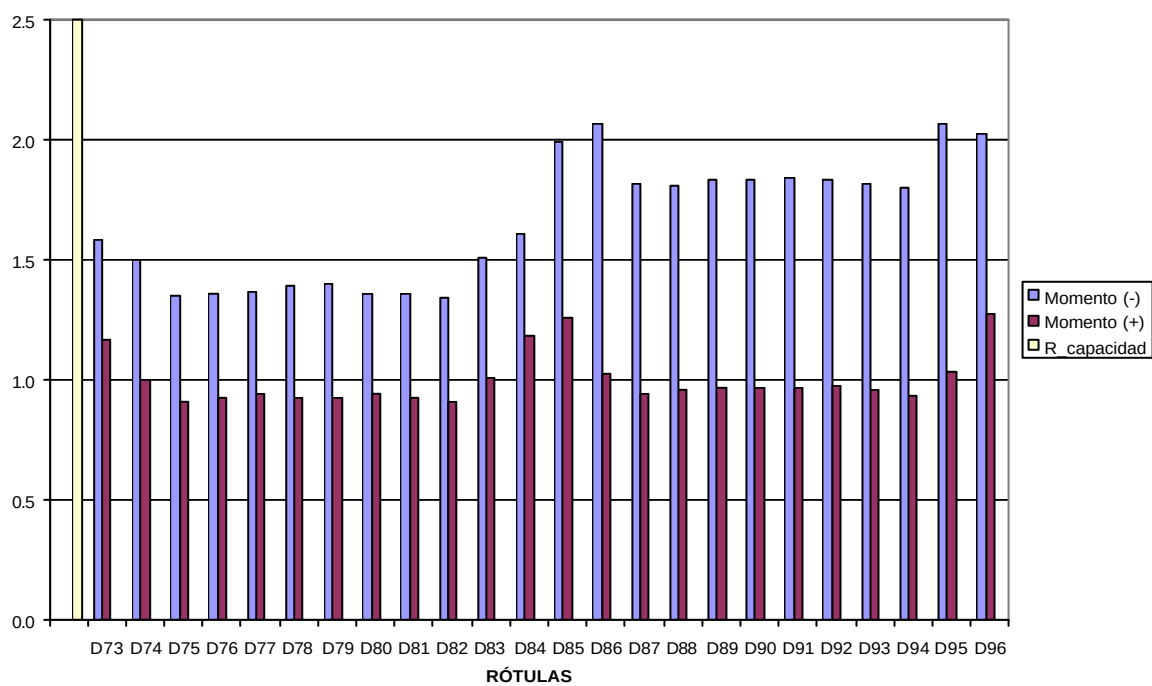
R REQUERIDO RÓTULAS (SISMO DE DISEÑO)



R REQUERIDO RÓTULAS (SISMO DE DISEÑO)



R REQUERIDO RÓTULAS (SISMO DE DISEÑO)



3.3.2.8. Índice de Sobreesfuerzos de los elementos.

3.3.2.8.1. Índice de sobreesfuerzo a flexión

Se evalúa para cada una de las secciones críticas el índice de sobreesfuerzo de acuerdo con los requisitos de la NSR-98. El índice de sobreesfuerzo a flexión se calcula como:

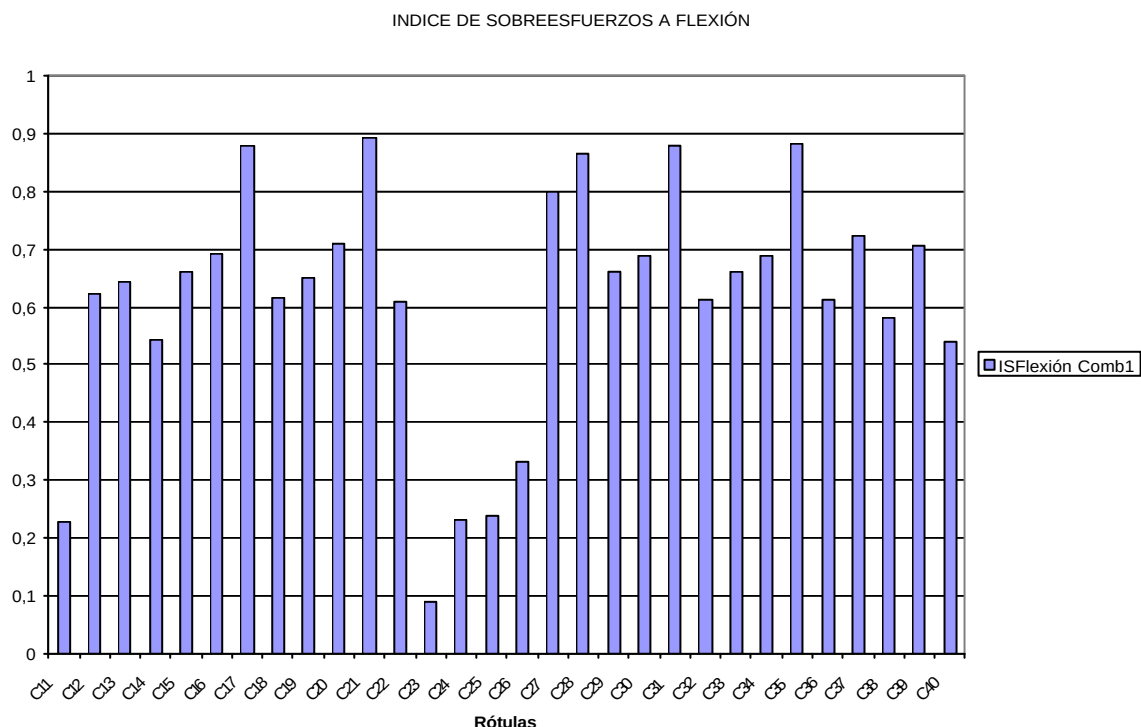
$$IS_{flexión} = \frac{Combinación}{(fMy)}$$

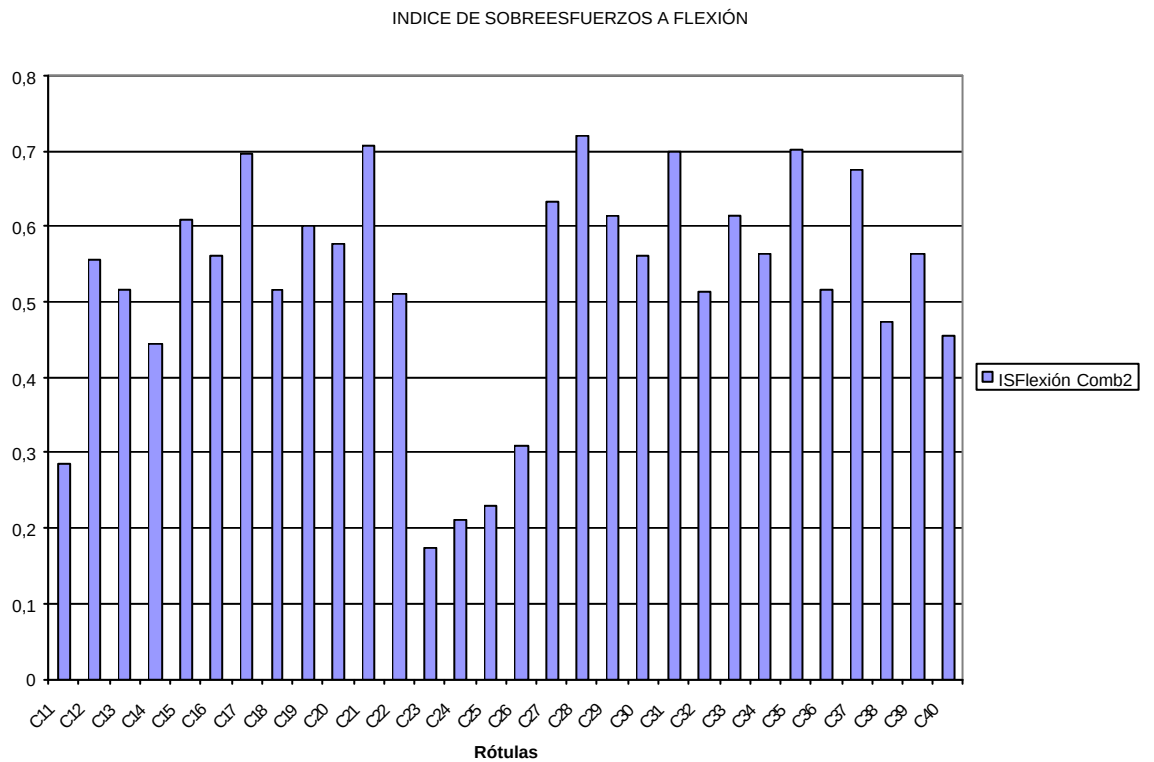
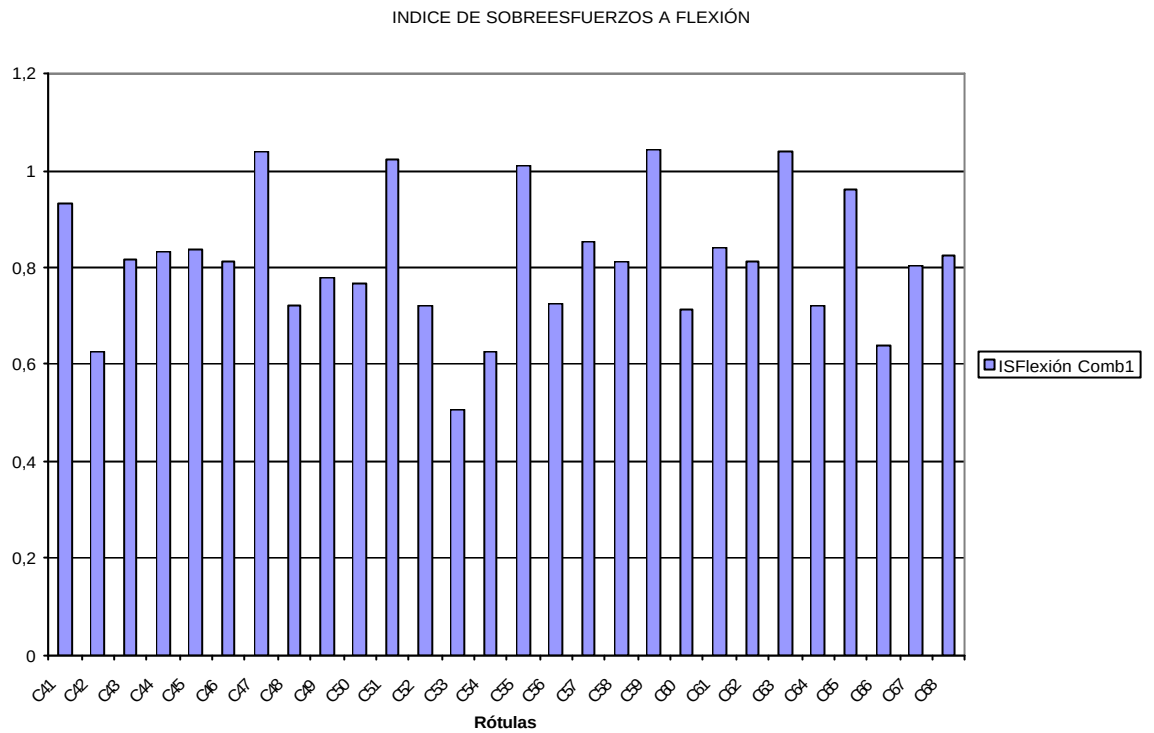
M_y = Capacidad a flexión del componente.

F = Coeficiente de reducción de resistencia y por irregularidad, estado actual y calidad de diseño y construcción.

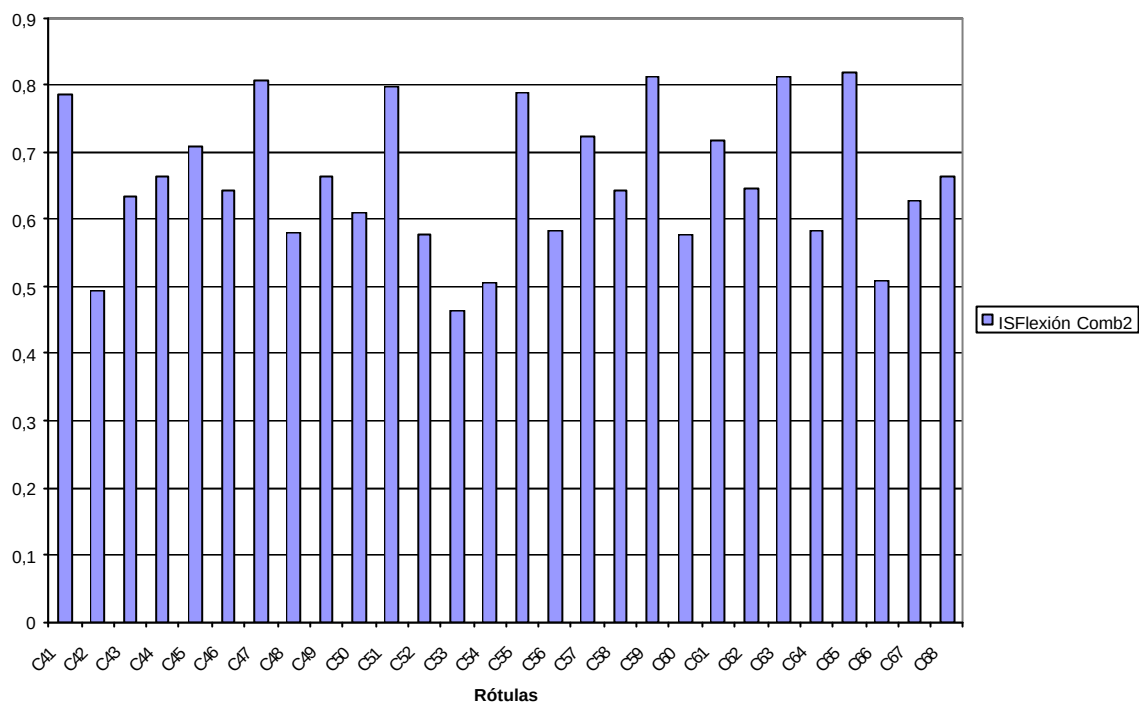
Combinación = Cada una de las combinaciones de análisis.

Figura 3.47. Índice de Sobreesfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para las posibles rotulas en las vigas

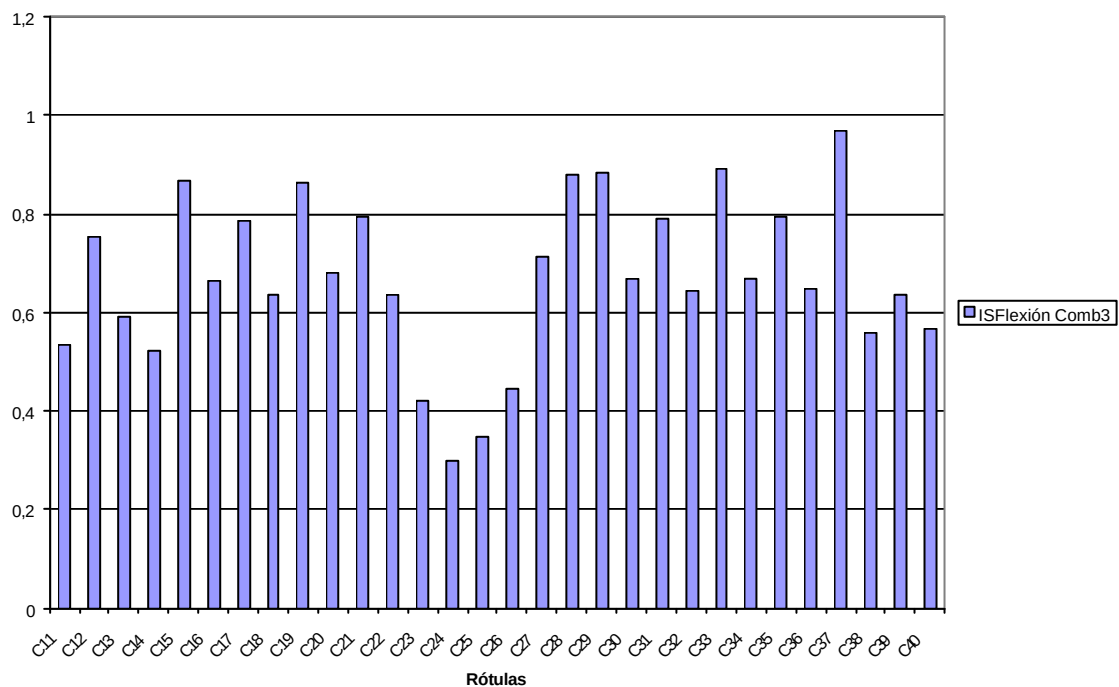




INDICE DE SOBRESFUERZOS A FLEXIÓN



INDICE DE SOBRESFUERZOS A FLEXIÓN



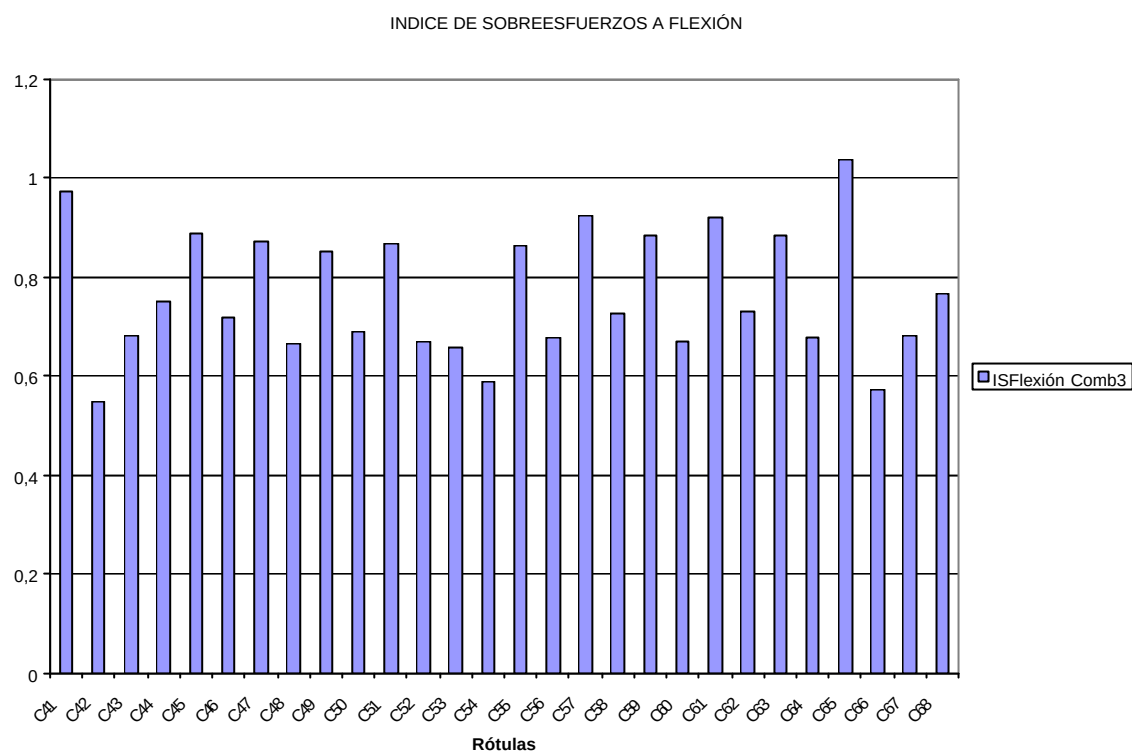
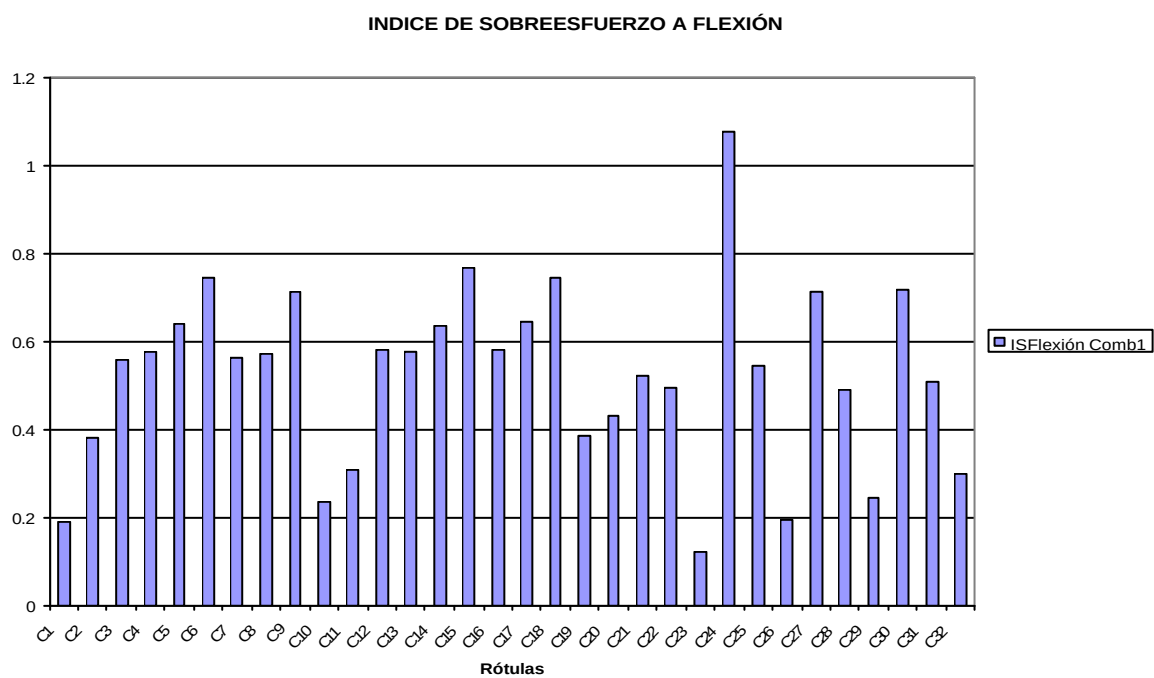
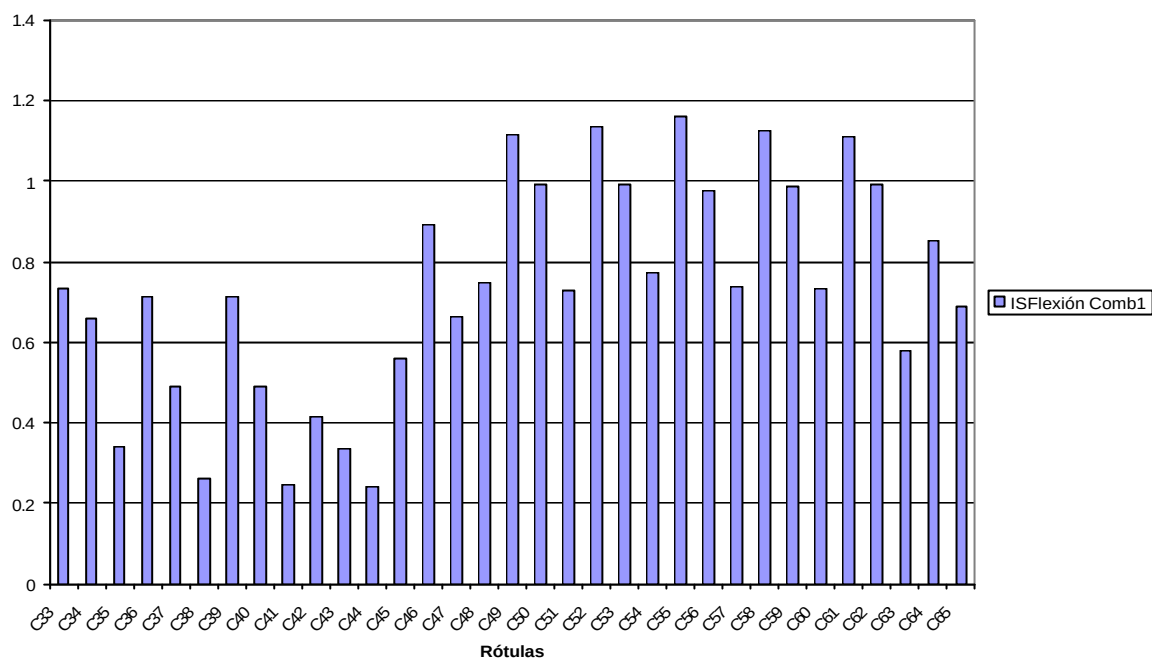


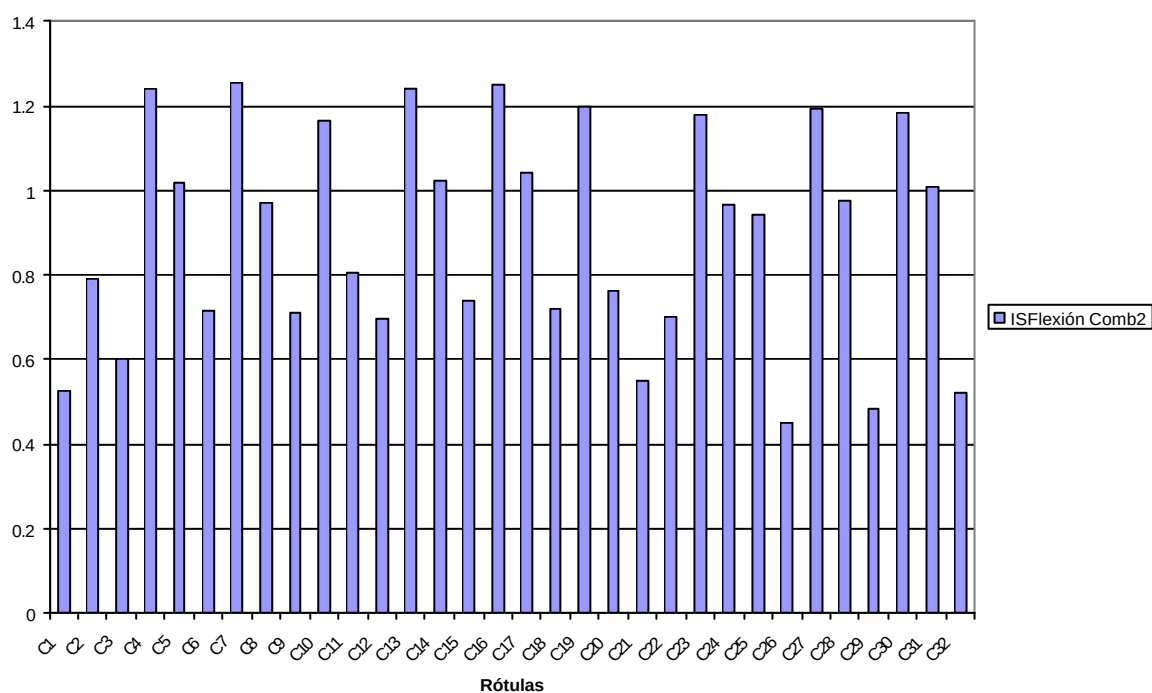
Figura 3.48. Índice de Sobreesfuerzo a flexión para las tres combinaciones de análisis para cada una de las secciones críticas de las columnas.



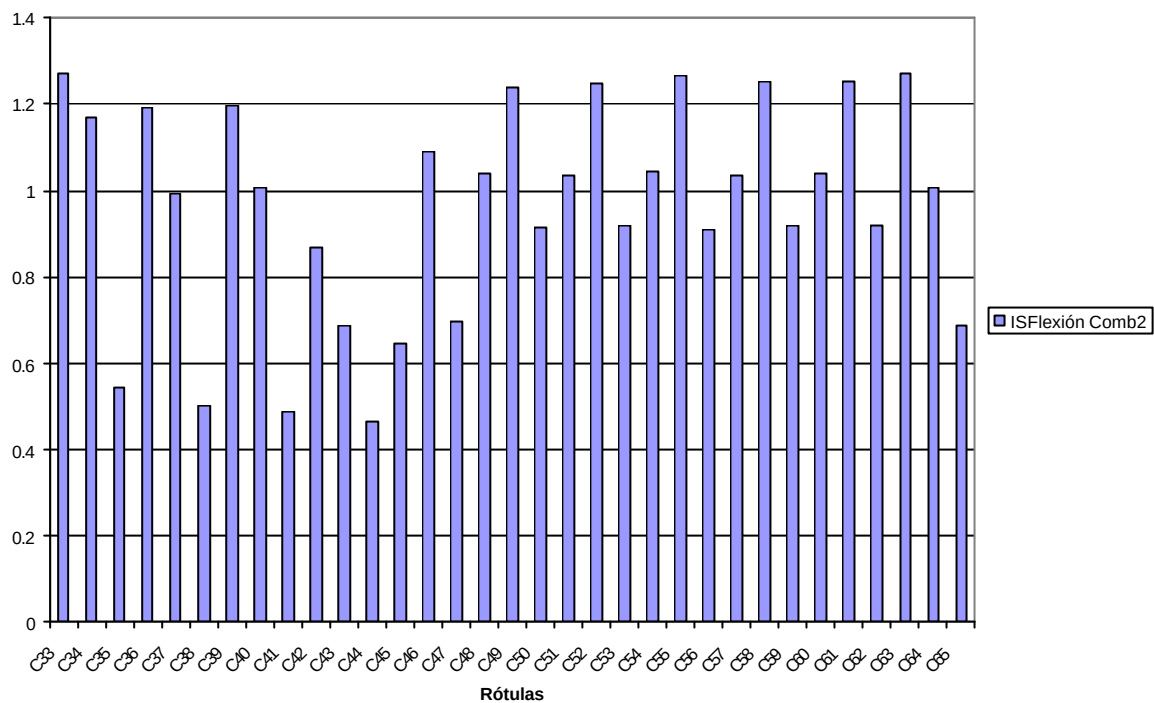
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



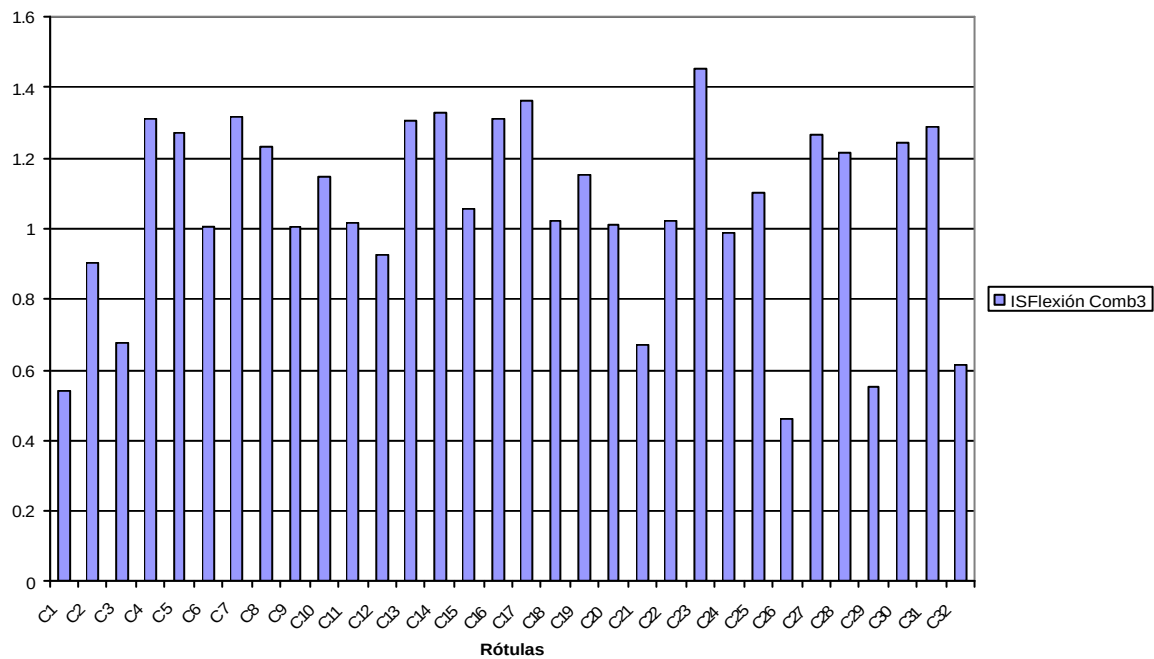
INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN

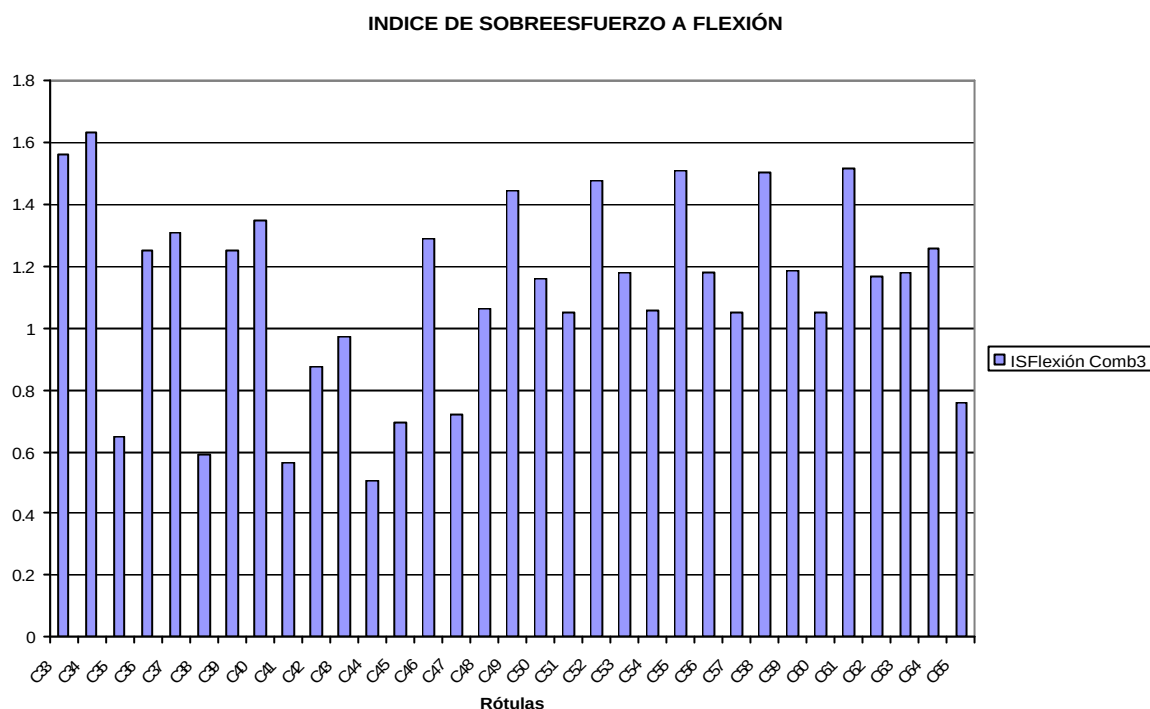


INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN



INDICE DE SOBRESFUERZO A FLEXIÓN





3.3.2.8.2. Índice de sobreesfuerzo a cortante

El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula de forma diferente al de flexión, teniendo en cuenta que la demanda de cortante esta definida por el cortante de plastificación cuando el

R requerido supere la unidad. Es inconsistente con el comportamiento estructural suponer que la demanda a cortante es el cociente entre el cortante elástico y el R capacidad. Si se calculan las demandas y cortantes de igual forma que la de flexión se puede presentar errores importantes.

El índice de sobreesfuerzo a cortante se calcula así:

$$ISCortante = \frac{V_p}{(fV_n)} \quad \text{Si } Rdemanda > 1$$

$$ISCortante = \frac{Combinación}{(fV_n)}, \quad \text{Si } Rdemanda \leq 1$$

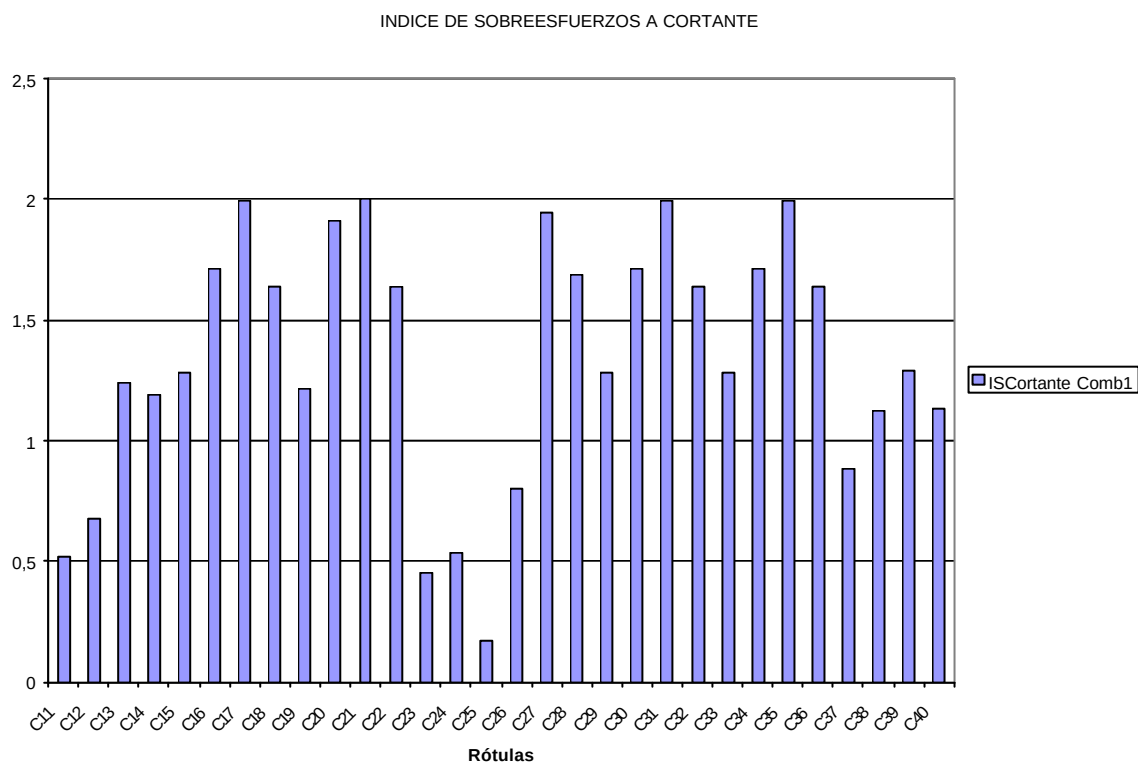
V_p = Cortante de plastificación.

V_n = Capacidad resistente.

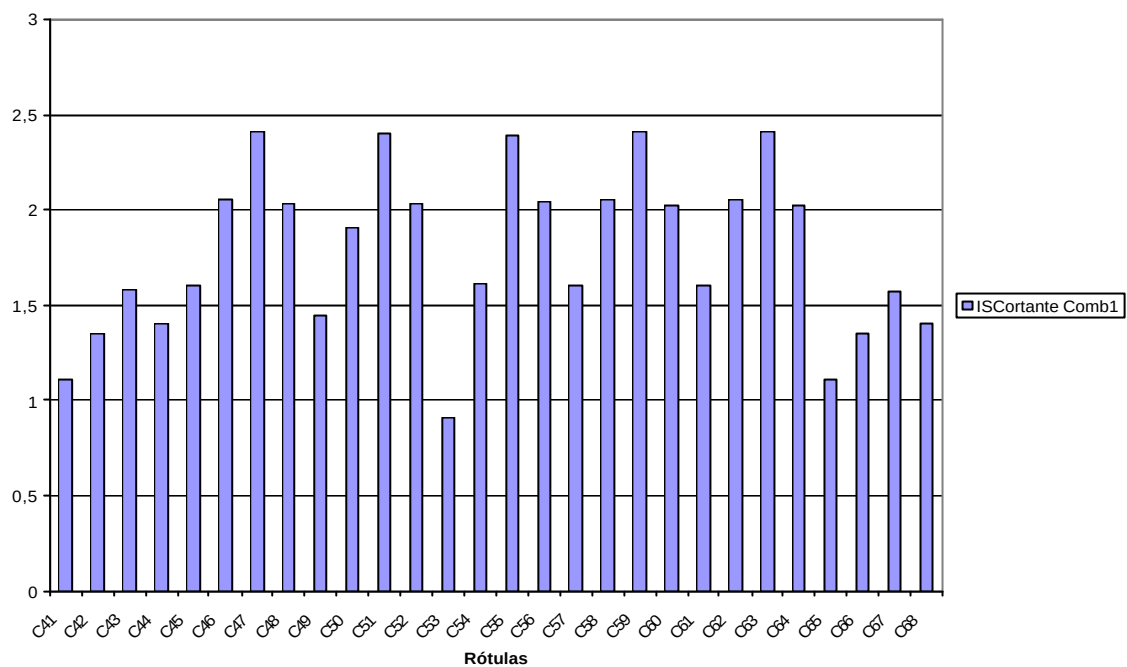
F = Coeficiente de reducción de resistencia y por irregularidad, estado actual y calidad de diseño y construcción.

Combinación = Cortante obtenido de las combinaciones de diseño.

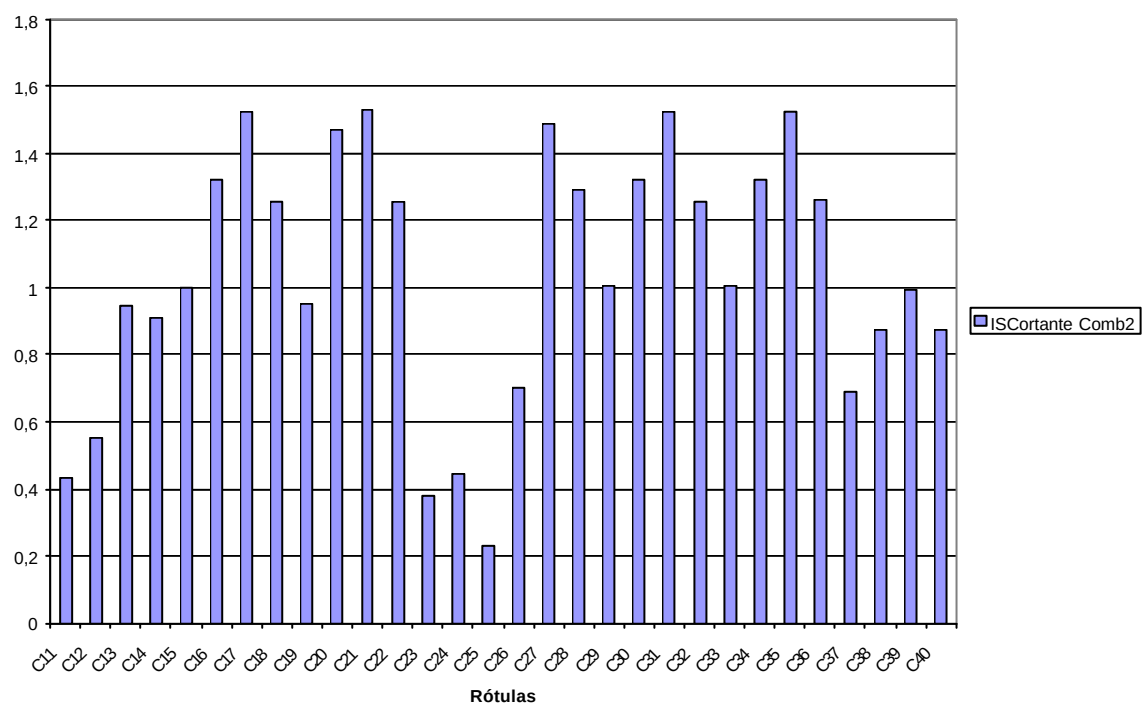
Figura 3.49. Índice de Sobre esfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de diseño para las posibles rotulas en las vigas



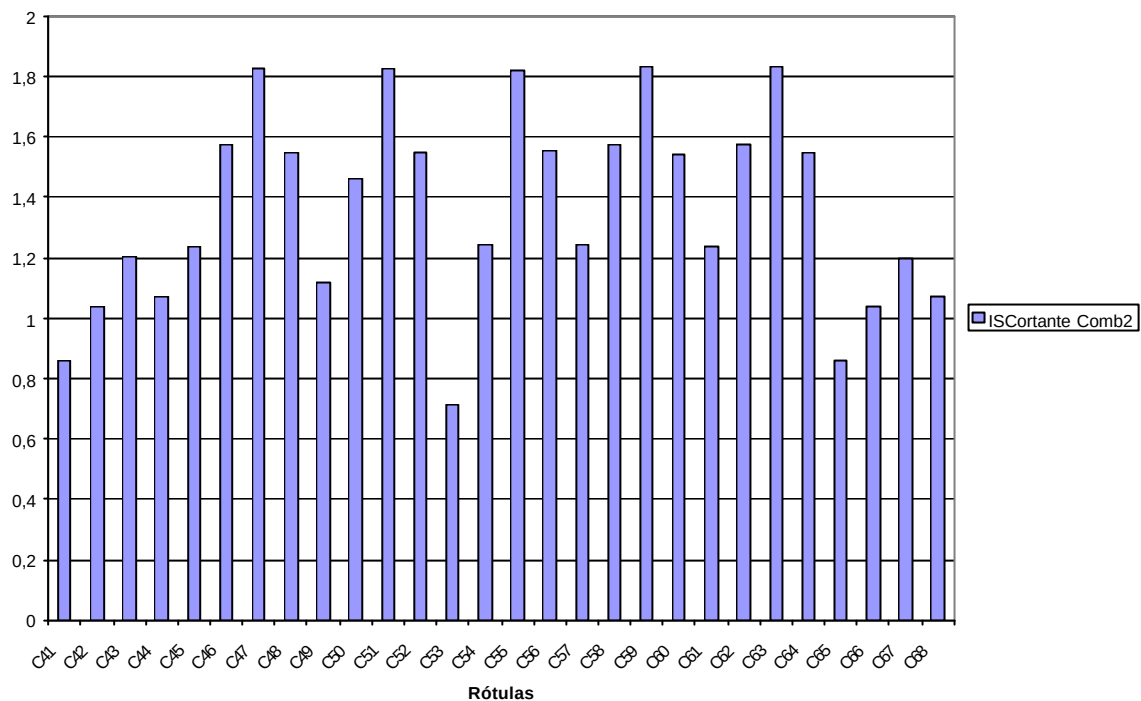
INDICE DE SOBRESFUERZOS A CORTANTE



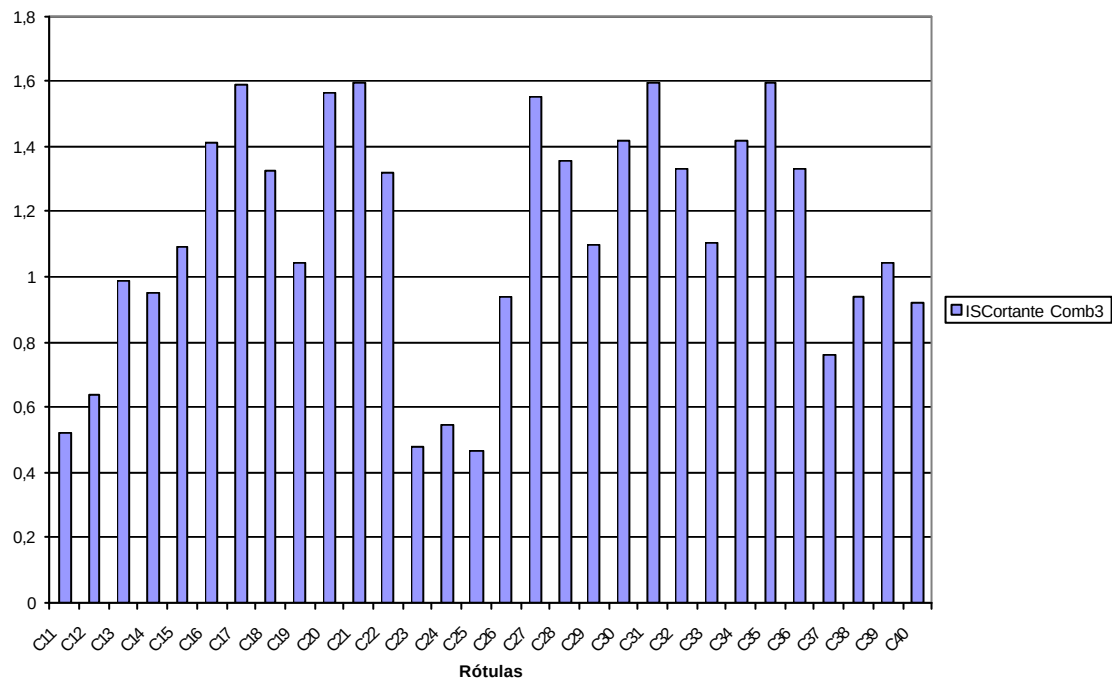
INDICE DE SOBRESFUERZOS A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZOS A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZOS A CORTANTE



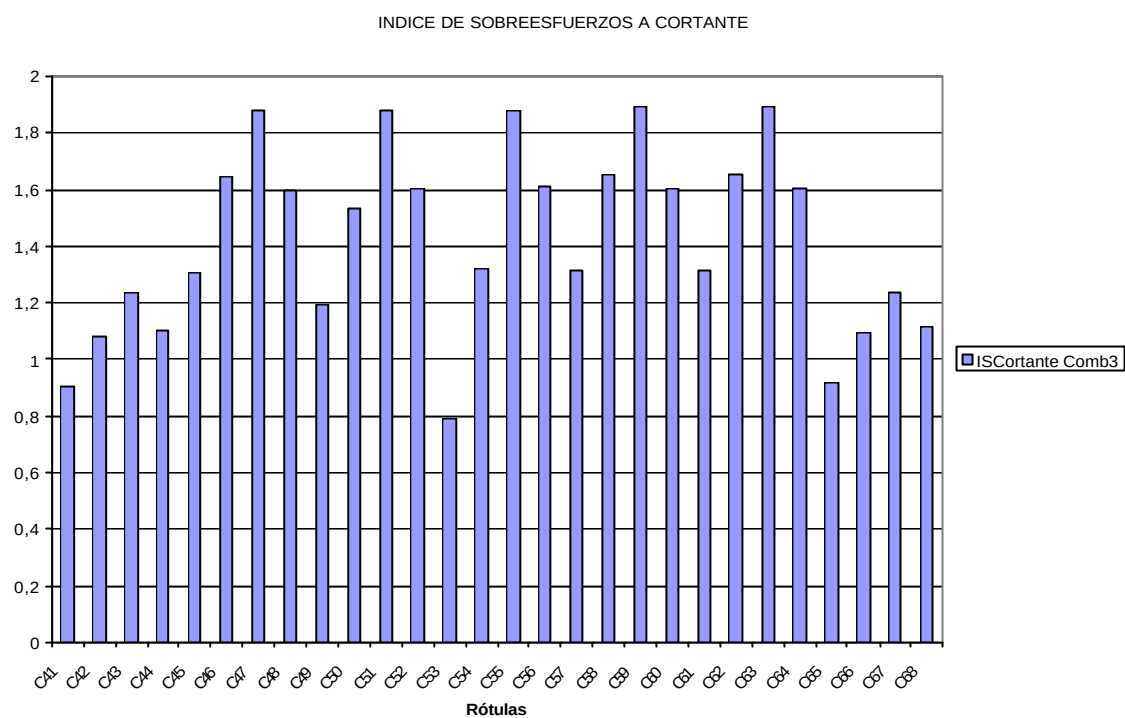
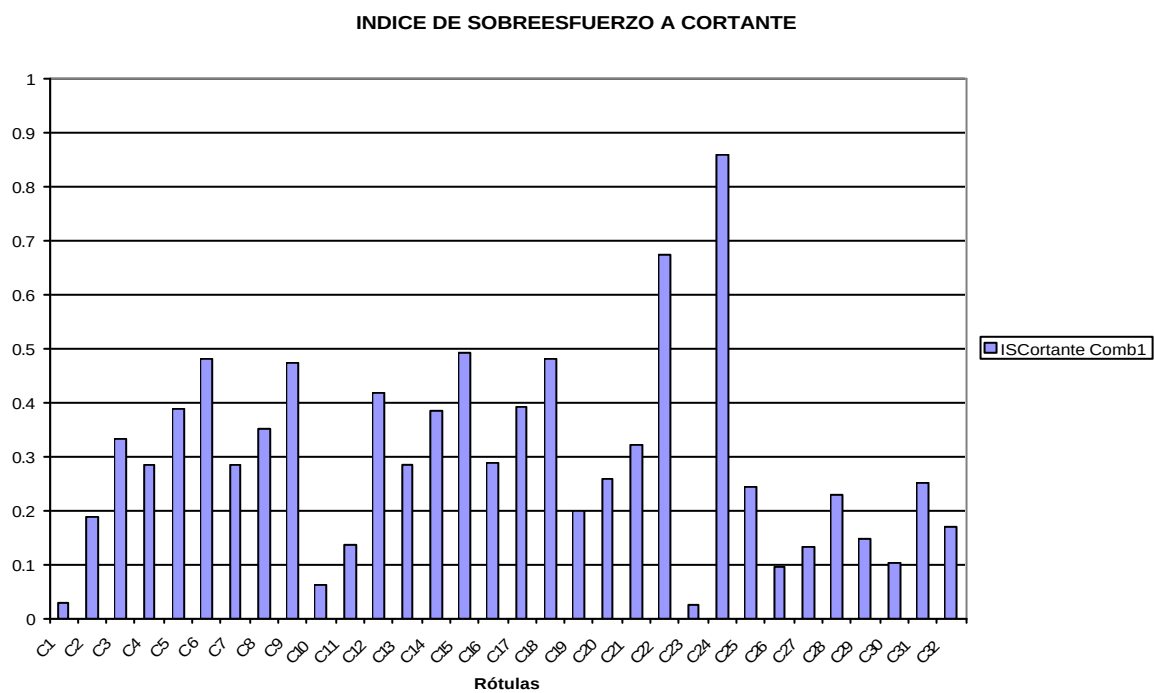
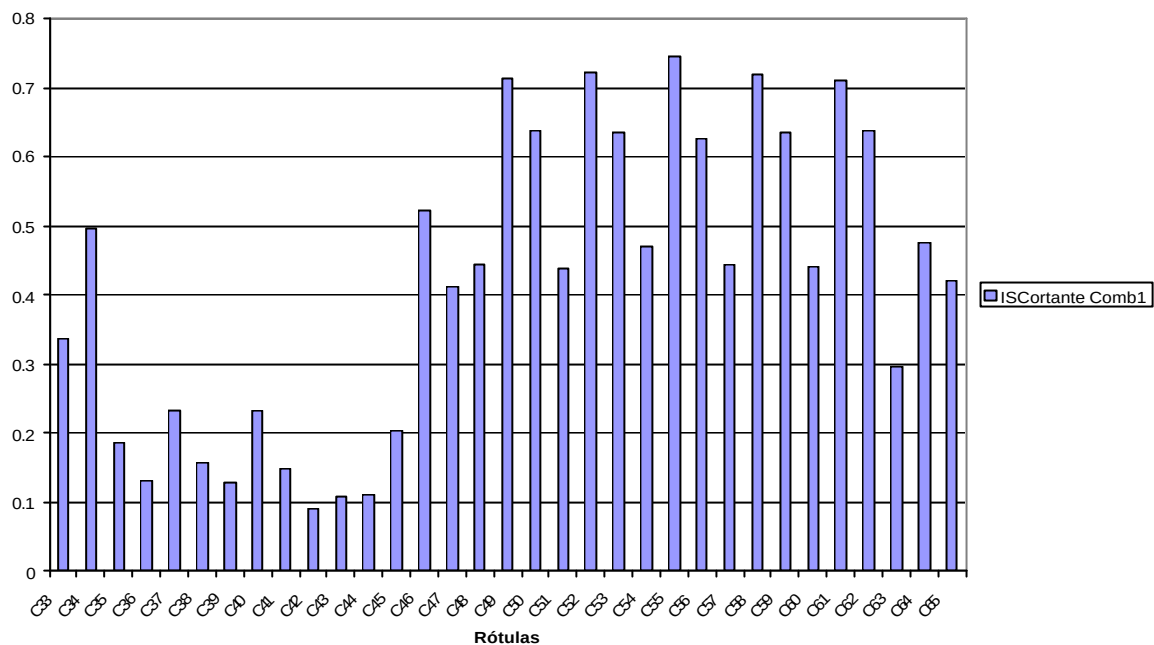


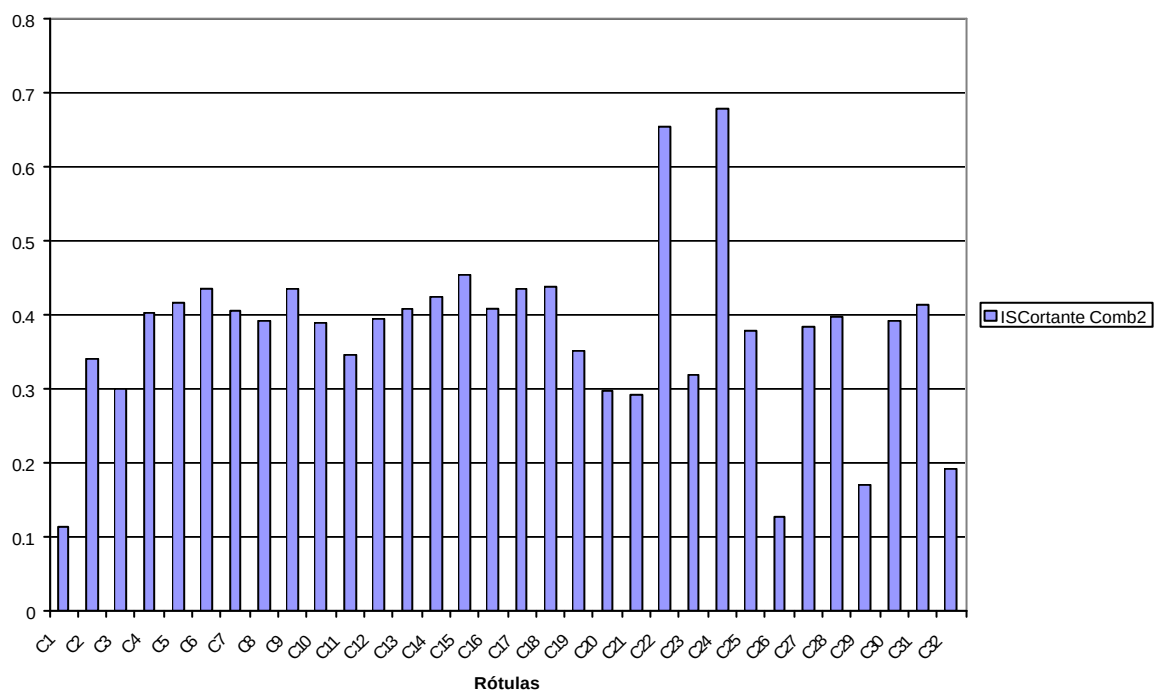
Figura 3.50. Índice de Sobreesfuerzo a Cortante para las tres combinaciones de análisis para las secciones críticas de cada una de las columnas



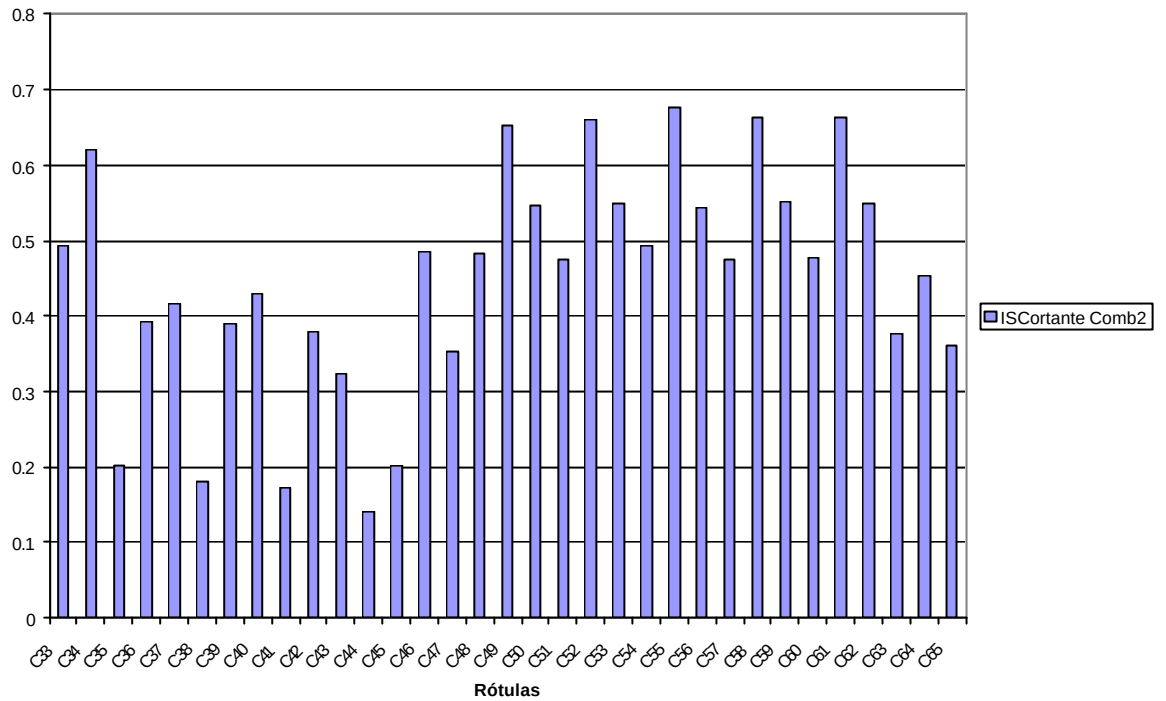
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



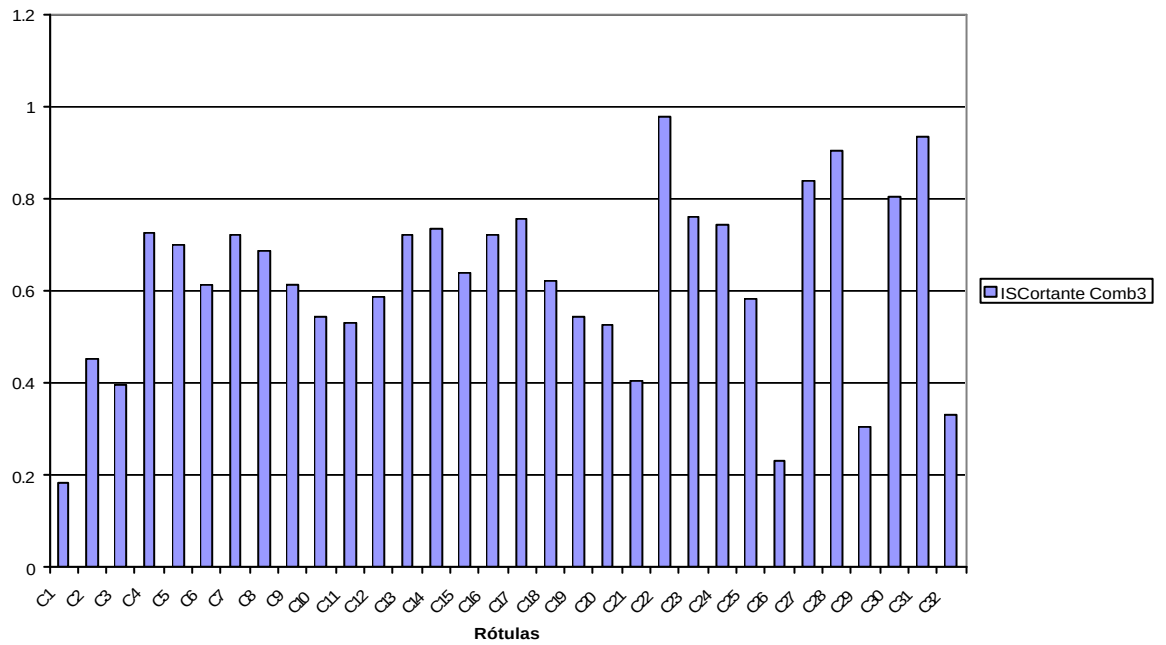
INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE

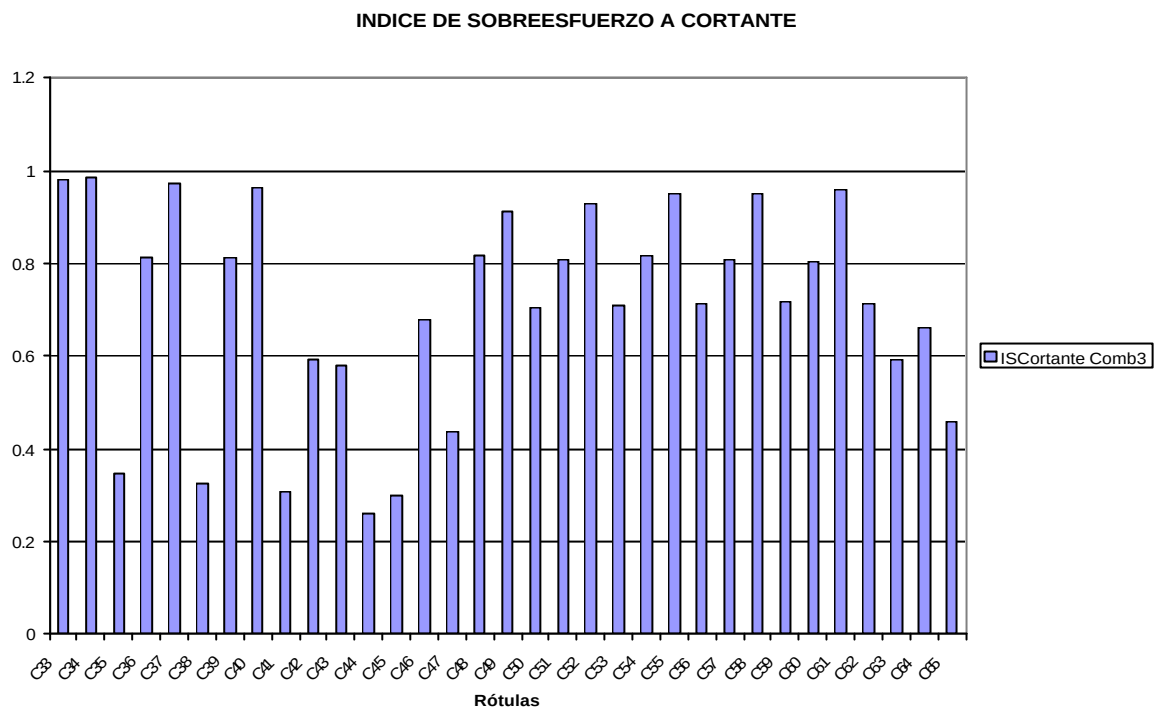


INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE



INDICE DE SOBRESFUERZO A CORTANTE





3.3.2.9. Índice de Sobreesfuerzos de la estructura

Con los resultados obtenidos del índice de sobreesfuerzo individual para cada elemento se evalúan los elementos con mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como conjunto según la NSR-98. Se determina un índice global para toda la estructura.

Elemento	Índice de sobreesfuerzo	Combinación
Viga C17	1.99	3
Viga C21	1.99	3
Viga C47	2.4	1
Viga C63	2.41	1

Tabla 3.19 Máximos Índices de sobreesfuerzos individuales

Observamos que el mayor índice de sobreesfuerzo se presenta en la viga cuya rotula es la C63 debido a la combinación 3, cuya incidencia es en el sentido Y. analizamos que en ese sector del edificio las vigas están llegando a un colapso critico por falla a cortante. Por lo que el Índice de sobreesfuerzo de la estructura es 2.41, lo que me indica que la estructura posee aproximadamente un 42% de la resistencia de una estructura diseñada según el código actual.

3.3.2.10. Índice de Flexibilidad para efectos horizontales

Adicionalmente se determinan los índices de flexibilidad (rigidez) de los pisos y por ende de las estructuras. Se define como Vulnerabilidad a los inversos de los índices de flexibilidad (ver capítulo A.10.8.1). En la tabla 3.18 se encuentran calculados los índices por piso calculados a partir del límite de la deriva. De acuerdo a estos resultados el Índice de flexibilidad de la estructura es 1.88, que representa que la estructura posee aproximadamente un 53 % de la rigidez de una estructura diseñada según el código actual.

PISO	SENTIDO X	SENTIDO Y
Piso 1	1.11	0.75
Piso 2	1.86	1.26
Cubierta	1.36	0.94

Tabla 3.20. Índices de flexibilidad por piso

3.3.2.11. Conclusiones

El edificio 2 presenta un periodo alto de 1.43 seg algo inusual en una estructura de tres niveles, periodo que se caracteriza por la gran cantidad de masa del edificio y su poca rigidez, y si a esto adicionamos las resistencia de los material, y su fisuración en el momento de un evento sísmico. Observamos que el control por deriva es excedido por ambos sentidos, pero mas critico por el sentido X llegando a una deriva de 1.86%, lo cual nos indica que hay que rigidizar el edificio con el fin de disminuir este valor. El factor m de capacidad nos indica que los valores por encima de este, corresponden a secciones que no tienen la capacidad inelástica suficiente ante las solicitaciones del sismo. Y es además de resultados generales que los elementos del segundo piso tienen poca capacidad tanto a flexión como a cortante, debido a que si observamos los planos de diseño de la fecha, y el dimensionamiento actual se puede concluir que las dimensiones del segundo piso fueron cambiadas, de pronto en el diseño final no se había considerado la opción de una remodelación tan grande como la del 3 piso a mediados del año 1994, obra que influye una gran cantidad de cargas sobre estos elementos, y si a eso aumentamos las longitudes libres de los elementos, que ponen a consideración el pórtico longitudinal C donde las columnas se ven expuestas a la influencia de los momentos flectores que transmiten las vigas, y a su fallo a flexión debido a cargas mayoradas, cargas que según el levantamiento patológico no se han presentado en la estructura. Algo grave que se pone a consideración es la poca ductilidad de la estructura y mas su pobre detallado de refuerzo transversal, acrecentando un falla frágil del elemento, por lo que se recomienda el reforzamiento a cortante de todas las secciones.

CAPITULO 4

ANÁLISIS INELÁSTICO

4.1 Introducción

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos recientes (Northridge-USA, 17/01/1994, Umbria-Marche Italia 26/09/1997 y 14/10/1997), donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. En el caso de los edificios sin diseño sismo resistente, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas, cientos de miles de heridos y pérdidas económicas y sociales que han originado verdaderas catástrofes sísmicas (Quindio-Colombia 25-01-99, Izmit-Turquía 17/08/99, Afyon-Turquía 03/02/02, Argelia 21-05-03).

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural. Estos dos conceptos,

han sido considerados frecuente y erróneamente como sinónimos en los códigos encargados de normalizar los cálculos de diseño sísmo resistente, durante casi 70 años. No obstante, desde hace 25 años aproximadamente, se ha ido modificando paulatinamente esta idea, considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de diseño por capacidad, los cuales fueron introducidos en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975). A partir de este momento se comenzó a desarrollar una nueva filosofía de diseño, en la cual la distribución de la resistencia a lo largo de toda la estructura era más importante que el valor global del cortante basal de diseño. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aporticada podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

En la actualidad, los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos de ingeniería basada en el desempeño ("Performance based engineering"), y que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las existentes. Las últimas investigaciones y propuestas se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas con los datos de entrada.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidos en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

En este capítulo se describe el marco conceptual y los elementos básicos de la ingeniería basada en el desempeño, de los cuales hacen referencia dos de los trabajos más relevantes realizados hasta la fecha: el ATC-40 y la FEMA 356, para luego ser implementados en los modelos de los edificios a estudiar. Después se presentan, un método de análisis estático no lineal utilizado para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico, estos son: 1) el Método del Espectro de Capacidad (MEC). Finalmente, se describen los límites de los estados de daño utilizados para comprobar el nivel de desempeño estructural.

4.2. Comportamiento Mecánico

El hormigón armado es un material heterogéneo y con un comportamiento complejo, que ha sido investigado principalmente con la ayuda de la experimentación. Para comprender mejor el comportamiento de este material, es necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales que lo conforman, esto es: el hormigón y el acero de refuerzo. A continuación, se describen las principales propiedades de estos dos materiales.

4.2.1 Modelo Constitutivo Del Acero

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún cuando se encuentra en niveles muy altos de

deformación. La relación esfuerzo-deformación, que se muestra en la Figura 4.1, se caracteriza por una primera zona elástica lineal, cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad E_s del acero, aproximadamente igual a 200 GPa, hasta alcanzar el nivel de esfuerzo de cedencia f_y , el cual se mantiene hasta una cierta deformación ϵ_{sh} , dando origen a una plataforma de longitud variable. A partir de este punto, el acero aumenta su resistencia, debido al endurecimiento del material, hasta alcanzar el nivel máximo de esfuerzos F_u , que suele tomarse como aproximadamente entre 1.4 a 1.5 veces el valor de F_y . A partir de este instante, el perfil de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material (Paulay y Priestley, 1992). Las deformaciones ϵ_{sh} y ϵ_{su} corresponden a los instantes donde se inician el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

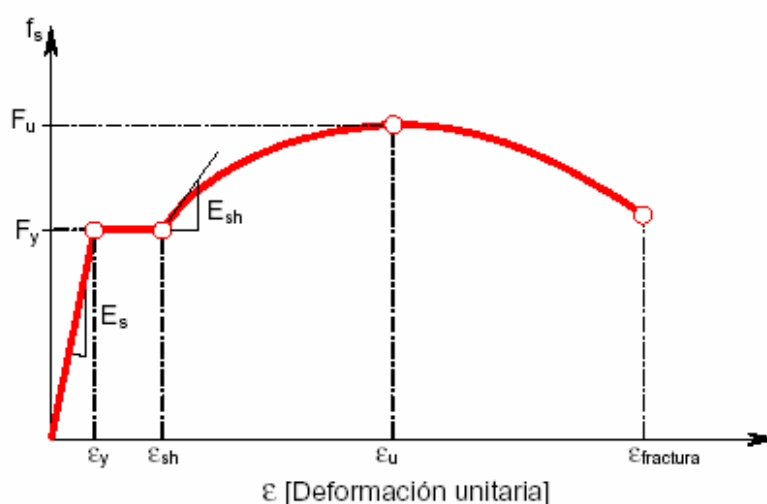


Figura 4.1. Curva esfuerzo Vs. deformación del acero

Existen varios modelos para definir el comportamiento del acero, en los que se destaca el elastoplástico, el Modelo Trilineal y la Curva Completa. El primero es muy utilizado en el diseño, por su sencillez y porque está por el lado de seguridad pero no es adecuado para el análisis ya que ignora la resistencia del acero para deformaciones mayores al nivel de fluencia.

El Modelo Trilineal, es una idealización más exacta y sirve para cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia; el modelo elasto-plástico subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas lo que no ocurre con el modelo trilineal. Finalmente si se desea mayor precisión se puede trabajar con la curva completa.

4.2.2 Modelo Constitutivo Del Hormigón

Las características de la curva esfuerzo-deformación para el hormigón son más complicadas que para el acero, debido a que no tienen una forma definida, dependen de la duración de la carga y de la calidad de los materiales. Existe una gran cantidad de modelos para el hormigón confinado, entre los que se destacan los de Whitney o bloque rectangular del ACI, el de Jensen, el de Hognestad, etc. Estos modelos son muy utilizados para el diseño, especialmente el primero de los nombrados.

Para el análisis es conveniente trabajar con un modelo que contemple el confinamiento del

hormigón. Hay varios modelos entre los que se destacan el de Kent y Park, Roy y Sozen,

Sargin, entre otros. El confinamiento del hormigón se logra mediante el uso de acero de refuerzo transversal que, por lo general, tiene forma de hélices o aros de acero, espaciados una cierta distancia. El efecto de confinamiento de este refuerzo sobre el hormigón, se activa

para valores de esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, por lo tanto, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y, el hormigón, se apoya contra el refuerzo transversal, ejerciendo este último, una reacción de confinamiento sobre el hormigón (Park y Paulay, 1994).

Las pruebas realizadas por muchos investigadores, han demostrado que el confinamiento puede mejorar considerablemente las características esfuerzo-deformación del hormigón a deformaciones elevadas, haciéndolo un material dúctil. El tipo de refuerzo transversal y su espaciado, influyen en el aumento de la resistencia y

la ductilidad de los elementos. Así por ejemplo, los ensayos han demostrado que las hélices confinan al hormigón con mucha mayor eficiencia que los aros o estribos rectangulares o cuadrados. Esto se debe, a que las hélices están en tensión axial de aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido. Sin embargo, los estribos sólo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del hormigón contra los lados de los estribos tiende a flexionarlos hacia afuera y, por lo tanto, una porción considerable de la sección puede no quedar confinada. El Modelo de Kent y Park (figura 4.2) aunque fue presentado hace varios años, es muy utilizado actualmente ya que define bastante bien el comportamiento del hormigón confinado.

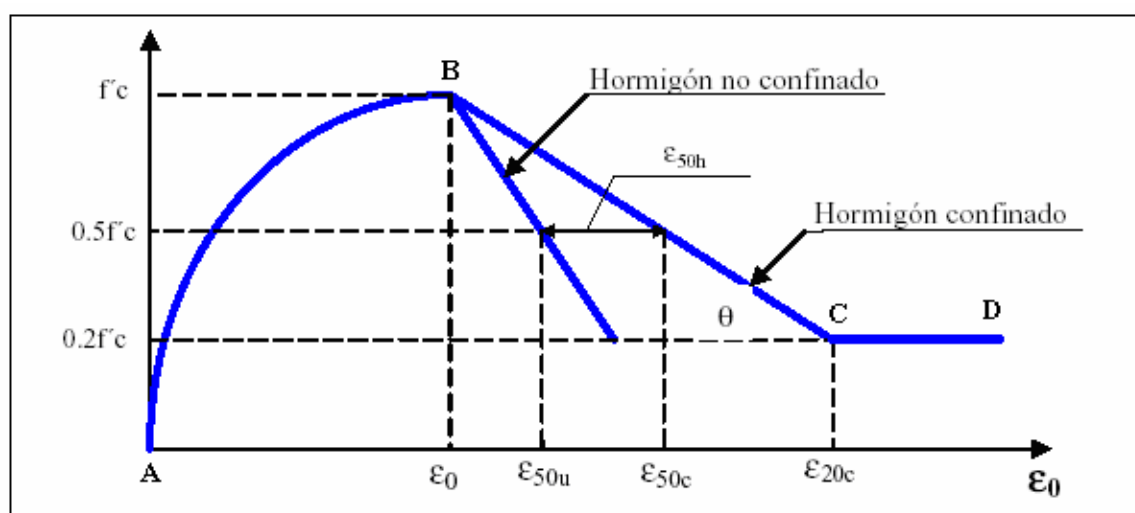


Figura 4.2. Curva esfuerzo-deformación para el hormigón armado confinado por aros rectangulares - Modelo propuesto por Kent y Park (1971).

- Región AB: esta parte ascendente de la curva está representada por una parábola de segundo grado y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil esfuerzo-deformación. Se supone que el esfuerzo máximo que alcanza el hormigón confinado es la resistencia f_c del cilindro y las deformaciones son menores o iguales que 0.002. La curva se define mediante la siguiente ecuación:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2ec}{0.002} - \left(\frac{ec}{0.002} \right)^2 \right]$$

f_c y ϵ_c son el esfuerzo y la deformación del hormigón a compresión. El aumento en la resistencia en el valor de f_c generalmente se desprecia, con excepción del caso de secciones de columnas circulares con refuerzo en espiral, en el que el aumento podría llegar a ser significativo. Para este caso, Park y Paulay (1994) proponen la siguiente relación:

$$f'_{cc} = f'_c + 2.05 \rho_s f_y$$

f'_{cc} es el esfuerzo de compresión confinado del hormigón, f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal y ρ_s es la relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo de hormigón medido al exterior de los aros.

- Región BC: esta parte descendente de la curva está representada por una línea recta definida como:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - 0.002)]$$

$$Z = \frac{0.5}{\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - 0.002}$$

$$\epsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000}$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{sh}}$$

Z es el parámetro que define la pendiente de la rama descendente, ϵ_{50u} es la deformación de compresión asociada a un esfuerzo igual a $0.5 f_c$, ϵ_{50h} es la deformación que tiene en cuenta la ductilidad adicional proporcionada por los estribos, b'' es el ancho del núcleo confinado medido desde el exterior de los aros y, sh es el espaciado entre los estribos.

- Región CD: esta zona toma considera la capacidad del hormigón de soportar ciertos esfuerzos a deformaciones muy altas y se define como:

$$f_c = 0.2 f'_c$$

Normalmente, este tramo de la curva no se considera en el análisis dinámico (Kunnath et al., 1992).

4.2.3 Relaciones Momento-Curvatura

Las relaciones Momento-Curvatura al igual que las relaciones Carga – Deformación, es la

base para el análisis no lineal, toda vez que representan el comportamiento de una sección

ante cargas monotónicas crecientes. En la Figura 4.3 se indica una curva típica de la relación

momento-curvatura, para una viga. Los puntos de interés son:

- Al punto A, que se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. Para hormigones con resistencia a la compresión menor a 240 kg/cm², se puede considerar que la resistencia a la tracción $f_t = 0.1 f'_c$.
- El punto Y, que se alcanza cuando el acero a tracción llega al esfuerzo de fluencia f_y , que es lo mismo decir que la deformación del acero sea ϵ_y .
- El punto S, se determina cuando el acero a tracción alcanza la deformación ϵ_{sh} , es decir al final de la plataforma de fluencia del acero.
- El punto U, está definido cuando el hormigón a compresión llega a la deformación máxima útil ϵ_{u1} .
- El punto F, corresponde al colapso de la sección.

De estos cinco puntos normalmente se consideran tres para definir la no linealidad del material. Los puntos que se consideran son: A, Y, y U. en consecuencia, el diagrama se puede ver formado por tres zonas:

La primera antes de que se presente el agrietamiento del hormigón por tracción, zona a la izquierda del punto A; La segunda antes del punto de fluencia del acero colocado en la zona de tracción y la tercera zona en que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación del hormigón U.

De los diagramas momento – curvatura se puede obtener la rigidez a flexión. EI del elemento, la ductilidad por curvatura, la rigidez agrietada definida por EI_{cr} , como se aprecia en la Figura 4.3. Se puede obtener los diagramas de intersección momento-carga axial para secciones sujetas a carga axial y momento flector. En fin, es muy valiosa la información que se obtiene de la relación momento-curvatura. En la Figura 4.3 se aprecia que la rigidez a flexión elástica inicial EI_g , es la pendiente de la curva

que se encuentra antes del punto A. en consecuencia es la relación entre el momento M_a con relación a la curvatura Φ_a .

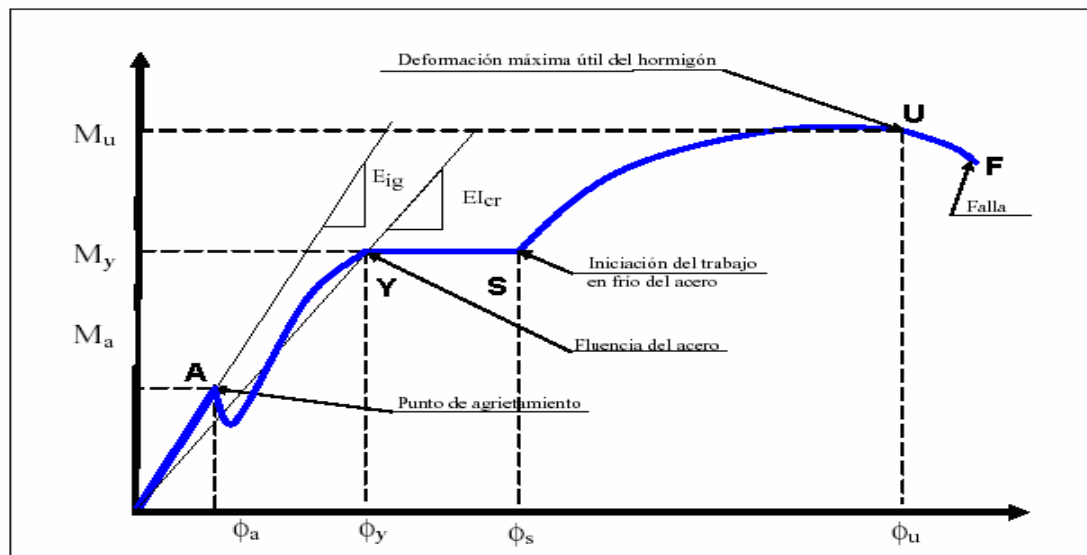


Figura 4.3. Forma característica de la relación Momento-Curvatura de una viga de concreto reforzado

4.3. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa 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 y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995), (ATC, 1996).

A continuación se indica una descripción muy resumida de las definiciones utilizadas comúnmente para los diferentes niveles de desempeño, expresado en términos de los efectos que un sismo puede dejar en las edificaciones.

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

- **Operacional:** en este nivel 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 algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. 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 del sistema 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.

4.4. Desempeño esperado

El primer paso para determinar la vulnerabilidad de una estructura es la selección de los objetivos del desempeño sísmico de la edificación. Se especifica a continuación una propuesta del comité VISION 2000 que considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-

terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Tabla 3.4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño.

SISMO DE ANALISIS	OPERACIONAL	INMEDIATAMENTE OCUPACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENSION DE COLAPSO
Frecuente	?			
Ocasional	?	?		
Raro	!	?	?	
Muy Raro		!	?	?

Tabla 4.1. Sismo esperado y desempeño en las edificaciones

- ? Edificaciones básicas como residencias, oficinas.
- ? Edificaciones esenciales como hospitales, bomberos.
- ! Edificaciones de seguridad crítica.

La visión a futuro de diseño sísmico de estructuras, consiste en verificar el comportamiento que va a tener la edificación para cada uno de los sismos indicados en la tabla, de acuerdo al uso de la misma. Esta verificación se realiza sobre la base de las distorsiones máximas permitidas y en base al daño local y global de la estructura. El costo del diseño es una variable importante que se debe tener en cuenta.

4.5. Capacidad Resistente

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Este curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura

(ver Figura 4.4). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante.

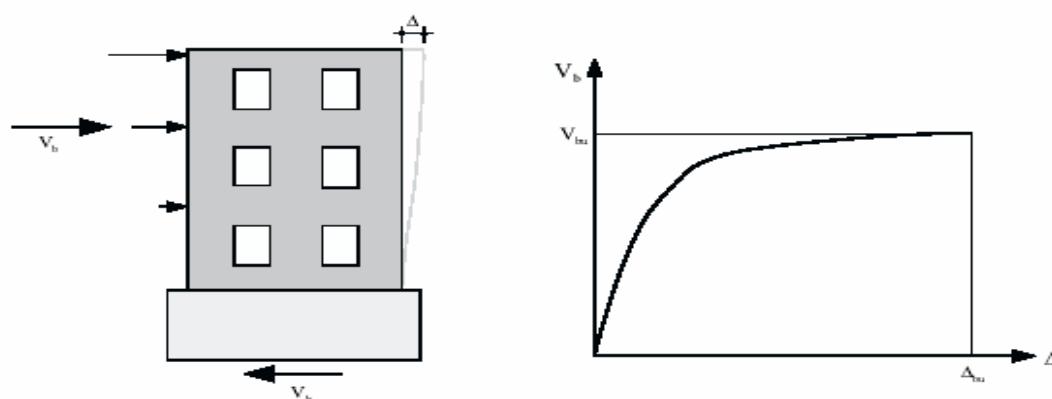


Figura 4.4. Curva de capacidad

En la Figura 4.5 se presenta el comportamiento no lineal, obtenido mediante uno de los métodos de paso a paso, del análisis dinámico. Se trata de una estructura bien diseñada ante la acción de cargas cíclicas, en la cual se nota que los lasos son estables y no existe degradación de resistencia. La envolvente de esta curva que une los puntos máximos es muy semejante a la curva de capacidad resistente que se obtiene mediante la técnica del pushover. En estructuras mal diseñadas existe degradación de resistencia y la curva de capacidad resistente tiende a decaer una vez que alcanza su resistencia máxima.

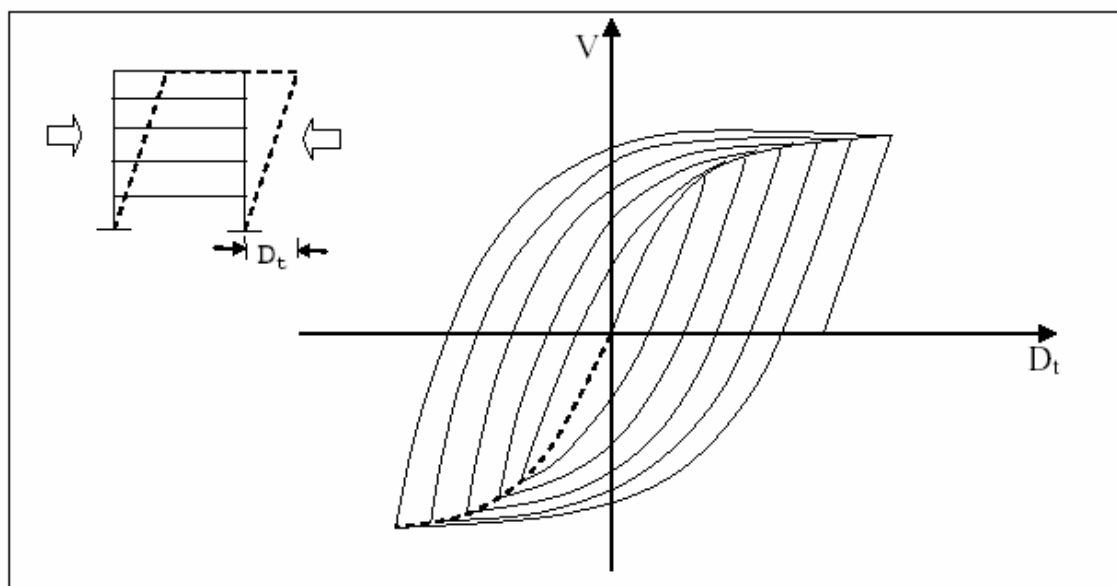


Figura 4.5. Comportamiento de una estructura bien diseñada sometida a cargas cíclicas

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita tener completamente bien definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, conocer la calidad de los materiales, para el caso de edificaciones de hormigón armado, se requiere conocer las curvas constitutivas del hormigón y del acero.

Más importante que la magnitud de la carga lateral que se aplica a la estructura, es la forma de variación de la misma. En efecto, las curvas de capacidad resistente, son sensibles a la distribución de carga lateral que se aplica en cada uno de los pisos. De igual manera es conveniente que la carga lateral que se aplica a la estructura, en cada ciclo de carga, sea lo más pequeño posible.

4.5.1 Análisis estático no lineal (Análisis "Pushover")

Como se indicó la técnica del pushover consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce la armadura de sus elementos. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia

del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, con cargas que estén de acuerdo al primer modo de vibración etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar la curva de pushover más crítica de los resultados obtenidos con las diferentes distribuciones.

Las cargas laterales se aplican en un solo sentido hasta alcanzar el colapso. Al respecto debe indicarse que hay varios criterios para indicar el punto de fallo o de colapso de una estructura. Para Roufaiel y Meyer, el colapso de la estructura se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual al 6% de la altura total del edificio H . es decir $D_t = 0.06 H$. Para otros investigadores como Stephens y Yao el colapso se presenta cuando $D_t = 0.10 H$. En fin existen varios criterios de colapso en función de un porcentaje de la altura máxima del edificio. Pero esto es un criterio, hay otras formas de definir el colapso, una de ellas es cuando en un determinado piso todas las columnas en cabeza y pie han alcanzado el momento M_u . Otro criterio, es cuando todos los elementos que llegan a un determinado nudo han alcanzado el momento M_u . Es importante destacar que antes de que se presente el colapso de la estructura ante un pequeño incremento de carga lateral, la estructura experimenta un gran corrimiento lateral. No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

4.6. Demanda Sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (ver Figura 3.6). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994). Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional.

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es el siguiente:

- Cálculo del espectro elástico de aceleraciones, S_a , normalizado.

- Cálculo del espectro elástico de desplazamientos S_d aplicando la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{T^2}{4p^2} S_a$$

- Construcción del espectro elástico en formato Aceleración-Desplazamiento AD (S_a, S_d)

4.7. Método para estimar el punto de desempeño

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999). Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40 y FEMA 273.

4.7.1 Método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad fue propuesto por Freeman (1975), como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes (ATC, 1982). En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. 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). La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior D . Esta curva se puede obtener mediante un análisis "pushover". Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo Grado De Libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de espectro de capacidad. La demanda sísmica se representa por medio de un espectro inelástico en formato ADRS (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura. El espectro inelástico 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 y 2) debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.

En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados. Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC, 1996).

4.7.1.1 Amortiguamiento Viscoso equivalente

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5 %) y un amortiguamiento histerético β_o , que está relacionado con el área interior de los

lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (ATC, 1996).

Sistema Equivalente

Sea S_{dm} , el punto de máximo desplazamiento lateral de la estructura ante una acción sísmica, como se aprecia en la Figura 4.6 asociado a este punto se tiene una aceleración espectral S_{am} . Por otra parte se definen las coordenadas del punto de fluencia como S_{dy} y S_{ay} .

En la Figura 4.6 se indica el espectro de capacidad y el modelo bilineal que tiene una rigidez elástica k y una rigidez post fluencia ak . Donde a , es el coeficiente que relaciona la rigidez elástica con la rigidez inelástica; por lo regular es un valor muy bajo. La demanda de ductilidad se define μ , como la relación entre S_{dm} con respecto a S_{dy} . El amortiguamiento viscoso efectivo, para el rango no lineal η_{eq} se puede considerar igual al amortiguamiento viscoso inherente a la estructura η , más el amortiguamiento histerético η_o , el mismo método que se obtiene aplicando el Método de la Rigidez Secante en el que se compara la energía disipada en un ciclo de vibración inelástico y del sistema lineal equivalente de rigidez secante, puede evaluarse con la siguiente ecuación.

$$\eta_o = \frac{1}{4p} \frac{E_D}{E_{so}}$$

Donde E_D , es la energía disipada por el sistema inelástico y es igual al área de un ciclo de histéresis. Es igual al área indicada en la Figura 4.7 se aprecia que el modelo no considera deterioro de rigidez en la descarga, tampoco deterioro residual y efecto de cierre de grietas. E_S , Es la energía máxima de deformación que absorbe el sistema de rigidez k_{sec} , es el área sombreada en la Figura 4.8. El sistema absorbe una energía por deformación E , es la misma que es disipada en el proceso de descarga, esta energía disipada se denomina E_D .

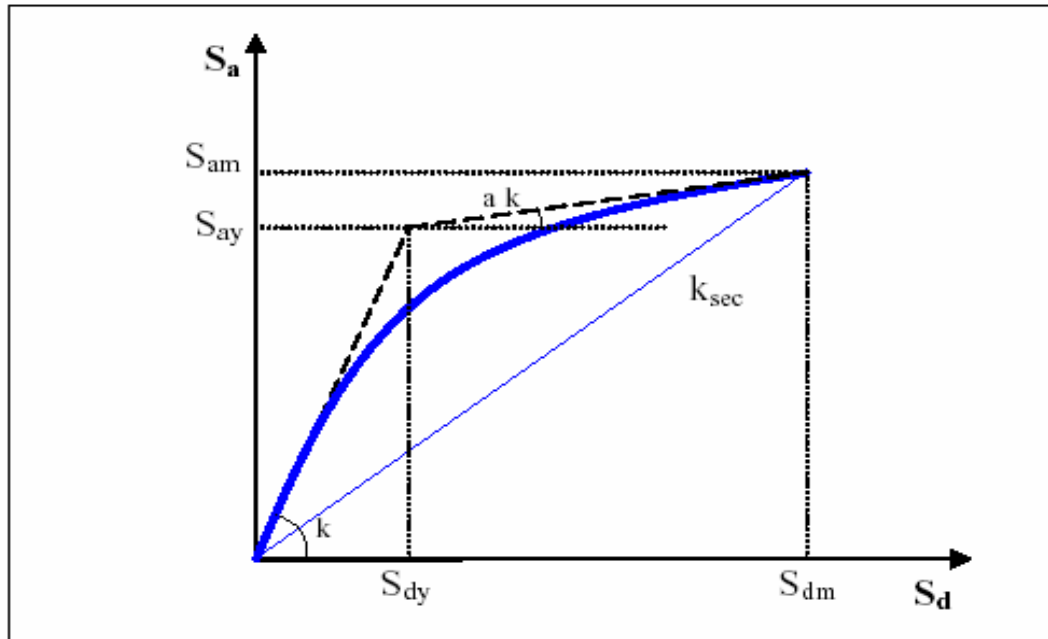


Figura 4.6. Modelo Bilineal del Espectro de Capacidad y un punto de máximo desplazamiento lateral

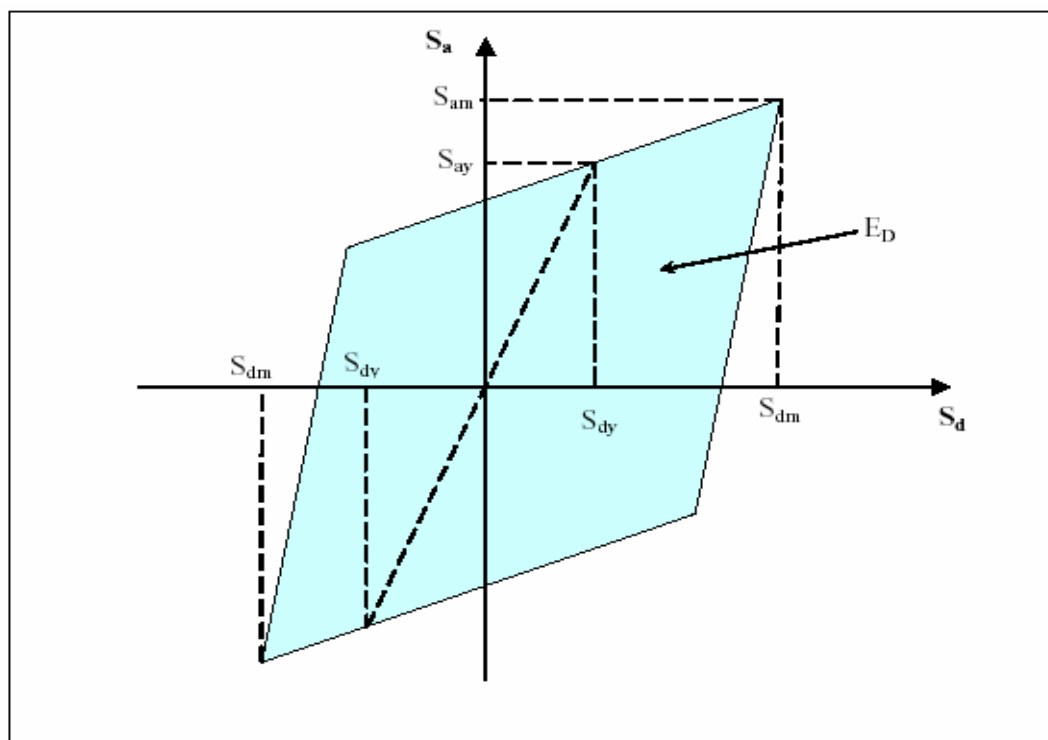


Figura 4.7. Energía disipada inelásticamente E_D por el sistema equivalente en un ciclo

Cálculo de la Energía Disipada

Se puede demostrar que el área sombreada de la Figura 4.9 es la cuarta parte de la Figura 4.7. Entonces para calcular la energía disipada en un ciclo de histéresis es suficiente calcular el área sombreada de la Figura 4.9. Y multiplicar este valor por 4. En la Figura 4.9 se han definido las áreas elementales A_1 , A_2 y A_3 , en base a las cuales se determina el área sombreada.

$$E_D = 4(S_{am} * S_{dm} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$A_1 = (S_{am} - S_{ay})S_{dy}$$

$$A_2 = \frac{S_{ay}S_{dy}}{2}$$

$$A_3 = \frac{(S_{am} - S_{ay})(S_{dm} - S_{dy})}{2}$$

Al reemplazar las áreas elementales, en E_D y luego de simplificar términos se obtiene:

$$E_D = 4(S_{ay}S_{dm} - S_{am}S_{dy})$$

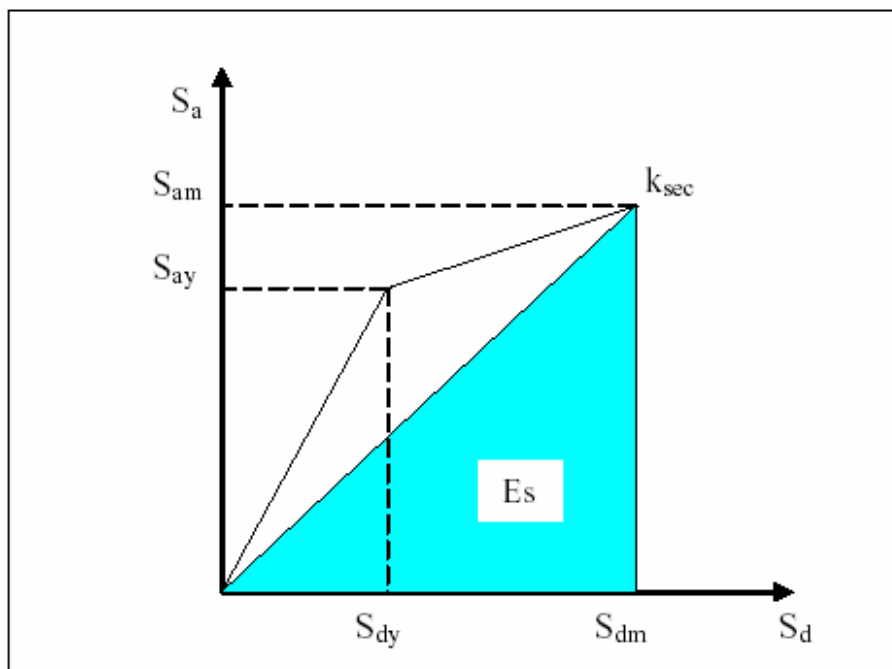


Figura 4.8. Energía absorbida E_s , por el sistema lineal rigidez k_{sec}

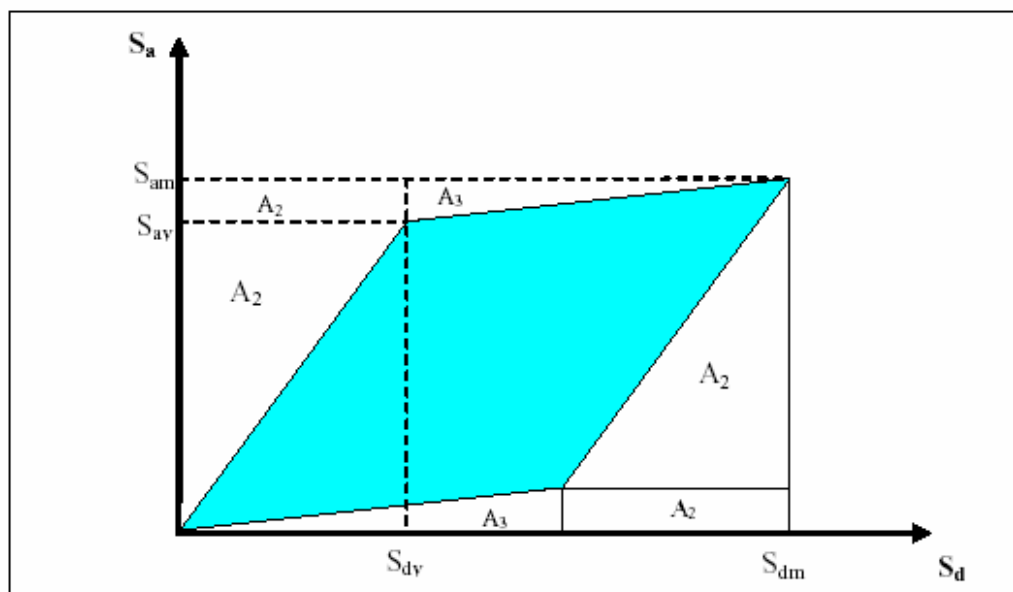


Figura 4.9. Cálculo de la energía disipada

Cálculo de energía absorbida por el sistema

La energía absorbida por el sistema de rigidez \$k_{sec}\$, es la siguiente:

$$E_s = \frac{S_{am} S_{dm}}{2}$$

$$S_{am} = S_{ay}(1 + a m - m)$$

$$S_{dm} = m S_{dy}$$

$$E_s = \frac{S_{ay} S_{dy} m (1 + a m - m)}{2}$$

Cálculo de amortiguamiento viscoso equivalente

Al reemplazar las ecuaciones anteriores, se obtiene la energía disipada en un ciclo de histéresis y al dividir este valor por \$E_s\$, se encuentra el amortiguamiento Histerético \$\gamma_o\$, como se indica a continuación.

$$\gamma_o = \frac{2(m-1)(1-a)}{pm(1+am-a)}$$

De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente \$\gamma_{eq}\$ puede ser representado como:

$$\gamma_{eq} = 0.05 + \gamma_o$$

El ATC-40 al considerar las imperfecciones de las curvas de histéresis, en el sentido de que no son rectas como se ha considerado en los apartados anteriores sino curvas, introduce un factor de corrección k indicado en la Figura 11. La ecuación anterior al ser modificada por este factor queda:

$$\eta_{eq} = 0.05 + k\alpha_o$$

En la Figura 4.10 se aprecian tres curvas para determinar el factor de corrección k , las mismas que corresponden a tres categorías de comportamiento estructural.

- La tipo A tiene un comportamiento estable y perfectamente histerético.
- La tipo C es para una estructura con un pobre comportamiento histerético que corresponden a estructuras con mal comportamiento sísmico.
- La tipo B, es para un caso intermedio.

En la Figura 4.10 se aprecia que el ATC 40 considera $k=1$ para un η_{eq} menor a 0.15 para las estructura Tipo A. Para las estructura Tipo B el factor es de 0.667 para un amortiguamiento viscoso equivalente menor a 0.25 y para las estructuras Tipo C, el factor es de 0.333 lo que implica una considerable reducción en el área del diagrama de histéresis. Por otra parte el valor de η_{eq} tiene que ser menor a 0.45. de tal manera que el ATC-40 ha establecido un límite máximo del 50% en el amortiguamiento.

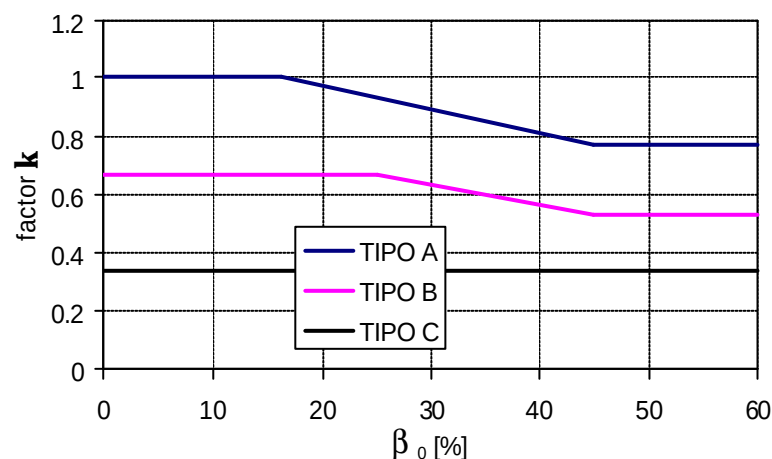


Figura 4.10. Factor de modificación de amortiguamiento k

4.8. Evaluación de los modelos no lineales de los edificios.

Este análisis tiene por objeto, predecir la respuesta global de la estructura, más allá de la capacidad elástica-lineal, a los fines de identificar la evolución de la degradación de sus elementos hasta alcanzar los mecanismos de colapso. Sirve como plataforma para la implementación de un análisis *pushover*, que permite estimar la capacidad estructural, necesaria para la evaluación de la respuesta sísmica a través del método del espectro.

Utilizando como base el modelo elástico, ajustado para reproducir las principales frecuencias de vibración obtenidas para los modos, se implementó un análisis *push-over*, con la versión No Lineal del programa SAP2000 (CSI, 1998), en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 (1996) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996), a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo.

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (*hinges*), introducidos en cualquier localización sobre los elementos unidimensionales tipo *frame*. Diferentes consideraciones pueden ser especificadas sobre un mismo elemento. En particular, se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión, en los extremos y en algunas partes en la longitud de vigas (M3 hinge) y a flexo-compresión, en los extremos de columnas (PM2-M3 hinge). El modelo considera un total de 372 puntos de plastificación.

Para determinar las capacidades de las vigas y columnas del edificio se utiliza un modelo de fibras implementado en el programa XTRACT, para determinar los límites de rotulación de los elementos se utilizarán las tablas de la FEMA 356, en donde el nivel de comportamiento esperado es el de seguridad de vida.

4.8.1. Edificio 1

4.8.1.1 Curvas de capacidad

Observando que la representación de la curva de capacidad depende de forma importante de su distribución, se utilizan tres tipos de distribución, modal, triangular invertida y uniforme las que se aplicaran en ambos sentidos pues las estructuras no posee una simetría bien definida. De las muchas curvas de capacidad se obtendrán las más críticas por distribución y luego la más critica por sentido, llegándose a encontrar la curva de capacidad de análisis.

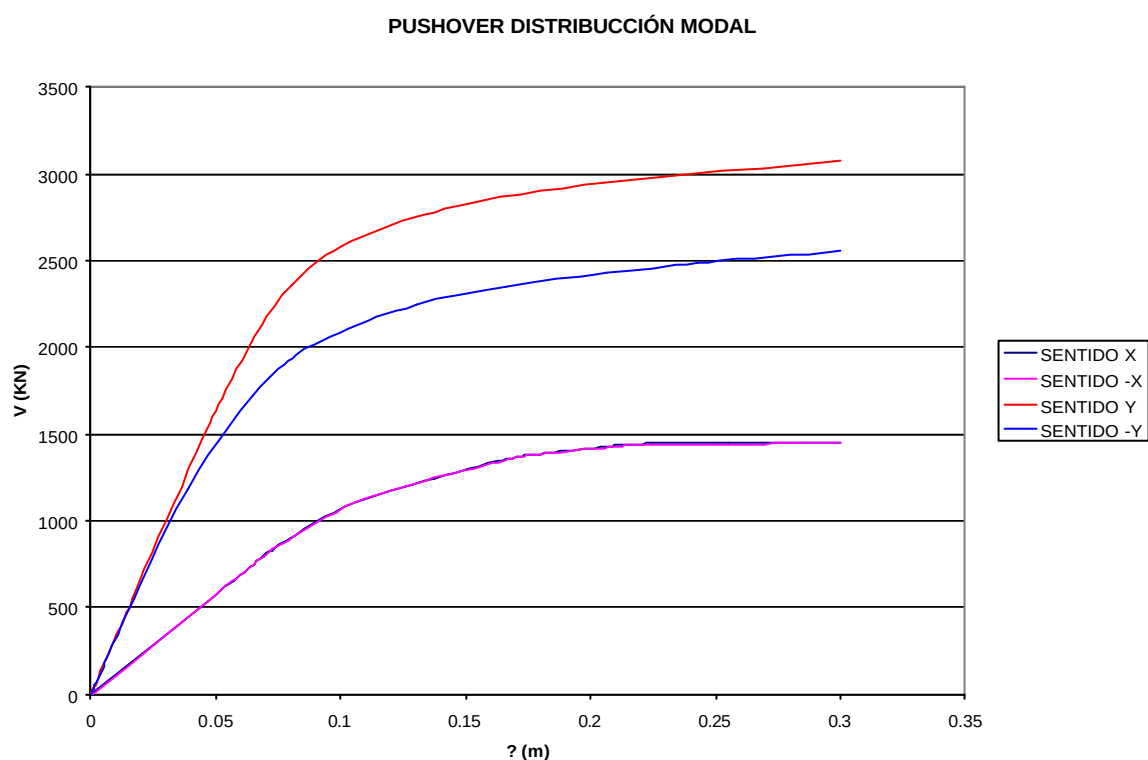


Figura 4.11. Curva de Capacidad, Distribución modal

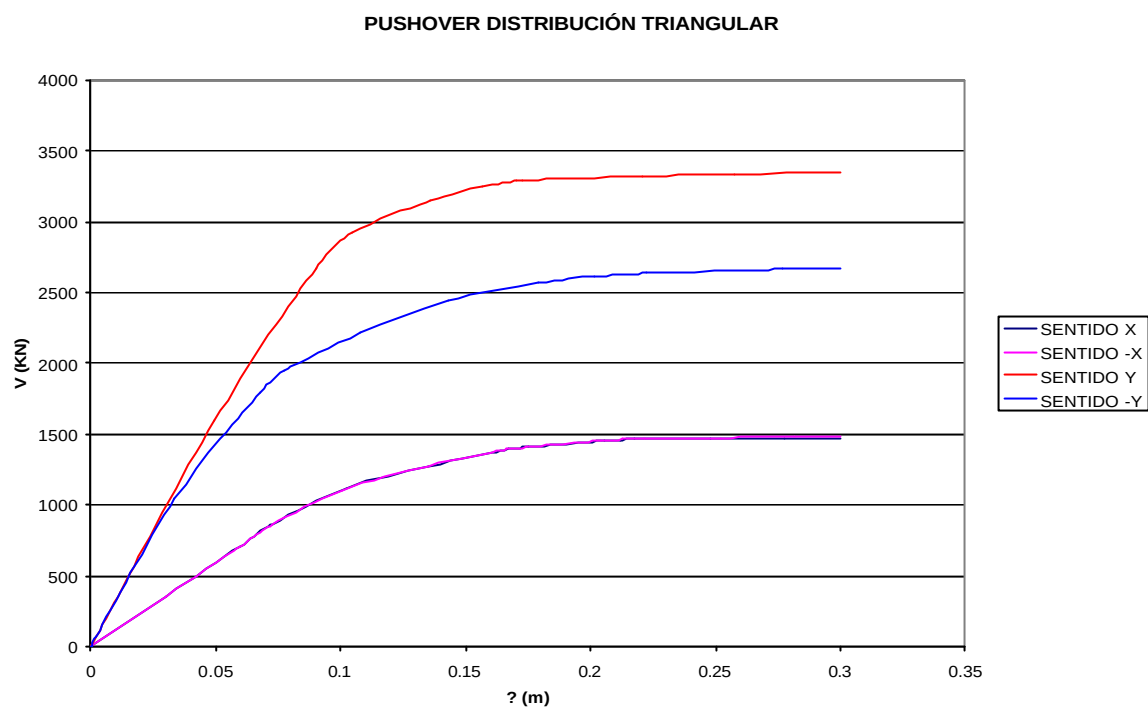


Figura 4.12. Curva de Capacidad, Distribución Triangular Invertida

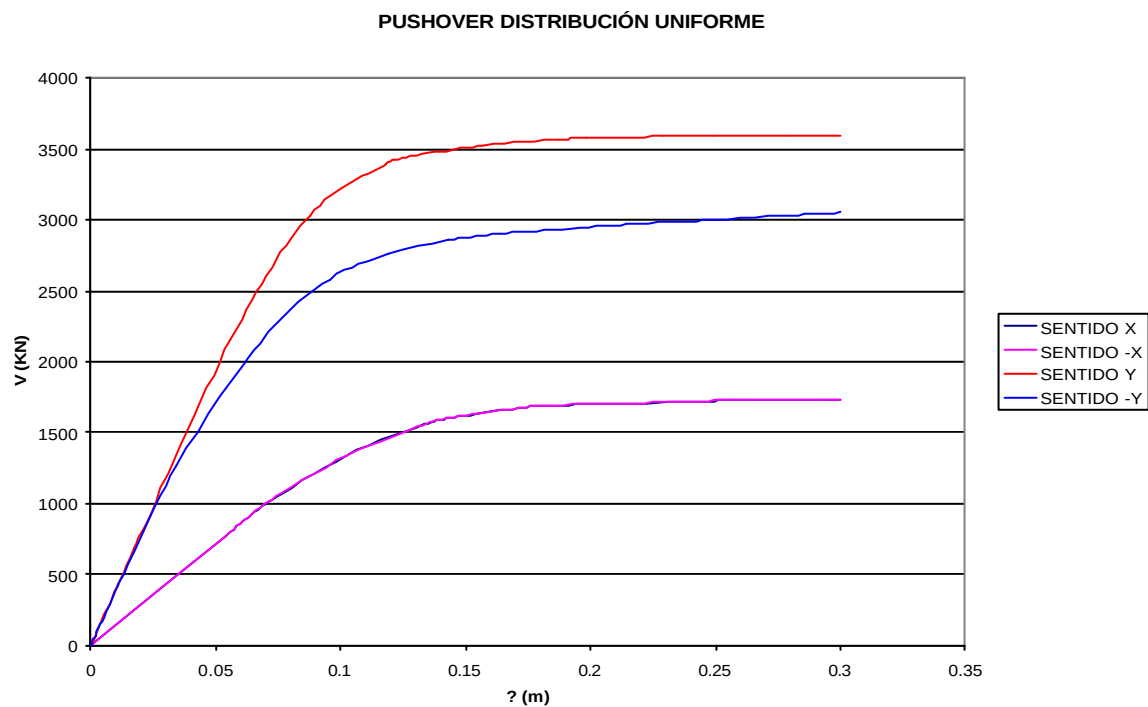


Figura 4.13. Curva de Capacidad, Distribución Uniforme

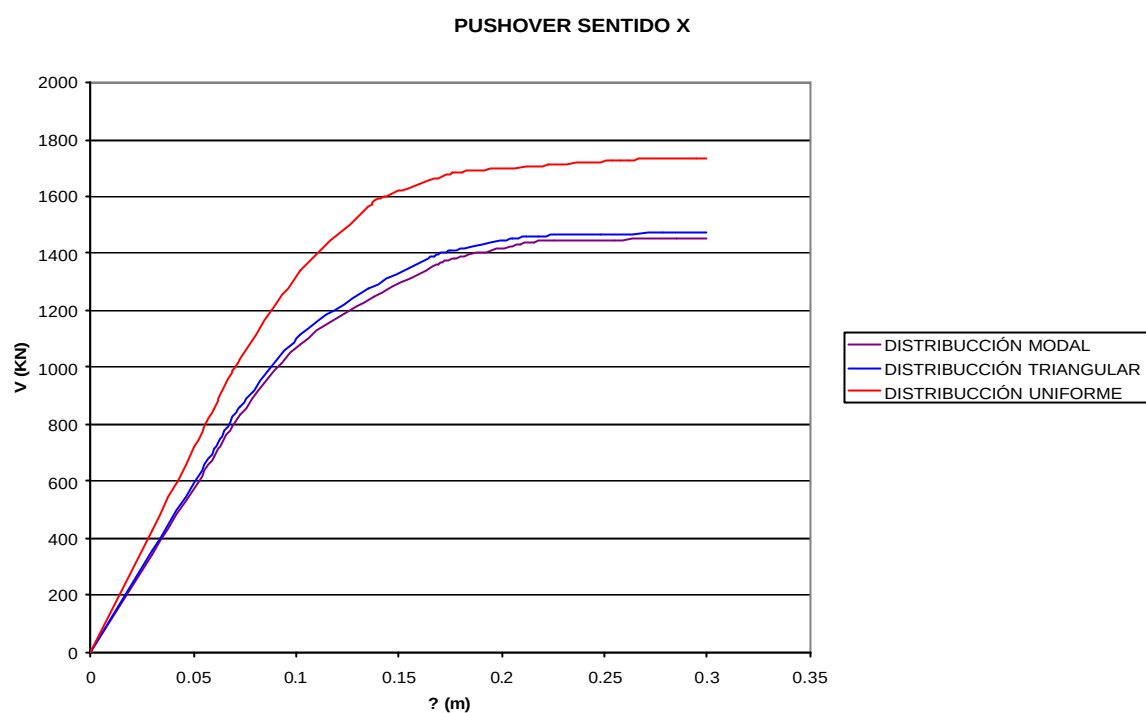


Figura 4.14. Curva de Capacidad, Sentido X

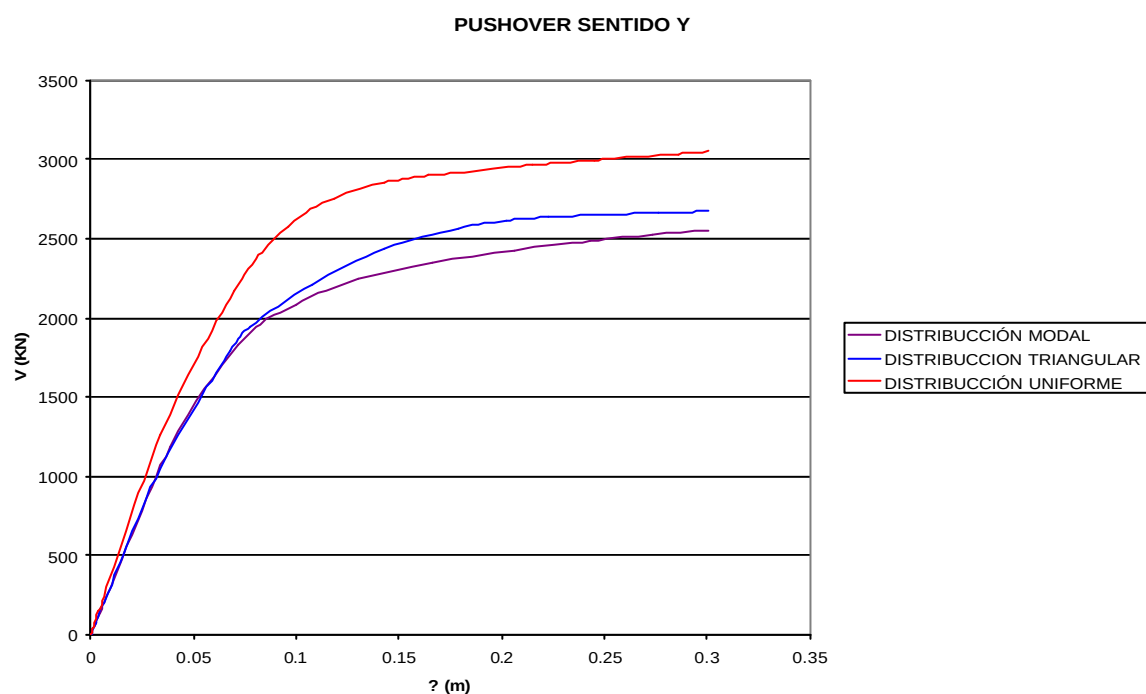


Figura 4.15. Curva de Capacidad, Sentido Y

4.8.1.2 Punto de comportamiento

Mediante este procediendo la estructura se convierte en un grado de libertad equivalente en el modo fundamental y la energía disipada se convierte en amortiguamiento viscoso equivalente. Con ayuda del programa SAP 2000 se encuentra el punto de comportamiento (*Figura 4.16*), de acuerdo a la ATC-40, a las estructuras se les clasifica de acuerdo a 3 tipologías

- Tipo A: Estructuras nuevas diseñadas y construidas con todos los requisitos modernos del código. Se espera que los ciclos de histéresis sean estables y por lo tanto que tengan una alta capacidad de disipación energética.
- Tipo B: Estructuras con capacidad de disipación de energía intermedia entre tipo A y C.
- Tipo C: Estructuras con capacidad de disipación de energía baja. No cumple ningún requisito de código, por lo que se espera que presenten ciclos de histéresis no estables y por lo tanto reducciones importantes en el área de los ciclos de histéresis.

De acuerdo a esa clasificación el edificio 1, lo clasificamos como tipo C.

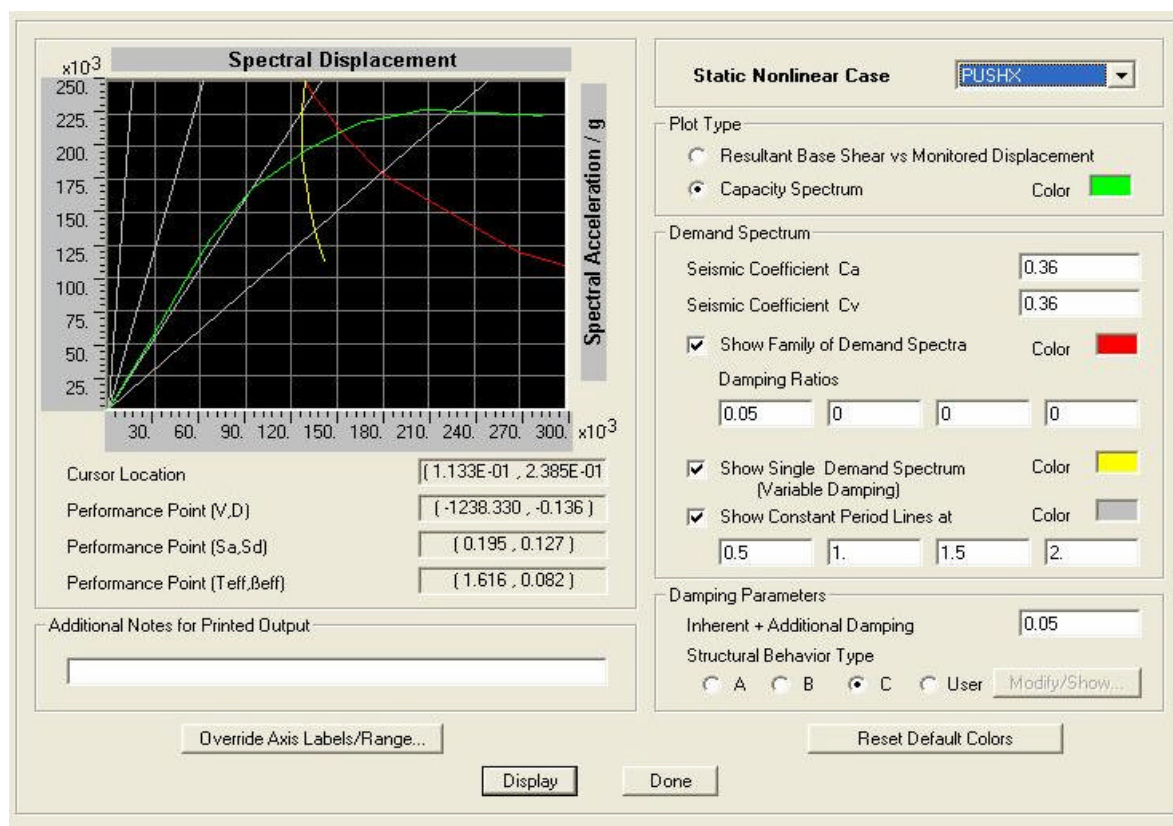


Figura 4.16 Punto de Comportamiento

- **Parámetros de análisis (Sentido X)**

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
Patrón de Carga		Modal
Clasificación según ATC-40		
Factor k ATC-40		0.333
Amortiguamiento intrínseco	%	5
Cortante Basal (Punto de comportamiento)	KN	1238.33
Desplazamiento (Punto de comportamiento)	m	0.136
Amortiguamiento equivalente total	%	8.2
Periodo Inicial	seg	1.45
Periodo efectivo	seg	1.616

Tabla 4.2. Parámetros de análisis en el sentido X

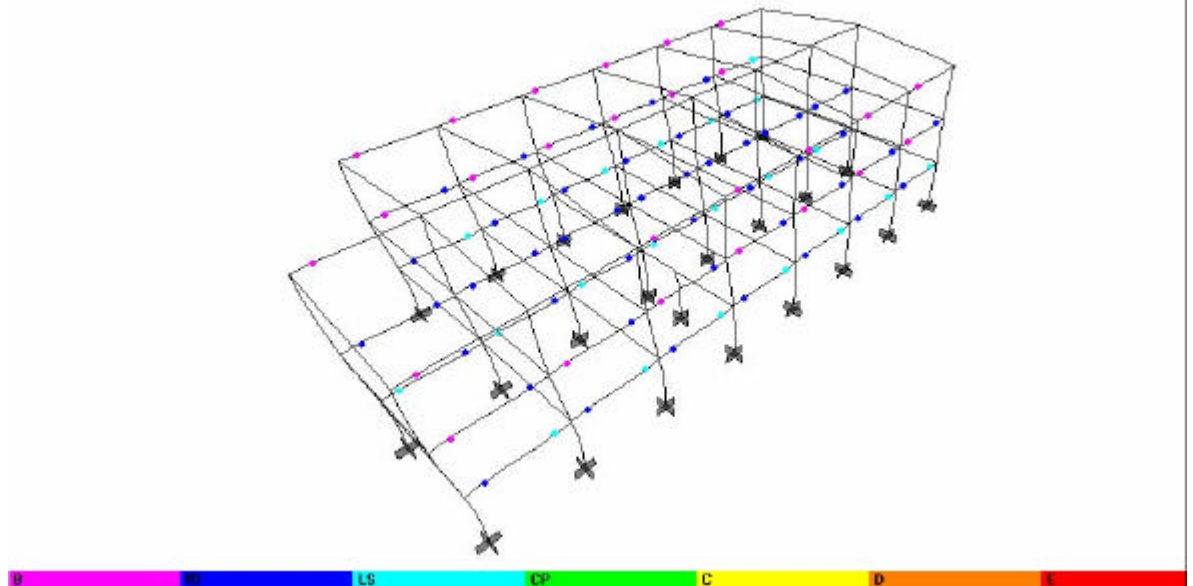


Figura 4.17. Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido X)

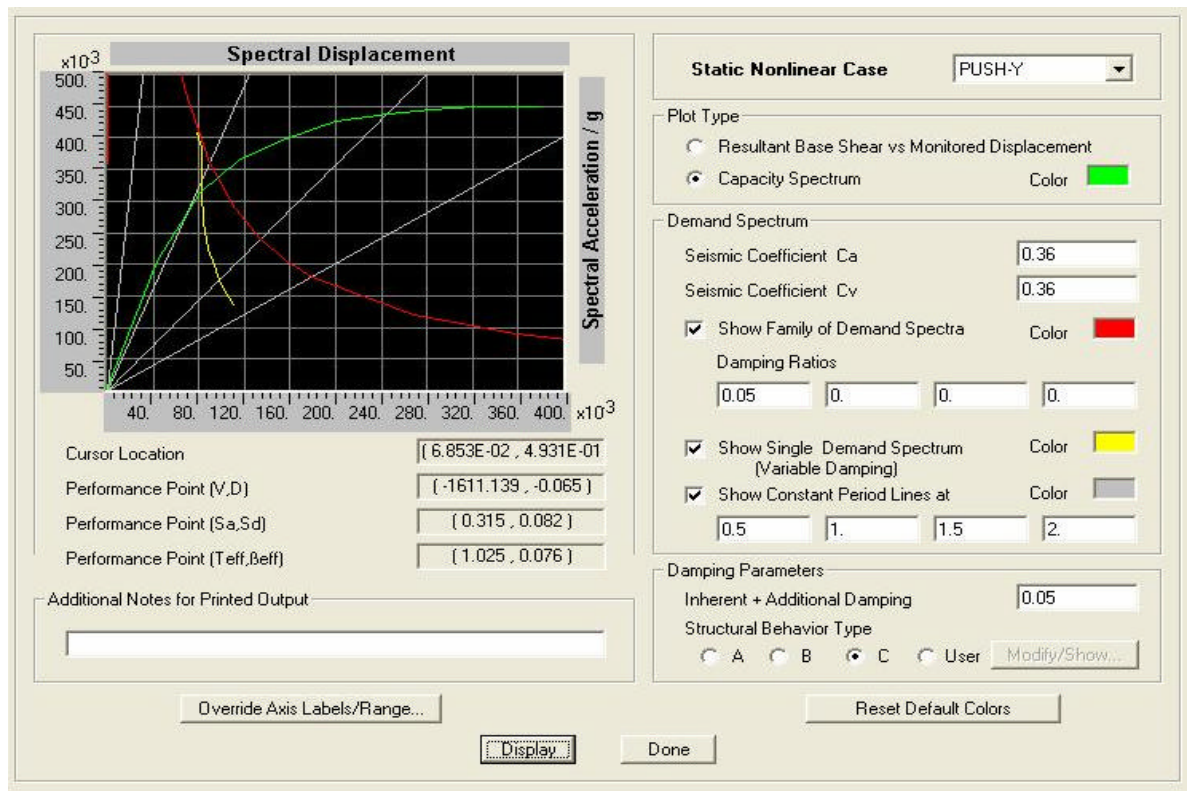


Figura 4.18 Punto de Comportamiento

- **Parámetros de análisis (Sentido Y)**

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
Patrón de Carga		Modal
Clasificación según ATC -40		
Factor k ATC-40		0.333
Amortiguamiento intrínscico	%	5
Cortante Basal (Punto de comportamiento)	KN	1611.139
Desplazamiento (Punto de comportamiento)	m	0.065
Amortiguamiento equivalente total	%	7.6
Periodo Inicial	seg	0.882
Periodo efectivo	seg	1.025

Tabla 4.3. Parámetros de análisis en el sentido Y

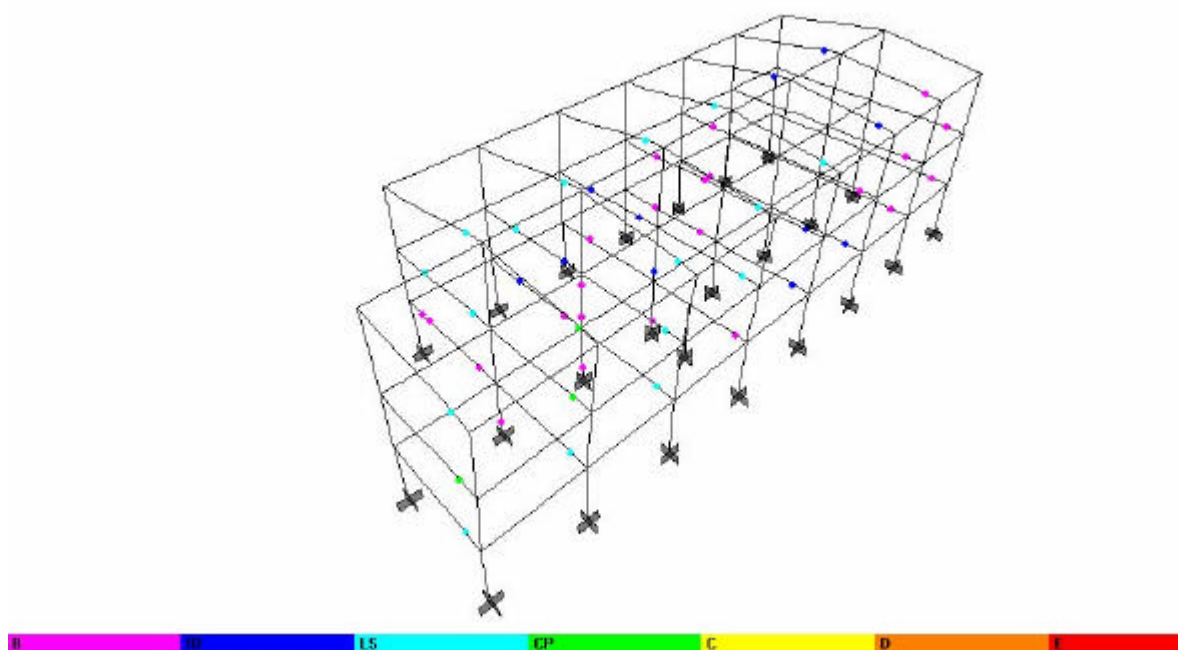


Figura 4.19. Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido Y)

Para cada uno de los incrementos de cargas del análisis *pushover*, es posible visualizar la evolución de cada punto de plastificación y la secuencia de plastificaciones, en una escala de colores, referidos a los puntos característicos de los diagramas de repuesta no lineal y los límites de deformación asociados a los diferentes niveles de desempeño establecidos.

4.8.1.3 Rotación Plástica

Calculamos la rotación plástica demandada por el sismo y se compara contra la capacidad permitida. Los valores permitidos de rotación plástica se definen en función del nivel de comportamiento esperado.

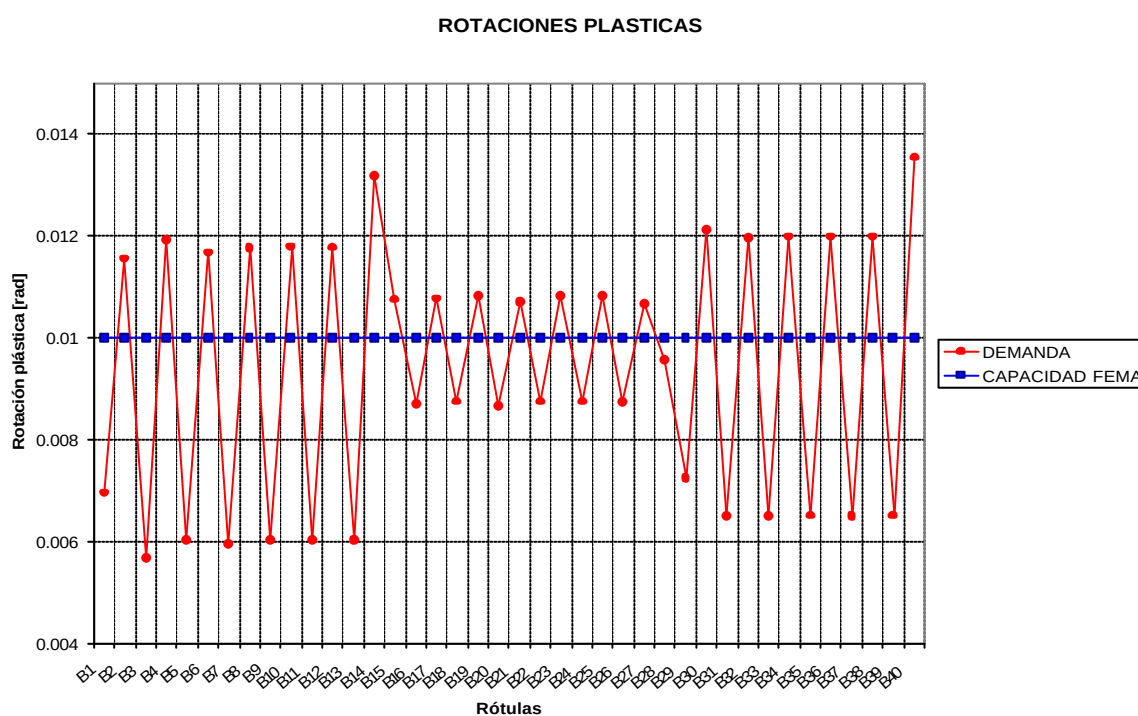


Figura 4.20. Rotulas plásticas en vigas (sentido X)

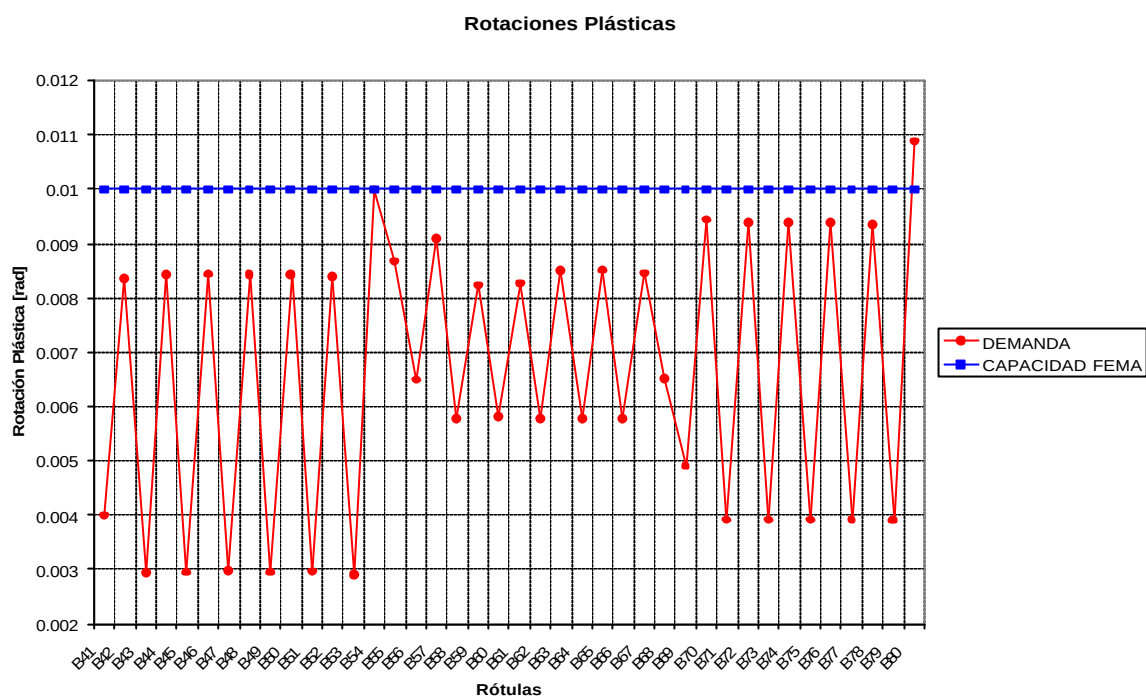


Figura 4.21. Rotulas plásticas en vigas (sentido X)

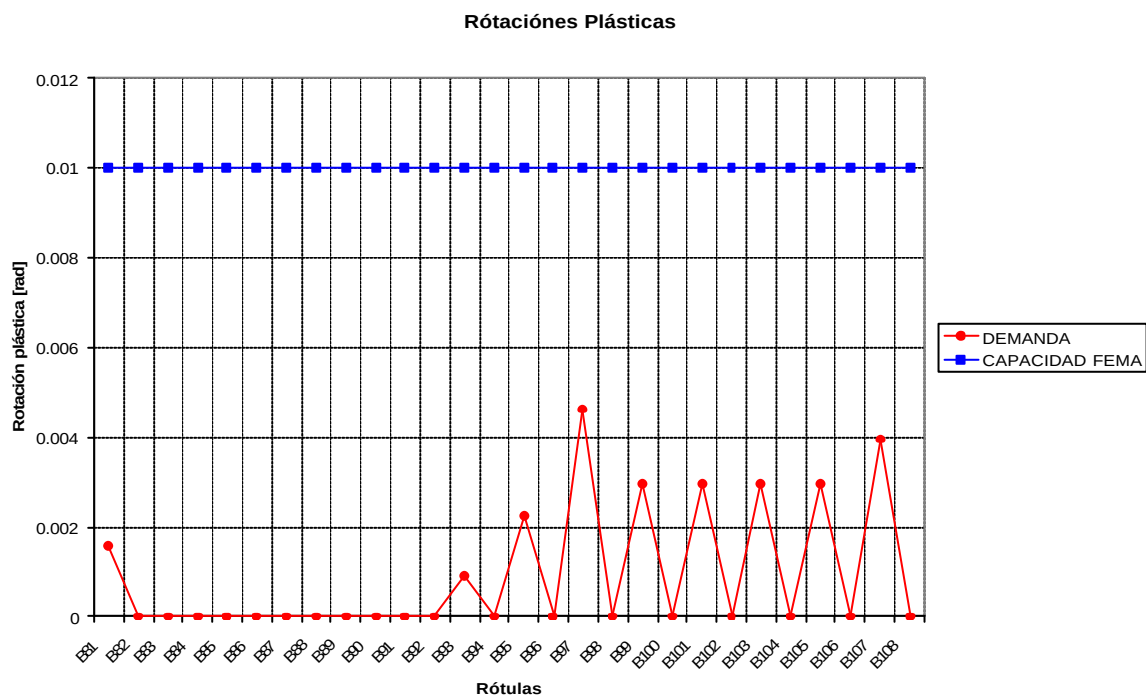


Figura 4.22. Rotulas plásticas en vigas (sentido X)

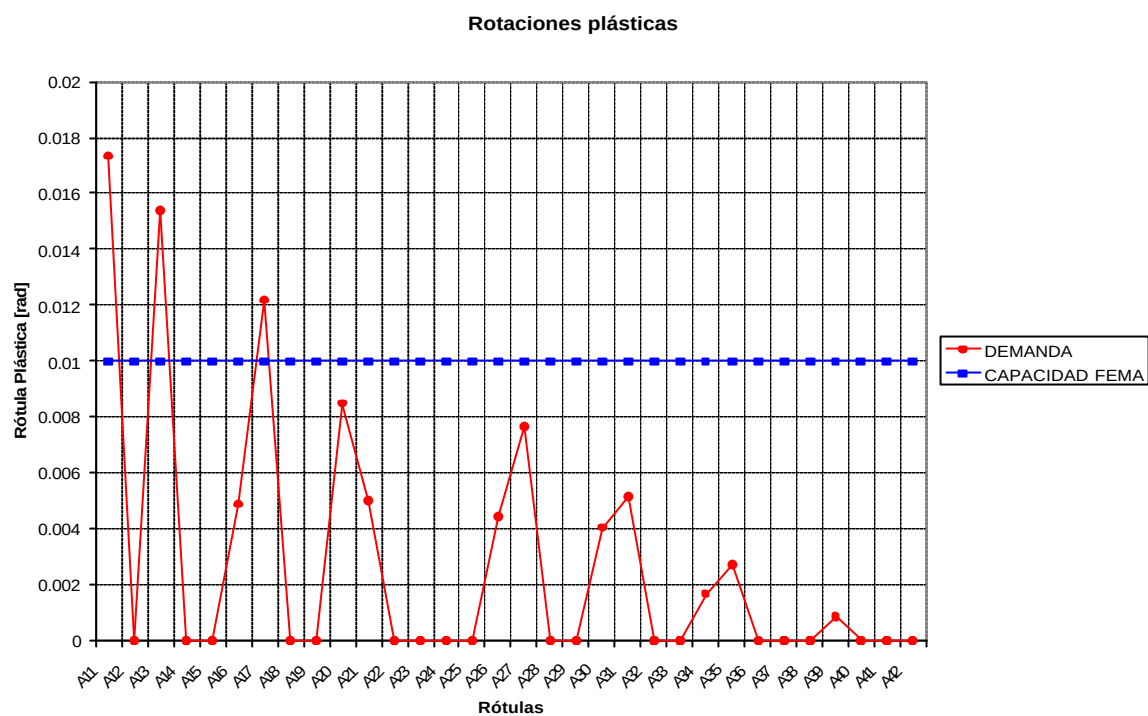


Figura 4.23. Rotulas plásticas en vigas (sentido Y)

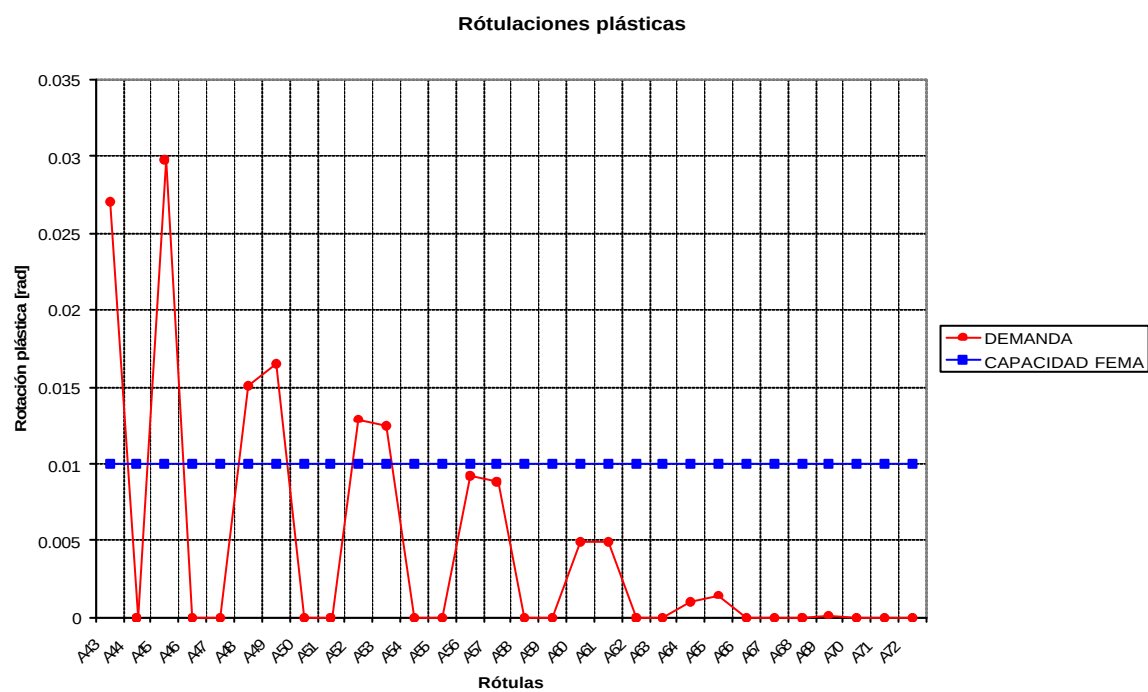


Figura 4.24. Rotulas plásticas en vigas (sentido Y)

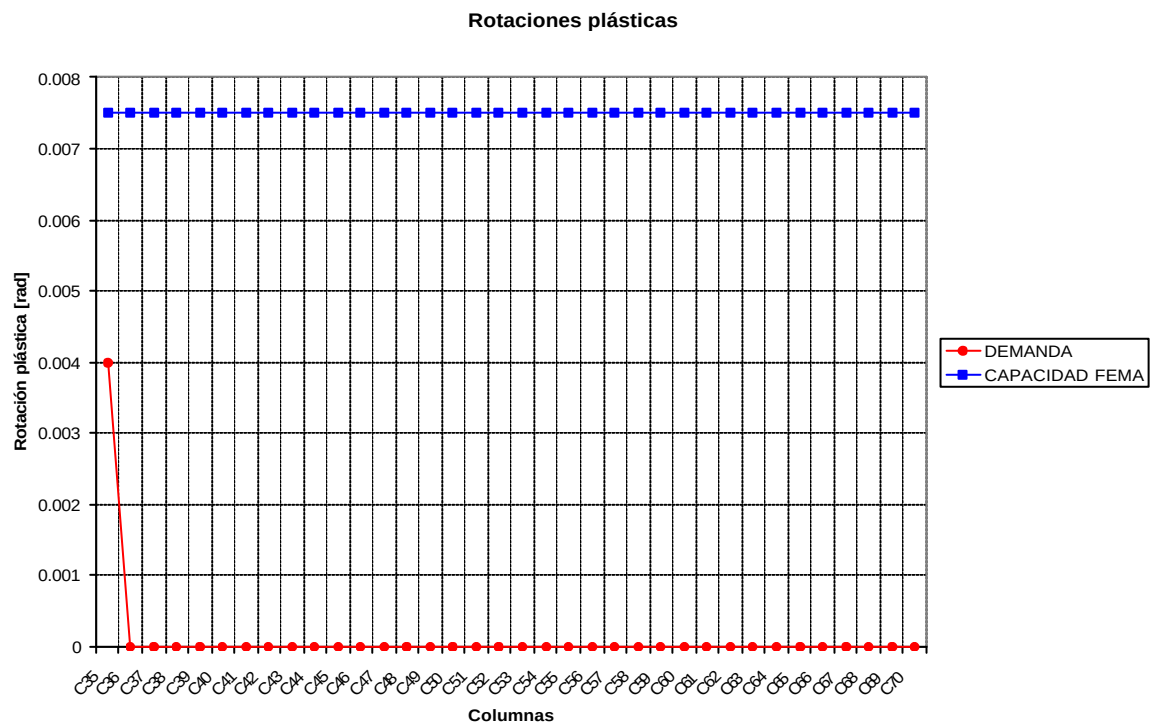
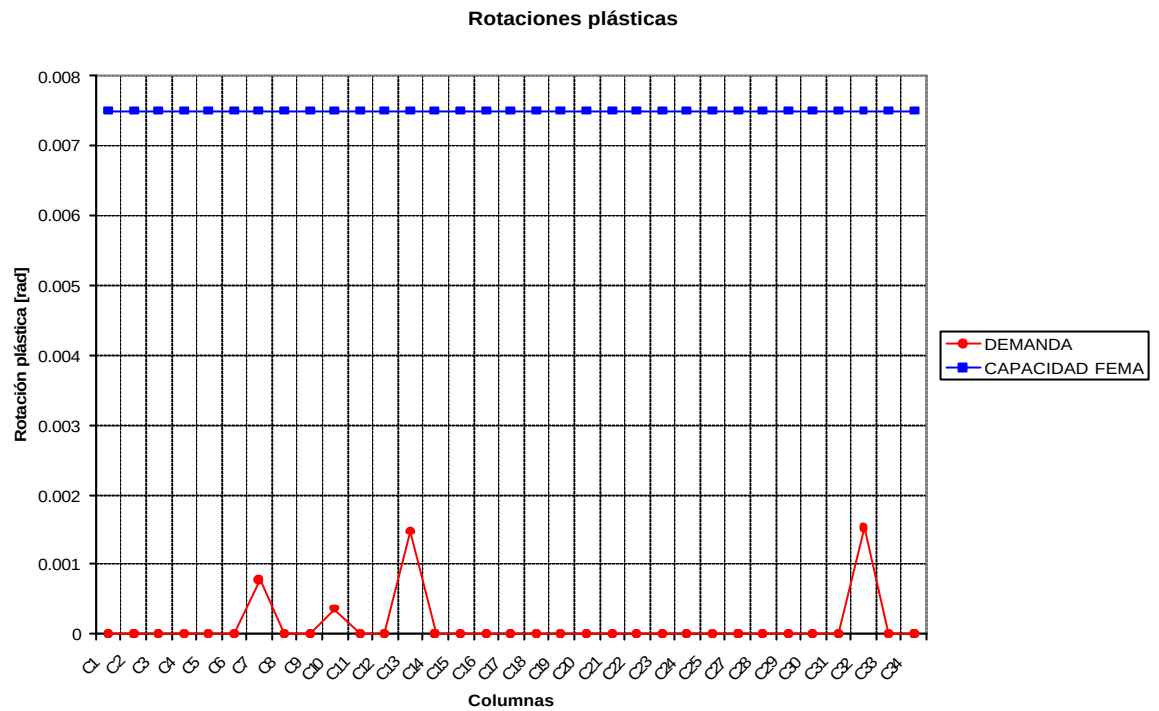


Figura 4.25. Rotulas plásticas en columnas

4.8.1.4 Chequeo A Cortante

Observando el punto de comportamiento para la estructura se procede a comparar el cortante inelástico demandado con la capacidad a cortante del elemento.

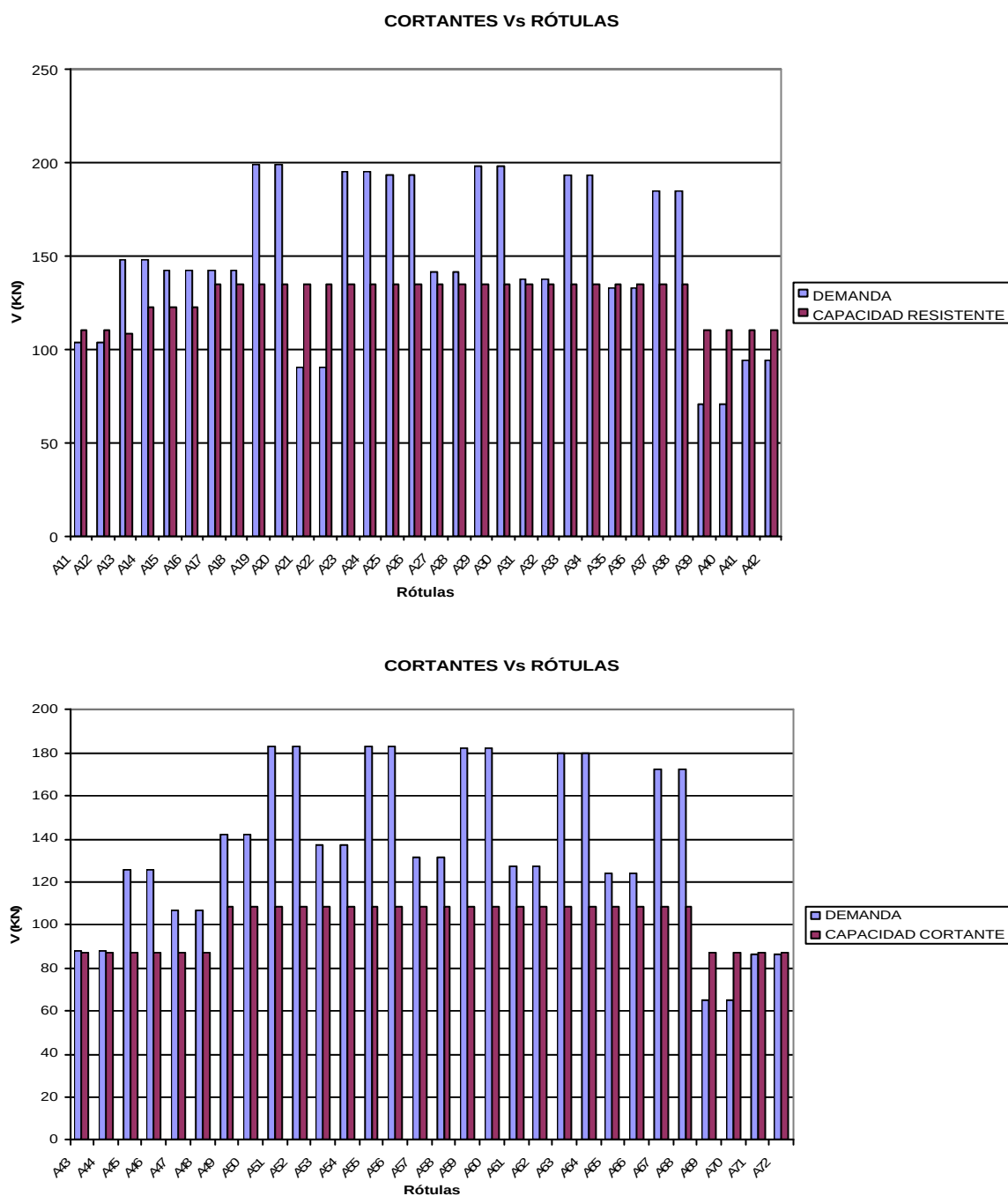


Figura 4.26. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

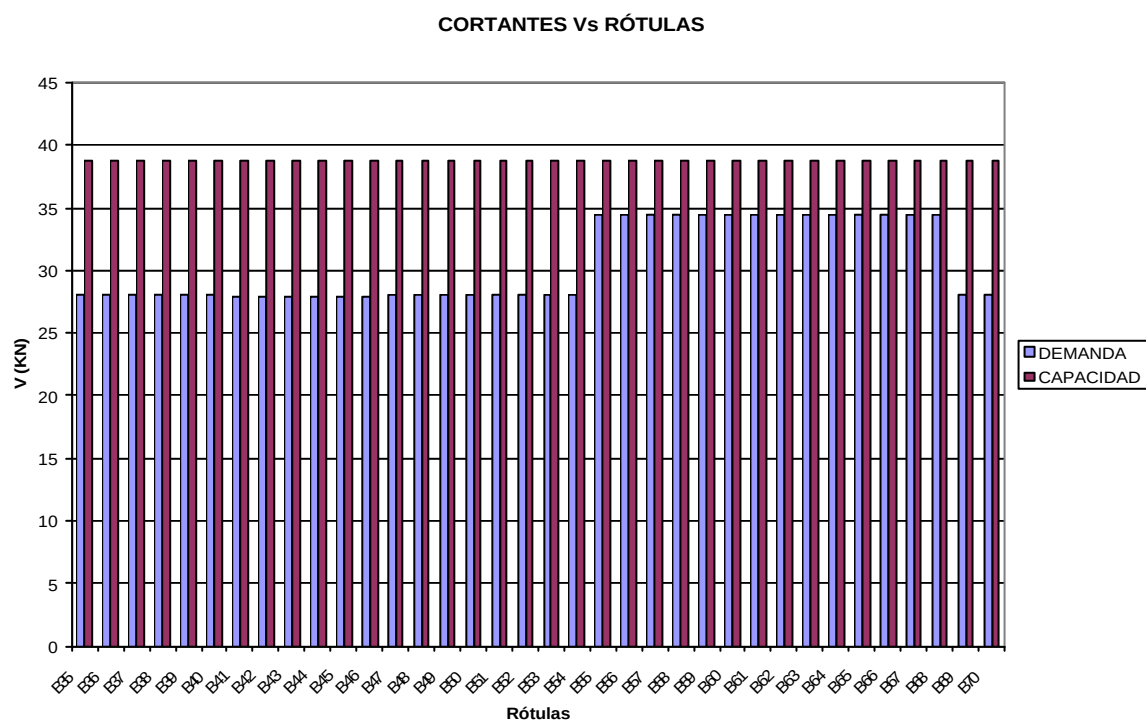
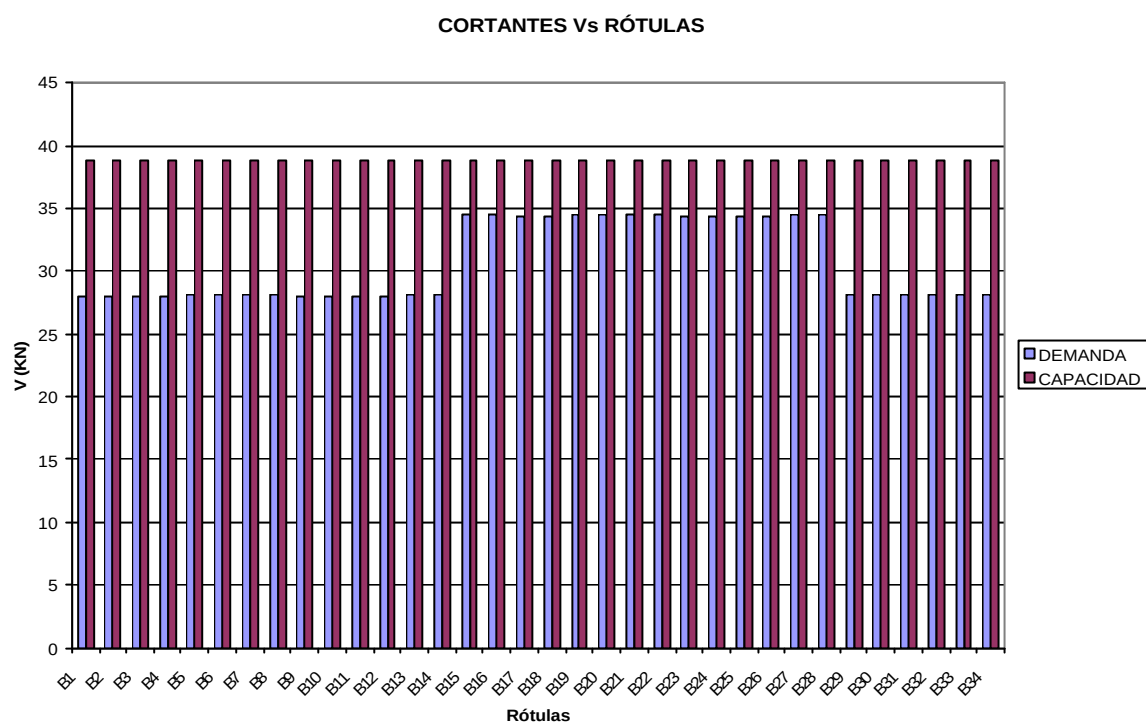


Figura 4.27. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

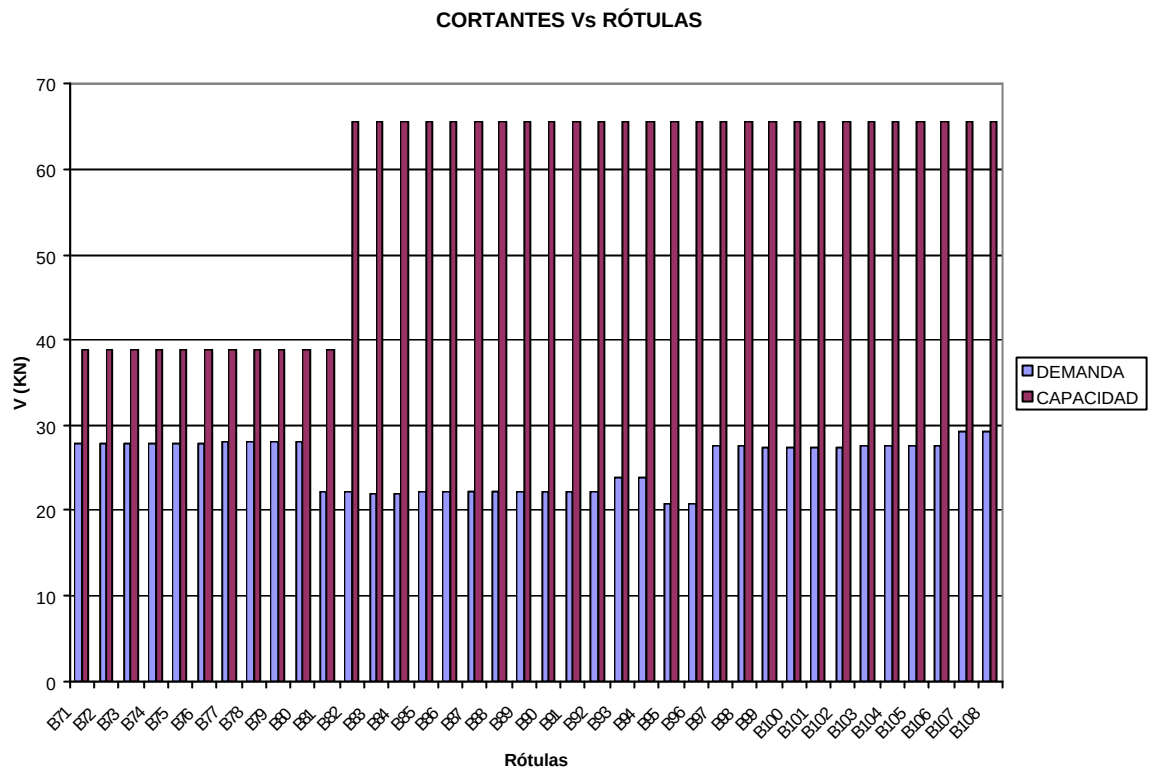


Figura 4.28. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

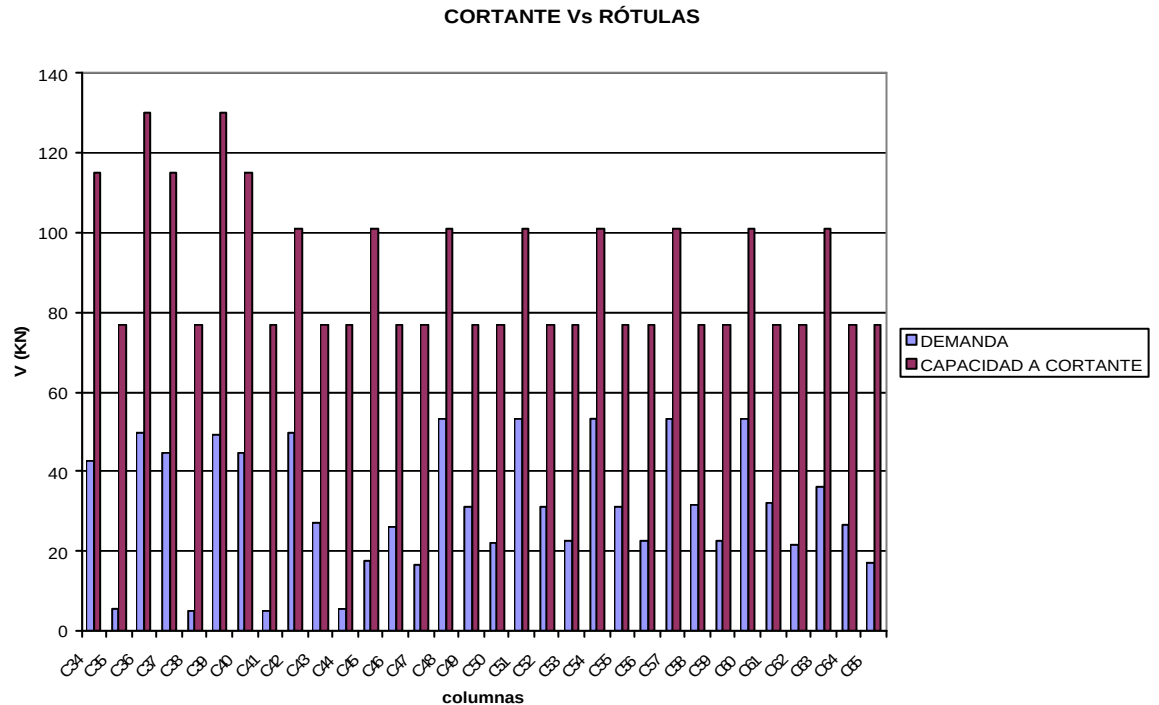
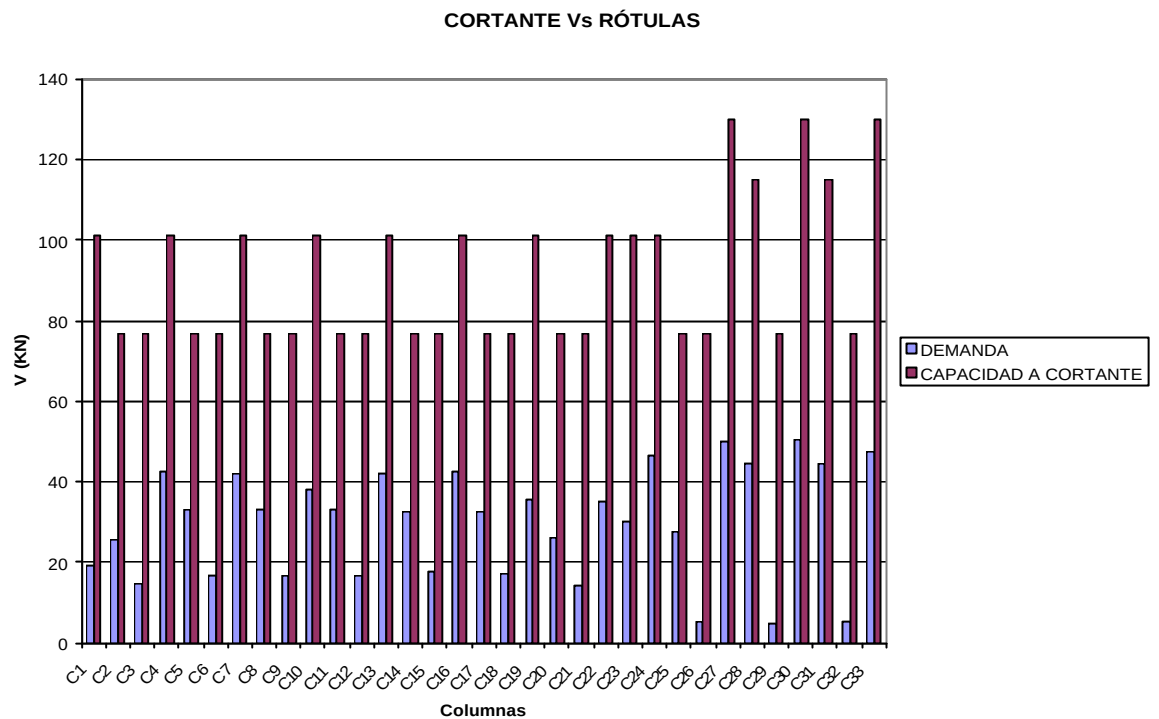


Figura 4.29. Capacidad a cortante en columnas en el sentido X

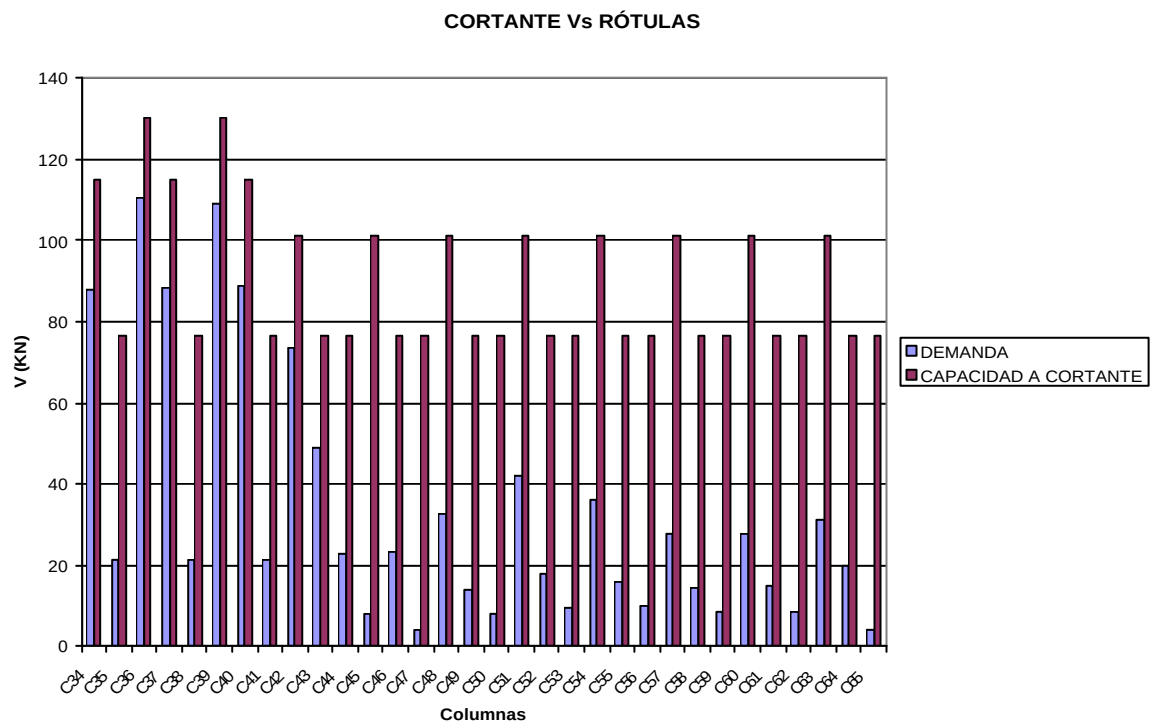
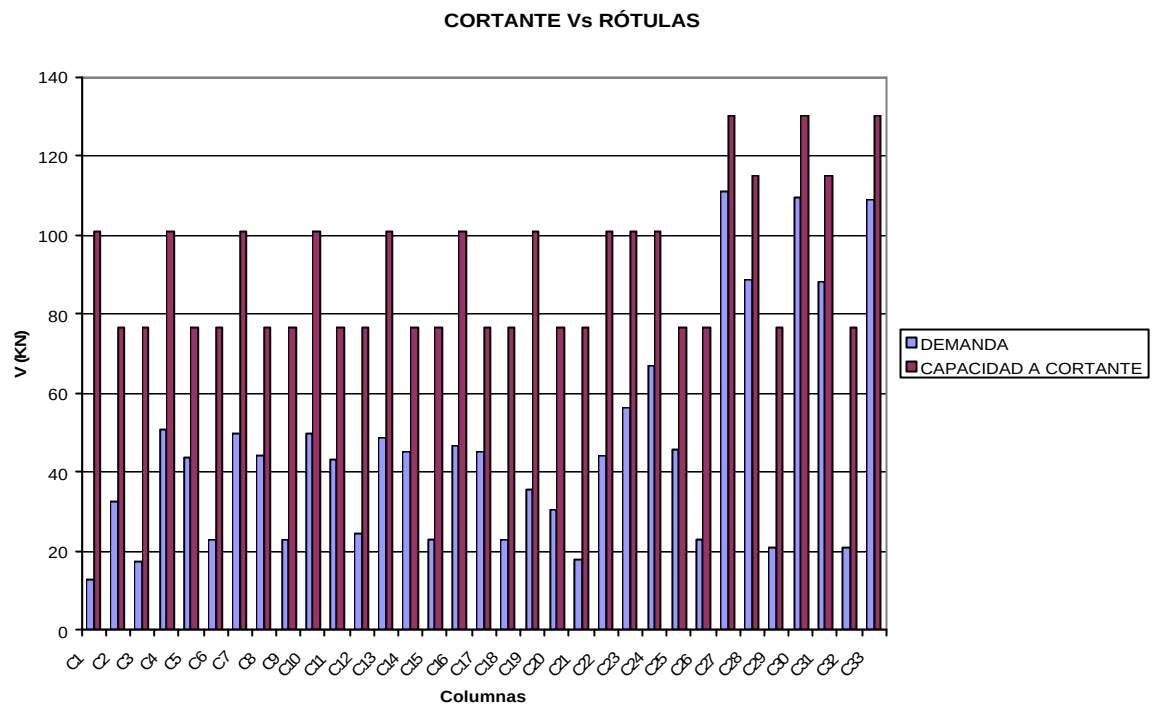


Figura 4.30. Capacidad a cortante en columnas en el sentido Y

4.8.1.5 Deriva en el punto de comportamiento

Con los desplazamientos inelásticos en el nivel de piso, en la dirección X y Y, se calcula la deriva existente cuando la estructura alcanza su punto de comportamiento, según las figuras 4.31 y 4.32.

Sentido X	Ux (cm)	UY (cm)
Piso 1	4.76	0.00
Piso 2	13.76	0.03
Cubierta	20.46	0.16

Tabla 4.4 Desplazamientos inelásticos de la estructura

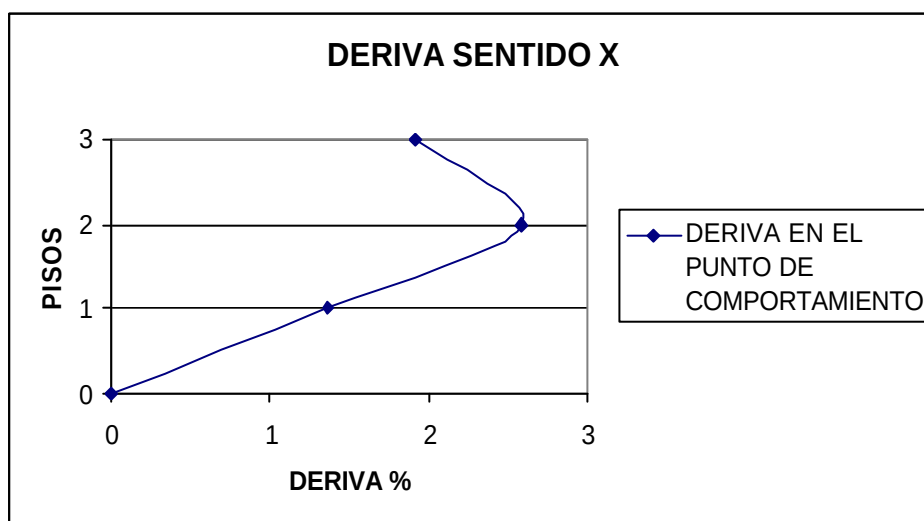


Figura 4.31. Deriva existente en el punto de comportamiento

Sentido Y	Ux (cm)	UY (cm)
Piso 1	0.03	2.2
Piso 2	0.10	6.4
Cubierta	2.40	19.7

Tabla 4.5 Desplazamientos inelásticos de la estructura

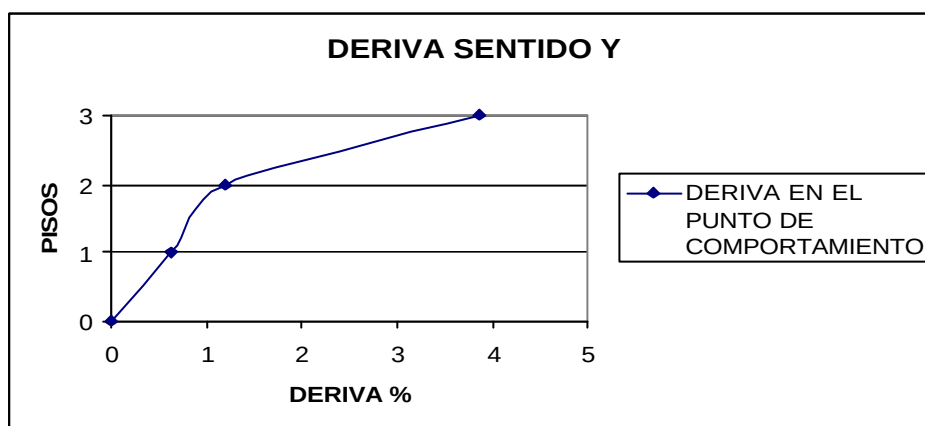


Figura 4.32. Deriva existente en el punto de comportamiento

Como era de esperarse los desplazamientos de un sistema inelástico son mucho mayores que los desplazamientos de un sistema elástico

4.8.1.6 Índice De Daño Global

En general, existen tres formas de evaluar el índice de daño global en las estructuras de hormigón armado: la primera, corresponde al cálculo de los índices de daño local y, mediante factores de ponderación, o coeficientes de importancia, se obtiene el índice de daño intermedio y/o global. En la segunda forma, el índice de daño global se obtiene directamente en base a características estructurales globales (usualmente los parámetros modales). Finalmente, la tercera alternativa define el índice de daño global a partir de la información contenida en la curva de capacidad de una estructura, es decir, a partir de un análisis estático no lineal. A continuación se describen solo los índices globales en base a la capacidad de resistencia, ya que son los evaluados en este trabajo.

A continuación se procederá a determinar un índice de daño, para cada curva en los dos sentidos principales de la estructura, y se tomara el mayor valor para indicar el grado de daño ocasionado en la estructura frente a un evento sísmico.

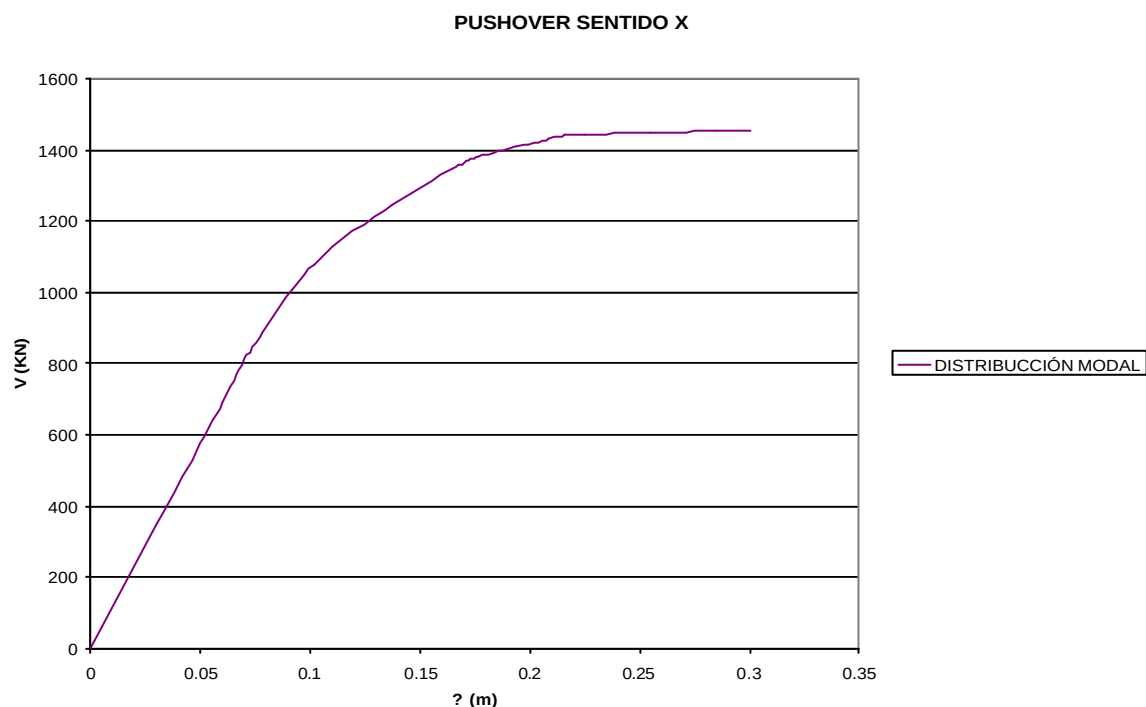


Figura 4.33. Curva de capacidad en el sentido X

- Sentido X

$$ID_{global} = GDP = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y}$$

d_m = El desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura.

d_y = El desplazamiento de cedencia, se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor d_u = desplazamiento último, se establece el criterio de falla dado por Roufaiel y Meyer (1987), que propone tomar $d_u=0.06H$. Donde H es la altura del edificio.

$d_m = 20.46\text{cm}$; $d_y = 7.24\text{ cm}$; $H = 11.12\text{m}$; $d_u = 0.6672\text{ m}$

$$ID_{global} = \frac{20.46 - 7.24}{66.7 - 7.24} = 0.222$$

PUSHOVER SENTIDO Y

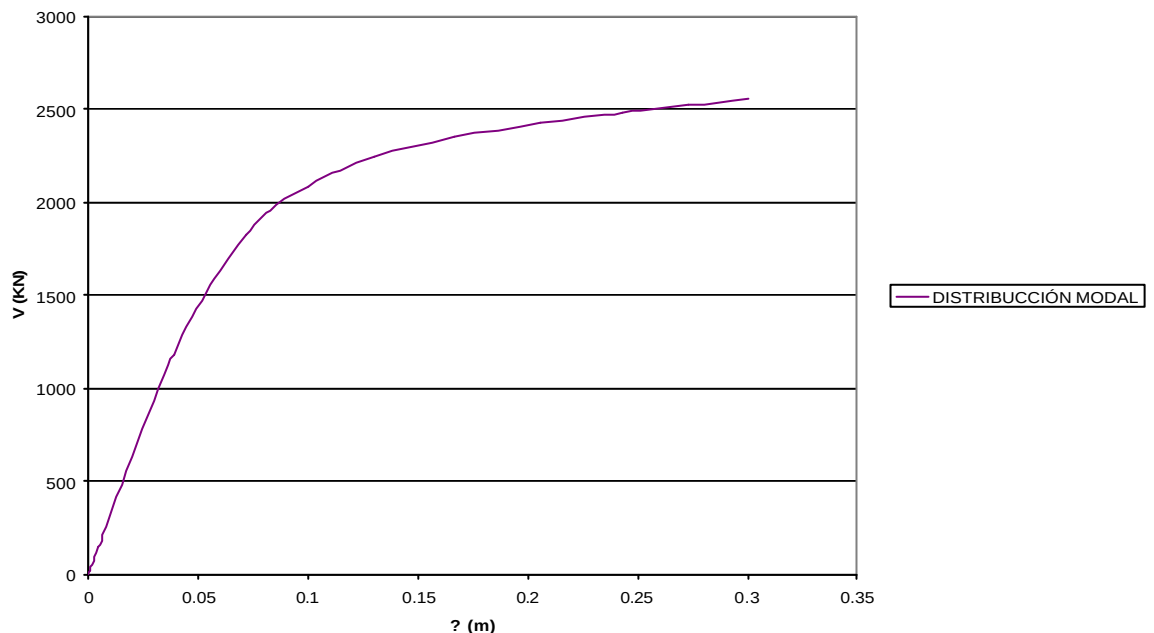


Figura 4.34. Curva de capacidad en el sentido Y

- Sentido Y

$$ID_{global} = GDP = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y}$$

d_m = El desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura.

d_y = El desplazamiento de cedencia, se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor d_u = desplazamiento último, se establece el criterio de falla dado por Roufaiel y Meyer (1987), que propone tomar $d_u=0.06H$. Donde H es la altura del edificio.

d_m = 19.70cm ; d_y = 3.86 cm ; H= 11.12m ; d_u = 0.6672 m

$$ID_{global} = \frac{20.46 - 3.86}{66.7 - 3.86} = 0.25$$

De los Índices obtenidos tomamos para la estructura el índice de daño global de 0.25 y de acuerdo a la tabla 4.6, el daño ocasionado es reparable, pero si consideramos que la capacidad de disipación de la edificación es muy baja no se puede pensar en utilizar los porcentajes propuestos por Roufaiel y Meyer, pues no es concordante este resultados con las posibles fallas cortantes de la estructura, que pone en evidencia un daño irreparable o sino el colapso de la estructura.

INTERVALO DE VARIACIÓN DE I_b	ESTUDIO DISCRETO DE DAÑO
$I_b < 0.11$	Sin daño
$0.11 = I_b = 0.40$	Reparable
$0.40 = I_b = 0.77$	Irreparable
$I_b > 0.77$	Colapso

Tabla 4.6 Estados discretos de daño

4.8.1.7. Conclusiones

Diferentes tipos de resultados pueden ser obtenidos a partir de un *análisis pushover*, entre los que destacan fundamentalmente, la curva de capacidad, el espectro de capacidad, así como, la evolución de cada punto de plastificación.

En los diferentes sentidos se encontraron que las curvas más críticas era de una distribución modal que representa a la forma modal 1 en el sentido X cuya participación de masa es de 79.7% (Ver, tabla 3.11, Capítulo 3), cumpliendo con lo exigido por la FEMA 356 donde se estipula que la participación del periodo fundamental debe ser mayor que el 70% de igual forma en el sentido Y cuya distribución modal pertenece a la forma modal 3 con una participación del 71.8%. En la figura 4.17 y 4.18 se observa una secuencia de plastificaciones en los diferentes elementos estructurales (vigas, y columnas), en donde se aprecia que en el punto de comportamiento según las figuras 4.20 a la 4.25, de las 372 puntos de plastificación pertenecientes al edificio, en el sentido X, mostrado, 74.73% se mantienen en el rango elástico (A-B), 7.26% supera el punto de cedencia, manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a inmediata ocupación (B-IO), 12.4% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital (IO-LS) y 5.65% superó el límite de estabilidad estructural y se mantiene por debajo de prevención del colapso (LS-CP). Para el sentido Y se encontró que 85.75% se mantienen en el rango elástico (A-B), 6.18% supera el punto de cedencia, manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a inmediata ocupación (B-IO), 2.96% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital (IO-LS), 4.30% superó el límite de estabilidad estructural y se mantiene por debajo de prevención del colapso (LS-CP), 0.80% supero el limite de prevención de colapso, esos elementos que colapsaron son las rotulas A43, A45 y en la cubierta un elemento que no se había previsto en el análisis elástico, que eran las vigas a dos aguas que debido a su poca inercia con respecto a la luz que cubre hacen que se presenten momentos considerables que produzca rotulación en la mayoría de ellas. Y aquí se vuela a ratificar el mecanismo de falla frágil como ocurrencia de la poca capacidad a cortante de las vigas.

4.8.2. Edificio 2

Observando que la representación de la curva de capacidad depende de forma importante de su distribución, se utilizan tres tipos de distribución, modal, triangular invertida y uniforme las que se aplicaran en ambos sentidos pues las estructuras no posee una simetría bien definida. De las muchas curvas de capacidad se obtendrán las más críticas por distribución y luego la más critica por sentido, llegándose a encontrar la curva de capacidad de análisis.

4.8.2.1 Curvas de capacidad

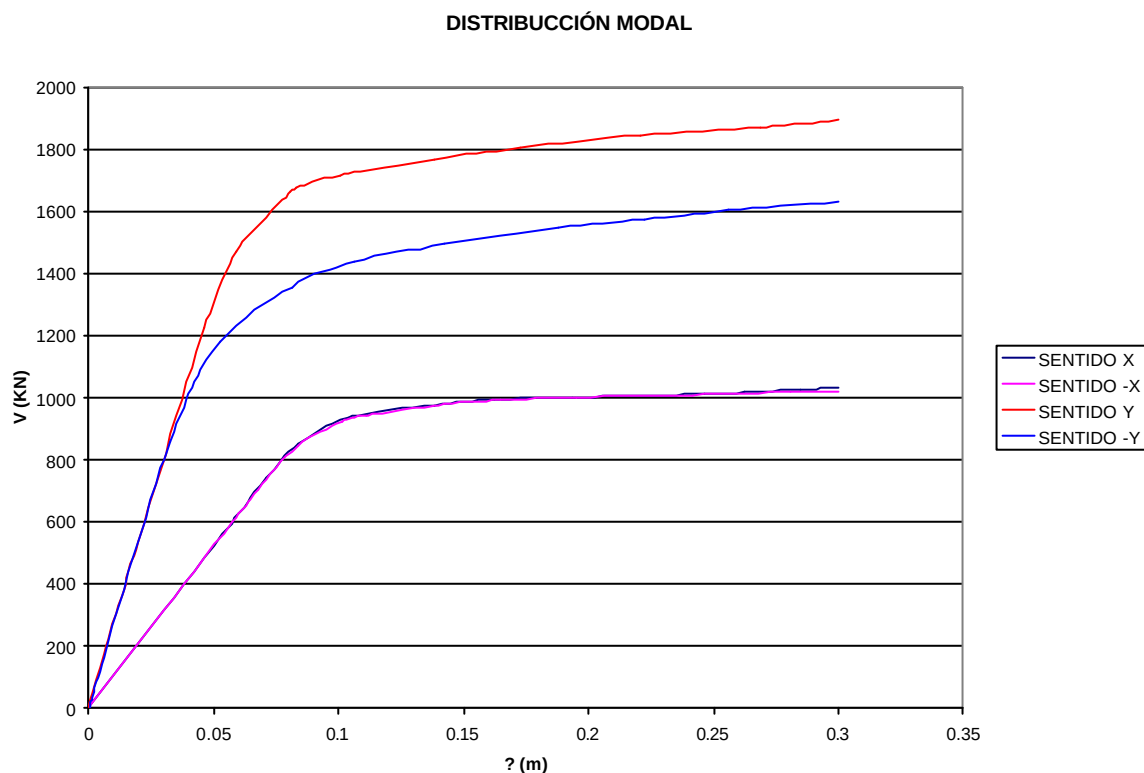


Figura 4.35. Curva de Capacidad, Distribución modal

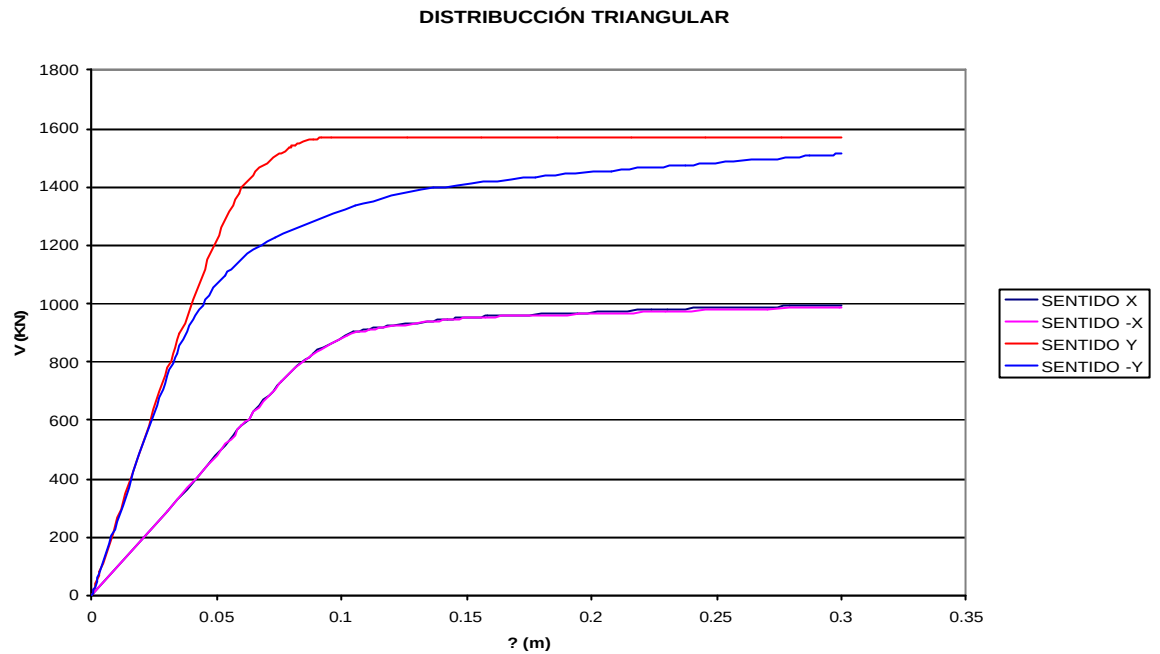


Figura 4.36. Curva de Capacidad, Distribución Triangular Invertida

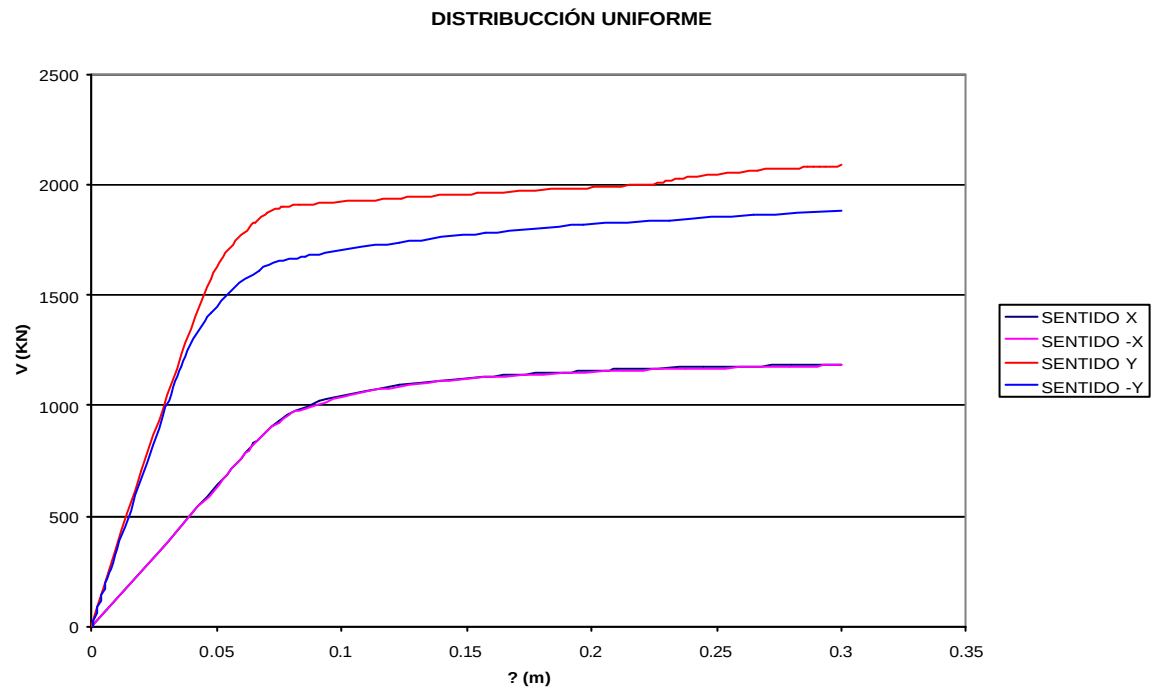


Figura 4.37. Curva de Capacidad, Distribución Uniforme

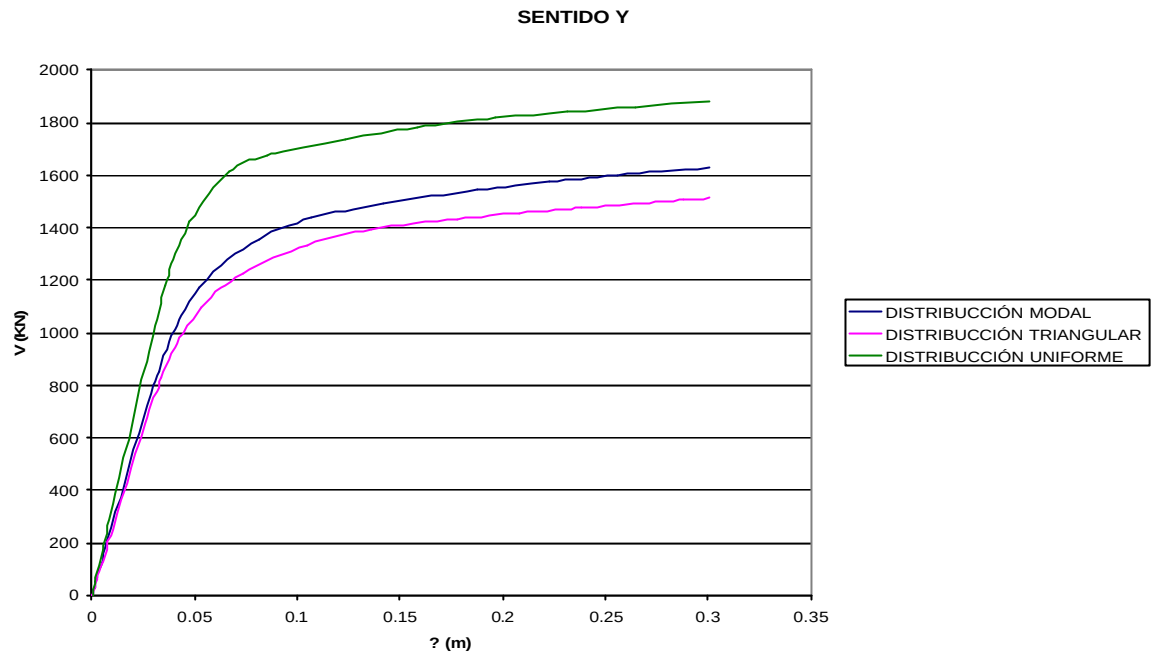


Figura 4.38. Curva de Capacidad, Sentido Y

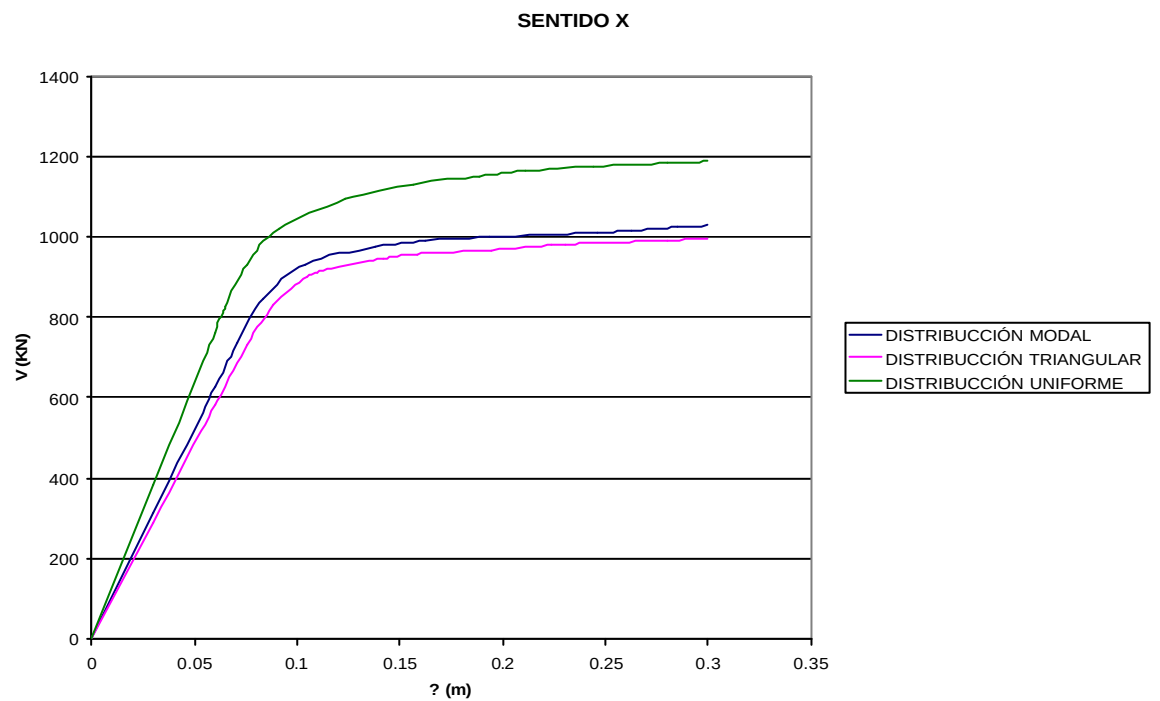


Figura 4.39. Curva de Capacidad, Sentido X

4.8.2.2 Punto de comportamiento

Mediante este procediendo la estructura se convierte en un grado de libertad equivalente en el modo fundamental y la energía disipada se convierte en amortiguamiento viscoso equivalente. Con ayuda del programa SAP 2000 se encuentra el punto de comportamiento (*Figura 4.16*), de acuerdo a la ATC-40, a las estructuras se les clasifica de acuerdo a 3 tipologías

- Tipo A: Estructuras nuevas diseñadas y construidas con todos los requisitos modernos del código. Se espera que los ciclos de histéresis sean estables y por lo tanto que tengan una alta capacidad de disipación energía.
- Tipo B: Estructuras con capacidad de disipación de energía intermedia entre tipo A y C.
- Tipo C: Estructuras con capacidad de disipación de energía baja. No cumple ningún requisito de código, por lo que se espera que presenten ciclos de histéresis no estables y por lo tanto reducciones importantes en el área de lo ciclos de histéresis.

De acuerdo a esa clasificación el edificio 1, lo clasificamos como tipo C.

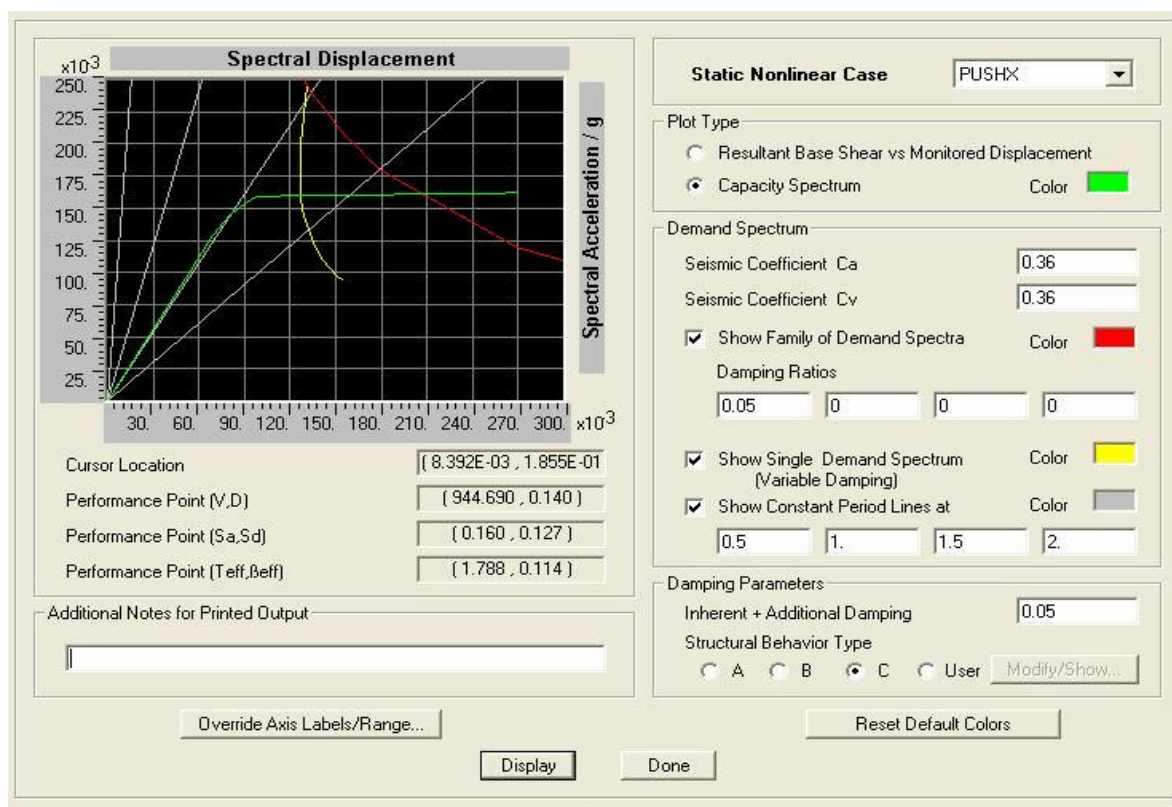


Figura 4.40. Punto de Comportamiento

- **Parámetros de análisis (Sentido X)**

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
Patrón de Carga		Triangular
Clasificación según ATC-40		
Factor k ATC-40		0.333
Amortiguamiento intrínseco	%	5
Cortante Basal (Punto de comportamiento)	KN	944.690
Desplazamiento (Punto de comportamiento)	m	0.14
Amortiguamiento equivalente total	%	11.4
Periodo Inicial	seg	
Periodo efectivo	seg	1.788

Tabla 4.7. Parámetros de análisis en el sentido X

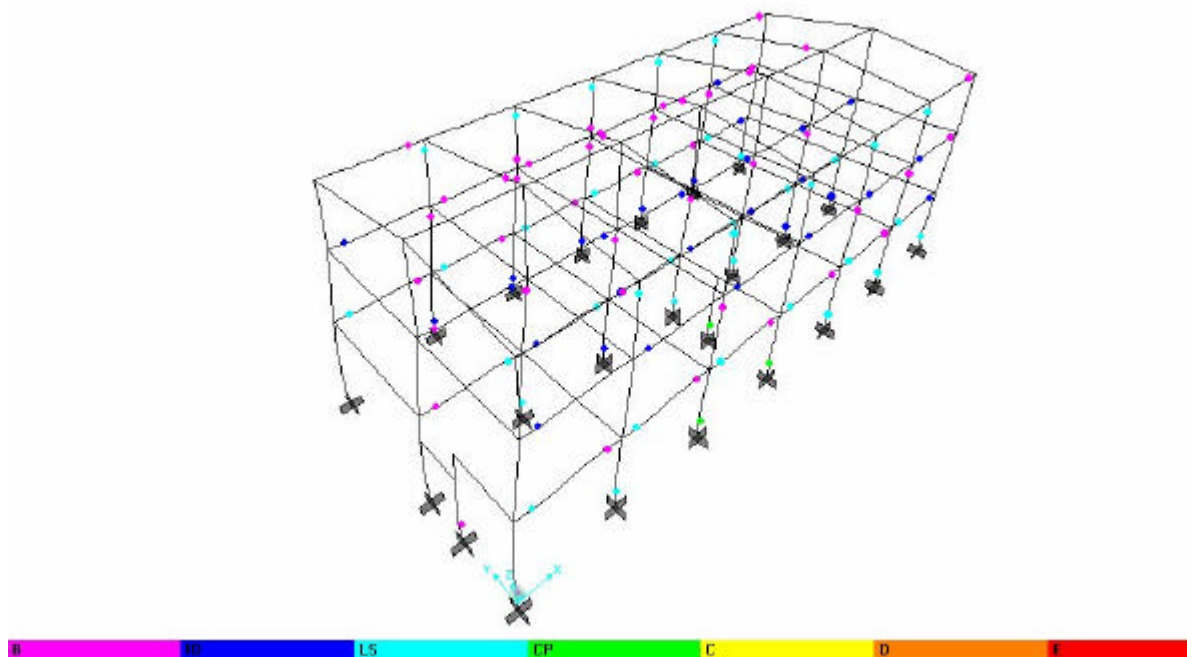


Figura 4.41. Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido X)

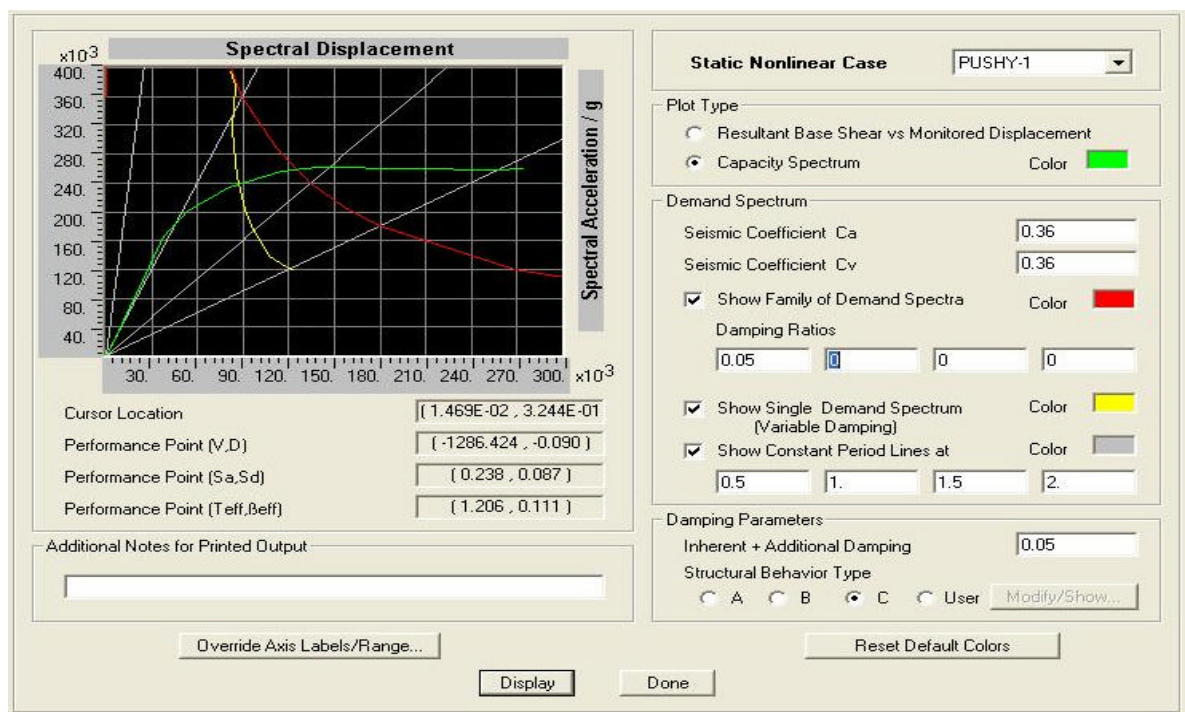


Figura 4.42. Punto de Comportamiento

- **Parámetros de análisis (Sentido Y)**

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
Patrón de Carga		Triangular
Clasificación según ATC -40		
Factor k ATC-40		0.333
Amortiguamiento intrínscico	%	5
Cortante Basal (Punto de comportamiento)	KN	1283.37
Desplazamiento (Punto de comportamiento)	m	0.09
Amortiguamiento equivalente total	%	11.1
Periodo Inicial	seg	
Periodo efectivo	seg	1.205

Tabla 4.8. Parámetros de análisis en el sentido X

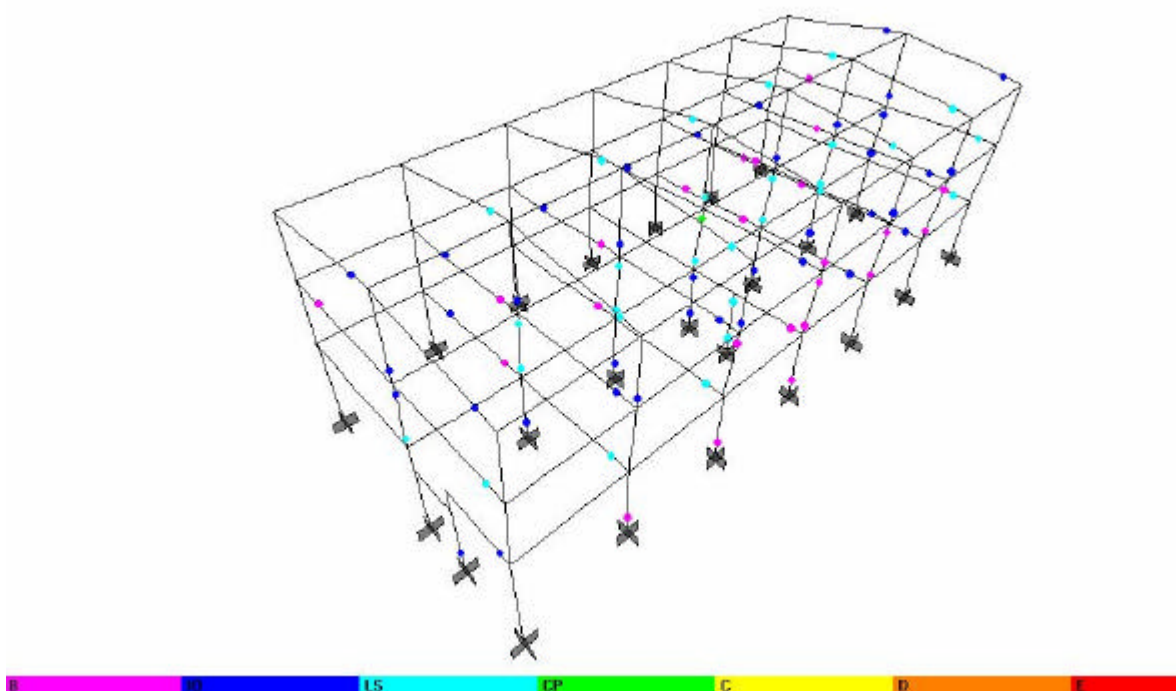


Figura 4.43. Rotulas plásticas en el punto de comportamiento (sentido Y)

Para cada uno de los incrementos de cargas del análisis *pushover*, es posible visualizar la evolución de cada punto de plastificación y la secuencia de

plastificaciones, en una escala de colores, referidos a los puntos característicos de los diagramas de repuesta no lineal y los límites de deformación asociados a los diferentes niveles de desempeño establecidos.

4.8.2.3 Rotación Plástica

Calculamos la rotación plástica demandada por el sismo y se compara contra la capacidad permitida. Los valores permitidos de rotación plástica se definen en función del nivel de comportamiento esperado.

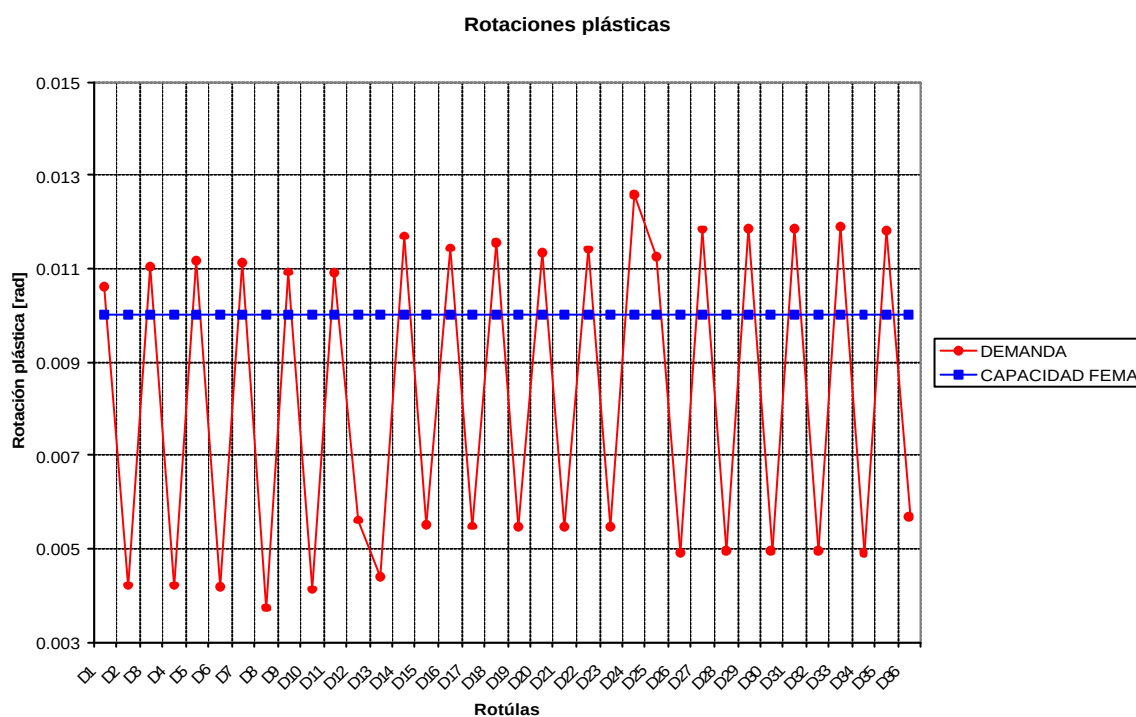


Figura 4.44. Rotulas plásticas (sentido X)

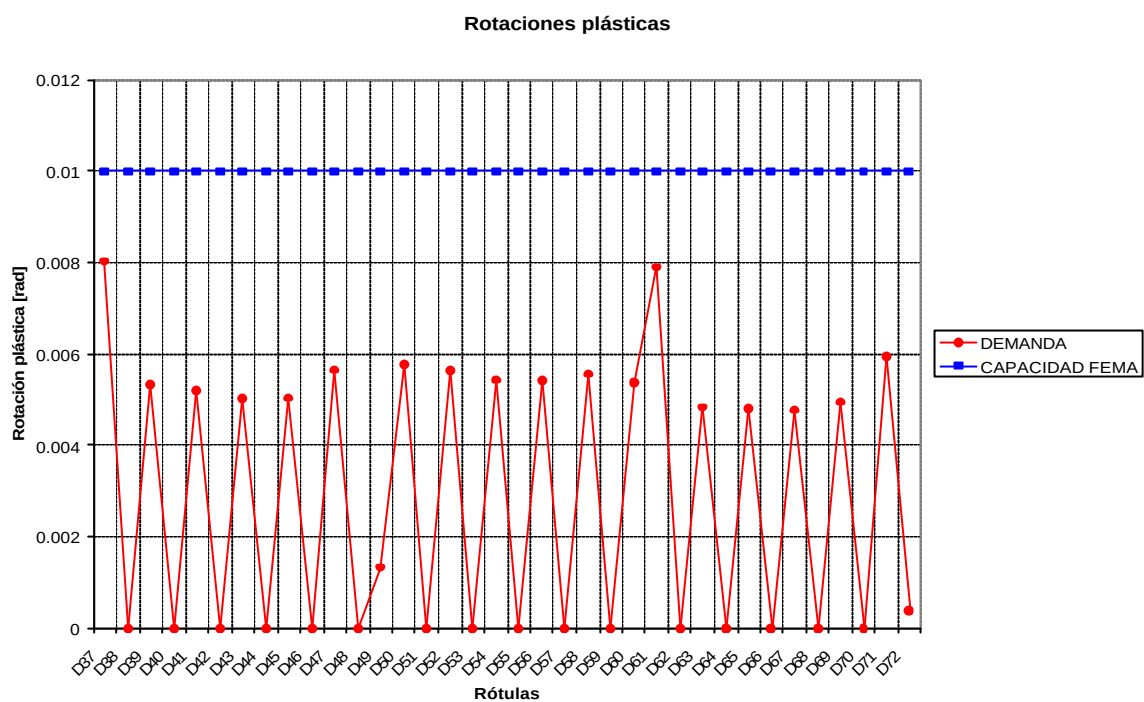


Figura 4.45. Rotulas plásticas (sentido X)

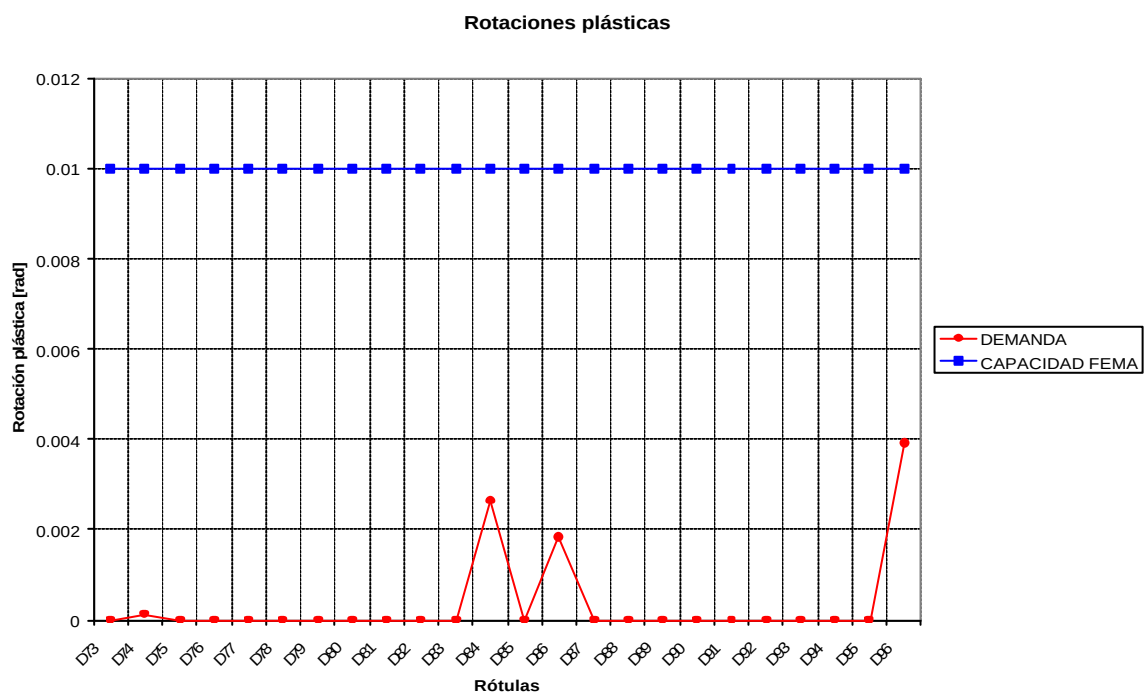


Figura 4.46. Rotulas plásticas (sentido X)

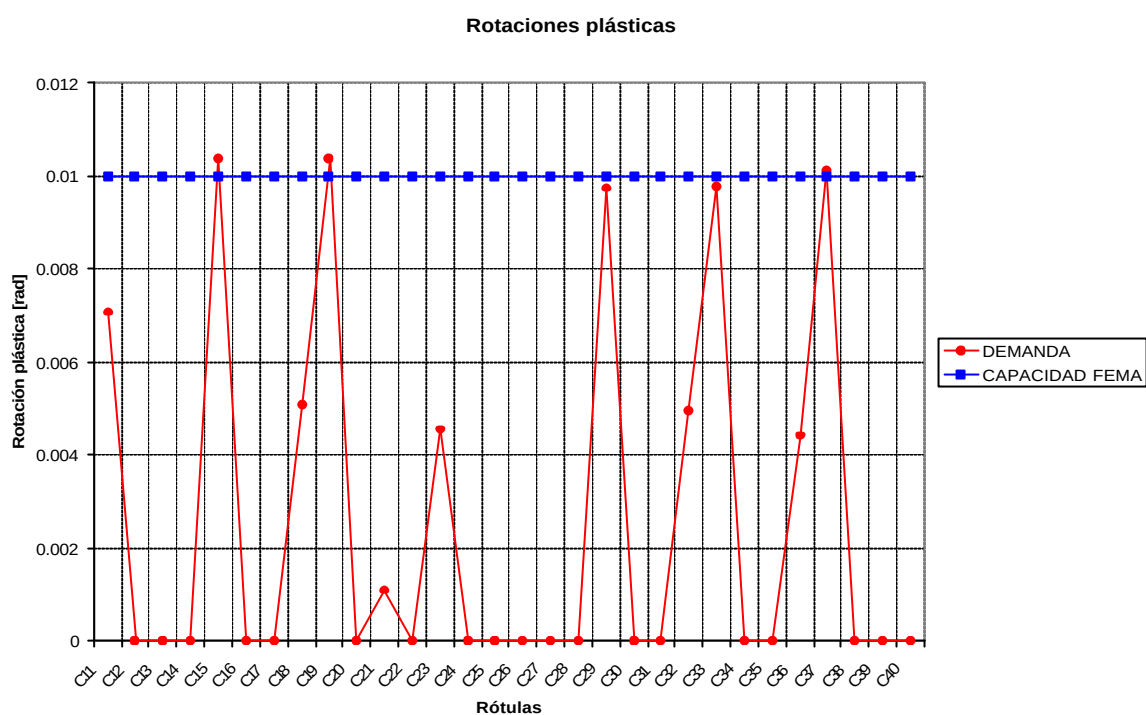


Figura 4.47. Rotulas plásticas (sentido Y)

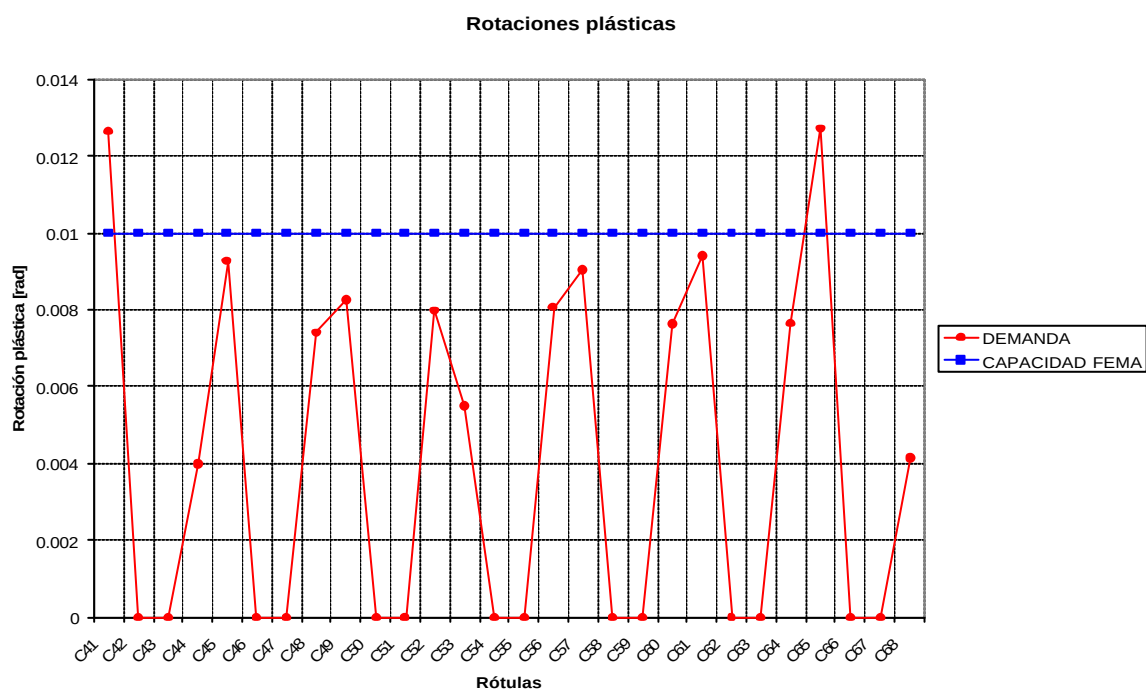


Figura 4.48. Rotulas plásticas (sentido Y)

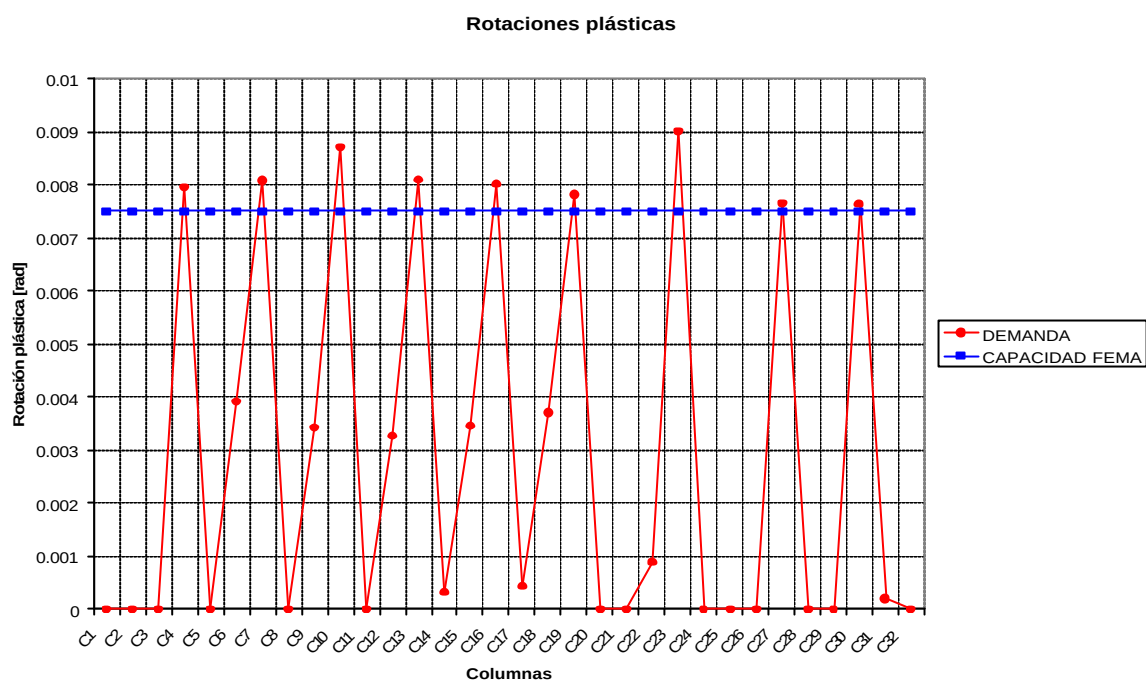


Figura 4.49. Rotulas plásticas en columnas (sentido X)

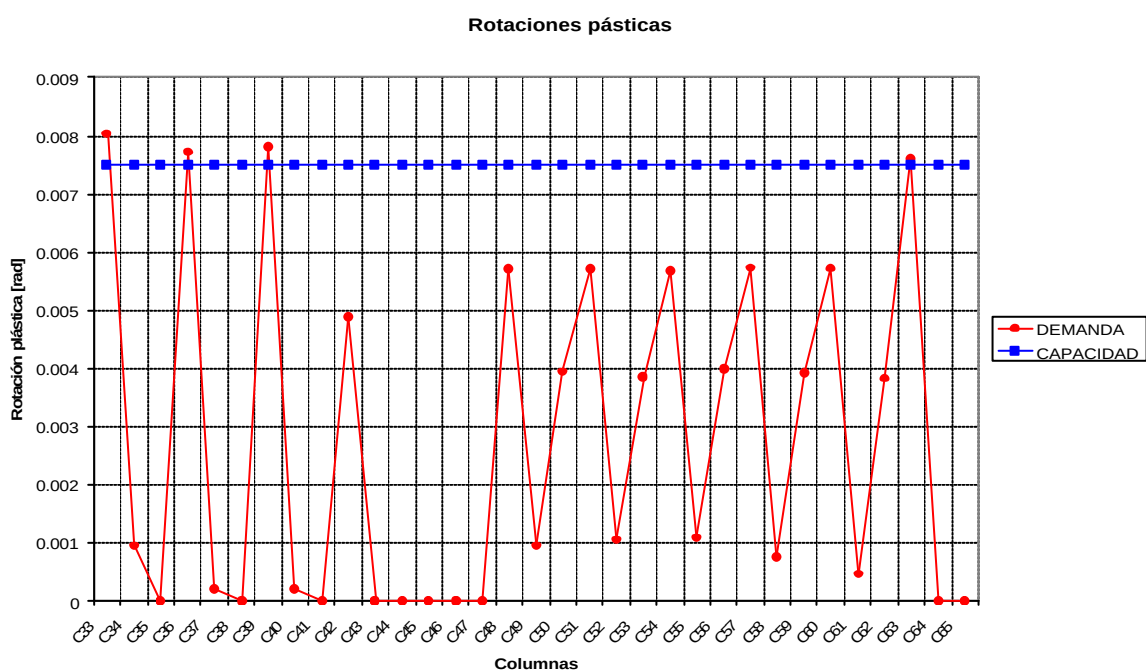


Figura 4.50. Rotulas plásticas en columnas (sentido Y)

4.8.2.4 CHEQUEO A CORTANTE

Observando el punto de comportamiento para la estructura se procede a comparar el cortante inelástico demandado con la capacidad a cortante del elemento.

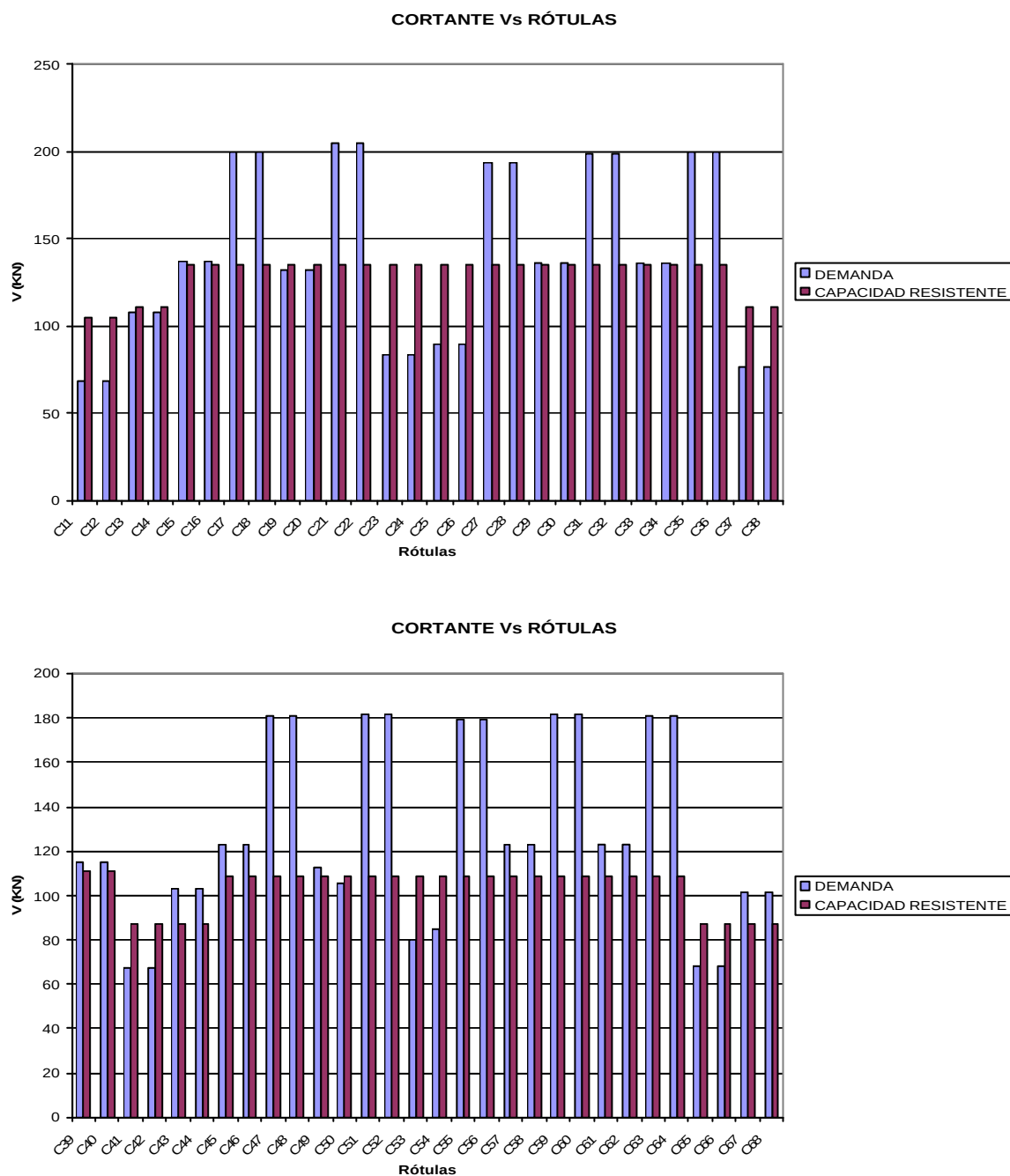


Figura 4.51. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

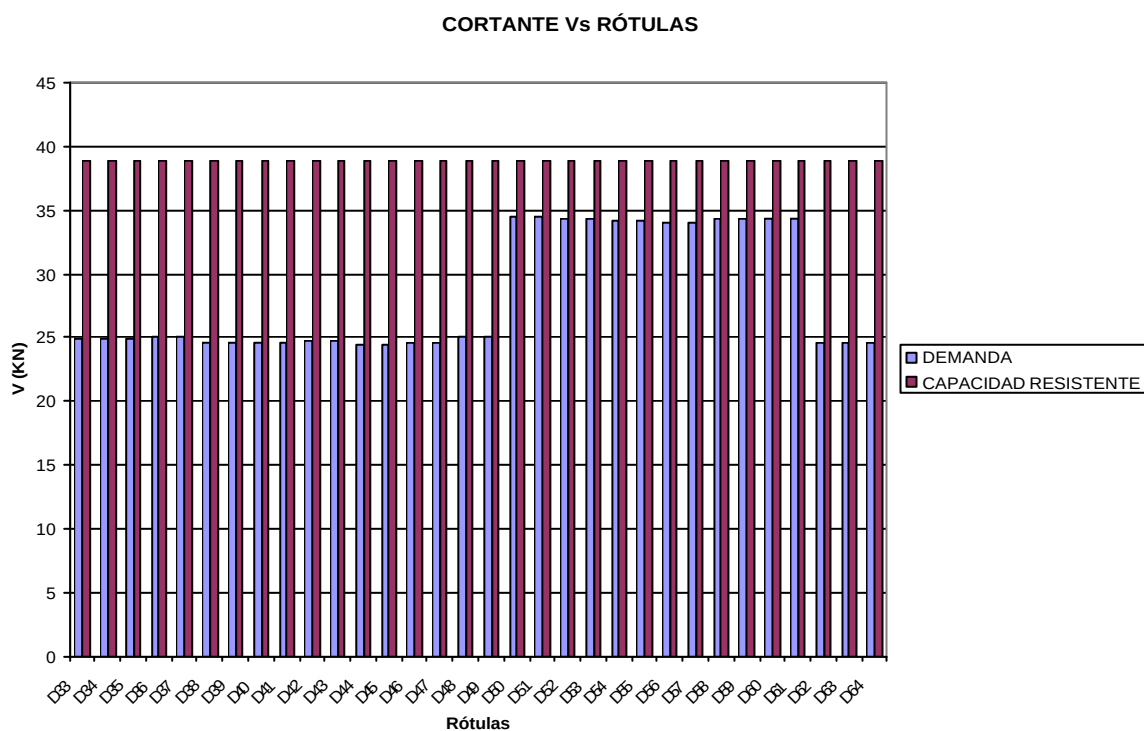
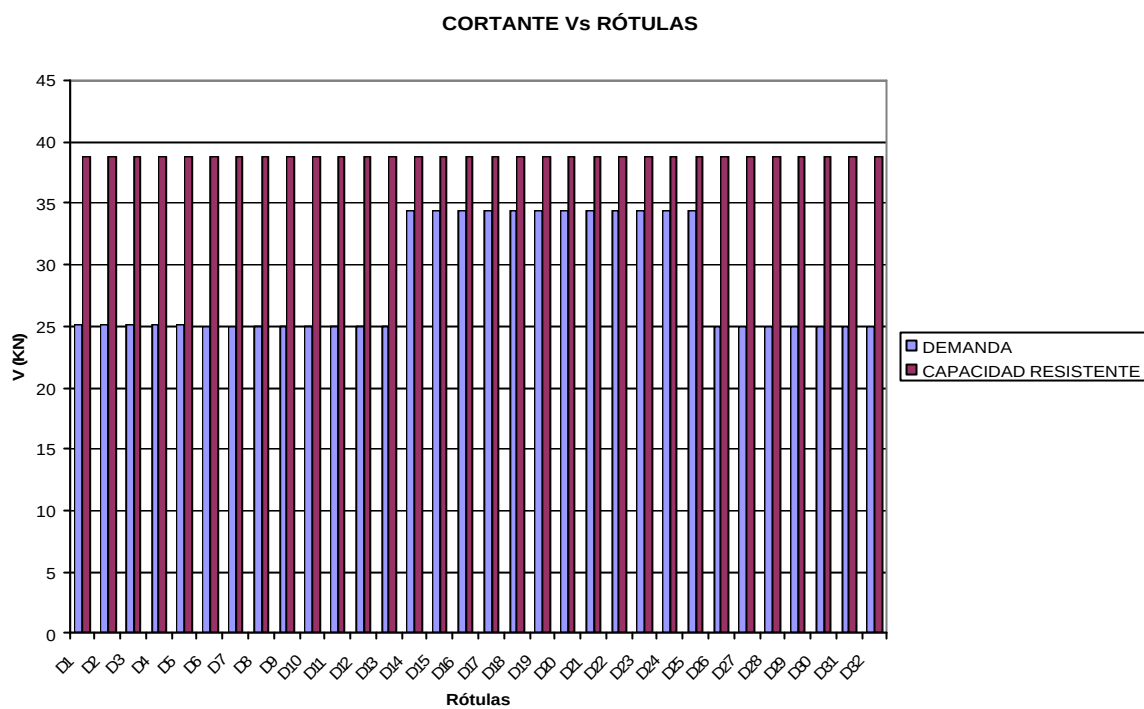


Figura 4.52. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

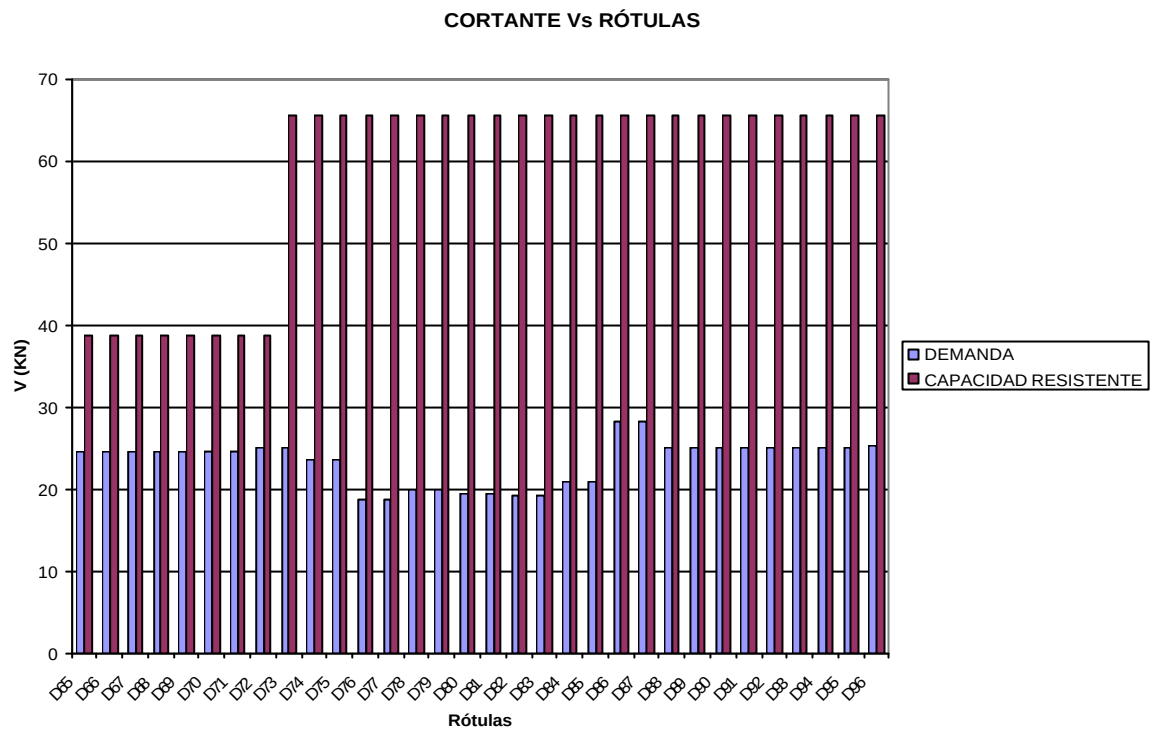


Figura 4.53. Capacidad a cortante en vigas en el punto de comportamiento

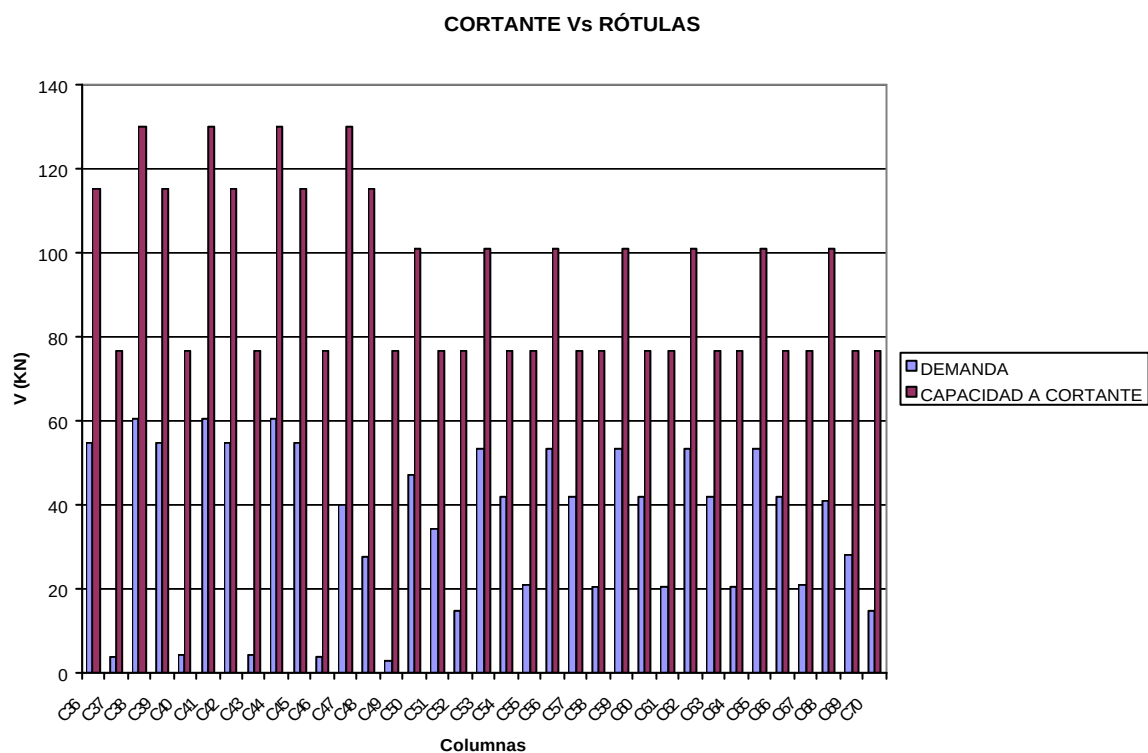
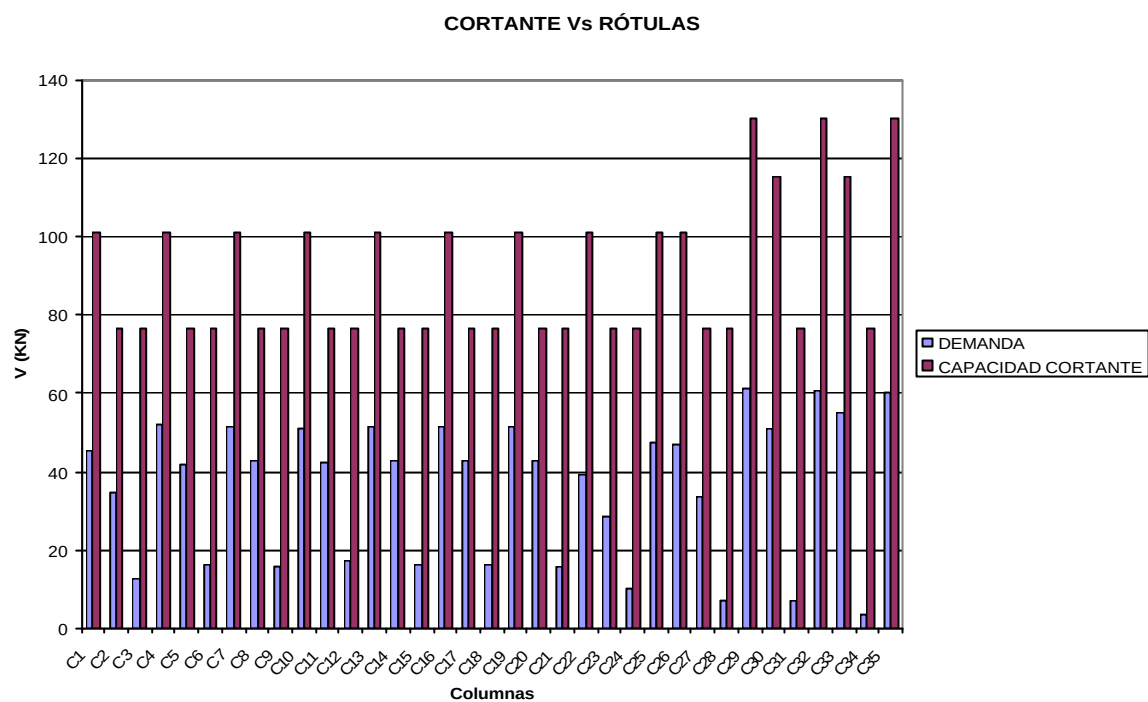


Figura 4.54. Capacidad a cortante en columnas en el sentido X

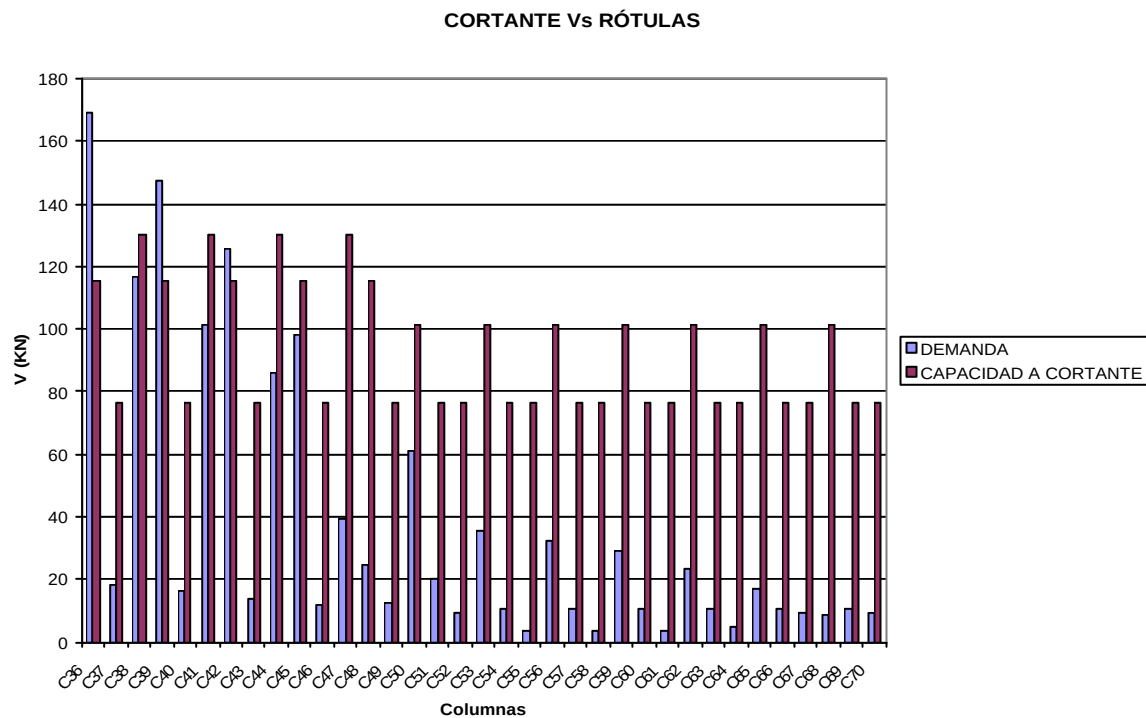
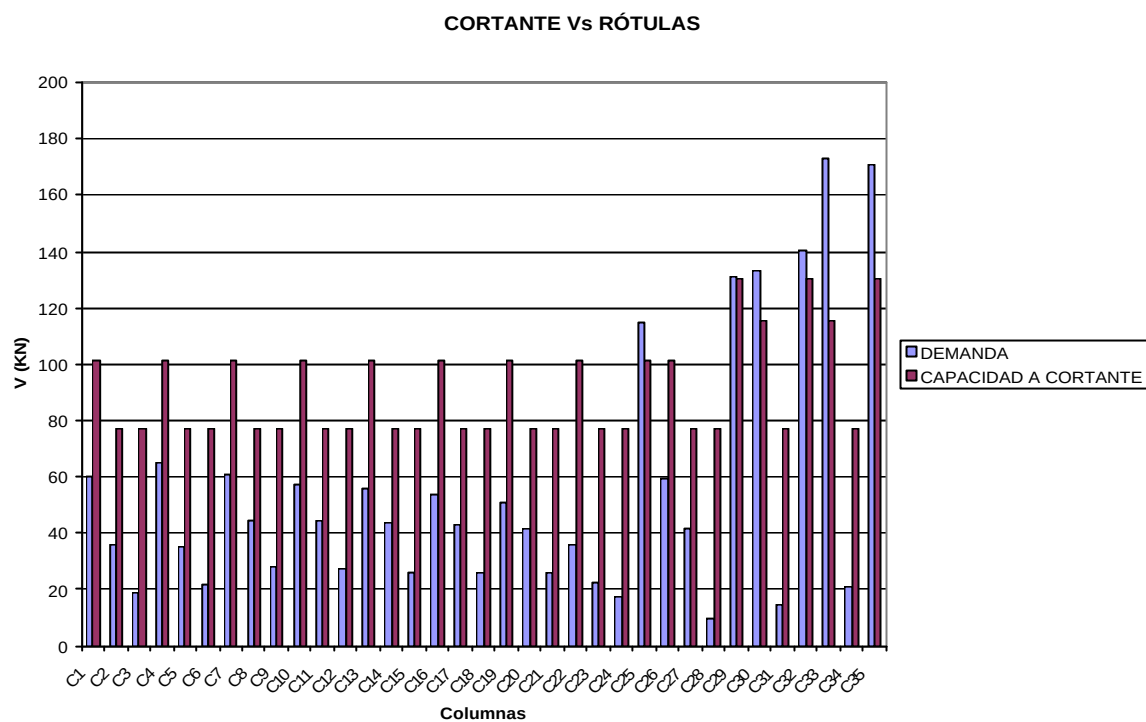


Figura 4.55. Capacidad a cortante en columnas en el sentido Y

4.8.2.5 Deriva en el punto de comportamiento

Con los desplazamientos inelásticos en el nivel de piso, en la dirección X y Y, se calcula la deriva existente cuando la estructura alcanza su punto de comportamiento, según las figuras 4.56 y 4.57.

Sentido X	Ux (cm)	UY (cm)
Piso 1	5.83	0.06
Piso 2	14.2	0.08
Cubierta	18.5	0.21

Tabla 4.9 Desplazamientos inelásticos de la estructura

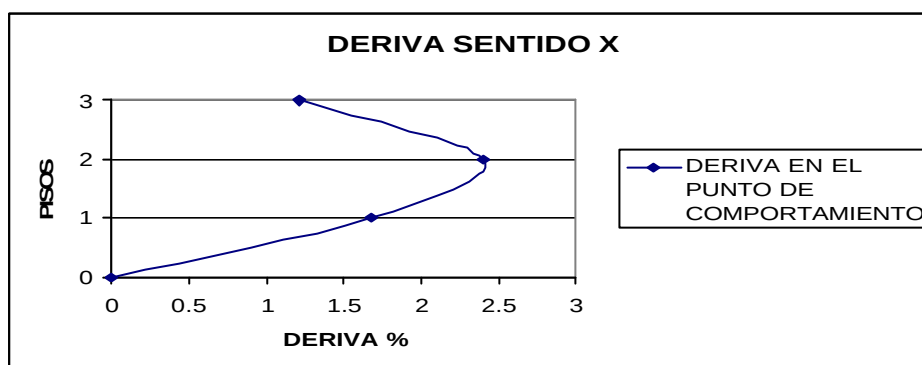


Figura 4.56. Deriva existente en el punto de comportamiento

Sentido X	Ux (cm)	UY (cm)
Piso 1	0.009	2.68
Piso 2	0.012	8.46
Cubierta	0.014	12.72

Tabla 4.10 Desplazamientos inelásticos de la estructura

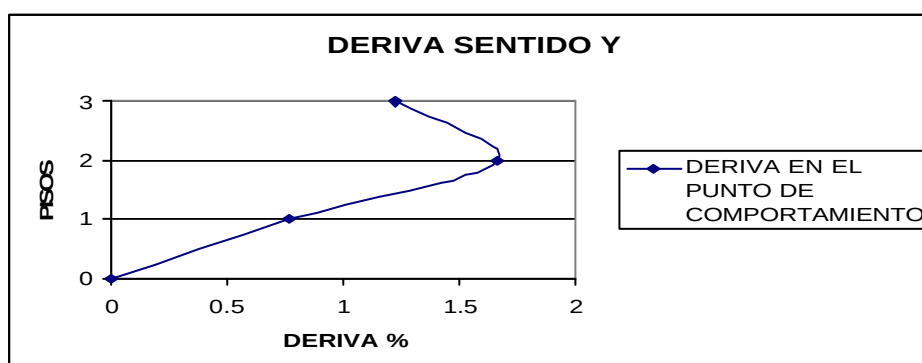


Figura 4.57. Deriva existente en el punto de comportamiento

4.8.2.6 Índice De Daño Global

En general, existen tres formas de evaluar el índice de daño global en las estructuras de hormigón armado: la primera, corresponde al cálculo de los índices de daño local y, mediante factores de ponderación, o coeficientes de importancia, se obtiene el índice de daño intermedio y/o global. En la segunda forma, el índice de daño global se obtiene directamente en base a características estructurales globales (usualmente los parámetros modales). Finalmente, la tercera alternativa define el índice de daño global a partir de la información contenida en la curva de capacidad de una estructura, es decir, a partir de un análisis estático no lineal. A continuación se describen solo los índices globales en base a la capacidad de resistencia, ya que son los evaluados en este trabajo.

A continuación se procederá a determinar un índice de daño, para cada curva en los dos sentidos principales de la estructura, y se tomara el mayor valor para indicar el grado de daño ocasionado en la estructura frente a un evento sísmico.

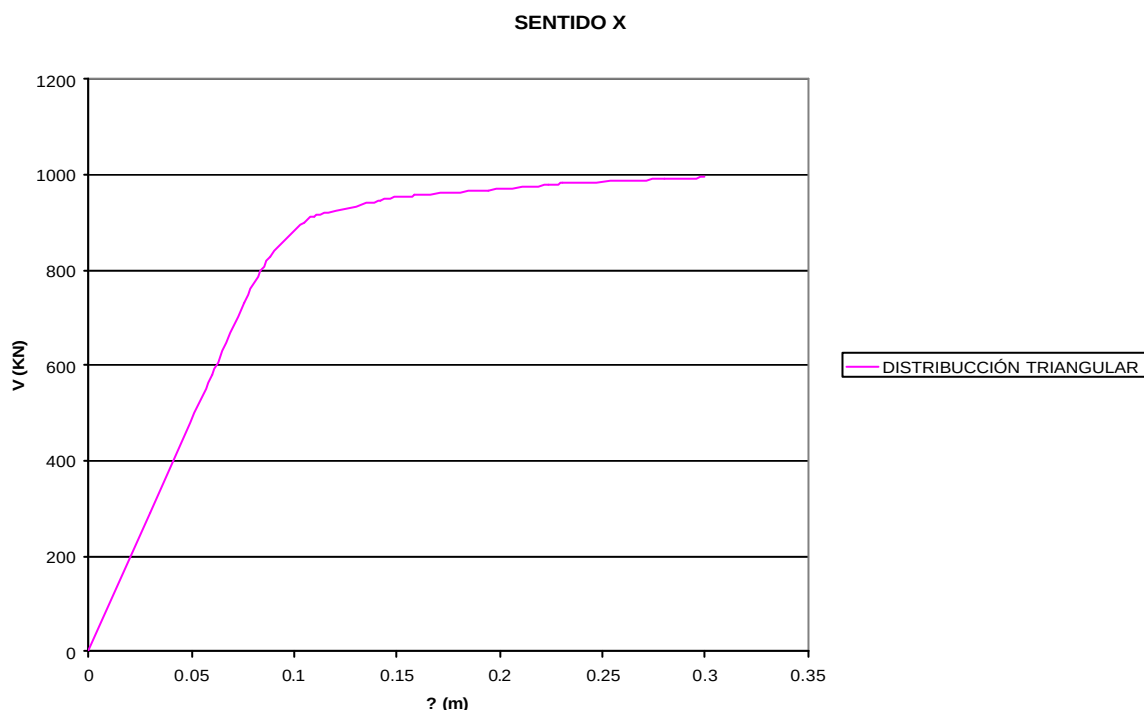


Figura 4.58. Curva de capacidad en el sentido X

- Sentido X

$$ID_{global} = GDP = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y}$$

d_m = El desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura.

d_y = El desplazamiento de cedencia, se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor d_u = desplazamiento último, se establece el criterio de falla dado por Roufaiel y Meyer (1987), que propone tomar $d_u=0.06H$. Donde H es la altura del edificio.

$d_m = 18.5\text{cm}$; $d_y = 7.57\text{ cm}$; $H = 11.12\text{m}$; $d_u = 0.6672\text{ m}$

$$ID_{global} = \frac{18.5 - 7.57}{66.7 - 7.57} = 0.18$$

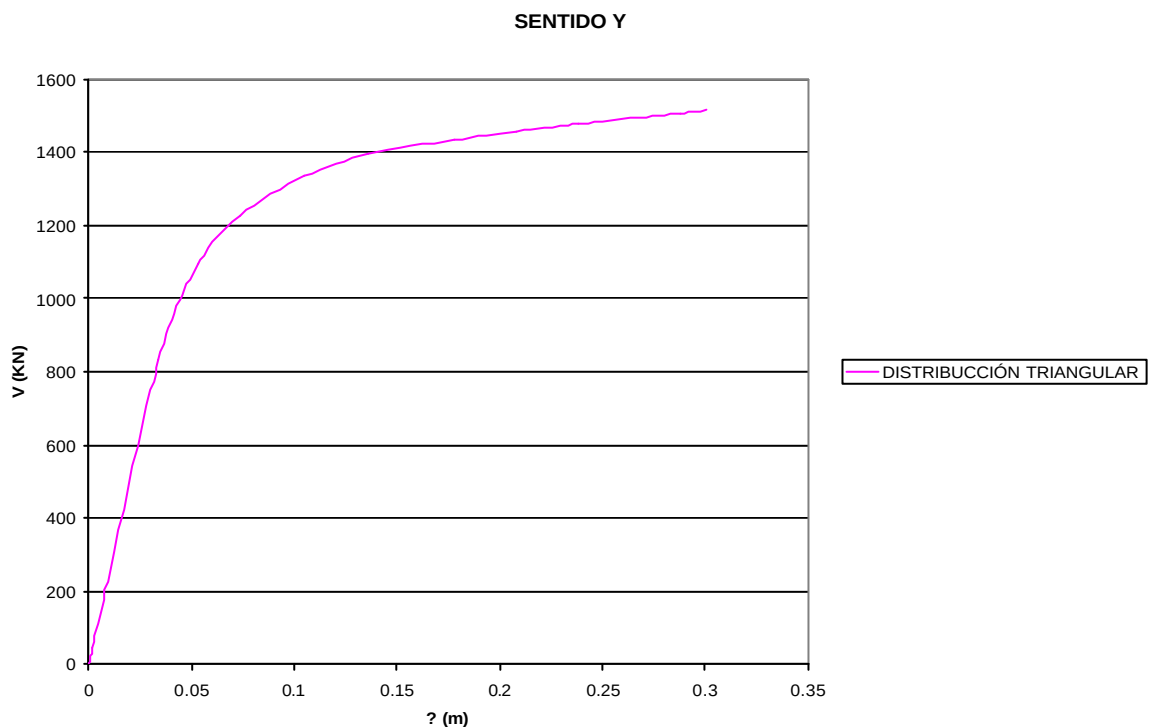


Figura 4.59. Curva de capacidad en el sentido X

- Sentido Y

$$ID_{global} = GDP = \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y}$$

d_m = El desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura.

d_y = El desplazamiento de cedencia, se determina a partir del análisis no lineal, y corresponde al instante en que un primer elemento ingresa en rango inelástico. Para determinar el valor d_u = desplazamiento último, se establece el criterio de falla dado por Roufaiel y Meyer (1987), que propone tomar $d_u=0.06H$. Donde H es la altura del edificio.

$d_m= 12.7$ cm ; $d_y= 3.4$ cm ; $H= 11.12$ m ; $d_u= 0.6672$ m

$$ID_{global} = \frac{12.7 - 3.4}{66.7 - 3.4} = 0.15$$

De los Índices obtenidos tomamos para la estructura el índice de daño global de 0.18 y de acuerdo a la tabla 4.9, el daño ocasionado es reparable, pero si consideramos que la capacidad de disipación de la edificación es muy baja no se puede pensar en utilizar los porcentajes propuestos por Roufaiel y Meyer, pues no es concordante este resultados con las posibles fallas cortantes de la estructura, que pone en evidencia un daño irreparable o sino el colapso de la estructura.

INTERVALO DE VARIACIÓN DE I_D	ESTUDIO DISCRETO DE DAÑO
$I_D < 0.11$	Sin daño
$0.11 = I_D = 0.40$	Reparable
$0.40 = I_D = 0.77$	Irreparable
$I_D > 0.77$	Colapso

Tabla 4.11 Estados discretos de daño

4.8.2.7. Conclusiones

Diferentes tipos de resultados pueden ser obtenidos a partir de un *análisis pushover*, entre los que destacan fundamentalmente, la curva de capacidad, el espectro de capacidad, así como, la evolución de cada punto de plastificación.

En los diferentes sentidos se encontraron que las curvas más críticas eran las de una distribución triangular. En la figura 4.41 y 4.43 se observa una secuencia de plastificaciones en los diferentes elementos estructurales (vigas, y columnas), en donde se aprecia que en el punto de comportamiento según las figuras 4.44 a la 4.50, de las 334 puntos de plastificación pertenecientes al edificio, en el sentido X, mostrado, 66.47% se mantienen en el rango elástico (A-B), 12.79% supera el punto de cedencia, manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a inmediata ocupación (B-IO), 8.43% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital (IO-LS) y 10.46% superó el límite de estabilidad estructural y se mantiene por debajo de prevención del colapso (LS-CP), 0.87% supero el limite de prevención de colapso. Para el sentido Y se encontró que 72.75% se mantienen en el rango elástico (A-B), 7.19% supera el punto de cedencia, manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a inmediata ocupación (B-IO), 11.4% está entre los límites de inmediata ocupación y seguridad vital (IO-LS), 8.38% superó el límite de estabilidad estructural y se mantiene por debajo de prevención del colapso (LS-CP), 0.30% supero el limite de prevención de colapso. Esos elementos que colapsaron son las rotulas C34, C23, C07, C10 para columnas. Y aquí se vuela a ratificar el mecanismo de falla frágil como ocurrencia de la poca capacidad a cortante de las vigas.

4.9. Golpeteo

Hasta este instante se ha desarrollado la evaluación de los edificios por separado, pero en la realidad los dos edificios están separados por una junta de 10 cm y las placas de los dos edificios se encuentran en un desnivel una con respecto a la otra. Pudiendo en presencia de un evento sísmico llegar a golpearse y teniendo en cuenta el desnivel de las placas el efecto que causaría en las columnas es crítico, por tal razón se plantea el modelamiento de los edificios, de la única forma que le permite el software SAP2000 y es en un modelamiento dinámico no lineal, con elementos Nlinks, como dispositivos de medición del golpeteo. El elemento Nlink a utilizar es el Gap. Los elementos Nlink-Gap solo trabajan cuando se efectúa una corrida no lineal del modelo. Para corridas lineales el Gap trabaja como un elemento cercha elástico con la rigidez elástica que se le coloque. Las propiedades del elemento gap es en serie k y open, figura 4.60

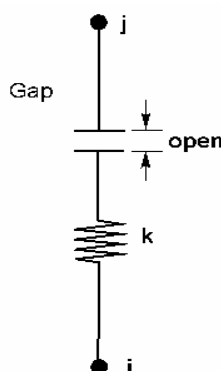


Figura 4.60. Elemento Nlink-Gap

Donde k es la rigidez del elemento, analizando que en principio la rigidez es infinita para una placa de concreto en su plano, se asume un valor que el SAP2000 estipula para converger de una forma mejor el procedimiento dinámico no lineal el de $k=10.000$, open es igual a la longitud de la junta de dilatación. En la figura 4.61 se puede observar el modelo del edificio con los elementos.

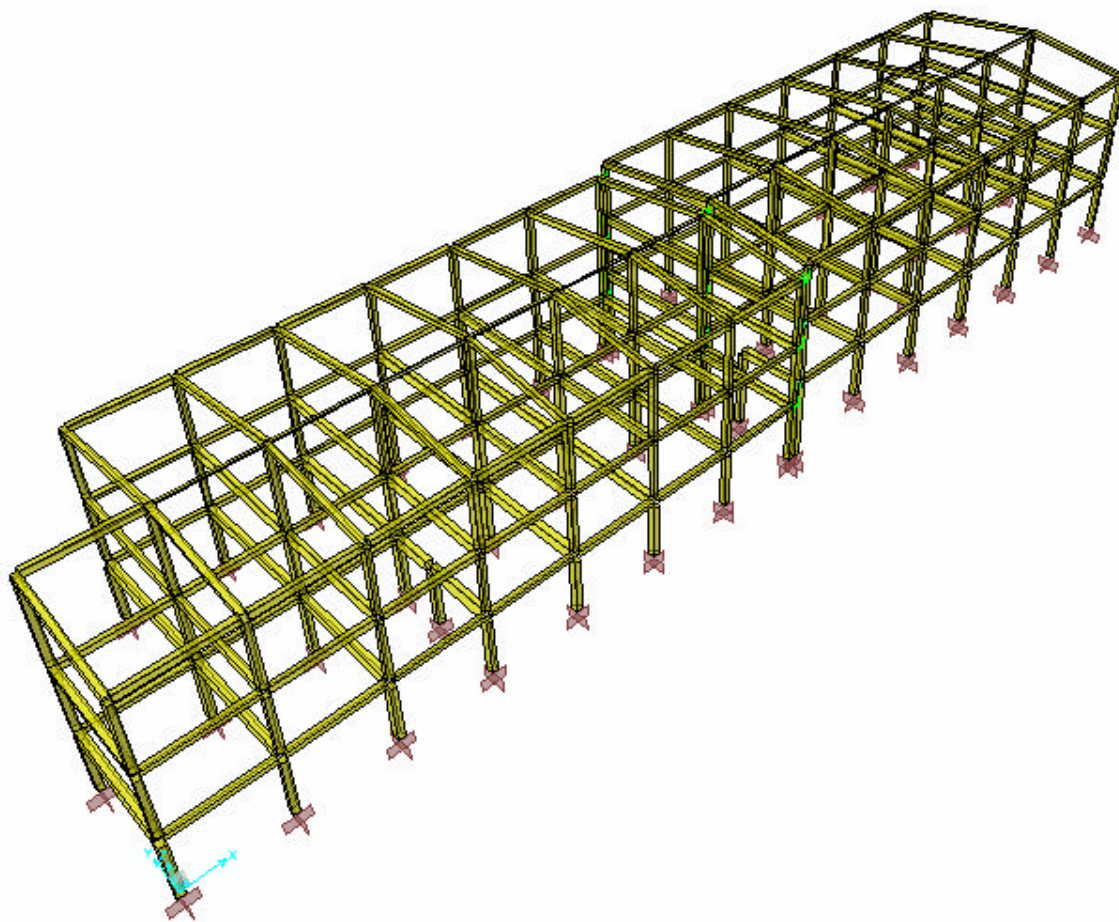


Figura 4.61. Estructura modelada con elementos Nlink-Gap

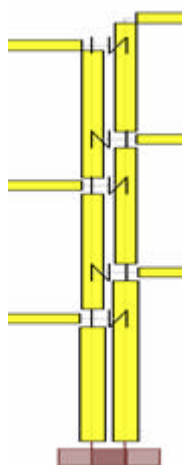


Figura 4.62. Elementos Nlink-Gap en elementos

De vemos proceder a determinar los eventos sísmicos que se van a tener en cuenta para el modelamiento, de acuerdo al estudio de microzonificación de Bucaramanga y a los resultados adoptados por el capítulo 2 donde se encontró las respuesta en la superficie de los tradicionales sismos que se han utilizado en el estudio de microzonificación, los cuales están adaptados por un coeficiente de acuerdo al estudio. Los eventos sísmicos son los siguientes:

- Sismo de Loma-prieta
- Sismo de Montenegro
- Sismo de Pretolia
- Sismo de Helena

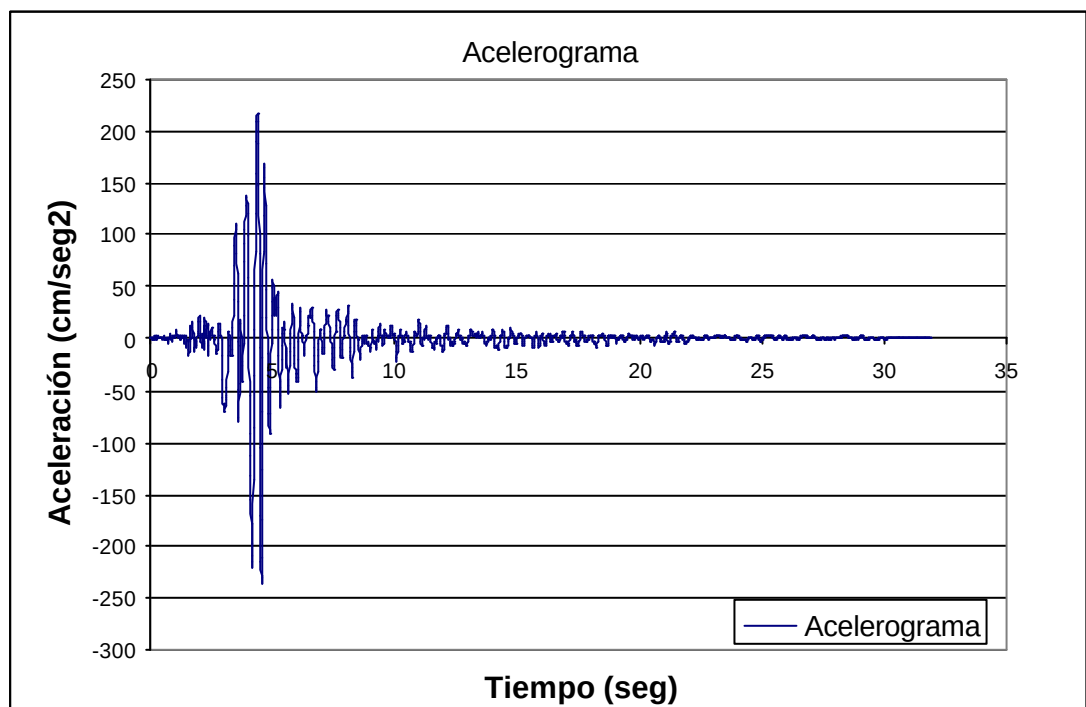
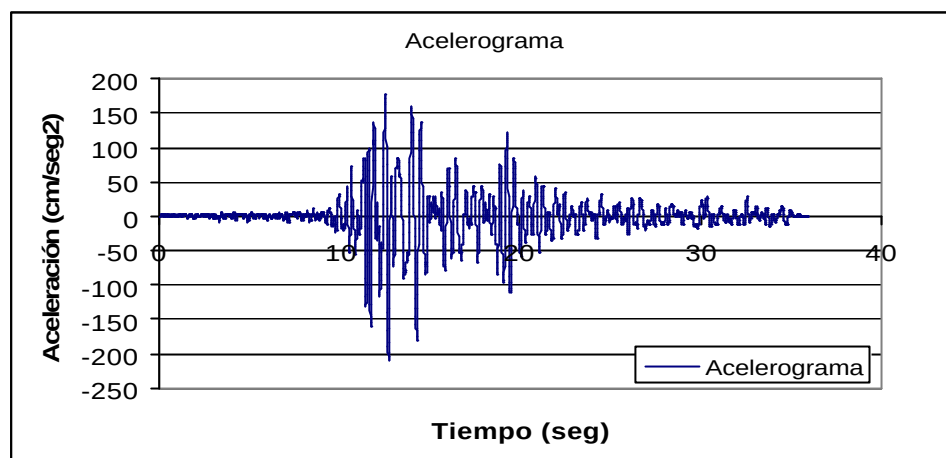
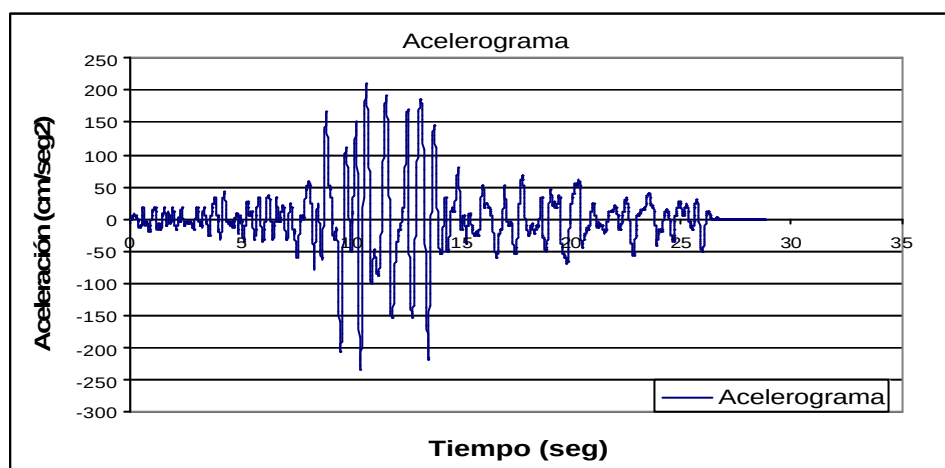
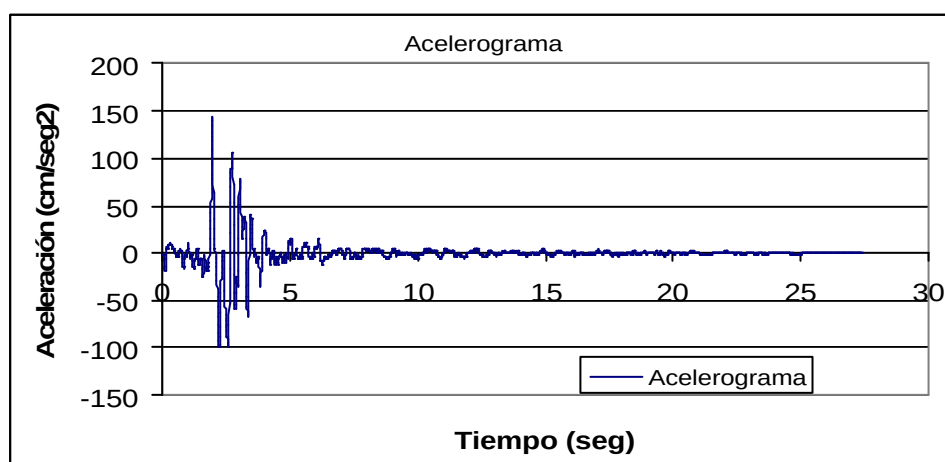


Figura 4.63. Sismo de Loma-prieta

*Figura 4.64. Sismo de Montenegro**Figura 4.65. Sismo de Pretolia**Figura 4.66. Sismo de Helena*

A continuación observamos la variación del cortante para los diferentes acelerogramas figura 4.65, donde podemos observar que la estructura esa siendo sometida a diferentes excitaciones y a variaciones de fuerzas considerables.

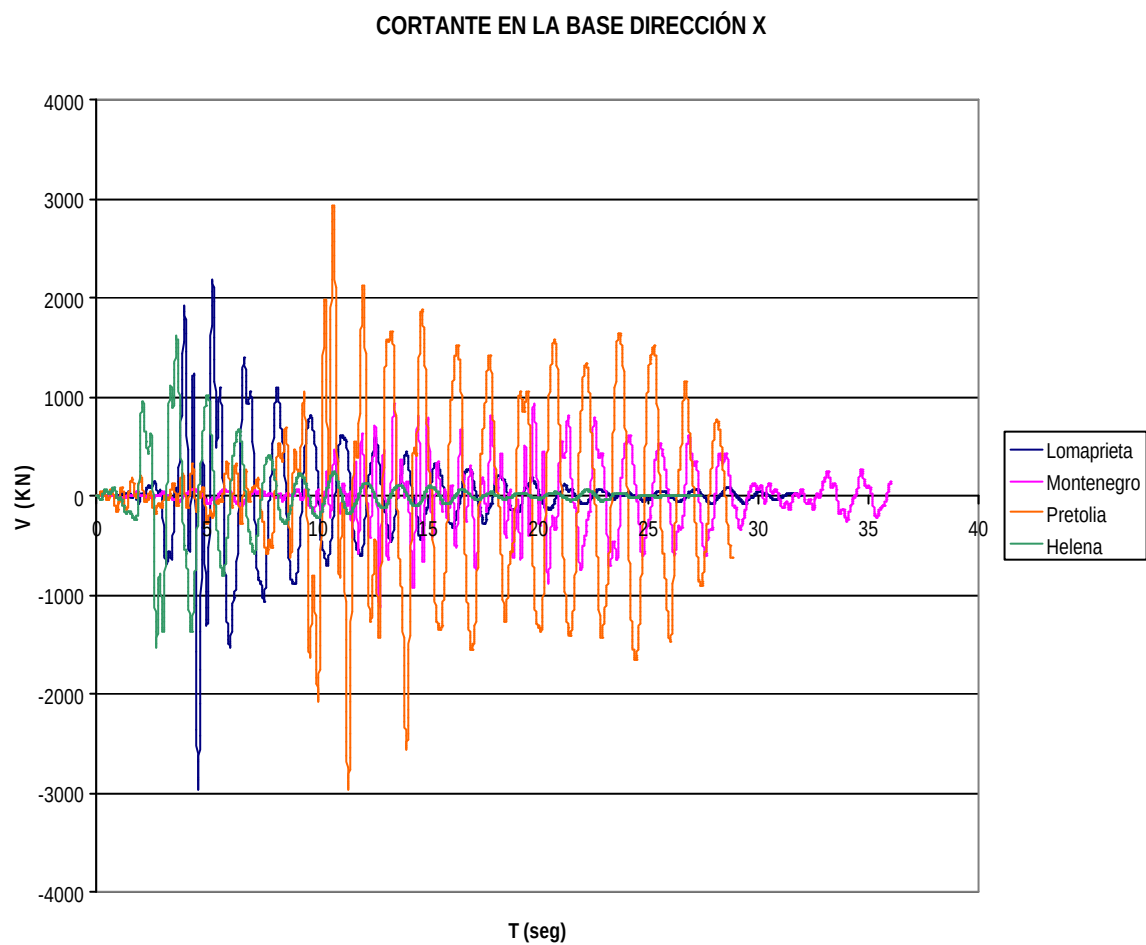


Figura 4.67. Cortante en la base para los diferentes tipos de sismos

Los elementos Gap al verse sometido a un cerramiento de su abertura total, transmiten ese efecto de golpea a la estructura por lo que procedemos a analizar los datos arrojados por el modelamiento. Se utilizaron 15 elementos Gap, en el que sus reacciones están estipuladas en la tabla

NLINK GAP	ABERTURA DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (cm)			
	Helena	Lomapieta	Montenegro	Pretolia
1	9.8993	9.7678	9.6218	9.5332
2	9.9201	9.8243	9.6856	9.6507
3	9.8858	9.8493	9.6821	9.982
4	9.9529	9.8661	9.9167	9.6882
5	9.9382	9.8016	9.972	9.671
6	9.9148	9.7379	9.845	9.6524
7	9.929	9.835	9.9154	9.6632
8	9.8395	9.8042	9.7582	9.8842
9	9.8918	9.8191	9.6869	9.9925
10	9.9388	9.7842	9.9615	9.6765
11	9.9598	9.8515	9.7085	9.5743
12	9.9259	9.8523	9.9163	9.6306
13	9.8199	9.8781	9.6417	9.6629
14	9.8885	9.8206	9.6878	9.9998
15	9.9345	9.7862	9.9607	9.6781

Tabla 4.12 Abertura de la junta de dilatación

Como se puede observar la excitación que se produce en los dos edificios es armonizada lo que produce que la junta nunca llegue a valores cercanos a 0 o sea su golpeteo, como puede concluirse el edificio ante un evento sísmico, no produciría ningún golpeteo entre los dos edificios

CAPITULO 5

FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

5.1 Historia del factor de modificación

En 1957, el comité de ingenieros estructurales de California (SEAOC) comenzó el desarrollo del código sísmico de California. Este esfuerzo resultó en el SEAOC “Recomendaciones para las sollicitaciones de Fuerza Laterales” también conocido como SEAOC “Libro Azul” publicado en 1959, y cuyos comentarios fueron publicados en 1960. Estas recomendaciones representaban en su momento el estado del arte de la ingeniería sísmica, y por tanto su aparición en el medio marco un hito y una seria diferencia con los códigos anteriores de los EE.UU. Entre su contenido se encuentra el cálculo de un mínimo valor del cortante basal, considerando explícitamente el sistema estructural, la ecuación dada para el cortante basal fue:

$$V = K \times C \times W \quad (1-1)$$

Donde K es el factor de fuerza horizontal (el antecesor de R y R_w), C es la función del período fundamental de la edificación, y W es el total de la carga muerta. El factor K fue asignado con los valores de 1.33 para muros portantes, 0.8 para sistemas duales, 0.67 para pórticos resistente a momentos, y 1 para sistemas de pórtico cuya clasificación anterior no abarco. El término C define la forma del espectro de diseño, y es calculado de la siguiente forma:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad (1-2)$$

Donde T es el período fundamental de vibración de la estructura, bajo la dirección de consideración. El “Libro Azul” fue desarrollado como un código sísmico solamente para California, estado que posee una uniformidad sísmica, evento que llevo a ignorar un

“factor de zona” en la ecuación 1-2. En palabras de un miembro del comité, objetivo del “Libro Azul” fue:

“...proveer unos estándares mínimos que garanticen la seguridad pública. Los requerimientos contenidos en este código intentan evitar una falla estructural y proveer protección, para evitar pérdidas y accidentes en vidas humanas.....los “Requerimientos de Fuerza Lateral” intentan proveer este tipo de protección en el caso de un evento sísmico cuya intensidad supere el mas fuerte de los eventos que haya sufrido California....el código no asegura protección para los elementos no estructurales, ni tampoco asegura los estructurales...”

La visión sísmica del 1961 UBC (“Uniform Building Code”, ICBO 1961) fue adoptada del “Libro Azul”. La zonificación sísmica fue considerada a través de uso del factor Z el cual es igual a 1 en la zona 3 (región de alto riesgo sísmico), 0.5 para la zona 2 y de 0.25 para la zona 1. En conclusión el mínimo valor de diseño para el cortante en la base fue calculado como:

$$V = Z \times K \times C \times W \quad (1-3)$$

5.1.1. Desarrollo del Factor R

El desarrollo del factor de modificación de respuesta (R), fue introducido por primera vez en la ATC-3-06 (ATC 1978), la cual fue como el punto de partida de la ingeniería sísmica en los EE.UU., ya que constituyo un gran aporte para el arte de la ingeniería y anexos nuevos conceptos, no mencionados en los códigos anteriores:

- La clasificación de las edificaciones en grupos según el riesgo sísmico al cuál estuviesen expuestos.

- Los mapas nacionales de riesgo sísmico.
- Herramientas para el análisis dinámico elástico.
- El uso del factor de modificación de respuesta en lugar del factor K.
- Límites de la deriva.
- Discusión de la influencia de los efectos de torsión.
- Diseño de los materiales basado en el método de resistencia en vez del método de los esfuerzos admisibles.
- Indicios de la interacción suelo estructura.
- Detallado sísmico para sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos.

En relación al factor de modificación de respuesta, la ATC-3-06 notó que:

- El factor R fue hecho para reflejar la reducción en los valores de las fuerzas de diseño, esta afirmación fue justificada bajo las hipótesis de evaluación de riesgo, economía y comportamiento no lineal de la estructura.
- El factor R repercute en la señal proveniente de los movimientos del suelo, y por tanto reduce el espectro elástico de respuesta, en conclusión esto disminuye los niveles de diseño y para la época constituyó una dinámica estructural moderna. La figura 1.1 ilustra el uso del factor R para reducir el espectro de elástico de demanda.

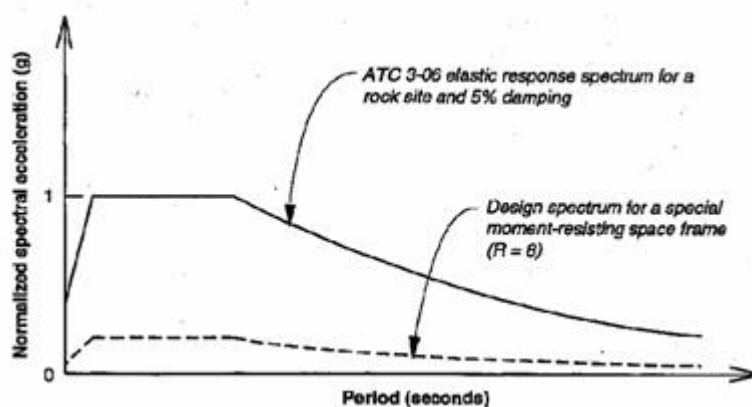


Figura 5.1 Espectro de demanda reducida

Dado el R como un factor de reducción de respuesta este se decidió poner en el denominador de la ecuación de cortante. El resultado final fue el factor R inversamente proporcional al factor K usado en los códigos anteriores.

La ecuación de cortante en la base para estructuras cuyo valor de periodo de vibración T es calculado es la siguiente:

$$V = \frac{2.5A_a}{R} W \quad (1-4)$$

V: fuerza cortante basal.

A_a : es el pico de la aceleración efectiva expresado como una fracción de g (gravedad).

R: es el factor de modificación de respuesta.

W: el peso total de la estructura.

El coeficiente 2.5 es un factor de amplificación dinámica y representa la tendencia del edificio a amplificar la aceleración aplicada en la base.

Solamente las fuerzas sísmicas horizontales son consideradas en la ATC-3-06, por 2 razones, primero, los edificios siempre habían sido diseñados para resistir fuerzas verticales mayores que la producidas por cargas gravitacionales, y por esta razón se asumía una reserva de capacidad para movimientos sísmicos verticales, y la segunda porque el análisis y las herramientas de diseño necesitadas para cuantificar los efectos de los movimientos sísmicos verticales no eran viables en los 70's. Además los datos de los movimientos del suelo sugerían que el pico de los movimientos verticales era menos que 2/3 del pico de los movimientos horizontales, esto permitió llegar a la conclusión que la respuesta causada por los movimientos verticales podría ser menos severa que la causada por los movimientos horizontales.

Para las estructuras en los cuales el período fundamental era calculado, la ecuación del cortante basal en el ATC-3-06, era la siguiente:

$$V = \frac{1.2A_v S}{RT^{0.67}} W \quad (1-5)$$

A_v : es el pico efectivo de velocidad.

S: es el coeficiente del perfil de suelo.

T: es el período fundamental.

El coeficiente del perfil del suelo es usado para cuantificar las propiedades del terreno, ya que dependiendo de las condiciones del medio se puede amplificar o disminuir la onda sísmica y por ende la demanda. Este valor es definido en la ATC-3-06, en un rango de 1.0 a 1.5.

Los individuos que participaron en la composición del ATC-3-06, y más específicamente en el desarrollo del factor R han hecho una investigación individual de los valores, basados en su propia experiencia, para posteriormente unificar criterios en el comité. El primer paso en la organización del consenso fue tener el máximo valor de R para todos los tipos estructurales considerados, eso si, suponiendo un valor que representara altos valores de resistencia y ductilidad. Esta categoría incluía muros resistentes a momentos, sistemas duales y pórticos resistentes a momentos, todos capaces de resistir al menos un 25% de las fuerzas sísmicas presentes. C.W.Pinkham (personal de comunicación) miembro del equipo que desarrollo el factor R, describe el procedimiento usado para calcular el factor R en un pórtico metálico.

El valor máximo de R fue determinado calculando V_w (cortante por el método de esfuerzos permisibles, UBC 1976) y V (cortante por el método de resistencia, ATC-3-06, 1978) implícitamente se entiende que la decisión no fue un incremento en el cortante en la base para mejorar el comportamiento sísmico, pero si un mejor comportamiento sísmico basado en buen detalle de solicitaciones. Para un pórtico metálico, el máximo valor de R fue calculado con un período fundamental igual a 1 (uno):

Si igualamos el cortante de esfuerzos admisibles con el cortante de resistencia tenemos:

$$V_w \left(\frac{1.67}{1.33} \right) = \left(\frac{V}{0.90} \right) \quad (1-6)$$

Los factores numéricos cuantifican la diferencia entre esfuerzos admisibles y el método de resistencia, por ejemplo 1,67 representa el margen de seguridad de esfuerzos admisibles, 1,33 representa el incremento o la mayoración del método de esfuerzos admisible y 0.9 es el factor de reducción para el método de resistencia.

Si siguiendo con la expresión V_w (UBC ,1976) y V (ATC-3-06, 1978) daría:

$$Z \times I \times K \times C \times S_i \times W \times \left(\frac{1.67}{1.33} \right) = \frac{(1.2 \times A \times S)}{(0.9 \times R \times T^{0.67})} \times W \quad (1-7)$$

Z : es un factor de zona

I : es un factor de importancia.

K : es un factor de fuerza horizontal.

C : define la forma del espectro $(1/15 \times \sqrt{T})$

S_i : es el coeficiente de sitio.

Sustituyendo $Z = I = T = 1.0$, $S_i = 1.5$, $A_v = 0.4$, y $S = 1.2$ en la ecuación 2-7 tenemos:

$$(1.0) \times (1.0) \times K \times (0.067) \times (1.5) \times \left(\frac{1.67}{1.33} \right) = \frac{(1.2 \times 0.4 \times 1.2)}{0.9 \times R \times 1.0} \quad (1-8)$$

Resulta en:

$$(0.1256 \times k) = \frac{0.64}{R} \quad (1-9)$$

Cambiando el orden de los factores tenemos:

$$R = \frac{5.1}{K} \quad (1-10)$$

En el 1976 UBC, K es igual a 0.67 para pórticos resistentes a momentos. El correspondiente valor de R en el ATC-3-06 fue computado de la siguiente forma:

$$R = \frac{5.1}{0.67} = 8 \quad (1-11)$$

El factor de modificación de respuesta para concreto reforzado, usado en sistemas de muros portantes es igual a 8, este resultado es al igual del consenso del comité.

5.1.2. Desarrollo Del Factor R_w

Los valores para el factor de modificaciones de respuesta estructural para el diseño bajo la metodología de esfuerzos admisibles fueron determinados por el Comité de Sísmica de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California y publicados en 1988 en el “Libro Azul”. El SEAOC eligió introducir el R_w , además del R , para facilitar la eventual transición del método de esfuerzos admisibles al método de resistencia última.

De igual manera el R , R_w son inversamente proporcionales a K . La relación entre los valores de K en 1985 UBC y los valores de R_w (1988) pueden ser demostrados de la siguiente forma.

La ecuación dada en 1985 (UBC), para calcular el cortante en la base por el método de esfuerzos permisibles es:

$$V_D = Z \times I \times K \times C \times S \times W \quad (1-12)$$

Los parámetros de Z e I son zona sísmica e importancia de ocupación respectivamente.

S : las características de sitio.

C : es un coeficiente en función del período de vibración fundamental definido por la forma de la forma del espectro, el máximo valor de $C= 0.12$ el máximo valor de CS es igual 0.14

K : es el coeficiente numérico referido a la fuerza horizontal.

En 1988 el “Libro Azul” (SEAOC ,1988) y 1994 UBC (ICBO, 1994) usa una alternativa ecuación para calcular el V_d :

$$V_D = \frac{Z \times I \times C \times W}{R_w} \quad (1-13)$$

Donde Z e I son de nuevo los valores de zona sísmica e importancia de ocupación respectivamente. Para este ejemplo en general $I=1$

$$Z \times I \times K \times C \times S \times W = Z \times I \times C \times \frac{W}{R_w}$$

CONSTANTE	Mét. de Esfuerzos Admisibles	Mét. de Resistencia última
Z	1	0.4
I	1	1
C	x	2.75
CS	0.14	x

Tabla 5.1. Constantes de las ecuaciones

$$1 \times 1 \times k \times 0.14 \times W = 0.4 \times 1 \times 2.75 \times \frac{W}{R_w} \quad (1-14)$$

$$k \times 0.14 = 1.1 \times \frac{W}{R_w}$$

$$R_w = \frac{7.86}{k} \cong \frac{8}{k} \quad (1-15)$$

Sustituyendo la ecuación (1-10) en la ecuación (1-15):

$$R_w = \frac{7.86}{5.1} \times R = 1.54 \times R \quad (1-16)$$

La tabla 1.2 ilustra los valores de K (1985 UBC) y R_w (1988 UBC) para varios sistema estructurales:

Sistema Estructural	1985 UBC	1988 UBC
Muros de Carga	K= 1.33	$R_w = 6$
Sistema Dual Concreto-Metálico	K= 0.80	$R_w = 10$
Sistema Dúctil Concreto- Metálico	K= 0.67	$R_w = 12$
Otro	K= 1.00	$R_w = 8$

Tabla 5.2 Valores de K, R_w

5.1.3. Comparación de K, R, R_w

Con pocas excepciones, el factor R tabulado en la ATC-3-06 es el mismo que el 1991 NEHRP “Provision” .La excepción incluye un incremento en el valor de R en el NEHRP “Provision” para concretos especiales en pórticos resistentes a momentos y para concretos intermedios en pórticos resistentes a momentos. El valor de R_w in 1994 UBC es el mismo mencionado en 1988 “Libro Azul”. Para referencias todos los valores se encuentran listados en la tabla 1-3.

Sistema Estructural	1985 UBC	1988 UBC
Muros de cortante	$K = 1.33$	$R_w = 6$
Sistema Dual	$K = 0.8$	$R_w = 10$
Dúctil de concreto y acero	$K = 0.67$	$R_w = 12$
Otro	$K = 1.00$	$R_w = 8$

Tabla 5.3 Relación entre K y R_w

El vínculo entre K, R, R_w fue establecido en las fórmulas (1-10), (1-15) y (1-16).

Además se concluyó que los valores de K representan el consenso de la opinión de expertos diseñadores y académicos de la era de 1950's. A pesar de avances en el

conocimiento de los eventos sísmicos y las herramientas para el cálculo, el factor de reducción no ha variado mucho desde 1950's.

Recientes estudios de investigadores (e.g. Bertero, 1986) y diseñadores profesionales, incluidos en el ATC-34, han ajustado mas los valores de los factores de modificación de respuesta usados en los actuales códigos sísmicos. Estas variaciones incluyen las siguientes conclusiones:

- Un valor de R dado para todos los edificios, justificando solo el tipo de sistema estructural, su respectiva altura, la geometría en planta, y la distribución de elementos no es válido.
- El uso de los valores asignados de R para algunos sistemas estructurales, pareciera no producir el mismo funcionamiento a la hora del diseño sísmico.
- El factor de modificación de respuesta pretende en parte, cuantificar la ductilidad de los sistemas estructurales, reconociendo que un relación constante de ductilidad no puede ser usada de manera uniforme para reducir el espectro de demanda elástico, mostrando este como espectro inelástico. El R debe ser dependiente del período. Esta dependencia esta reconocida en los Eurocode y en le Código Mexicano de Diseño.
- La reserva de resistencia en edificios diseñados en diferentes zonas de riesgo sísmico pareciera no ser tan sustancial, dado que la reserva de resistencia ya es un factor del R , por lo contrario el R debería ser dependiente de la zona de riesgo sísmico o alguna relación de la cargas sísmica versus la cargas gravitacionales.
- El diseño sísmico, basado en el factor de modificación de respuesta, nombrado en los códigos y recomendaciones de los códigos de EE.UU. probablemente no resultara en un nivel de riesgo uniforme para todos los sistemas estructurales.

5.2. Uso de Factores de Modificación de Respuesta

5.2.1. Introducción

El uso de factores de modificación de respuesta no se restringe al diseño sísmico de edificios en los Estados Unidos. El factor R , o sus equivalentes, se usan para el diseño sísmico de edificios en Europa, Japón, México, y otros países, y para el diseño sísmico de puentes en los Estados Unidos. Este capítulo revisa el uso del factor R en códigos sísmicos de edificaciones en Europa, Japón, y México, y códigos sísmicos de puentes en los Estados Unidos, para poner en perspectiva la práctica del diseño sísmico de edificios en los Estados Unidos.

5.2.2. Factores R En Códigos Sísmicos

5.2.2.1. Europa

El procedimiento del diseño sísmico en el “Eurocode 1988” (CEC, 1988) es un método de un nivel sencillo que reduce la demanda espectral elástica al nivel de diseño de resistencia, a través de un factor de reducción de respuesta dependiente del período, en donde las condiciones son:

$$\begin{aligned} \text{para } T \leq T_1 = \\ \bar{q} = \frac{1 + \frac{T}{T_1} \times (h b_o - 1)}{1 + \frac{T}{T_1} \times (h b_o / q - 1)} \quad (2-1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{para } T \geq T_1 = \\ \bar{q} = q \quad (2-2) \end{aligned}$$

donde T es el periodo fundamental del edificio; T_1 es un periodo característico del espectro de diseño (límite inferior en la proporción constante del espectro de aceleración); h es un factor relacionado al sistema de amortiguamiento viscoso equivalente β igual a 1.0 para β igual al cinco por ciento (5%) del crítico; β_o factor de

amplificación del espectro de pseudo-aceleración igual a 2.5; y q es un factor de comportamiento del sistema que varía dependiente del tipo material, de la resistencia del edificio y de la rigidez. Los valores para q van entre 1(uno) y 5 (cinco) para pórticos de hormigón reforzado. Reconociendo que esa ductilidad no puede usarse para reducir demandas sustanciales de fuerza elásticas en periodo cortos que van de 0 a T_1 la ecuación 3.1 muestras como q varía de $\bar{q} = q$ en $T = T_1$, a $\bar{q} = 1.0$ en $T=0.0$.

Los valores de desplazamiento inelástico (d_s) son estimados en el Eurocode 1988 como el producto del desplazamiento (d_e) calculados usando las fuerzas sísmicas reducidas y el factor de comportamiento q . Para T menor que T_1 , la relación $q/\bar{q}$ excede 1.0 y los valores del desplazamiento inelásticos exceden el desplazamiento elástico; para T mayor que T_1 , la relación $q/\bar{q}$ iguala 1.0, y los valores del desplazamiento inelásticos igualan los valores del desplazamiento elásticos.

5.2.2.2. Japón

La ley Japonesa de Edificaciones o “*Building Standard Law*” ,1981 (IAEE, 1992) incluye dos-fases o dos procedimientos para el diseño sísmico de edificios. La primera fase (Nivel I) el diseño sigue un procedimiento similar al adoptado en las NEHRP “Provisions” (BSSC, 1991). Las estructuras de acero son diseñadas por el método de resistencia última, basada en el procedimiento de esfuerzos admisibles, con esfuerzos admisibles del acero igual a los esfuerzos de la curva esfuerzo-deformación unitaria.

El diseño basado en la resistencia última, se usa para estructuras de concreto reforzado y es llamado Nivel II, el diseño es una evaluación directa y explícita de fuerza y ductilidad, y puede considerarse como un chequeo si éstos son suficientes para los movimientos de sísmicos del suelo. Las estructuras de madera y de baja altura no requieren el nivel II de diseño.

Otras estructuras, incluso todas las estructuras entre 31 y 60 metros de altura, están sujetas a los dos niveles de diseño Nivel 1 y Nivel II. Estructuras más de 60 metros de altura están sujetas a la aprobación especial por el Ministerio de Construcción.

En los diseños del Nivel 1, el coeficiente sísmico en cada piso (C_i) es determinado como el producto de cuatro variables:

$$C_i = Z \times R_t \times A_t \times C_o \quad (2-3)$$

Donde Z representa la zona sísmica, R_t define la forma del espectro que varía como una función del tipo de suelo, A_t definen la distribución vertical de la fuerza sísmica en el edificio, y C_o representa el pico de aceleración del suelo. En regiones de sismicidad alta, Z es igual a 1.0, salvo las estructuras de madera en subsuelo suave, C_o es igual a 0.2. La fuerza sísmica en el piso i (Q_i) es calculado como:

$$Q_i = C_i \times W \quad (2-4)$$

donde W es el peso sobre el i piso. Para el método de diseño de Nivel I, se computan acciones sísmicas usando las fuerzas sísmicas no reducidas. El desplazamiento de deriva se limita a 0.5% de la altura del piso, a menos que se pueda demostrar que la tendencia mayor puede ser tolerada por los componentes no estructurales, en tal caso el límite de la tendencia puede aumentarse a 0.8 % de la altura del piso.

En el Nivel II de diseño, el ingeniero verifica la excentricidad de la planta, la distribución de rigidez lateral, los requisitos mínimos del código (en algunos casos), y la capacidad de carga lateral última en cada piso. La última capacidad de carga lateral se hace a través de un análisis plástico y las demandas sísmicas se computan de la siguiente manera:

$$Q_u = D_s \times F_{es} \times Q_{ud} \quad (2-5)$$

Donde Q_{ud} es fuerza lateral cortante para los movimientos severos del terreno, calculados según Ecuación que 3-4 usando C igual a 1.0, D_s es un factor dependiente de la ductilidad (menor que 1.0), y F_{es} es una medida de la regularidad del edificio. No hay ningún chequeo de desplazamiento en el Nivel II.

El factor de regularidad (F_{es}) se calcula como:

$$F_{es} = F_e \times F_s \quad (2-6)$$

Donde F_e es una medida de la irregularidad de la planta, y F_s refleja la uniformidad de la distribución de rigidez lateral sobre la altura del edificio. Para la referencia, F_e y F_s van entre el valor de 1.0 (regular) y 1.5 (más irregular). Las coeficiente de reducción para estructuras con irregularidades en altura son claramente evidentes.

El factor de ductilidad (D_s) varía como una función de material estructural, tipo de sistema estructural, y los parámetros claves de respuesta. Se identifican materiales como acero o concreto reforzado, el acero-reforzado con hormigón es incluido bajo el título de hormigón reforzado. La tabla 2-1 muestra los valores de D_s según la Ley Japonesa de Edificaciones (BSL 1981). Estos valores van entre 0.25 y 0.50. Según “la conducta de miembros”. Por ejemplo, los miembros de pórticos resistentes a momentos con ductilidad excelente tienen mas pequeña relación anchura-a-espesor (o profundidad-a-espesor) que los pórticos con ductilidad justa o ductilidad pobre. Los miembros asegurados con diagonales fuertes son asociados con ductilidad excelente y las abrazaderas delgadas son asociadas con ductilidad justa.

Comportamiento de los miembros	Tipo de Pórtico		
	<i>(1) Pórtico Dúctil de Momentos</i>	<i>(2) Marco con diagonales concéntricas</i>	<i>(3) Pórticos diferentes de (1) y (2)</i>
A. Miembros con excelente ductilidad	0.25	0.35	0.30
B. Miembros con buena ductilidad	0.30	0.40	0.35
C. Miembros con ductilidad media	0.35	0.45	0.40
D. Miembros con pobre ductilidad	0.40	0.50	0.45

Tabla 5-4 Coeficientes de Pórticos de Acero según el BSL, 1981

Para las construcciones de concreto reforzado, los valores de D_s varían entre 0.3 y 0.55. Para la construcción de estructura de acero y concreto reforzado, los valores para D_s están reducidos en un 0.05. Para que una estructura de concreto reforzado se le asigne una categoría de ductilidad excelente las columnas tienen que ser diseñadas para el momento flexor-crítico, una proporción del refuerzo longitudinal menor de 0.8%, esfuerzos axiales ($< 0.35f'_c$) y esfuerzo cortante ($< 0.1 f'_c$) en la formación del mecanismo. Las limitaciones para las vigas son de $0.15f'_c$.

La ductilidad pobre se asignaría a un diagrama de momento en el cual los valores de esfuerzo axial cortante en las columnas son mucho más altos que los límites mostrados arriba. Para un muro de cortante que posee excelente ductilidad, el muro tiene que ser crítico a flexión y tener esfuerzos cortantes bajos ($<0.1 f'c$) en la formación del mecanismo. El lector es referido a las tablas C_1 a C_4) construcción de concreto reforzado) y D_1 a D_4 (construcción de acero).

5.2.2.3. México.

En el Código Mexicano de 1987, se usa un factor de reducción el espectro elástico de demanda, a un nivel de diseño. El factor de reducción de respuesta (Q') es dependiente del periodo y es calculado de la siguiente forma:

para $T < T_A$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_A} (Q - 1)$$

para $T \geq T_A$:

$$Q' = Q$$

Donde T es el periodo fundamental del edificio; T_A es el periodo característico de espectro de diseño (el limite bajo en donde la porción de la aceleración es constante); y Q es el factor de comportamiento del sistema que varia en función del tipo de material, resistencia del edificio y rigidez regular (Gómez y García Ranz, 1988). Los valores para Q varían en el rango de 1.0 a 4.0. El código de Ciudad de México reconoce que la ductilidad no puede ser usada para reducir las demandas de fuerza elástica, en los periodos cortos cuyos rangos estén entre 0 y T_A , reduciendo Q' de Q en un periodo T_A , de 1.0 a un periodo de 0 segundos.

Los valores de desplazamiento inelástico están estimados en el código de Ciudad de México con el producto del factor de reducción de respuesta Q y los valores de desplazamiento computados usando las fuerzas sísmicas reducidas. Cuando T es menor que T_A , la relación Q/Q' excede 1.0 y los valores de desplazamiento elástico; cuando T es mayor que T_A , la relación Q/Q' es igual a 1.0 y el desplazamiento inelástico igualan el valor de desplazamiento elástico tabla 2-2.

Sistema Estructural	Periodo	Europa	Japón	México	EE.UU.
C.R. Muros Estructurales	T= 0.1 seg.	2.0	2.5	2.5	5.5
	T= 1.0 seg.	3.5	2.5	4.0	5.5
C.R. Pórtico resistente a Momentos	T= 0.1 seg.	2.3	3.3	2.5	8.0
	T= 1.0 seg.	5.0	3.3	4.0	8.0
Pórtico Metálico	T= 0.1 seg.	2.5	4.0	2.5	8.0
	T= 1.0 seg.	6.0	4.0	4.0	8.0

Tabla 5.5. Factores de Modificación de respuesta para roca como suelo

5.2.2.4. Resumen.

La aplicación de los factores de modificación de respuesta (o sus equivalentes) al diseño sísmico de edificaciones en Europa (Eurocódigo de 1988), Japón (Building Standard Law de 1981) y México (Código de construcción de Ciudad de México de 1987) han sido revisados. Para bosquejar conclusiones acerca de la práctica del diseño sísmico en los Estados Unidos desde esta información, considere tres sistemas estructurales dúctiles de configuración regular, todos localizados en sitios de roca:

1. Muros Portantes
2. Pórticos de concreto reforzado resistente a momentos
3. Pórtico metálico resistente a momentos.

Asumimos que el análisis en el periodos fundamentales de 0.1 a 1 es suficiente propósito para esta comparación: el factor de modificación de respuesta determinado de cada código es representado en la tabla 3.3, junto con los valores de R del 1991 NEHRP Provisión. Dado que los estándares de construcción en Europa y México son probablemente comparables con aquellos en Estados Unidos, diferencias numéricas substanciales entre los factores de modificación de respuesta y asumiendo estándares similares de control de calidad y detalles estructural, las diferencias substanciales en los factores de modificación de respuesta sugieren que una edificación diseñada de acuerdo al NEHRP Provisions probablemente sufrirá más daños en el terremoto de diseño que edificaciones similares diseñadas con los requerimientos del Eurocódigo o del Código de construcción de Ciudad de México.

Es interesante notar que los factores de modificaciones de respuesta en Europa y México no cuantifican una reserva en resistencia, entonces los factores en estos dos códigos solo intentan cuantificar la propiedad de ductilidad solamente. Este es un contraste con la NEHRP Provisión donde los valores asignado, hace una reserva de resistencia y ductilidad.

Una comparación directa de los valores asignados a los factores de modificación de respuesta en el NEHRP Provisions (R) y el BSL Japonés ($1/D_s$) es difícil porque los

factores son usados de forma diferente. En el NEHRP Provisions, R es usado para reducir fuerzas elásticas al nivel de resistencia para diseño. En el BSL, el factor es usado en el Nivel II de procedimiento para reducir fuerzas elásticas para compararlas con la resistencia máxima del sistema. Esta resistencia máxima, estimada usando el análisis estático no lineal o el análisis plástico, puede exceder la resistencia de diseño más arriba del 100%. Asumiendo que la resistencia máxima de sistemas en los Estados Unidos es dos o tres veces la resistencia de diseño, y de forma similar la demanda espectral elástica, y reconociendo que valores de R exceden estos de $1/D_s$ por un factor de dos o tres, los sistemas estructurales resultan para U.S. y Japón probablemente similares.

Valores de desplazamiento inelástico son calculados en el NEHRP Provisions como el producto de los valores de desplazamiento elástico calculados usando las fuerzas sísmicas reducidas y un factor de amplificación de desplazamiento que es numéricamente más pequeño que el factor de modificación de respuesta. Los valores de desplazamiento inelástico calculados son así más pequeños que los valores de desplazamiento elástico calculados usando las fuerzas sísmicas no reducidas. Un procedimiento diferente es usado por los códigos europeo y mexicano, donde los valores de desplazamiento inelástico son calculados como el producto de los valores de desplazamiento estimados usando las fuerzas sísmicas reducidas y un factor de amplificación de desplazamiento igual o superior que el factor de reducción de respuesta. Los valores de desplazamiento inelástico resultantes son iguales o mayores que los valores de desplazamiento elástico calculados usando fuerzas sísmicas no reducidas. Los procedimientos europeos y mexicanos para estimar desplazamientos inelásticos son más consistentes con los resultados de la investigación reciente (Miranda y Bertero, 1994) que el procedimiento adoptado en el NEHRP Provisions. El lector es referido al Informe ATC-34 (ATC, 1995) para información adicional sobre el cálculo de desplazamientos inelásticos.

5.3. Uso De Factor R Equivalente para Diseño de Puentes

En 1982, la ATC publicó el informe ATC-6 (ATC, 1982a) titulado Guía de diseño sísmico para puentes. Esta guía fue desarrollada por un equipo de expertos ingenieros de puentes de reconocimiento nacional. El formato del ATC-6 fue paralelo al ATC-3. En particular, introdujo factores R para reducir la demanda del espectro elástico a un nivel de diseño de resistencia. El informe ATC-6 recomendó diferentes valores de R para elementos estructurales y conectores. De esta forma, la metodología de diseño del ATC-6 para puentes difiere de la metodología de diseño de ATC-3 para edificaciones en que un solo valor de R fue usado para el edificio completo.

Las especificaciones de diseño de puentes Caltrans (Caltrans, 1990) usa un factor de reducción de respuesta periodo-dependiente, el cual condiciona un factor de ajuste para ductilidad y valoración de riesgo y es denotado como Z. Los factores Z son usados para reducir la demanda del espectro elástico a acciones de diseño resistente, entonces Z ejecuta un papel similar a R. La figura 3.1 presenta factores Z de Caltrans como una función del periodo y el tipo de estructura/componente. La reducción en los valores de Z con incremento del periodo está basada en parte en el incremento en los desplazamientos espectrales con aumento del periodo. Para columnas esbeltas, los desplazamientos mayores pueden ser resultado de efectos significativos de segundo orden (o P- Δ).

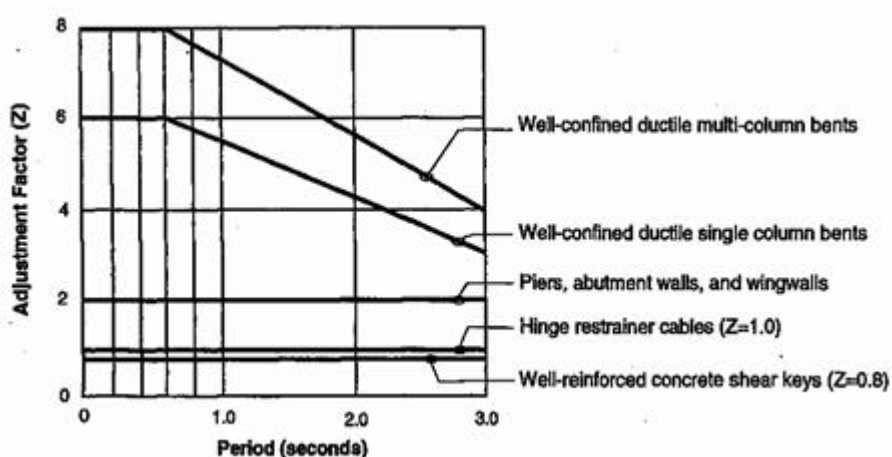


Figura 5.2. Factores Caltrans Z

Los factores Z para columnas sola o múltiples son constantes para periodos menores de 0.6 segundos y decrece linealmente entre periodos de 0.6 y 3.0 segundos. La tendencia del periodo para Z en rangos de periodos cortos no está soportada por estudios analíticos (Miranda y Bertero, 1994). En particular, mientras Z tienda a decrecer con el incremento del periodo, la reducción de resistencia debido al comportamiento inelástico es mínima para estructuras muy rígidas, y tenderá a incrementarse con el aumento del periodo.

La tabla 2-3 muestra los valores de los factores Z de Caltrans y los factores R del ATC-6 (para un periodo de 0.3 segundos) para puentes cimentados en roca. Caltrans define el riesgo sísmico en un sitio de puente en términos del máximo terremoto creíble mientras que AASHTO define el riesgo sísmico usando técnicas probabilísticas basado en una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. Esta diferencia en definición del terremoto de diseño es responsable de los factores de reducción de respuesta mayores usados en el procedimiento de Caltrans, porque el uso del procedimiento de Caltrans o de AASHTO está proyectado para producir columnas de un tamaño similar.

El proyecto ATC-32 está actualmente revisando los procedimientos de diseño sísmico de Caltrans para puentes. Factores Z mejorados están siendo desarrollados dependiendo de: a) importancia del puentes; b.) radio estructura/periodo del sitio, y c.) tipo de elemento (columna, estribo o conector). Los valores de los factores Z para estructuras de puentes ordinarias e importantes son reportados en la tabla 2-3. Estos factores Z mejorados son proyectados para ser usados con resultados del análisis elástico que considera la degradación de la rigidez que ocurrirá durante un evento de sismo mayor y capacidades de flexión que considera la resistencia nominal de materiales. La malla resultante del procedimiento de diseño propuesto ATC-32 para componentes dúctiles es aquella que a menudo más cantidades de diseño serán solo nominalmente diferentes que aquellas para diseños actuales de Caltrans. Las recomendaciones de ATC-32 no han sido formalmente adoptadas a la fecha por Caltrans.

			ATC-32	
Tipo de Estructura	Caltrans Z	ATC-6 R	Puentes Ordinarios	Puentes Importantes
Columna Simple	6	3	≤ 4	≤ 3
Columna Múltiple			≤ 4	≤ 3

Tabla 5.6. Factores de Modificación de Respuesta

5.4 Componentes del factor de modificación de respuesta.

5.4.1. Introducción

Los comentarios del NEHRP Provisions 1988 (BSS, 1988) define el factor R como:

“Un factor empírico de modificación de respuesta que intenta cuantificar las cualidades de amortiguamiento y ductilidad inherentes en un sistema estructural en un desplazamiento lo suficientemente grande como para alcanzar el máximo desplazamiento del sistema”.

Esta definición provee alguna idea del entendimiento desarrollado por los investigadores de los eventos sísmicos de las edificaciones y del comportamiento esperado bajo un código de diseño sísmico complaciente.

Los componentes del R pueden ser definidos de muchas maneras, cada una depende del nivel de comportamiento bajo consideración. En este reporte, solamente el nivel de comportamiento de seguridad de la vida es considerado explícitamente. La sección 3.2, provee un marco de trabajo para una discusión alrededor de los componentes

primarios del factor R , el cual es usado para unir la respuesta elástica e inelástica de la estructura. La sección 3.3 introduce algunas palabras claves describiendo la fuerza de desplazamiento de un edificio.

5.4.2. Impacto del Factor R sobre el diseño

Los parámetros claves que influyen la respuesta de un sistema elástico de un grado de libertad (SDOF) son indicados en la figura 3.1. , el cual ilustra un pórtico simple con columnas rígidas. La masa del piso m esta amarrada al suelo con 2 columnas elásticas (resortes) y con una rigidez lateral (K). El amortiguamiento es introducido por un elemento que esta unido entre el piso y el suelo. El SDOF en este modelo es la translación horizontal del piso (m) con respecto al suelo. La fuerza inercial desarrollada por el piso (m) durante el movimiento sísmico es un función de sus propiedades (m , K y C) y las características de movimiento del suelo. Para un sistema elástico de SDOF las acciones sísmicas y los desplazamientos son determinados usando un espectro de respuesta, la envolvente de las respuestas máximas de un SDOF oscila en un movimiento sísmico. El espectro de respuesta varía enormemente con el contenido de frecuencia y de amplitud. Para referencia, el espectro de pseudo – aceleraciones (Clough and Penzien, 1993) corresponde a El Centro, SCT, Sylmar, y JMA los movimientos sísmicos están presente en la figura 32 Esta historia de terremotos fue grabada durante el 1940 Imperial Valley, 1985 Mexico City, 1994 Northridge, y 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, respectivamente.

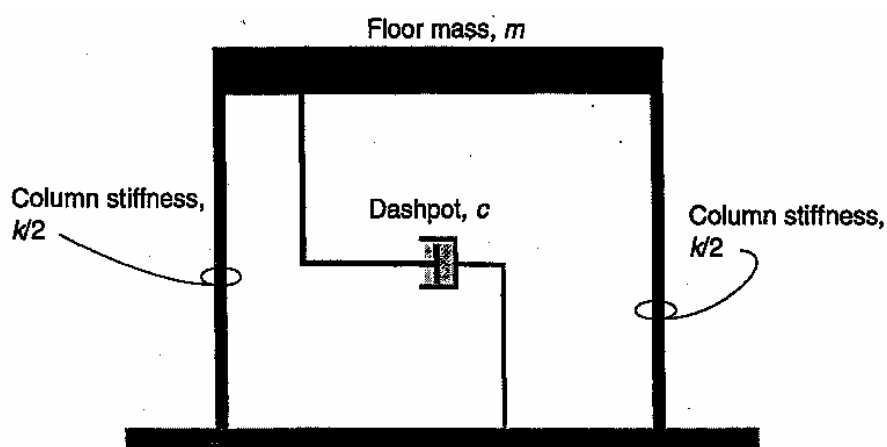


Figura 5.3. Sistema de un grado de libertad

El impacto de el sobre el diseño sísmico de edificaciones esta claramente mostrado en la ecuación para el cortante en la base, en la respuesta inelástica (Ecuación 1 – 4) y el cortante en la base para respuesta elástica (V_e)

$$V_e = S_{e,5} W \quad (3-1)$$

Donde $S_{e,5}$ es el 5% de amortiguamiento en el espectro de respuesta de pseudo - aceleración calculado ordinariamente en el periodo fundamental del edificio; y W es el peso igual Mg para la simple estructura mostrada en la figura 4.1.,note que W en la ecuación (3 –1) el peso total y no peso de participación en el periodo fundamental para diseño sísmico en los EEUU, el espectro corresponde a un movimiento sísmico con un 10% de porcentaje de excedencia en 50 años, lo cual es llamado sismo de diseño. El espectro elástico ordinario en la ecuación (3-1) es equivalente al mencionado termino $2.5 A_a$ en la ecuación (1-4).

La ecuación (1-4) y la (3-1) es además idéntica si el factor de modificación de respuesta en la ecuación (1-4) es igual a 1.0, en la practica, el cortante en la base (respuesta inelástica) es calculado dividiendo el cortante en la base por un factor de modificación de respuesta R , un valor generalmente que varia entre 4.0 y 8.0. La sustancial diferencia entre las ordenadas del elástico y el cortante se ve claramente en la figura (1-1).

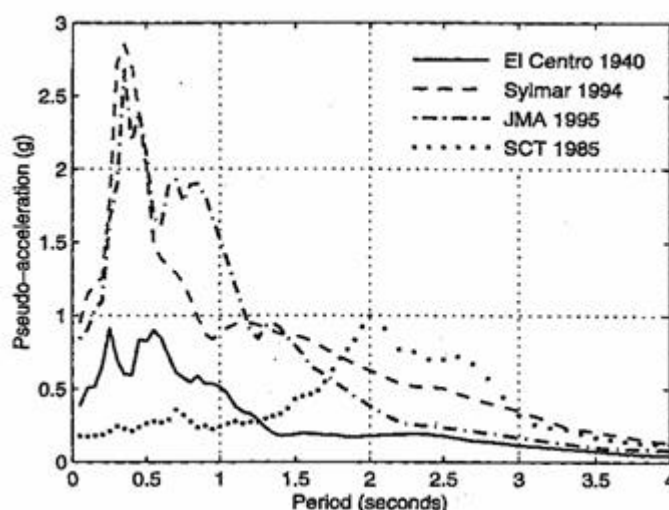


Figura 5.4. Espectro de pseudo-aceleración para un amortiguamiento del 5%

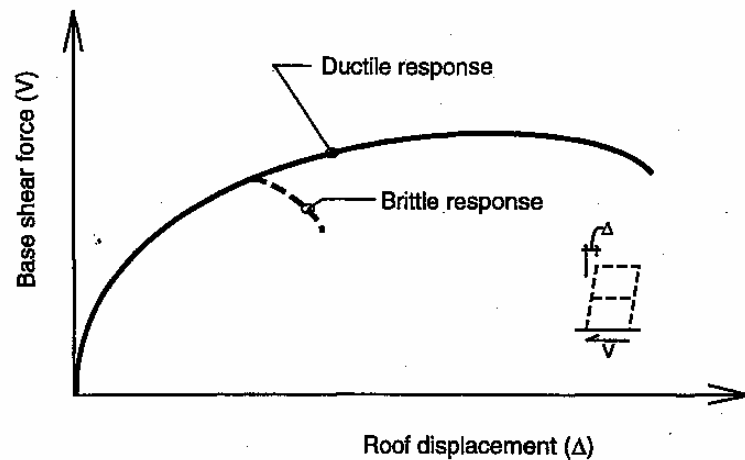


Figura 5.5. Ejemplo de Cortante en la base versus el desplazamiento del techo.

5.4.3. Respuesta de fuerza-desplazamiento de edificaciones.

Una típica relación fuerza-desplazamiento para un pórtico es mostrado en la figura 3.3 esta relación describe la respuesta de un pórtico sujeto a un incremento de desplazamiento de forma monotonica. En este tipo de diseño, la relación no lineal es aproximadamente una relación bilineal. Dos aproximaciones bilineales son ampliamente usadas en este método como se describe a continuación. Estos dos métodos pueden ser usados para estimar la fuerza unitaria y desplazamientos unitarios, los 2 métodos generalmente producen resultados similares para un sistema de pórtico con una ductilidad similar

La primera aproximación, desarrollada para la caracterización de la relación de carga-desplazamiento para elementos de concreto reforzado (Pauley y Priestley, 1992) Asume primero un conocimiento de la resistencia de fluencia (V_y) sobre el pórtico. La rigidez elástica es basada en la rigidez del secante, calculada de la curva esfuerzo deformación con el valor de fuerza correspondiente a $0.75V_y$, la determinación de la resistencia elástica k , es mostrada en la figura 3.4 a.

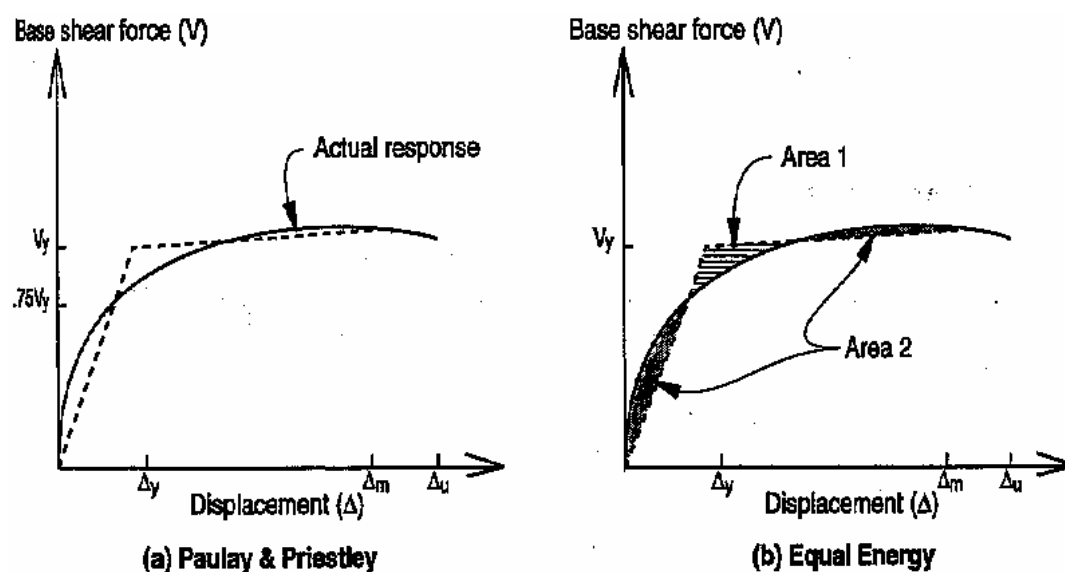


Figura 5.6. Aproximación bilineal para una relación fuerza-desplazamiento

El segundo método usado para aproximar la relación fuerza-desplazamiento en un marco B es el comúnmente llamado método de igual energía. Este método asume que el área por encima y por debajo que marca la curva con una aproximación bilineal es aproximadamente igual.

Esta aproximación bilineal es ilustrada en la figura 3.4b, la relación no lineal presente en la figura 3.4 esta descrita por una fuerza de fluencia (V_y), y un desplazamiento de fluencia (Δ_y), una máxima fuerza (V_o), y un desplazamiento correspondiente al estado limite (Δ_m). Los desplazamientos Δ_m y Δ_y son usualmente bien separados para pórticos dúctiles, la rigidez elástica (K_o) es calculada dividiendo la fuerza de fluencia por el desplazamiento de fluencia. La rigidez después de la fluencia (K_1) es comúnmente definida como la fracción (a) de la rigidez elástica tal como se muestra:

$$K_1 = aK_o = \frac{V_o - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (3 - 2)$$

En donde los términos de la ecuación son definidos en la parte superior. La habilidad del edificio, para desplazarse en el limite elástico, mientras resiste fuerzas significativas

y absorbe energía por el comportamiento inelástico, es llamado ductilidad. El desplazamiento dúctil es definido como la diferencia entre Δ_u y Δ_y la relación de ductilidad es generalmente definida como la relación de Δ_m y Δ_y

$$m_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (3-3)$$

Donde Δ_m es siempre mayor que Δ_y . La falla frágil se caracteriza por poca ductilidad. Las fallas frágiles mencionadas son comunes en construcciones viejas construidas antes del avance de ductilidad en los mediados de los 60's.

La fuerza-desplazamiento relación para un edificio puede ser determinado experimental o analíticamente. La evaluación experimental es difícil, extremadamente costosa y además es rara. Los ensayos pseudo-dinámicos para escala real de edificaciones han proveído relaciones de fuerza desplazamiento para diferentes escalas. El uso de un simulador de datos sísmicos para evaluar la respuesta de fuerza desplazamiento es descrito en sección 3.4.

Un software con elementos finitos no lineales es una efectiva herramienta usado por académicos y diseñadores profesionales, para estimar la relación fuerza desplazamiento en edificaciones. El análisis estático no lineal (o pushover) es una reciente rutina de firmas Japonesas desde cerca de los 80's y ahora esta siendo promovida en el ATC-32, como el método de análisis para la rehabilitación de edificaciones. Para referencia una descripción de un procedimiento estático no lineal, junto con un ejemplo de un edificio de concreto reforzado, se presenta en el apéndice A.

5.4.4. Experimental Evaluación para relación de Fuerza-Desplazamiento.

En la mitad de los 80's una investigación experimental de la universidad de California en Berkeley fue usada para desarrollar la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo, con marcos metálicos que contenían diagonales. El objetivo era hacer un borrador para la formulación de un factor de modificación de respuesta.

La relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo fue establecida usando datos adquiridos de la relación del ensayo hecho en marcos metálicos, uno concéntrico al marco y otro excéntrico (Uang and Bertero, 1986) y (Whittaker et al, 1987). Las curvas de fuerza desplazamiento fueron desarrolladas de un modelo que marcaban los desplazamientos del techo en el tiempo correspondiente a el máximo cortante en la base. Usando estos datos, los investigadores de Berkeley se propusieron disgregar del factor R como el conjunto de 3 factores conocidos que aporten a la reserva de resistencia, ductilidad y viscosidad.

$$R = R_s R_\mu R_\gamma \quad (3-4)$$

En esta expresión el factor de resistencia R_s , el factor R_μ de ductilidad y el factor R_γ de amortiguamiento usan datos de muchos ensayos de simulación sísmica; el factor de resistencia es calculado como el máximo cortante en la base dividido por el cortante de diseño en el nivel de resistencia. El factor de ductilidad fue calculado como el cortante en la base de la respuesta inelástica dividido por el máximo cortante en la base y el factor de amortiguamiento fue igual a 1.0.

Los valores experimentales hallados en los marcos concéntricos fueron de 4.5 y para los marcos excéntricos fueron de 6.0. Estos valores fueron significativamente menores que 6.0 y 8.0, los cuales habían sido adoptados en 1991 NEHRP Provision. Los valores experimentales de resistencia, ductilidad y el factor de reducción son mostrados en la tabla 3.1.

Sistemas	R_s	R_μ	R_γ
Diagonales Céntricas	2.43	1.85	4.5
Diagonales Excéntricas	2.85	2.12	6.0

Tabla 5.7. Factores de reducción experimentales para pórticos metálicos.

El método usado para calcular estos valores de resistencia y ductilidad son mostrados en la figura 3.5. El lector es referido a Uang and Bertero (1986) y Whittaker et al. (1987) para información adicional.

5.4.5 Componente claves de R.

Muchas investigaciones (ATC; 1982 b; Freeman; 1990; ATC 1995) han sido hechas a partir de la primera formulación de R. Recientes estudios, están incluyendo un nuevo soporte para la formulación de R, en el cual se formula un R expresado como el producto de 3 factores.

$$R = R_s R_m R_R \quad (3-5)$$

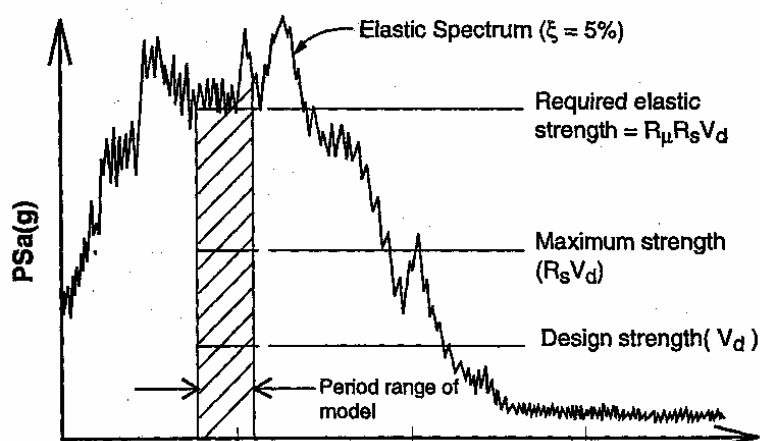


Figura 5.7. Evaluación experimental de los factores de resistencia y ductilidad

Donde R_s es el factor de resistencia dependiente del periodo, R_{μ} , es el factor de ductilidad dependiente del periodo y R_r es el factor de redundancia, esta nueva es similar al propuesto por los investigadores de Berkeley, y de Freeman (1990). La formulación de Freeman, la cual fue desarrollada de manera independiente a Berkeley, describe el factor de reducción de respuesta como el producto del factor de resistencia y el factor de ductilidad.

El factor de redundancia, desarrollado como parte del proyecto de la ATC-34, es propuesto por primera vez en la literatura en este reporte, la función del factor es cuantificar el mejoramiento real del pórtico sísmico que utiliza múltiples líneas de sismo vertical en cada dirección principal del edificio.

El cuarto factor, es el amortiguamiento viscoso (R_2) el cual fue considerado para la inclusión de la nueva formulación primeramente como un aparato o dispositivo de amortiguamiento viscoso. Tal factor de amortiguamiento viscoso podría ser usado para reducir desplazamiento en un sistema pórtico no lineal, pero no puede ser usado en forma proporcional para reducir la demanda, especialmente porque un pórtico con un factor de modificación de respuesta esta basado en los nuevos términos, por tal razón

el factor de amortiguamiento fue excluido de la nueva formulación.

Un objetivo de este reporte es proveer el factor de información los componentes claves que influyen en el valor de R asignado en los EE.UU. La formulación de R en la ecuación 3-5 fue puesta bajo la evaluación racional de los parámetros. Cualquier evaluación de los componentes no es independiente la una de la otra. La información base y la presente investigación en los siguientes capítulos intentan proveer con descripción los 4 componentes (i.e, resistencia reserva, ductilidad, amortiguamiento y redundancia) y la relación entre los 4 componentes.

El propósito de la formulación no es específicamente diseccionado a los efectos en planta o verticales irregularidades en sistema de pórticos. La irregularidad podría penalizarse reduciendo el factor de modificación de respuesta por un factor similar que describa el nivel de diseño de segundo nivel o penalidades de fuerza con altos diseños de cortante. Para el diseño de plantas irregulares se deberá proveer un comportamiento inelástico

5.4.5.1 Factor De Resistencia

La máxima resistencia lateral de un edificio generalmente excede su resistencia de diseño Merovich (sin publicación).

“En general los miembros son diseñados con capacidad igual o mayor de sus cargas, mientras el grado por el cual su capacidad excede el diseño es una medida de la eficiencia, todas las propiedades de diseño contienen algún grado de sobre resistencia o capacidad en exceso como consecuencia del proceso de diseño. En algunos casos la geometría o algún otro requisito del código, implica elementos de gran tamaño, los cuales, implícitamente tiene mayor capacidad esfuerzo/resistencia. En otros casos los códigos tienen los parámetros de desplazamiento que producen más elementos grandes, que los dictados por la relación esfuerzo/resistencia. Para miembros cuyo tamaño resiste las cargas gravitacionales, un sustancial porcentaje de su capacidad es viable para las cargas actuales pero estará muy debajo a la hora de un sismo.”

El factor de resistencia pareciera depender de muchos parámetros, esto es obvio en diseños profesionales, por ejemplo el código ordena límites para la deriva entre piso, esto requiere el uso de miembros flexibles (largo periodo) en sistema pórticos que son usualmente mayores que los requerido por resistencia solamente, dando altos factores de resistencia dependientes del periodo, para los límites de la deriva. También, edificios localizados en zonas de bajo riesgo sísmico parecieran tener reserva diferente de resistencia, ya que las zonas de alta sismicidad tiene una relación de cargas gravitacionales y cargas sísmicas diferentes, resulta entonces un factor de resistencia dependiente de la zona. Diferentes prácticas estructurales y diferencia en el valor de resistencia actual y el nominal valor de factor de resistencia.

Osteraas y Krawinkler (1990) han hecho algunas observaciones de calidad acerca de la resistencia de reserva.

“Pequeños, y de baja altura (edificios) con particiones no estructurales y elementos que son diseñados por condiciones de carga mas que sísmicos tiene alta reserva de resistencia. El efecto de las particiones no estructurales decrece con el incremento de la altura, como la “escala” de los elementos no estructurales lleva a ser comparada con los elementos estructurales y sus condiciones de carga sísmica”.

Evaluación del factor de resistencia.

Un análisis estático no lineal también llamado Pushover puede ser usado para estimar la resistencia de un edificio (ATC, 1982 b; Bertero, 1986). El procedimiento usado para estimar la resistencia de un edificio es sencillo pero requiere seleccionar un estado límite de respuesta, y los valores típicos de respuesta que incluyen un análisis de deriva entre pisos y una formación de rotulas plásticas. Los pasos en el procedimiento son los siguientes.

1. Usar un análisis estático no lineal.
2. construir la relación cortante en la base vs el desplazamiento del techo.

El desplazamiento correspondiente al estado límite de respuesta, se calcula el cortante en la base V_o . La reserva de resistencia en el edificio es igual a la diferencia entre el cortante en la V_d y el V_o (valor del límite de respuesta).

Se calcula el factor de resistencia usando la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \quad (3-6)$$

Este método de evaluación del factor de resistencia fue usado para crear los factores estimados de resistencia dados a continuación. El apéndice A demuestra el uso de un análisis estático no lineal para construir la relación de cortante y el desplazamiento del techo y la evaluación del factor de resistencia para el edificio.

Factores Estimados de Resistencia

La reserva de resistencia es común en los sistemas de pórticos que han sido estudiados por un buen número de investigadores usando un procedimiento estático no lineal. Los resultados de estas investigaciones se muestran a continuación.

Freeman (1990) reportó factores de resistencia para 3 pórticos metálicos de 3 niveles, 2 construidos en zona sísmica 4 y otro en zona sísmica 3. Los factores de resistencia después de la evaluación dieron 1.9, 3.6, 3.3 respectivamente, el estudio de Freeman (ATC, 1982b) estima los factores de resistencia, después de una modificación y resultaron aproximadamente 2.8 – 4.8 para edificios de 4 pisos y 7 pisos de concreto reforzado, respectivamente.

Osteraas y Krawinkler (1990) condujeron un detallado estudio de reserva de resistencia y ductilidad en 3 tipos de estructuras resistentes a momentos; pórticos con momentos distribuidos, pórticos de momento perimetral y marco con diagonales concéntrica. Los sistemas fueron diseñados asumiendo:

- a) Carga sísmica según UBC, en la zona 4 y tipo de suelo 2.

b) Cargas muertas de 70 psf.

c) Cargas vivas de 30 psf.

d) 3 luces por 5 luces.

Un periodo elástico calculado usando una simple relación, dependiente de la altura del edificio.

Osteraas y Krawinkler reportaron factores de resistencia entre 1.8 y 6.5 para los 3 sistemas de pórticos. En los pórticos resistentes a momento, el factor estuvo entre 6.5 en periodos cortos y 2.1 para periodos de 4 segundos, para los pórticos con momentos perimetrales, el factor estuvo entre 3.5 en periodos cortos y 1.8 en periodos de 4 segundos y los pórticos con diagonales concéntricas tuvieron el factor resistencia entre 2.8 para periodos entre 0.1 y 2.2 para periodo de 0.9 segundos.

Uang y Maarouf (1993) analizaron 2 edificios movidos por el sismo de Loma Prieta (1984): uno con 13 pisos, un pórtico metálico y otro de 6 pisos de concreto reforzado. Los factores de resistencia reportados para estos 2 edificios, después de la aplicación del método fueron 4.0 y 1.9 respectivamente.

Hwang y Shinozuka (1994) estudiaron un edificio de concreto reforzado de 4 pisos, localizado en zona sísmica 2. El cortante de diseño para el edificio fue 0.09 w. La máxima resistencia lateral del edificio fue calculada como 0.26 w, resultando un factor de resistencia de 2.2, sin que los límites fuerán puestos sobre “daño en el sistema estructural”. (Si el nivel de comportamiento del edificio fuese escogido como “no daños en el pórtico” el factor de resistencia hubiese sido aproximadamente 1.6)

La dispersión de los valores en los factores de resistencia es muy grande debido a los múltiples conceptos de la comunidad de diseñadores profesionales. Esta claro que la coordinación y la sistematización de los estudios han necesitado desarrollar factores de resistencia lo suficientemente reales como para ser incluidos en los códigos de diseño sísmico.

5.4.5.2 Factor de ductilidad

Los parámetros de respuesta sísmica de desplazamiento, capacidad ductilidad, y relación de ductilidad esta claramente interrelacionados. Por ejemplo, un pórtico con una gran capacidad de desplazamiento, podría tener poca ductilidad y poca relación de ductilidad, y un marco con poca capacidad de desplazamiento podría tener poca ductilidad pero una gran relación de ductilidad.

Considerando una relación de fuerza-desplazamiento para 2 edificios de una luz, mostrado en la figura 3.6, la relación normalizada es idealizada como elasto-plástica, la relación unitaria de derivas están asumidas como el 0.2% (marco A) y 1.0% para el marco B, la máxima relación entre derivas es de 1.2% (marco A) y de 3.0% para el marco B, los parámetros claves de respuesta son mostrados en la tabla 4.2 y los valores de respuesta esta restringidos a un limite de deriva de 1.5%.

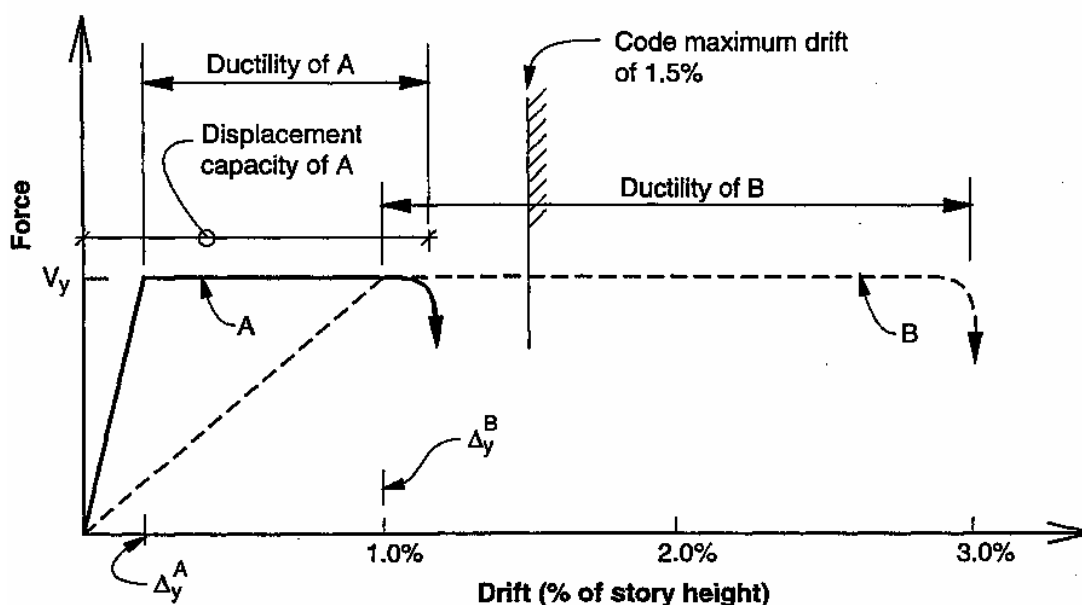


Figura 5.8. Definición de los términos para 2 ejemplos de una sola piso

El cual es consistente con los límites de deriva especificados por la UBC. Los valores de deriva en la tabla 3.2 son expresados como un porcentaje de la altura de piso. Estos datos ilustran la importancia de definir los parámetros de respuesta con respecto a los estados límites. Limitando la deriva al 1.5%, es el caso del marco rígido (marco A) este es mas dúctil y tiene una mayor relación de ductilidad que un marco flexible, sin embargo se el limite de deriva es removido. El marco flexible tiene una mayor ductilidad (igual al 2%) que el marco rígido.

Parámetro de Respuesta	Pórtico A	Pórtico B
Deriva de fluencia	0.2%	0.2%
Capacidad de deriva	0.2%	0.2%
Ductilidad de Desplazamiento	0.2%	0.2%
Relación de Ductilidad de desplazamiento	0.2%	0.2%

Tabla 5.8. Parámetros de respuesta sísmica para dos ejemplos de pórticos de un piso.

La relación de ductilidad (μ) puede ser computado en el sistema, en el piso y en los elementos. En el sistema y en los pisos, la relación de ductilidad es normalmente expresada en términos de ductilidad de desplazamiento. En cada elemento la relación de ductilidad puede ser expresado en términos ductilidad de deformación, o ductilidad

de curvatura o ductilidad de rotación, para el propósito de esta discusión la relación de ductilidad de desplazamiento en el sistema es usado para determinar el factor de ductilidad. El calculo de la relación de desplazamiento de ductilidad para un edificio es demostrado en un ejemplo del Apéndice A. debe ser reconocido que el factor de ductilidad es una medida de respuesta inelástica sobre el pórtico completo y no de sus componentes, debido a que el parámetro de ductilidad en ellos es también usado.

Asumiendo que los valores estimados son reales al desplazamiento, el siguiente paso es estimar el factor de ductilidad el cual proviene de una relación entre la ductilidad de desplazamiento y el factor de ductilidad. Este paso ha sido sujeto de muchas investigaciones en los recientes años, la relación desarrollada por Newmark y Hall (1982), Krawinkler y Nassar (1992) y por Miranda y Bertero (1994) es resumido a continuación, como información base de este reporte. Aunque el consenso general indica que no se ha alcanzado la relación con este autores, se muestra una posible forma de hacerlo.

Investigación de Newmark y Hall.

Newmark y Hall (1982) proveen una relación que puede ser usada para estimar el factor de ductilidad R_μ para un sistema SDOF elasto-plástico mostrado de la siguiente forma:

Para frecuencia por encima de 33 Hz (periodos por debajo de 0.03 segundos):

$$R_m = 1.0$$

Para frecuencias entre 2 Hz y 8 Hz (periodos entre 0.12 segundos y 0.5 segundos)

$$R_m = \sqrt{2m - 1}$$

Para frecuencias menores que 1 Hz (periodos que exceden 1 segundo):

$$R_m = m$$

La figura 4.7 ilustra las relaciones de Newmark y Hall de ductilidad de desplazamiento

para 2, 4 y 6. Estimado para R_μ entre 0.03 segundos y 0.12 segundos, 0.5 segundos y 1.0 segundo pueden ser interpolados entre los valores límites dados por la ecuación 4-7, 4-8 y 4-9.

Investigación de Krawinkler y Nassar (1992):

Desarrollaron una relación de $R_\mu - \mu - T$ para SDOF sistemas sobre roca o suelos rígidos. Ellos usaron los resultados de un estudio estadístico basados en 15 registros sísmicos, cuyos magnitudes eran entre 5.7 y 7.7 asumieron un amortiguamiento igual a 5%, y la ecuación fue la siguiente.

$$R_m = [c(m-1)+1]^{\frac{1}{c}}$$

Donde:

$$(T, a) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T}$$

Los parámetros de regresión a y b son obtenidos para diferentes relaciones de dureza-deformación (relaciones de a son mostrados a continuación):

$a = 0\%$ $a = 1.00$ $b = 0.42$

$a = 2\%$ $a = 1.00$ $b = 0.37$

$a = 10\%$ $a = 1.00$ $b = 0.29$

Note que a es igual a 0% para un sistema elástico, la relación de R_μ y T para relaciones entre ductilidad de desplazamiento de 2, 4 y 6 se presentan en la figura 4.8 para una relación de dureza-deformación del 10%:

Krawinkler y Nassar también estudiaron las implicaciones de extender el $R_\mu - \mu - T$ a múltiples grados de libertad (MDOF) tres (3) tipos de modelos fueron analizados para la relación de ductilidad entre 2 y 8; columna fuerte – viga débil-columna débil – viga

fuerte, y primer piso débil con los últimos dos modos de falla son discutidos los modos de falla para edificio y la NEHRP Provisión.

Solamente el modelo fuerte columna y viga débil resulta reportado aquí. El objetivo de este estudio fue desarrollar un procedimiento donde el máximo ductilidad de desplazamiento en un piso de un MDOF pudiera ser limitado a el correspondiente relación ductilidad en el SDOF. Krawinkler y Nassar concluyeron que la demanda de la resistencia de un SDOF sistema debe generalmente ser incrementada al aplicar el MDOF. El factor de modificación, definido como el cortante basa requerido del MDOF dividido por la resistencia en la demanda inelástica para el correspondiente para el primer modo, limitada la relación de ductilidad en un MDOF a el objetivo de relación ductilidad.

El factor de modificación para el objetivo de la relación de ductilidad 4 y 8, y relación de dureza- deformación de 0- 10% se presentan en la figura 3.9. El lector referido a Nassar y Krawinkler para información adicional.

Para edificios con periodos fundamentales menos de 0.75 segundos la demanda de cortante basar en un NDOF es aproximadamente igual al correspondiente SDOF, sistemas de demanda de resistencia, sugirieron que los efectos de los altos modos necesitan se considerados en este rango de periodo. Para edificios con periodos fundamentales que excedan los 0.75 segundos, los efectos de modos altos, necesitarían un incremento en la resistencia lateral y el objetivo de ductilidad es satisfecho. En general los factores de modificación se incrementan aumentando el objetivo de ductilidad y decrecen con el aumento de la deformación-dureza El MDOF sistema sin relación deformación dureza mas que el correspondiente SDOF sistema, t incrementada la resistencia de fuerza lateral es requerido un limite de ductilidad de piso como el valor objetivo.

Miranda y Bertero

Miranda y Bertero (1994) resumieron y trabajaron los R_{μ} - μ -T relaciones, además desarrollaron RM ecuaciones para roca, aluviones y pisos suaves. El Miranda y

Bertero las ecuaciones son presentadas abajo, usan 124 registros de sismo sobre unas amplias condiciones de suelo, asumiendo un 5% de amortiguamiento. Las ecuaciones de ductilidad son:

$$R_m = \frac{m-1}{\Phi} + 1 \quad (3-12)$$

para lugares de roca:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10 T - m T} - \frac{2}{2 T^{e^{-1.5 (\ln(T) - 0.6)^2}}}$$

para lugares con aluviones:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12 T - m T} - \frac{2}{5 T^{e^{-2 (\ln(T) - 0.2)^2}}}$$

para lugares de suelos blandos:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3 T} - \frac{3 T_g}{4 T^{e^{-3 (\ln(T / T_g) - 0.25)^2}}}$$

y T_g es el periodo predominante del movimiento del suelo.

Una comparación entre Nassar y Krawinkler, y Miranda y Bertero, acerca de $R_\mu - \mu - T$, para sitios rocosos y aluviales es presentada en la figura 3-10. Debido a que las diferencias entre las relaciones son relativamente pequeñas estas pueden ser ignoradas para propósitos de ingeniería.

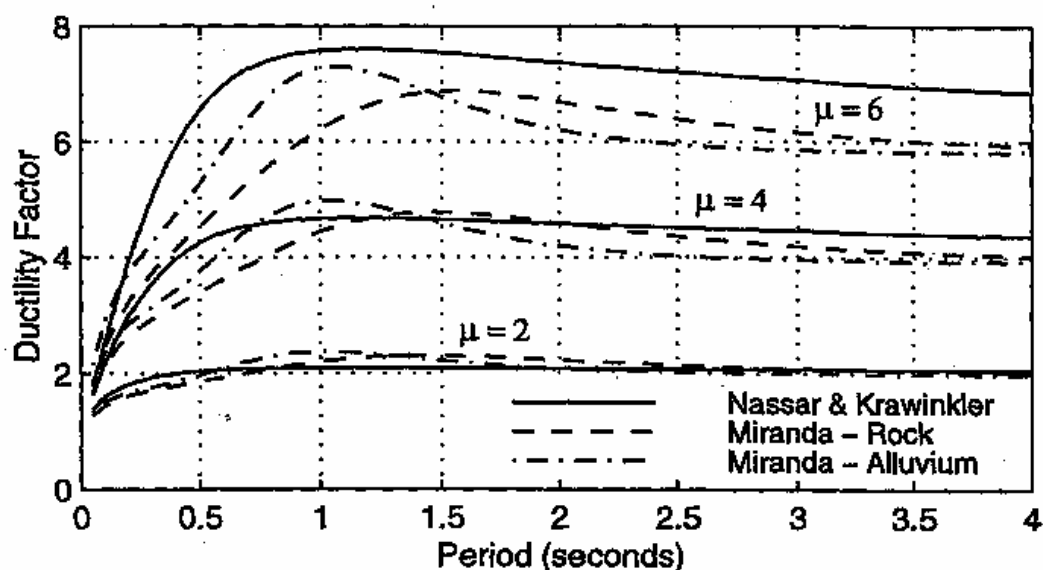


Figura 5.9. Comparación de factores de ductilidad

5.4.5.3 Factor de Redundancia

Un sistema de redundancia debería estar compuesto por múltiples líneas de fuerzas, cada una diseñada y detallada para transmitir fuerzas inerciales inducidas por el sismo a la fundación. Aunque la redundancia es incluida dentro del diseño de resistencia lateral en los EE.UU., la tendencia en California en los recientes años, ha sido construir sistemas estructurales compuesto solamente por un pequeño número de líneas verticales en el sistema estructural, lo cual penaliza a un sistema de poca redundancia. Esta tendencia en California es debido a pobre entendimiento de los ingenieros sísmicos, de la importancia del llamado factor de redundancia en la respuesta del sistema estructural sometido a severos agotamientos sísmicos.

Pocos estudios han examinado el efecto de la redundancia de forma cuantitativa. Sin embargo tales estudios han girado en torno a ella. En estos estudios se nota que los márgenes de seguridad para los sistemas de pórticos con contravientos y la forma del colapso dependen de la suma de muchas fuerzas y cargas variables. Por otro lado la realidad muestra que la seguridad del sistema es mucho mayor que la de los elementos individuales. Moses (1974) concluye que un factor de seguridad parcial

menor o igual a 1 es apropiado para la redundancia del sistema, y que una significativa resistencia en los miembros, podría reducir el factor en el sistema muy por debajo de lo planteado.

Un significativo factor de reducción de resistencia es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del numero de resistencia de los miembros independientes (la rotula plástica producida en el mecanismo dinámico). Como se muestra a continuación la lógica similar puede ser aplicada a los sistemas de resistencia sísmica.

Considerando 2 sistemas de pórticos con idéntica geometría en la figura 3.8. el marco A es compuesto por una luz de resistencia sísmica y cada viga es capaz de desarrollar un momento plástico de 200 unidades. El pórtico B esta compuesto de 2 luces, cada viga es capaz de desarrollar un momento plástico nominal de 100 unidades.

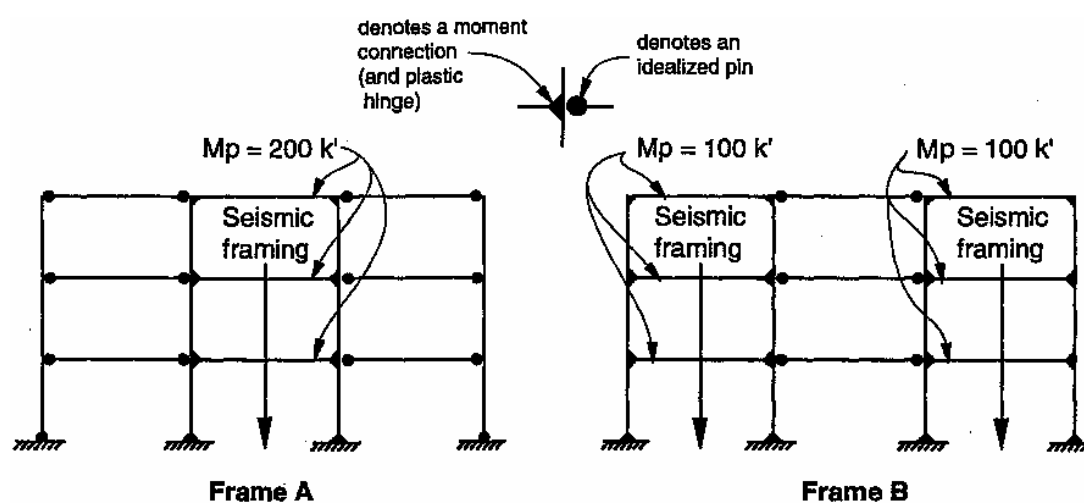
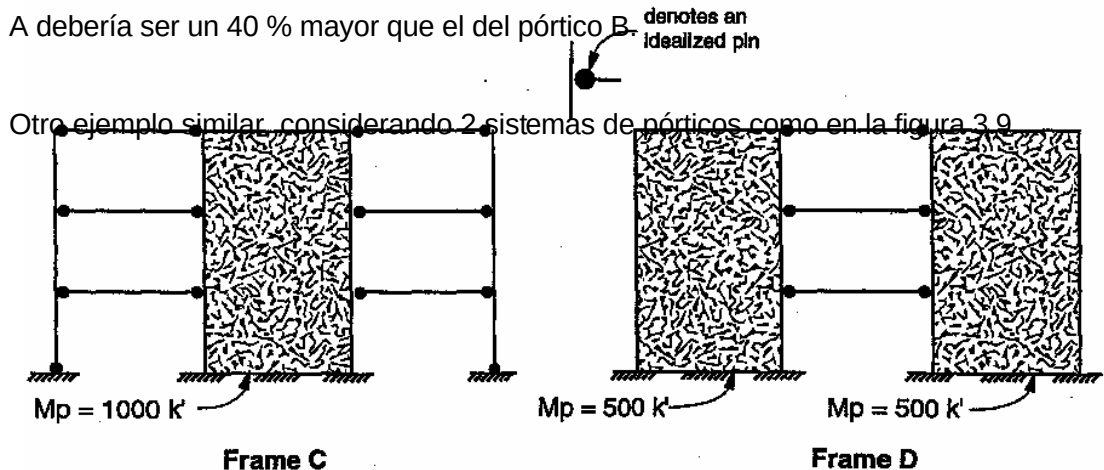


Figura 5.10. Redundancia en pórticos resistente a momentos

Ambos análisis: de límites y análisis no lineal estático asignan a ambos pórticos el máximo de resistencia lateral. Sin embargo, usando una metodología similar a la propuesta por Moses(1974) para sistema de pórticos con contraviento, la relación de los momentos nominal de resistencia (M_p) de las vigas en el marco A (con 8 rotulas plásticas) y el marco B (con 16 rotulas plásticas) debería ser:

$$\frac{M_p^A}{M_p^B} = \frac{1/\sqrt{8}}{1/\sqrt{16}} \cong 1.4 \quad (3-13)$$

Para alcanzar un nivel similar en la realidad, el diseño de resistencia lateral del pórtico A debería ser un 40 % mayor que el del pórtico B.



Factor 5.11. Redundancia en muros de cortante.

El pórtico C está compuesto por 3 luces incluyendo una pared con capacidad de flexión desarrollando un momento plástico de 1000 unidades.

El pórtico D está compuesto de 3 luces, incluyendo 2 paredes de flexión, cada una capaz de desarrollar un momento normal plástico de 500 unidades.

En el análisis de resistencia última se deberían asignar a ambos sistemas de pórticos la misma resistencia lateral. Usando la metodología de Moses (1974), la relación de resistencia lateral de las paredes de cortante en el pórtico C se forma una rotula plástica en la base y en el pórtico D se formarían 2 rotulas plásticas en la base, deberían alcanzar 1.4 como nivel de comportamiento.

Cuatro (4) líneas de resistencia en un pórtico, en cada dirección principal, han sido recomendadas como mínimo para una adecuada redundancia.

Por ejemplo se asume que 4 líneas de resistencia deformación, podrían ser la base del factor de reducción de respuesta en el UBC y en la NERHRP Provision, la redundancia podría ser explícitamente cuantificada por el factor R de manera similar a la segunda en la tabla 3.3.

Los valores mostrados en la tabla 3.3 son propuestos para demostrar la tendencia, y estimular a la discusión de profesionales e investigadores. Estos valores en borrador para el factor de redundancia no tienen bases técnicas y no tienden a ser implementados en códigos.

Líneas del Sistema Sísmico Vertical	Factor de Redundancia
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 5.9. Factores de Redundancia

El uso de marcos de esfuerzo-deformación fue estipulado en el párrafo anterior. Para ilustrar la importancia de los límites relativos a la resistencia y la rigidez de las líneas verticales en un marco o pórtico de redundancia. Considerando como base la respuesta de cortante en la bases el desplazamiento del techo en estructuras de concreto reforzado.

El 1991 NEHRP Provision “los pórticos de momentos en sistemas duales” deben ser capaces de resistir al menos un 25% de las fuerzas de diseño.

El total de resistencia ante la fuerza de cortante es deducida por la combinación del pórtico y las paredes de cortante o pórticos con diagonales para su rigidización. Para el propósito de la discusión, los marcos de cortante asumen 10 veces más rigidez que los pórticos.

Los valores de cortante en la base para diseño son 91% para muros y 25% para el pórtico. Asumiendo que la deformación en muros sobre la deriva de piso es 0.2%, y la falla de la deriva es 1.0% esto es evidente de la figura 3.10, en donde los pórticos de momento, no contribuyen sustancialmente en la respuesta de fuerza-desplazamiento, ya que no disipa energía suficiente.

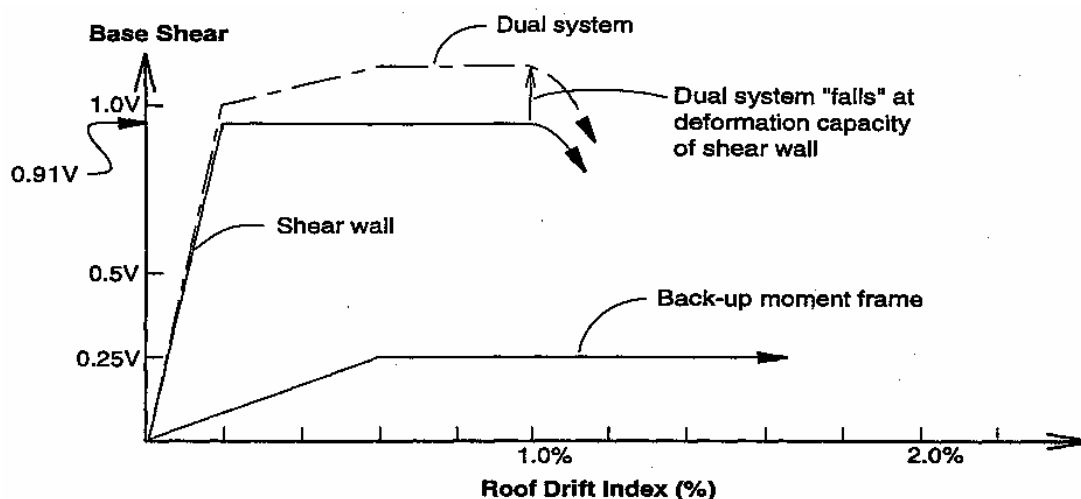


Figura 5.12. Relación fuerza desplazamiento para un sistema dual

La necesidad de usar los elementos de resistencia similar y rigidez similar en todas las líneas de resistencia sísmica, es imperante. No es suficiente provea múltiples líneas de resistencia, las múltiples líneas deben ser de resistencia y deformación compatible con el buen diseño de sismos. Los sistemas de pórtico no proveen esta condición no obstante no son sistema con buena redundancia.

5.4.5.4 Factor de amortiguamiento

El amortiguamiento es generalmente asociado para la caracterización de la energía de disipación en un marco, indiferente si la energía de disipación es por medio histérico o por medio viscoso.

El amortiguamiento debido al comportamiento histérico en un edificios corresponde a un estado elástico generalmente y el termino de viscosidad es asignado al 5% del critico: El uso de 5% de amortiguamiento viscoso es un valor razonado, 5% - 7% para pórticos metálicos, (ATC 1974), 5% pórticos metálico y 8% (para paredes) (DOD, 1986) sin embargo, dado tales amortiguamientos es probable que dependan del tipo de arreglo interno y externo de los elementos no estructurales, esto no es una completa razón para reducir la demanda sobre los sistemas.

El factor de amortiguamiento discutido en la sección 3.4 y 3.5 intenta cuantificar la influencia del amortiguamiento viscoso debido a la fuerza y los desplazamientos del edificio. Estos estudios se han focalizado a respuesta de desplazamiento solamente, y sin embargo, los actuales procedimientos de diseño sísmico usan el factor R basado en procedimientos de fuerza. La adición del amortiguamiento viscoso siempre servirá para reducir los desplazamientos pero puede incrementar las fuerzas inerciales, llegado el caso de que las fuerzas viscosas llegan a ser sustancialmente grandes.

Esta relación puede ser demostrada de la siguiente manera.

Con liderando el sistema SDOF mostrado en la figura 3..La ecuación de ovimientos para este sistema sería:

La solución de la ecuación de movimiento para el sistema SDOF

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (3-14)$$

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = -m\ddot{v}_g(t) \quad (3-15)$$

Esta ecuación puede ser escrita como:

$$\ddot{v}(t) = -\frac{k v(t)}{m} - \frac{c \dot{v}(t)}{m} \quad (3-16)$$

y simplificada de la siguiente manera,

$$\ddot{v}(t) = -w^2 v(t) - 2w x \dot{v}(t) \quad (3-17)$$

donde $w^2 = \frac{k}{m}$, $2wx = c/m$;

En la ecuación $w^2 v(t)$, es la fuerza histeretica por unidad de masa, desarrollada en las columnas del sistema SDOF, $2wx = \dot{v}(t)$ es la fuerza de amortiguamiento por unidad de masa desarrollado en el sistema amortiguado SDOF. La solución para la ecuación de movimiento del sistema de SDOF es:

$$v(t) = -\left(\frac{1}{w_D}\right) \int_0^t \ddot{v}_g(t) e^{-xw(t-t)} \sin w_D(t-t) dt \quad (3-18)$$

Donde w es la frecuencia angular; w_d es la frecuencia angular amortiguada. El máximo valor de $v(t)$ es llamado espectro de desplazamiento, igual al pseudo-desplazamiento. De la ecuación es claro que el incremento del amortiguamiento (?) lideraría una reducción en la respuesta de desplazamiento.

El máximo valor de $\ddot{v}(t)$ es llamado espectro de aceleración; el máximo valor $w^2 v(t)$ es llamado pseudo-aceleración, el cual es típicamente usado en el diseño sísmico para representar la máxima aceleración de la masa del sistema SDOF de la ecuación 4-17, puede verse que el espectro de aceleración es aproximadamente igual a el de pseudo-aceleración y que las fuerzas de amortiguamiento pueden llegar a ser grandes. La discusión se limita a la respuesta elástica de un SDOF. La relación entre las fuerzas de

amortiguamiento (ζ_v para un rango elástico) y de amortiguamiento esta limitada a la resistencia inelástica del pórtico ($= V_o$). Sin embargo la fuerza de amortiguamiento puede continuar incrementándose a medida que la velocidad aumenta.

los valores del factor de amortiguamiento R_v , para reducir la respuesta de desplazamiento únicamente, tomado de el 1994 UBC PROVISION,, trabajo hecho por Wu y Hanson (1989) para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso. Estos factores no deben ser usados para reducir la fuerza de la demanda histórica, a menos que las fuerzas desarrolladas en los elementos sean explícitamente cuantificadas en el proceso.

5.4.5.5 Sistema de evaluación del factor R

Los factores de modificación tocan un tema clave pero controversial, en el proceso de diseño sísmico, ningún otro parámetro impacta la ecuación de cortante en la base como lo hace el valor de R.

Pero a pesar de la profunda influencia del valor de R en el proceso de diseño, y últimamente sobre el diseño basado en el comportamiento sísmico en los EE.UU., aun no buena bases técnicas para evaluar el R, que es asumido por las normas técnicas. Es obvio e imperante desarrollar unas bases técnicas para los factores R, si la fuerza horizontal equivalente sigue siendo retenida como forma de diseño sísmico.

Si la nueva formulación de R presentada en este capítulo es implementada en los códigos de diseño de los EE.UU., estudios sistemáticos y coordinados serán requeridos para soportar o modificar los valores propuestos de resistencia, ductilidad, redundancia y factor de amortiguamiento. La investigación es también necesaria para brindar interdependencia de los 4 factores: Los factores de resistencia y ductilidad pareciera variar para diferentes zonas sísmicas, y para las relaciones entre cargas gravitacionales y cargas sísmicas.

En consecuencia, el factor de resistencia y ductilidad deben ser evaluados por cada sistema estructural en cada zona sísmica usando definiciones de resistencia y ductilidad. Los estudios conducidos por Osteraas y Krawinkler para 3 sistemas de pórticos en la zona 4 provienen de un buen modelo, y ellos además de esto explican

como hacer tales estudios para cada sistema de estructural, con múltiples plantas y diferente geometría vertical, analizando de esta manera sistemática y cuantificando el valor de R .

El procedimiento descrito anteriormente para la evaluación de los componentes de R deben ser coordinados para tales estudios.

Los sistemas estructurales con menos de 4 líneas verticales de fuerza-deformación compatible con pórticos sísmicos en cada dirección del edificio o con la posibilidad de redundancia, deberán ser penalizados a través del uso de factores de redundancia. Los límites deben ser puestos en relación a la resistencia y la rigidez de las líneas verticales de sismos.

En el diseño americano deberá usarse más los procedimientos basado en desplazamiento que en fuerzas ya que podrá ser apropiado incluir una componente de amortiguamiento.

5.4.5.6. Conclusiones Y Recomendaciones

Los objetivos de este informe eran tres: 1. Revisar el papel desempeñado por los factores de modificación de respuesta (factores R) en el diseño sísmico de edificaciones en los Estados Unidos, 2. Documentar la base de los valores de R utilizados en códigos sísmicos en los Estados Unidos, y 3. Proponer un método para la determinación sistemática y racional de valores de R para sistemas sísmicos usados en los Estados Unidos, incluyendo la determinación de valores para los componentes de R .

El enfoque del capítulo 2 era el desarrollo histórico de valores par R y R_w . Fue reportado que valores para R y R_w pueden ser trazados directamente al factor de fuerza horizontal K introducido por primera vez en los códigos sísmicos en los Estados Unidos en 1959, y que los valores para K representan la opinión general de ingenieros estructurales expertos en California a finales de 1950. Los valores asignados para K estaban basados en criterios, y no en análisis detallado – lo que no es sorpresivo desde que las herramientas analíticas no eran disponibles a la comunidad profesional de diseño hasta mediados de los años 70. Esta investigación concluye que:

1. No hay bases matemáticas para los factores de modificación de respuesta tabulados en los códigos sísmicos modernos en los Estados Unidos.
2. Un valor único de R para todas las edificaciones de un tipo de framing dado, sin considerar la geometría plana y vertical, no puede ser justificado.
3. Para asegurar niveles consistentes de daños, los valores para R deben depender tanto del periodo fundamental de la edificación como el tipo de suelo en el cual la edificación es cimentada.
4. Los valores asignados para R para un sistema framing dado deben variar entre zonas sísmicas porque la reserva de resistencia en un sistema framing probablemente será función del ratio de cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Además, los requerimientos detallados actualmente varían por zona.
5. Los valores actualmente asignados a R para diferentes sistemas framing probablemente no resultarán en niveles uniformes de riesgos para todas las edificaciones.

El uso de los factores de modificación de respuesta no está limitado al diseño sísmico de edificaciones en los Estados Unidos. Un factor de reducción de respuesta similar (Z) es usado por Caltrans y AASHTO para el diseño sísmico de puentes en los Estados Unidos. Además, factores de modificación de respuesta o sus equivalentes son usados en un número de países para diseño sísmico. En el capítulo 3, los factores de modificación de respuesta en uso en Europa, Japón y México fueron estudiados y los valores numéricos de R para tres sistemas framing fueron comparados con aquellos usados en los Estados Unidos. La investigación mostró que valores mayores de R son usados en los Estados Unidos que en Europa y México. Dado que los objetivos de desempeño sísmico son similares en todos los casos, la conclusión trazada del estudio fue que los valores de R en los códigos sísmicos en los Estados Unidos pueden no ser suficientemente conservadores.

El capítulo 4 describe el impacto de R en el proceso de diseño sísmico, introducidas las relaciones fuerza-desplazamiento para edificaciones, resumido la evaluación experimental de R para dos sistemas framing de acero, y propuesta una nueva formulación de R . Los resultados de un programa experimental en la Universidad de California en Berkeley fueron revisados. Estos resultados sugieren que los valores de R tabulados en el NEHRP Provisions para framing reforzados concéntrica y excéntrica no son suficientemente conservadores, y que un estudio más extenso es requerido.

La nueva formula para los factores de modificación de respuesta separa R en factores relacionados a la resistencia de reserva, ductilidad y redundancia. Las implicaciones de introducir un factor de amortiguamiento en la nueva fórmula fueron también consideradas. Además, procedimientos para evaluar factores de resistencia ductilidad usando herramientas analíticas comercialmente disponibles fueron propuestos.

Las lecciones para aprender desde los terremotos de Northridge de 1994 a Kobe de 1995 son claras. Primero, terremotos de magnitud moderada pueden producir demandas sísmicas elásticas substancialmente más grandes que aquellas asumidas por los códigos sísmicos en Estados Unidos. Segundo, terremotos de magnitud moderada en áreas urbanas pueden resultar en grandes pérdidas sociales y económicas. Aunque el daño y la pérdida de estructura más viejas es esperado en estos terremotos, el daño de edificaciones y puentes diseñados con estándares sísmicos modernos no. El grado de pérdida en ambos terremotos fue muy alto – el riesgo sísmico puede y debe ser mitigado. Un paso clave en el esfuerzo de mitigación es mejorar la confiabilidad de construcciones nuevas oportunamente. Una forma obvia para mejorar la confiabilidad de nuevas construcciones es mejorar la confiabilidad de los factores de modificación de respuesta usados en los códigos sísmicos.

RECOMENDACIONES

El análisis de fuerza estática lateral y procedimientos de diseño son componentes claves del diseño sísmico rutinario en la práctica en los Estados Unidos. Un paso clave en el procedimiento es el cálculo de fuerzas de diseño. Estas son comúnmente calculadas dividiendo la fuerza espectral elástica en un factor de modificación de respuesta (R). Aunque con la llegada de paquetes poderosos de análisis no lineal, los procedimientos de diseño elástico son probablemente para ser usados por muchos análisis sísmicos y diseños en el futuro previsible y estos procedimientos necesariamente hacen uso de un factor de modificación de respuesta en una u otra forma.

Por esta razón, y reconociendo que no hay bases sólidas para los valores asignados a R en códigos sísmicos de U.S., es de importancia superior establecer valores apropiados para R a través de investigaciones rigurosas y estudios para que el desempeño proyectado de la edificación pueda ser realizado con un alto grado de confiabilidad.

Este informe ha propuesto una formulación inicial para la cuantificación sistemática de R y sus factores componentes y ha reconocida la necesidad e cuantificar el factor de redundancia a través de análisis de confiabilidad. Un plan de acción coordinada actualmente está siendo desarrollado para evaluar R sistemáticamente ara diferentes sistemas framing en todas las regiones de los Estados Unidos, y para mejorar la confiabilidad de procedimientos de diseño sísmico actuales. La ejecución de este plan de acción requerirá fondos significativos de agencia federales. Sin embargo, la rápida implementación de este plan reducirá substancialmente la exposición de agencias federales, de estado y locales a pérdidas sustanciales en futuros terremotos en los Estados Unidos. Además el conocimiento obtenido de estos estudios será útil para la evaluación y rehabilitación de construcción más antiguas.

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presenta a continuación, las principales conclusiones que fueron obtenidas en el desarrollo del presente proyecto.

- El comportamiento de los edificios cuando se ven sometidos a una determinada acción sísmica, depende de su ductilidad, es decir, de su capacidad para disipar energía cuando la estructura ingresa en el rango inelástico. Por lo general, los edificios de hormigón armado bien diseñados, poseen una ductilidad mucho mayor que los edificios de mampostería no reforzada. No obstante, para garantizar un buen nivel de ductilidad en los edificios de hormigón armado, convienen ciertas consideraciones en el detallado, como por ejemplo: 1) secciones doblemente reforzadas, preferiblemente con refuerzo simétrico, 2) buen confinamiento del hormigón proporcionado por una separación pequeña entre los estribos o los aros de refuerzo transversal, 3) disposición de los traslapes de los aceros, que deben estar lo más alejados posible de las conexiones y de las zonas de máxima sollicitación y 4) refuerzo longitudinal continuo al interior de las conexiones. El edificio de Humanidades II, carece de cualquier tipo de consideración sismorresistente, debido a que fueron diseñados y construidos mucho antes de la aparición de los primeros códigos y normativas de diseño. A partir de los resultados del desempeño sísmico de la estructura se observó la aparición de rotulas a flexión considerables y mas críticos la formación de fallas por cortante como resultado de un mal detallado del refuerzo transversal de las secciones de los elementos estructurales, sugiriendo, con claridad, que es urgente dotar a este tipo de edificio de nuevas medidas de protección sísmica.
- Gran parte del presente trabajo sigue una nueva filosofía de evaluación que se fundamenta, principalmente, en que el desempeño sísmico de un edificio o

estructura ante diferentes niveles del movimiento sísmico, debe cumplir con los objetivos básicos de los niveles de desempeño o estados de daño admisibles. El valor de un parámetro o índice, como por ejemplo la "deriva de entre piso", que se utiliza para cuantificar los efectos del sismo sobre una estructura, por sí solo, no conlleva a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Es necesario cualificar, "en términos lingüísticos", estados discretos de daño y establecer relaciones entre valores del parámetro escogido y los umbrales de los estados. Sólo de esta forma es posible identificar y comprender la severidad de los efectos producidos por los terremotos sobre los elementos estructurales y no estructurales.

- Los modelos analíticos o teóricos, permiten simular la respuesta estructural ante diferentes estados de solicitaciones. La representatividad de los mismos es un aspecto realmente complejo de evaluar, ya que en algunos casos es difícil incorporar, todas aquellas condiciones que pueden de una u otra manera, influir en la respuesta estructural, tales como, la interacción con elementos no intencionalmente estructurales (mampostería, ductos, escaleras, forjados, etc.), la interacción con el medio de fundación (interacción estructura-fundaciones-suelo), etc. La dispersión en las propiedades de los materiales, las cargas existentes y los simplificados modelos de respuesta de los elementos estructurales, son algunos de los factores que contribuyen a limitar la representatividad de los modelos analíticos. Sin embargo, estos modelos representan la principal herramienta de simulación disponible, que apropiadamente desarrollados, permiten una estimación suficientemente razonable de la respuesta estructural ante la acción de un sismo.
- A través de un análisis *pushover*, se determina la curva de capacidad, necesaria para la aplicación del método del espectro capacidad-demanda, que permite estimar la respuesta estructural máxima del sistema y calificar el desempeño sísmico de la edificación. Es importante recordar, que la metodología utilizada, representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de la edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta.

- Los resultados obtenidos permiten estimar el desempeño esperado de la edificación. La comparación del desempeño esperado para el nivel de la amenaza sísmica con los objetivos planteados para las edificaciones dados por la ATC-40 y la FEMA, permiten concluir que la misma no cumple los objetivos de seguridad de vida y por tanto, cuenta con un diseño sísmico insatisfactorio. También cabe recomendar en que se debe profundizar la revisión de la vulnerabilidad sísmica con una evaluación que contemple de manera más específica la vulnerabilidad no estructural, prestando especial atención a todos aquellos componentes arquitectónicos (techos falsos, cielos rasos, plafones, paneles de vidrio, antepechos, ornamentos, cornisas, letreros, anuncios, etc.) y componentes mecánicos y eléctricos (equipos aire acondicionado y/o calefacción, ventiladores, tanques de almacenamiento, sistemas de tubería, sistemas de comunicación y emergencia, anclaje de pesados equipos, etc.).
- Los métodos lineales presentan una gran facilidad en su comprensión y desarrollo, y han sido propuestos en casi todos los códigos de diseño, sin embargo tienen grandes desventajas e incertidumbres cuando son utilizados para el modelamiento de estructuras existentes, porque las estructuras los detalles y la configuración de las estructuras existentes no son controlables. Esto hace difícil la asignación de un coeficiente de disipación de energía para toda la estructura. De otro lado la respuesta de estos métodos, en cuanto a recorrido y penetración del daño en la estructura, es incompleta. Los métodos estáticos no lineales resuelven parte de estos inconvenientes, por medio del planteamiento de un modelo inelástico aceptablemente la relación fuerza desplazamiento de la estructura, sin embargo esta relación es dependiente de la distribución de la carga lateral en la altura de la edificación. La principal simplificación de esta metodología se presenta en el cálculo de la demanda sísmica sobre la estructura. La cuál se evalúa por métodos que plantean analogías con amortiguamiento viscoso equivalente o formulas con valores tabulados, que no siempre son válidas. El método dinámico no lineal es el que mejor predice la respuesta de una estructura ante los sismos, sin embargo, los modelos matemáticos que se deben resolver son altamente complicados.

- Con base en este estudio, se estimó la extensión del daño que podría llegar a sufrir la estructura. El modelamiento fue llevado a cabo utilizando la metodología dinámica lineal y la metodología estática no lineal del espectro de capacidad. Se observó un gran problema y es el de la poca capacidad a cortante que poseen los elementos estructurales que fue un parámetro importante en el modelamiento lineal y no lineal. La respuesta del modelo lineal con secciones fisuradas presenta un nivel de predicción aceptable, en cuanto a resistencia de los elementos se refiere, mas no predice de forma real su degradación cuando ingresa en el rango no lineal. La respuesta del modelo estático no lineal representa las secuencias de fallas establecidas bajo unos parámetros o niveles de desempeño, donde se pudo observa que en el edificio 1, el 5.65% en el sentido X y el 5.1% en el sentido Y y en el edificio 2 el 11.33 % en el sentido X y el 8.68% en el sentido Y; no cumplen con el nivel de seguridad de vida, lo que indica que es indispensable reforzar o intervenir esos elementos y además tratar de rigidizar la estructura, debido a problemas de desplazamientos excesivos como lo plantean los resultados de las derivas de los análisis elástico e inelástico, como también el arriostramiento de las vigas a dos aguas de la cubierta, de tal forma de convertirlo en un diafragma rígido, como también la intervención en las vigas de cubierta debido a su poca inercia frente a la longitud que cubren .Además de reforzar a cortante todos los elementos estructurales, una recomendación que se plantea es la de adherir estribos de acuerdo a los planteamientos del código actual según el tipo de elemento, lo que necesariamente plantearía la adecuación de ductilidad en los nudos de la estructura.
- La metodología de evaluación de vulnerabilidad americanas, tratan de cuantificar el riesgo mediante mecanismos cuantitativos y cualitativos, sin embargo la mayor cantidad de procesos presumen de un personal humano muy calificado, que garantice un ejercicio profesional y adecuando de la labor de diagnostico que se ejecuta. Pero en la realidad colombiano los medio de formación para este tipo de carrera son muy inclusivos y en algunos casos muy costoso. Por ende el proceso de diagnostico en Colombia tiene que ser re

evaluado y formulado de tal manera que desde la persona mas sencilla hasta al mas calificada ,que participe en este tipo de trabajos conozca la norma básicas del ejercicio. Todas las metodología de diagnostico, agrupan sus conclusiones en base a ensayos físicos y químicos, tanto destructivos como no destructivos. Para reconocer cuando un valor es valido dentro de este diagnóstico, además de asegurar la calidad en los ensayos se tiene que hacer un proceso estadístico que filtre la información y nos provea un resultado certero de la realidad.

- La evaluación de amplificación de la onda, mediante el programa shake incluye la modelación no lineal del suelo, utilizando como base propiedades propias de este. Sin embargo en el proceso el trabajo algorítmico es basado en un proceso iterativo en donde se puede incurrir el proceso interno que genera las ondas al viajar a través del suelo. Sin embargo muchas ocasiones los el proceso no concluye en valores lógicos, es aquí en donde la maquina tiene que ser sometida a varios procesos hasta obtener un a respuesta valida. Esta respuesta es validad cuando su valores se amplifican o se reducen y tienen una tendencia parecidas a la del sismo original. Muchas veces la propiedades del suelo permiten que los picos de la ondas se atrasen se adelante en el tiempo , esto también es posible ya que una suelo blando remitirá una amplificación de onda en la en un espacio de tiempo que las características del suelo lo indiquen. La respuesta del suelo es hoy por hoy bases de muchos estudio, y mucho mas lo es la interacción suelo estructura, por ello es este trabajo se concluye que sin un proceso de análisis local cualquier estudio podrá desfasarse en un 100 % de su valor real.
- El factor R de disipación de energía, es hoy por hoy una función de tres factores: la ductilidad, la resistencia y la redundancia, sin embargo sus estudios aun no tiene una base matemática sustentada, ya que los procesos experimentales son muy costosos y poca gente a asumido este tipo de compromisos. La interdependencia de los tres factores componentes del R, no ha sido alcanza por os investigadores del tema. Sin embargo el progreso de los estudio han dejado entrever algunas formas de evaluar cada factor de manera independiente. Sin embargo, con base en le estudio histórico, se puede

observar que aun falta mucho camino por recorrer en el proceso de reconocimiento real del proceso de disipación de energía en las estructuras.

REFERENCIAS

1. ATC (1996), "*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*", *Reporte ATC-40*, Applied Technology Council, Redwood City, California, Estados Unidos.
2. ATC, (1995). *Structural Response Modification Factors*. ATC-19, Redwood City, California.
3. Bonett Díaz Ricardo León. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Tesis Doctoral, ETS De Ingenieros De Caminos, Canales y Puertos de Barcelona Universidad Politécnica de Cataluña.
4. Chopra, A K (1999), "*Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDOF systems*". Report No. PEER-1999/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
5. Chopra, A K (2001), *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation*. Report No. PEER-2001/03 Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
6. Daza, Luís G. (2002). "*Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta*". Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Puerto rico. Mayagüez, Puerto Rico.
7. Federal Emergency Management Agency (1997). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, Rept. FEMA 273 (Guidelines) and Rept. 274 (Commentary), Washington, D.C.
8. Federal Emergency Management Agency (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Rept. FEMA 356, Washington, D.C.

9. García R. Luís Enrique (1998), *Dinámica Estructural Aplicada Diseño Sísmico*. Universidad de los Andes, Bogota Colombia.
10. Lang Kerstin (2002), *Seismic vulnerability of existing buildings*. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology. Zurich
11. N.S.R-98 (1998) *Norma Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Bogota Colombia
12. Reyes Ortiz Juan Carlos (2001), *Modelamiento Sísmico No Lineal De Estructuras De Concreto Con Disipadores De Energía*, Tesis de Maestría, Universidad de los Andes, Bogota Colombia.
13. Wilson Edward L. (2002) *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures* University of California at Berkeley.USA