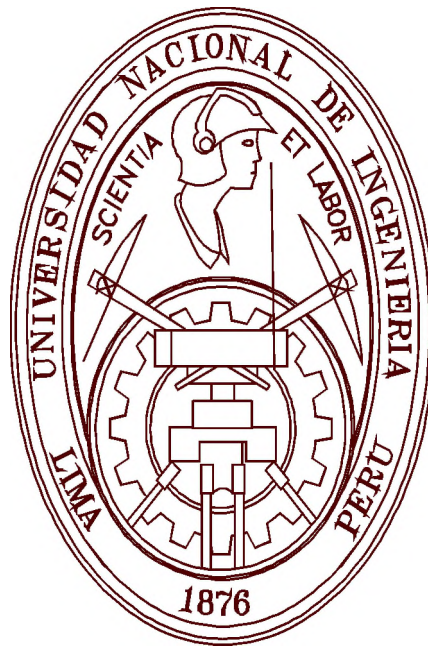


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SECCION DE POSGRADO**



**DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BAJO EL SISMO  
DE NIVEL OCASIONAL**

**TESIS**

**Para optar el Grado de Maestro en Ciencias con mención en  
Ingeniería Estructural**

**Ing. Sebastián Casimiro Victorio**

**Lima- Perú**

**2012**

DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BAJO EL SISMO DE  
NIVEL OCASIONAL

Ing. Sebastián Casimiro Victorio

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en cumplimiento  
parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2012

Autor : Ing. Sebastián Casimiro Victorio

Recomendado : Dr. Javier Pique del Pozo  
Asesor de la Tesis

Aceptado por: CE.Ing. Francisco Coronado del Águila  
Jefe de la Sección de Posgrado

@ Año; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados ó el autor  
autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

## RESUMEN

El objetivo de esta tesis es la determinación del sismo de diseño para edificaciones denominado como el sismo ocasional. Para efectuar el diseño mediante la filosofía del diseño sísmico basado en el desempeño se requiere de múltiples niveles de sismos de diseño, niveles de desempeño estructural y objetivos de desempeño

En base a esta filosofía se han obtenido las aceleraciones máximas en suelo firme, el espectro de diseño elástico y el espectro de peligro uniforme mediante el análisis probabilístico del peligro sísmico para un periodo de retorno de 72 años. Por otra parte la aceleración máxima del suelo se ha empleado en el escalamiento de los registros sísmicos más importantes ocurridos en el Perú, y el espectro de peligro uniforme se ha considerado como el espectro de diseño objetivo, de tal manera que los espectros de los registros considerados sean compatibles con el espectro objetivo especificado.

Además se presenta un resumen de trabajos experimentales y analíticos sobre el comportamiento de edificaciones de concreto armado y albañilería sometidas a cargas laterales; el nivel de agrietamiento se considera como el nivel de daño en los elementos estructurales y la distorsión como el nivel de daño en el sistema estructural.

Se han analizado los aspectos conceptuales y metodológicos relacionados con la evaluación del daño sísmico sobre edificaciones, para este propósito se emplea la metodología del análisis estático incremental no lineal y el análisis elástico tiempo historia.

La evaluación del daño sísmico se aplicó a una edificación de muros estructurales de ocho pisos, la misma que se diseña por resistencia, según la norma E-060, con el fin de verificar las máximas demandas en el rango no lineal a través del análisis estático incremental no lineal "Pushover" y el análisis elástico tiempo historia usando parámetros del sismo ocasional.

## ABSTRACT

The purpose of this thesis is to determine the occasional earthquake for the design of buildings. In order to perform seismic design using a performance based design philosophy, multiple design levels earthquakes are required, as well as structural performance levels and performance objectives.

Based on this philosophy, maximum firm ground accelerations, elastic design spectrum and uniform hazard spectrum were obtained, using probabilistic seismic hazard analysis considering a 72 year return period. The maximum ground acceleration has been used for scaling the most significant earthquake records in Perú. A uniform hazard spectrum has been considered as the objective design spectrum in such a way the spectra of such records are compatible with the specified objective.

Additionally a summary of analytical and experimental work on lateral load response of reinforced concrete and masonry buildings is presented. Cracking is used as damage indicator of structural elements and drift as damage level of the structural system.

Conceptual and methodological aspects relating to the evaluation of seismic damage on buildings have been analyzed. For this purpose, incremental nonlinear static analyses and elastic time history analyses have been used.

The damage evaluation procedure has been applied to an eight story shear wall building which was designed for strength according to the E-060 Peruvian seismic standard. To determine maximum demands in the inelastic range, an incremental nonlinear static analysis and an elastic time history analyses were performed using parameters of the occasional earthquake.



Quiero expresar mis más sinceros agradecimientos al Dr. Javier Pique del Pozo, por su asesoramiento así como por todo el apoyo brindado en el desarrollo de este estudio. A todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron en la realización de este estudio, muchas gracias.

## TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	i
ABSTRACT.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
TABLA DE DE CONTENIDOS .....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABLAS.....	xiii
<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Objetivos y alcances del estudio.....</b>	<b>2</b>
1.2.1 Objetivos.....	2
1.2.2 Alcances: .....	3
<b>1.3 Contenido de los capítulos.....</b>	<b>3</b>
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>5</b>
<b>MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1 Introducción.....</b>	<b>5</b>
<b>2.2 Niveles de movimiento sísmico de diseño para edificaciones.....</b>	<b>6</b>
2.2.1 Sismo de nivel ocasional .....	10
2.2.1.1 Propuesta de VISION 2000 .....	11
2.2.1.2 Propuesta del ATC-40 (1996).....	11
<b>2.3 Enfoque de diseño para múltiples niveles .....</b>	<b>14</b>
2.3.1 Enfoque de diseño para cuatro niveles .....	15
2.3.1.1 Propuesta del comité VISION 2000 .....	16
2.3.1.2 Propuesta del ATC-40 .....	18
2.3.2 Enfoque de diseño para tres niveles .....	22
2.3.3 Enfoque de diseño para dos niveles.....	24
<b>2.4 Objetivos del diseño por desempeño.....</b>	<b>25</b>
2.4.1 Propuesta del comité VISION 2000 .....	25
2.4.2 Propuesta del ATC-40 .....	26
<b>2.5 Conclusiones.....</b>	<b>27</b>
<b>CAPITULO 3.....</b>	<b>29</b>
<b>ANALISIS DEL PELIGRO SISMICO .....</b>	<b>29</b>
<b>3.1 Introducción.....</b>	<b>29</b>
<b>3.2 Fundamentos del Análisis del Peligro Sísmico.....</b>	<b>29</b>

<b>3.3</b>	<b>Análisis Probabilístico del Peligro Sísmico (PSHA)</b> .....	<b>30</b>
3.3.1	Determinación de la Fuente Sísmica .....	31
3.3.2	Determinación de las frecuencias de ocurrencia .....	32
3.3.3	Relaciones de atenuación (ecuaciones predictivas).....	33
3.3.3.1	Relaciones de atenuación para sismos en zonas de subducción.....	35
3.3.3.2	Relaciones de atenuación para sismos continentales.....	37
<b>3.4</b>	<b>Cálculo del peligro sísmico</b> .....	<b>39</b>
3.4.1	Curvas de Peligro Sísmico.....	40
<b>3.5</b>	<b>Espectro de peligro uniforme (UHS)</b> .....	<b>46</b>
3.5.1	Construcción del espectro de peligro uniforme.....	47
<b>3.6</b>	<b>Conclusiones</b> .....	<b>50</b>
<b>CAPITULO 4</b> .....		<b>53</b>
<b>ESTUDIO DE LOS REGISTROS PERUANOS–ESCALADOS A NIVEL DEL SISMO OCASIONAL</b> .....		<b>53</b>
<b>4.1</b>	<b>Introducción</b> .....	<b>53</b>
<b>4.2</b>	<b>Selección y escalamiento de registros-sismo ocasional</b> .....	<b>54</b>
4.2.1	Escalamiento de registros sísmicos .....	58
4.2.1.1	Escalamiento a la aceleración máxima del suelo (PGA).....	59
4.2.1.2	Escalamiento de registros para ajustarse al espectro de diseño elástico.....	60
4.2.2	Ajustes de registros sísmicos a un espectro objetivo.....	63
4.2.2.1	Ajuste del espectro promedio al espectro objetivo.....	69
4.2.2.2	Ajuste espectral no estacionario .....	72
<b>4.3</b>	<b>Parámetros de registros sísmicos peruanos</b> .....	<b>74</b>
4.3.1	Amplitud.....	75
4.3.1.1	Aceleración máxima del suelo (PGA).....	76
4.3.1.2	Aceleración máxima efectiva del suelo (EPGA).....	77
4.3.1.3	Velocidad máxima del suelo (PGV).....	78
4.3.1.4	Desplazamiento máximo del suelo (PGD) .....	78
4.3.2	Duración .....	78
4.3.2.1	Duración de umbral .....	79
4.3.2.2	Duración de energía.....	80
4.3.2.3	Duración estructural .....	82
<b>4.4</b>	<b>Contenido de frecuencias</b> .....	<b>86</b>
4.4.1	Espectro de amplitudes de Fourier .....	86
<b>4.5</b>	<b>Parámetros del contenido de frecuencias</b> .....	<b>93</b>
4.5.1	Periodo espectral predominante (Tp) .....	93
<b>4.6</b>	<b>Conclusiones</b> .....	<b>94</b>
<b>CAPITULO 5</b> .....		<b>96</b>

<b>ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS PARA SISMOS OCASIONALES</b> .....	<b>96</b>
<b>5.1 Introducción</b> .....	<b>96</b>
<b>5.2 Espectro elástico de respuesta</b> .....	<b>96</b>
<b>5.3 Factores que influyen en el espectro de respuesta</b> .....	<b>104</b>
5.3.1 Geología Local .....	104
5.3.2 Magnitud.....	106
5.3.3 Distancia.....	107
5.3.4 Características de la fuente.....	107
5.3.5 Duración .....	108
<b>5.4 Espectro elástico de diseño</b> .....	<b>108</b>
<b>5.5 Conclusiones</b> .....	<b>123</b>
<b>CAPITULO 6</b> .....	<b>124</b>
<b>DAÑOS SISMICOS BAJO EL SISMO OCASIONAL</b> .....	<b>124</b>
<b>6.1 Introducción</b> .....	<b>124</b>
<b>6.2 El daño sísmico</b> .....	<b>125</b>
<b>6.3 Modelo de definición de daño</b> .....	<b>127</b>
<b>6.4 Daños sísmicos en estructuras de concreto armado</b> .....	<b>127</b>
6.4.1 Parámetros de daños sísmicos .....	128
6.4.1.1 Deriva como indicador del daño.....	128
6.4.1.2 Ductilidad .....	130
6.4.1.3 Resistencia y rigidez.....	131
6.4.2 Estados límite de los elementos (sección).....	132
6.4.3 Estados límite del sistema estructural.....	138
6.4.4 Daños en pórticos de concreto armado.....	147
<b>6.5 Daños sísmicos en estructuras de albañilería</b> .....	<b>148</b>
6.5.1 Modos de fallas.....	150
6.5.2 Estados límites de muros de albañilería confinada.....	151
<b>6.6 Conclusiones</b> .....	<b>153</b>
<b>CAPITULO 7</b> .....	<b>154</b>
<b>EVALUACION DEL DAÑO BAJO SISMOS OCASIONALES</b> .....	<b>154</b>
<b>7.1 Introducción</b> .....	<b>154</b>
<b>7.2 Curva de Capacidad</b> .....	<b>154</b>

7.2.1	Consideraciones generales.....	156
<b>7.3</b>	<b>Espectro de Capacidad.....</b>	<b>158</b>
7.3.1	Espectro de Capacidad bilineal.....	159
<b>7.4</b>	<b>Espectro de demanda .....</b>	<b>161</b>
7.4.1	Punto de desempeño .....	164
7.4.2	Verificación del desempeño .....	165
<b>7.5</b>	<b>Evaluación del daño mediante análisis elástico tiempo-historia .....</b>	<b>166</b>
7.5.1	Evaluación con registros escalados a la aceleración del suelo.....	166
7.5.2	Evaluación con registros ajustados al espectro de peligro uniforme.....	167
<b>7.6</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>167</b>
<b>CAPITULO 8.....</b>		<b>168</b>
<b>EVALUACION DEL DAÑO BAJO SISMOS OCASIONALES A UNA ESTRUCTURA TIPO.....</b>		<b>168</b>
<b>8.1</b>	<b>Introducción.....</b>	<b>168</b>
<b>8.2</b>	<b>Descripción general de la edificación.....</b>	<b>168</b>
8.2.1	Elementos estructurales .....	168
8.2.2	Materiales .....	169
<b>8.3</b>	<b>Cargas de diseño.....</b>	<b>169</b>
8.3.1	Parámetros sismorresistentes.....	169
8.3.2	Aceleración espectral.....	170
8.3.3	Modelo matemático .....	171
<b>8.4</b>	<b>Análisis sísmico .....</b>	<b>172</b>
8.4.1	Periodos y modos de vibración.....	172
8.4.2	Criterios de combinación.....	174
8.4.3	Cortante en la base.....	174
8.4.4	Desplazamientos y Distorsiones.....	176
<b>8.5</b>	<b>Diseño por resistencia.....</b>	<b>176</b>
8.5.1	Combinaciones de carga.....	176
8.5.2	Factores de reducción de resistencia .....	177
8.5.3	Diseño de vigas.....	177
8.5.4	Diseño de columnas.....	181
8.5.5	Diseño de muros de corte .....	188
<b>8.6</b>	<b>Análisis no lineal.....</b>	<b>197</b>
8.6.1	Características del concreto.....	197
8.6.2	Modelo del concreto confinado .....	197
8.6.3	Modelo del concreto no confinado .....	201
8.6.4	Modelo del acero de refuerzo .....	201
8.6.5	Análisis de la relación momento (M)-curvatura ( $\phi$ ).....	204

8.6.5.1 Muros de cortante .....	222
<b>8.7 Resultados del análisis estático no lineal .....</b>	<b>225</b>
<b>8.8 Resultados del análisis elástico tiempo-historia.....</b>	<b>232</b>
<b>8.9 Conclusiones.....</b>	<b>236</b>
<b>CAPITULO 9.....</b>	<b>237</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>237</b>
<b>9.1 Conclusiones.....</b>	<b>237</b>
<b>9.2 Recomendaciones.....</b>	<b>242</b>

## LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1: Relación entre el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia para diferentes periodos de diseño.....	9
Fig. 2.2: Probabilidad de excedencia contra Vida útil para diferentes periodos de retorno.....	10
Fig. 2.3: Niveles de desempeño, para elementos estructurales y no estructurales.....	14
Fig. 2.4: Tres niveles de desempeño, para elementos estructurales y no estructurales. .	24
Fig. 3.1: Elementos del análisis del peligro sísmico probabilístico.....	31
Fig. 3.2: Fuentes tectónicas de Subducción y Continentales [25].....	32
Fig. 3.3: Relación de atenuación de Youngs et al. (1997), suelo firme para la fuente de subducción- Intraplaca (F8), H (profundidad focal) = 140 km.....	37
Fig. 3.4: Relación de atenuación de Sadigh et al. (1997), suelo firme, para sismos continentales.....	39
Fig. 3.5: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Lima con el aporte al peligro de diversas fuentes sísmicas.....	42
Fig. 3.6: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=3, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (Sismo de nivel ocasional).....	43
Fig. 3.7: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=2, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional).....	43
Fig. 3.8: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=1, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional).....	44
Fig. 3.9: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Lima para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional).....	44
Fig. 3.10: Definición del espectro de peligro uniforme (Reiter, 1990).....	46
Fig. 3.11: Curva de peligro sísmico para un rango de periodos estructurales, y la construcción del espectro de peligro uniforme.....	48
Fig. 3.12: Curva completa del espectro de peligro uniforme para el sismo ocasional, para la ciudad de Lima.....	49

Fig. 3.13: Comparación de los espectros de peligro uniforme generadas para la ciudad de Lima con los espectros propuestos por el código sísmico E-030 para la zona sísmica 3, para el sismo raro con un periodo de retorno de 475 años.....	50
Fig. 4.1: Procedimiento de escalamiento real para registros del movimiento del suelo.	58
Fig. 4.2: Registros sísmicos originales y escalados a la aceleración máxima del suelo (PGA) para la ciudad de Lima para el sismo de nivel ocasional. ....	59
Fig. 4.3: Espectro de diseño elástico para el nivel de sismo ocasional (periodo de retorno de 72 años).....	61
Fig. 4.4: Espectros de respuesta y de diseño antes y después del escalamiento.....	62
Fig. 4.5: Desagregado para T=0 s, PGA, Mw=7.1, Rrup=70.7 km.....	64
Fig. 4.6: Desagregado para T=0.2 s, Mw=7.1, Rrup=70.7 km.....	65
Fig. 4.7: Desagregado para T=1 s, PGA, Mw=7.6, Rrup=70.7 km.....	65
Fig. 4.8: Desagregado para T=2 s, PGA, Mw=7.5, Rrup=70.7 km.....	66
Fig. 4.9: Procedimiento para la selección de registros sísmicos [1].....	67
Fig. 4.10: Contribucion de la magnitud en la selección de registros sísmicos. Forma espectral de respuesta (normalizada a la ordenada de 0.2 s) para suelo firme para 10km para un sismo de magnitud 5.5, 6 y 7 usando los valores medios obtenidos de la ecuación de atenuación de Youngs (1997). ....	68
Fig. 4.11: Influencia de la distancia en el escalamiento de acelerogramas. Forma espectral de respuesta (normalizada a la ordenada de 0.2 s) para suelo firme para 10km, 20km y 50km para un sismo de magnitud 7 usando los valores medios obtenidos de la ecuación de atenuación de Youngs (1997).....	69
Fig. 4.12: Espectros de respuesta originales y el promedio que se ajusta al espectro objetivo .....	71
Fig. 4.13: Registros sísmicos compatibles con las características de un emplazamiento, para el sismo ocasional .....	72
Fig. 4.14: Espectros de respuesta antes y después de hacer el ajuste al espectro de peligro uniforme del sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años) .....	73
Fig. 4.15: Acelerogramas antes y después de ajustarse al espectro de peligro uniforme. ....	73
Fig. 4.16: Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007, componente EO y registrado en la estación ICA2.....	76
Fig. 4.17: Registro de aceleraciones del Sismo de Pisco del 15 de Agosto de 2007, registrado en la Estación ICA2. ....	77
Fig. 4.18: Gráfico Intensidad de Arias v/s Tiempo para el registro de Sismo de Pisco de 2007.....	81
Fig.4.19: Duración del registro sísmico original. ....	84
Fig. 4.20: Duración de un registro sísmico escalado linealmente. ....	84
Fig. 4.21: Variación del registro sísmico de Pisco, componente EO, en contenido de frecuencias y amplitud con el ajuste espectral .....	85
Fig. 4.22: Variación de la duración significativa y el espectro de respuestas con el método del ajuste espectral. ....	85
Fig. 4.23: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 17 de Octubre de 1966 (componente N82W). ....	88
Fig. 4.24: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 31 de Mayo de 1966 (componente N82W).....	89
Fig. 4.25: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 3 de Octubre de 1974 (componente N82W). ....	89

Fig. 4.26: Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier de los sismos 17 de Octubre de 1966, 31 de Mayo de 1970 y del 3 de Octubre de 1974.....	90
Fig. 4.27: Acelerograma y el contenido de frecuencia representado por el espectro de Fourier, sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007, componente EO.....	91
Fig. 4.28: Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro del sismo del 17 de octubre de 1966, mediante el ajuste espectral.....	91
Fig. 4.29: Comparación del contenido de frecuencias del registro del sismo de 31 de Mayo de 1970 (componente N82W), ajustados al espectro de peligro uniforme....	92
Fig. 4.30: periodo espectral predominante (Tp), es el periodo correspondiente a la máxima aceleración espectral. ....	94
Fig. 5.1: Sistema de un grado de libertad sometido a movimiento del apoyo.....	97
Fig. 5.2: Ilustración del concepto de un espectro de respuesta. El registro en la parte inferior derecha es la aceleración del suelo, y los registros en la parte izquierda son los registros de la respuesta de desplazamientos para un oscilador simple con diferente periodo natural de vibración. El valor del desplazamiento máximo de cada oscilador es graficado contra su periodo natural para construir el espectro de respuesta de desplazamiento. ....	98
Fig. 5.3: Registros del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.....	99
Fig. 5.4: Espectro de respuesta de desplazamiento del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.....	99
Fig. 5.5: Espectro de respuesta de Pseudo-velocidad del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.....	100
Fig. 5.6: Espectro de respuesta de Pseudo- aceleración del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.....	100
Fig. 5.7: Espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.....	100
Fig. 5.8: Espectro de respuesta de velocidad de los registros seleccionados-escalados al sismo de nivel ocasional (5%). ....	101
Fig. 5.9: Espectros de respuesta y tipos de edificios afectadas. ....	102
Fig. 5.10: Espectros de respuesta de las componentes EO y NS del registro sísmico ICA2.....	104
Fig. 5.11: Espectros promedio de aceleración para diferentes condiciones de suelos [41] .....	105
Fig. 5.12: Registros sísmicos del sismo de Pisco de 2007, registrados en estaciones sísmicas de la ciudad de Lima. ....	106
Fig. 5.13: Espectros de respuesta de pseudo aceleración de los registros ubicados a distancias similares del plano de ruptura (aproximadamente 105km), donde se aprecia el efecto de sitio.....	106
Fig. 5.14: Espectros de respuesta afectadas por las magnitudes sísmicas.....	107
Fig. 5.15: Espectros de respuesta de aceleraciones, velocidades y desplazamientos normalizados a los valores máximos del suelo.....	113
Fig. 5.16: Promedio, promedio más una desviación estándar de la amplificación de la aceleración para un amortiguamiento del 5%. ....	115
Fig. 5.17: Promedio, promedio más una desviación estándar de la amplificación del desplazamiento para un amortiguamiento del 5%. ....	115
Fig. 5.18: Promedio, promedio más y menos una desviación estándar de la amplificación de velocidad para un amortiguamiento del 5%. ....	116
Fig. 5.19: Coeficiente de variación del espectro elástico para sistemas con 5% de amortiguamiento. ....	116



Fig. 5.20: Espectro de respuesta promedio más una desviación estándar, sirve como referencia para la construcción de espectro de diseño. ....	117
Fig. 5.21: Identificación de las regiones de aceleración, velocidad y desplazamiento	118
Fig. 5.22: Trazado de rectas y periodos que identifican las regiones de aceleración, velocidad y desplazamiento .....	119
Fig. 5.23: Espectro de diseño en velocidades .....	120
Fig. 5.24: Espectro de diseño elástico para sismos ocasionales (PGA = 0.293g) .....	120
Fig. 5.25: Espectro de diseño elástico propuesto y espectro de respuesta promedio mas una desviación estándar .....	120
Fig. 5.26: Comparación de los espectros de peligro uniforme con el espectro elástico de diseño y el espectro promedio generadas para la zona sísmica 3, para el sismo ocasional. ....	121
Fig. 5.27: Espectros Elásticos de Diseño comparación de este trabajo con la Norma sismorresistente E.030. ....	122
Fig. 6.1: Formas de falla en elementos estructurales de concreto armado. ....	128
Fig. 6.2: Representación de las derivas de entresijos en edificaciones. ....	129
Fig. 6.3: Representación de la ductilidad en estructuras. ....	131
Fig. 6.4: Representación de los estados límites de deformación de la sección transversal de concreto armado sobre la relación momento curvatura .....	132
Fig. 6.5: Estado límite de agrietamiento del concreto .....	133
Fig. 6.6: Estado límite de primera fluencia del refuerzo .....	134
Fig. 6.7: Estado límite de aplastamiento del concreto .....	135
Fig. 6.8: Estado límite de pandeo del refuerzo .....	136
Fig. 6.9: Estado límite último .....	137
Fig. 6.10: Estados Límites del sistema estructural. ....	140
Fig. 6.11: Relación de daños de los elementos sobre la relación de histéresis.....	144
Fig. 6.12: Desempeño estructural típico y los estados de daño asociadas.....	145
Fig. 6.13: Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada. ....	149
Fig. 6.14: Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU.....	152
Fig. 6.15: Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de albañilería confinada. ....	153
Fig. 7.1: Curva de capacidad .....	156
Fig. 7.2: Distribución de carga lateral (uniforme, triangular y modal) utilizadas en el análisis Pushover por control de cargas. ....	158
Fig. 7.3: Espectro de capacidad .....	158
Fig. 7.4: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	160
Fig. 7.5: Transformación del espectro de respuesta elástico en espectro de demanda elástico. ....	162
Fig. 7.6: Espectro de diseño elástico Newmark-Hall .....	164
Fig. 7.7: Punto de desempeño.....	164
Fig. 8.1: Espectro de pseudo-aceleraciones empelado para el análisis dinámico.....	170
Fig. 8.2: Vista en planta de la edificación de ocho niveles .....	171
Fig. 8.3: Modelo tridimensional de la edificación de ocho niveles con muros estructurales. ....	172
Fig. 8.4: Formas de modo del edificio de 8 niveles.....	174
Fig. 8.5: Distribución de refuerzos longitudinales y corte en vigas. ....	179
Fig. 8.6: Diagrama de interacción (M-P) de la columna CA1 (columna ubicado en la intersección de los ejes A y 1) .....	182

Fig. 8.7: Sección y distribución de refuerzos longitudinales en las columnas CA1 y CB1.....	184
Fig. 8.8: Diagrama de interacción de la placa en la base del primer piso.....	191
Fig. 8.9: Detalle del muro estructural del primer piso.....	196
Fig. 8.10: Curva del modelo de Mander para Concreto Confinado y No Confinado aplicado para cualquier forma de sección y nivel de confinamiento.....	197
Fig. 8.11: Confinamiento efectivo del concreto y el mecanismo de arco en columna de sección rectangular.....	199
Fig. 8.12: Relación de esfuerzos para concreto confinado y sin confinar.....	200
Fig. 8.13: Modelo trilineal de la curva esfuerzo-deformación del acero.....	202
Fig. 8.14: Tipo de columnas de concreto armado en el edificio de ocho niveles.....	203
Fig. 8.15: Tipos de vigas de concreto armado en el edificio de ocho niveles.....	203
Fig. 8.16: Muro de corte de concreto armado en el edificio de ocho niveles.....	203
Fig. 8.17: Comparación de la relación esfuerzo–deformación del concreto confinado utilizando Xtract y Sap2000-SD Section en la Columna de 55x55cm y 50x50cm.....	205
Fig. 8.18: Comparación de la relación esfuerzo–deformación del concreto confinado utilizando Xtract y Sap2000-SD Section de la Viga de 30x60 cm y muros de corte.....	205
Fig. 8.19: Relación momento-curvatura y aproximación bi-lineal.....	207
Fig. 8.20: Columna CA1-50x50 cm y sus características geométricas para el cálculo de momento curvatura con el Sap2000.....	208
Fig. 8.21: Relación momento curvatura y estados límite de deformación.....	210
Fig. 8.22: Idealización bilineal de la relación momento-curvatura de columna 50x50 cm.....	211
Fig. 8.23: Ubicación de los puntos del nivel de desempeño sobre la curva Idealizada de la relación momento-curvatura de columna 50x50 cm.....	212
Fig. 8.24: Diagrama momento curvatura de la columna CA1 (50x50 cm) y su representación bilineal.....	215
Fig. 8.25: Diagrama momento curvatura de columna CB2 (columna ubicada en la intersección de los ejes B y 2) de 50x50 cm y su representación bilineal.....	215
Fig. 8.26: Diagrama momento curvatura de la columna CB2 (55x55 cm) y su representación bilineal.....	216
Fig. 8.27: Diagrama momento curvatura de vigas 30x60 cm y su representación bilineal.....	216
Fig. 8.28: Diagrama momento curvatura de placa del primer piso (eje 1) y su representación bilineal.....	217
Fig. 8.29: Diagrama momento rotación de la columna CA1 (50x50 cm).....	219
Fig. 8.30: Diagrama momento rotación bilineal de la columna CA1 (50x50 cm).....	219
Fig. 8.31: Rotación plástica en un muro controlado por flexión.....	222
Fig. 8.32: Desplazamiento lateral en un muro controlado por corte.....	223
Fig. 8.33: Modelo estructural para el análisis estático no lineal (Pushover).....	223
Fig. 8.34: Rótulas plásticas en vigas, placas y columnas para el análisis estático incremental no lineal Pushover.....	225
Fig. 8.35: Secuencia de formación de rótulas plásticas.....	226
Fig. 8.36: Curva de capacidad del edificio de ocho niveles en la dirección XX.....	226
Fig. 8.37: Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección XX- diseño por resistencia.....	228
Fig. 8.38: Espectro de capacidad en la dirección XX.....	229

Fig. 8.39: Espectro elástico para sismos ocasionales en suelo firme. ....	229
Fig. 8.40: Espectro de demanda para sismos ocasionales en formato ADRS-suelo firme. .....	230
Fig. 8.41: Espectro de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS para el sismo ocasional .....	231
Fig. 8.42: Punto de desempeño en la dirección X-X para el sismo ocasional.....	231
Fig. 8.43: Desplazamientos obtenidos de registros escalados a la aceleración máxima del suelo y ajustados al espectro de peligro uniforme. ....	233
Fig. 8.44: Distorsiones de entresijos obtenidos de los registros sísmicos escalados a la aceleración máxima del suelo y ajustados al espectro de peligro uniforme. ....	235

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Periodo de retorno promedio para una probabilidad de excedencia. ....	9
Tabla 2.2: Probabilidad de excedencia para un periodo de retorno promedio .....	10
Tabla 2.3: Movimientos sísmicos de diseño.....	11
Tabla 2.4: Movimientos sísmicos de diseño (ATC-40, 1996).....	12
Tabla 2.5: Sismos de diseño según la ISO 3010. ....	12
Tabla 2.6: Resumen del período de retorno.....	13
Tabla 2.7: Magnitudes sísmicas según el nivel de movimiento sísmico de diseño.....	13
Tabla 2.8: Niveles de desempeño sísmico de acuerdo a: 1. ATC; 2. SEAOC; 3. Yamawaki. ....	16
Tabla 2.9: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).....	18
Tabla 2.10: Combinaciones de los niveles estructurales y no estructurales para formar los niveles de desempeño de la edificación. ....	21
Tabla 2.11: Intensidad del movimiento sísmico de diseño para tres niveles de peligro y de acuerdo a la importancia. ....	22
Tabla 2.12: Los niveles de desempeño conjuntamente con los máximos valores característicos.....	24
Tabla 2.13: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).....	26
Tabla 2.14: Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. ....	27
Tabla 2.15: Movimiento sísmico de diseño considerado .....	27
Tabla 2.16: Nivel de desempeño estructural considerado para el sismo de nivel ocasional. ....	28
Tabla 3.1: Clasificación de clase de sitio según el IBC-2006. ....	35
Tabla 3.2: Coeficientes de regresión empleados en las relaciones de atenuación de Youngs et al. (1997), para suelo firme [70]. ....	36
Tabla 3.3: Coeficientes de regresión empleados en las relaciones de atenuación de Sadigh et al. (1997), para suelo firme [59]. ....	38
Tabla 3.4: Aceleraciones máximas del suelo (PGA) obtenidas de las curvas de peligro sísmico, para sismos de nivel ocasional y nivel raro, para las ciudades capitales regionales del Perú. ....	45
Tabla 4.1: Registros sísmicos obtenidas en estaciones sísmica de Lima. ....	56
Tabla 4.2: Registros sísmico obtenidas en otras regiones del Perú. ....	57
Tabla 4.3: Parámetros de los registros sísmico, y factores de escala para cada uno de los registros seleccionados.....	60

Tabla 4.4: valores de escalas obtenidas para el sismo de nivel ocasional ajustando al espectro de diseño de la norma E-030. ....	62
Tabla 4.5: Frecuencias predominantes en el espectro de Fourier del sismo del 17 de Octubre de 1966. ....	88
Tabla 5.1: Acelerogramas registrados en las estaciones sísmicas de la ciudad de Lima y los parámetros máximas calculados. ....	111
Tabla 5.2. Niveles de peligro sísmico y aceleraciones en suelo firme, para la costa del Perú. ....	122
Tabla 6.1: Distorsiones permisibles y niveles de daño de edificios. ....	129
Tabla 6.2: Coeficientes de reducción por ductilidad según el sistema estructural. ....	131
Tabla 6.3: Definición de estados de daños basados en el ancho de grietas y en la deriva máxima. ....	140
Tabla 6.4: Derivas para diferentes sistemas estructurales y diferentes niveles de daño. ....	146
Tabla 6.5: Niveles de Desempeño Estructural para Estructuras de Concreto Armado VISION-2000. ....	147
Tabla 6.6: Niveles de Desempeño Estructural para Estructuras de Concreto Armado FEMA-273. ....	148
Tabla 6.7: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería confinada- Gallegos y Casabonne (1984) [65]. ....	150
Tabla 6.8: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería confinada Gibu, Serida (1993) [65]. ....	150
Tabla 6.9: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería Armada Gallegos y Casabonne (1982) [65]. ....	151
Tabla 6.10: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería Armada, programa de investigación Japonés - Norteamericano [65]. ....	151
Tabla 7.1: Límites de distorsión de entrepisos para diferentes niveles de desempeño. ....	166
Tabla 7.2: Matriz de comportamiento. ....	166
Tabla 7.3: Registros sísmicos escalados y ajustados al nivel del sismo ocasional. ....	167
Tabla 8.1: Parámetros sísmicos considerados en la obtención de cargas sísmicas. ....	170
Tabla 8.2: Cargas sobre el muro de corte, en el primer nivel. ....	188
Tabla 8.3: Características del acero de refuerzo recomendado para un diseño dúctil de estructuras de concreto armado. ....	203
Tabla 8.4: Parámetros de confinamiento en columnas, vigas y elementos de borde. ....	204
Tabla 8.5: Parámetros de confinamiento en columnas, vigas y elementos de borde, obtenidas mediante el programa Xtract y el Sap 2000. ....	204
Tabla 8.6: Cargas axiales en columnas y placas. ....	206
Tabla 8.7: Límites de desempeño del concreto y del acero de refuerzo. ....	210
Tabla 8.8: Puntos de la relación momento curvatura bilineal. ....	211
Tabla 8.9: Matriz de comportamiento de la sección de columna CA1(50x50 cm) con carga axial $P_u = -82.26 \text{ t}$ . ....	212
Tabla 8.10: Propiedades inelásticas en los extremos de las columnas CA1 (columnas ubicadas en la intersección de los ejes A y 1) o columnas esquineras. ....	220
Tabla 8.11: Propiedades inelásticas en los extremos de algunas vigas del eje 2. ....	221
Tabla 8.12: Propiedades inelásticas en los extremos de la placa del primer piso. ....	221
Tabla 8.13: Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad. ....	228
Tabla 8.14: Parámetros de la información modal del edificio. ....	228
Tabla 8.15: Parámetros con información de la ductilidad del sistema y del espectro de demanda inelástico. ....	230

Tabla 8.16: Valores del punto de fluencia de la representación bilineal de la curva de capacidad y datos del punto de desempeño .....	232
Tabla 8.17: Valor de la distorsión de cada piso y de la distorsión límite obtenidos del análisis no lineal estático pushover .....	232
Tabla 8.18: Desplazamientos de los entrepisos obtenidos con registros escalados y ajustados.....	233
Tabla 8.19: Distorsiones de entrepisos obtenidos con registros escalados y ajustados	234
Tabla 8.20: Distorsiones obtenidas mediante el Espectro elástico correspondiente al sismo ocasional .....	235



# CAPITULO 1

## 1.1 Introducción

El diseño por desempeño requiere que las edificaciones y otras estructuras sean diseñadas y evaluadas para diferentes niveles de peligro sísmico. Tal es así que el comité visión 2000-1995 [60] y FEMA 273-1997 [23], establecen claramente la manera de cuantificar las características de los sismos que deban considerarse en el análisis sísmico de estructuras. Por ejemplo, consideran cuatro niveles de peligro sísmico. De acuerdo con su periodo de retorno, la acción sísmica puede definirse como sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, que corresponden a periodos de retorno de 43, 72, 475 y 970 años, respectivamente.

En el caso del Perú se han realizado investigaciones [3], [25] en la caracterización del sismo raro o severo en la que se indica las zonificaciones sísmicas para una vida útil de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10% (periodo de retorno de 475 años), lo cual se encuentra plasmado en la norma sismorresistente E-030. Para poder verificar el comportamiento de una estructura bajo los eventos sísmicos denominados ocasionales es necesario definir los parámetros de este evento sísmico, de una manera similar a la efectuada para el sismo severo. La aceleración máxima en suelo firme (PGA) es uno de los parámetros que se requiere definir. No basta definir que el sismo ocasional será la mitad del sismo raro o indicar que el sismo menor o sismo pequeño se va a presentar durante la vida útil de la estructura ya que esa relación varía con el sitio; es necesario entonces establecer valores apropiados para diferentes niveles de peligro sísmico en esta zona.

Otro punto importante en el diseño sísmico basado en el desempeño es obtener registros sísmicos cuyas características (contenido de frecuencias, duración, etc.) representen el nivel de peligro sísmico de un emplazamiento cualquiera. Para obtener estos registros y que sean compatibles con un nivel de peligro en este caso el sismo ocasional, es necesario el escalamiento de estos registros existentes variando el contenido de frecuencias y su duración o ajustando los valores espectrales de estos registros a los valores espectrales de un espectro de diseño (espectro objetivo) para que de esta manera cada registro sea representativo del nivel de peligro requerido.

Para ejecutar el diseño o la evaluación de una edificación por múltiples demandas es necesario contar con un espectro de diseño para cada nivel de peligro sísmico, por lo

tanto de las dos características mencionadas anteriormente pueden obtenerse los espectros de diseño para el sismo ocasional.

Además es necesario identificar los niveles de daño traducidos en los niveles de agrietamiento de los elementos estructurales y el nivel de distorsión de los entrepisos que puedan presentarse en una edificación debido a estos movimientos sísmicos y verificar que realmente estos niveles de movimiento no incursionan en el rango no lineal.

## **1.2 Objetivos y alcances del estudio.**

### **1.2.1 Objetivos**

El objetivo principal de esta investigación ha sido caracterizar el movimiento sísmico ocasional mediante los parámetros de ingeniería (aceleración máxima del suelo, PGA) utilizados en el diseño y evaluación de edificaciones basados en el desempeño.

El primer objetivo es caracterizar el movimiento sísmico de diseño a través del intervalo de recurrencia del sismo denominado ocasional a través de una formulación analítica y tomando en cuenta los periodos de retorno que se han propuesto para estructuras diferentes a las edificaciones.

Luego de haber definido el periodo de retorno para el nivel sísmico considerado, el siguiente objetivo es la obtención de los parámetros como la aceleración máxima en suelo firme (PGA) para las tres zonas sísmicas del Perú, las curvas de peligro sísmico para estas tres zonas sísmicas y los espectros de peligro uniforme para este nivel de peligro sísmico, los cuales se obtuvieron mediante el análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA).

Selección y escalamiento de registros sísmicos más importantes obtenidos en diferentes estaciones sísmicas del Perú y mediante diversas técnicas existentes obtener registros sísmicos que sean representativos del nivel de peligro sísmico, sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años).

Desarrollar el espectro de diseño elástico para el sismo ocasional para la zona sísmica tres, empleando los registros sísmicos más importantes obtenidos en las estaciones sísmicas de la ciudad de Lima.

Identificar las distorsiones laterales y el nivel de daño que puedan ocurrir debido a los sismos ocasionales en edificaciones de concreto armado y edificaciones construidas de albañilería.



Finalmente se verifica el comportamiento de una estructura de concreto armado con muros estructurales aplicando el análisis estático no lineal y registros sísmicos escalados y ajustados al nivel del sismo ocasional.

### **1.2.2 Alcances:**

El presente estudio desarrolla expresiones para determinar el periodo de retorno que aproximadamente tendría un movimiento sísmico que se ha denominado, en esta tesis, como el sismo de nivel ocasional, teniendo en cuenta las características propias de las zonas sísmicas en el Perú. También se han desarrollado las aceleraciones máximas para suelo firme para el sismo ocasional y para el sismo de nivel raro mediante la evaluación probabilístico del peligro sísmico (PSHA). Otro punto importante fue desarrollar el espectro de peligro uniforme a través del análisis probabilístico del peligro sísmico, una herramienta indispensable en el diseño y evaluación de edificaciones basados en el desempeño. Otra herramienta desarrollada es el espectro elástico de diseño para el sismo de nivel ocasional también utilizado en el diseño de estructuras sismorresistentes. Además se han obtenido registros sísmicos mediante técnicas de ajustes y escalamientos que en la actualidad se encuentra en proceso de desarrollo debido a que este tema es trascendental en el diseño y evaluación sísmica basado en el desempeño. Estos registros sísmicos serían útiles cuando se realiza el análisis lineal o no lineal tiempo-historia de edificaciones. Otro alcance ha sido definir el nivel de daño que edificaciones de concreto armado, edificaciones de acero estructural y edificaciones de albañilería puedan experimentar bajo el nivel del sismo ocasional. Además, se han propuesto los límites de criterios de aceptabilidad para estas tres tipologías estructurales en los niveles de agrietamiento y distorsiones de entrepiso para edificaciones de concreto armado y edificaciones de albañilería; para edificaciones de acero estructural se ha limitado a las distorsiones de entrepisos.

## **1.3 Contenido de los capítulos.**

Esta investigación está desarrollada en 9 capítulos.

En el capítulo 2 se desarrollan los conceptos fundamentales sobre el movimiento sísmico de diseño, la cual se define mediante un intervalo de recurrencia media o de una probabilidad de excedencia. También se presentan los conceptos del diseño basado en el desempeño sísmico que está relacionado con esta tesis.

En el capítulo 3 se desarrolla el análisis del peligro sísmico probabilístico (PSHA), cuyos resultados son las curvas de peligro para el nivel de sismo ocasional para diferentes regiones del Perú y los espectros de peligro uniforme obtenidos en cada zona sísmica del Perú. Para este propósito se utilizan como referencia trabajos, datos sísmicos y leyes de atenuación con periodos estructurales desarrollados en otras regiones sísmicas que tienen las mismas características sismotectónicas que las del Perú.

En el capítulo 4 siguiendo con el nivel de sismo ocasional, se hace un estudio de los registros sísmicos peruanos, los cuales se escalan a un nivel de peligro y se ajustan a un espectro de diseño desarrollado para este nivel de peligro (periodo de retorno de 72 años). En este caso se toma como referencia el espectro de peligro uniforme al cual se ajustan los valores espectrales de cada uno de los espectros de respuesta de los acelerogramas seleccionados. Para este propósito se utilizan programas existentes desarrollados para realizar dicho ajuste.

En el capítulo 5 se realiza el estudio del espectro de respuesta y se desarrolla el espectro de diseño elástico para el sismo ocasional, siguiendo los procedimientos de Newmark-Hall y Mohraz.

En el capítulo 6 se investigan los daños sísmicos en dos estructuras con materiales de construcción típicos, como son el concreto armado y la albañilería, proponiendo los niveles de agrietamiento y distorsiones de entrepisos para dichas edificaciones bajo el movimiento sísmico de nivel ocasional.

En el capítulo 7 se presentan los conceptos del análisis estático no lineal necesarios para la evaluación del daño a una estructura tipo debido al peligro del nivel de sismo ocasional.

En el capítulo 8 se diseña una estructura de 8 niveles de concreto armado y con muros estructurales siguiendo los lineamientos de la norma de concreto armado E-060 y sísmorresistente E-030 y se evalúa mediante el análisis estático incremental no lineal y el análisis elástico tiempo-historia, empleando los parámetros obtenidos para el sismo ocasional y verificando el comportamiento de esta estructura con los niveles de aceptabilidad establecidos para dicho movimiento sísmico.

Y finalmente en el capítulo 9 se presentan las conclusiones y recomendaciones.

## CAPITULO 2

### MOVIMIENTO SISMICO DE DISEÑO

#### 2.1 Introducción

Históricamente el diseño sismorresistente ha estado asociado a dos niveles de diseño, donde las estructuras de una obra de Ingeniería Civil tenían que cumplir con los siguientes principios.

a.- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que pueden ocurrir en el sitio.

b.- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados que puedan ocurrir en el sitio durante su vida útil de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables [55].

Muchos y diferentes términos han sido utilizados para describir los niveles de severidad asociados con el sismo de diseño, algunos de ellos han sido definidos de manera diferente por diferentes organizaciones [36]. El Sismo Máximo Creíble (Maximum Credible Earthquake, MCE), se define generalmente como el sismo más grande que razonablemente puede esperarse de una fuente en particular. El sismo de Cierre Seguro (Safe Shutdown Earthquake, SSE), utilizado en el diseño de plantas nucleares, está definido específicamente como el sismo que produce la aceleración máxima horizontal en el terreno.

En muchas regiones geográficas el MCE y el SSE tienen características similares. Otros términos que han sido utilizados para describir casos de sismos con similares niveles de movimiento, incluyen el Sismo Máximo Capaz (Maximum Capable Earthquake), Sismo de Nivel de Contingencia (Contingency Level Earthquake), Sismo de nivel de seguridad (Safety Level Earthquake), Sismo de diseño creíble (Credible Design Earthquake) y el sismo de diseño de contingencia (Contingency Design Earthquake).

El enfoque de diseño para los niveles sísmicos MCE y SSE en general requiere que las estructuras y las instalaciones sean diseñadas para evitar fallas catastróficas para estos dos niveles de diseño.

Un nivel más bajo pero con ocurrencia de movimiento más probable sería producido por el Sismo Base de Operación denominado generalmente (Operating Basis Earthquake, OBE); es el sismo que debería esperarse durante el periodo de vida útil de una estructura e instalaciones. El OBE ha sido tomado como un sismo con la mitad de la aceleración máxima del sismo SSE, o como un sismo que produce movimientos con un

50% de probabilidad de excedencia en 50 años y como un sismo con un periodo de retorno cerca de 110 años. Otros términos que han sido usados para describir los movimientos sísmicos similares al OBE son: Sismo de nivel de operación (Operating Level Earthquake), Sismo máximo probable (Maximum probable earthquake), Sismo de diseño probable (Probable Design Earthquake) y el Sismo de nivel de resistencia (Strength level Earthquake).

Para este nivel de diseño se requieren que las estructuras y las instalaciones sean diseñadas para permanecer operacionales después que se produzca movimientos sísmicos de este nivel [36].

## **2.2 Niveles de movimiento sísmico de diseño para edificaciones.**

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos del periodo de retorno medio o de una probabilidad de excedencia. El periodo de retorno medio para todas las propuestas presentadas, por ejemplo 72 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 50% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado en años. Es conveniente por lo tanto definir claramente que se entiende por probabilidad de excedencia y como está relacionada con el periodo de retorno del sismo de diseño y del umbral de daño.

Considerando a la aceleración máxima del suelo ( $PGA=Y$ ) como el parámetro del movimiento del suelo en el sitio, la tasa anual de excedencia  $\nu = \nu(Y > y^*)$ , se define como el número de excedencias por año del nivel del movimiento del suelo en el sitio bajo consideración  $y^*$ .

El periodo de retorno promedio o medio  $T_R$  de este nivel del movimiento del suelo  $y^*$  en este sitio se define simplemente como la inversa de la tasa anual de excedencia. Es decir  $T_R = 1/\nu$ . Se acostumbra describir el nivel del movimiento del suelo en estos términos. Por ejemplo se puede hablar indistintamente de 500 años de periodo de retorno de la aceleración máxima del suelo en un sitio, o de la aceleración máxima del suelo con una tasa de excedencia de 1/500 por año.

También se puede tratar de determinar la probabilidad de excedencia del periodo de retorno  $T_R$  del movimiento del suelo (digamos la aceleración máxima del suelo) en los siguientes  $T_L$  años (en general  $T_L \neq T_R$ ). Esto se puede lograr, en base al modelo de Poisson como sigue.

Si la tasa de excedencia por año es  $\nu = 1/T_R$ , la tasa de excedencia en  $T_L$  años será  $\nu T_L = T_L/T_R$ . De acuerdo al modelo de Poisson se pueden establecer las siguientes probabilidades para el sitio especificado.

$$P(n \text{ eventos en } T_L \text{ con PGA en exceso de } y^*) P(n) = \frac{e^{-\nu T_L} (\nu T_L)^n}{n!}$$

$$P(n=0 \text{ eventos en } T_L \text{ con PGA en exceso de } y^*) P(n=0) = e^{-\nu T_L}$$

$$P(\text{uno o más eventos en } T_L \text{ con PGA en exceso de } y^*) P_E = 1 - P(n=0)$$

$$P_E = 1 - e^{-\nu T_L} = 1 - e^{-T_L/T_R}$$

Esta ecuación revela que, para un  $T_L$  dado, el nivel del movimiento sísmico puede equivalentemente ser especificado a través de sus periodos de retorno promedio  $T_R$  o sus probabilidades de excedencia  $P_E$ .

Aplicando la última expresión para  $T_L = 1$  año.

$$P_E = 1 - e^{-1/T_R} \quad 2.1$$

Y considerando que  $1/T_R$  es pequeño para periodos de retorno realistas ( $T_R \geq 20$  años)

$$P_E = 1 - [1 - (1/T_R) + \dots] \cong 1/T_R = \nu$$

Esto muestra que la probabilidad de excedencia del periodo de retorno  $T_R$  del movimiento del suelo en un año es prácticamente igual a la correspondiente tasa de excedencia anual.

Aplicando la expresión de probabilidad de excedencia para  $T_L = T_R$  años.

$$P_E = 1 - e^{-T_R/T_R} = 1 - e^{-1} = 0.632$$

Esto es, la probabilidad de excedencia del periodo de retorno  $T_R$  del movimiento del suelo en  $T_R$  años es igual a 0.632 (y no 1.0 como es una concepción errada).

Volviendo a escribir la expresión de la probabilidad de excedencia, fácilmente se encuentra que la probabilidad de excedencia,  $P_E$  en  $T_L$  años de un nivel específico del

movimiento sísmico está relacionado al periodo de retorno promedio,  $T_R$ , de este nivel de movimiento sísmico mediante la ecuación:

$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_E)} \quad 2.2$$

Si se considera el requisito de no colapso, el tiempo  $T_L$ , en consonancia con el tiempo de vida de un edificio, se toma igual a  $T_L = 50$  años, y  $P_E$  es igual a la probabilidad de excedencia de referencia  $P_{NCR}$ . Utilizando el valor recomendado de  $P_E = 0.10$  y empleando la ecuación 2.2 se determina un periodo de retorno de 474.5 años, es decir  $T_{NCR} = 475$  años.

Para el caso de la norma sismorresistente E-030 [55], el sismo de diseño se ha definido como el evento que produce una aceleración horizontal máxima tal que la probabilidad de que sea superada en un lapso de 50 años es de 10%. Empleando la anterior formulación se obtiene.

$P_E = 0.10$ ,  $T_L = 50$  años. Por lo tanto el periodo de retorno promedio para este caso es de 475 años. En el caso del sismo ocasional se ha definido como el evento que produce una aceleración horizontal máxima tal que la probabilidad de que sea excedida en un lapso de 50 años es de 50% [60]

$P_E = 0.50$ ,  $T_L = 50$  años. Por lo tanto empleando la ecuación 2.2 el periodo de retorno para este umbral de daño es de aproximadamente 72 años.

Claramente para el diseño de estructuras críticas, tales como plantas nucleares, represas, puentes, etc., se seleccionarían valores pequeños de probabilidad de excedencia de referencia, o periodos de retorno de referencia muy largos.

La selección de las probabilidades de excedencia y los periodos de retorno apropiados para efectos de diseño es una labor que demanda gran criterio de quien la lleve a cabo y es evidente que existen graves implicaciones económicas en su determinación [28]. Por lo tanto es instructivo ver como se relacionan estos parámetros en las siguientes tablas y gráficas.

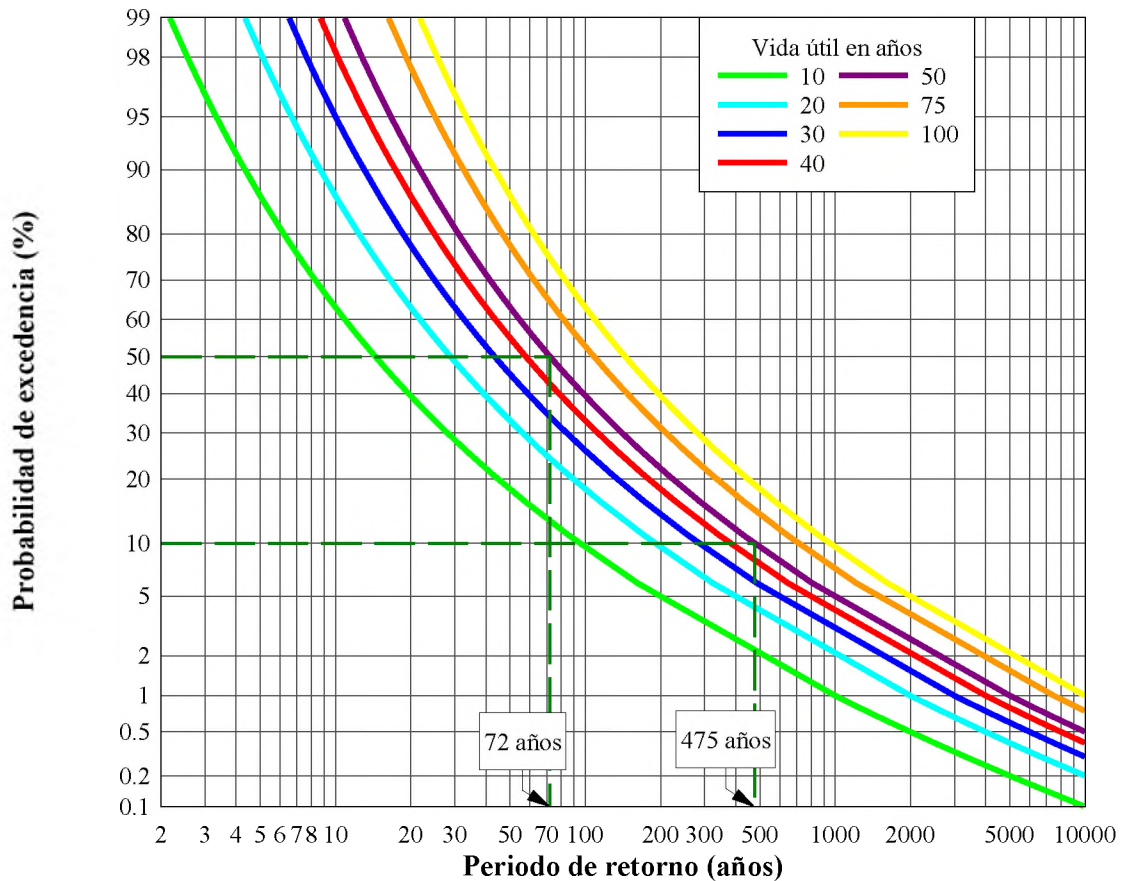


Fig. 2.1: Relación entre el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia para diferentes periodos de diseño.

Probabilidad de excedencia $P_E$ (%), en $T_L$ años	Periodo de retorno promedio ( $T_R$ ) en $T_L$ (número de años)				
	Número de años $T_L$				
	1	10	25	50	131
1%	100	995	2488	4975	13035
2%	50	495	1238	2475	6485
5%	20	195	488	975	2554
<b>10%</b>	10	95.4	238	<b>475</b>	1244
25%	4	35.3	87	174	456
<b>50%</b>	2	14.9	36.6	<b>72.6</b>	189
85%	1.2	5.8	13.7	26.9	69.6
99%	1	2.7	5.9	11.4	28.9

Ecuación:  $T_R = -\frac{T_L}{\ln(1 - P_E)}$

Tabla 2.1: Periodo de retorno promedio para una probabilidad de excedencia.

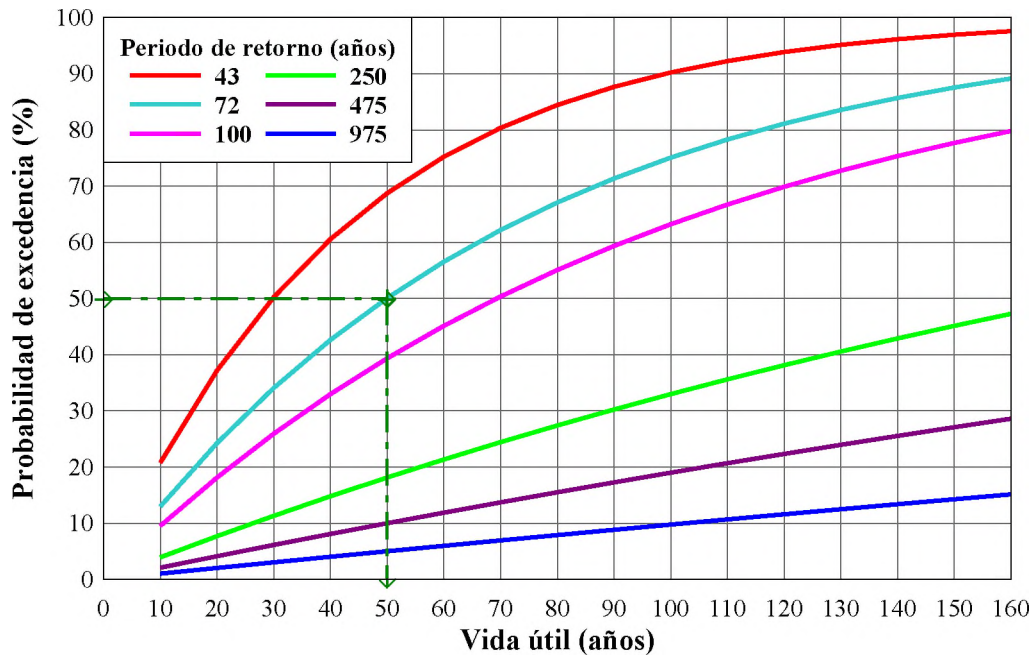


Fig. 2.2: Probabilidad de excedencia contra Vida útil para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno promedio, $T_R$ (años)	Probabilidad de excedencia ( $P_E$ ) en $T_L$ (número de años)				
	Número de años ( $T_L$ )				
	131	50	25	10	1
2475	5%	2%	1%	0.40%	0.04%
475	24%	10%	5%	2%	0.20%
238	42%	19%	10%	4%	0.40%
87	78%	44%	25%	11%	1.10%
50	93%	63%	39%	18%	2%
25	99.50%	86%	63%	33%	4%
10	100.00%	99%	92%	63%	10%

Ecuación:  $P_E = 1 - e^{-T_L/T_R}$

Tabla 2.2: Probabilidad de excedencia para un periodo de retorno promedio

### 2.2.1 Sismo de nivel ocasional

También conocido como el sismo ocasional, corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 72 años [5], [23], [24]. Este nivel de movimiento puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño [5].

Para establecer como parte integral del diseño sismorresistente este nivel de desempeño con el nivel del movimiento sísmico correspondiente, se tendría que conocer cuales



índices de desempeño representan de manera más precisa el comportamiento de las estructuras.

Entre estos índices podemos mencionar la ductilidad, las distorsiones de entrepiso, los índices de daño, el desplazamiento máximo de azotea, etc.

En las siguientes tablas se muestran algunas propuestas para determinar los periodos de retorno en función de los niveles de comportamiento, frecuencia sísmica y las probabilidades según los movimientos sísmicos de diseños considerados por diferentes agencias reguladoras de normas sísmicas.

### 2.2.1.1 Propuesta de VISION 2000

La propuesta del comité VISION 2000 [60], define cuatro niveles de peligro sísmico. La Tabla 2.3., reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores.

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Periodo de retorno</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Tabla 2.3: Movimientos sísmicos de diseño

### 2.2.1.2 Propuesta del ATC-40 (1996)

De acuerdo a la propuesta del ATC-40, 1996 [5] se definen tres niveles de peligro sísmico correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

#### **Sismo de servicio (SE)**

Corresponde a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que pueda llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados del análisis del peligro sísmico de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al

sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

**Sismo de diseño (DE)**

Correspondiente a movimientos sísmicos de intensidad moderada a severa, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 475 años. Corresponde al nivel de movimiento del suelo tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

**Sismo máximo (ME)**

Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos y muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 975 años. Corresponde al nivel de movimiento del suelo tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad. En la Tabla 2.4., se resume los niveles de peligro sísmico propuestas por el ATC-40, 1996 [5].

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Periodo de retorno</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Sismo de Servicio	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño	475 años	10% en 50 años
Sismo máximo	975 años	5% en 50 años

Tabla 2.4: Movimientos sísmicos de diseño (ATC-40, 1996)

En la Tabla 2.5 se presentan los movimientos sísmicos de diseño según la ISO 3010 [33]

<b>Niveles de sismos de diseño</b>	<b>Periodo de retorno</b>	<b>Probabilidad de excedencia</b>
Sismo Moderado	20 años	No define
Sismo Severo	500 años	No define

Tabla 2.5: Sismos de diseño según la ISO 3010.

Otras propuestas para determinar el periodo de retorno en número de nivel de comportamiento y la frecuencia sísmica se muestran en la siguiente tabla.

Niveles de Comportamiento	Autor	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy raro
Cuatro Niveles	SEAOC Vision 2000 (1995)	43 años	72 años	475 años	970 años
	Bertero y Bertero (1996)	10 años	30 años	450 años	900 años
	Bertero y Bertero (2000)	30 años	75 años	475 años	970 años
Tres Niveles	Pauley et al (1990)	10-50 años	50-200 años	150-1000 años	
Dos Niveles	Kenedy y Medhekan (1999)	-	50 años	475 años	
	Wen (1996)	10 años		475 años	
	Paulay y Priestley		50 años		
	Iso 3010		20 años	500 años	

Tabla 2.6: Resumen del período de retorno.

En la tabla 2.6, si para los niveles sísmicos raro y muy raro no hay contradicciones entre los periodos de retorno, para los niveles sísmicos frecuente y ocasional hay propuestas muy divergentes, desde 10 a 200 años. Este hecho se debe a las dificultades en la decisión de seleccionar un criterio racional para estados limite de no daño y una definición arbitraria para el nivel de daño. Para fuentes muy activas, como de California, la elección de un periodo de retorno largo (50 a 70 años) parece ser una propuesta racional. Pero para otros con manifestaciones raras parece ser que un periodo de retorno corto (10 a 30 años) es una propuesta económica [28].

#### **Magnitudes sísmicas para los niveles de comportamiento sísmico.**

En función de los periodos de retorno establecidos, algunos investigadores [28], determinan la relación de magnitudes sísmicas con el nivel de desempeño sísmico, mediante la relación de Gutenberg-Richter, como se observa en la tabla 2.7.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño	Magnitud sísmica (Mw)
Frecuente	Completamente operacional	6.24
Ocasional	Operacional	7.2
Raro	Seguridad de vida	7.9
Muy Raro	Cercano al colapso	8

Tabla 2.7: Magnitudes sísmicas según el nivel de movimiento sísmico de diseño.

Para efectuar el diseño sismorresistente de estructuras, estas magnitudes sísmicas deben ser traducidas en aceleraciones, usando las relaciones de atenuación.

### 2.3 Enfoque de diseño para múltiples niveles

Una edificación puede estar expuesta a sismos leves, moderados o severos. Esta puede atravesar estos eventos sin daño, sufrir daños leves, daños moderados o fuertes, también pueden parcialmente ser destruidos o pueden colapsar. Estos niveles de daños dependen de la intensidad del sismo. El sismo de baja intensidad ocurre frecuentemente, el sismo moderado raras veces, mientras el sismo fuerte puede ocurrir unas vez o dos veces como máximo durante la vida de la estructura. También es posible que un sismo devastador no afecte la estructura durante su existencia.

En estas condiciones, la verificación requerida para garantizar un buen comportamiento de las estructuras durante el ataque sísmico, debe ser examinada a la luz del enfoque del diseño de múltiples niveles. Por lo tanto es muy racional establecer algunos estados límites, como una función de la probabilidad de ocurrencia de daños, tanto para elementos estructurales como para los no estructurales [23], [24]. Estos estados límites están representados en la figura 2.3, en función tanto de los elementos estructurales como no estructurales.

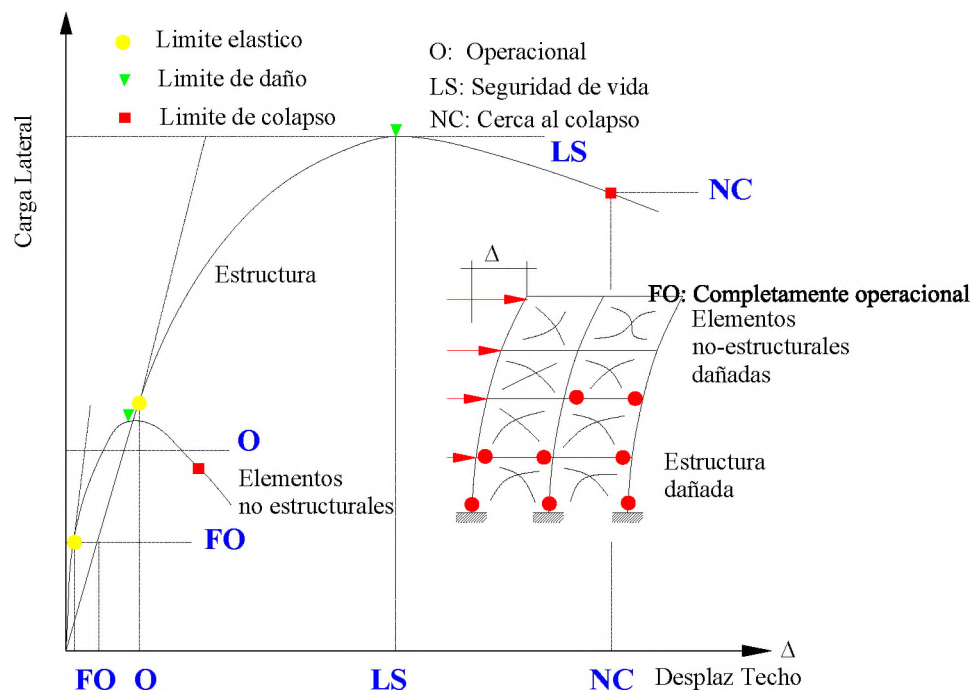


Fig. 2.3: Niveles de desempeño, para elementos estructurales y no estructurales.

Durante el comportamiento de la estructura pueden ocurrir tres categorías de daño [23]:

-Daño de los contenidos, los cuales dependen de las aceleraciones de cada nivel y de la integridad de los componentes estructurales y no estructurales de la edificación.

-Los daños de los elementos no estructurales como resultado de la deformación producida por el sismo, siendo las derivas de entrepisos las características más importantes para este tipo de daño.

-El daño de los elementos estructurales producidos por pandeo tanto para elementos locales como para toda la estructura, la rotura frágil de los elementos o articulaciones. El índice de daño se ha propuesto que sea un criterio para este nivel de daño.

En la curva de desplazamiento carga sísmica, hay tres puntos muy importantes: límite del comportamiento elástico sin ningún daño, límite de daño con un daño mayor y límite de colapso, para el cual la estructura está en el umbral de colapso. En función de los diferentes estados límites para los elementos estructurales y no estructurales, algunos enfoques de múltiples niveles son posibles.

### **2.3.1 Enfoque de diseño para cuatro niveles**

El diseño sísmico basado en el desempeño elaborado por el comité Vision 2000 de la SEAOC [60] y el ATC 40, 1996 [5], consiste de una selección de sistemas apropiados, detalles de los componentes de una estructura, componentes no estructurales y contenidos, de tal manera que para los niveles especificados de movimiento del suelo y niveles definidos de integridad, las estructuras no se dañaran, más allá de ciertos estados límites. Los niveles de desempeño han sido definidos para cuatro niveles como una combinación de daños de estructuras y elementos no estructurales, instalaciones de edificaciones y reparaciones requeridas, como se observa en la Tabla 2.8.

	Nivel de desempeño	Nivel de daño	Estructuras	Reparaciones
1	1. Operacional	-No existen daños en las estructuras	-No hay daños en estructuras	Sin reparaciones
	2. Completamente operacional	- Las instalaciones continúan en funcionamiento	-las deformaciones residuales no son visibles	
	3. Permanecen en funcionamiento			
2	1. Ocupación inmediata	-Daño leve a los componentes estructurales	-El daño estructural es muy bajo	-Reparaciones leves en componentes no estructurales
	2. Funcional	-Las principales instalaciones continúan en operación, las instalaciones no esenciales son interrumpidas, pero puede reanudarse inmediatamente	-No hay deformación residual	-Sin reparaciones en estructuras
	3. Mantener un mayor funcionamiento		-La estructura mantiene todas sus rigideces y esfuerzos originales	
3	1. Seguridad de vida	-Daño significativo a los componentes no estructurales	-Daño estructural significativo	-Reparaciones en componentes no estructurales
	2. Vida segura	-La actividad es interrumpida	-La estructura pierde su rigidez y esfuerzo original, pero mantiene algunos esfuerzos laterales contra el colapso	-Reparación inmediata en elementos estructurales
	3. Seguridad de vida	-El edificio permanece accesible a las actividades de emergencia		
4	1. Prevención del colapso	-Los componentes no estructurales son completamente dañados y presenta un peligro de desplome	-Serios daños en elementos estructurales	-Los expertos deciden si el edificio puede ser demolido o reparado
	2. Cercano al colapso	-No se permite el ingreso dentro del edificio	-Pérdida sustancial de esfuerzo estructural	-Es probable que no sea práctico hacer las reparaciones
	3. No se garantiza la seguridad de las personas		-La estructura soporta únicamente las cargas de gravedad.	
			-Es probable el colapso parcial, pero no colapsa toda la estructura	

Tabla 2.8: Niveles de desempeño sísmico de acuerdo a: 1. ATC; 2. SEAOC; 3. Yamawaki.

### 2.3.1.1 Propuesta del comité VISION 2000

Vision 2000, considera el nivel de desempeño del sistema estructural, el no estructural, el contenido así como el comportamiento variando de daño menor hasta la falla. En general diferentes niveles de desempeño requerirán diferentes criterios de diseño para ser aplicados a diferentes parámetros de diseño. En un extremo del espectro de desempeño, el daño sobre los contenidos a menudo es proporcional a la aceleración del piso, la cual puede limitarse reduciendo la rigidez. En el otro extremo del espectro, la seguridad a la vida y la prevención al colapso son controladas por la capacidad de deformación inelástica de elementos dúctiles y la capacidad de resistencia de elementos frágiles. Como resultado, un único parámetro de diseño no puede satisfacer todos los requerimientos del desempeño.

Tanto el FEMA, 273 [23] como el VISION, 2000 [60] cualitativamente han identificado definiciones de nivel de desempeño similares con una ligera convención de diferentes nombres. El comité VISION 2000, define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores.

**Nivel de desempeño sísmico de totalmente operacional.**

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. 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

**Nivel de desempeño sísmico de operacional.**

Nivel de desempeño en el cual en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible 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. El general se requiere algunas reparaciones menores.

**Nivel de desempeño sísmico de seguridad.**

Nivel de desempeño que 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, aun 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.

**Nivel de desempeño sísmico de próximo al colapso.**

Nivel de desempeño donde 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 fallas 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.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una amplia descripción exhaustiva de los niveles permisibles o tolerables de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño indicados para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistentes a cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). En La Tabla 2.9 se resumen algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daños.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable ( $d_{max} < 0.2\%$ )	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural insignificante. Los sistemas continúan prestando servicios
Leve ( $d_{max} < 0.5\%$ )	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad
Moderado ( $d_{max} < 1.5\%$ )	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente
Severo ( $d_{max} < 2.5\%$ )	Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio

Tabla 2.9: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)

### 2.3.1.2 Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las edificaciones, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

#### Niveles de desempeño para los elementos estructurales

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras.



Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de ‘Structural Performance’ y n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación se describen estos 6 niveles de desempeño.

**SP-1, Ocupación inmediata:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

**SP-2, Daño controlado:** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.

**SP-3, Seguridad:** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

**SP-4, Seguridad limitada:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

**SP-5, Estabilidad estructural:** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.

A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

**SP-6, No considerado:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

### **Niveles de desempeño para los elementos no estructurales**

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y peligro reducido. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP Son las siglas de “Nonstructural Performance” y n es una letra que toma valores entre A y E.

**NP-A, Operacional:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

**NP-B, Ocupación inmediata:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

**NP-C, Seguridad:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

**NP-D, Peligro reducido:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

**NP-E, No considerado:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

### **Niveles de desempeño para las estructuras**

En la Tabla 2.10 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales [5].

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados en la Tabla 2.10 y se describen a continuación.

Nivel de desempeño de la edificación						
Nivel de desempeño No-Estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1 Ocupación Inmediata	SP2 Control de daño	SP3 Seguridad a la vida	SP4 Limite de seguridad	SP5 Estabilidad estructural	SP6 No considerado
NP-A Operacional	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	<b>1-B Ocupación Inmediata</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad a la vida	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
NP-D Reducción del peligro	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad estructural</b>	No Aplicable
Leyenda						
	Referencia común para los niveles de desempeño en edificaciones (SP-NP)					
	Otras posibles combinaciones de SP-NP					
<b>NR</b>	Combinación no recomendada de SP-NP					
Combinaciones de los niveles estructurales y no estructurales para formar los niveles de desempeño de la edificación						

Tabla 2.10: Combinaciones de los niveles estructurales y no estructurales para formar los niveles de desempeño de la edificación.

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción.

**1-A. Operacional:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

**1-B. Ocupación inmediata:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después

del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

**3-C. Seguridad:** corresponde a un estado de daño donde la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

**5-E. Estabilidad estructural:** para este estado de daño el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

### 2.3.2 Enfoque de diseño para tres niveles

La verificación para tres niveles de desempeño se clasifican de acuerdo a la clase o importancia de la edificación y los respectivos niveles de peligro, a medida que la importancia de una instalación sea mayor, también el nivel de peligro crece [13].

Importancia	Intensidad del Movimiento Sísmico de Diseño		
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
<b>I</b>	No es requerido	50% en 50 años	10% en 50 años
<b>II</b>	50% en 50 años	10% en 50 años	2% en 50 años
<b>III</b>	20% en 50 años	4% en 50 años	1% en 50 años
<b>IV</b>	10% en 50 años	2% en 50 años	1% en 50 años

Tabla 2.11: Intensidad del movimiento sísmico de diseño para tres niveles de peligro y de acuerdo a la importancia.

Los tres diferentes niveles de desempeño, Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3 corresponden a los estados límites de serviciabilidad, a un estado límite de control de daño y el estado límite de prevención al colapso como se definen a continuación.

**Estado límite de servicio (Serviciability limit state - SLS):** corresponde al nivel de desempeño completamente operacional y se utiliza en el caso de sismos frecuentes. Este estado límite impone que la estructura conjuntamente con los elementos no estructurales, deberían sufrir daños mínimos y la incomodidad para los ocupantes debería ser reducido al mínimo, por lo tanto para este nivel de desempeño, las estructuras deben permanecer dentro del rango elástico o pueden sufrir deformaciones plásticas despreciables (poco importantes). El estado límite está definido como la situación donde las derivas de entrepisos excede el 0.6% de la altura de entrepiso relevante.

**Estado límite de daño (Damageability limit state - DLS):** corresponde al nivel de desempeño operacional para el caso de sismos raros, las edificaciones presentan importantes daños en los elementos no estructurales y daños moderados en los elementos estructurales, los cuales incluso pueden ser reparados después de ocurrido el sismo sin grandes costos y sin ninguna dificultad técnica. La estructura responde al movimiento sísmico en el rango elasto – plástico y el criterio determinante es la resistencia de las secciones de los elementos. Este criterio puede ser considerado como el índice de estado del edificio después del movimiento sísmico fuerte. El estado límite está definido como la situación donde la parte residual no recuperable de la deriva de entrepisos excede el 1% de la altura de piso relevante.

**Estado límite último (Ultimate limit state-ULS):** corresponde al nivel de desempeño de seguridad, en el caso de sismos muy raros (el movimiento de suelo máximo posible), las edificaciones presentan mayores daños tanto en los elementos estructurales y no estructurales, pero la seguridad de los usuarios tiene que estar garantizado. En muchos casos el daño es bastante sustancial por lo que las estructuras no son reparadas y la solución recomendada es la demolición. La estructura esta en el rango elasto plástico y el criterio determinante es la ductilidad local (capacidad de rotación de elementos y conexiones). El estado límite está definido como la situación donde la rotación plástica

excede los 0.03rad. En la Tabla 2.12, los niveles de desempeño conjuntamente con los máximos valores característicos (deriva de entrepisos, deriva de entrepiso residual y rotación plástica) son resumidos.

Según los mismos autores indican, para lograr el desempeño deseado, se han establecido límites de deformación para cada estado límite

Limites de distorsión	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
Edificaciones* con elementos no estructurales frágiles	0.005	0.025	Sin limite
Edificaciones* con elementos no estructurales dúctiles	0.0075	0.025	Sin limite
Edificaciones* con elementos no estructurales detallados para tolerar desplazamientos	0.01	0.025	Sin limite
Muros aporricados	0.01	0.02	0.03
* Edificaciones con bases aisladas también encajan dentro de esta categoría			

Tabla 2.12: Los niveles de desempeño conjuntamente con los máximos valores característicos.

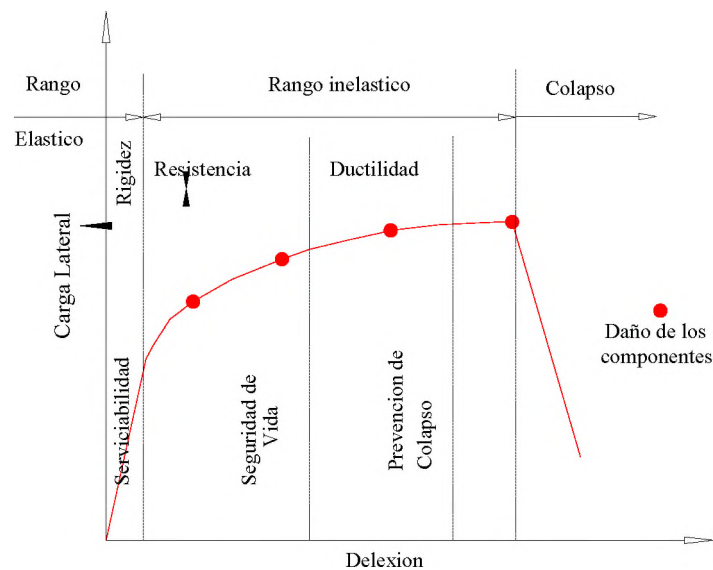


Fig. 2.4: Tres niveles de desempeño, para elementos estructurales y no estructurales.

### 2.3.3 Enfoque de diseño para dos niveles

Aunque se reconoce que la metodología ideal para el diseño sería de tres o cuatro niveles, las metodologías actuales y las filosofías de diseño sísmico pueden estar basadas en solo dos niveles [28].

**Estado límite de servicio:** para el cual las estructuras son diseñadas para mantenerse en el rango elástico o con una deformación plástica menor y con los elementos no estructurales permaneciendo incambiables o teniendo un daño menor.

**Estado límite último:** para el cual las estructuras explotan sus capacidades para deformarse más allá del rango elástico y que los elementos no estructurales sean parcial o totalmente destruidas.

## **2.4 Objetivos del diseño por desempeño**

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

### **2.4.1 Propuesta del comité VISION 2000**

El comité VISION 2000 [60] 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 un peligro 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 2.13 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La tabla para estructuras básicas es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Tabla 2.13: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

Segun Visión 2000, los niveles de desempeño esperados para diferentes niveles de diseño sísmico, varían con la importancia de la estructura. Por ejemplo para Estructuras Básicas, se asume que la estructura persiga los siguientes requerimientos: permanecer “completamente operacional” después de un sismo “frecuente”; permanecer “operacional” después de un sismo “ocasional”; permanecer “segura” ante un sismo “raro” y permanecer “cercano al colapso” después de un sismo “muy raro”.

## 2.4.2 Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación [5]. A manera de ilustración, la Tabla 2.14 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.



Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE				
Sismo Máximo, ME				

Tabla 2.14: Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

## 2.5 Conclusiones

En este capítulo se han abordado de manera detallada los niveles del movimiento sísmico de diseño y su relación con el diseño sísmico basado en el desempeño. Se consideran varios niveles de movimientos sísmicos de diseño como se muestran en las tablas 2.3 y 2.4 Propuestos por Vision 2000 (SEAOC 1995) [60] y el ATC 40 (1996) [5], que se emplean en el diseño y evaluación de edificaciones. Estos niveles de movimiento del suelo son definidos mediante el periodo de retorno y la probabilidad de excedencia.

Para propósitos de ésta tesis se considera al movimiento sísmico de diseño, como el movimiento del suelo que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años y con periodo de retorno de 72 años, considerado como sismo ocasional por el ATC-40 (1996) y sismo de servicio por el Vision 2000. El periodo de retorno de 72 años fue el resultado de la selección de 50 años como el periodo de exposición, aunque se reconoce que el uso de un intervalo de 50 años para caracterizar la probabilidad es una conveniencia algo arbitraria y no implica que se crea que todos los edificios tengan una vida útil de 50 años. Para estructuras que deberían permanecer operacionales después de un sismo ocasional, el 50 por ciento de probabilidad de excedencia en 50 años parece razonable, como se muestra en la tabla 2.15.

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Sismo ocasional	72 años	50% en 50 años

Tabla 2.15: Movimiento sísmico de diseño considerado

Además para el nivel de peligro sísmico considerado (sismo ocasional) el nivel de desempeño se considera como operacional según el VISION 2000 y de ocupación inmediata según el ATC-40. Por lo tanto el comportamiento del edificio bajo el nivel de movimiento sísmico de diseño considerado estará definido mediante la siguiente matriz de desempeño.

<b>Nivel de desempeño estructural</b>	<b>Nivel de daño</b>
Ocupación inmediata	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos

Tabla 2.16: Nivel de desempeño estructural considerado para el sismo de nivel ocasional.

## **CAPITULO 3**

### **ANALISIS DEL PELIGRO SISMICO**

#### **3.1 Introducción.**

En este capítulo se realiza la evaluación del peligro sísmico para las ciudades capitales regionales del Perú en base al análisis del peligro sísmico probabilístico (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA). A partir de investigaciones realizadas sobre la caracterización de las fuentes sísmicas para el estudio del peligro sísmico en el Perú [3], [25], han sido posible establecer las aceleraciones máximas (Peak Ground Acceleration, PGA) a nivel de superficie de suelo firme para las ciudades capitales regionales del Perú, correspondientes al 10% y 50% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodos de retorno de 475 y 72 años) que son considerados como sismo raro y sismo de nivel ocasional [5], [23]. La evaluación del peligro sísmico es base fundamental para determinar los parámetros de diseño para los diferentes niveles de peligro sísmico, las cuales se emplean en la definición del diseño basado en el desempeño, en este caso para sismos con periodos de retorno de 72 y 475 años o sismo de nivel ocasional y de nivel raro.

Además a partir del análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) se desarrollan los espectros de peligro uniforme (Uniform Hazard Spectrum, UHS) para el nivel de suelo firme para las tres zonas sísmicas correspondientes al 10% y 50% de probabilidad de excedencia en 50 años y para un amortiguamiento de 5% del crítico.

#### **3.2 Fundamentos del Análisis del Peligro Sísmico**

El movimiento sísmico del suelo, incluyendo los valores máximos y los registros sísmicos (la historia de tiempo), son derivados a través de un proceso llamado análisis del peligro sísmico. El análisis del peligro sísmico en su acepción ingenieril es un esfuerzo para estimar que nivel de movimiento del terreno podría esperarse en un emplazamiento. Tres conjuntos de datos se requieren para lograr este análisis [56].

Fuentes sísmicas (donde y cuán grande)

Frecuencia de ocurrencia sísmica (con qué frecuencia) y

La relación de atenuación del movimiento del suelo (cuán fuerte).

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado los efectos del movimiento sísmico del suelo excedan un nivel específico o un valor del parámetro del movimiento del suelo, denotado aquí como  $Y$ . El parámetro  $Y$  usualmente representa la aceleración máxima del suelo (PGA) o la aceleración espectral de respuesta ( $S_a$ ) de un oscilador armónico simple con un amortiguamiento específico ( $\xi$ ) y un periodo natural ( $T$ ).

La determinación de la peligrosidad sísmica se ha realizado tradicionalmente desde dos perspectivas diferentes, denominadas como método determinista y método probabilista. La metodología del análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) es el tema de este capítulo. Las dos metodologías emplean el mismo conjunto de datos, pero son fundamentalmente diferentes en el cálculo y en los resultados finales [69].

### **3.3 Análisis Probabilístico del Peligro Sísmico (PSHA)**

El Método Probabilista para el análisis del peligro sísmico consiste en la modelización estadística de la ocurrencia temporal de terremotos, de sus tamaños, y de la atenuación del movimiento del suelo dada la ocurrencia de éstos, con el objetivo final de determinar la probabilidad de excedencia de determinados niveles del movimiento del suelo. Los modelos probabilistas de ocurrencia de terremotos más empleados en la práctica están basados en distribuciones de valores extremos (Gumbel- Weibull) y sobre todo en la distribución de Poisson. Se requieren cuatro pasos para el desarrollo del análisis probabilístico de la peligrosidad sísmica [56], como se muestra en la figura 3.1.

- 1.- Determinación y caracterización de las fuentes sísmicas
- 2.- Determinación de las relaciones de atenuación para la aceleración máxima del suelo (PGA) y la respuesta espectral de amplitudes ( $S_a$ ) en diferentes periodos de vibración,  $T$ .
- 3.-Determinación de las curvas de peligro sísmico.
- 4.-Construcción del Espectro de Peligro Uniforme de los resultados de las curvas del peligro.

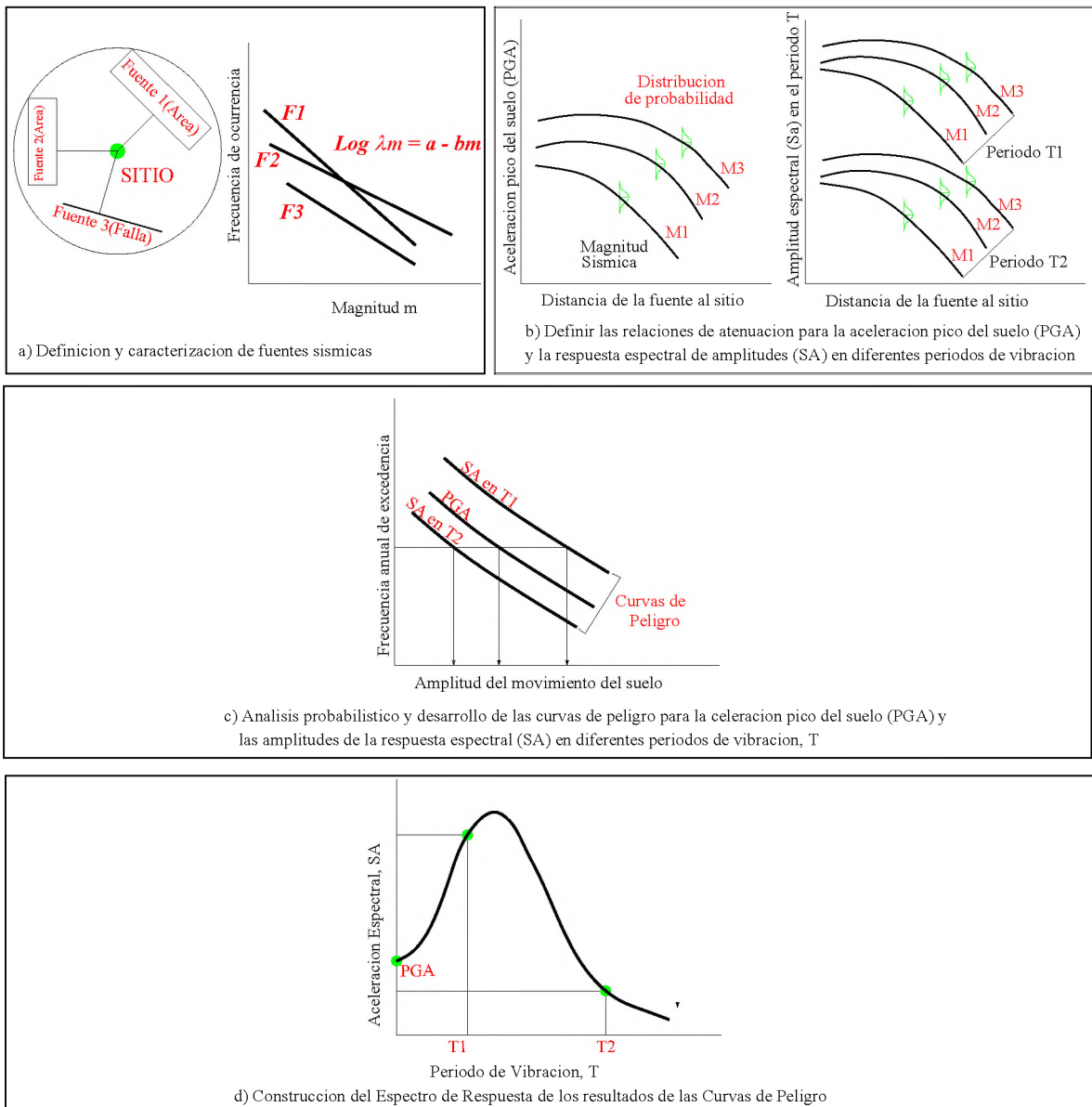


Fig. 3.1: Elementos del análisis del peligro sísmico probabilístico.

A continuación se desarrollan brevemente los cuatro elementos básicos para el análisis del peligro sísmico

### 3.3.1 Determinación de la Fuente Sísmica

Para la determinación de las frecuencias de ocurrencia se emplean las leyes de Gutenberg - Richter mediante la fórmula matemática:

$$\text{Log} \lambda_m = a - bm \quad 3.1$$

Dónde,  $\lambda_m$  es la tasa media anual de actividad sísmica y de magnitud  $m$  ocurriendo en una fuente sísmica,  $a$  y  $b$  son constantes características de la fuente y éstas podrían estimarse mediante el análisis de regresión por mínimos cuadrados de sismos ocurridos en el pasado (catálogo sísmico).  $10^a$  es el número de sismos por unidad de tiempo de magnitudes mayores o iguales a cero y  $b$  representa una medida de la relación existente entre la frecuencia de sismos grandes y pequeños; valores pequeños significan una mayor frecuencia de eventos pequeños en relación con grandes, y viceversa.

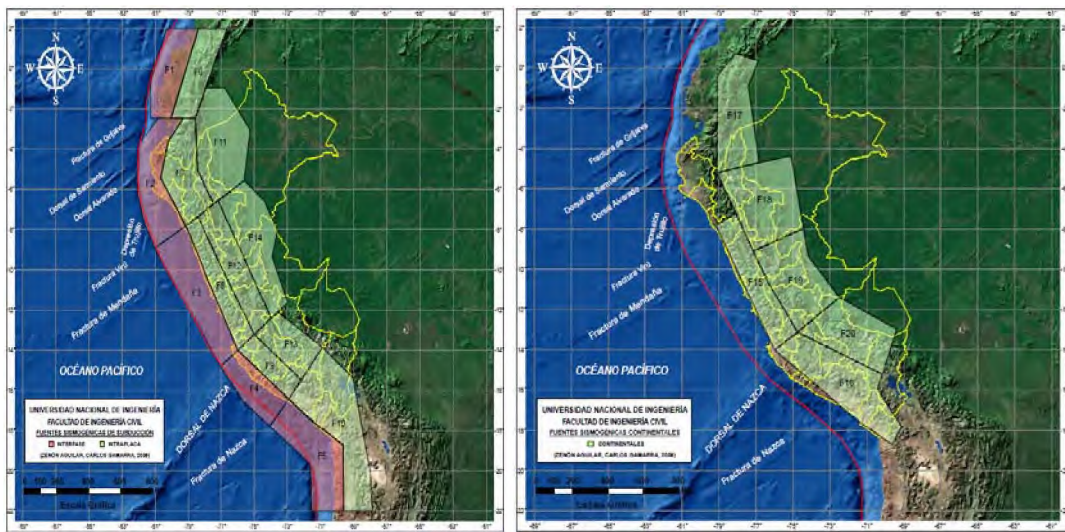


Fig. 3.2: Fuentes sísmicas de Subducción y Continentales [25].

### 3.3.2 Determinación de las frecuencias de ocurrencia

La actividad de cada fuente sísmica, capaz de producir magnitudes sísmicas en el rango de  $m_0$  a  $m_{max}$  se especifica en términos de la tasa de excedencia de magnitudes,  $\lambda_m$ , que allí se generan. La tasa de excedencia de magnitudes mide que tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada, y se define como el número medio de veces en que, por unidad de tiempo, ocurre en la fuente un temblor con magnitud superior a la especificada. La ley de recurrencia estándar de Gutenberg-Richter de la ecuación 3.1 puede expresarse como:

$$\lambda_m = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m) \quad 3.2$$

Donde  $\alpha=2.303a$  y  $\beta=2.303b$ . Para el propósito de ingeniería los efectos de los sismos pequeños son de poco interés y es común ignorar aquellos que no son capaces de

generar daños significativos. Si se eliminan los sismos menores que el límite mínimo  $m_0$  entonces la tasa anual promedio de excedencia se define como:

$$\lambda_m = \nu \exp[-\beta(m - m_0)] \quad m > m_0 \quad 3.3$$

Dónde  $\nu = \exp(\alpha - \beta m_0)$ . En muchos análisis de peligro sísmico, la menor magnitud límite de integración se considera de 4 a 5, puesto que magnitudes menores que aquellas raramente producen daños significativos [36]. La probabilidad de la distribución resultante de magnitudes para la ley de Gutenberg-Richter con el menor límite puede expresarse en términos de la función de distribución acumulada (CDF).

$$F_M(m) = P[M > m_0] = \frac{\lambda_{m_0} - \lambda_m}{\lambda_{m_0}} = 1 - e^{-\beta(m - m_0)} \quad 3.4$$

O la función de densidad de probabilidad (PDF):

$$f_M(m) = \frac{d}{dm} F_M(m) = \beta e^{-\beta(m - m_0)} \quad 3.5$$

Por lo tanto el CDF y el PDF para la ley de Gutenberg-Richter con los límites inferiores y superiores pueden expresarse como:

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_{\max}] = \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]} \quad 3.6$$

$$f_M(m) = \frac{\beta \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]} \quad 3.7$$

Estos parámetros, diferentes para cada fuente, se estiman por procedimientos estadísticos bayesianos.

### 3.3.3 Relaciones de atenuación (ecuaciones predictivas)

Las leyes de atenuación constituyen la capacidad del terreno para amortiguar el movimiento generado por las ondas sísmicas conforme éstas se alejan del foco sísmico. Conocer este comportamiento, permite estimar la amplitud del movimiento del suelo para una distancia y una fuente sísmica dada, con lo que esta información tiene de utilidad para el diseño, la construcción adecuada de estructuras sismorresistente y la prevención de daño [26].

Por otra parte, la elevada sismicidad del Perú se caracteriza, como casi todas las zonas de subducción del mundo, por la existencia de dos tipos de terremotos muy distintos en estas zonas, los eventos interplaca o de “subducción” y los intraplaca o “profundos”.

Los primeros, por generarse a escasa profundidad, suelen tener mayor poder destructivo, como muchos sismos ocurridos en esta zona.

Además en el Perú se carece de relaciones de atenuación para describir la sismicidad en la zona de subducción. Para solventar la deficiencia de estas relaciones (clasificación de los sitios de cada estación, adecuada distribución de la información en magnitud y distancia para las diferentes fuentes, etc.) se decidió incorporar en el presente análisis dos relaciones de atenuación que han sido desarrolladas en regiones de encuentro de placas, con condiciones sismo-tectónicas similares a las de la zona de estudio, caracterizada por ser una zona altamente activa, con la ocurrencia periódica de terremotos destructivos.

En general las relaciones de atenuación se desarrollan para diferentes clases de sitio de cada estación; por consiguiente para la aplicación de una relación en particular es importante conocer el perfil de los suelos en el emplazamiento donde se realice el estudio o la construcción de una obra de ingeniería.

Algunas regulaciones sísmicas para nuevas edificaciones y otras estructuras como el UBC (1997), el NEHRP (1997) y el IBC (2006) han adoptado la velocidad ( $\bar{v}_s$ ) a los 30m de profundidad como base principal para la clasificación de sitios para propósitos de incorporar las condiciones locales de sitio en la estimación del movimiento del suelo. Cinco clases de sitio, designadas como A (roca dura), B (roca) hasta la E (perfil de suelo suave) son definidas en términos de  $\bar{v}_s$  (Tabla 3.1). El valor de  $\bar{v}_s$ , se determina de la siguiente fórmula.

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / v_{si}} \quad 3.8$$

Donde  $d_i$  es el espesor y  $\bar{v}_s$  es la velocidad de ondas de corte de la capa  $i$  del sitio. La sumatoria en el numerador debe ser igual a 100pies (30m).

Para el caso del Perú se han definido los perfiles de suelo que correlacionan con los tipos de sitio definidos por el IBC-2006 [32].



Clasificación de: Clases de Sitio-IBC-2006 SECCION 1613.5.2			
Clase de Sitio	Perfil del Suelo	Propiedades promediadas a 30m de profundidad	
		Velocidad de ondas de corte del suelo, $V_s$	
		Pies/segundo	Metros/Segundo
A	Roca Dura	$V_s > 5000$	$V_s > 1524$
B	Roca	$2500 < V_s \leq 5000$	$762 < V_s \leq 1524$
C	Suelo muy denso y roca suave	$1200 < V_s \leq 2500$	$366 < V_s \leq 762$
D	Perfil de suelo rígido	$600 < V_s \leq 1200$	$183 < V_s \leq 366$
E	perfil de suelo suave	$V_s < 600$	$V_s < 183$

Tabla 3.1: Clasificación de clase de sitio según el IBC-2006.

En este estudio se considera como suelo firme a la clase de sitio tipo D.

La condición del suelo para la cual se realizó la evaluación del peligro sísmico es el suelo firme, y siguiendo la clasificación del IBC (se consideró como condición de suelo firme para todos aquellos que fueron clasificados como D).

### 3.3.3.1 Relaciones de atenuación para sismos en zonas de subducción

Youngs et al. (1997) [70], desarrollaron relaciones de atenuación para zonas de subducción-interplaca (eventos que ocurren debido a la interacción entre placas tectónicas adyacentes) y sismos de subducción-intraplaca (eventos que ocurren dentro de la placa tectónica) usando datos registrados en Alaska, Chile, Cascadia, Japón, Perú y las islas Salomón. Esta relación ilustra que el movimiento máximo del suelo para sismos de zonas de subducción se atenúa más lentamente que aquellos de los sismos de las zonas continentales en regiones tectónicamente activas y que los sismos intraplaca producen mayores intensidades que los de interface con la misma magnitud y distancia. Las relaciones de atenuación desarrollados por Youngs et al. (1997) especifican que se pueden utilizar para suelo y roca, pero no especifican el tipo de suelo o tipo de roca; por lo tanto son genéricos. Están dadas para clases de sitio tipo roca y tipo suelo y puede ser representado mediante la ecuación.

$$\ln(Y) = C_1 + C_2 M_w + C_3 (10 - M_w)^2 + C_4 \ln(r_{rup} + C_7 e^{(C_8 M_w)}) + C_5 h_{hypo} + C_6 Z_T \quad 3.9$$

Donde:

$Y$  : es la componente horizontal promedio de la máxima aceleración del suelo (PGA) o la aceleración espectral de respuesta de la estructura ( $S_a$ ) para un amortiguamiento de  $\xi = 5\%$  y un periodo  $T$ .

$C_1 - C_8$  : coeficientes que se obtienen mediante el análisis de regresión de datos estadísticos.

$M_w$ : magnitud momento.

$r_{rup}$ : distancia más cercana al plano de ruptura (km).

$h_{hypo}$ : profundidad hipocentral (km).

$Z_T$ : parámetro del tipo de fuente, que toma valores de cero para fuentes de subducción-interface (poco profundo) y uno para subducción de intraplaca (profundo).

La desviación estándar total de  $\ln \hat{Y}$  esta dada en función de la magnitud momento ( $M_w$ ), mediante la expresión.

$$\sigma_{\ln Y} = \begin{cases} c_9 + c_{10}M_w & M_w \leq 8.0 \\ c_{11} & M_w > 8.0 \end{cases} \quad 3.10$$

Donde:

$C_9 - C_{11}$  se determinan a partir de datos estadísticos.

$\sigma_{\ln Y}$ : desviación estándar de  $\ln Y$ .

La relación se considera válida para  $M_w \geq 5.0$  y  $r_{rup} = 10km \rightarrow 500km$ .

La Tabla 3.2, proporciona los coeficientes de regresión que son empleados en las anteriores relaciones.

T(s)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
PGA(T=0)	-0.6687	1.438	0	-2.329	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.075	1.7313	1.438	-0.0019	-2.697	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.1	1.8473	1.438	-0.0019	-2.697	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.2	0.8803	1.438	-0.0019	-2.464	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.3	0.1243	1.438	-0.002	-2.327	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.4	-0.5247	1.438	-0.002	-2.23	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.5	-1.1067	1.438	-0.0035	-2.14	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
0.75	-2.3727	1.438	-0.0048	-1.952	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
1	-3.5387	1.438	-0.0066	-1.785	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.45	-0.1	0.65
1.5	-5.7697	1.438	-0.0114	-1.47	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.5	-0.1	0.7
2	-7.1017	1.438	-0.0164	-1.29	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.55	-0.1	0.75
3	-7.3407	1.438	-0.0221	-1.347	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.65	-0.1	0.85
4	-8.2867	1.438	-0.0235	-1.272	0.00648	0.3648	1.097	0.617	1.65	-0.1	0.85

Tabla 3.2: Coeficientes de regresión empleados en las relaciones de atenuación de Youngs et al. (1997), para suelo firme [70].

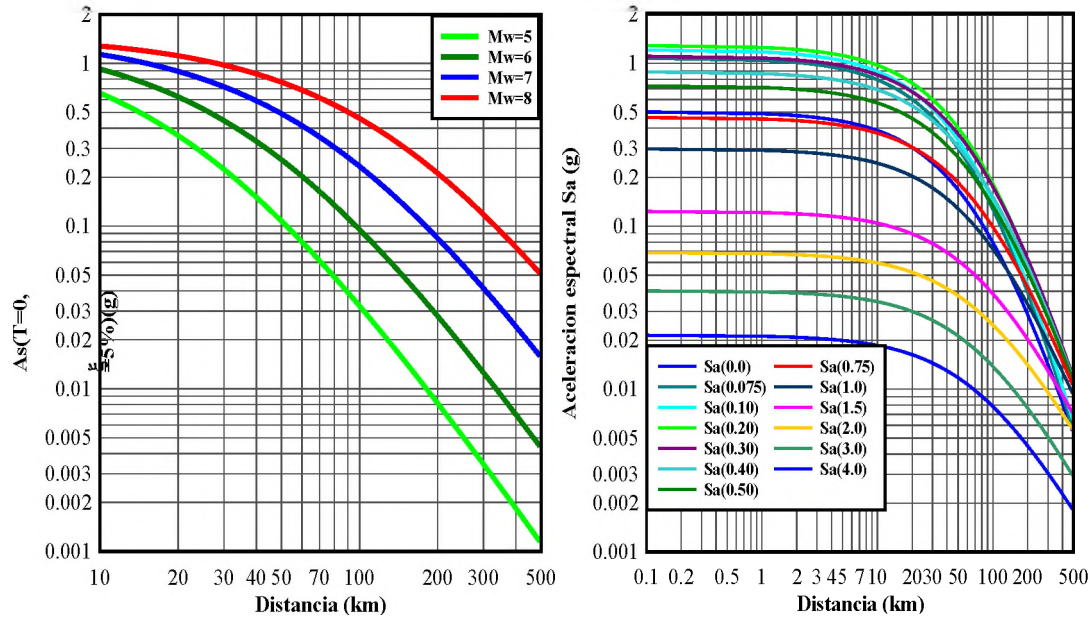


Fig. 3.3: Relación de atenuación de Youngs et al. (1997), suelo firme para la fuente de subducción- Intraplaca (F8), H (profundidad focal) = 140 km.

### 3.3.3.2 Relaciones de atenuación para sismos continentales

Sadigh et al. (1997) [59], presentaron relaciones de atenuación para sismos en zonas continentales determinadas de los datos registrados principalmente en California.

Esta relación de atenuación está representada mediante la expresión:

$$\ln(Y) = c_1 F + c_2 + c_3 M_w + c_4 (8.5 - M_w)^{2.5} + c_5 \ln(r_{rup} + c_7 e^{(c_8 M_w)}) + c_6 \ln(r_{rup} + 2) \quad 3.11$$

Donde:

$Y$  : componente horizontal promedio de la máxima aceleración del suelo (PGA) o la aceleración espectral de respuesta de la estructura (Sa) para un amortiguamiento de  $\xi=5\%$  y un periodo  $T$ .

$F$ : variable indicador para el tipo o estilo de falla.

$c_1 - c_8$  : coeficientes que se obtienen mediante el análisis de regresión de datos estadísticos.

$M_w$ : magnitud momento.

$r_{rup}$ : distancia más cercana al plano de ruptura (km).

$h_{hypo}$ : profundidad hipocentral (km).

$$\sigma_{\ln Y} = \begin{cases} c_9 & M_w \leq c_{13} \\ c_{10} - c_{11} M_w & c_{13} < M_w < c_{14} \\ c_{12} & M_w \geq c_{14} \end{cases} \quad 3.12$$

La relación es utilizada para estimar el movimiento del suelo, equivalente a la condición de suelo genérica  $S_{Suelo} = 1$ , y para roca genérica, equivalente a la condición  $S_{Roca} = 1$  como se muestra en la Tabla 3.3.

La relación de atenuación se considera válida siempre que las magnitudes ( $M_w$ ) y distancias de ruptura estén en el siguiente rango  $M_w=4.0$  a  $8.0$  y  $R_{rup} \leq 100$  km.

Los coeficientes de la relación de atenuación difieren para  $M_w \leq 6.5$  y  $M_w > 6.5$  para un mismo valor del periodo espectral, y las desviaciones estándar están expresadas por relaciones dadas de acuerdo al periodo y varían en función de la magnitud.

**Mw<=6.5**

T(s)	C1	C2	C3	C4	C5	C7	C8	C10	C11	C12	C14
PGA (T=0)	0.25	-2.17	1	0	-1.7	2.1863	0.32	1.52	0.16	0.4	7
0.075	0.25	-1.713	1	0.005	-1.7	2.1863	0.32	1.54	0.16	0.42	7
0.1	0.25	-1.531	1	0.005	-1.7	2.1863	0.32	1.54	0.16	0.42	7
0.2	0.25	-1.251	1	-0.004	-1.7	2.1863	0.32	1.565	0.16	0.45	7
0.3	0.25	-1.215	1	-0.014	-1.7	2.1863	0.32	1.58	0.16	0.46	7
0.4	0.2254	-1.245	1	-0.024	-1.7	2.1863	0.32	1.595	0.16	0.48	7
0.5	0.2291	-1.321	1	-0.033	-1.7	2.1863	0.32	1.61	0.16	0.49	7
0.75	0.2292	-1.469	1	-0.051	-1.7	2.1863	0.32	1.635	0.16	0.52	7
1	0.191	-1.604	1	-0.065	-1.7	2.1863	0.32	1.66	0.16	0.54	7
1.5	0.148	-1.847	1	-0.09	-1.7	2.1863	0.32	1.69	0.16	0.57	7
2	0.0973	-2.07	1	-0.108	-1.7	2.1863	0.32	1.7	0.16	0.58	7
3	0.0396	-2.45	1	-0.139	-1.7	2.1863	0.32	1.71	0.16	0.59	7
4	-0.0133	-2.797	1	-0.16	-1.7	2.1863	0.32	1.71	0.16	0.59	7

**Mw>6.5**

T(s)	C1	C2	C3	C4	C5	C7	C8	C10	C11	C12	C14
PGA(T=0)	0.25	-2.17	1	0	-1.7	0.3825	0.5882	1.52	0.16	0.4	7
0.075	0.25	-1.713	1	0.005	-1.7	0.3825	0.5882	1.54	0.16	0.42	7
0.1	0.25	-1.531	1	0.005	-1.7	0.3825	0.5882	1.54	0.16	0.42	7
0.2	0.25	-1.251	1	-0.004	-1.7	0.3825	0.5882	1.565	0.16	0.45	7
0.3	0.25	-1.215	1	-0.014	-1.7	0.3825	0.5882	1.58	0.16	0.46	7
0.4	0.2254	-1.245	1	-0.024	-1.7	0.3825	0.5882	1.595	0.16	0.48	7
0.5	0.2291	-1.321	1	-0.033	-1.7	0.3825	0.5882	1.61	0.16	0.49	7
0.75	0.2292	-1.469	1	-0.051	-1.7	0.3825	0.5882	1.635	0.16	0.52	7
1	0.191	-1.604	1	-0.065	-1.7	0.3825	0.5882	1.66	0.16	0.54	7
1.5	0.148	-1.847	1	-0.09	-1.7	0.3825	0.5882	1.69	0.16	0.57	7
2	0.0973	-2.07	1	-0.108	-1.7	0.3825	0.5882	1.7	0.16	0.58	7
3	0.0396	-2.45	1	-0.139	-1.7	0.3825	0.5882	1.71	0.16	0.59	7
4	-0.0133	-2.797	1	-0.16	-1.7	0.3825	0.5882	1.71	0.16	0.59	7

Tabla 3.3: Coeficientes de regresión empleados en las relaciones de atenuación de Sadigh et al. (1997), para suelo firme [59].

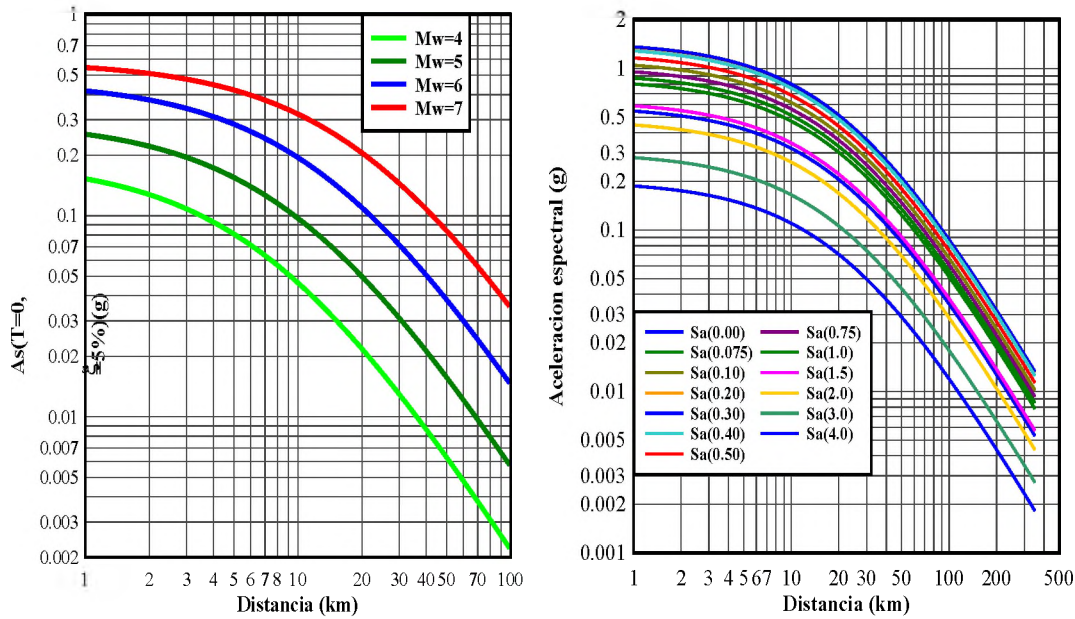


Fig. 3.4: Relación de atenuación de Sadigh et al. (1997), suelo firme, para sismos continentales.

### 3.4 Cálculo del peligro sísmico

El cálculo del peligro sísmico se lleva a cabo para un parámetro del movimiento del suelo  $Y$ . El parámetro  $Y$  en las leyes de atenuación desarrolladas por Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997) representa la aceleración máxima del suelo (PGA) o la aceleración espectral  $Sa$  con 5% de amortiguamiento y un periodo estructural  $T$ . El análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) calcula el número anual de eventos que produce un parámetro del movimiento del suelo  $Y$ , que excede un nivel especificado,  $y^*$ . Este número de eventos por año  $\lambda(Y > y^*)$  también se denomina “frecuencia anual de excedencia” y el inverso de  $\lambda(Y > y^*)$  se denomina “periodo de retorno”. El cálculo de la frecuencia anual de excedencia  $\lambda(Y > y^*)$  en un sitio, involucra muchas probabilidades de distribución para cada fuente sísmica como: la frecuencia de ocurrencia de varias magnitudes sísmicas, la dimensión de ruptura, la ubicación de los sismos y la atenuación del movimiento del suelo desde la ruptura sísmica hasta el sitio. La tasa de ocurrencia de sismos de varias magnitudes se determina mediante la relación de recurrencia de magnitudes; la ubicación de los sismos depende de la geometría de la fuente sísmica; la distancia desde la ruptura hasta el sitio se calcula desde la ubicación del sismo y la dimensión de la ruptura y el movimiento del

suelo en el sitio se determina de la relación de atenuación. Matemáticamente la anterior definición utilizada para el cálculo de la integral del peligro sísmico debida a un conjunto de N fuentes sísmicas es la siguiente

$$\lambda(Y > y^*) = \sum_{i=1}^N v_i \int_{m_{\min}}^{m_{\max}} \int_{r_{\min}}^{r_{\max}} \int_{\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} P_i[Y > y^* | m, r, \varepsilon] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) f_{\varepsilon}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon \quad 3.13$$

Donde:

$v_i$  es la tasa anual promedio de ocurrencia de sismos generados por la fuente  $i$  con magnitudes mayores a la magnitud mínima considerada (por ejemplo  $m_{\min} = 4.0$ ).

$f_{M_i}(m)$  y  $f_{R_i}(r)$  son funciones de densidad de probabilidad para la magnitud y distancia, las cuales describen la probabilidad relativa de diferentes escenarios sísmicos

$f_{\varepsilon}(\varepsilon)$  es la función de densidad de probabilidad para la variabilidad del movimiento del suelo y  $P_i[Y > y^* | m, r, \varepsilon]$  es la probabilidad que un movimiento del suelo exceda el nivel  $y^*$  para la magnitud  $m$ , distancia  $r$  y el número de desviación estándar  $\varepsilon$ . La

expresión  $P_i[Y > y^* | m, r, \varepsilon]$  es una función indicador que es igual a uno si

$\ln Y(m, r, \varepsilon) > \ln y^*$  y cero en otros casos.

Una vez determinado el valor de la probabilidad anual promedio de excedencia o periodo de retorno correspondiente a un determinado nivel de movimiento del suelo, el cálculo de la probabilidad que un movimiento del suelo  $Y$  (PGA o  $S_a$ ) que excede un cierto valor  $y^*$  (PGA o  $S_a^*$ ) en un periodo de tiempo  $t$  años es inmediato y se calcula con la siguiente ecuación.

$$P(Y > y^*) = 1 - e^{-\lambda t} \quad 3.14$$

Donde  $t$  es el número de años para los que se calcula el peligro.

Para el cálculo del peligro sísmico se ha empleado el software Crisis 2007 versión 7.2 [48]. Este software permite asignar diferentes ecuaciones de atenuación para diferentes fuentes sísmicas.

### 3.4.1 Curvas de Peligro Sísmico

El resultado del análisis del peligro sísmico probabilístico es una curva de peligro sísmico, la cual es una relación entre los valores del parámetro del movimiento del suelo

y la tasa anual de excedencia de esos valores. Estas curvas representan el peligro para un sitio, generado por la ocurrencia de todos los sismos considerados como peligrosos en todas las posibles ubicaciones dentro de una fuente sísmica, es decir, si más de una fuente contribuye al peligro de un sitio, entonces la tasa anual de eventos con movimientos de suelo que exceden  $y^*$  en el sitio será la suma de la tasa anual de eventos de las fuentes individuales (suponiendo que las fuentes son independientes). Por lo tanto, las curvas de peligro sísmico obtenidas para cada fuente se combinarán para definir el peligro total o agregado del sitio empleando la siguiente ecuación.

$$\lambda(Y > y^*) = \sum_{i=1}^N \lambda_i(Y > y^*) \quad 3.15$$

Donde:  $N$  es el número total de fuentes sísmicas.

Para el diseño por desempeño, el sismo de diseño de cualquier nivel para un determinado emplazamiento se obtiene calculando la tasa anual de excedencia  $\lambda_i$ , para diferentes valores de un parámetro de movimiento del suelo ( $y^*$ ). Por ejemplo, para la ciudad de Lima las fuentes sísmicas que contribuirán al peligro de la ciudad se analizan para distancias entre 300 y 350 km desde el lugar del emplazamiento de la edificación. En consecuencia el nivel de peligro sísmico debido a sismos de diseño de nivel ocasional serían las contribuciones directas de las fuentes sísmicas circundantes al lugar de emplazamiento. Para el caso de Lima se tienen las fuentes de subducción de interfase (F3, F4), fuentes de subducción intraplaca (F8, F9, F12, F13, F14) y las fuentes continentales (F15, F16, F18, F19, F20) [25].

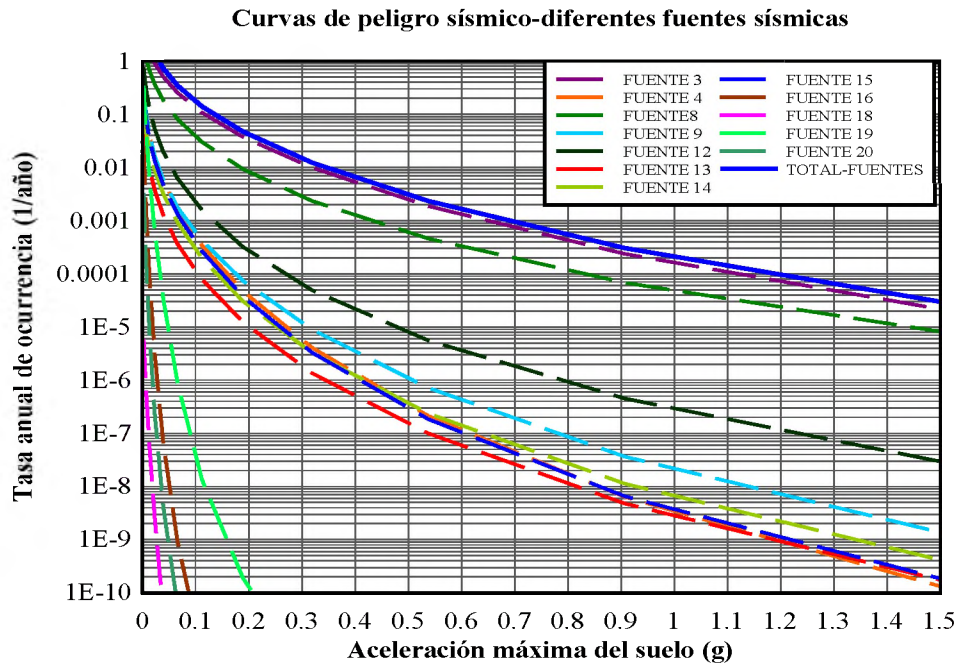


Fig. 3.5: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Lima con el aporte al peligro de diversas fuentes sísmicas.

De la figura 3.5, para una edificación asentada en la ciudad de Lima, las fuentes sísmicas que más contribuyen al peligro son las fuentes sísmicas de subducción-interplaca (F3) y de subducción-intraplaca (F8). Estos aportes que realizan las fuentes sísmicas están intrínsecamente relacionados con las magnitudes y distancias, las cuales generan los desagregados, que son las probables distancias y magnitudes a las que una edificación emplazada en un sitio estaría expuesta al peligro que generaría un movimiento sísmico. Los factores del peligro sísmico (magnitud, distancia y la aceleración del movimiento del suelo) para un emplazamiento, son parámetros sísmicos básicos que se toman en cuenta para la selección y escalamiento de registros sísmicos, los cuales podrían emplearse en el análisis dinámico tiempo historia.



**Curva de peligro sísmico**  
**Zona sísmica: Z=3**

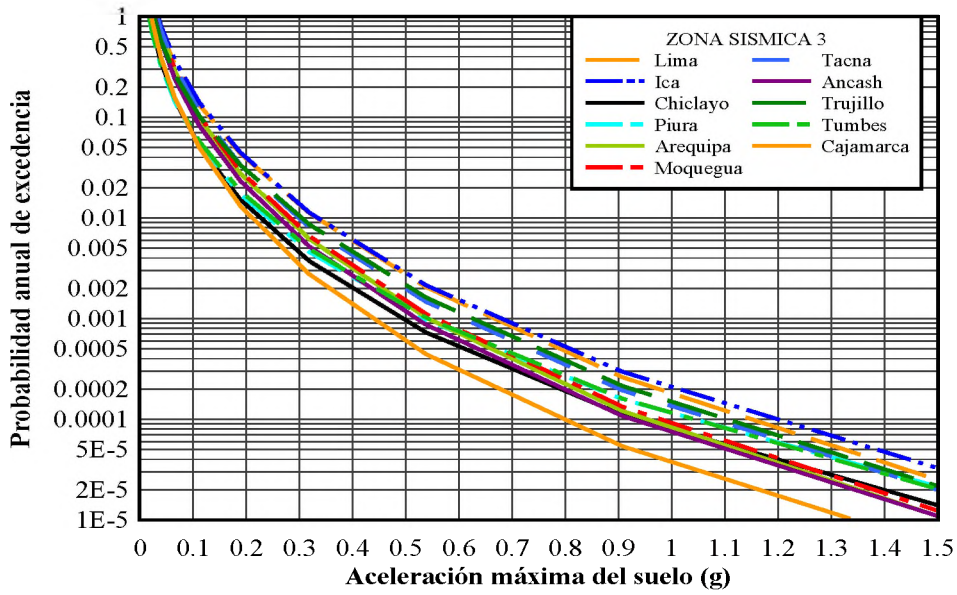


Fig. 3.6: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=3, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años- periodo de retorno de 72 años (Sismo de nivel ocasional)

**Curva de peligro sísmico**  
**Zona sísmica: Z=2**

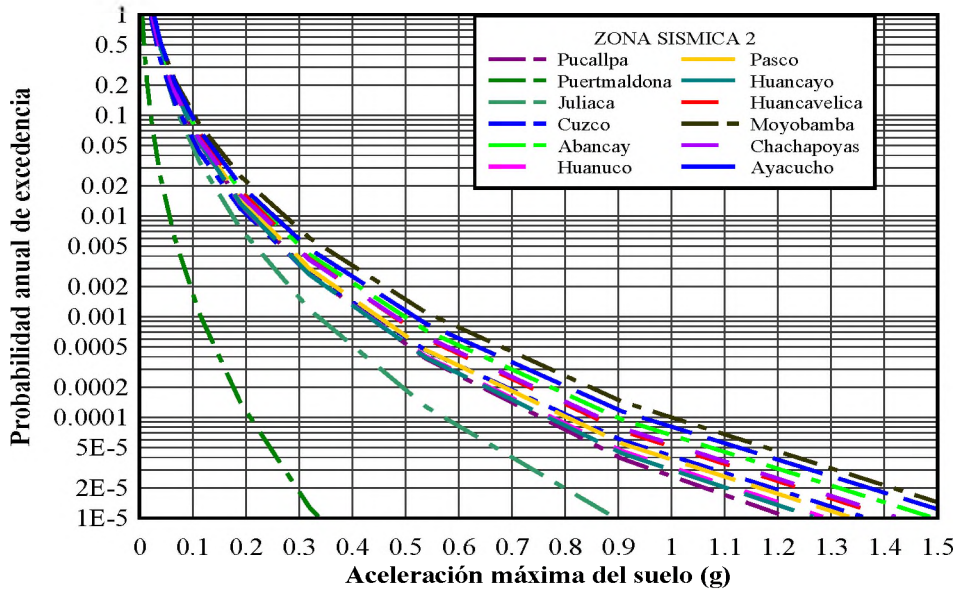


Fig. 3.7: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=2, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años- periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional)

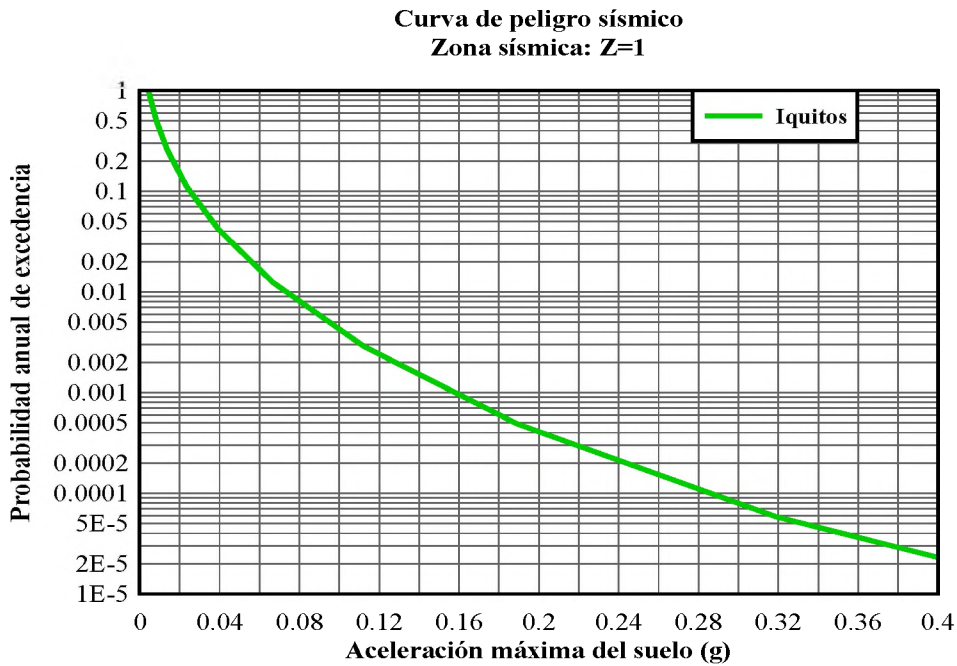


Fig. 3.8: Curva de peligro sísmico para las ciudades ubicadas en la zona sísmica Z=1, para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional)

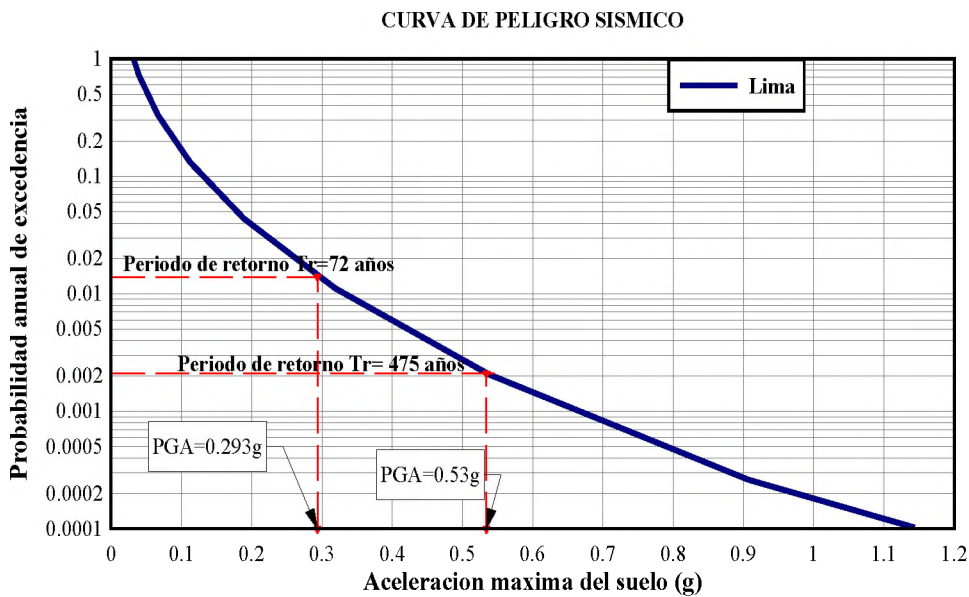


Fig. 3.9: Curva de peligro sísmico para la ciudad de Lima para suelo firme, obtenidas para una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años-periodo de retorno de 72 años (sismo de nivel ocasional).

En la siguiente tabla se presenta el resumen de las aceleraciones máximas en suelo firme para el sismo de nivel ocasional y raro obtenidas de las curvas de peligro sísmico.

<b>NIVELES DE SISMO DE DISEÑO</b>	
<b>OCASIONAL</b>	<b>RARO</b>
Probabilidad de excedencia	Probabilidad de excedencia
50% en 50 años	10% en 50 años
Periodo de retorno	Periodo de retorno
72 años	475 años

<b>ZONA SISMICA 1</b>				
<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Aceleración (g)</b>	<b>Aceleración (g)</b>
-73.25	-3.75	Loreto (Iquitos)	0.044	0.123

<b>ZONA SISMICA 2</b>				
<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Aceleración (g)</b>	<b>Aceleración (g)</b>
-77.86	-6.22	Amazonas (Chachapoyas)	0.2	0.37
-72.88	-13.63	Apurímac (Abancay)	0.208	0.391
-74.2	-13.15	Ayacucho	0.22	0.408
-71.97	-13.52	Cuzco	0.178	0.342
-74.97	-12.78	Huancavelica	0.205	0.377
-76.23	-9.92	Huánuco	0.186	0.339
-75.21	-12.06	Junín (Huancayo)	0.187	0.339
-69.19	-12.6	Madre de Dios	0.048	0.091
-76.26	-10.68	Pasco (Cerro de Pasco)	0.194	0.353
-70.13	-15.5	Puno (Juliaca)	0.153	0.271
-76.96	-6.03	San Martín (Moyobamba)	0.235	0.441
-74.55	-8.38	Ucayali (Pucallpa)	0.188	0.351

<b>ZONA SISMICA 3</b>				
<b>Longitud</b>	<b>Latitud</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Aceleración (g)</b>	<b>Aceleración (g)</b>
-77.53	-9.53	Ancash (Huaraz)	0.232	0.415
-71.53	-16.39	Arequipa	0.24	0.436
-78.51	-7.16	Cajamarca	0.19	0.345
-75.74	-14.06	Ica	0.295	0.541
-79.03	-8.11	La Libertad (Trujillo)	0.272	0.496
-79.83	-6.76	Lambayeque (Chiclayo)	0.202	0.383
-77.05	-12.09	Lima	0.293	0.534
-70.93	-17.19	Moquegua	0.246	0.446
-80.63	-5.2	Piura	0.212	0.415
-70.25	-18.01	Tacna	0.262	0.482
-80.45	-3.56	Tumbes	0.219	0.423

Tabla 3.4: Aceleraciones máximas del suelo (PGA) obtenidas de las curvas de peligro sísmico, para sismos de nivel ocasional y nivel raro, para las ciudades capitales regionales del Perú.

### 3.5 Espectro de peligro uniforme (UHS)

Tradicionalmente la aceleración máxima del suelo (PGA) se ha utilizado para caracterizar el movimiento del suelo. Sin embargo, este parámetro solo da información de la energía liberada en el rango de periodos cortos y no es representativa del contenido en el resto del espectro, la probabilidad de excedencia asociada a la aceleración máxima (PGA) y por tanto,  $S_a(T = 0s)$  puede ser muy diferente de la probabilidad de las restantes ordenadas espectrales, por lo que un mismo espectro puede ser conservador para estructuras de cierto periodo propio y muy poco conservador para otro orden de periodos. Por lo tanto, el presente enfoque en la práctica de la ingeniería es utilizar el espectro de diseño cuyas ordenadas espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todo el rango de periodos, a diferencia de los obtenidos por los métodos tradicionales, en los que solo se controla la probabilidad de la aceleración máxima del suelo (PGA), es decir la aceleración espectral de periodo cero. Tales espectros de diseño son conocidos como espectros de peligro uniforme (Uniform Hazard Spectrum, UHS).

El espectro de peligro uniforme no representa el espectro de un solo sismo, en lugar de ello representará la envolvente de los efectos de sismos de diferentes magnitudes y distancias desde la fuente al sitio. Eventos de grandes magnitudes afectarán la rama de periodos largos mientras eventos de magnitudes pequeñas afectarán la rama de periodos cortos como se muestra en la figura 3.10.

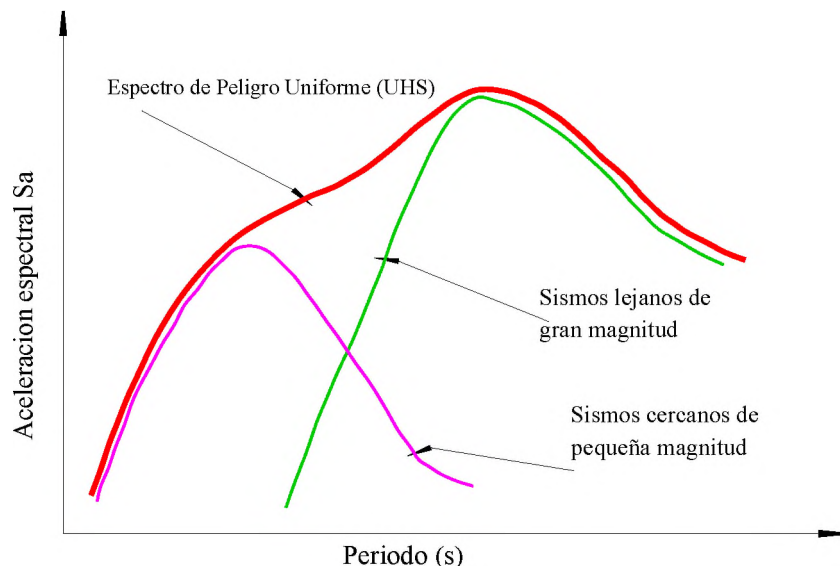


Fig. 3.10: Definición del espectro de peligro uniforme (Reiter, 1990).

Para el cálculo del espectro de peligro uniforme es necesario contar con leyes de atenuación desarrolladas para la aceleración espectral ( $S_a$ ) para un rango de periodos de interés como aquellas desarrolladas por Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997), porque estas leyes de atenuación proporcionan los coeficientes desarrollados por análisis de regresión para cada uno de los periodos espectrales considerados, incluyendo para  $T=0s$  donde la aceleración es máxima, como se muestran en las Tablas 3.1 y 3.2.

Para la obtención de las ecuaciones de atenuación para la aceleración espectral ( $S_a$ ), se seleccionan los registros de las componentes horizontales dependiendo del perfil del suelo (roca o suelo) en la estación sísmica, luego se obtienen los espectros de respuesta de cada uno de los registros para un rango de periodos de interés, generalmente desde 0.01s hasta 5s en intervalos de 0.01s, luego para cada periodo espectral considerado se realiza el análisis por regresión para obtener los coeficientes de atenuación.

Empleando estos coeficientes se calculan las curvas de peligro sísmico independientemente para cada periodo espectral mediante el análisis de peligro sísmico probabilístico, es decir, el cálculo del peligro sísmico sigue el mismo procedimiento tradicionalmente realizado para la aceleración máxima del suelo PGA cuando el periodo  $T=0s$ . La única variación que ahora se tiene es que se cuenta con coeficientes de atenuación para cada uno de los periodos espectrales de interés considerados. Estas curvas de peligro sísmico se muestran en la figura 3.11.

### **3.5.1 Construcción del espectro de peligro uniforme**

La construcción del espectro de peligro uniforme es relativamente fácil. Habiendo definido las curvas de peligro sísmico para cada periodo estructural, se obtienen las ordenadas de las aceleraciones espectrales para una determinada probabilidad de excedencia, que representa el nivel de peligro considerado.

### Curvas de peligro sísmico-diferentes periodos

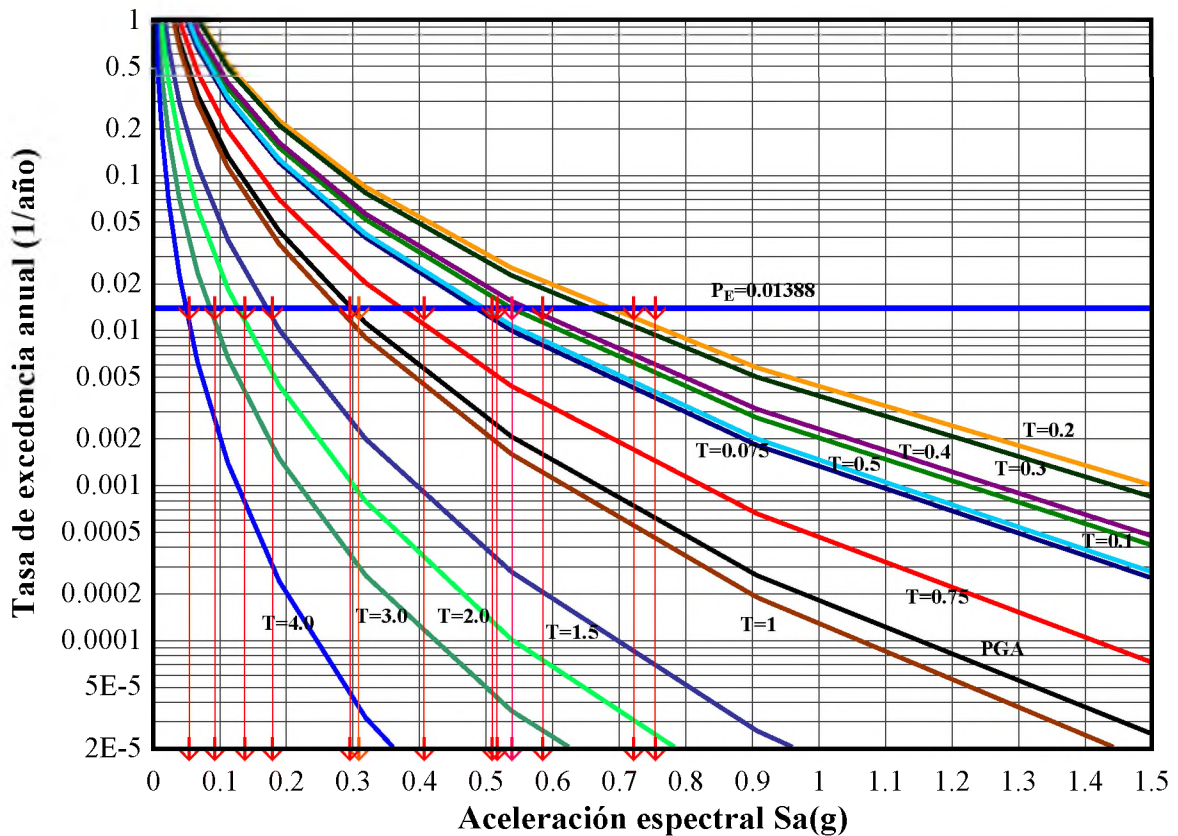


Fig. 3.11: Curva de peligro sísmico para un rango de periodos estructurales, y la construcción del espectro de peligro uniforme.

Para un periodo de retorno de 72 años se tiene una tasa de excedencia anual o una probabilidad  $P_E = 1/72=0.01388$ , la cual se traza mediante una línea horizontal como se muestra en la figura 3.11.

Desde los puntos de intersección de la línea de probabilidad con las curvas de peligro para cada una de las aceleraciones espectrales, se trazan líneas hacia el eje de aceleraciones espectrales donde se obtienen las aceleraciones esperadas para la probabilidad de excedencia con un periodo de retorno de 72 años. Estas aceleraciones obtenidas se grafican en un gráfico periodo versus aceleración espectral como se muestra en la figura 3.12. Este gráfico representa el espectro de peligro uniforme para un emplazamiento.



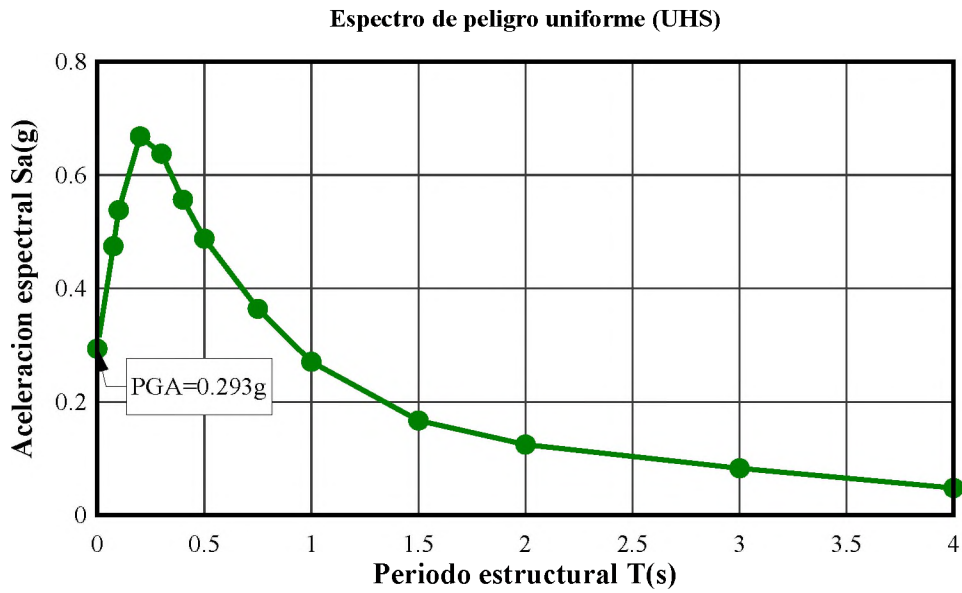


Fig. 3.12: Curva completa del espectro de peligro uniforme para el sismo ocasional, para la ciudad de Lima.

Por ejemplo en la figura 3.12, la región de periodos cortos ( $T < 0.25$  s) del espectro de peligro uniforme estará gobernado por la contribución de sismos de fuentes cercanas de magnitudes pequeñas a magnitudes moderadas, mientras sismos de magnitudes grandes de fuentes distantes afectarán la región de periodos largos (0.4-4s) del espectro de peligro uniforme.

**ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME FRENTE AL  
CODIGO SISMICO E-030, 2003 (ZONA 3: Z=0.4)**

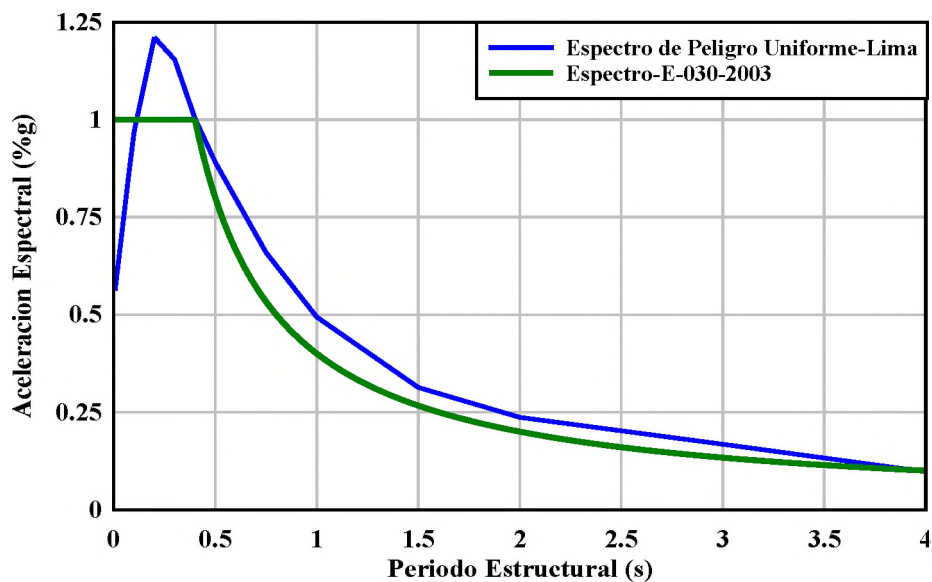


Fig. 3.13: Comparación de los espectros de peligro uniforme generadas para la ciudad de Lima con los espectros propuestos por el código sísmico E-030 para la zona sísmica 3, para el sismo raro con un periodo de retorno de 475 años.

Es evidente de la figura 3.13 para la zona sísmica 3, la aceleración espectral del espectro de peligro uniforme es mayor en la zona donde la aceleración del espectro elástico es constante. Es decir para edificaciones con periodos entre 0.1 y 0.4 s las demandas sísmicas son mayores al del código sísmico. Para edificaciones con periodos mayores o iguales a 0.50 s, las demandas sísmicas obtenidas en este trabajo son mayores a los propuestos por la norma sísmica E-030 del año 2003.

Del espectro de peligro uniforme, el periodo característico para la ciudad parece estar entre 0.15 a 0.35 s. Esto implica que las estructuras con periodo fundamental de vibración alrededor de estos periodos característicos probablemente sean vulnerables.

La ubicación de la ciudad de Lima es cercana con los epicentros de algunos grandes sismos ocurridos en el Perú. El alto peligro estimado en esta área también se debe a la actividad sísmica repetitiva; esta ubicación tiene efectos pronunciados sobre el cálculo del peligro comparado con aéreas donde la sismicidad es más difusa y menos repetitiva. Debido a que el sitio está ubicado cercano a la región de alta actividad, el peligro está dominado por eventos cercanos en periodos cortos y periodos largos.

### **3.6 Conclusiones**

En este capítulo se han considerado dos niveles de peligro con un 10% y 50% de probabilidad de excedencia ( $P_E$ ) para periodos de tiempo de exposición de 50 años o sus correspondientes periodos de retorno de aproximadamente 72 años y 475 años, respectivamente.

Empleando la teoría del método probabilístico propuesta por (Cornell, 1968) [19] y a partir de datos de sismicidad existente tales como las fuentes sísmicas, magnitudes sísmicas obtenidas por investigadores empleando catálogos sísmicos históricos e instrumentales [3], [25], leyes de atenuación para aceleraciones espectrales [70] [59], se han obtenido los parámetros del movimiento del suelo tales como la aceleración máxima (PGA) en suelo firme, curvas de peligro sísmico, espectros de peligro uniforme (UHS).



Para el cálculo de estos parámetros se ha empleado el programa CRISIS-2007 [48], mediante la ubicación de las coordenadas geográficas (Longitud y latitud) de las ciudades capitales regionales del Perú.

De acuerdo a varios estudios de las relaciones de atenuación para diferentes áreas muestran que las características de la atenuación pueden diferir significativamente de una región a otra debido a las diferencias en las características geológicas y las propiedades de las fuentes sísmicas. El uso indiscriminado de las relaciones de atenuación de otras regiones, puede conducir a resultados imprecisos.

Para una evaluación precisa del peligro sísmico es necesario la disponibilidad de leyes de atenuación propias desarrolladas para la sismicidad en zonas subducción y zonas continentales, por lo tanto es necesario utilizar relaciones de atenuación dependientes de la región, basados en acelerogramas registrados en la región.

Como se pudo observar en la comparación de espectros, la forma espectral del código sísmico es completamente independiente del peligro sísmico, únicamente las condiciones del sitio afectan la forma espectral. Además, se ha reconocido que la forma espectral también depende de la magnitud sísmica, distancia desde la fuente al sitio, condiciones locales del sitio y dirección de propagación de la ruptura. Pero el espectro de diseño elástico de la norma sismorresistente no toma en cuenta estos efectos.

Para la zona tres las mayores aceleraciones se presentan en la línea de la costa para los periodos de retorno considerados y a medida que se aleja hacia el interior del continente, los valores decrecen con curvas de iso-aceleraciones paralelas a la costa [3], [25]. Para la ciudad de Lima los valores máximos de aceleraciones son del orden de 300gal para 72 años y de 500 gales para 475 años de periodo de retorno. Para la zona dos las mayores aceleraciones corresponden a la ciudad de Moyobamba cuyas aceleraciones están en el orden 235 gal para 72 años y 451 gal para 475 años de periodo de retorno y también para la zona 1 que corresponde al departamento de Loreto las aceleraciones son de 43 gal para 50 años y 98gal para 475 años de periodo de retorno.

Haciendo una evaluación de la aceleración obtenida del análisis del peligro sísmico y de las aceleraciones obtenidas en las estaciones sísmicas de lima, se observa una buena correlación para las aceleraciones obtenidas para los sismos ocasionales que corresponden al periodo de retorno de 72 años, esto sugiere que el sismo de nivel ocasional tiene una alta probabilidad de ocurrencia.

De las gráficas del espectro de peligro uniforme presentadas ilustran el alto contenido de frecuencias de cada uno de los espectros de peligro uniforme, donde los valores maximos se extienden en el rango de 0.0s a 0.4s para  $S_a$ . Es comun encontrar que eventos de grandes magnitudes afectan la rama de periodos largos del UHS mientras eventos de magnitudes pequeñas afectan la rama de periodos cortos . Esto indica que el UHS en terminos de  $S_a$  está caracterizado en periodos cortos por eventos sísmicos de pequeños a moderados. Tambien pueden observarse que las ciudades de la costa tiene los mas altos valores espectrales tanto para el sismo ocasional como para el sismo raro, pero son las ciudades de Ica y Lima con los mayores valores. Debido a que ciudades de Ica y Lima estan ubicadas mas cercanos a los epeicentros de algunos grandes sismos ocurridos.

En cuanto al espectro de peligro uniforme este espectro tiene mucha importancia para realizar los ajustes espectrales con el fin de obtener registros sísmicos que sean compatibles con las características del terreno donde se realiza la construcción de una estructura y que sea representativo del nivel de peligro a la cual se pretende ajustar.

## CAPITULO 4

### ESTUDIO DE LOS REGISTROS PERUANOS–ESCALADOS A NIVEL DEL SISMO OCASIONAL

#### 4.1 Introducción

En la evaluación y diseño sísmico de estructuras, se requiere de la disponibilidad de registros (tiempo-historia) que representen el peligro sísmico para el nivel de sismo deseado, y describir los parámetros del movimiento del suelo (aceleración, velocidad y desplazamiento), contenido de frecuencias y duración con precisión; por lo tanto los valores y medidas centrales de dispersión de los parámetros de demanda puedan determinarse con confianza y eficiencia. Muchas veces no existen procedimientos establecidos para seleccionar estos registros. En cambio se necesitan predicciones rigurosas de demanda para el análisis inelástico tiempo-historia, lo cual significa que los registros deben seleccionarse (o generarse) para el propósito mencionado. El procedimiento aceptado es trabajar el análisis del peligro en los parámetros seleccionados del movimiento del suelo, y usar la información del peligro para seleccionar registros y la propagación de incertidumbres. Este proceso implica que los registros seleccionados del movimiento del suelo deberían de ser capaces de capturar todas las características del movimiento que pueden afectar significativamente la respuesta elástica e inelástica de los sistemas suelo-estructura. Este tema es uno de los retos básicos en ingeniería sísmica basada en el desempeño.

Por lo tanto cuando se requiere definir la acción sísmica en términos de registros (acelerogramas). Existen tres maneras de obtener registros:

- Registros artificiales que pueden generarse para que sus espectros de respuesta sean compatibles con los espectros de diseño.
- Registros sintéticos obtenidos de modelos sismológicos y
- Registros reales obtenidos en los eventos sísmicos ocurridos. Debido a que estos registros contienen abundante información a cerca de la naturaleza del movimiento del suelo y llevan todas las características del movimiento (amplitud, contenido de frecuencia y duración), reflejan todos los factores que

influyen en el acelerograma (magnitud, características de la fuente, trayectoria, distancia y efectos de sitio)

Este capítulo se enfoca en el estudio de las formas de escalamiento de registros reales.

## **4.2 Selección y escalamiento de registros-sismo ocasional**

Existen diferentes maneras de obtener registros con propósitos de diseño y evaluación de estructuras. Uno es la selección de registros existentes en bancos de datos mundiales con características similares, lo cual significa que el evento sísmico debe tener aproximadamente la misma magnitud, distancia y las condiciones de sitio que se reflejan en los perfiles de suelos bajo el emplazamiento de una obra civil. Debido a su sencillez podrían usarse estos registros almacenados, pero al existir diferencias entre fuentes sísmicas, atenuación y efectos de sitio los registros obtenidos no serían representativas del peligro del sitio. Una modalidad de estos métodos y una opción práctica es escalar registros ya existentes en el sitio al nivel de aceleración máxima del suelo requerido. Debido a su simplicidad, esta opción es muy popular entre los ingenieros; sin embargo, se escala solamente la amplitud del movimiento sin tomar en cuenta la magnitud, distancia, contenido de frecuencias y la duración, que variarán al hacer estos cambios que introducirán una gran dispersión en las demandas sísmicas, conduciendo a diseños y márgenes de seguridad desconocidos [38]. Asimismo, el escalamiento introduce errores en la respuesta estructural no lineal que crece con el grado de escalamiento, con el periodo de vibración de la estructura, con la resistencia global de la estructura y con la sensibilidad de la respuesta estructural no lineal a los modos superiores de vibración (Luco y Bazzurro, 2007). En general, se podría decir que los métodos descritos son muy simplistas o son muy complicados para su uso práctico. Muchos de ellos requieren datos que en la mayoría de los casos no existen, como una colección de registros en el sitio, o bien se requiere conocer la estructura para determinar el número de registros útiles para dar una cierta distorsión de diseño.

En esta investigación se utilizan registros obtenidos en diferentes estaciones sísmicas del Perú disponibles en los bancos de datos del Instituto Geofísico del Perú (IGP) y del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), los cuales se muestran en las tablas 4.1 y 4.2. Por lo tanto el objetivo es analizar la variación de los parámetros de cada registro cuando estos sean sometidos a

un escalamiento que represente el nivel de peligro sísmico requerido, en este caso para sismos ocasionales.

Para el estudio de los registros se han tomado en cuenta únicamente las componentes horizontales. En la tabla 4.1 se pueden observar los registros de los movimientos sísmicos ocurridos en la ciudad de Lima entre 1951 y 1974 y los parámetros de cada uno de estos registros como la aceleración máxima, velocidad máxima, desplazamiento máximo y las magnitudes sísmicas, también el tipo de suelo en cada estación sísmica, que es una característica importante cuando se realiza el estudio de un registro, porque el tipo de suelo es indicativo del contenido de frecuencias existentes en cada registro. En la tabla 4.2 los registros seleccionados corresponden a movimientos sísmicos ocurridos en el 2001, 2005 y 2007; estos registros tienen diferentes perfiles de suelos, por lo tanto para realizar el escalamiento y el ajuste espectral se tomarán en cuenta la aceleración máxima del suelo (PGA) y el espectro de peligro uniforme de cada zona.

Fecha del sismo	Estación	Componente	Coordenadas del epicentro		profundidad Focal (Km)	Distancia Epicentral (Km)	Distancia Hipocentral (Km)	Magnitud (Mw)	Tipo de suelo	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Estación-clave
			Latitud (S)	Longitud (W)									
31-Enero-1951	Estación Parque de la reserva	N82W	12.209	76.935	50	19.34	53.61	5.8	Grava gruesa densa y canto rodado	-60.44	-1.65	-0.31	PRQ
		N08E								45.70	0.92	0.15	
17-octubre-1966	Estación Parque de la reserva	N82W	10.7	78.7	24	237	239	8.1	Grava gruesa densa y canto rodado	-180.60	13.20	7.30	PRQ
		N08E								-269.30	-21.60	-16.60	
31-mayo-1970	Estación Parque de la reserva	N82W	9.36	78.87	64	361	367	6.6	Grava gruesa densa y canto rodado	-104.80	4.71	1.60	PRQ
		N08E								-97.70	6.98	2.60	
29- Noviembre-1971	Estación Parque de la reserva	N82W	11.339	77.791	53.9	116.33	128.21	5.6	Grava gruesa densa y canto rodado	53.55	4.08	1.70	PRQ
		N08E								86.54	-4.22	-1.20	
5-enero-1974	Estación Zarate	L	12.385	76.285	91.7	90.1	128.56	6.5	Sedimento aluvional	-139.59	3.23	1.30	ZAR
		T								-156.18	4.40	1.10	
3-octubre-1974	Estación Parque de la reserva	N08E	12.5	77.98	13	114	115	8.1	Grava gruesa densa y canto rodado	179.00	10.30	-5.30	PRQ
		N82W								-192.50	14.50	6.40	
3-octubre-1974	Estación Surco	L	12.279	77.536	21.2	63.89	67.32	6.8	Grava gruesa densa y canto rodado	192.35	-20.50	7.90	SCO
		T								-207.12	16.90	8.00	
9-noviembre-1974	Estación Parque de la reserva	L	12.52	77.592	12.8	79.05	80.08	7.2	Grava gruesa densa y canto rodado	46.21	-3.60	1.80	PRQ
		T								-69.21	-4.91	-1.80	
9-noviembre-1974	Estación la Molina	L	12.52	77.592	12.8	80.55	81.56	6.3	Limo arcilloso	-116.79	-7.89	2.40	MOL
		T								-93.71	-5.35	1.30	

Tabla 4.1: Registros sísmicos obtenidas en estaciones sísmica de Lima.

Fecha del sismo	Estación	Componente	Coordenadas del epicentro		profundidad Focal (Km)	Distancia Epicentral (Km)	Distancia Hipocentral (Km)	Magnitud (Mw)	Tipo de suelo	PGA (cm/s2)	Estación-clave
			Latitud (S)	Longitud (W)							
23-Junio-2001	Cesar Vizcarra Vargas	E-W	16.08	73.77	33	338.46	340.07	8.3		-295.22	MOQ1
		N-S								220.04	
13-junio-2005	Estación UNSA	E-W	19.61	69.97	146	395.45	421.54	7.8	Grava arenosa	-80.92	AQP
		N-S								65.12	
13-Junio-2005	Estación CHARACATO	E-W	19.61	69.97	146	387.79	414.36	7.8	Afloramiento de roca	-138.50	AQP-2
		N-S								125.43	
13-Junio-2005	Cesar Vizcarra Vargas	E-W	19.61	69.97	146	289.27	324.02	7.8		57.45	MOQ1
		N-S								65.83	
13-Junio-2005	Estación TAC1	E-W	19.61	69.97	146	178.69	230.75	7.8		85.54	TAC1
		S-N								-94.18	
15-agosto-2007	UNICA	EO	13.67	76.76	40			8		-272.20	UNICA
		NS								334.10	

Tabla 4.2: Registros sísmico obtenidas en otras regiones del Perú.

## 4.2.1 Escalamiento de registros sísmicos

El escalamiento se refiere a la multiplicación de un registro inicial por un factor constante tal que el espectro de respuesta del registro escalado coincida con el espectro de diseño sobre un rango de periodos de interés. Se podría decir que los registros deberían solo escalarse en términos de amplitud. Escalando en términos de amplitudes es posible ajustar los parámetros pico del movimiento del suelo, las ordenadas espectrales y el contenido de energía. Sin embargo escalando la amplitud, la forma del espectro de respuesta no cambia.

El procedimiento real para el escalamiento de los registros del movimiento del suelo se resume en la siguiente figura.

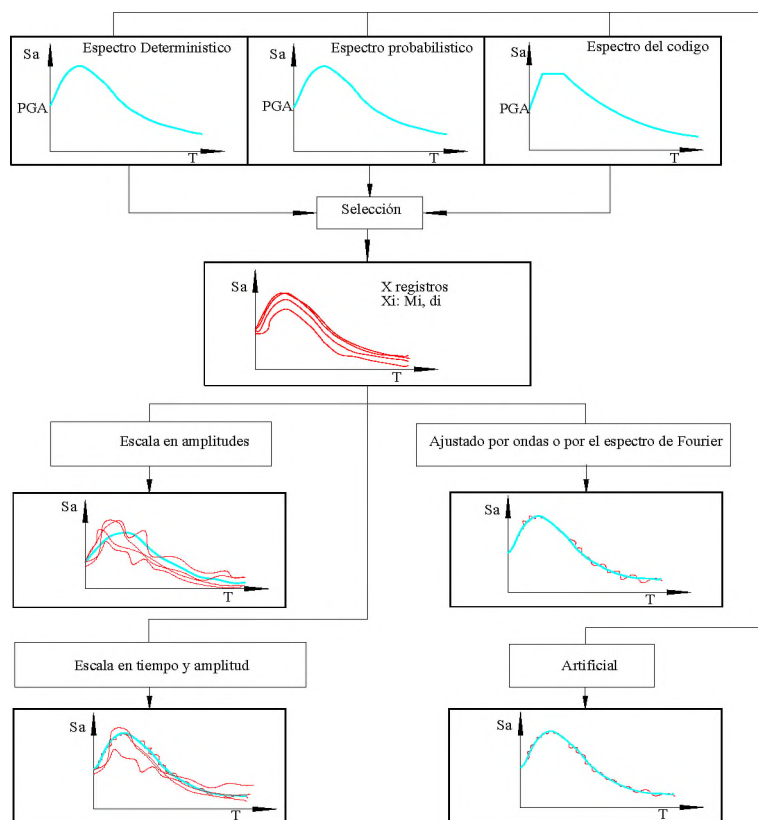


Fig. 4.1: Procedimiento de escalamiento real para registros del movimiento del suelo

Existen varios enfoques para desarrollar registros que sean representativas del nivel de movimiento considerado.

En esta parte de la tesis se presentan estos enfoques, los cuales consisten en el escalamiento de los registros y en el ajuste de los espectros de respuesta de un registro original a un espectro objetivo o de diseño, como el espectro de peligro uniforme para el sismo ocasional.



#### 4.2.1.1 Escalamiento a la aceleración máxima del suelo (PGA)

Es la técnica de escalamiento más utilizada. Según esta técnica un registro sísmico es simplemente multiplicado por una constante. Esto significa que al multiplicar todos los valores del registro por un factor escalar, estos valores solo podrán amplificarse permaneciendo los registros escalados invariables en cuanto al contenido de frecuencias y duración. El factor escalar, se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$\alpha = \frac{PGA_{suelo}}{PGA_{registro}} \quad 4.1$$

Donde:  $PGA_{suelo}$  es la aceleración máxima del suelo para el sismo ocasional obtenida mediante el análisis del peligro sísmico,  $PGA_{registro}$  es la aceleración máxima de cada registro.

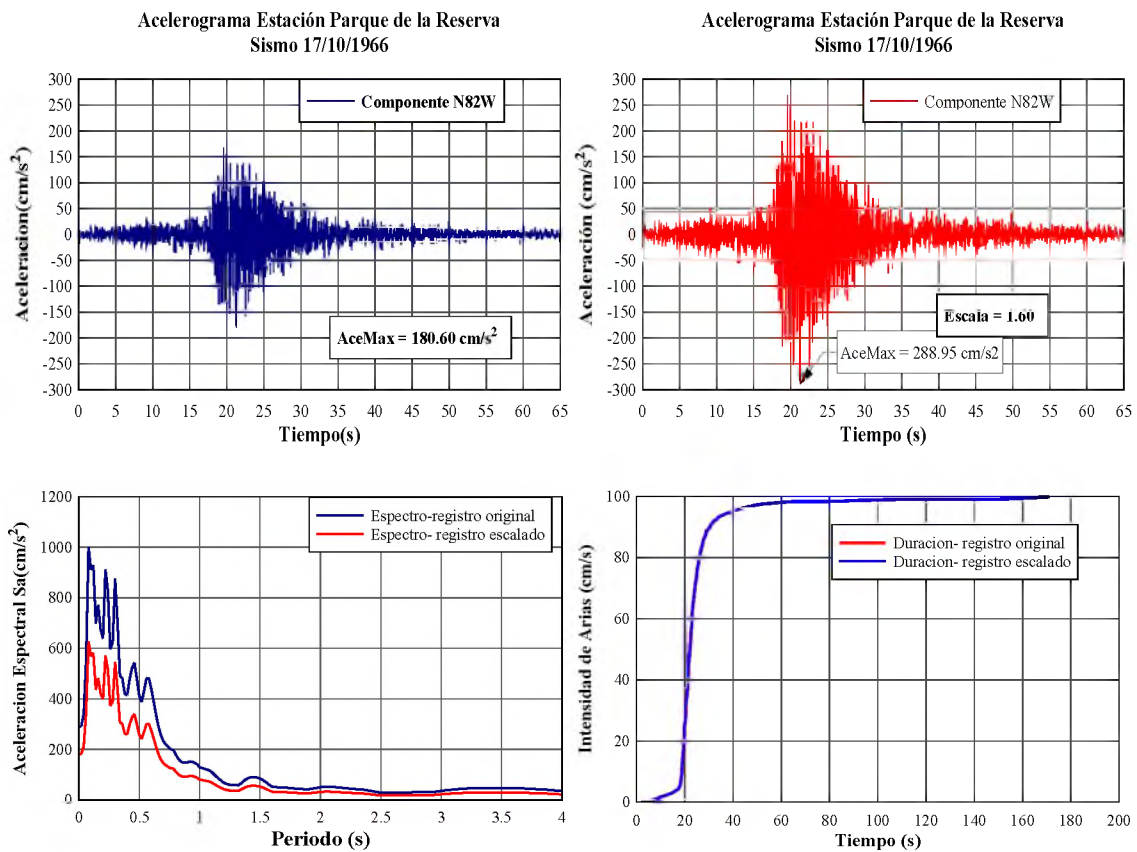


Fig. 4.2: Registros sísmicos originales y escalados a la aceleración máxima del suelo (PGA) para la ciudad de Lima para el sismo de nivel ocasional.

En las figuras 4.2 y en la tabla 4.3 se presentan los parámetros obtenidos mediante el escalamiento con esta metodología.

No	Fecha del sismo	Componente	Duración td (s)	arms cm/s <sup>2</sup>	CAV cm/s	AI m/s	PGA cm/s <sup>2</sup>	Periodo medio Tm(s)	Periodo predominante Tp (s)	Factor Escala
1	31-Enero-1951	N82W	6.9	8.35	53.63	0.01	288.09	0.146	0.08	4.77
2		N08E	5.64	7.87	44.6	0.01	288.09	0.156	0.14	6.3
3	17-octubre-1966	N82W	21.58	41.51	1121.11	0.66	288.09	0.23	0.08	1.6
4		N08E	26.62	45.15	1366.98	0.97	288.09	0.24	0.1	1.07
5	31-mayo-1970	N82W	30.98	23.96	686.79	0.32	288.09	0.26	0.1	2.75
6		N08E	12.02	65.53	879.21	0.27	288.09	0.274	0.22	2.95
7	29- Noviembre-1971	N82W	22.5	8.42	155.8	0.03	288.09	0.26	0.16	5.38
8		N08E	17.88	9.02	136.55	0.03	288.09	0.258	0.12	3.33
9	5-enero-1974	L	10.22	38.91	438.92	0.28	288.09	0.136	0.12	2.06
10		T	10.84	40.7	487.12	0.32	288.09	0.144	0.1	1.84
11	3-octubre-1974	N08E	47.82	39.91	1858.37	0.95	288.09	0.28	0.3	1.61
12		N82W	48.42	33.12	1603	1.36	288.09	0.322	0.12	1.5
13	3-octubre-1974	L	44.6	45.27	2021.73	1.624	288.09	0.356	0.14	1.5
14		T	45.62	50.786	2356.2	2.087	288.09	0.315	0.18	1.39
15	9- noviembre-1974	L	17.64	10.44	178.34	0.03	288.09	0.33	0.14	6.23
16		T	13.7	13.34	186.24	0.04	288.09	0.383	0.34	4.16
17	9- noviembre-1974	L	20.76	26.97	539.81	0.27	288.09	0.386	0.32	2.47
18		T	23.82	19.19	434.63	0.16	288.09	0.331	0.26	3.07
19	23-Junio-2001	E-W	35.86	66.767	2716.56	2.843	241	0.537	0.44	0.82
20		N-S	36.04	62.083	2558.95	2.471	241	0.527	0.66	1.1
21	13-junio-2005	E-W	69.05	10.14	640.01	0.12	235.75	0.355	0.16	2.91
22		N-S	67.775	10.37	648.9	0.128	235.75	0.31	0.12	3.62
23	13-Junio-2005	E-W	65.55	23.865	1475.61	0.66	235.75	0.097	0.08	1.7
24		N-S	67.33	20.46	1293.4	0.5	235.75	0.094	0.06	1.88
25	13-Junio-2005	E-W	34.945	12.34	476.78	0.093	241	0.282	0.3	4.19
26		N-S	36.855	11.198	458.51	0.093	241	0.282	0.12	3.66
27	15-agosto-2007	EO	86.72	47.14	3874.34	3.04	288.92	0.842	0.72	1.06
28		NS	85.47	42.66	3406.83	3.7	288.92	1.063	0.48	0.86

Tabla 4.3: Parámetros de los registros sísmico, y factores de escala para cada uno de los registros seleccionados.

#### 4.2.1.2 Escalamiento de registros para ajustarse al espectro de diseño elástico

Para utilizar esta metodología, se construyen los espectros elásticos de diseño conforme al código sísmico peruano E-030, con las máximas aceleraciones obtenidas mediante la evaluación del peligro sísmico, para el sismo ocasional (PGA = 0.293g, Lima); luego utilizando los registros de aceleraciones seleccionados para este estudio (Tabla 4.1), se realiza el escalamiento en el dominio del tiempo, ajustando los respectivos espectros de respuesta de los registro de aceleraciones al espectro de diseño del sismo de nivel ocasional.

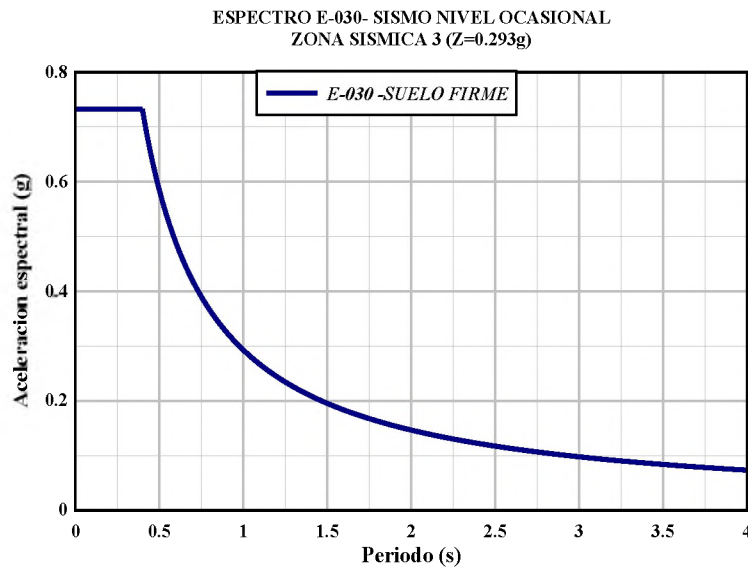


Fig. 4.3: Espectro de diseño elástico para el nivel de sismo ocasional (periodo de retorno de 72 años)

En ésta metodología, los registros sísmicos son escalados incrementando o disminuyendo las amplitudes por un factor escala uniforme en todo el registro sísmico, para obtener un buen ajuste al espectro de diseño (espectro objetivo) para los intervalos de periodos de interés, y sin ningún cambio en el contenido de frecuencias. Podría decirse que el acelerograma debería únicamente escalarse en términos de amplitudes [21]. El procedimiento está basado en minimizar las diferencias en los espectros de respuesta de los registros escalados y el espectro de diseño en el sentido de mínimos cuadrados. Esta metodología considera como “Diferencia” al cuadrado de la diferencia entre el escalado y el objetivo evaluado por la integral.

$$|Diferencia| = \int_{TA}^{TB} [\alpha S_a^{Real}(T) - S_a^{Diseño}(T)]^2 dT \quad 4.2$$

Donde,  $S_a^{Diseño}$  es el espectro de diseño de la norma sismorresistente para sismos de nivel ocasional y el  $S_a^{Real}$  es el espectro de respuesta de aceleraciones de un registro sísmico real respectivamente. Alfa es el factor escala, T, TA, TB son periodos del oscilador y los periodos de limite menor y mayor del registro sísmico. Para minimizar la diferencia, la primera derivada de la función diferencia con respecto al factor escala tiene que ser igual a cero, lo cual conduce a la definición del factor escala (alfa) en una forma discreta como:

$$\min |Diferencia| \Rightarrow \frac{d|Diferencia|}{d\alpha} = 0 \Rightarrow \alpha = \frac{\sum_{T=TA}^{TB} (S_a^{Real}(T) S_a^{Diseno}(T))}{\sum_{T=TA}^{TB} (S_a^{Real}(T))^2} \quad 4.3$$

A continuación se presentan los factores de escala utilizados para ajustar los espectros de respuesta de los registros sísmicos seleccionados al espectro de diseño de la norma sismorresistente E-030.

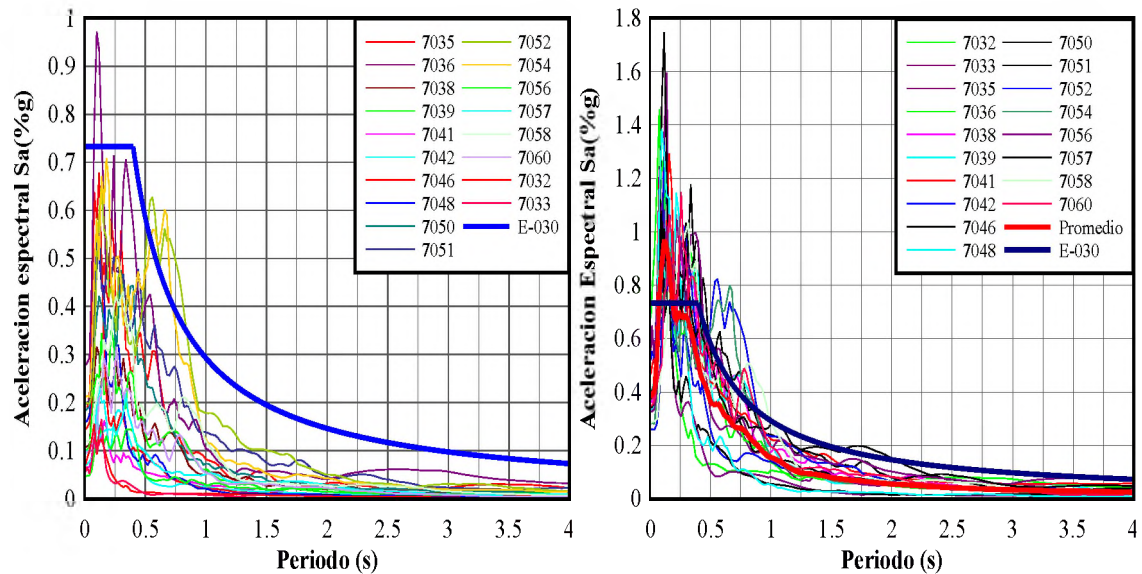


Fig. 4.4: Espectros de respuesta y de diseño antes y después del escalamiento

Fecha del sismo	Estación	Componente	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	Magnitud (Mw)	Factor Escala
					Sismo Ocasional
31-enero-1951	Estación Parque de la reserva	N82W	-60.44	5.8	9.32
		N08E	45.7		9.68
17-octubre-1966	Estación Parque de la reserva	N82W	-180.6	8.1	1.83
		N08E	-269.3		1.31
31-mayo-1970	Estación Parque de la reserva	N82W	-104.8	6.6	3.35
		N08E	-97.7		3.27
29-noviembre-7191	Estación Parque de la reserva	N82W	53.55	5.6	7.97
		N08E	86.54		5.52
05-enero-1974	Estación Zarate	L	-139.59	6.5	2.58
		T	-156.18		2.55
3-octubre-1974	Estación Parque de la reserva	N08E	179	6.8	2.18
		N82W	-192.5		1.74
3-octubre-1974	Estación Surco	L	192.35	8.1	1.31
		T	-207.12		1.33
09-noviembre-1974	Estación Parque de la reserva	L	46.21	6.3	6.87
		T	-69.21		5.36
09-noviembre-1974	Estación la Molina	L	-116.79	7.2	2.39
		T	-93.71		3.64

Tabla 4.4: valores de escalas obtenidas para el sismo de nivel ocasional ajustando al espectro de diseño de la norma E-030.

## **4.2.2 Ajustes de registros sísmicos a un espectro objetivo**

Para obtener registros que reflejen el nivel de peligro sísmico como el sismo ocasional (periodo de retorno 72 años) en un emplazamiento afectado por varias fuentes sísmicas, como es el caso del Perú, se proponen los siguientes pasos.

- 1- Identificar las principales fuentes sísmicas que afectan al sitio.
- 2- Realizar una evaluación probabilística del peligro sísmico. De esta manera, es posible incluir todas las fuentes sísmicas posibles que podrían afectar a la zona, tomando en cuenta todas las combinaciones de magnitudes y distancias.
- 3- Calcular el espectro de peligro uniforme asociado a una tasa de excedencia (inverso del periodo de retorno). De las curvas de peligro sísmico es posible obtener el UHS asociado a una tasa de excedencia.
- 4- Realizar la desagregación del peligro sísmico probabilístico (Disaggregation probabilistic seismic hazard assessment, DPSHA). La desagregación permite identificar los escenarios sísmicos que contribuyen significativamente al peligro sísmico del sitio. El objetivo del desagregado es obtener la magnitud y distancia de la fuente sísmica para generar movimientos de diseño usando una función de densidad de probabilidad condicional conjunta con la magnitud y distancia para un nivel de intensidad en el modelo PSHA.
- 5- Generar varios movimientos de suelo simulados para los escenarios sísmicos definidos en el paso (4) en términos de la magnitud y distancia. Posteriormente, obtener el espectro de respuesta para todos estos movimientos y compararlos con el espectro de peligro uniforme.
- 6- Seleccionar el número mínimo de espectros de respuesta que ajusten la amplitud del espectro de peligro uniforme; los movimientos correspondientes a los espectros de la respuesta seleccionada son los respectivos movimientos de diseño.

### **Desagregado del peligro sísmico-sismo de nivel ocasional**

El espectro de peligro uniforme derivado del análisis del peligro sísmico probabilístico representa la contribución agregada de una serie de magnitudes sísmicas que se producen en cada una de las fallas o zonas de fuentes sísmicas situadas a diferentes

distancias desde el sitio e incluye el efecto de la variabilidad aleatoria en los movimientos del suelo para una magnitud y distancia dada.

Para proveer registros sísmicos (tiempo-historia) que representen el espectro de peligro uniforme, se debe elegir una o más combinaciones discretas de magnitud, distancia y otros posibles parámetros, para representar el movimiento probabilístico del suelo. El parámetro épsilon se define como el número de desviaciones estándar por encima o por debajo del nivel promedio del movimiento del suelo para la magnitud y distancias que se requiere para que se ajuste al espectro de respuesta de peligro uniforme. Los valores de la magnitud, distancia y épsilon se estiman a través de la desagregación del análisis del peligro sísmico probabilístico.

El desagregado puede mostrarse mediante histogramas en una variedad de formas. Un método es utilizando magnitudes y distancias en los ejes horizontales, y mostrar la contribución de diferentes valores de la probabilidad en el eje vertical como se ve desde la figura 4.5 hasta la figura 4.8.

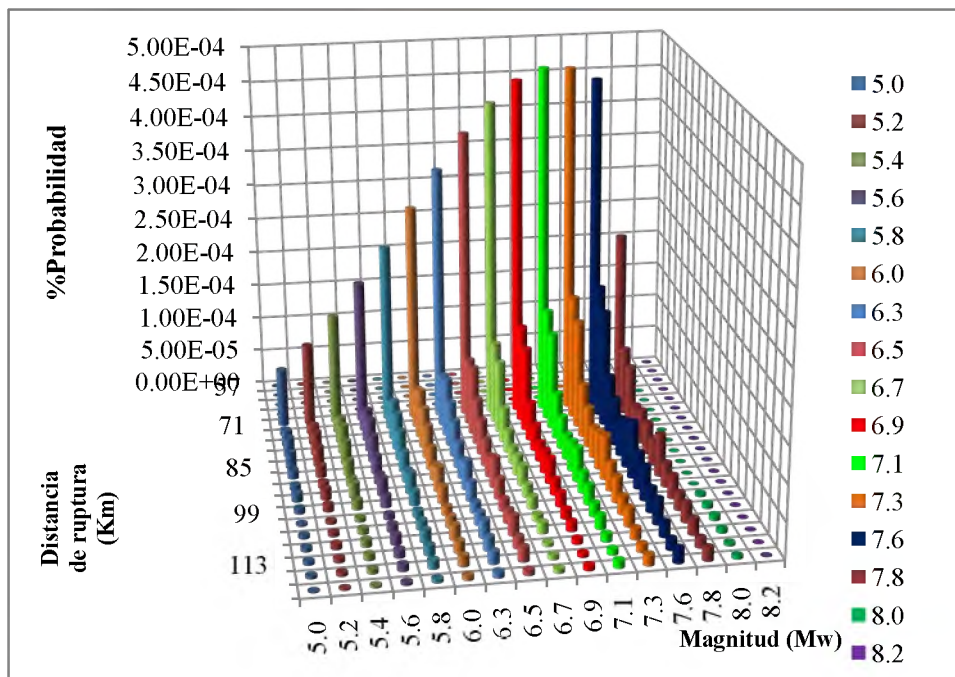


Fig. 4.5: Desagregado para T=0 s, PGA, Mw=7.1, Rrup=70.7 km



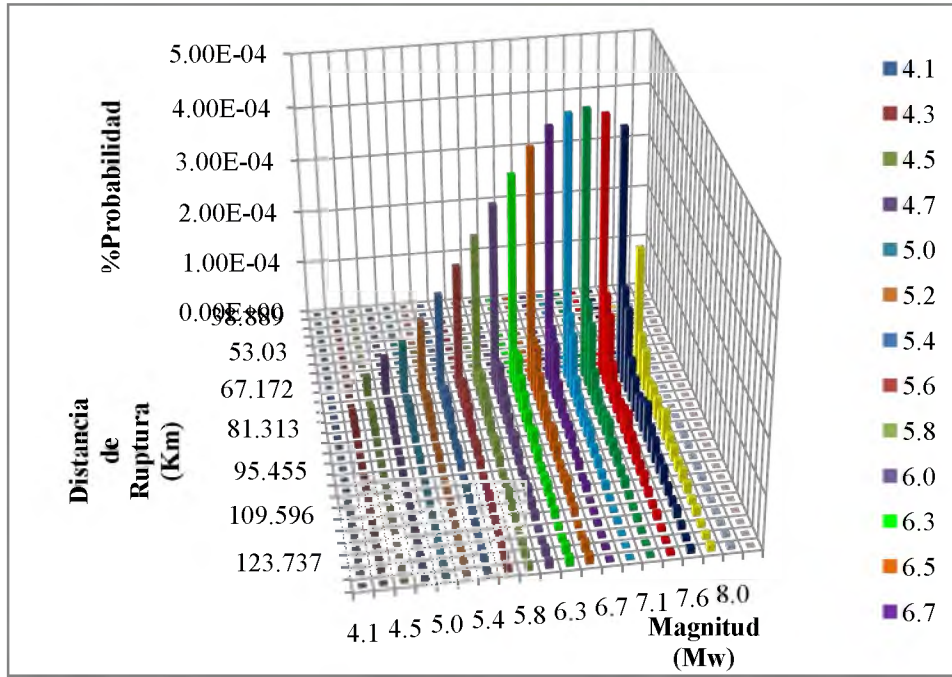


Fig. 4.6: Desagregado para  $T=0.2$  s,  $M_w=7.1$ ,  $R_{rup}=70.7$  km

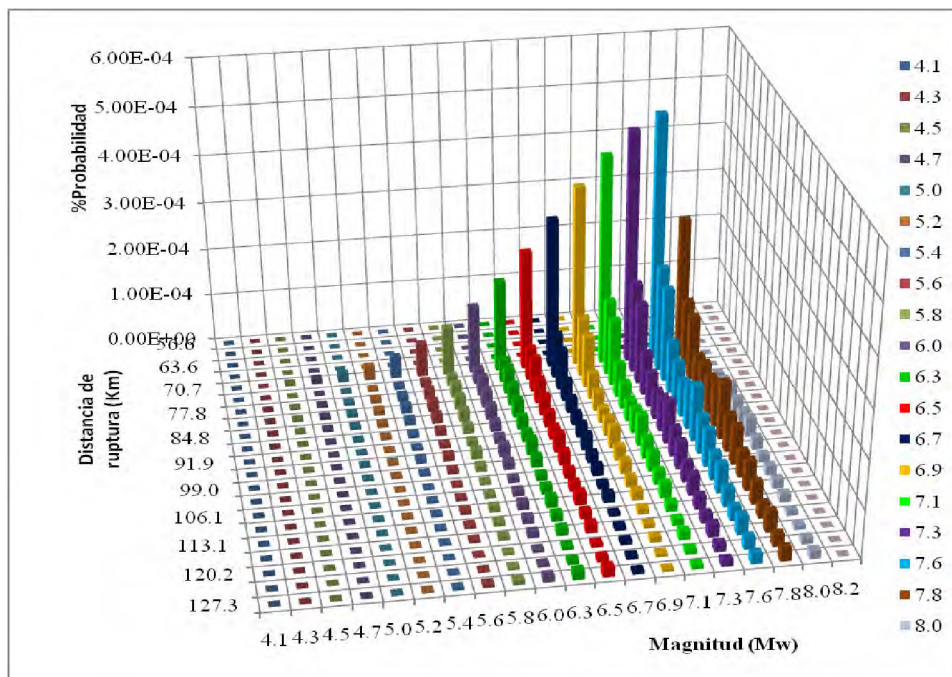


Fig. 4.7: Desagregado para  $T=1$  s, PGA,  $M_w=7.6$ ,  $R_{rup}=70.7$  km

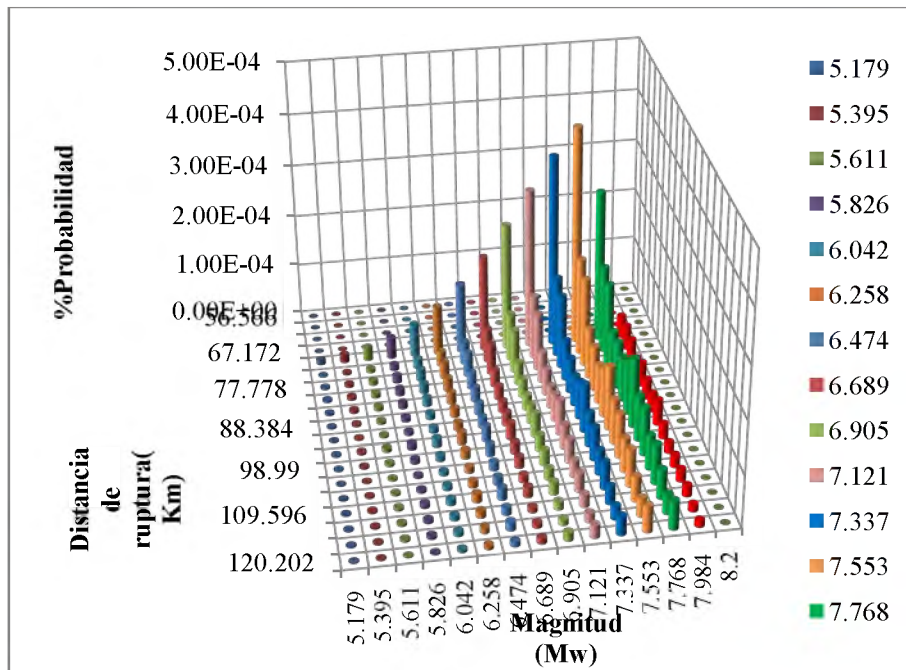


Fig. 4.8: Desagregado para T=2 s, PGA, Mw=7.5, Rrup=70.7 km

### Selección de registros sísmicos

Los registros que se utilizan para representar una medida de la intensidad correspondiente a un nivel de peligro en particular (o período de retorno) deberían reflejar la magnitud, distancia, condiciones de sitio y otros parámetros que controlen las características del movimiento del suelo. Estos parámetros se obtienen mediante la desagregación del peligro para esa intensidad medida.

La selección y escalamiento de registros sísmicos está considerada como un problema crítico en la evaluación de la respuesta estructural basada en el análisis dinámico numérico. El ingeniero estructural espera que el especialista en el procesamiento de registros seleccione los registros cuyas magnitudes, distancias, condiciones de sitio, y el tipo de falla sean representativas del peligro del sitio. Esto puede lograrse con el uso de la desagregación. En algunos casos los registros se seleccionan para que sus espectros de respuesta se ajusten al espectro de peligro uniforme o a otro espectro de respuesta de diseño. Las propiedades (período natural, ductilidad, etc.) de la estructura pueden o no ser considerado en la selección de registros. Por ejemplo, si se diseña una edificación la mayoría de los códigos prescribe que un registro del movimiento del suelo tiene que ser seleccionado tal que sea compatible con el espectro de peligro uniforme (UHS). El procedimiento para la selección de los registros sísmicos se muestra en la figura 4.9.



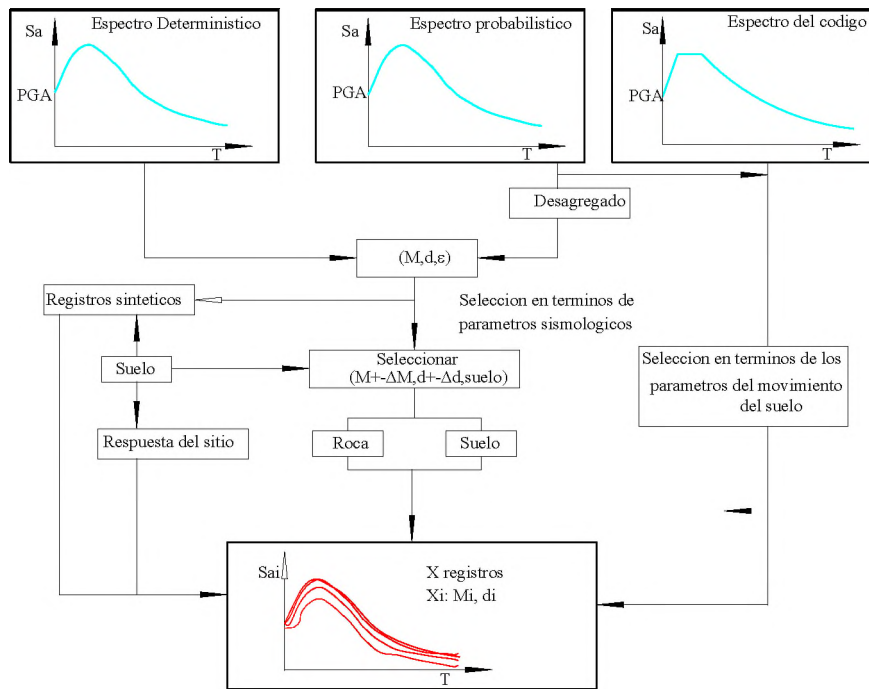


Fig. 4.9: Procedimiento para la selección de registros sísmicos [1].

### Preselección de registros

Antes de que un registro sísmico pueda ser considerado adecuado, es necesario verificar que las propiedades de estos registros sean representativas del peligro del sitio para luego usarlos en el análisis estructural dinámico.

### Selección basada en parámetros geofísicos.

Los tres parámetros tradicionalmente usados para la selección de los registros son la magnitud ( $M$ ), distancia de la fuente al sitio ( $R$ ) y la clase del sitio ( $S$ ). La razón para esto es que las importantes características del registro tales como el contenido de frecuencias, amplitud espectral, forma del espectro y la duración están correlacionadas con la magnitud, distancia y la clase de sitio. La clase del sitio está basada comúnmente en la velocidad de ondas de corte bajo el perfil del sitio. Además según Acevedo (2004) [1] sugiere que “dado un ambiente tectónico similar, se pueden usar los registros sísmicos de un país y aplicarlos a otros”

### Magnitud.

Muchos investigadores han demostrado, mediante el análisis de regresión, que la magnitud tiene una fuerte influencia en la forma espectral y en la duración del

movimiento del suelo. Por esta razón se ha sugerido que la magnitud debería ser considerada en la selección de los registros. La figura 4.10 muestra la dependencia de la forma del espectro de respuesta con la magnitud como predicen diferentes ecuaciones de atenuación. Stewart et. al (2001) asertó que se debería prestar una particular atención en la magnitud objetivo y sugirió que se deberían utilizar magnitudes sísmicas dentro de  $(\pm 0.25) M_w$  de la magnitud objetivo. Acevedo (2004) recomienda que la búsqueda de los registros sísmicos esté basada en lograr un buen ajuste en términos de magnitud y sugiere utilizar sismos dentro de 0.2 unidades del sismo objetivo.

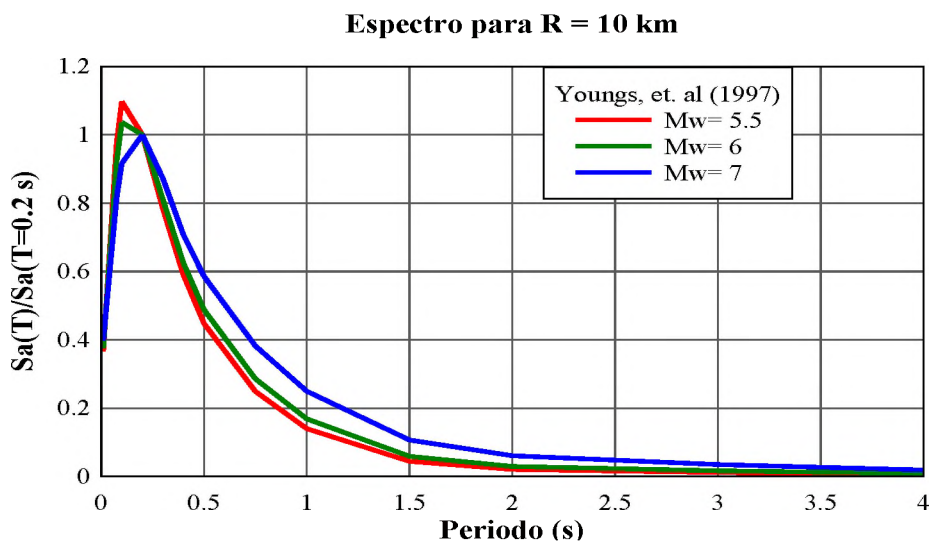


Fig. 4.10: Contribucion de la magnitud en la selección de registros sísmicos. Forma espectral de respuesta (normalizada a la ordenada de 0.2 s) para suelo firme para 10km para un sismo de magnitud 5.5, 6 y 7 usando los valores medios obtenidos de la ecuación de atenuación de Youngs (1997).

**Distancia.**

El Segundo parámetro que debería ser considerado en la selección de los registros sísmicos, es la distancia de la fuente al sitio. Como lo sugiere Acevedo (2004) observando los valores de la relación de atenuación desarrollados para diferentes registros sísmicos, la influencia de la distancia en la forma espectral es muy baja si se compara con la magnitud. La figura 4.11 muestra la forma espectral que depende de la distancia para una magnitud  $M_w=7$ , como lo predicen diferentes relaciones de atenuación.

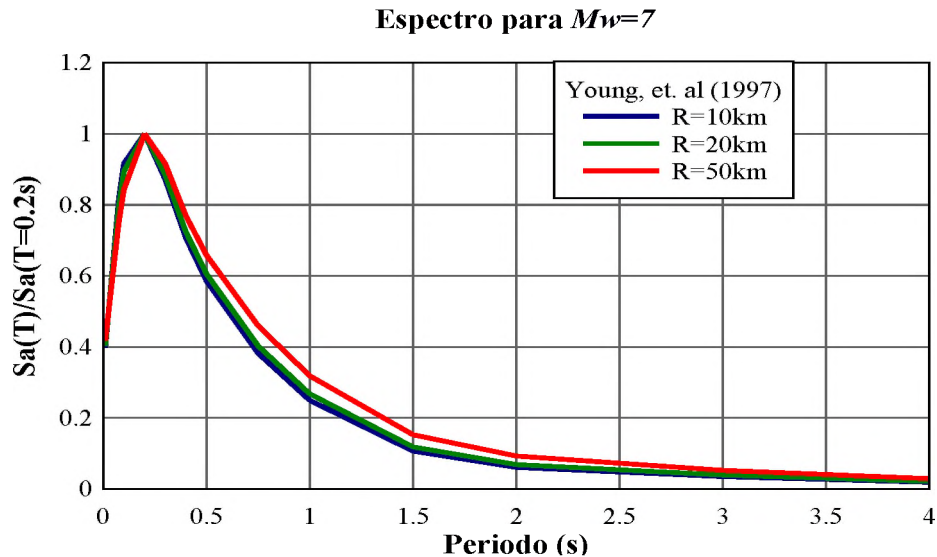


Fig. 4.11: Influencia de la distancia en el escalamiento de acelerogramas. Forma espectral de respuesta (normalizada a la ordenada de 0.2 s) para suelo firme para 10km, 20km y 50km para un sismo de magnitud 7 usando los valores medios obtenidos de la ecuación de atenuación de Youngs (1997)

#### **Clasificación del sitio.**

El tercer parámetro que debería incluirse en la búsqueda es la clasificación del sitio, puesto que esto influye en el movimiento del suelo. Los efectos del suelo pueden afectar tanto las amplitudes como la forma del espectro de respuesta. Sin embargo especificar un ajuste cercano para este parámetro puede no ser siempre adecuado puesto que los perfiles geotécnicos han sido determinados con confianza para un pequeño número de registros sísmicos del sitio.

#### **4.2.2.1 Ajuste del espectro promedio al espectro objetivo**

Normalmente el procedimiento de escalamiento es adoptado para lograr un buen grado de compatibilidad con algún tipo de espectro de referencia. Recientemente algunos investigadores han propuesto procedimientos que no solo intentan ajustar a un espectro promedio pero también intentan controlar la distribución del movimiento del suelo.

En esta parte de la tesis para la selección y escalamiento de acelerogramas (tiempo-historia) se emplean los procedimientos desarrollado por Rathje y Kotte (2007) [53], los cuales proponen un procedimiento “semi automático” para seleccionar y escalar registros del movimiento del suelo que se ajustan a un espectro de respuesta de referencia (dado M, R, S, F) mientras se controla la varianza.

En el procedimiento de Rathje y Kotte (2007) [53], se seleccionan registros sísmicos almacenados en diferentes bancos de datos sísmicos como el PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) [51], entre otros. Estos registros sísmicos deberían cumplir con todas las características desarrolladas anteriormente para el sitio. Después de obtener estos registros sísmicos, se obtienen sus correspondientes espectros de respuesta elásticos, y luego se les multiplican por factores de escalas, obteniéndose un ( $Sa^{escalado} = s.Sa$ ) espectro de respuesta escalado. Si se desea encontrar el espectro de respuesta promedio resultante de los registros sísmicos anteriormente escalados, se calcula mediante el promedio del logaritmo natural de la aceleración espectral para cada periodo del espectro de respuesta mediante la ecuación.

$$\ln Sa_{avg,i}^{escalado} = \frac{1}{n_m} [\ln(s_1.Sa_{1,i}) + \ln(s_2.Sa_{2,i}) + \dots + \ln(s_{n_m}.Sa_{n_m,i})] \quad 4.4$$

Donde el sub índice  $i$  representa el número de periodos del espectro y  $n_m$  es el número de registros sísmicos dentro de la combinación. La ecuación anterior se puede expandir haciendo uso de las propiedades del logaritmo natural.

$$\ln Sa_{avg,i}^{escalado} = \frac{1}{n_m} [\ln s_1 + \ln s_2 + \dots + \ln s_{n_m}] + \frac{1}{n_m} [\ln Sa_{1,i} + \ln Sa_{2,i} + \dots + \ln Sa_{n_m,i}] \quad 4.5$$

De la ecuación anterior vemos que hay dos factores separados que son los factores de escala y los valores de la aceleración espectral. Esta separación indica que los factores de escala controlan la amplitud de los espectros de respuesta y las ordenadas espectrales controlan la forma del espectro. Usando esta información, del grupo de registros sísmicos seleccionados mediante el desagregado del peligro sísmico se seleccionan registros sísmicos en la que los espectros de respuesta se ajustan mejor al espectro objetivo (en este caso el espectro de peligro uniforme).

La expresión anterior indica que la expansión puede simplificarse a un factor de escala promedio que es aplicado a un espectro de respuesta promedio.

$$\ln Sa_{avg,i}^{escalado} = \frac{1}{n_m} \sum_{j=1}^{n_m} \ln s_j + \frac{1}{n_m} \sum_{j=1}^{n_m} \ln Sa_{j,i} = \ln s_{avg} + \ln Sa_{avg,i} \quad 4.6$$

Si se calcula el  $\ln Sa_{avg,i}$  de los registros sísmicos seleccionados, entonces los factores de escala de cada registro  $s_j$  se pueden variar sin cambiar el  $Sa_{avg,i}$  escalado mientras que el promedio de los factores de escala individuales permanezca igual a  $\ln s_{avg}$ . Los factores

de escala individuales  $s_j$ , son usados para controlar la desviación estándar del grupo de registros.

El factor de escala promedio óptimo  $\ln s_{avg}$ , para los registros escalados se encuentra calculando la diferencia de promedios entre el espectro de respuesta promedio no escalado y el espectro objetivo.

$$\ln s_{avg} = \frac{1}{n_p} \sum_{i=1}^{n_p} [\ln(Sa_{objetivo,i}) - \ln(Sa_{avg,i})] \quad 4.7$$

Donde  $n_p$  es el número de periodos en el espectro de respuesta. El factor de escala óptimo representa el ajuste de mínimos cuadrados del espectro de respuesta promedio al espectro de respuesta objetivo.

El éxito del ajuste escalado es cuantificado mediante el RMSE (Error medio cuadrático) entre el espectro de respuesta promedio escalado y el espectro de respuesta objetivo.

$$RMSE = \left[ \frac{1}{n_p} \sum_{i=1}^{n_p} [\ln s_{avg} + \ln Sa_{avg,i} - \ln Sa_{objetivo,i}]^2 \right]^{1/2} \quad 4.8$$

$$RMSE = \left[ \frac{1}{n_p} \sum_{i=1}^{n_p} [\ln s_{avg,i} + \ln s_{avg} - \ln Sa_{objetivo,i}]^2 \right]^{1/2} \quad 4.9$$

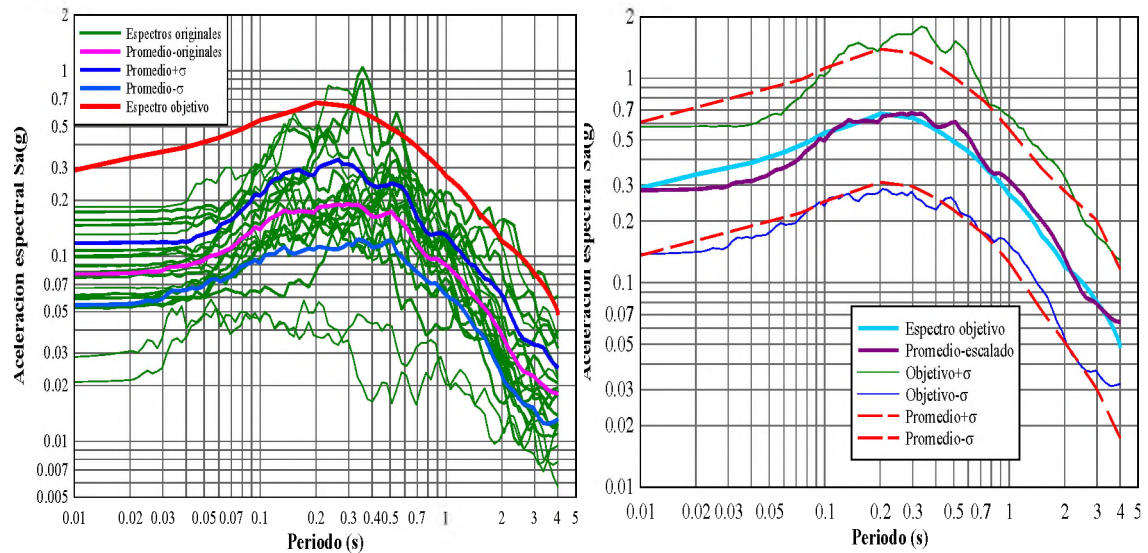


Fig. 4.12: Espectros de respuesta originales y el promedio que se ajusta al espectro objetivo

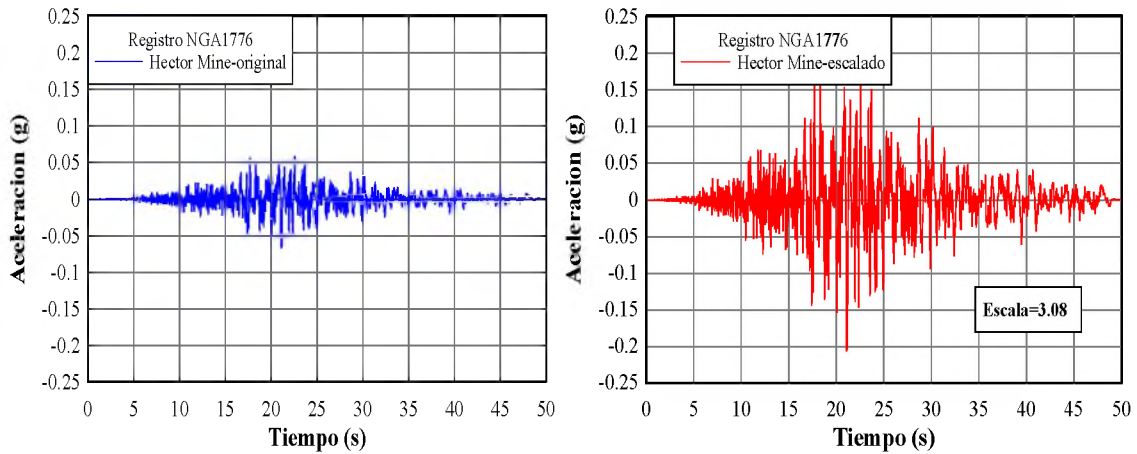


Fig. 4.13: Registros sísmicos compatibles con las características de un emplazamiento, para el sismo ocasional

#### 4.2.2.2 Ajuste espectral no estacionario

Con el siguiente procedimiento lo que se pretende es modificar el contenido de frecuencias de cada registro sísmico para que se ajuste al espectro objetivo en todo el rango de periodos o frecuencias. Varios métodos se han desarrollado para modificar un registro sísmico de modo tal que su espectro de respuesta sea compatible con un espectro objetivo.

En este procedimiento para el ajuste espectral se ajustan los registros sísmicos en el dominio del tiempo adicionando ondas al registro sísmico de referencia. Este procedimiento se encuentra desarrollado en el artículo de Linda Al Atik, Norman Abrahamson (2009) [7] y en la tesis de J. Hancock (2006) [30].

Además existen programas para realizar el ajuste de espectros a un espectro objetivo desarrollados en base a las teorías presentados por los anteriores investigadores. En este caso se considerara como el espectro objetivo el espectro de peligro uniforme para el sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años), desarrollado en el capítulo tres. Entre algunos de los programas diseñados para realizar el ajuste de espectros se tienen el RSPmatch [7], Seismo Match o el SigmaSpectra. En este trabajo se empleará el Seismo Match [62].



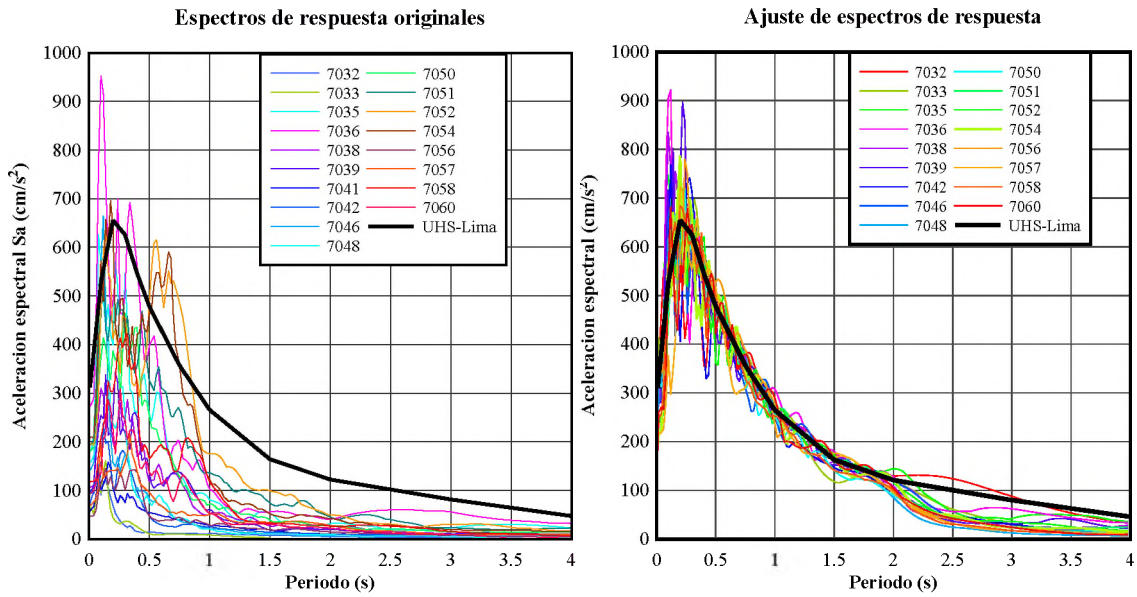


Fig. 4.14: Espectros de respuesta antes y después de hacer el ajuste al espectro de peligro uniforme del sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años)

De la figura 4.14 se concluye que los espectros de respuesta de algunos registros sísmicos de la tabla 4.1 no llegan a ajustarse completamente al espectro de peligro uniforme (UHS) para periodos muy bajos (menores a 0.1s) y muy altos (mayores a 2s), al no ajustarse fuera de los rangos de periodos mencionados implicaría que el espectro de peligro uniforme desarrollado, no representa una herramienta de diseño confiable, debido a que en su desarrollo no se toma en cuenta los registros sísmicos de la zona.

En los siguientes gráficos se muestran los registros desarrollados por el anterior procedimiento, es decir registros antes y después de ajustarse al espectro de peligro uniforme.

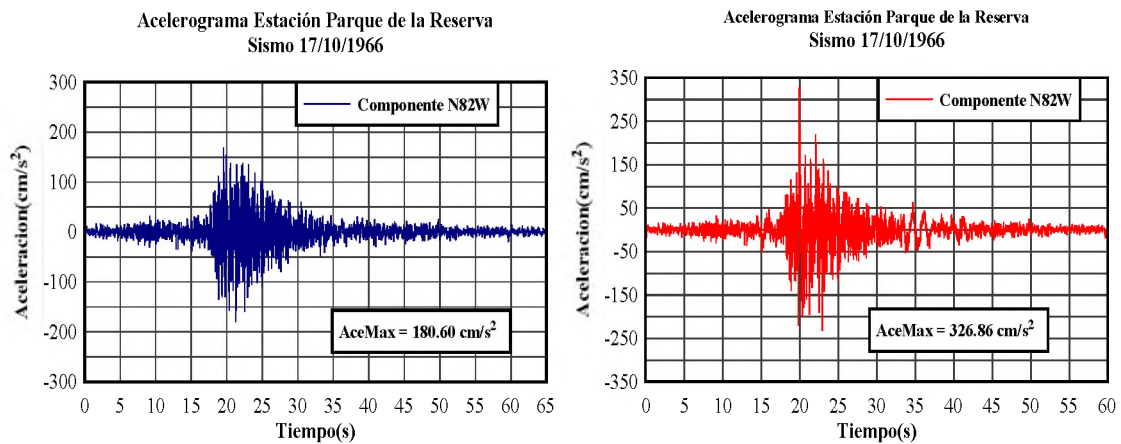


Fig. 4.15: Acelerogramas antes y después de ajustarse al espectro de peligro uniforme.

### 4.3 Parámetros de registros sísmicos peruanos

Los parámetros que se obtienen de los registros originales, escalados linealmente a la aceleración máxima del suelo para el nivel de sismo ocasional, escalados al espectro de diseño de la norma E-030 y los registros ajustados al espectro de peligro uniforme como son la amplitud, la duración y el contenido de frecuencias se definen y se detallan en los siguientes párrafos.

Vale aclarar que los registros sísmicos seleccionados no han sido modificados, debido a que estos registros ya se encuentran corregidos, pero sin embargo es importante señalar que para realizar cualquier investigación sobre este tema, los registros sísmicos deben estar libres de ruidos y otras perturbaciones que pueden afectar la verdadera señal sísmica.

También las propiedades de los registros dependen de la técnica del recojo y procesamiento de datos. Todos los registros del movimiento del suelo contienen ruidos debidos a las imperfecciones en el procesamiento de registros, y el objetivo del procesamiento de datos registrados es limitar los datos al rango de frecuencias donde la razón señal/ruido es satisfactoria. Boore, Bommer, 2005 [10], puntualizan que el procesamiento más importante y más efectivo y menos subjetivo en la reducción de ruidos de periodos largos en un registro sísmico es el filtro pasa-bajo que es una función que en el dominio de las frecuencias tiene un valor cercano a uno en el rango de frecuencias que el analista desea mantener y cercano a cero en el rango de frecuencias que el analista desea eliminar. Además, el filtro se aplica en el dominio del tiempo mediante la convolucion de su transformada con el registro sísmico o en el dominio de frecuencias multiplicando la función filtro con el espectro de amplitudes de Fourier del registro, finalmente obteniéndose un registro sísmico apropiado mediante la transformada inversa de Fourier [10].

Para obtener un registro sísmico adecuado pueden seguirse los siguientes pasos.

1. Tener en cuenta las dos integrales de Fourier.

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad 4.10$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad 4.11$$



2. Se calculan los espectros de amplitudes de Fourier de la señal sísmica (acelerograma sin corregir) mediante la transformada de Fourier de la ecuación 4.10. Esto se realiza aplicando el algoritmo de la Transformada Rápida de Fourier (Fast Fourier Transform, FFT), que transforma un acelerograma a un espectro de frecuencias.
3. Se utiliza un tipo de filtro, el cual tiene que estar en el dominio de frecuencias, entre los diferentes tipos de filtro existentes, el más empleado es el filtro tipo pasa-bajo.
4. Al multiplicar este filtro con el espectro de Fourier de la señal no corregida, se obtiene un espectro de Fourier corregido.
5. Empleando la integral inversa de Fourier (ecuación 4.11), se obtiene una señal sísmica corregida, el cual puede emplearse para el cálculo de los parámetros sísmicos.

Además existen muchos programas utilizados en el campo de la sismología digital. Un buen ejemplo es el SeísmoSignal [62]. Este programa proporciona de una manera fácil y eficiente el procesamiento de los registros sísmicos y la capacidad de derivar una gran cantidad de parámetros del movimiento del suelo, que a menudo son requeridos por los ingenieros. Se decidió utilizar este programa para obtener los parámetros del movimiento sísmico y comprobar con las respectivas formulaciones desarrolladas en hojas de cálculo.

### **4.3.1 Amplitud**

Durante un sismo un instrumento moderno registrará tres componentes de la aceleración en un punto. Uno en la dirección vertical y dos perpendiculares en la dirección horizontal. Los parámetros del movimiento contenidos dentro de un registro sísmico pueden ser la aceleración, velocidad o desplazamiento, como se muestra en la figura 4.16. Típicamente, solo la aceleración es medida, mientras que la velocidad y el desplazamiento se calculan a través de la integración desde el acelerograma.

De la figura 4.16 se observa que el registro sísmico de aceleraciones registra dos fases de aceleraciones, esto se debe al deslizamiento de dos zonas sísmicas, con un intervalo de aproximadamente 50s después de la ruptura de la primera zona. En cambio el registro de velocidad presenta un contenido de frecuencias intermedias, producto de la

integración y de los filtros empleados y el registro de desplazamiento tiene un contenido de frecuencias más suavizado.

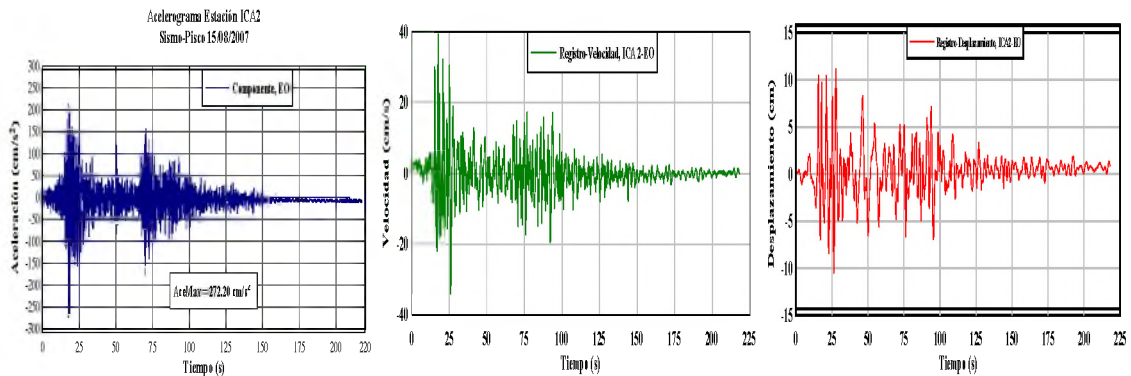


Fig. 4.16: Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo de Pisco del 15 de agosto del 2007, componente EO y registrado en la estación ICA2.

#### 4.3.1.1 Aceleración máxima del suelo (PGA)

La aceleración máxima del suelo (Peak Ground Acceleration, PGA) mostrada en la figura 4.17 es la amplitud máxima del registro de aceleración horizontal del movimiento del suelo. En términos de la respuesta estructural corresponde al valor máximo de la aceleración absoluta de un sistema de un grado de libertad (SDOF) con rigidez infinita, para el periodo natural de vibración  $T=0$  s. Este parámetro (PGA) no necesariamente provee una representación completa de la severidad del sismo, en términos de su potencial de daño estructural, debido a valores aislados de muy alta aceleración que no producen daño debido a su corta duración.

A diferencia de la aceleración horizontal, la aceleración vertical ha recibido menos atención en la ingeniería sísmica. Esto debido a que en las estructuras los márgenes de seguridad contra las fuerzas estáticas verticales usualmente proveen adecuada resistencia a las fuerzas dinámicas inducidas por la aceleración vertical durante un sismo. Para propósitos de ingeniería, la aceleración máxima vertical se supone a menudo como  $2/3$  de la aceleración horizontal [55].

Es usual tener en los movimientos sísmicos del suelo aceleraciones pico altas, pero no siempre son más destructivos que movimientos con aceleraciones pico bajas. De esta forma, movimientos con aceleraciones pico altas, en los que predominan periodos muy pequeños pueden causar pocos daños a diferentes tipos de estructuras. Por ejemplo se han observado que movimientos sísmicos con aceleraciones pico superiores a  $0.5g$  no

ocasionan daños significativos en las estructuras porque estas aceleraciones pico ocurren a frecuencias muy altas.

La figura 4.17 muestra las aceleraciones máximas del suelo registradas durante el sismo de Pisco de 2007, en las tres componentes, EO, NS y Vertical.

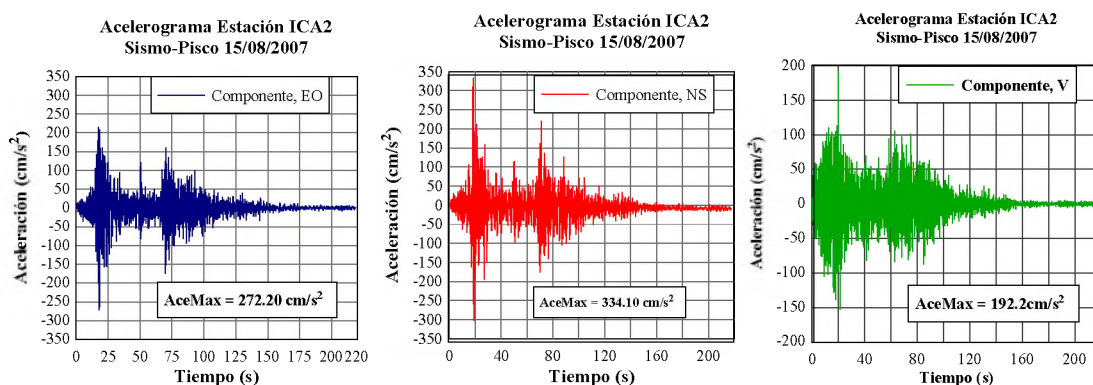


Fig. 4.17: Registro de aceleraciones del Sismo de Pisco del 15 de Agosto de 2007, registrado en la Estación ICA2.

#### 4.3.1.2 Aceleración máxima efectiva del suelo (EPGA)

Otros parámetros, tales como la aceleración máxima efectiva (EPGA) y la velocidad máxima efectiva (EPGV) han sido propuestos como alternativas para cuantificar la severidad del movimiento del suelo. Muchas definiciones e interpretaciones físicas han sido propuestas para estos parámetros, los cuales han sido empleados para definir el movimiento del suelo de diseño para utilizarlos en códigos de edificaciones. El EPGA fue definido como proporcional a la ordenada espectral correspondiente a periodos dentro del rango de 0.1 a 0.5s. Mientras el EPGV fue definido como proporcional a la ordenada espectral correspondiente a un periodo de cerca de 1s. La constante de proporcionalidad (para un amortiguamiento de 5%) fue puesta como un valor estándar de 2.5 en ambos casos.

El EPGA y el EPGV están relacionados a la aceleración máxima del suelo y a la velocidad máxima del suelo, pero no necesariamente son los mismos como o directamente proporcional a la aceleración máxima y velocidad. Cuando se presentan altas frecuencias en un movimiento, el EPGA puede ser significativamente menor que la aceleración máxima del suelo.

Newmark y Hall (1982) caracterizaron la aceleración máxima efectiva como el valor de la aceleración que está más relacionado a la respuesta estructural y al daño potencial de un sismo. La aceleración máxima efectiva se entiende que refleja el potencial de daño

real de la excitación sísmica, lo cual no puede ser descrito con precisión únicamente por el valor máximo de la aceleración del suelo. La definición de la aceleración máxima efectiva del suelo por lo tanto debería tomar en cuenta no solo la amplitud de la excitación, también el contenido de frecuencias, el tipo y características del sistema estructural bajo consideración.

#### **4.3.1.3 Velocidad máxima del suelo (PGV)**

La velocidad máxima (Peak Ground Velocity, PGV), es la velocidad máxima esperada para las ondas sísmicas en la superficie. Es otro parámetro útil para caracterizar la amplitud del movimiento sísmico del suelo. Puesto que la velocidad es menos sensible a componentes de alta frecuencia en el movimiento sísmico del suelo, es mayor que la aceleración máxima para caracterizar con mayor exactitud y precisión la amplitud del movimiento a frecuencias intermedias. La velocidad máxima también se puede correlacionar con alguna intensidad sísmica [46].

#### **4.3.1.4 Desplazamiento máximo del suelo (PGD)**

Los desplazamientos máximos (Peak Ground Displacement, PGD) están asociados generalmente con las componentes de baja frecuencia de un movimiento sísmico. Sin embargo resultan muchas veces difíciles de determinar con exactitud y precisión, como sugieren algunos autores [36], debido a los errores en el proceso de filtrado de la señal sísmica y en la integración del acelerograma y también al ruido del periodo largo. Como resultado este parámetro es menos usado en las mediciones del movimiento sísmico del suelo comparado con la aceleración y velocidad máxima.

### **4.3.2 Duración**

Dado que la duración del sismo influye en el daño causado por él, las definiciones propuestas en la bibliografía van dirigidas a conocer que intervalo de tiempo es el más significativo. Los criterios para definir dichos intervalos son muy variables, en función del objetivo con el que se estudia el terremoto.

La duración del movimiento sísmico determina en gran medida los efectos destructivos de un sismo sobre las estructuras, y paradójicamente los procedimientos de cálculo propuestos en la mayor parte de las normas sísmicas, que se basan en el espectro de respuesta, no tienen en cuenta su influencia [66].

Dentro de la literatura científica se pueden encontrar un gran número de definiciones de la duración, cada una de éstas con una base teórica diferente y utilizando diferentes parámetros sísmicos, que de una manera u otra, tratan de determinar el intervalo más significativo de un registro sísmico.

Desde el punto de vista conceptual, la duración de un registro sísmico depende de los mecanismos de fuente y de las características del terreno en el que se propagan las ondas sísmicas desde la fuente hasta el emplazamiento en el que se registra el terremoto. En la fuente, la duración depende de la geometría de la falla y de la velocidad de propagación de la rotura; ambas características marcan el intervalo de tiempo comprendido entre el inicio y fin de la dislocación, es decir del tiempo de rotura. La parte más significativa del sismo viene definida por el mecanismo de fuente, mientras que los tramos menos significativos vienen determinados por la trayectoria de las ondas.

#### **4.3.2.1 Duración de umbral**

La duración de umbral “Threshold duration” es la duración más usada, que es el tiempo en el que el acelerograma pasa por primera y última vez por un cierto nivel umbral. Este criterio es más simple para la definición de la duración y ha sido el que se ha utilizado extensamente en la ingeniería sísmica. Existen autores que proponen niveles de umbral de tipo absoluto y otros de tipo relativo.

Entre los investigadores que proponen este tipo de duración están:

**Ambrasey y Sarma (1967):** con el objetivo de identificar la longitud de la porción fuerte de los registros sísmicos, estos investigadores proponen usar el concepto de duración entre intervalos con un límite de aceleración de 0.03g

**Bolt (1973), Page y otros (1972):** con el fin de reducir la sensibilidad de la duración umbral a pequeños cambios, estos autores proponen que la duración se puede obtener con la suma de todos los intervalos en los que el registro tiene valores superiores al nivel umbral determinado. Este tipo de duración es denominado duración de umbral uniforme normalizada. Bolt(1973) propone utilizar un valor del nivel umbral absoluto comprendido entre 0.05g y 0.10g.

**McGuire y Barnhard (1979):** realizaron un estudio de diferentes definiciones para la duración, para poder evaluar la exactitud con la que esta variable pueda emplearse para especificar la severidad de los eventos sísmicos. Las definiciones empleadas incluyen duración entre intervalos con límites absolutos de aceleración de 0.10g-0.20g, además de umbrales relativos de 0.50, 0.67 y 0.75 del máximo valor de la aceleración (PGA).

Tanto los umbrales absolutos y relativos tienen ventajas y desventajas. El criterio absoluto tiene algunas desventajas como que solo se puede aplicar a terremotos que superen el nivel umbral definido, por lo tanto la duración es muy sensible a cualquier cambio en el nivel umbral predeterminado; además esta definición no tiene en cuenta el comportamiento de la parte más significativa del registro, de modo que no se considera correctamente el contenido de energía del mismo.

#### **4.3.2.2 Duración de energía**

También denominada “duración efectiva” y “duración significativa”, está basada en la acumulación de energía en el acelerograma representado mediante la integral del movimiento del suelo de la aceleración, velocidad o desplazamiento al cuadrado. Si se usa la integral de la velocidad del suelo, entonces la cantidad está directamente relacionada a la densidad de la energía (Sarma, 1971), mientras que si se emplea la integral de aceleración entonces la cantidad está relacionada a la intensidad de Arias,  $AI$ (Arias, 1970). La duración significativa está definida como el intervalo sobre el cual algunas proporciones de la integral total está acumulada, esto es ilustrado para límites arbitrarios en una gráfica de intensidad de Arias, conocida como la gráfica de Husid (Husid, 1979).

La medida de la duración significativa tiene la ventaja de que ésta considera las características del acelerograma completo y define una ventana de tiempo continuo en la cual el movimiento puede ser considerado como fuerte.

La Intensidad de Arias ( $AI$ ) es una medida de la cantidad total de energía liberada y está relacionada con el daño que es capaz de inducir un sismo en una estructura. Se define como “la suma de la energía total por unidad de peso almacenada en los osciladores de una población de osciladores linealmente no amortiguado, uniformemente distribuidos según sus frecuencias, en el momento que el sismo termina (o en cualquier momento que el movimiento del suelo termina)” (Arias, 1970).

La Intensidad de Arias se calcula, para una dirección dada del movimiento, mediante:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} a_g^2(t) dt \quad 4.12$$

O simplemente:

$$AI = \int_0^{T_d} a_g^2(t) dt \quad 4.13$$

Donde:

$a_g(t)$  = Aceleración a lo largo del registro.

$T_d$  = Duración total del sismo

$g$  = Aceleración de la gravedad.

La Intensidad de Arias tiene unidades de velocidad.

Debido a que la amplitud del movimiento, contenido de frecuencias y duración influyen en el daño ocasionado por el movimiento sísmico así, la intensidad de Arias es un índice confiable para el diseño sísmico.

Un ejemplo del gráfico de la Intensidad de Arias versus el tiempo se muestra en la Figura 4.18 para el registro del sismo de Pisco de 2007.

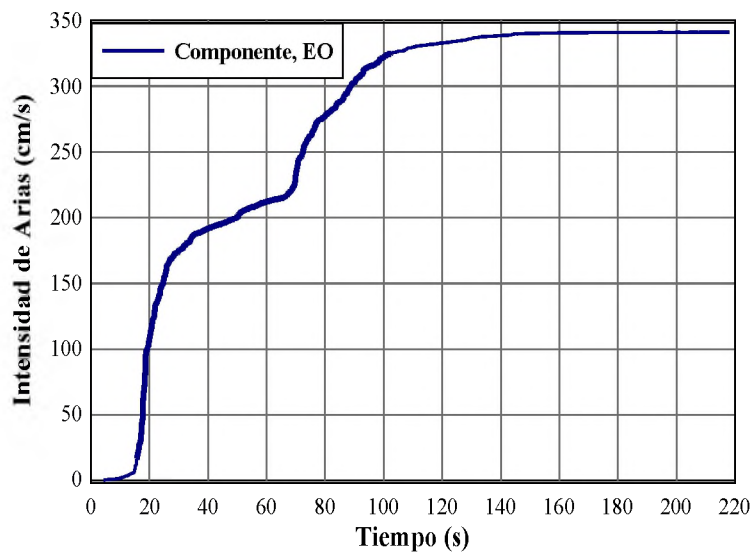


Fig. 4.18: Gráfico Intensidad de Arias v/s Tiempo para el registro de Sismo de Pisco de 2007.

Además, la función de Husid (1969) mide la acumulación de la intensidad de Arias a lo largo del tiempo y se define como.

$$H_{ag}(t) = \int_0^t a_g^2(u) du \quad 4.14$$

Si se representa la función de Husid,  $Hag(t)$ , de un acelerograma cualquiera, se pueden distinguir tres fases: la primera fase de crecimiento con un gradiente muy bajo, que corresponde al arribo de las primeras ondas P y de las ondas superficiales, una fase intermedia con gradiente elevada, que corresponde al arribo de las ondas S y de las ondas superficiales, y por último una fase con un gradiente bajo que corresponde a la llegada de las ondas coda y del resto de las ondas que llegan ya muy atenuadas, debido a los efectos de múltiples reflexiones, refracciones y difracciones.

El intervalo intermedio es el que define la parte más significativa del registro y es el que determina en mayor medida la definición de duración.

#### 4.3.2.3 Duración estructural

En el grupo de definiciones denominado duración estructural se incluyen todas aquellas que se basan en algún parámetro de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad a la excitación sísmica. La duración estructural da una idea bastante aproximada de cómo afecta el sismo a la estructura, a nivel de desplazamiento, aceleraciones, o energía plástica disipada. Cualquiera de estos parámetros se puede utilizar para la determinación de umbrales para la definición de la duración.

La influencia de la duración en la evaluación de la respuesta y del daño estructural es muy importante debido a que los materiales, hormigón, acero o albañilería, se degradan durante el evento sísmico perdiendo rigidez, la cual influye en la respuesta estructural.

Especialmente interesante es la duración basada en la energía disipada en la estructura propuesta por:

**Zahrah y Hall (1984).** Proponen la duración que mide la energía inducida en la estructura y por lo que se puede tener información sobre el daño producido por el evento sísmico. Expresamente, su duración efectiva es el intervalo entre el 5% y el 75% de la energía absorbida en la estructura es disipada inelásticamente. La estructura absorbe energía por deformaciones elásticas, por amortiguamiento y por deformaciones plásticas. La hipótesis consiste en que fuera de esta fase de movimiento denominado fuerte en el que la estructura está en el rango inelástico, la energía es disipada a través del amortiguamiento estructural.



**Duración significativa de Trifunac y Brady (1975):** los estudios realizados por estos autores utilizan el concepto de duración significativa definida para las integrales de la aceleración, velocidad y desplazamiento al cuadrado. En cada caso, la duración se define como el intervalo en el que se obtiene entre el 5% y el 95% de integral total.

Se han propuesto diferentes índices para correlacionar parámetros del movimiento del suelo, estimados directamente de los registros sísmicos, con la respuesta estructural y sus subsecuentes daños. Entre los índices del movimiento del suelo más utilizados se encuentran [64].

- i) Los denominados “media cuadrática”, “raíz cuadrática” y “raíz media cuadrática” valores de la aceleración, velocidad y desplazamientos al cuadrado, que están asociadas con la liberación de la energía del movimiento del suelo.
- ii) La velocidad incremental (IV) y el desplazamiento incremental (ID), que se calculan integrando los pulsos individuales de los registros de aceleración y de velocidad respectivamente.
- iii) La velocidad absoluta acumulada (CAV), que es la integral de la aceleración absoluta a través de la duración del registro.
- iv) La intensidad característica (CI).

$$CI = a_{rms}^{1.5} t_d^{0.5} \quad 4.15$$

Donde,  $a_{rms}$  es la raíz media cuadrática de la aceleración y  $t_d$  la duración (según Trifunac).

- v) El parámetro propuesto por Fajfar.

$$F_I = \max v_g t_d^{0.25} \quad 4.16$$

Donde,  $\max v_g$  es la velocidad máxima.

**Raíz media cuadrática de la Aceleración  $a_{rms}$ .** Es otro parámetro del movimiento del suelo que ha sido estudiado para estimar el daño potencial. Es la integral del cuadrado de la aceleración, la cual es una medida de la capacidad de energía de ingreso del movimiento del suelo. Sin embargo, un movimiento fuerte del suelo de corta duración podría tener el mismo valor RMS que un movimiento del suelo muy débil de larga duración.

La definición del  $a_{rms}$  es:

$$a_{rms} = \left[ \frac{1}{t_{95} - t_5} \int_{t_5}^{t_{95}} a_g^2(t) dt \right]^{1/2} = \left[ \frac{1}{t_D} \int_{t_5}^{t_{95}} a_g^2(t) dt \right]^{1/2} \quad 4.17$$

Donde:

$t_{95} - t_5$  = Duración significativa [66].

$a_g(t)$  = Aceleración del suelo

A continuación se presentan los parámetros de la duración obtenidos para algunos registros peruanos, originales y escalados.

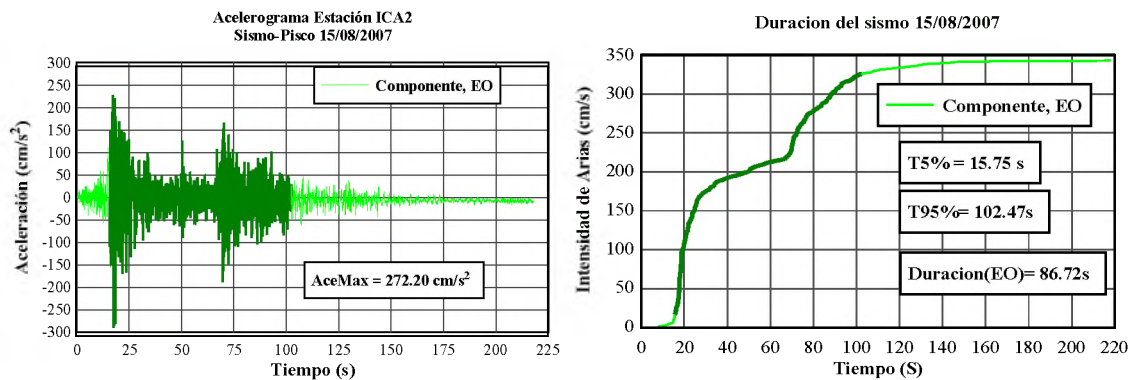


Fig.4.19: Duración del registro sísmico original.

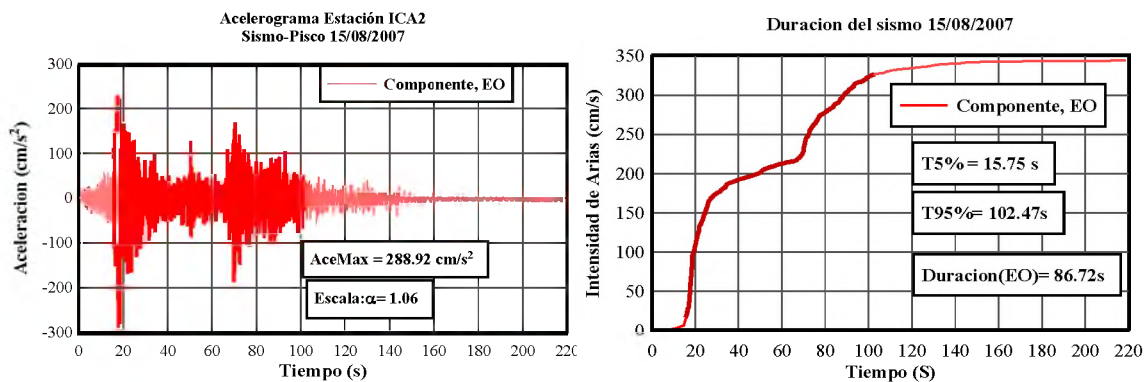


Fig. 4.20: Duración de un registro sísmico escalado linealmente.

De las figuras 4.19 y 4.20 se puede observar que al escalar los registros sísmicos se incrementan o disminuyen las amplitudes de los registros originales, pero la duración significativa del movimiento fuerte se mantiene invariable. Por lo tanto se verifica que el escalamiento lineal no cambia la duración significativa del registro original.

De igual manera se hacen algunas observaciones a los resultados de la tercera metodología, la cual consiste en ajustar los espectros de respuesta al espectro objetivo, considerando en este caso al espectro de peligro uniforme obtenido para la ciudad de Lima para un periodo de retorno de 72 años como el espectro objetivo.

En primer lugar se observa si hay modificaciones en los registros sísmicos, por ejemplo para el sismo de Pisco del 15 de Agosto de 2007 componente EO

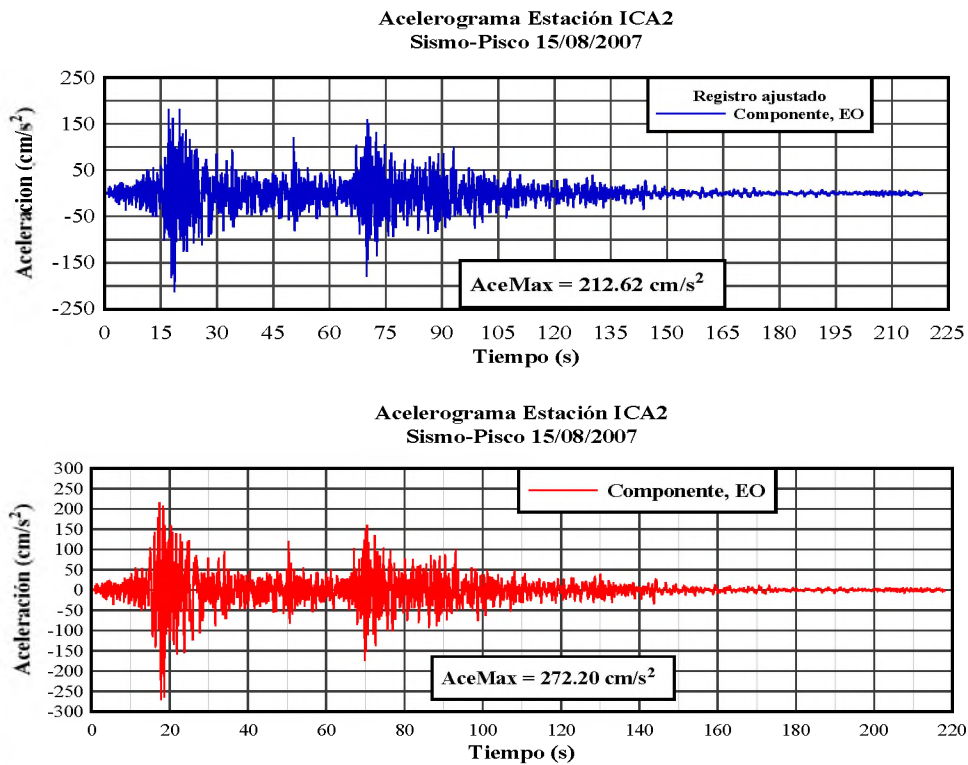


Fig. 4.21: Variación del registro sísmico de Pisco, componente EO, en contenido de frecuencias y amplitud con el ajuste espectral

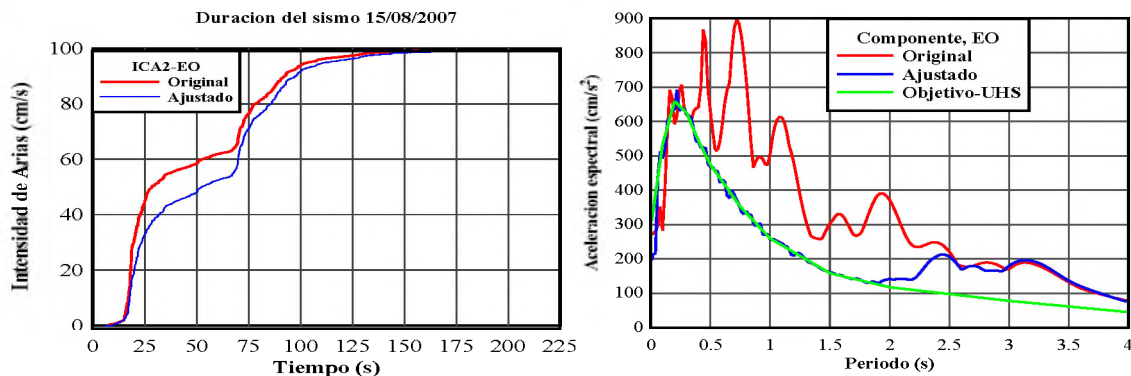


Fig. 4.22: Variación de la duración significativa y el espectro de respuestas con el método del ajuste espectral.

## **4.4 Contenido de frecuencias**

En ingeniería sísmica, la técnica del espectro de Fourier representa una importante herramienta para comprender e interpretar el contenido de frecuencias de los registros del movimiento del suelo. Pruebas de vibración del ambiente, estudios de mecanismo de la fuente, análisis del espectro de respuesta y la técnica de corrección por instrumento, son algunos campos donde los espectros de Fourier son ampliamente utilizados [67]. Además el contenido de frecuencias del movimiento del suelo afecta fuertemente las características de la respuesta de una estructura.

Esto puede fácilmente ser mostrado por intermedio de un análisis simple mediante la respuesta dinámica de los objetos, ya sean edificios, puentes, terraplenes o depósitos de suelos que son muy sensibles a la frecuencia a la que se van cargando. En una estructura, la respuesta al movimiento del suelo aplicado se amplifica al máximo cuando el contenido de frecuencia dominante del movimiento y la frecuencia natural fundamental de la estructura están cercanos unos de otros. Los sismos producen cargas complicadas cuyas componentes del movimiento abarcan un amplio rango de frecuencias. El contenido de frecuencias describe como la amplitud del movimiento es distribuido entre diferentes frecuencias. Puesto que el contenido de frecuencias del movimiento del suelo influenciará fuertemente los efectos de este movimiento, la caracterización del movimiento no puede estar completa sin la consideración del contenido de frecuencias.

### **4.4.1 Espectro de amplitudes de Fourier**

El contenido de frecuencias del movimiento del suelo puede ser examinado mediante la transformación del movimiento en el dominio del tiempo al dominio de frecuencias a través de la transformada de Fourier. El espectro de amplitudes de Fourier, el cual está basado en esta transformación, muestra directamente la frecuencia característica dependiente del movimiento registrado, por lo tanto, puede ser usado para caracterizar el contenido de frecuencias.

El espectro de amplitudes de Fourier se basa en la posibilidad de representar señales periódicas descomponiéndolas en funciones sinusoidales con diferentes frecuencias, amplitudes y fases. Una de las modalidades de cálculo de la transformada de Fourier corresponde a señales discretas, con duración determinada como sucede con los

acelerogramas. La expresión que permite obtener las amplitudes en función de las frecuencias es:

$$\dot{X}(\omega_n) = \Delta t \sum_{k=1}^N \ddot{x}(t_k) e^{-i\omega_n t_k} \quad 4.18$$

Siendo

$$\omega_n = n\Delta\omega = \frac{2\pi n}{N\Delta t} \quad 4.19$$

Donde:  $\dot{X}(\omega_n)$  es la amplitud del espectro,  $\omega_n$  es la frecuencia natural,  $\Delta t$  es el incremento del tiempo en el registro,  $n$  es el número de incrementos de la frecuencia natural y  $N$  es el número total de incrementos del tiempo.

En el espectro de Fourier, se grafican en el eje de las ordenadas los valores de frecuencias expresados en Hertz (o s-1 ) y en el eje de las abscisas los valores de las amplitudes, cuyas unidades están expresadas en unidades de velocidad. Sin embargo, los valores de las amplitudes no tienen una interpretación física directa aparte de la de que la mayor amplitud indica el valor de la frecuencia y/o del período predominante. Si se grafican juntos el espectro de amplitudes de Fourier contra el período y el espectro de respuesta de pseudo-velocidades, se consigue que este último es la curva envolvente del primero. Para la obtención de los espectros de amplitudes de Fourier se utilizó el programa SeismoSignal mencionado anteriormente.

Con el propósito de estudiar la variación del contenido de frecuencias de un movimiento sísmico original (registro corregido por el filtro y línea base) y escalado (escalado lineal y ajustado a un espectro objetivo) se tomaran en cuenta los registros de los sismos mostrados en la siguiente tabla.

Fecha del sismo	Estación	Componente	Magnitud (Mw)	Tipo de suelo	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
17-octubre-1966	Estación Parque de la reserva	N82W	8.1	Grava gruesa densa y canto rodado	180.6
31-mayo-1970	Estación Parque de la reserva	N82W	6.6	Grava gruesa densa y canto rodado	104.8
3-octubre-1974	Estación Parque de la reserva	N82W	8.1	Grava gruesa densa y canto rodado	192.5
15-agosto-2007	UNICA	EO	8		272.2

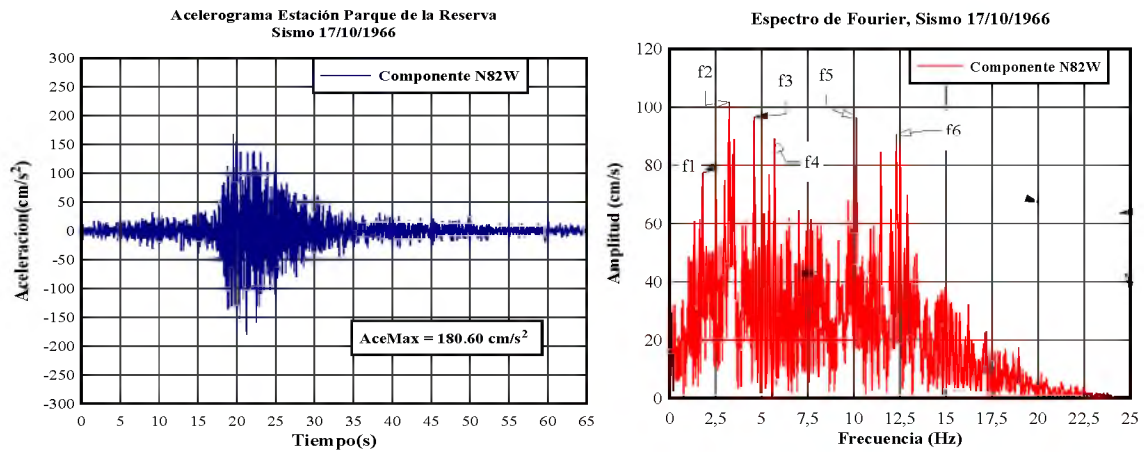


Fig. 4.23: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 17 de Octubre de 1966 (componente N82W).

Del sismo del 17 de Octubre de 1966 (componente N82W) registrado sobre suelo tipo grava gruesa en la estación Parque de la Reserva se obtuvo el espectro de amplitudes de Fourier. El contenido de frecuencias de este registro describe claramente como la amplitud del movimiento del suelo está distribuida entre diferentes frecuencias. La zona o rango de frecuencias predominantes varían desde f1 hasta f6, como se observa en la figura 4.23 y en la tabla 4.5, no hay una única frecuencia dominante, Esto es típica del registro de movimientos obtenidos en suelo y a la distancia del sitio a la fuente. Si consideramos la zona de frecuencias bajas por debajo de 1.8Hz, estas frecuencias serían perjudiciales a edificios mayores de 5 niveles, para las frecuencias intermedias desde 3.2 Hz hasta 12.1 Hz serían perjudiciales cuando la frecuencia natural de una edificación este en el rango de esas frecuencias.

Acelerograma-sismo 17/10/1966- Componente N82W		
Frecuencia f(Hz)		Periodo natural T(s)
f1	1.8	0.56
f2	3.2	0.31
f3	4.6	0.22
f4	5.7	0.18
f5	10.1	0.10
f6	12.3	0.08

Tabla 4.5: Frecuencias predominantes en el espectro de Fourier del sismo del 17 de Octubre de 1966.

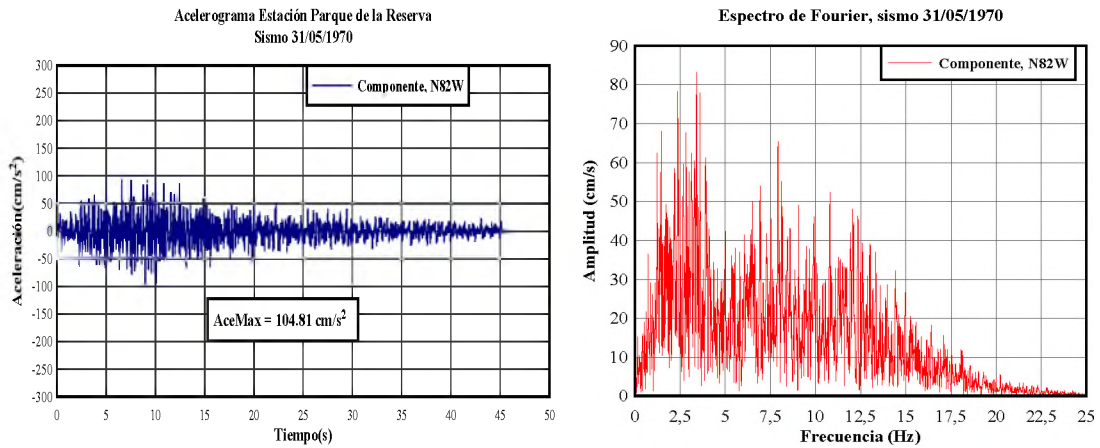


Fig. 4.24: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 31 de Mayo de 1966 (componente N82W).

Del acelerograma de la figura 4.24, registrado en la misma estación sísmica y en la misma componente, de igual manera muestra un amplio contenido de frecuencias, pero se distingue una zona predominante de frecuencias entre 2Hz y 3Hz aproximadamente. A medida que disminuye la distancia desde la fuente hasta la estación sísmica el contenido de frecuencias se hace más angosto.

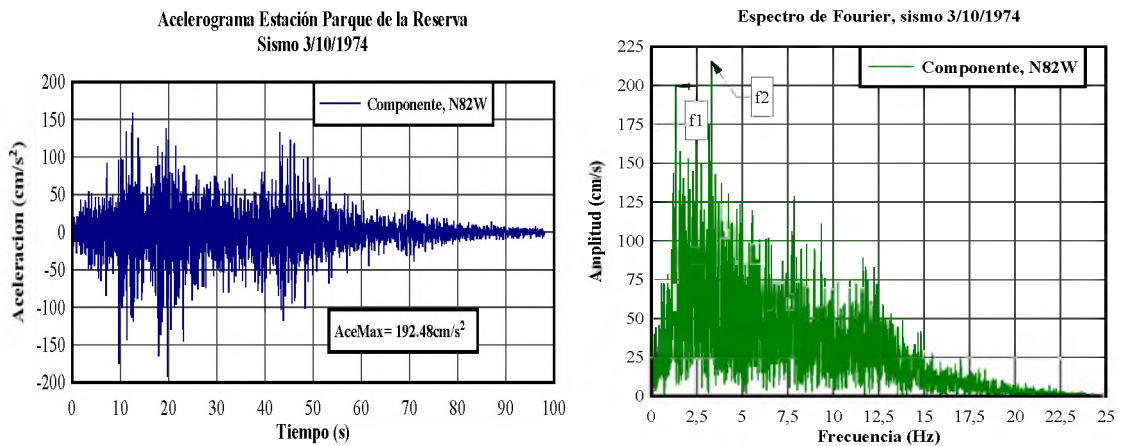


Fig. 4.25: Registro sísmico y espectro de amplitudes de Fourier del sismo del 3 de Octubre de 1974 (componente N82W).

Para el registro del sismo del 3 de Octubre de 1974 (componente N82W), en el espectro de Fourier, como se observa en la figura 4.25 se tienen dos frecuencias dominantes, es decir el espectro es más angosto entre las frecuencias f1 y f2.



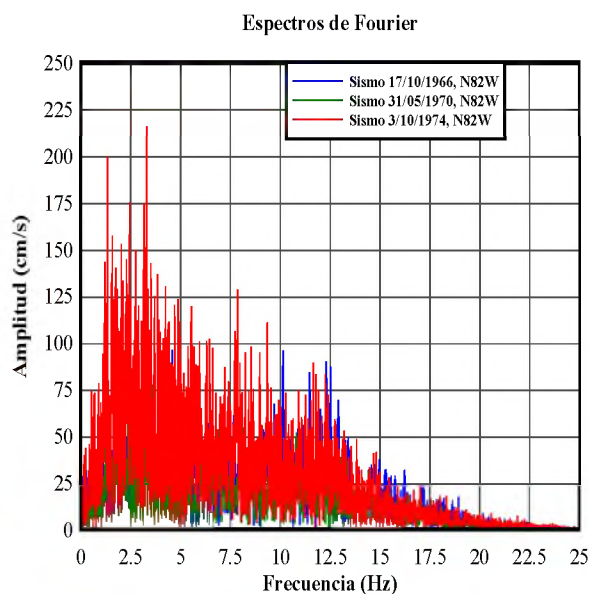


Fig. 4.26: Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier de los sismos 17 de Octubre de 1966, 31 de Mayo de 1970 y del 3 de Octubre de 1974.

En la figura 4.26 se han comparado tres registros obtenidos en la misma estación. Como puede observarse, la forma del espectro de Fourier es similar para los tres registros debido a que el perfil del suelo es el mismo. Las variaciones en el espectro se deben a la distancia epicentral que influye en el contenido de frecuencias, es decir que a menores distancias desde la estación sísmica hasta el epicentro influye bastante en el contenido de frecuencias.

Otro de los registros sísmicos con abundante información es el registrado en la estación ICA2 debido al sismo de Pisco del 15 de Agosto de 2007, y que se presenta en la figura 4.17.

Si tomamos en cuenta el análisis del peligro sísmico realizado en el capítulo 3, el movimiento del suelo registrado en la estación sísmica ICA2 se encuentra dentro del sismo de nivel ocasional, ya que la máxima aceleración obtenida para la ciudad de Ica es de  $293 \text{ cm/s}^2$  para suelo firme. Esto quiere decir que el sismo registrado en la ciudad de Ica no fue muy severo. Por lo tanto los daños registrados en las edificaciones de dichas ciudades fueron debidos a la duración del sismo y al tipo de suelo sobre la que se asientan las edificaciones, entre otros factores, esto teniendo en cuenta la filosofía del diseño por desempeño, donde se resalta que para sismos moderados a ocasionales las estructuras diseñadas con las normativas sísmicas no deberían incursionar en el rango



inelástico. Por ejemplo algunas edificaciones diseñadas cumpliendo explícitamente con las disposiciones de la Norma Sismorresistente E-030 no sufrieron o tuvieron pocos daños.

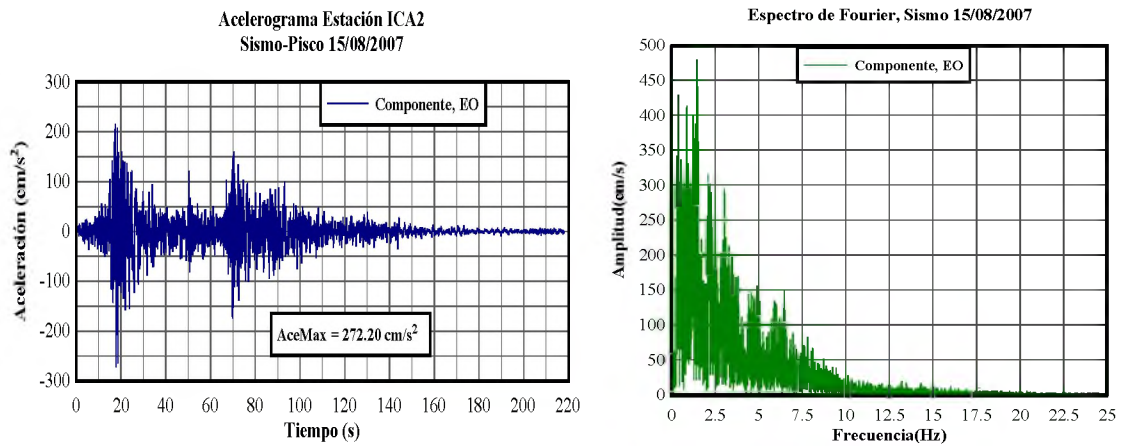


Fig. 4.27: Acelerograma y el contenido de frecuencia representado por el espectro de Fourier, sismo de Pisco del 15 de Agosto del 2007, componente EO.

A continuación se muestran los espectros de Fourier de algunos registros modificados con el método del ajuste espectral.

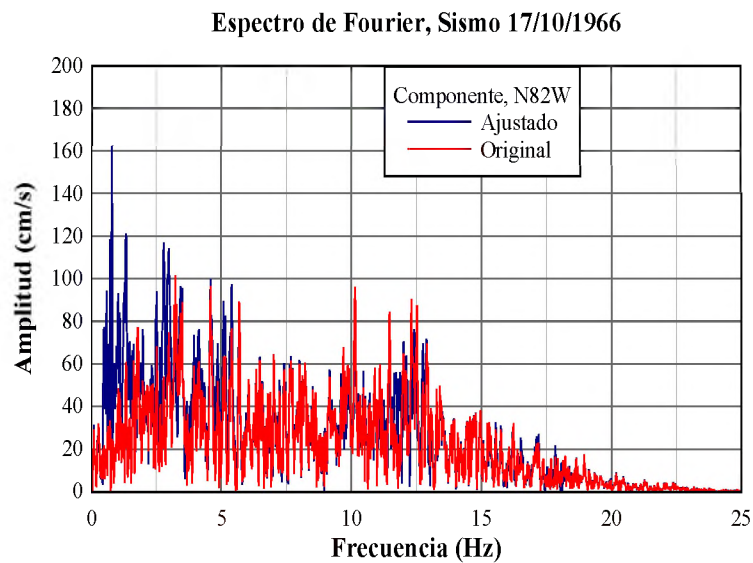


Fig. 4.28: Comparación de los espectros de amplitudes de Fourier para el registro del sismo del 17 de octubre de 1966, mediante el ajuste espectral.

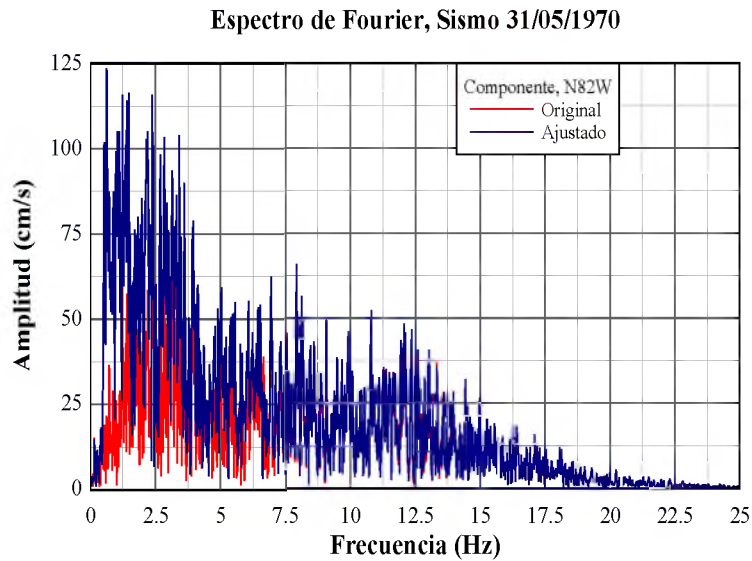


Fig. 4.29: Comparación del contenido de frecuencias del registro del sismo de 31 de Mayo de 1970 (componente N82W), ajustados al espectro de peligro uniforme.

En las figuras 4.28 y 4.29, se observa que cuando se efectúa este ajuste de espectros de respuesta a un espectro objetivo, en este caso el espectro de peligro uniforme, si hay un cambio en el contenido de frecuencias.

El espectro de amplitudes de Fourier puede ser angosto o amplio. Un espectro angosto implica que el movimiento del suelo tiene una frecuencia (o periodo) dominante. Tal espectro indica que el registro sísmico considerado para la obtención de dicho espectro es casi sinusoidal.

Un espectro amplio, en cambio, corresponde a un movimiento que contiene una variedad de frecuencias y por lo tanto indica que el registro sísmico es irregular.

También podemos acotar sobre la importancia del contenido de frecuencias cuando se produjo el sismo de México de 1985. El movimiento del suelo en la ciudad de México tuvo un periodo predominante ( $T_p$ ) de 2s. Este coincidió con el periodo natural de vibración de edificios en el rango de medianos a altos, típicamente de seis a veinte pisos, muchos de los cuales colapsaron o sufrieron serios daños, mientras otras edificaciones prácticamente no fueron afectadas.

La difusión de estructuras caracterizadas con altos periodos de vibración. Estructuras como puentes de grandes luces, plataformas marinas, edificios altos a menudo considerados menos vulnerables a los efectos sísmicos debido a que su frecuencia de vibración fundamental esta fuera del rango de frecuencias en la cual la energía sísmica

es fuerte; en estas estructuras puede ser muy importante la acción de los registros de movimientos del suelo con contenidos de bajas frecuencias. Teniendo en cuenta la anterior consideración sobre registros con contenido de frecuencias bajas se comenzó a diseñar edificios flexibles para reducir su primera frecuencia natural. La requerida flexibilidad se logra en el nivel de su base por medio de sistemas de aislamientos. Las edificaciones con bases aisladas pueden mostrar desplazamientos muy largos. Sin embargo, la flexibilidad puede causar problemas, especialmente bajo la acción del viento o del sismo si el contenido de frecuencias bajas es importante. Por lo tanto es necesario un análisis más preciso.

## **4.5 Parámetros del contenido de frecuencias**

El contenido de frecuencias es una característica muy importante del movimiento sísmico del suelo empleado en el diseño sísmico. Esto es porque las respuestas dinámicas de sistemas geotécnicos o estructurales son significativamente dependientes del contenido de frecuencias del movimiento. Por ejemplo, si el periodo característico de un movimiento sísmico del suelo coincide con el periodo natural de la estructura, la estructura pueda sufrir daño severo. El movimiento sísmico del suelo consta de un rango de frecuencias y una frecuencia característica que es difícil de definir. En consecuencia se han propuesto numerosas definiciones para cuantificar el periodo representativo del movimiento sísmico del suelo. De las muchas definiciones de periodos característicos aquí consideramos el periodo espectral ( $T_p$ ) y el periodo medio ( $T_m$ ) aunque existen otras como el periodo predominante espectral suavizado ( $T_0$ ), periodo espectral promedio ( $T_{avg}$ ), y los periodos espectrales  $TV/A50$  y  $TV/A84$ .

### **4.5.1 Periodo espectral predominante ( $T_p$ )**

Para un movimiento sísmico registrado, el periodo espectral predominante ( $T_p$ ) se define como el periodo que corresponde a la máxima pseudo aceleración espectral (PSa) del movimiento, la cual se calcula para un amortiguamiento del 5%. El periodo espectral predominante variará con el amortiguamiento ( $\xi$ ) utilizado en la construcción de un espectro de respuesta. En este estudio únicamente se considera el pseudo espectro de aceleraciones con el  $\xi=5\%$  puesto que éste es el más usado en la práctica de la ingeniería.

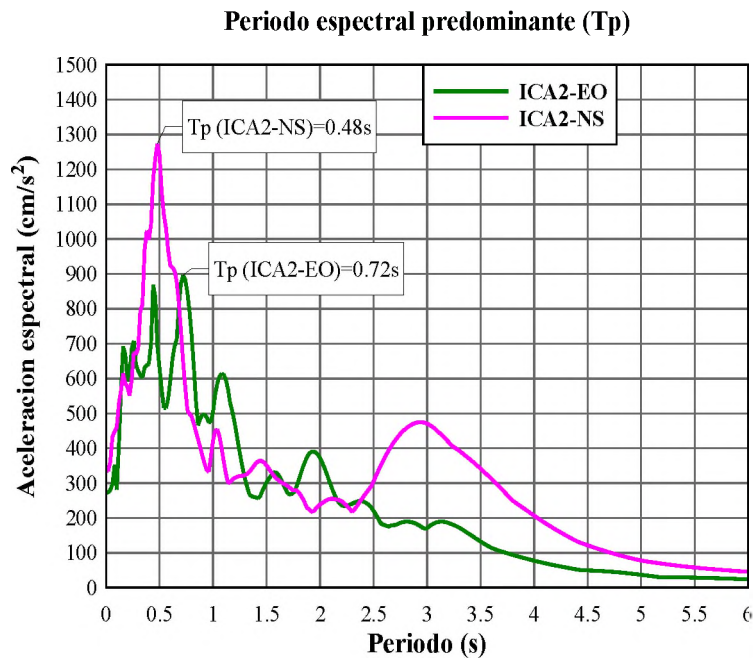


Fig. 4.30: periodo espectral predominante ( $T_p$ ), es el periodo correspondiente a la máxima aceleración espectral.

Los valores de estos periodos y otros parámetros de los registros sísmicos escalados y ajustados al sismo de nivel ocasional se muestran en la tabla 4.3.

## 4.6 Conclusiones

Lo que se ha pretendido con el escalamiento de algunos registros sísmicos originales disponibles en el Perú es que después de hacer un escalamiento se obtendrán registros realistas que representen el nivel de peligro requerido. Lo racional detrás de esta afirmación es que en la medida de lo posible los beneficios de utilizar registros reales deberían mantenerse incluso después del escalamiento; el principal beneficio es que el movimiento realmente refleje el nivel de peligro sísmico y sea utilizado en el diseño y evaluación de edificaciones como se establece en el diseño basado en el desempeño.

Dentro de las varias metodologías desarrolladas, el escalamiento de los registros sísmicos a aceleración máxima del suelo es la más sencilla y mediante este procedimiento las amplitudes de los registros sísmicos se incrementan pero mantienen sus características iniciales y esto no refleja el nivel de peligro requerido en el diseño por desempeño.

En la segunda metodología los espectros que se ajustan al espectro de la norma sismorresistente E-030, estos también mantienen sus características iniciales ya que únicamente se amplifican los valores del espectro de respuesta de cada registro.

Además con las dos metodologías de escalamiento desarrolladas los parámetros como, la duración significativa, el contenido de frecuencias, el periodo predominante se mantienen invariables.

En el primer procedimiento del ajuste espectral lo que se pretende es seleccionar registros sísmicos almacenados en los bancos de datos mundiales, como por ejemplo el Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) [51] y que estos registros cumplan con las características del escalamiento descritos, como la magnitud, distancia desde el sitio hasta la fuente, entre otros. Sería viable emplear este tipo de procedimiento en el Perú si aquellos registros de otras regiones fueran compatibles con las características tectónicas del Perú.

En el segundo procedimiento de ajuste espectral, los valores espectrales de los registros sísmicos peruanos ajustados a los valores espectrales del Espectro de Peligro Uniforme (UHS), conllevan a la obtención de algunos registros sísmicos cuyas características serían compatibles a movimientos sísmicos de nivel ocasional. Es decir que con esta metodología se puede modificar las características iniciales de los registros sísmicos para finalmente obtener un registro modificado correspondiente a cierto nivel de peligro sísmico.

Lo que se tiene que tener en cuenta cuando se analiza un registro sísmico, desde el punto de vista de la ingeniería, es saber reconocer cuales son las frecuencias altas y las frecuencias bajas y verificar cómo éstas afectan a una estructura en particular. Todos estos problemas se pueden reconocer a través de un espectro de Fourier.

También se puede señalar que algunos registros peruanos no se ajustan al espectro de peligro uniforme. Esto implicaría que uno de los posibles problemas estaría en el recojo de datos y en el procedimiento del filtrado realizados a cada registro sísmico.

## **CAPITULO 5**

### **ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS REGISTROS PARA SISMOS OCASIONALES**

#### **5.1 Introducción**

El espectro de respuesta es una herramienta muy importante empleada en el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes. El espectro de respuesta se utiliza en la ingeniería sísmica como un medio de caracterizar el movimiento del suelo y sus efectos sobre la estructura. Además, el espectro de respuesta proporciona un medio para resumir la respuesta máxima de todos los sistemas lineales de un grado de libertad SDOF para una componente del movimiento del suelo. También provee un enfoque práctico para aplicar los conocimientos de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al cálculo de fuerzas laterales en códigos sísmicos [55]. Por lo tanto en este capítulo se desarrollan los espectros de respuesta para sismos ocasionales (periodos de retorno de 72 años), como una herramienta alternativa en la implementación de un nivel de diseño y evaluación de edificaciones sismorresistentes como se requiere en el diseño sísmico y evaluación basada en el desempeño. Por lo tanto, el primer paso es la selección y escalamiento de acelerogramas cuyas características sean cercanamente realistas tanto en el contenido de frecuencias, amplitudes y duración compatibles con sismos de nivel ocasional, como se han tratado en el capítulo anterior.

#### **5.2 Espectro elástico de respuesta**

El Espectro de respuesta es una estimación de la respuesta máxima (de la aceleración, velocidad y desplazamiento) de una familia de sistemas de un grado de libertad sometida a un movimiento del suelo [15], [16].

Los espectros de respuesta obtenidos de un registro como el mostrado en las figuras 5.6, 5.7 y 5.8 describen la respuesta máxima de un oscilador amortiguado de un sistema de un grado de libertad SDOF para distintos valores de periodos naturales de vibración y con una razón de amortiguamiento crítico constante [16]. En general, los espectros de respuesta son utilizados para el análisis de estructuras que responden dentro de los límites lineal-elásticos.

Para este propósito, el modelo matemático que se utiliza para calcular los valores del espectro de respuesta de desplazamientos, velocidades y aceleraciones se dan en la

figura 5.1 donde se observa el sistema con masa  $m$ , rigidez  $k$  y amortiguamiento  $c$  sometida a una acción en su base de apoyo  $\ddot{u}_g(t)$  que se transmite a todo el sistema y que origina la respuesta dinámica.

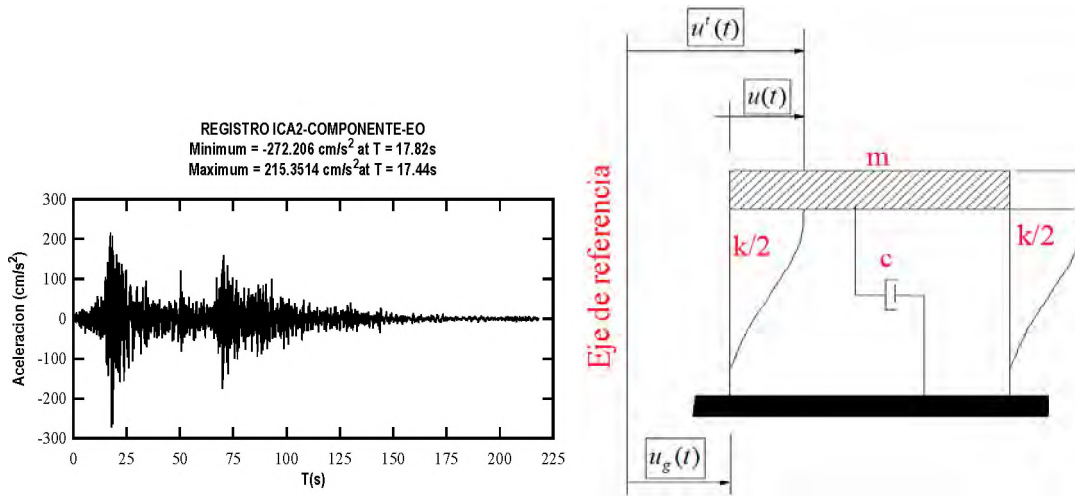


Fig. 5.1: Sistema de un grado de libertad sometido a movimiento del apoyo.

La metodología usada para obtener el espectro de respuesta involucra la solución numérica de la ecuación 5.1. Que gobierna el movimiento de un sistema lineal de un grado de libertad como se muestra en la figura 5.1.

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad 5.1$$

Donde  $\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$  y  $u(t)$  son la aceleración espectral absoluta, la velocidad espectral relativa y el desplazamiento espectral relativo del sistema de un grado de libertad SDOF sometida a la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ . La respuesta total de la aceleración se obtiene sumando la aceleración absoluta y la aceleración del suelo. Por lo tanto:

$$\text{Aceleración total} = [\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)]$$

Para un periodo natural de vibración dada  $T$  y un amortiguamiento  $\xi$  de un sistema de un grado de libertad, la respuesta de la deformación  $u(t)$  se calcula usando un procedimiento de integración exacta como se define en Chopra (2000) [15]. Bajo este esquema, el movimiento del suelo se asume como líneas rectas en cada intervalo de tiempo del registro. La respuesta de la deformación se calcula para cada uno de los valores de la aceleración del suelo y luego se determina el  $u(t)$ . El resto de las cantidades se obtiene mediante la relación entre el desplazamiento y la pseudo velocidad.

$$S_v(\xi, \omega) = \omega S_d(\xi, \omega) = \frac{2\pi}{T} S_d \quad 5.2$$

Entre el desplazamiento y la pseudo aceleración

$$S_a(\xi, \omega) = \omega^2 S_d(\xi, \omega) = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad 5.3$$

Así sucesivamente se repite para un rango de T y  $\xi$ , que cubre todos los posibles sistemas de intervalos en ingeniería, la cual finalmente da el espectro de respuesta de deformación, de igual manera se calcula el espectro de respuesta de velocidad relativa y el espectro de aceleración relativa. En la figura 5.2 se muestra el proceso del cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento.

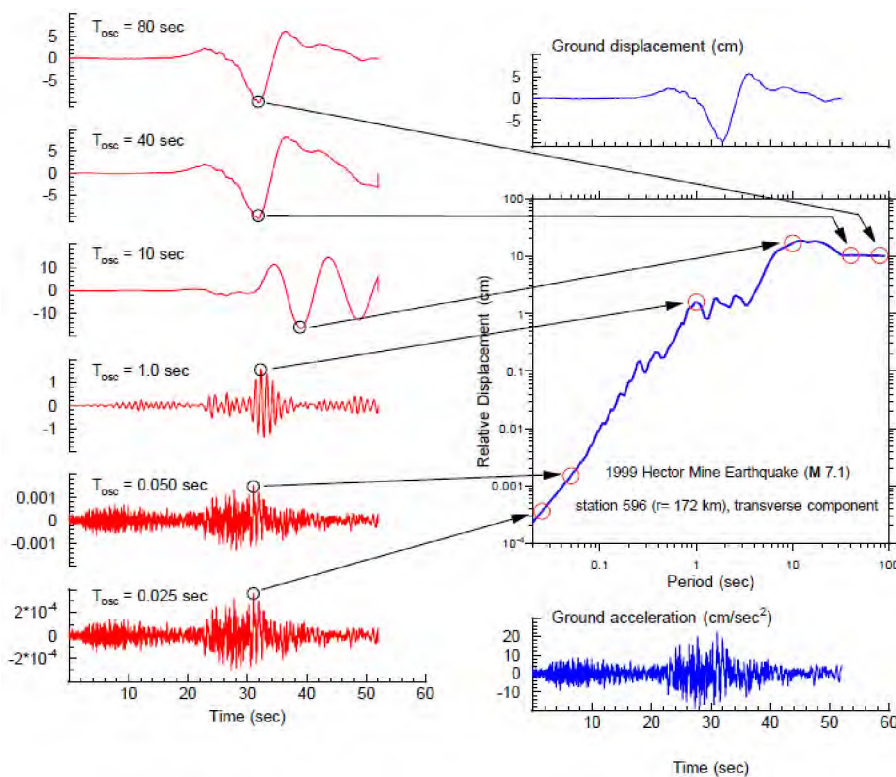


Fig. 5.2: Ilustración del concepto de un espectro de respuesta. El registro en la parte inferior derecha es la aceleración del suelo, y los registros en la parte izquierda son los registros de la respuesta de desplazamientos para un oscilador simple con diferente periodo natural de vibración. El valor del desplazamiento máximo de cada oscilador es graficado contra su periodo natural para construir el espectro de respuesta de desplazamiento.

Seguidamente se presenta un ejemplo de cálculo del espectro de respuesta obtenido para un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento variable, sometido a una aceleración en el apoyo que corresponde al registro sísmico del sismo de Pisco del 15 de



agosto del 2007, registro obtenido en la estación ICA2, componente EO. En la figura 5.3 se muestra el acelerograma (registro procesado por el CISMID).

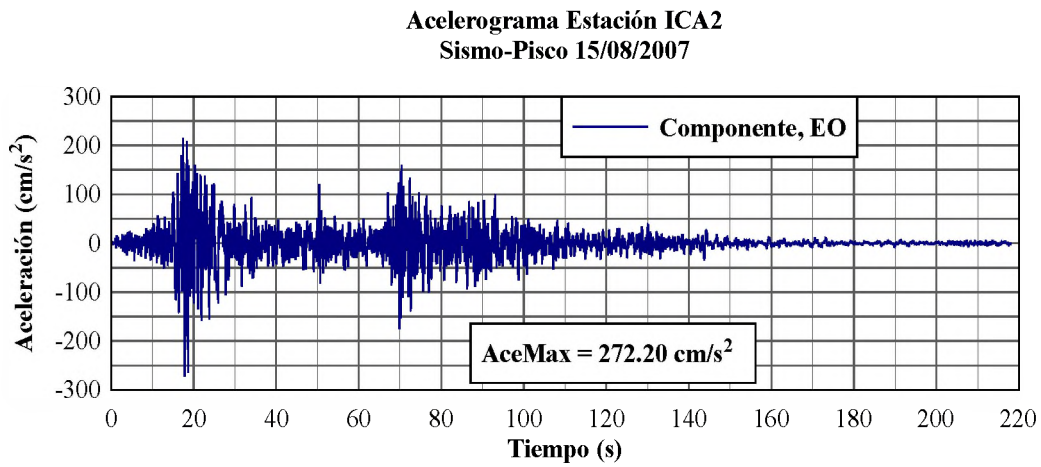


Fig. 5.3: Registros del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO

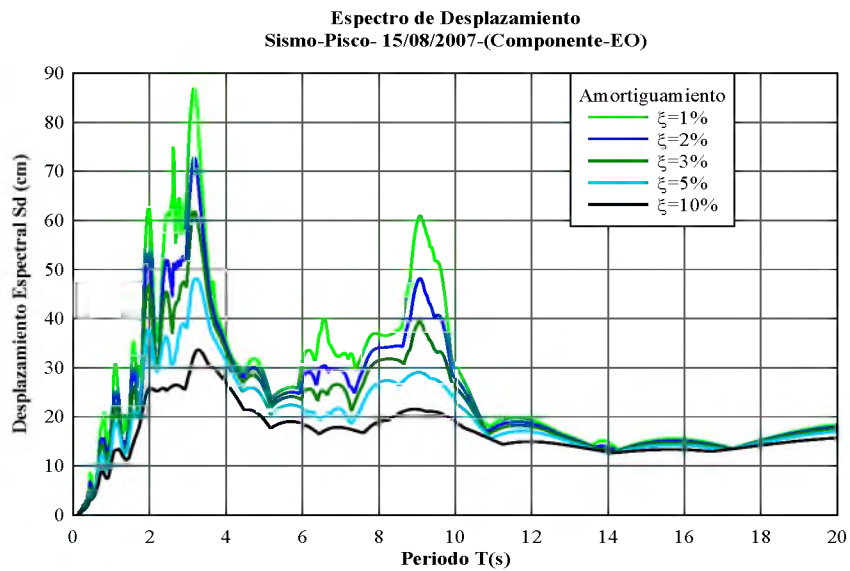


Fig. 5.4: Espectro de respuesta de desplazamiento del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO

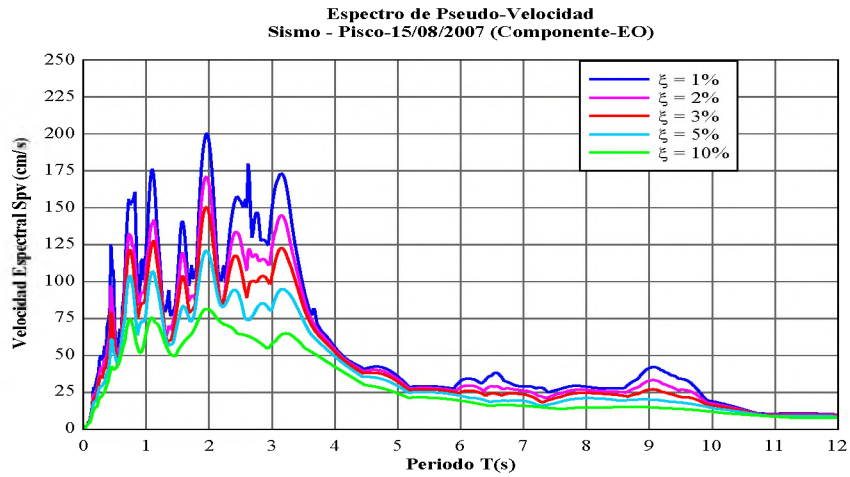


Fig. 5.5: Espectro de respuesta de Pseudo-velocidad del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO

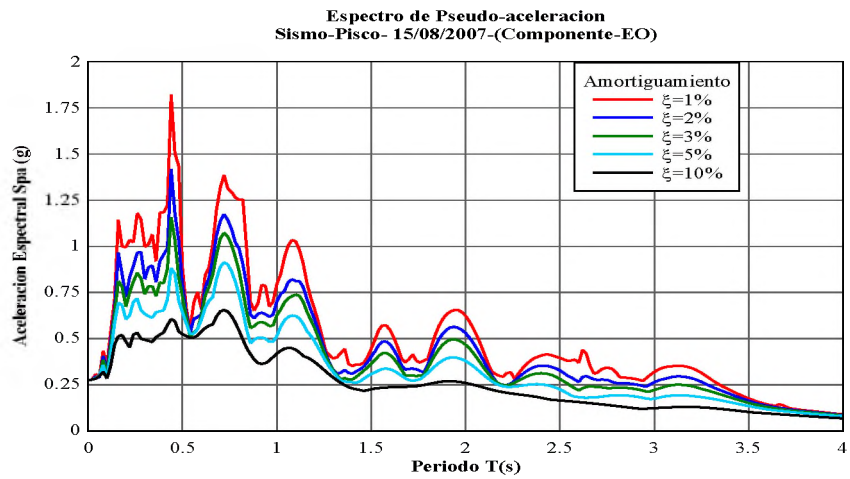


Fig. 5.6: Espectro de respuesta de Pseudo- aceleración del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO

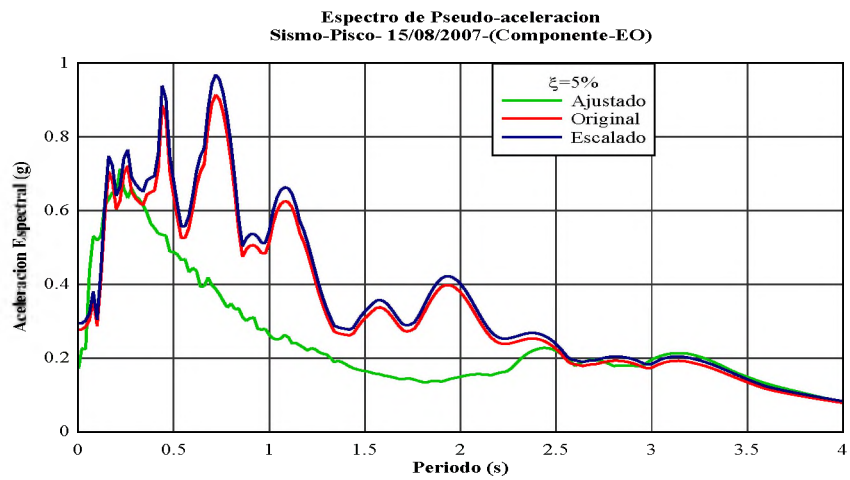


Fig. 5.7: Espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones del sismo de Pisco (15/08/2007) componente EO.

Se demuestra que la ordenada del espectro de aceleraciones asociada a una estructura con un periodo fundamental  $T=0s$ , es la aceleración máxima del suelo (PGA). Por otra parte, el periodo asociado a la máxima ordenada del espectro de aceleraciones recibe el nombre de periodo predominante  $T_p$ .

Otra forma de presentar un espectro es mediante el Gráfico tripartito como se muestra en la figura 5.6, la ventaja del Gráfico tripartito es que en una misma curva pueden mostrarse las informaciones del espectro de respuesta de desplazamiento, el espectro de respuesta de pseudovelocidad y el espectro de respuesta de pseudo aceleración.

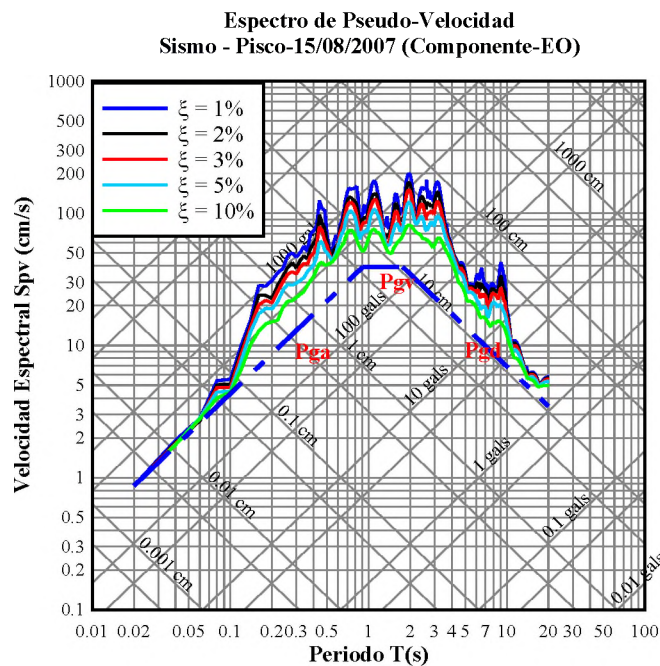


Fig. 5.8: Espectro de respuesta de velocidad de los registros seleccionados-escalados al sismo de nivel ocasional (5%).

De la figura 5.8 se pueden obtener importantes conclusiones. Para vibraciones con periodos muy cortos una estructura rígida tiende a moverse con el terreno, y por lo tanto, la aceleración de respuesta coincide con la aceleración máxima del suelo (PGA). Por eso, la aceleración espectral de periodo  $T=0s$ , coincide prácticamente con la aceleración máxima del movimiento, es decir,  $S_a(T=0s) = PGA$ . Para vibraciones de periodos muy largos ( $T \rightarrow \infty$ ), una aproximación similar se tiene con el desplazamiento en estructuras flexibles, por lo tanto,  $S_d(T \rightarrow \infty) \cong PGD$ . La aceleración máxima del

movimiento determina entonces el límite de periodos cortos del espectro, mientras que el desplazamiento máximo condiciona el de baja frecuencia.

En un espectro de respuesta pueden distinguirse el tipo de suelo donde se ha registrado el movimiento, el periodo predominante de la estructura; la respuesta de un edificio está fuertemente condicionada por la relación entre el periodo predominante del movimiento (en la base), la natural del suelo y la propia del edificio. Si todas ellas son del mismo orden la capacidad de daño aumenta notablemente.

A cada acelerograma le corresponde un espectro de respuesta único. De aquí que una forma efectiva de comparar acelerogramas se obtenga mediante una comparación de sus espectros de respuesta correspondientes. Esta comparación resulta más efectiva cuando se comparan los espectros normalizados de aceleración, es decir aquellos espectros adimensionales que resultan de dividir todas las ordenadas del espectro de aceleración por la aceleración máxima del terreno como se muestra en la figura 5.9. Además en esta figura se ilustran dos ejemplos típicos de espectros de respuesta, junto con el tipo de edificios que pueden verse más afectadas [17]

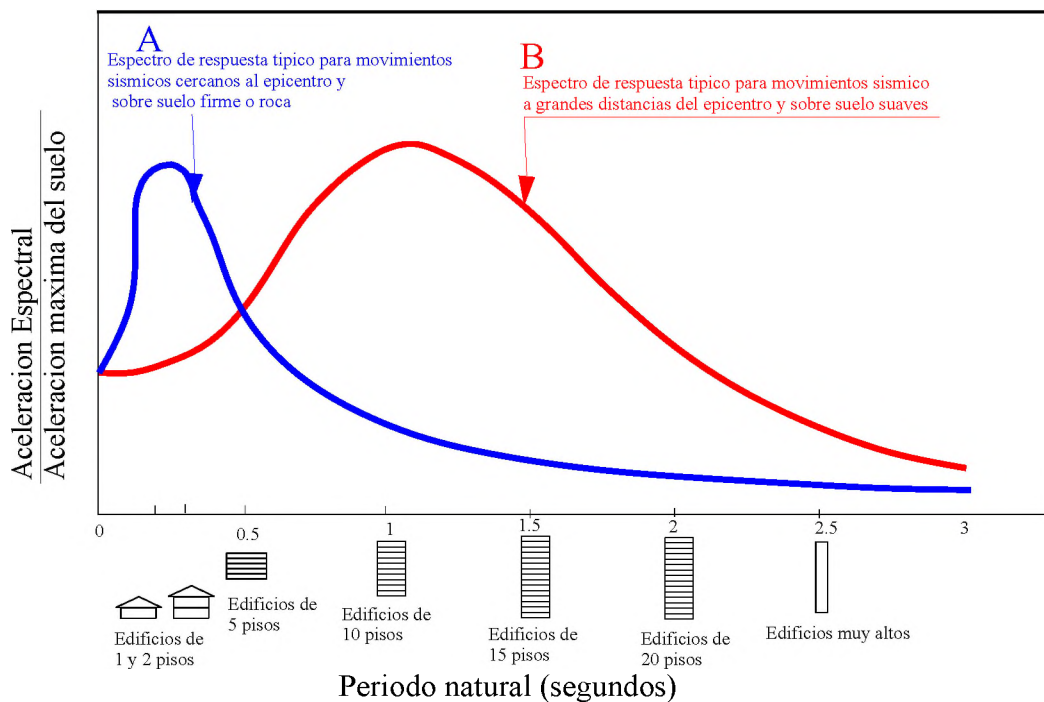


Fig. 5.9: Espectros de respuesta y tipos de edificios afectadas.

El ejemplo A corresponde a un movimiento en un emplazamiento cercano al epicentro, situada sobre suelo duro o roca. El máximo valor se presenta para periodo corto, del

orden de 0.3 s, por lo que el movimiento será más dañino para estructuras bajas y rígidas, que vibren con éste periodo natural.

El ejemplo B muestra la forma típica de un espectro en un emplazamiento a larga distancia del epicentro, situada en suelo blando, desplazándose el valor máximo hacia mayores periodos, del orden de 1s. El movimiento será especialmente dañino para estructuras altas y flexibles con éste periodo propio.

Un ejemplo real de este tipo de comportamiento quedó reflejado durante el terremoto de Michoacán (México) de 1985. En la ciudad de México, situada a unos 400km del epicentro, el movimiento llegó con periodos largos debido a la larga distancia recorrida. El lecho acuífero sobre el que se asienta la ciudad tiene un alto periodo natural, en torno a los 2 s. El efecto de resonancia entre el movimiento y el suelo amplificó notablemente las aceleraciones para este periodo, y el terremoto causo serios daños en construcciones nuevas, particularmente en edificios altos de 10 a 20 pisos; mientras que edificios bajos de mampostería, más viejos y débiles en absorber la rigidez lateral sufrió daños menores [17].

Este hecho ilustra la enorme importancia del contenido de frecuencia del movimiento en el daño causado, de allí la necesidad de incluir este aspecto en la caracterización sísmica de emplazamientos con fines de diseño.

La relación entre el movimiento de entrada y la respuesta de la estructura está fuertemente condicionada por la rigidez o flexibilidad de ésta (función de su altura) y por el contenido de frecuencias del movimiento y por sus máximas amplitudes. Para entender esta relación conviene hacer algunas consideraciones de índole Ingenieril.

Realizando un análisis de los espectros de respuesta de un registro sísmico ubicada en la ciudad de ICA (estación sísmica ICA 2), se puede ver cómo un espectro de respuesta, influye en las construcciones y el tipo de construcciones que son afectadas.

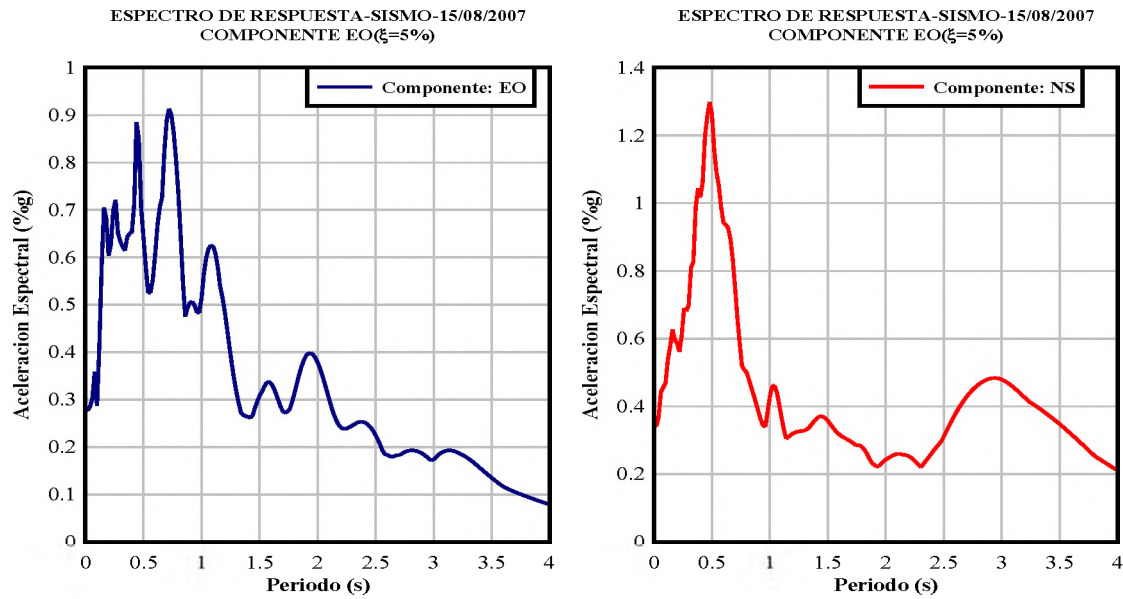


Fig. 5.10: Espectros de respuesta de las componentes EO y NS del registro sísmico ICA2.

La figura 5.10 muestra el espectro de respuesta que es típico de suelos flexibles o con gran profundidad tipo S3, el cual tiene un periodo natural menor a 0.6s [55], edificaciones con periodo natural dentro de este rango, serían las más afectadas.

### 5.3 Factores que influyen en el espectro de respuesta

Los parámetros sísmicos tales como; la condición del suelo, distancia epicentral, magnitud, duración y las características de la fuente influyen en la forma y amplitud del espectro de respuesta. Mientras los efectos de algunos parámetros pueden estudiarse independientemente, las influencias de muchos factores están interrelacionadas y no pueden discutirse individualmente [41].

#### 5.3.1 Geología Local

De los trabajos de Seed y Mohraz [41], [61] los efectos de las condiciones del suelo pueden definirse como la respuesta que tiene cada lugar ante un evento sísmico, la cual se encarga de filtrar la señal sísmica, alterando su contenido de frecuencias y los valores máximos del movimiento del suelo, amplificando a estos últimos de manera significativa y también va depender de sus características geológicas, geotécnicas y topográficas.



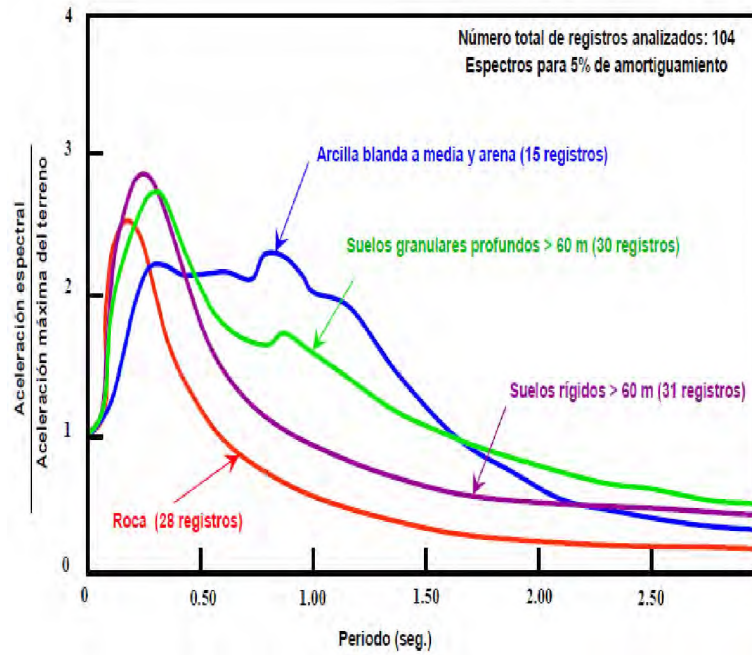
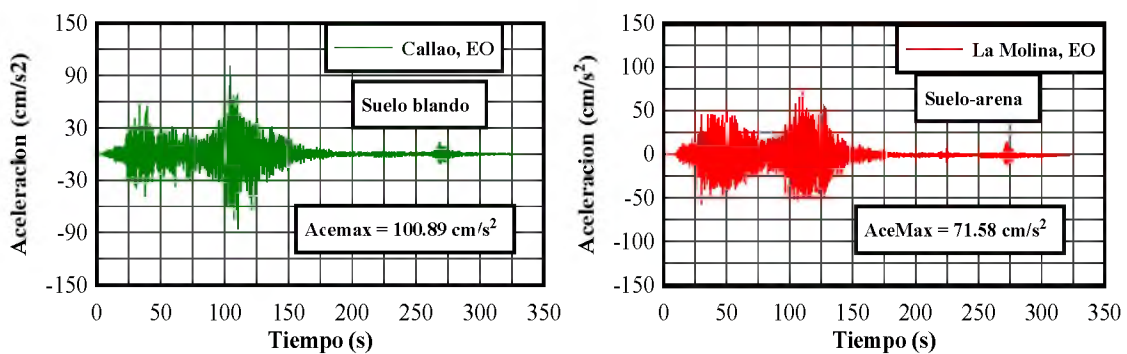


Fig. 5.11: Espectros promedio de aceleración para diferentes condiciones de suelos [41]

Como se ven en los gráficos, las condiciones del suelo afectan al espectro de respuestas en grado significativo, la figura 5.11 muestra que para periodos mayores aproximadamente de 0.4 a 0.5 segundos, la ordenada espectral normalizada para roca son sustancialmente menores que aquellas para arcillas suaves a medias y para suelos cohesionales profundos. Esto indica que utilizando el espectro de los últimos dos grupos se pueden sobrestimar la amplificación de diseño para roca [41].

Por ejemplo la influencia de la Geología local (tipo de suelos) también se pudo verificar en el sismo de Pisco de 2007, para demostrar este parámetro se utilizan los siguientes registros como se observa en la figura 5.12.



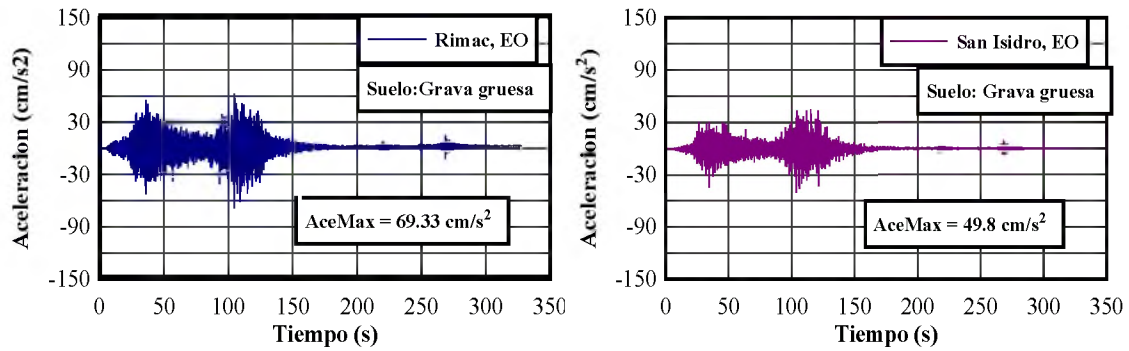


Fig. 5.12: Registros sísmicos del sismo de Pisco de 2007, registrados en estaciones sísmicas de la ciudad de Lima.

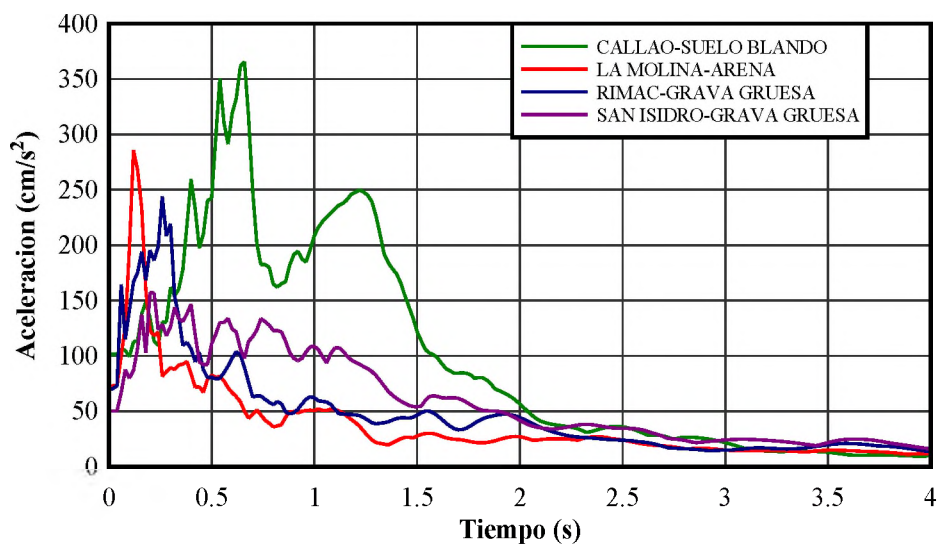


Fig. 5.13: Espectros de respuesta de pseudo aceleración de los registros ubicados a distancias similares del plano de ruptura (aproximadamente 105km), donde se aprecia el efecto de sitio.

Analizando los espectros de respuesta de la figura 5.13 se observan que el espectro obtenido en la estación sísmica del callao tiene mayor predominancia sobre los demás. Esto es una evidencia de cómo el tipo de suelo influye en los espectros de respuesta, puesto que esta estación sísmica se encuentra ubicado en suelo blando, la cual tiene la propiedad de amplificar las ondas sísmicas.

### 5.3.2 Magnitud

La magnitud de los sismos influye en los espectros de respuesta al amplificar los valores máximos, de esta forma se alcanzan diferentes valores de amplificación a medida que se



varía la magnitud. Este fenómeno se presenta generalmente asociado con el efecto de sitio, haciendo que por ejemplo para suelos aluvionales las amplificaciones se incrementen a medida que la magnitud del sismo aumenta.

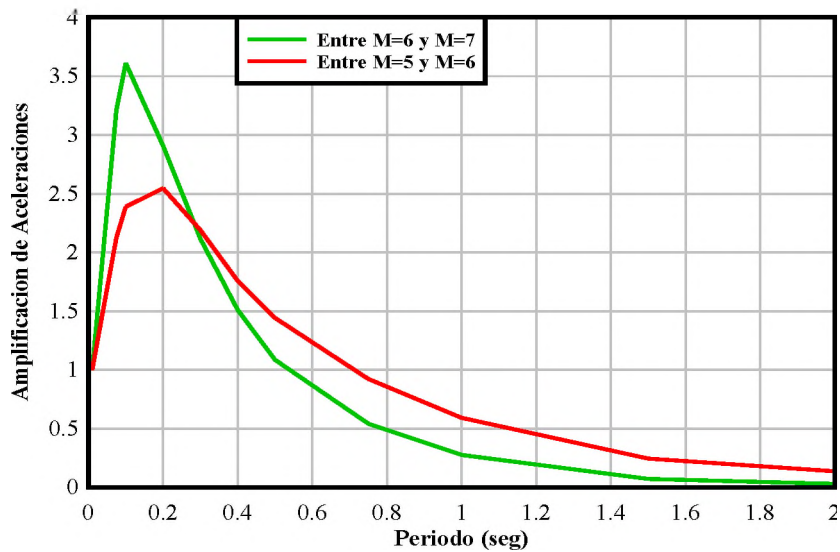


Fig. 5.14: Espectros de respuesta afectadas por las magnitudes sísmicas.

### 5.3.3 Distancia

Se considera que la distancia epicentral afecta especialmente a los suelos rígidos o roca si la fuente es cercana, incrementando los valores de la amplificación para el rango de periodos cortos. En suelos blandos el efecto de la amplificación de la distancia epicentral suele considerarse menos importante, pero sin olvidar que la combinación del contenido frecuencial de un sismo lejano con las características de sitio correspondientes a suelos muy blandos, puede conllevar amplificaciones de tal magnitud que un sismo no destructivo en suelos rígidos, cause gran cantidad de daños en estas zonas de suelos blandos

### 5.3.4 Características de la fuente

El mecanismo de falla tiene una influencia significativa sobre los parámetros del movimiento del suelo. Por lo tanto, las ordenadas espectrales también están influenciadas en gran medida por el mecanismo de falla.

### **5.3.5 Duración**

Mientras el espectro de respuesta sísmica provee la mejor descripción cuantitativa de la intensidad y el contenido de frecuencias del movimiento del suelo, ellos no proveen información sobre la duración del movimiento fuerte, un parámetro que se considera que es importante en la evaluación de los efectos del daño de un terremoto. Se han demostrado que terremotos de larga duración afectan la amplificación en el rango de las frecuencias bajas e intermedias.

## **5.4 Espectro elástico de diseño**

Los espectros de respuesta desarrolladas anteriormente no se utilizan directamente en el diseño y evaluación de estructuras sismorresistentes, debido a que la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del suelo difieren para diferentes registros sísmicos [48].

Para el desarrollo del espectro de diseño elástico para el sismo de nivel ocasional se emplean los registros sísmicos de aceleraciones mostrados en la tabla 5.2 y empleando el procedimiento de Newmark-Hall-1982 [46], Ridel-Newmark-1979 [58] y Mohraz-1976 [41].

De un espectro de respuesta típico se pueden determinar tres regiones de amplificación; región de frecuencias altas (periodos cortos) o región de aceleraciones, el de frecuencias intermedias (periodos intermedios) o región de velocidades y el de frecuencias bajas (periodos largos) o región de desplazamientos. En cada región, los correspondientes movimientos máximos del suelo son amplificados por sus respectivos factores de amplificación. Un procedimiento para la construcción del espectro de diseño es estimar los tres factores de amplificación (aceleración, velocidad y desplazamiento) y los tres parámetros del movimiento (aceleración máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo) del suelo en el sitio, y luego obtener las ordenadas espectrales del espectro de diseño en cada región del producto del movimiento del suelo y su amplificación en esa región.

Siguiendo estas sugerencias, se establecen las curvas del espectro de diseño elástico para un sitio, utilizando los siguientes pasos.

1.- Se determina la aceleración máxima (PGA) en suelo firme para un determinado emplazamiento y para un nivel de peligro sísmico, en este caso el nivel de sismo ocasional con un periodo de retorno de 72 años, mediante el análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA). En esta tesis para la obtención del espectro de diseño elástico se considera el peligro sísmico (aceleración máxima en suelo firme) obtenido para la ciudad de lima cuyo valor es:  $PGA = 0.293g$ , para  $T=0$ .

2.- Se calculan los valores máximos del movimiento del suelo, utilizando las siguientes relaciones.

$$v = c_1 \frac{a}{g} \quad 5.4$$

$$d = c_2 \frac{v^2}{a} \quad 5.5$$

Donde:  $a$ , es la aceleración máxima del movimiento obtenido en suelo firme (PGA),  $v$ , velocidad máxima del suelo (PGV) y  $d$ , es el desplazamiento máximo del suelo (PGD);  $g$  es la aceleración de la gravedad; las constantes  $c_1$  y  $c_2$  se seleccionan apropiadamente para la condición de sitio conocido, en base a los resultados del análisis estadístico de numerosos registros sísmicos, dando preferencia a aquellos registros obtenidos en las regiones locales del sitio. Además sean  $p_{ga,i}$ ,  $p_{gv,i}$ ,  $p_{gd,i}$  los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento de cada uno de los registros sísmicos seleccionados, entonces empleando el análisis estadístico log-normal a los valores máximos de cada registro sísmico se obtienen los valores de  $c_1$  y  $c_2$  con las siguientes ecuaciones.

$$\ln \alpha_{avg,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \left( \frac{P_{ga,i} x P_{gd,i}}{P_{gv,i}^2} = \alpha_i \right), \ln \theta_{avg,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \left( \frac{P_{gv,i} x g}{P_{ga,i}} = \theta_i \right) \quad 5.6$$

$$\alpha_{median} = \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \alpha_i \right), \theta_{median} = \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i \right) \quad 5.7$$

$$\sigma_{\alpha}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \alpha_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \alpha_i \right)^2, \sigma_{\theta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \theta_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i \right)^2 \quad 5.8$$

$$\sigma_{\alpha} = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \alpha_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \alpha_i \right)^2 \right]^{1/2}, \sigma_{\theta} = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln \theta_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i \right)^2 \right]^{1/2} \quad 5.9$$

$$c_1 = \exp \left[ \ln \left( \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \alpha_i \right) \right) + \sigma_\alpha \right] \quad 5.10$$

$$c_2 = \exp \left[ \ln \left( \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln \theta_i \right) \right) + \sigma_\theta \right] \quad 5.11$$

Debido a que no se cuenta con los valores máximos del movimiento del suelo en desplazamiento y velocidad, se puede emplear las anteriores relaciones para el cálculo de estos parámetros, mediante el análisis estadístico a los registros seleccionados.

Empleando las anteriores relaciones correspondientes a la distribución log-normal, se calculan los valores de las constantes  $c_1$  y  $c_2$  donde:  $c_1 = 87.8$  cm/s,  $c_2 = 9.5$ .

Además, de la evaluación del peligro sísmico se obtiene la aceleración máxima en suelo firme de  $PGA = 0.293$  g.

Remplazando este valor en las ecuaciones se obtiene los valores máximos del movimiento del suelo en velocidad y desplazamiento, como se muestra en la tabla 5.1.

$$PGV = 25.72 \text{ cm/s y}$$

$$PGD = 21.79 \text{ cm.}$$

N0	Fecha del sismo	Estación	Componente	Tipo de suelo	Parámetros del Movimiento del Suelo				
					PGA	PGV	PGD	ad/v2	v/a
					cm/s2	cm/s	cm		cm/s
1	31-Enero-1951	Estación Parque de la reserva	N82W	Grava gruesa densa y canto rodado	60.44	1.65	0.31	6.882	26.781
2			N08E		45.70	0.92	0.15	8.099	19.749
3	17-octubre-1966	Estación Parque de la reserva	N82W	Grava gruesa densa y canto rodado	180.60	13.20	7.30	7.566	71.701
4			N08E		269.30	21.60	16.60	9.582	78.684
5	31-mayo-1970	Estación Parque de la reserva	N82W	Grava gruesa densa y canto rodado	104.80	4.71	1.60	7.559	44.089
6			N08E		97.70	6.98	2.60	5.214	70.086
7	29-Noviembre-1971	Estación Parque de la reserva	N82W	Grava gruesa densa y canto rodado	53.55	4.08	1.70	5.469	74.743
8			N08E		86.54	4.22	1.20	5.831	47.837
9	5-enero-1974	Estación Zarate	L	Sedimento aluvional	139.59	3.23	1.30	17.394	22.699
10			T		156.18	4.40	1.10	8.874	27.638
11	3-octubre-1974	Estación Parque de la reserva	N08E	Grava gruesa densa y canto rodado	179.00	10.30	5.30	8.942	56.449
12			N82W		192.50	14.50	6.40	5.860	73.894
13	3-octubre-1974	Estación Surco	L	Grava gruesa densa y canto rodado	192.35	20.50	7.90	3.616	104.554
14			T		207.12	16.90	8.00	5.802	80.045
15	9-noviembre-1974	Estación Parque de la reserva	L	Grava gruesa densa y canto rodado	46.21	3.60	1.80	6.418	76.425
16			T		69.21	4.91	1.80	5.167	69.596
17	9-noviembre-1974	Estación la Molina	L	Limo arcilloso	116.79	7.89	2.40	4.502	66.276
18			T		93.71	5.35	1.30	4.256	56.006
								<b>a(%g)</b>	<b>0.293</b>
								<b>v(cm/s)</b>	<b>25.72</b>
								<b>d(cm)</b>	<b>21.79</b>

Tabla 5.1: Acelerogramas registrados en las estaciones sísmicas de la ciudad de Lima y los parámetros máximas calculados

3.- Habiéndose establecido los valores numéricos del movimiento, estos valores se multiplican por sus respectivos factores de amplificación.

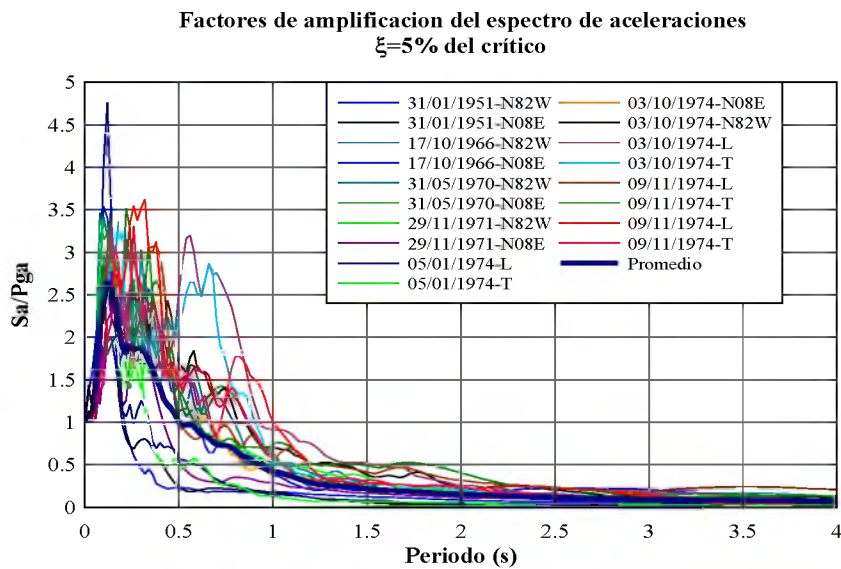
A partir de los espectros de respuesta de cada registro obtenido con el procedimiento desarrollado en el cálculo de espectros de respuesta, se pueden normalizar cada ordenada espectral del espectro dividiendo entre el movimiento máximo del suelo.

Estas normalizaciones denominadas como factores de amplificación se obtienen dividiendo cada una de las ordenadas espectrales del espectro de respuesta con respecto a la aceleración máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo de cada registro sísmico para cada periodo o frecuencia, como se observa en las siguientes ecuaciones.

$$\psi_{Sa_i}(t) = \frac{Sa_i(t)}{p_{ga,i}}, \quad \psi_{Sv_i}(t) = \frac{Sv_i(t)}{p_{gv,i}}, \quad \psi_{Sd_i}(t) = \frac{Sd_i(t)}{p_{gd,i}}, \quad i=1, 2, 3, \dots, n \quad 5.12$$

Donde  $\psi_{Sa_i}(t)$ ,  $\psi_{Sv_i}(t)$ ,  $\psi_{Sd_i}(t)$  son los espectros de respuesta normalizados (factores de amplificación);  $p_{ga,i}$ ,  $p_{gv,i}$ ,  $p_{gd,i}$  son la aceleración máxima, velocidad máxima y desplazamiento máximo del *i*th registro del suelo; *n* es el número de registros sísmicos.

En las siguientes gráficas se muestran los espectros de respuesta normalizados para los registros seleccionados.



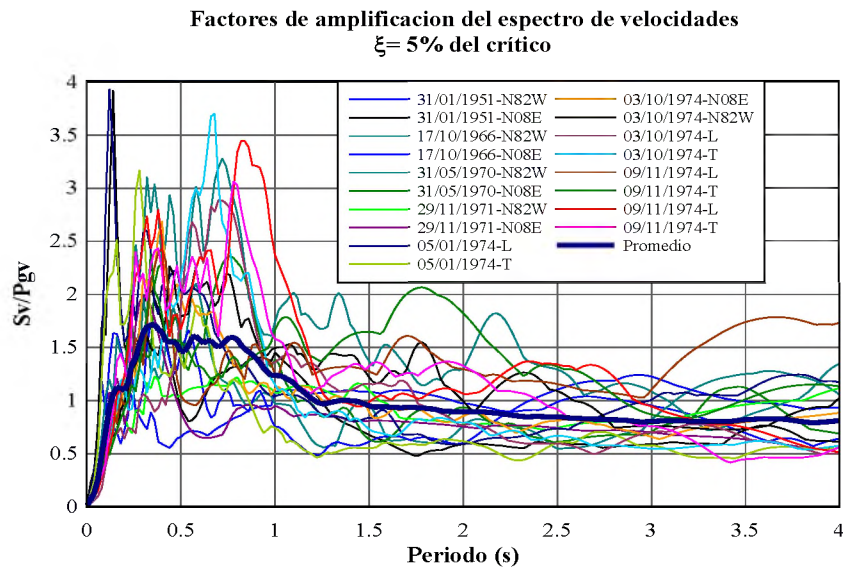


Fig. 5.15: Espectros de respuesta de aceleraciones, velocidades y desplazamientos normalizados a los valores máximos del suelo.

Empleando la distribución estadística Log-normal [29], se calculan la media, la varianza y la desviación estándar para dos diferentes probabilidades de no excedencia: 50% y 84.1%, en las siguientes formulas se presentan las relaciones para los espectros de aceleraciones.

$$\ln Sa_{avg,i} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Sa_i \tag{5.13}$$

$$Sa_{median} = \exp\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Sa_i\right) \quad 5.14$$

$$Varianza = \sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln Sa_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Sa_i \right)^2 \quad 5.15$$

$$\sigma = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left( \ln Sa_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Sa_i \right)^2 \right]^{1/2} \quad 5.16$$

$$Sa_{median+\sigma} = \exp \left[ \ln \left( \exp \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln Sa_i \right) \right) + \sigma \right] \quad 5.17$$

$$CV^2 = \exp(\sigma^2) - 1 \quad 5.18$$

Donde  $Sa_{median}$  es el espectro promedio desarrollado por la distribución log-normal y  $Sa_{median+\sigma}$  es el espectro promedio más una desviación estándar.

En las figuras 5.16, 5.17 y 5.18 se observan los espectros promedios más una desviación estándar del espectro de aceleraciones, desplazamientos y velocidades para un  $\xi = 5\%$  normalizadas a 1g, 1cm y 1cm/s. En cada una de las figuras la diferencia entre las dos curvas para cada periodo es la desviación estándar,  $\sigma$  del factor de amplificación.

La figura 5.16 indica que la normalización a la aceleración máxima del suelo da una desviación estándar el cual se incrementa uniformemente de periodos bajos a periodos altos.

Mientras la normalización al desplazamiento máximo del suelo no ocurre como debería ser, la desviación estándar debería incrementarse desde los periodos altos a los periodos bajos. Esto sugiere, que en la región de desplazamiento hay incertidumbre. Esta incertidumbre se demuestra en la figura 5.17 donde, los espectros de respuesta para un periodo tan grande como 20 s se presenta muy disperso o sea no se aproxima a valores máximos de la aceleración.

En cambio la normalización a la velocidad máxima del suelo resulta en una desviación estándar el cual es casi uniforme en todo el rango de periodos como se ve en la figura 5.18.



**Factor de amplificación promedio de espectros de aceleraciones**  
**Amortiguamiento  $\xi=5\%$**

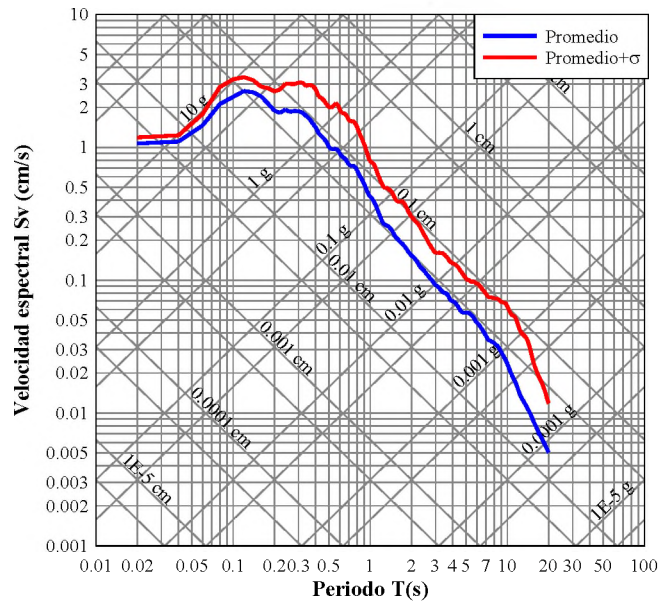


Fig. 5.16: Promedio, promedio más una desviación estándar de la amplificación de la aceleración para un amortiguamiento del 5%.

**Factores de amplificación promedio de espectros de desplazamiento**  
**Amortiguamiento  $\xi=5\%$**

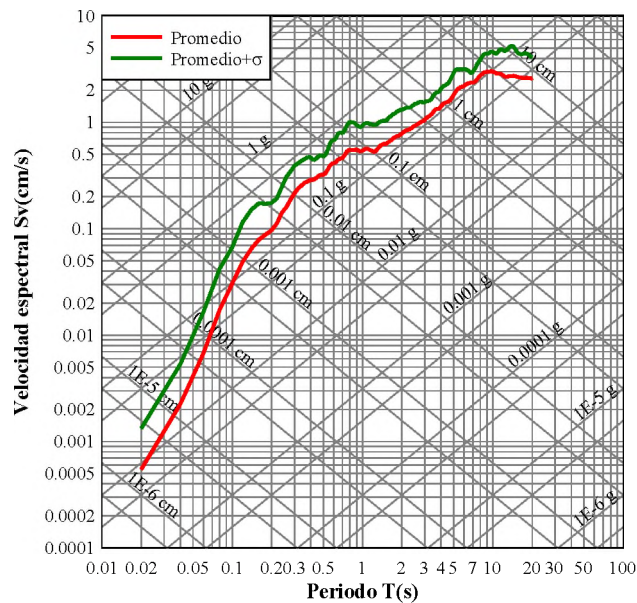


Fig. 5.17: Promedio, promedio más una desviación estándar de la amplificación del desplazamiento para un amortiguamiento del 5%.

Al obtenerse para cada periodo la amplificación promedio, el espectro promedio resultante es una curva suave en comparación con un espectro de respuesta para un único registro. Además, se presentan zonas donde los espectros se mantienen aproximadamente constantes con respecto a los tres ejes del diagrama logarítmico

tripartito. Además, estas zonas son las que presentan mayor amplificación con respecto a los parámetros del suelo. La figura 5.18 muestra los espectros normalizados promedio más y menos una desviación estándar.

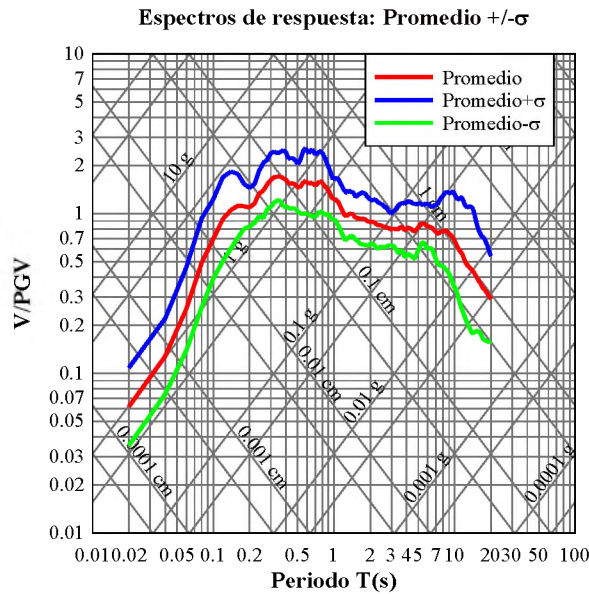


Fig. 5.18: Promedio, promedio más y menos una desviación estándar de la amplificación de velocidad para un amortiguamiento del 5%.

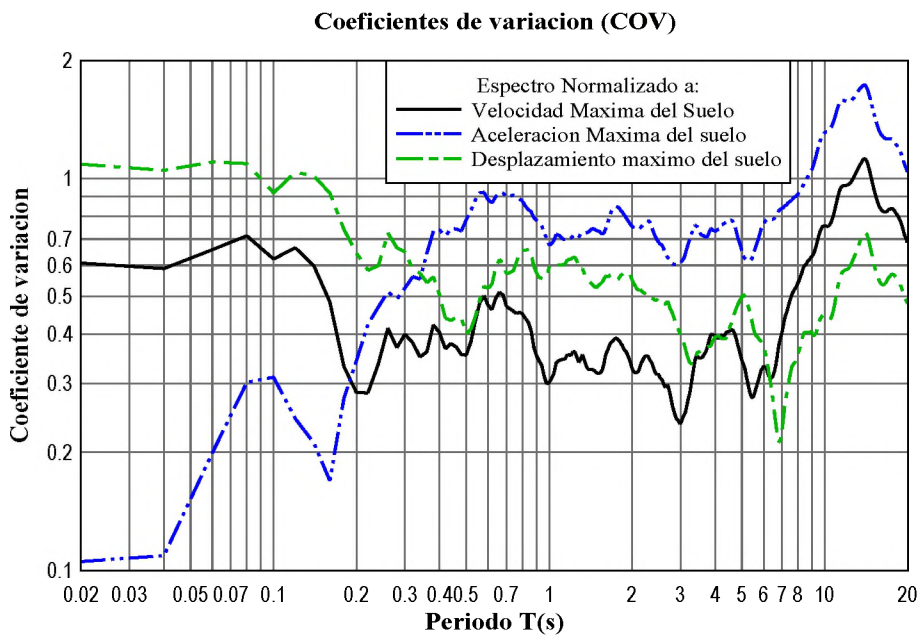


Fig. 5.19: Coeficiente de variación del espectro elástico para sistemas con 5% de amortiguamiento.

Para la construcción del espectro de diseño elástico para sismos ocasionales se requiere un espectro como referencia, por donde se trazan rectas de ajuste. El espectro de la

figura 5.20 representa el espectro de respuesta en velocidades para una probabilidad del 84.1% (o el percentil 84.1).

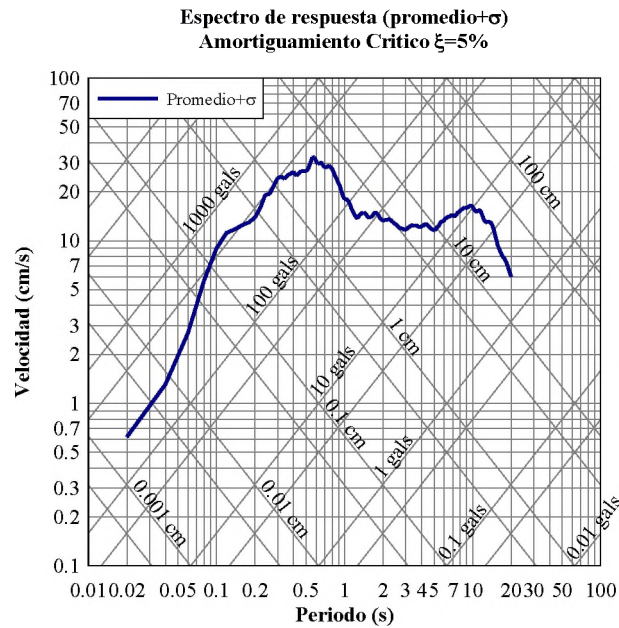


Fig. 5.20: Espectro de respuesta promedio más una desviación estándar, sirve como referencia para la construcción de espectro de diseño.

Por lo tanto, es importante definir el rango de periodos que limitan a las regiones de aceleración, velocidad y desplazamiento, los cuales pueden definirse desde los coeficientes de variación como se muestra en la figura 5.19 y desde el espectro de respuesta promedio más una desviación estándar (percentil 84.1) como se observa en la figura 5.20.

Del espectro de respuesta con percentil 84.1 se define la zona de transición que se encuentra entre los periodos  $T=0.02s$  y  $0.08s$ ; a partir del periodo  $T=0.08s$  hasta el periodo  $T=0.4s$  se define la región de aceleraciones, en este intervalo el espectro es casi constante con respecto al eje de desplazamientos. La región de desplazamiento se define entre los periodos  $10s$  y  $16s$ , en este intervalo el espectro es casi constante con respecto al eje de las aceleraciones del diagrama logarítmico tripartito. La región de velocidades se encuentra entre  $0.4s$  y  $10s$  donde el espectro no es constante con respecto al eje de periodos. Por lo tanto, en ésta región se podría trazar rectas con pendiente negativa.

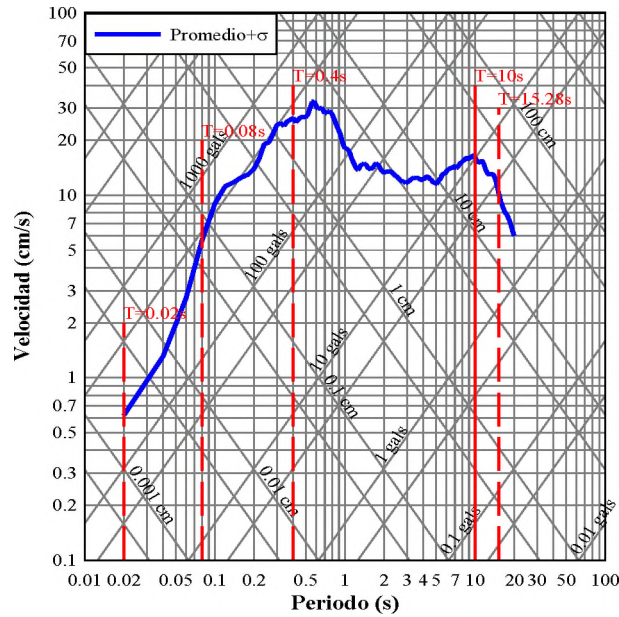


Fig. 5.21: Identificación de las regiones de aceleración, velocidad y desplazamiento

Las rectas de ajuste que se trazan uniendo estos intervalos de periodos tienen la forma de  $y = ax^b$

Donde:

- a: es la constante que intercepta el eje vertical
- b: es la pendiente de la recta.

Para el cálculo de la constante a y la pendiente b, se realiza mediante el ajuste de mínimos cuadrados.

En cada una de las regiones definidas y considerando todos los espectros originales normalizados, se calcula el promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de todos los puntos comprendidos en el intervalo de periodos correspondiente. Las estadísticas para la región de aceleración se calculan para los registros normalizados a la aceleración máxima del suelo, de igual manera para la región de velocidad y desplazamiento



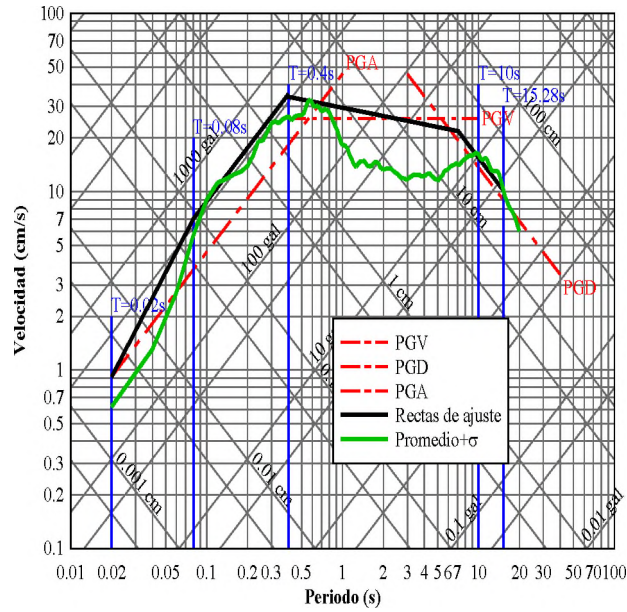


Fig. 5.22: Trazado de rectas y periodos que identifican las regiones de aceleración, velocidad y desplazamiento

Como se mencionó que existe una dispersión en la región de desplazamiento, no sería adecuado trazar rectas en la región del desplazamiento. Para los espectros de los registros seleccionados no sería adecuado trazar rectas trapezoidales como lo sugirió Newmark y Hall [46].

A partir de las regiones espectrales donde los rangos los definen estos periodos se obtendrán los coeficientes de amplificación para luego multiplicar a los máximos valores obtenidos.

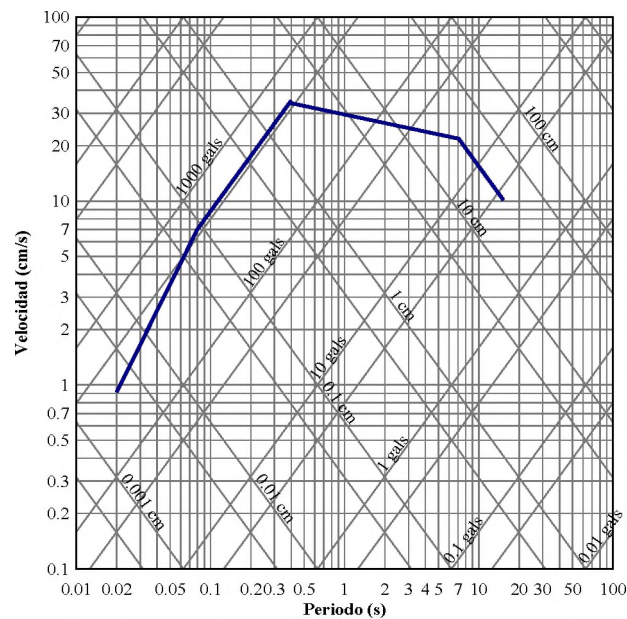


Fig. 5.23: Espectro de diseño en velocidades

El espectro elástico de diseño se obtiene mediante la conversión de las ordenadas del espectro idealizado para el percentil 84.1%, llevándolas de velocidades a aceleraciones espectrales normalizadas, que es el formato usual de presentación de los espectros de diseño y que se obtienen como la razón de dividir la aceleración entre la aceleración máxima del terreno (para  $T=0s$ ). En las figuras 5.24 y 5.25 se observan el espectro de diseño y el espectro promedio mas una desviación estándar.

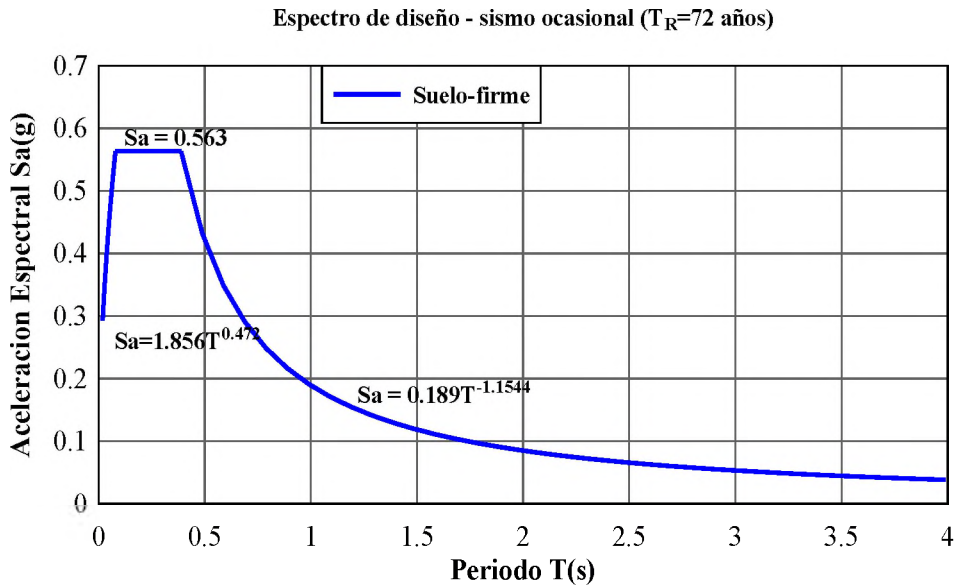


Fig. 5.24: Espectro de diseño elástico para sismos ocasionales ( $PGA = 0.293g$ )

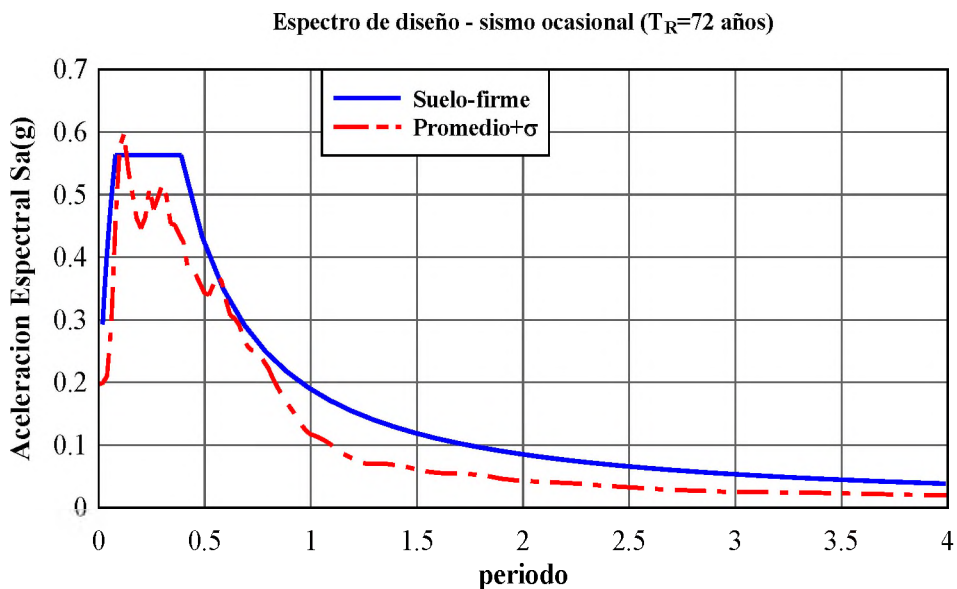


Fig. 5.25: Espectro de diseño elástico propuesto y espectro de respuesta promedio mas una desviación estándar

El espectro elástico de la figura 5.24 corresponde a un sismo de nivel ocasional con una aceleración máxima del suelo de 0.293g. Si se considera que toda estructura debe comportarse casi elásticamente para el sismo de nivel ocasional, este espectro puede usarse para determinar la resistencia lateral mínima para lograr este objetivo.

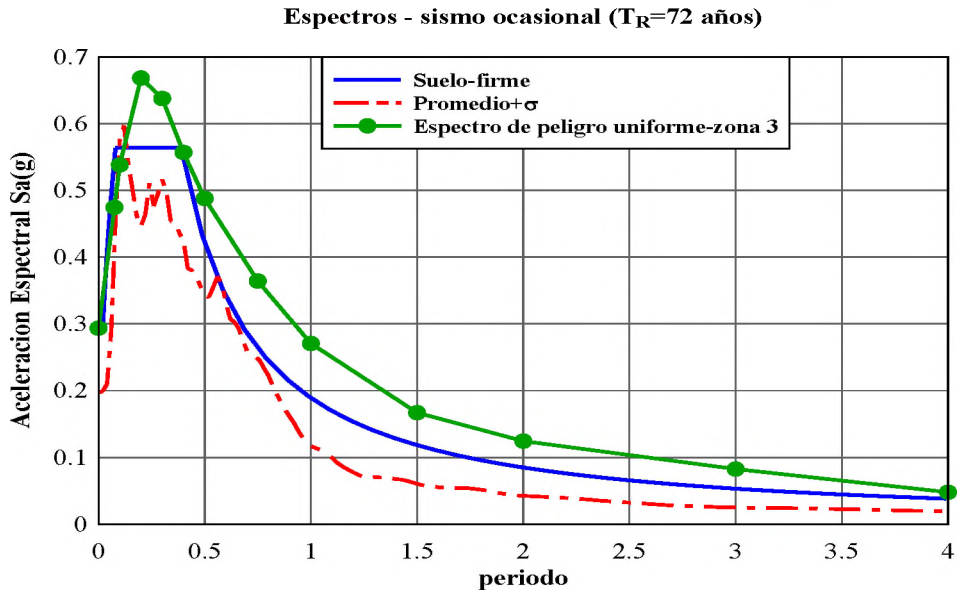


Fig. 5.26: Comparación de los espectros de peligro uniforme con el espectro elástico de diseño y el espectro promedio generadas para la zona sísmica 3, para el sismo ocasional.

De la figura 5.26 la aceleración espectral del espectro de peligro uniforme es mayor en la zona donde la aceleración del espectro elástico es constante. Es decir, para edificaciones con periodos entre 0.1 y 0.4 s las demandas sísmicas son mayores al del espectro elástico. Para edificaciones con periodos mayores o iguales a 0.50s, las demandas sísmicas del espectro de peligro uniforme son mayores a las demandas del espectro promedio y al de diseño elástico.

Considerando la aceleración máxima del suelo calculado para el sismo de nivel ocasional mediante el análisis probabilístico del peligro sísmico, se podría generar el espectro de diseño elástico ( $R=1$ ) similar al espectro de diseño de la norma sismorresistente E-030, manteniendo los parámetros presentes en la siguiente ecuación.

$$S_a = ZUCS(g) \quad 5.19$$

Las gráficas de estas ecuaciones se pueden ver en la figura 5.27 tanto para el sismo ocasional como para el sismo raro.

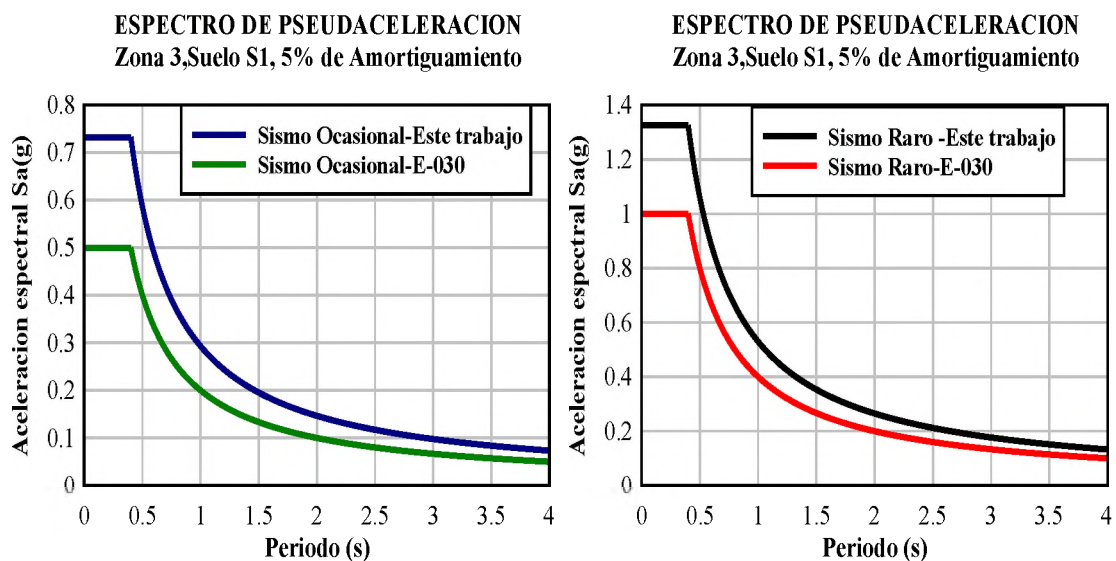


Fig. 5.27: Espectros Elásticos de Diseño comparación de este trabajo con la Norma sismorresistente E.030.

En la figura 5.27 se identifican cambios importantes en los espectros elásticos de diseño, sobre todo en el incremento de la amplitud de la aceleración espectral en el rango de periodos considerados, con respecto al de la norma sismorresistente E-030. Esto se debe al incremento de la aceleración máxima del suelo (PGA, para  $T=0s$ ), obtenidos en suelo firme mediante la evaluación de del peligro sísmico. Es importante señalar que el incremento de movimientos sísmicos registrados, nuevas fuentes sísmicas y a las leyes de atenuación empleadas en este estudio comparado con anteriores investigaciones, hacen que se incremente la aceleración máxima (PGA) para suelo firme, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Peligro Sísmico	Periodo de retorno (años)	Aceleración máxima en suelo firme (g)	
		E-030	Este trabajo
Sismo Ocasional	72	-	0.293
Sismo Raro	475	0.4	0.53

Tabla 5.2. Niveles de peligro sísmico y aceleraciones en suelo firme, para la costa del Perú.



También se tendrá en cuenta que el espectro de diseño obtenidas con los parámetros de la norma sismorresistente E-030, se utilizará en la evaluación de estructuras mediante el análisis estático incremental no lineal o pushover.

## **5.5 Conclusiones**

En general, la forma de un espectro de diseño elástico se deriva estadísticamente de una colección de numerosos espectros representativos de movimientos del suelo registrados en diferentes eventos sísmicos bajo condiciones similares, especialmente caracterizados por las condiciones locales del suelo.

Muchos códigos sísmicos, incluyendo el código sísmico E-030, confían en el concepto del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, debido a la tradicional y casi universal enfoque de diseño sísmico basado en la fuerza.

Los espectros de respuesta son herramientas muy importantes que ayudan a comprender los efectos de un movimiento sísmico sobre las edificaciones, ya que estos están relacionadas con las características del suelo.

Para el desarrollo del espectro de diseño del sismo ocasional se han seguido los pasos de Newmark y Hall y Mohraz, utilizando los registros más importantes obtenidos en el Perú. Este espectro desarrollado no reemplaza al espectro que se desarrolla a partir de los parámetros de la norma sismorresistente E-030. Es solo una muestra de cómo se puede desarrollar los espectro de diseño cuando se manejan suficientes registros sísmicos. La limitada cantidad de registros considerados no garantizan un buen desempeño de este espectro de diseño.

Para realizar el análisis estático no lineal se empleará el espectro de diseño, desarrollado utilizando los mismos parámetros considerados en la norma sismorresistentes E-030, tales como el periodo del suelo, el tipo de suelo para luego escalarlos a la aceleración máxima en suelo firme (PGA) obtenidas mediante el análisis sísmico probabilista desarrollados en el capítulo tres.

## CAPITULO 6

### DAÑOS SISMICOS BAJO EL SISMO OCASIONAL

#### 6.1 Introducción

La respuesta de estructuras de diferentes tipos (concreto armado, albañilería reforzada y confinada) a un nivel de peligro sísmico es un problema complejo que se han investigado por muchos años. Se requieren métodos para describir la cantidad de daño de tales estructuras sometidas a diferentes niveles de cargas sísmicas. Estos métodos son útiles para verificar el diseño y evaluar el comportamiento cuando están sometidos al movimiento del suelo de múltiples niveles.

Los códigos sísmicos modernos, especialmente aquellos que adoptan los conceptos de diseño sísmico basada en el desempeño, especifican varios criterios de desempeño fundamentales para estructuras sismorresistentes.

- a) Bajo los eventos sísmicos frecuentes no debe producirse la pérdida económica.
- b) Ningún daño serio a la estructura y sus contenidos durante la vida de servicio de la estructura contra la acción sísmica la cual se espera que ocurra en intervalos raros.
- c) Ningún colapso y seguridad a los ocupantes durante eventos sísmico extremadamente raros.

Muchos parámetros de respuesta incluyendo demandas de ductilidad, índices de daños y distorsiones de entrepisos entre otros pueden utilizarse para medir el desempeño en el proceso de diseño o evaluación sísmica.

Para cuantificar el criterio de desempeño sísmico, es necesario expresar el daño en forma cuantitativa, con la falla que corresponde al grado de daño máximo que una estructura puede sostener. Esto es alcanzado a través del uso de índices de daño (o indicadores).

Este capítulo describe el comportamiento de estructuras tipo concreto armado y albañilería cuando están sometidos a movimientos sísmicos de nivel ocasional. Se investigarán los resultados obtenidos en experimentos e investigaciones previas, bajo la convicción de que es necesario un claro entendimiento del comportamiento estructural bajo este nivel de peligro sísmico, para luego emitir una clara respuesta de cuál es el desempeño de estos dos tipos de estructuras cuando están sometidos al sismo ocasional.

## 6.2 El daño sísmico

Son varios los factores por las cuales una estructura tipo, bajo ciertos niveles de movimientos sísmicos presenten daños en el sistema estructural y en los elementos del sistema. En elementos estructurales de concreto armado la presencia de daños podría ser debido al corte, flexión, tracción, compresión, flexo-compresión, torsión, traslape de refuerzos, fluencia y deslizamiento de refuerzos [49], [20]. En elementos de albañilería los daños podrían ser por corte, deslizamiento, flexión, aplastamiento [20]. El daño en el sistema estructural para estos tipos de estructuras se produce debido a grandes desplazamientos, distorsiones de entrepisos, problemas de contacto, inestabilidad, etc.

Otros factores que contribuyen al daño sísmico a menudo es el resultado directo de los defectos de la construcción, que no se materializan hasta que el edificio experimente las fuerzas sísmicas con la que originalmente fue diseñada para soportarlo. Estos defectos incluyen, las deficiencias en el diseño, construcción o los materiales utilizados durante la construcción del edificio. Las deficiencias en el diseño pueden existir como resultado, que el edificio no fue diseñado de acuerdo a las normas sísmicas. Esto podría ser debido a que el diseñador no tuvo el conocimiento o la experiencia para una particular tipología de construcción, o podría ser por errores durante el proceso de diseño [45].

Las deficiencias en la construcción usualmente surgen cuando la estructura no se construye como se ha diseñado. Esto podría ser originado por el equipo de construcción que no se adhiere a los documentos del diseño o cuando el contratista hace sustituciones sin el conocimiento y la aprobación del ingeniero estructural.

El otro tipo de defecto en la construcción está asociado con las deficiencias de los materiales. El ingeniero estructural asume ciertas propiedades y características para los materiales utilizados en el diseño. Naturalmente, cualquier desviación de estas propiedades o cualquier defecto en los materiales utilizados en la construcción pueden resultar en una estructura que sea significativamente diferente del diseño propuesto. En algunos casos, los proveedores de materiales suministran productos que poseen diferentes propiedades que aquellas especificadas por el diseñador. Ensayos apropiados del material y programas de inspección, son esenciales durante el proceso de construcción para minimizar este tipo de deficiencias.

Existe una amplia creencia que la severidad de un sismo es el reflejo de la magnitud medida en la escala de Richter. Aunque la magnitud es una medida de la energía liberada por un sismo, es solo uno de varios parámetros que definen la severidad del

sismo para una edificación. Otros parámetros tales como, la duración sísmica, el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, el contenido de frecuencias, la profundidad, la distancia del sitio al epicentro, las condiciones del suelo, la interacción del suelo con la cimentación pueden jugar un rol crítico en las estructuras afectadas por un sismo en particular y el tipo de daño causado por aquel sismo.

Por ejemplo, grandes sismos con movimientos lentos (periodos largos) tienden a crear mayor daño en edificios muy altos y más flexibles tales como rascacielos y torres. En cambio, sismos con movimientos pequeños y rápidos (periodos cortos) pueden afectar a estructuras más cortas y menos flexibles. Por lo tanto, generalizar que los edificios más altos tienen mayor probabilidad al colapso y edificaciones más bajas son seguras durante un sismo, sin considerar las características del movimiento del suelo, no son válidos. Por la misma razón, un sismo de magnitud pequeña puede causar más daño a ciertos edificios que un sismo más grande con diferentes propiedades.

Las respuestas máximas solas no describen el posible daño incurrido por la estructura como un daño acumulado que resulta de la incursión severa en el rango inelástico. Como tal, la sola reducción de las máximas distorsiones de entrepiso no es suficiente a menos que también tengamos información acerca de la capacidad de la estructura. Por lo tanto, no se puede asumir que una estructura permanecerá lineal incluso bajo cargas sísmicas que ocurren frecuentemente o sismos moderados [68].

La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia. Por lo general, los agrietamientos y fallas debido al movimiento sísmico se deben a:

- 1.- Inadecuada resistencia al cortante de los entrepisos debido a la escasez de elementos tales como columnas y muros.
- 2.- Grandes esfuerzos de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas.
- 3.- Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna debida al deslizamiento de las varillas ancladas, o a fallas de cortante.
- 4.- Grandes esfuerzos en muros de cortante, sin o con aberturas, solos o acoplados.
- 5.- Vibración torsional causado por la falta de coincidencia en planta del centro de masas con el centro de rigidez.
- 6.- Punzonamiento de la losa de edificios construidos a base de losas planas.
- 7.- Variación brusca de la rigidez a lo largo de la altura del edificio.
- 8.- Problemas de contacto entre edificios.

9.- Amplificación de los desplazamientos en la cima de los edificios

10.- Grandes esfuerzos de cortante en columnas acortadas por el efecto restrictivo al desplazamiento causado por elementos no estructurales.

Por lo tanto una definición apropiada del daño sísmico sobre un tipo de estructura se define como la condición en la cual una estructura, o una significativa porción de ésta, es incapaz de sostener las cargas de gravedad durante una excitación sísmica, la cual puede ser causado por el deterioro gradual de la rigidez y la resistencia de algunos elementos estructurales cuando están sometidas a repetidas deformaciones inelásticas reversas o la progresiva acumulación de distorsión lateral propiedad de la aplicación de una serie de grandes deformaciones inelásticas cíclicas y un efecto significativo del efecto P- $\Delta$  (colapso incremental).

### **6.3 Modelo de definición de daño**

Los modelos que se utilizan para representar el daño en elementos estructurales y algunos componentes no estructurales son muy sensibles a los desplazamientos relativos entre diferentes niveles producidos durante los sismos, se considera en este método, la deriva máxima entre piso, como parámetro indicador de daño estructural (PID). Adicionalmente, este parámetro se utiliza para controlar la respuesta de las estructuras en las diferentes normativas de diseño sismo resistente, la cual facilita considerablemente la implementación de los resultados obtenidos en estas normativas y su interpretación, por parte de los ingenieros, calculistas y personal a cargo de la construcción.

### **6.4 Daños sísmicos en estructuras de concreto armado**

El comportamiento de pórticos de concreto armado está gobernado por muchos factores, incluyendo las características iniciales de la estructura, los efectos dependientes del tiempo tales como el creep (incremento de la deformación con el tiempo debido a la carga sostenida) y el shrinkage (disminución en volumen del elemento concreto cuando pierde humedad debido a la evaporación), el medio ambiente y la historia de cargas. Usualmente se espera que los componentes de la estructura se agrieten bajo cargas de servicio. El comportamiento dinámico de los pórticos de concreto armado incluso son más complejos puesto que las cargas reversibles pueden acelerar la resistencia y la degradación de la rigidez y cambiar el mecanismo de transportar las cargas. La

deformación inelástica en elementos de concreto armado está asociada con la fluencia del acero de refuerzo, el traslape, arranque, agrietamiento y posible aplastamiento y desmoronamiento del recubrimiento (Figura 6.1). La cantidad y detalle del refuerzo longitudinal y transversal tanto en vigas y columnas, el detallado de las uniones viga-columna, conexión de la losa, empalmes y traslapes, discontinuidad de las varillas influyen en el desempeño estructural bajo cargas sísmicas [2], [49].

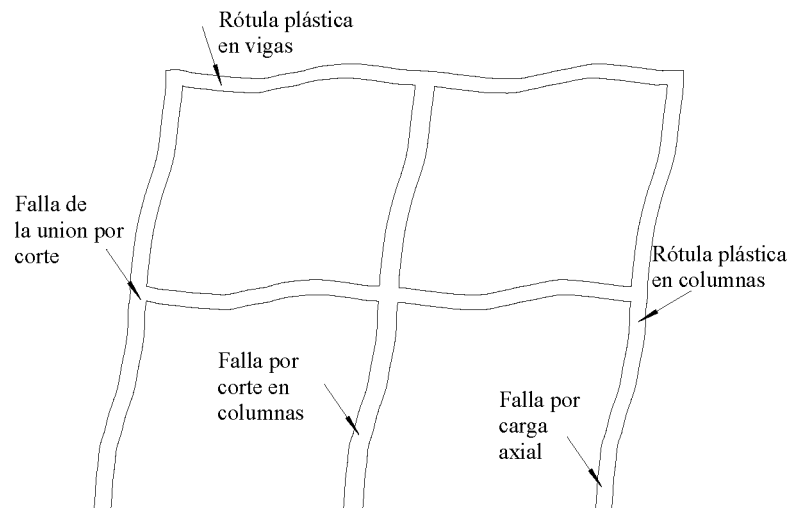


Fig. 6.1: Formas de falla en elementos estructurales de concreto armado.

Cada sistema estructural responde de manera distinta cuando ésta se ve sometida a sollicitaciones sísmicas. Aspectos como la configuración estructural, simetría, distribución de masa y regularidad vertical deben ser considerados. Además, la resistencia, rigidez y ductilidad son otros parámetros de importancia para una adecuada respuesta [2], [49].

#### 6.4.1 Parámetros de daños sísmicos

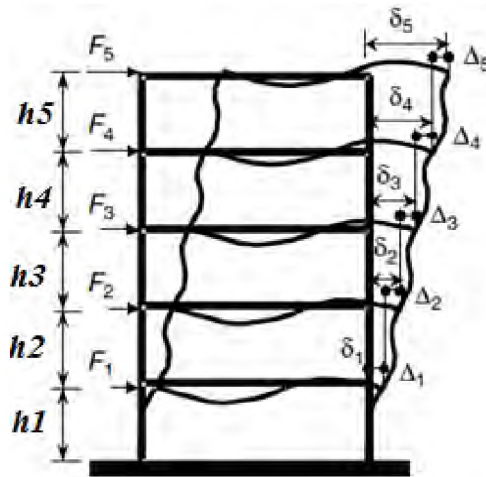
Los daños sísmicos en estructuras de concreto armado están relacionados con varios parámetros tales como el desplazamiento o deriva, ductilidad, resistencia y rigidez bajo las cargas sísmicas.

##### 6.4.1.1 Deriva como indicador del daño

Durante un evento sísmico, la deformación inelástica de los elementos estructurales tiene efectos significativos en la disipación de energía sísmica inducida. Además, ha sido especificado que el uso de desplazamientos laterales como parámetros de demanda

en lugar de parámetros de fuerza permite controlar el daño de manera más directa en las estructuras durante el proceso de diseño y que la importancia de limitar la deriva de piso debería ser enfatizada en la ingeniería sísmica [49].

La deriva puede ser calculada individualmente para cada nivel (entrepiso) o como un promedio sobre la altura completa del edificio. La deriva global está definida como el desplazamiento lateral del techo dividido por la altura del edificio, mientras la deriva de entrepisos está definido como la deformación de piso relativo a la altura del piso [27].



$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

$$\delta_2 = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{h_2}$$

Fig. 6.2: Representación de las derivas de entrepisos en edificaciones.

En el diseño sísmico basado en el desempeño, la distorsión de entrepisos ha llegado a ser uno de los principales parámetros para evaluar el desempeño del sistema bajo diferentes niveles de sismos [60]. La tabla 6.1 muestra medidas cuantitativas del desempeño basado en límites especificados de derivas permanentes y transitorias.

Descripción del sistema	NIVEL DE DESEMPEÑO				
	Completamente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca al colapso	Colapso
Daño del edificio	Insignificante	Ligero	Moderado	Severo	Completo
Distorsión transitoria permisible	< 0.2%	< 0.5%	< 1.5%	< 2.5%	> 2.5%
Distorsión permanente permisible	Insignificante	Insignificante	< 0.5%	< 2.5%	> 2.5%

Tabla 6.1: Distorsiones permisibles y niveles de daño de edificios

Con respecto a la Norma Sismorresistente E-030, este considera una deriva de 7/1000 para estructuras de concreto armado que corresponde al nivel de sismo raro con periodo de retorno de 475 años.

Las distorsiones que producen los sismos de nivel ocasional con periodos de retorno de 72 años en las estructuras de ocupación estándar e instalaciones críticas son 0.25/100 y 1.25/100 [23].

También estos parámetros indican los daños que se producen en las estructuras debido a un nivel sísmico ocasional. Considerar a la deriva de entrepiso como un parámetro de daño es muy importante en estructuras sismorresistentes.

#### **6.4.1.2 Ductilidad**

Uno de los parámetros que representa el daño de un elemento estructural y de la estructura bajo cargas sísmicas es la ductilidad. Una estructura se comporta de una manera dúctil si es capaz de soportar grandes deformaciones inelásticas sin una significativa degradación en resistencia, y sin el desarrollo de inestabilidad y colapso. La bajísima resistencia del sistema estructural y las deficiencias en el detallado del acero de refuerzo en edificaciones de concreto armado, en gran medida afecta el daño y los modos de fallas de los componentes los cuales directamente tienen influencia sobre la habilidad de las estructuras para sostener las cargas y permanecer estables [27]. La demanda de ductilidad que experimenta una estructura en regiones críticas durante la formación de los mecanismos plásticos bajo la carga sostenida inelástica tradicionalmente ha sido considerada como una medida esencial del daño sísmico a las estructuras. Un adecuado detallado de los elementos de concreto armado dentro de las regiones críticas produce elementos dúctiles que puedan sostener grandes demandas de deformación inelástica impuestos por sismos de múltiples niveles y así, poder minimizar daños mayores y la supervivencia de estructuras con resistencia moderada con respecto a las cargas laterales [44].

El factor de ductilidad estructural (ductilidad de desplazamiento)  $\mu = D_u / D_y$  se expresa como el factor del máximo desplazamiento ( $D_{max}$ ) al desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ). En la figura 6.3 se muestra la curva de respuesta estructural idealizada. La línea recta en la figura muestra la respuesta elástica lineal idealizada de un edificio. Como resultado de la ductilidad, la estructura tiene una capacidad de absorber energía por



comportamiento histerético y debido a ésta capacidad de disipación de energía, la fuerza de diseño elástico puede reducirse a un nivel de resistencia de fluencia mediante el factor de reducción de ductilidad.

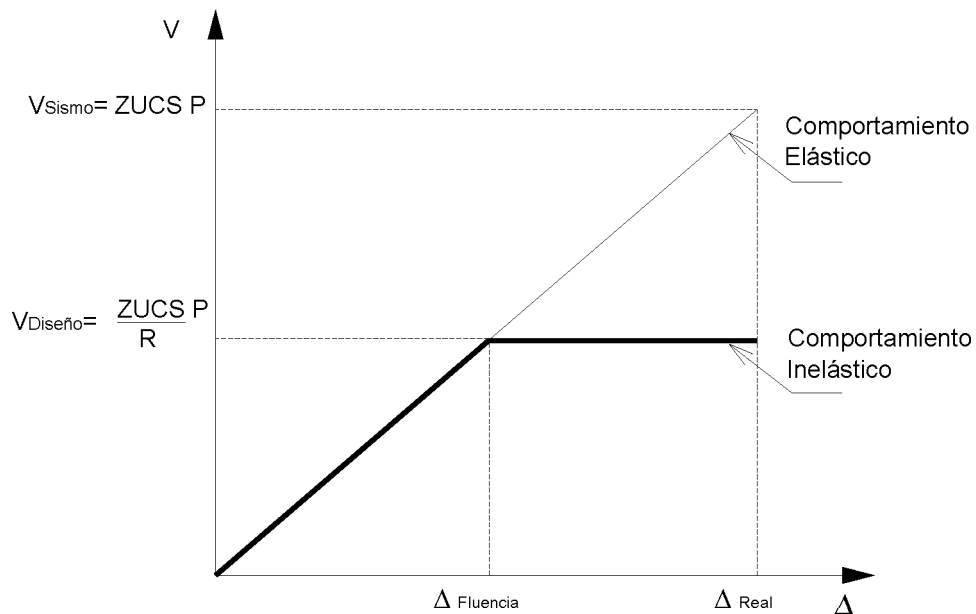


Fig. 6.3: Representación de la ductilidad en estructuras.

De acuerdo a la norma sismo resistente E-030, Para el sismo raro el factor de ductilidad para estructuras de concreto armado se muestran en la siguiente tabla.

Sistema Estructural	Coficiente de Reducción, R Para Estructuras regulares
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Tabla 6.2: Coeficientes de reducción por ductilidad según el sistema estructural

Para el nivel de sismo ocasional, donde se espera que las estructuras no incursionen en rango no lineal, el comportamiento de la estructura será elástica, por lo tanto la energía a disiparse es muy poco.

#### 6.4.1.3 Resistencia y rigidez

La importancia de la sobre resistencia en la supervivencia del edificio durante sismos ha sido reconocido por muchos investigadores. La sobrerresistencia se refiere a la medida de la resistencia de reserva extra de la estructura antes de alcanzar su resistencia máxima. El factor de sobre resistencia está definido sobre el comportamiento global de

una estructura como la relación del nivel de fluencia estructural real a la demanda de resistencia prescrito por el código surgido de la aplicación de cargas prescritas y fuerzas. De las definiciones anteriores es importante decidir cuál sería el nivel de desempeño para los sismos de diseño de nivel ocasional, además cuales serian los niveles de daños que se producirían bajo este nivel sísmico. Por lo tanto es importante considerar la relación entre los estados límites de la estructura y sus elementos.

### 6.4.2 Estados límite de los elementos (sección)

En el diseño sísmico de edificaciones, es común considerar muchos niveles de protección para minimizar el daño que puede ocasionar un evento sísmico y prevenir las pérdidas de vidas. Los estados límites sísmicos pueden dividirse en dos categorías principales: (1) Daño directo basado en los estados límite, las cuales a menudo están definidos sobre la base de deformación unitaria y, (2) Estados límite basados en las derivas o fuerzas. Además ambas categorías pueden aplicarse a las secciones, elementos o al sistema estructural.

En la figura 6.4, se pueden observar los estados límite de deformación del acero y del concreto de la sección transversal de elementos estructurales, las cuales siguen una secuencia que se inicia con el agrietamiento del concreto no confinado representado por el punto Ci ( $\phi_{cr}, M_{cr}$ ) donde  $\phi_{cr}$  es la curvatura de agrietamiento y  $M_{cr}$  es el momento en el instante del agrietamiento y Cv o Siv es el punto de aplastamiento del núcleo del concreto. A continuación se detallan estos niveles de daño.

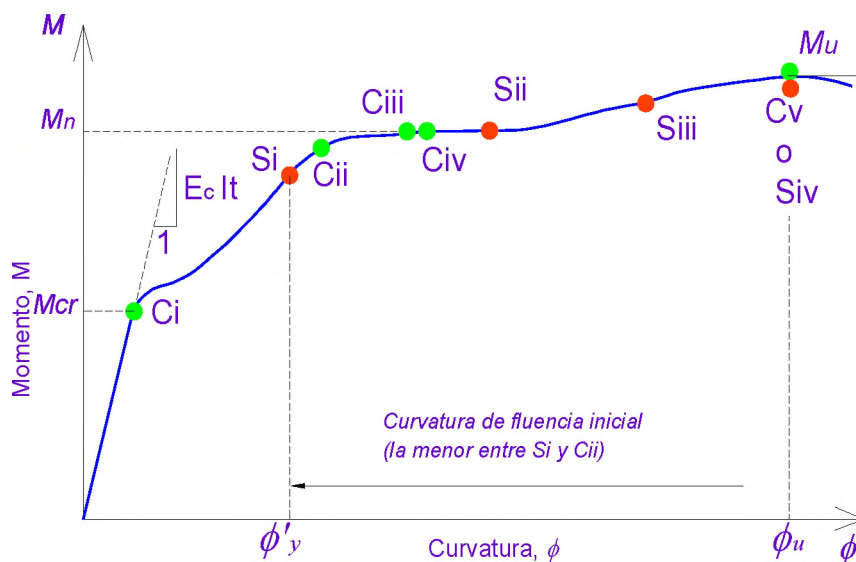


Fig. 6.4: Representación de los estados límite de deformación de la sección transversal de concreto armado sobre la relación momento curvatura

**a) Estado límite de agrietamiento:**

Este límite está definido como el inicio del agrietamiento en elementos estructurales de concreto armado o albañilería, la cual generalmente marca un cambio significativo en la rigidez sobre la relación momento curvatura, como se muestra en la figura 6.5. Para elementos críticos se espera que responda en el rango inelástico para el nivel de sismo de diseño, este estado límite tiene poco significado, ya que es probable que se exceda en la excitación sísmica de menor importancia, incluso en los más pequeños que aquellos correspondientes al sismo frecuente (periodo de retorno 43 años)- Visión 2000. El estado límite puede sin embargo ser importante para los elementos que se espere respondan esencialmente elástico para el sismo de nivel de diseño.

En la figura 6.4, el punto Ci representa el nivel de agrietamiento del concreto no confinado o de recubrimiento. Para este nivel de desempeño el elemento concreto tiene el siguiente límite como se muestra en la siguiente tabla.

Estado Límite de agrietamiento del concreto			
Nivel de desempeño		Consecuencias	Acción requerida
Ci	Agrietamiento	Aparición de grietas	Ninguna, las grietas prácticamente desaparecen

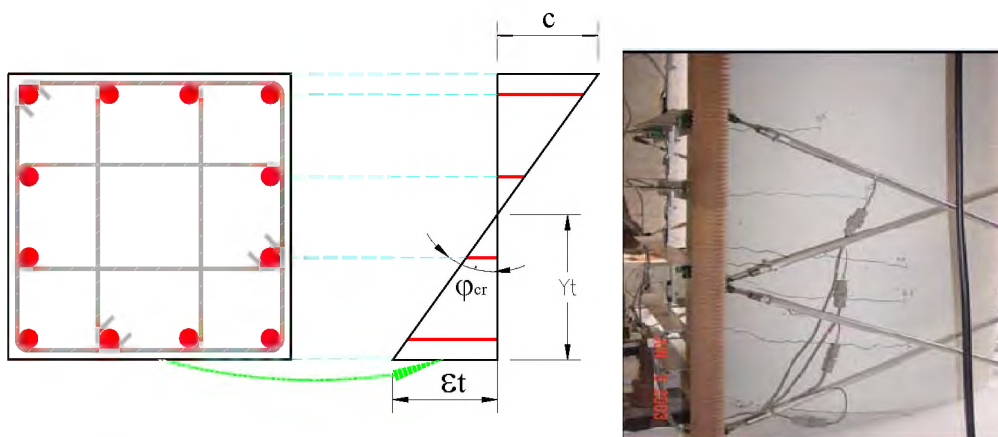


Fig. 6.5: Estado límite de agrietamiento del concreto

**b) Estado límite de primera fluencia:**

Es identificado cuando un segundo cambio significativo en la rigidez de los elementos del concreto y la albañilería ocurre, la cual es debido a la fluencia en el refuerzo de tensión extrema, y como consecuencia está basado en la deformación unitaria.

Usualmente se utiliza en los niveles de elementos o secciones pero también puede ser definido a nivel del sistema estructural. Este estado límite es útil para definir la apropiada rigidez elástica para ser utilizado en el análisis de sistemas dúctiles utilizando simplificadas reglas de histéresis.

La siguiente tabla muestra los puntos sobre la curva para este estado límite. El estado de la primera fluencia se encuentra representado por el punto Si o Cii en la figura 6.4.

Estado Límite de primera fluencia			
Nivel de desempeño		Consecuencias	Acción requerida
Cii	Esfuerzo máximo a compresión en el concreto no confinado ( $f_c$ )	Ninguna	Quizás ninguna
Si	Fluencia a tracción del refuerzo longitudinal en el extremo de la sección	Aparecerán algunas grietas residuales. Estas serán de un ancho menor a 0.2mm	No se requiere ninguna acción

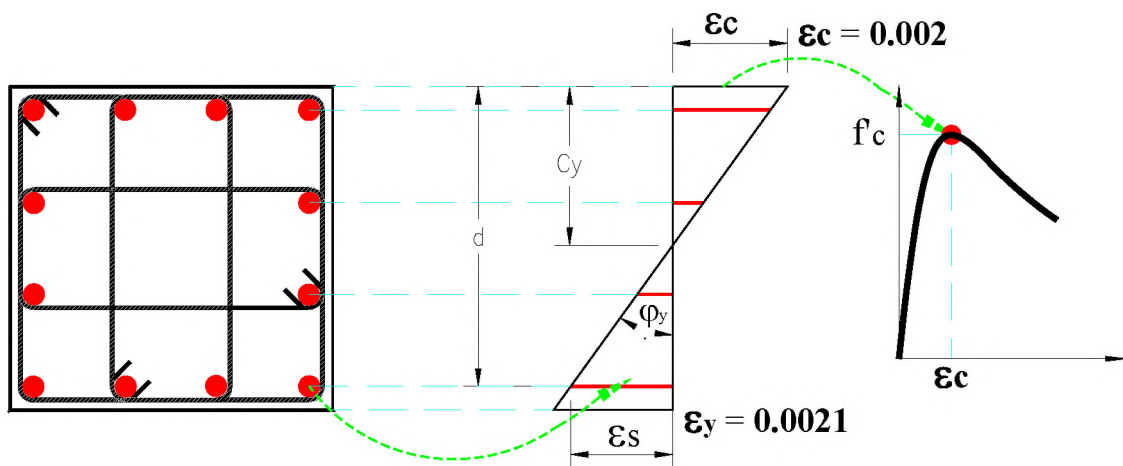


Fig. 6.6: Estado límite de primera fluencia del refuerzo

### c) Estado límite de aplastamiento:

Este límite representa el punto en el cual el recubrimiento del concreto comienza a desmoronarse en secciones de concreto o albañilería. Cuando se alcanza este estado límite, la estructura aun es reparable. La resistencia puede continuar creciendo después de este estado límite. En general, en este límite una deformación unitaria del concreto de 0.004 puede asumirse para estructuras de concreto armado [52], la cual claramente es

un estado límite basado en el criterio de deformación unitaria. Puede utilizarse para definir una condición de una sección, elemento o sistema estructural.

Estado Límite de aplastamiento del concreto			
Nivel de desempeño		Consecuencias	Acción requerida
<b>Ciii</b>	Descascaramiento inicial del recubrimiento	Descascaramiento, se obtiene la capacidad nominal a flexión	Quizás ninguna
<b>Sii</b>	Deformación unitaria del 1% en la barra extrema a tracción	Grietas residuales pueden alcanzar 0.8 mm de ancho	considere inyectar las grietas, especialmente si el medio ambiente es agresivo

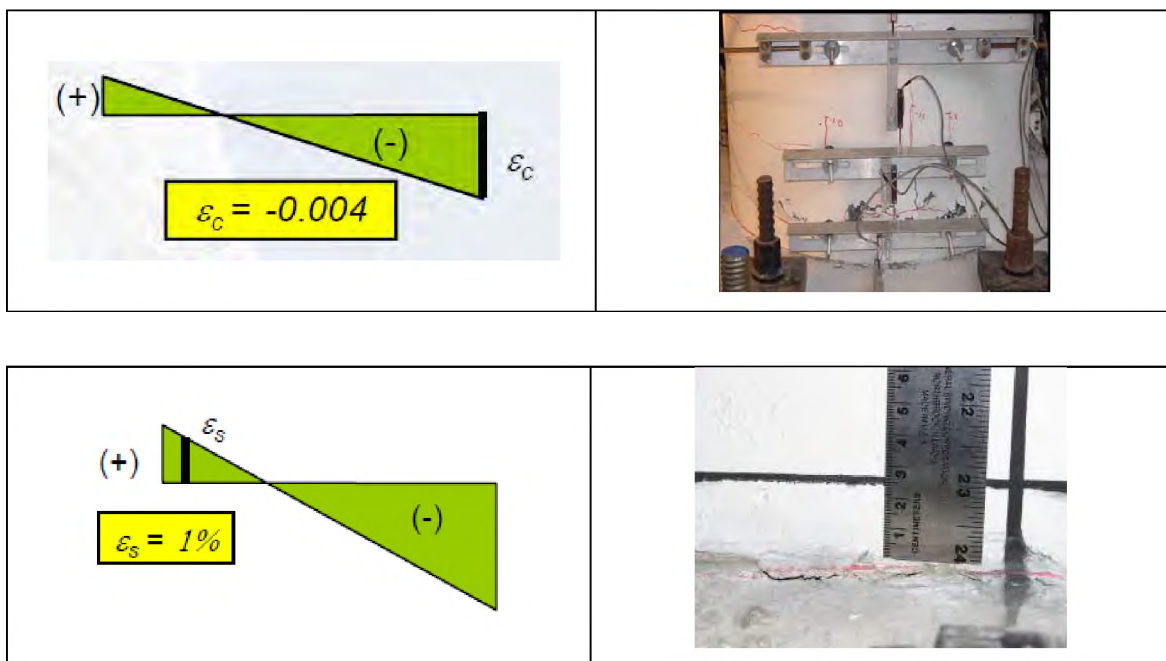


Fig. 6.7: Estado límite de aplastamiento del concreto

**d) Estado límite de pandeo:**

Este estado límite hace referencia al punto en la cual las barras de refuerzo no son capaces de resistir los esfuerzos en zonas de fatiga o compresión y sufrir de inestabilidad lateral. Este estado límite tal vez es poco comprendido, pero generalmente está definido sobre la base de la deformación. Mientras ocurra el pandeo en el nivel del elemento, es posible definir sistemas de desplazamientos que causen el pandeo en el nivel del elemento. Más allá de este estado límite, la acción de reparo a menudo

requerirá la remoción y el remplazo de los elementos. Con los elementos de estructuras de acero, particularmente las alas de las vigas y columnas, el comienzo del pandeo también representa un estado límite significativo por las mismas razones que para el concreto armado.

Estado Límite de pandeo del refuerzo		
Nivel de desempeño	Consecuencias	Acción requerida
Siii	Comienzo del pandeo	Ninguna, imperceptible, lo único que se nota es la pérdida del recubrimiento  Se necesita restaurar el recubrimiento

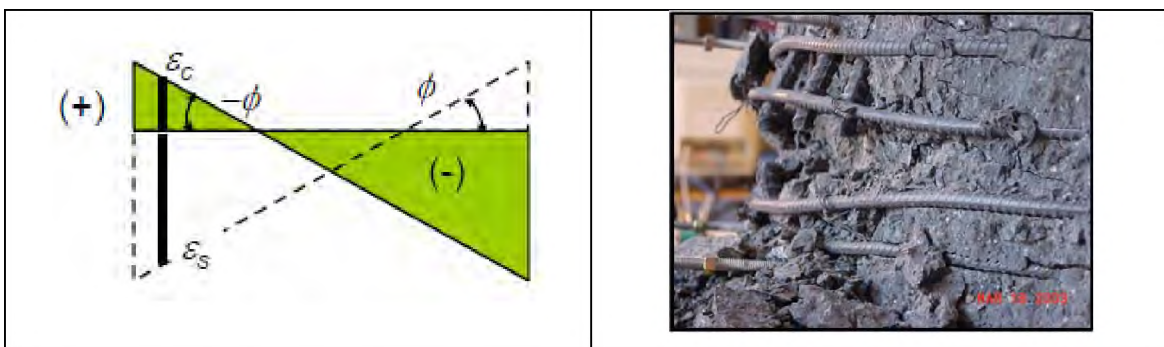


Fig. 6.8: Estado límite de pandeo del refuerzo

La deformación unitaria que representa el nivel de daño de las barras de refuerzo para este estado límite de pandeo se calcula mediante la siguiente fórmula [57].

$$\epsilon_s - \epsilon_c = \frac{10 - \frac{s_h}{d_b}}{100}$$

Donde:

$s_h$ : Espaciamiento de la armadura transversal

$d_b$ : Diámetro de la barra longitudinal

**e) Estado límite último:**

Se refiere al punto en la cual los elementos no son capaces de transportar las cargas impuestas, tal como las cargas de gravedad sobre las vigas o las fuerzas axiales sobre columnas. Este límite usualmente se define cuando una resistencia especificada en un

elemento o sistema decae hasta alcanzar (a menudo se utiliza un 20%). Sin embargo, también puede ser definido sobre la base de la deformación unitaria.

Estos estados límites representan un nivel de daño en la estructura y en consecuencia puede ser vinculado a la deformación unitaria, curvaturas y deformaciones en la estructura.

Estado Límite último			
Nivel de desempeño		Consecuencias	Acción requerida
Siv	Fractura del refuerzo longitudinal si se ha perdido el recubrimiento	Pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación	reparaciones costosas, considere incluso la demolición del elemento
Cv	Aplastamiento del núcleo del concreto	Pandeo del refuerzo longitudinal, posible deformación de los ganchos del refuerzo transversal, pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Fin de la capacidad de rotación	reparación exhaustiva o demolición

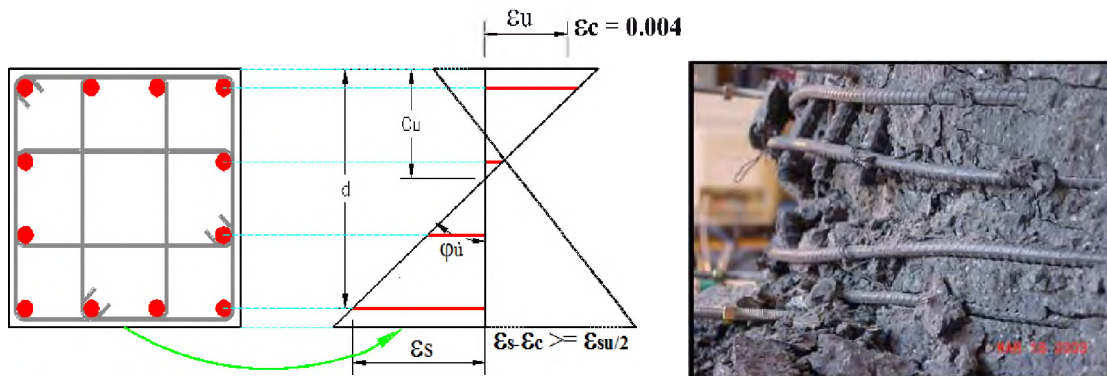


Fig. 6.9: Estado límite último

La deformación unitaria que representa el nivel de daño de las barras de refuerzo para este estado límite se calcula mediante la siguiente fórmula [57].

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{14 - \frac{4s_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2}, \quad \text{siendo } |\varepsilon_c| \geq 0.004.$$

Donde:

$s_h$ : Espaciamiento de la armadura transversal

$d_b$ : Diámetro de la barra longitudinal



La deformación unitaria que representa el nivel de daño del núcleo del concreto para este estado límite se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -\left(0.004 + 2\sqrt{\rho_{sx}\rho_{sy}}\right), \text{ en columnas de sección rectangular.}$$

$$\rho_{sx} = \sum A_b / (s_h h'_x) :$$

Donde:

$\rho_{sx}$  : Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección x.

$h'_x$  : Distancia promedio entre ramas del refuerzo x.

$$\rho_{sy} = \sum A_b / (s_h h'_y) :$$

Donde:

$\rho_{sy}$  : Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección y

$h'_y$  : Distancia promedio entre ramas del refuerzo y.

Además.

$$\rho_s = \rho_{sx} + \rho_{sy} .$$

Donde:

$\rho_s$  : Cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = -\left(0.004 + \rho_s\right), \text{ en columnas de sección circular.}$$

$$\rho_s = 4A_b / (s_h h_x), \text{ donde:}$$

### 6.4.3 Estados límite del sistema estructural

#### a) Estado límite de servicio:

Este corresponde al nivel de desempeño sísmico completamente funcional de Visión 2000. No debería necesitar significativas acciones correctivas para estructuras que responden en este estado límite. Para estructuras de concreto y albañilería no debería ocurrir el desprendimiento del recubrimiento del concreto, e incluso la fluencia del refuerzo debería ser aceptable para este estado límite, el ancho de las grietas residuales debería ser suficientemente pequeño por lo que no es necesario la inyección del grouting. Como se sugiere en la figura 6.10, el desplazamiento estructural del estado límite de servicio generalmente excederá el desplazamiento de fluencia nominal.



Para estructuras de albañilería y concreto este estado límite puede estar directamente relacionada a los límites de deformación unitaria en las fibras extremas de compresión del concreto o albañilería, y en el refuerzo de tensión extremo.

**b) Estado límite del control de daño:**

Como se noto anteriormente, este no está directamente señalado en el documento de Visión 2000, pero es la base para la mayoría de las estrategias de diseño sísmico actuales. En este estado límite, una cierta cantidad de daño reparable es aceptable, pero el costo debería ser significativamente menos que el costo de la reposición. El daño a los edificios de concreto puede incluir el desprendimiento de la cobertura de concreto requiriendo el remplazo de ésta, y la formación de grietas de flexión anchas, requiriendo la inyección del grouting para evitar posteriormente la corrosión. No debería ocurrir la fractura del refuerzo longitudinal o transversal y el pandeo del refuerzo longitudinal, y el concreto confinado en regiones de rótulas plásticas no debería ser remplazado.

Otra vez los límites no estructurales deben ser considerados para mantener el daño en un nivel aceptable. Esto es particularmente importante para edificios, donde el valor de los contenidos y servicios son típicamente tres o cinco veces el costo de la estructura. Es difícil evitar el excesivo daño cuando el nivel de la deriva excede alrededor de 0.025, y por lo tanto es común para códigos de diseño de edificios especificar límites de derivas de 0.02 a 0.05. A estos niveles muchos edificios especialmente edificios aporricados donde no habrá alcanzado el estado límite de control de daño estructural.

**c) Estado límite de supervivencia:**

Es importante que exista una reserva de capacidad superior a aquello correspondiente al estado límite de control de daño, para asegurar que durante el movimiento más fuerte del suelo que se considera sea factible para el sitio, no debería tener lugar el colapso de la estructura. La protección contra la pérdida de la vida es de principal preocupación aquí, y debe ser de alta prioridad en la filosofía de diseño sísmico. Daño excesivo pueda que sea aceptado, para la extensión del daño puede no ser económicamente o técnicamente factible reparar la estructura después del suceso sísmico. Para este estado límite el colapso está representado por el desplazamiento último,  $\Delta_u$ .

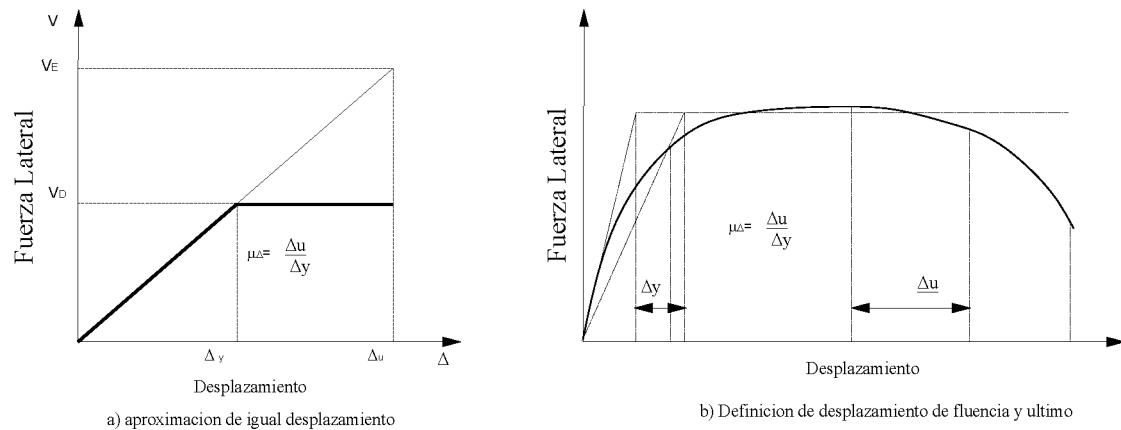


Fig. 6.10: Estados Límites del sistema estructural.

**Jain y Navin (1995).** Adoptan como criterio principal el desplome máximo del último nivel de la estructura, estimando que para una deriva igual al 2.5% de la altura del edificio se alcanzaba el comportamiento plástico idealizado, de acuerdo con esto, se garantiza no incursionar en efectos de segundo orden (efectos P-Δ).

**Singhal y Kiremidjian (1995).** Al estudiar el daño sísmico en edificaciones de concreto armado, sugieren un rango de valores para limitar los daños tanto en el nivel local como global, basándose en el espesor estimado de grietas, para el caso de daños leves y en el de desplome relativo para estados más elevados de daños. Los rangos de valores se muestran en la tabla 6.3.

Estos rangos de valores conviene aplicarlos de manera combinada con los valores de desplomes del nivel máximo de la estructura, de tal forma que permita un control del daño global y un control de daño local.

Estado de daño	Rango del parámetro de respuesta
Menor	$0.5\text{mm} \leq \text{Max. ancho de grietas} \leq 0.8\text{mm}$
Moderado	$0.8\text{mm} \leq \text{Max. Ancho de grietas}$ $\text{Max. deriva de entrepisos} \leq 0.015$
Severo	$0.015 \leq \text{Deriva de entrepiso} \leq 0.025$
Colapso	$0.025 \leq \text{Max deriva de entrepiso}$

Tabla 6.3: Definición de estados de daños basados en el ancho de grietas y en la deriva máxima.

**Priestley y Kowalsky (1998).** Estos investigadores definen diferentes niveles de desempeño para muros estructurales de concreto armado según las máximas deformaciones que se generan en el refuerzo y en el concreto. Para lo cual recomiendan tres niveles de desempeño

**Ocupación inmediata.** La deformación en el refuerzo es 0.5 a 0.75  $\epsilon_y$ , donde  $\epsilon_y$  es la deformación en la fluencia del acero y en el concreto se limita a 0.002.

**Control de daño.** La deformación en el acero será del orden de 0.01, mientras que en el concreto estará entre 0.003 y 0.004. Además, proponen grietas residuales entre 0.5 y 1mm de ancho.

**Protección a la vida.** Deformaciones en el acero del orden de 0.6 veces la ruptura; en el concreto, las deformaciones serán del orden de 0.015

**Calvi (1999).** Este autor relaciona los valores de los desplomes relativos de entrepiso con los estados límites de los edificios considera la aplicación de cuatro estados límites, que van desde el más leve hasta el colapso total de la estructura.

**Estado límite 1.** No ocurre ninguno tipo de daño ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales, para este estado límite los desplomes relativos de entrepiso deben encontrarse dentro de los valores de 0.1% y 0.3%.

**Estado límite 2.** Este es un estado en el que se alcanza daños menores en los elementos estructurales y moderados en los elementos no estructurales, permitiendo la inmediata ocupación del edificio, sin que sea preciso proceder a reparación y/o refuerzo estructural de relativa importancia. Fija como valores de desplomes relativos de entrepisos los comprendidos entre 0.3% y 0.5%.

**Estado límite 3.** Es un estado en el que se tiene significativo daño estructural y extensos daños de elementos no estructurales. El edificio amerita reparación y/o refuerzo, sin embargo no alcanza el colapso, por lo que permite la preservación de vidas. El grado de reparación debe ser tal que permita que ésta sea no solo factible desde el punto de vista técnico sino también económico. Los desplomes relativos de entrepisos alcanza valores entre 0.5% y 1.5%.

**Estado límite 4.** Se alcanza el colapso de la estructura y ésta deberá ser demolida ya que su reparación no es posible ni conveniente. Los valores que alcanzan los desplomes relativos de entrepiso superan el valor de 1.5%.

### **Kappos y Manafpour (2001)**

En su propuesta de proyecto de edificios de concreto sugieren la revisión del procedimiento conforme a dos estados límites. Los autores sugieren que estos estados límite sean el de servicio y el estado límite último. Aunque solamente sugieren valores de verificación de desempeño para el estado límite de servicio, mediante dos criterios. El primer criterio consiste en limitar la máxima deriva de entrepisos a valores ubicados dentro del siguiente rango: 0.02 y 0.05, cuyos extremos dependen del tipo de material de los cerramientos. Si son muy frágiles como corresponden a la mampostería usual se asume el valor más bajo, si los materiales son cerramientos más flexibles, se pueden asumir valores más altos para este criterio.

El segundo criterio limita los valores de las rotaciones de las rótulas en las vigas asumiendo las recomendaciones del FEMA 273, en el que se recomiendan valores de 0.005 radianes para las vigas. Otra forma de aplicar este mismo control consiste en limitar la ductilidad de rotación a valores entre 1 y 2.

### **Mwafi y Elnashai (2002).**

Combinan criterios de fallas locales y globales. Los criterios de fallas locales se basan en curvatura de secciones de concreto armado y en la no superación de la resistencia nominal a cortante. Los criterios globales requieren la comparación con el desplome máximo del edificio limitándola a un valor del 3% de la altura total del edificio, además de los desplomes relativos. Adicionalmente se aplica un criterio de comprobación de estabilidad que relaciona el coeficiente de fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas de nivel con los desplomes máximos probables alcanzados.

De manera complementaria fijan los siguientes criterios locales y globales para los que alcanzan la falla.

- Formación de rótulas plásticas en columnas
- Reducción súbita de la capacidad resistente mayor al 10% del valor alcanzado en el incremento de carga anterior
- Que la sensibilidad al desplome de piso supere el valor de 0.3

## **Lu (2002).**

Muestra mediante ensayos mediante carga cíclica realizados sobre modelos a escala representativos de diferentes configuraciones de edificios de concreto armado que para edificios aporricados la respuesta histerética se mantienen inestable para desplomes relativos del nivel máximo inferiores al 2.4% de la altura máxima del edificio y que ésta muestra una rápida degradación en rigidez y resistencia para valores de desplome relativos que superan el 3% de la altura del edificio.

## **Objetivos de Desempeño Código Japonés.**

En este código la deformación límite estructural está definido para cada estado límite en cada dirección horizontal como la correspondiente deformación lateral equivalente SDF, cuando cualquiera de las deformaciones de entrepisos primero logra alcanzar a su deformación límite de piso. La deformación límite de piso se evalúan en base al nivel de daño de los elementos, las cuales se clasifican dentro de 4 niveles y con sus respectivos estados límites:

Estos estados límite se evalúan en base a los estados de daño residual como se muestra en la figura 6.11.

**Estado límite de serviciabilidad:** el ancho de la grieta residual será menor que 0.2mm y las varillas de refuerzo permanecen en el rango elástico.

**Estado límite de reparabilidad I:** el ancho de la grieta residual son menores de 0.5 a 1mm y las varillas de refuerzo permanecerán dentro de deformaciones inelásticas pequeñas. Pueden ocurrir daños leves al concreto.

**Estado límite de reparabilidad II:** el ancho de la grieta residual son menores que 1mm a 2mm y las varillas de refuerzo pueden tener deformaciones inelásticas grandes pero sin pandearse. Puede ocurrir el desprendimiento del recubrimiento del concreto pero el núcleo del concreto permanece sin daños.

**Estado límite de seguridad:** límite de deformabilidad sin la pérdida significativa de resistencia sísmica (no menos del 80% de la resistencia máxima) la cual puede ser causado por el aplastamiento del concreto, pandeo o ruptura de las varillas de refuerzo, falla por corte o falla por enlace.

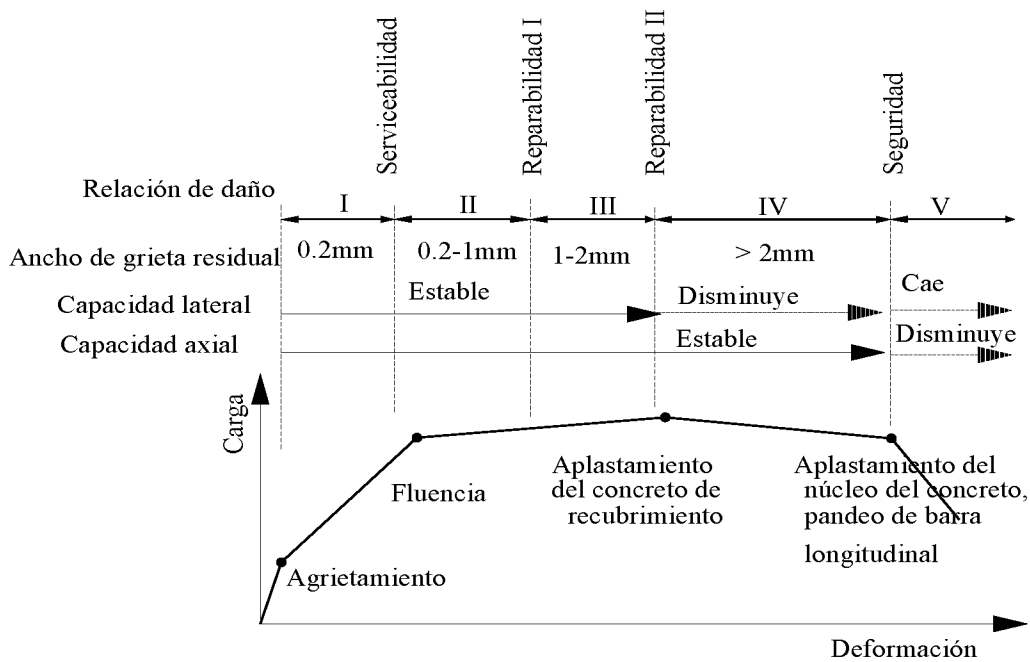


Fig. 6.11: Relación de daños de los elementos sobre la relación de histéresis.

### Ghobarah (2004)

El daño en términos de límites definida en los estudios de este autor como (ningún daño, daño reparable, daño irreparable y estados de daños severos) asociadas con varios niveles de desempeño de algunos sistemas estructurales tales como pórticos dúctiles resistentes al momento, pórticos no dúctiles resistentes al momento, pórticos con relleno y pórticos con muros se describen a continuación:

- 1- **Ningún daño.** No se observa ningún daño, pueden existir algunas grietas finas en el acabado.
- 2- **Daño reparable.**
  - a. Daño ligero (leve). Se inicia un agrietamiento fino (hairline) en vigas y columnas cerca de las uniones y en muros. Agrietamiento en la interface entre pórticos y rellenos y cercanos a las esquinas de las aberturas. En este nivel de daño comienza el desprendimiento en muros.
  - b. Daño moderado. Agrietamiento por corte y flexión en vigas, columnas y muros. Algunos elementos pueden alcanzar la fluencia del acero.
- 3- **Daño irreparable.** Ocurre la fluencia del acero de refuerzo en muchos elementos. Las grietas son más grandes que 2mm. Pueden ocurrir deflexiones residuales. En algunos muros y elementos estructurales se alcanza la capacidad

última. Pueden ocurrir las fallas de columnas cortas, falla parcial de rellenos y daño mayor en elementos de pórticos pueden tener lugar. Pueden ocurrir el agrietamiento severo y pandeo del acero de elementos de borde de muros.

- 4- **Extremo.** Colapso parcial de elementos que transportan cargas laterales y de gravedad de la estructura se observan. Falla por corte en columnas. Falla por corte de vigas y columnas causan la falla completa de rellenos. Algunos muros de concreto armado pueden fallar.
- 5- **Colapso.** La estructura puede estar en el límite de colapso.

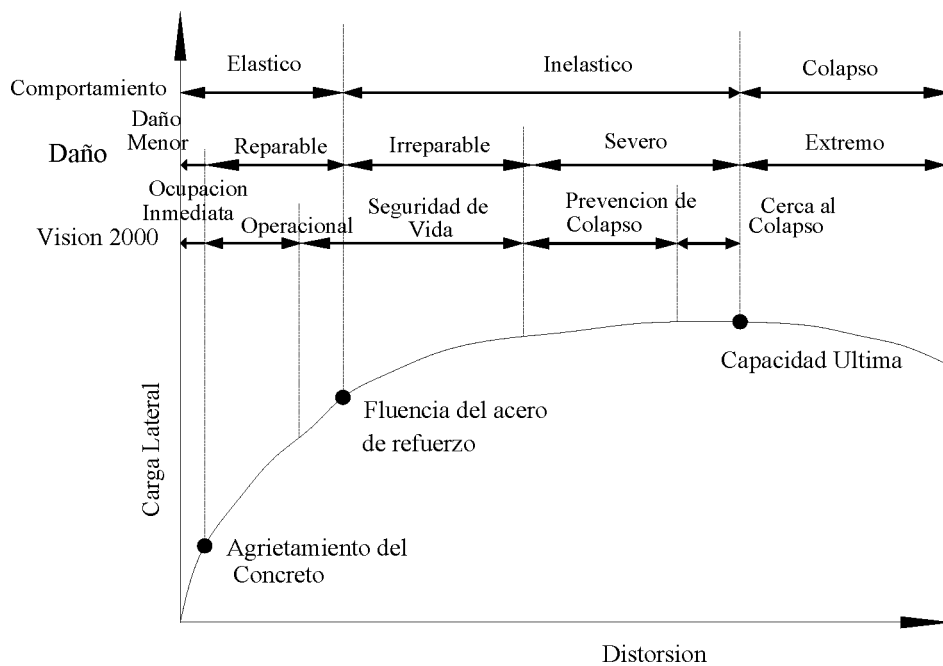


Fig. 6.12: Desempeño estructural típico y los estados de daño asociadas.

Ghobarah [27], también define diferentes grupos de límites de deriva asociadas a varios niveles de daños para pórticos resistentes a momentos (dúctiles, no dúctiles, con relleno), muros estructurales en flexión y muros de corte. Los niveles de desempeño que establece están basados en datos experimentales, observaciones y mediciones en campo y mediante análisis teórico.

Para el caso de tres niveles de desempeño (Servicio, control de daño y seguridad de vida o prevención al colapso), tres correspondientes características estructurales (rigidez, resistencia y capacidad de deformación) dominan el desempeño.

Los desplazamientos o límites de deriva de una estructura también son funciones de muchos factores tales como la rigidez o la resistencia y la habilidad del sistema estructural para deformarse (ductilidad).

Otros factores tales como la carga aplicada ya sea por corte o flexión, el confinamiento y el espaciamiento del corte influyen en la deformación estructural. Un factor importante en el comportamiento de columnas y muros es el efecto de la carga axial. El incremento en la carga axial se incrementa la resistencia por corte de los elementos. Además, determina experimentalmente que el incremento en la carga axial reduce la deriva lateral.

Aunque los objetivos de desempeño y la descripción de los daños asociadas pueden permanecer sin cambio, está claro que muchos grupos de definiciones de derivas son requeridos para establecer los límites de varios sistemas estructurales y elementos.

En la tabla 6.4 se muestran las derivas para diferentes sistemas estructurales asociadas con varios niveles de daños.

Estado de daño	Dúctil MRF (%)	No Dúctil MRF (%)	MRF con rellenos (%)	Muros dúctiles (%)	Muro cortos (%)
Sin daño	< 0.2	< 0.1	< 0.1	< 0.2	< 0.1
Daño reparable a) daño leve b) daño moderado	0.4 < 0.1	0.2 < 0.5	0.2 < 0.4	0.4 < 0.8	0.2 < 0.4
Daño irreparable (> punto de fluencia)	> 0.1	> 0.5	> 0.4	> 0.8	> 0.4
Daño severo - seguridad a la vida -colapso parcial	1.8	0.8	0.7	1.5	0.7
Colapso	>3.0	> 1	> 0.8	> 2.5	> 0.8

Tabla 6.4: Derivas para diferentes sistemas estructurales y diferentes niveles de daño.

Diferentes niveles de desempeño estructural de rótulas plásticas son definidos por las recomendaciones del FEMA-356. Se considera que el nivel de desempeño de ocupación inmediata alcance la rótula plástica cuando el refuerzo comienza a fluir o cuando la deformación unitaria del concreto alcanza a 0.003. El nivel de desempeño de seguridad



a la vida está asociado con el comienzo del desprendimiento del recubrimiento del refuerzo y el nivel de desempeño de prevención al colapso está asociado con la degradación significativa de resistencia.

#### 6.4.4 Daños en pórticos de concreto armado

Para estructuras con nivel de desempeño completamente operacional o sea estructuras o instalaciones esenciales el nivel de daño será despreciable, y para estructuras con nivel de desempeño operacional, en este caso para el nivel de sismo ocasional se presentaran agrietamientos muy finos y la posibilidad de fluencia estará limitado a pocos lugares. En la siguiente tabla se resume los diversos daños en elementos de concreto armado.

		NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL			
Elementos	Tipo	Completamente Operacional	Operacional	Seguridad a la Vida	Próximo al colapso
<b>Pórticos de Concreto Armado</b>	Primario	Despreciable	Agrietamientos muy finos (0.02"); la posibilidad de fluencia se limita a pocos lugares, no se producen aplastamientos y la deformación unitaria es menor a 0.003	Daño extensivo en vigas; desprendimiento de recubrimientos y agrietamiento por corte (<1/8" de ancho) para columnas dúctiles; menor desprendimiento en columnas no dúctiles; uniones agrietadas <1/8" de ancho	Agrietamientos extensivo la formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles; agrietamiento limitado y/o falla por deslizamiento en algunas columnas no dúctiles; daño severo en columnas cortas
	Secundario	Despreciable	Agrietamientos muy finos (0.02"); la posibilidad de fluencia se limita a pocos lugares, no se producen aplastamientos y la deformación unitaria es menor a 0.003	Agrietamientos extensivo la formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles; agrietamiento limitado y/o falla por deslizamiento en algunas columnas no dúctiles; daño severo en columnas cortas	Desprendimiento extensivo en columnas (posible acortamiento) y vigas; daño severo de uniones; algunos refuerzos pandeados
<b>Muros de Concreto Armado</b>	Primario	Despreciable	Agrietamientos muy finos de los muros (0.02"). Las vigas de acoplamiento experimentan grietas menores de 1/8" de ancho	Algunos elementos de borde se dañan incluyendo limitado pandeo de varillas; algunos deslizamientos en uniones; daño alrededor de las aberturas; algunos aplastamiento y grietas por flexión; las vigas de acople sufren grietas extensivas por corte y flexión; algunos aplastamientos, pero generalmente el concreto permanece en su lugar	Grietas y aberturas mayores por flexión y corte; deslizamiento en uniones; aplastamiento extensivo y pandeo de refuerzos; falla alrededor de aberturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople astillados, virtualmente desintegrados
	Secundario	Despreciable	Agrietamientos muy finos de los muros, algunas evidencias de deslizamientos en las juntas de construcción. Las vigas de acoplamiento experimentan grietas menores de 1/8". El desprendimiento es menor	Grietas y aberturas mayores por flexión y corte; deslizamiento en uniones; aplastamiento extensivo y pandeo de refuerzos; falla alrededor de aberturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople astillados, virtualmente desintegrados	Paneles astillados; virtualmente desintegrados

Tabla 6.5: Niveles de Desempeño Estructural para Estructuras de Concreto Armado VISION-2000.

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL				
Elementos	Tipo	Nivel de Prevención de Colapso	Nivel de Seguridad a la Vida	Nivel de Ocupacion Inmediata
Pórticos de Concreto Armado	Primario	Agrietamientos extensivo la formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles; agrietamiento limitado y/o falla por deslizamiento en algunas columnas no dúctiles; daño severo en columnas cortas	Daño extensivo en vigas; desprendimiento de recubrimientos y agrietamiento por corte (<1/8" de ancho) para columnas dúctiles; menor desprendimiento en columnas no dúctiles; uniones agrietadas <1/8" de ancho	Agrietamientos muy finos, la posibilidad de fluencia se limita a pocos lugares, no se producen aplastamientos y la deformación unitaria es menor a 0.003
	Secundario	Desprendimiento extensivo en columnas(possible acortamiento) y vigas; daño severo de uniones; algunos refuerzos pandeados	Agrietamientos extensivo la formación de rótulas plásticas en elementos dúctiles; agrietamiento limitado y/o falla por deslizamiento en algunas columnas no dúctiles; daño severo en columnas cortas	Menor desprendimiento en pocos lugares en vigas y columnas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Grieta por corte en uniones con ancho menores a 1/16"
	Deriva	4% transitorio o permanente	2% transitorio 1% Permanente	1% (transitorio) Permanente es despreciable
Muros de Concreto Armado	Primario	Grietas y aberturas mayores por flexión y corte; deslizamiento en uniones; aplastamiento extensivo y pandeo de refuerzos; falla alrededor de aberturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople astillados, virtualmente desintegrados	Algunos elementos de borde se dañan incluyendo limitado pandeo de varillas; algunos deslizamientos en uniones; daño alrededor de las aberturas; algunos aplastamiento y grietas por flexión; las vigas de acople sufren grietas extensivas por corte y flexión; algunos aplastamientos, pero generalmente el concreto permanece en su lugar	Agrietamientos muy finos de los muros, el ancho de las grietas son menores a 1/16". Las vigas de acoplamiento experimentan grietas menores de 1/8"
	Secundario	Paneles astillados; virtualmente desintegrados	Grietas mayores por flexión y corte; deslizamiento en uniones; aplastamiento extensivo y pandeo de refuerzos; falla alrededor de aberturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople astillados, virtualmente desintegrados	Agrietamientos muy finos de los muros, algunas evidencias de deslizamientos en las juntas de construcción. Las vigas de acoplamiento experimentan grietas menores de 1/8". El desprendimiento es menor
	Deriva	2% transitorio o permanente	1% transitorio 0.5% Permanente	0.5% (transitorio) Permanente es insignificante

Tabla 6.6: Niveles de Desempeño Estructural para Estructuras de Concreto Armado FEMA-273.

## 6.5 Daños sísmicos en estructuras de albañilería

La albañilería confinada es uno de los sistemas constructivos ampliamente utilizados en nuestro medio. Las principales características de este tipo de construcción es su sistema estructural, el cual está formado por columnas de concreto armado que confina al muro de albañilería en las esquinas y en los bordes.

Se cree que las columnas de amarre previenen la desintegración y mejoran la ductilidad del muro de albañilería cuando están sometidos a severas cargas sísmicas. En este tipo de construcción son los muros las que deben soportar tanto las acciones de tipo gravitacional permanente y las acciones transitorias como los sismos.

En el Perú se han realizado investigaciones en el comportamiento de edificaciones de albañilería confinada, muros de dos dimensiones o edificaciones reales en tres dimensiones fueron sometidas a cargas sísmicas de cuyos ensayos se han obtenido resultados que nos facilita verificar el desempeño y los niveles de daño que puedan presentarse bajo diferentes niveles de peligro sísmico. En los siguientes párrafos se obtienen conclusiones importantes que nos permite caracterizar el sismo de nivel ocasional.

Se sabe que los parámetros que influyen en el comportamiento de los edificios de albañilería son la rigidez, resistencia lateral y la ductilidad que estos puedan desarrollar [43]. El comportamiento típico de un muro de albañilería confinada cuando son diseñados y confinados adecuadamente se muestra en la figura 6.13.

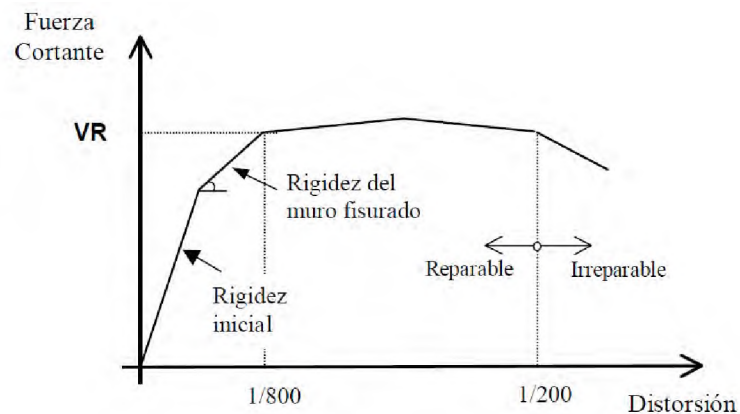


Fig. 6.13: Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada.

Del gráfico anterior, obtenidos de los resultados de muchos experimentos realizados en el país, la resistencia (VR) se alcanza para una distorsión angular de aproximadamente  $1/800$  y se mantiene constante hasta una distorsión angular de  $1/200$ , que es el límite permisible de reparación para este sistema constructivo. Después de este límite la resistencia del sistema se degrada conduciendo al colapso.

De acuerdo a la curva de comportamiento, se espera que la estructura se comporte elásticamente para distorsiones angulares menores a  $1/800$ . Las grietas diagonales

ocurren en este punto y las correspondientes fuerzas de corte son asumidas por los elementos de confinamiento, las cuales deben ser diseñados para este propósito.

Los ensayos de laboratorio han demostrado que:

- 1) El daño es económicamente reparable para distorsiones angulares menores a 1/200.
- 2) No existe una reducción de la resistencia lateral cuando los elementos de confinamiento son diseñados para sostener cargas constantes de agrietamiento diagonal del muro (VR).

### 6.5.1 Modos de fallas

#### Modos de fallas de albañilería confinada.

A partir de una gran cantidad de ensayos experimentales tanto pseudo-dinámicos como dinámicos, realizados sobre paneles de albañilería, sometidos respectivamente a cargas monotonamente crecientes y a movimientos sísmicos reales o simulados sobre meza vibradora, se han observado básicamente dos tipos de fallas por cortante y por flexión.

En las siguientes tablas se muestran las distorsiones para edificaciones de albañilería confinada y armada, donde pueden observarse que para el sismo ocasional las distorsiones para edificaciones de albañilería confinada sería de 1/800 y para albañilería armada en el rango de 1/2600 a 1/2000.

<i>DESCRIPCION</i>	<i>DISTORSION</i>
inicio de agrietamiento	1/800
separación de confinamiento y paño de albañilería	1/150
agrietamiento en confinamiento y paños (sin aplastamiento de diagonales)	1/100

Tabla 6.7: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería confinada-Gallegos y Casabonne (1984) [65]

<i>DESCRIPCION</i>	<i>DISTORSION</i>
inicio de agrietamiento	1/800
separación de confinamiento y paño de albañilería	1/150
agrietamiento en confinamiento y paños (sin aplastamiento de diagonales)	1/100

Tabla 6.8: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería confinada Gibu, Serida (1993) [65]

DESCRIPCION	DISTORSION
inicio de agrietamiento	1/2600
Inicio de fluencia de acero	1/350
Condición última	1/190

Tabla 6.9: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería Armada Gallegos y Casabonne (1982) [65].

<i>DESCRIPCION</i>	<i>DISTORSION</i>
inicio de agrietamiento	1/2000
Inicio de fluencia de acero	1/800
Condición última	1/200
Límite de reparabilidad	1/500

Tabla 6.10: Distorsión de entrepisos para edificaciones con albañilería Armada, programa de investigación Japonés - Norteamericano [65].

### 6.5.2 Estados límites de muros de albañilería confinada

Los estados límites o los niveles de desempeño reconocidos en el diseño quedan definidos por un patrón de daños, el que depende del nivel de deformación (deriva o distorsión angular) alcanzado por los elementos primarios de una estructura [6].

Los estados límites que se reconocen en un muro de albañilería confinada son los siguientes:

1. **Servicio (ELS):** Se presenta el inicio del agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.
2. **Operacional (ELO):** Se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez; el riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.
3. **Daño controlado (ELDC):** Se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.

4. **Resistencia (ELR):** El muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.

5. **Último (ELU):** Estado más allá donde no queda asegurado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20% de la fuerza máxima resistida durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20%) se presenta un importante deterioro de la rigidez.

En la figura 6.24 se destaca cada uno de estos estados límites en las curvas de histéresis de un muro de albañilería confinada construido con unidades cerámicas hechas a máquina.

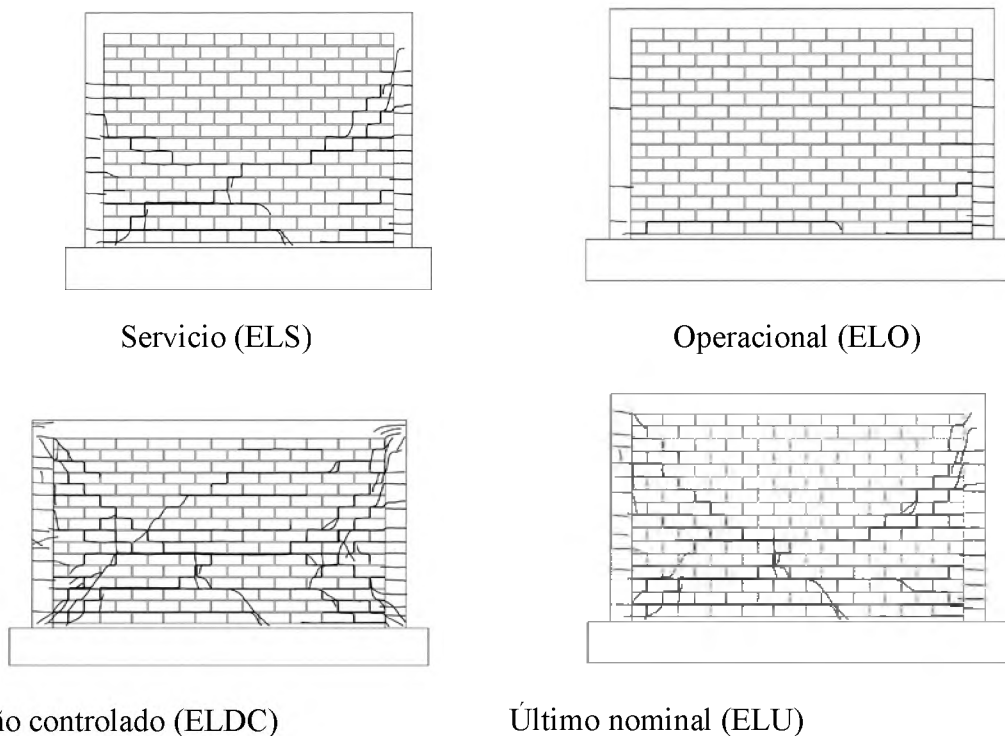


Fig. 6.14: Estados de daños para los estados límites ELS, ELO, ELDC y ELU

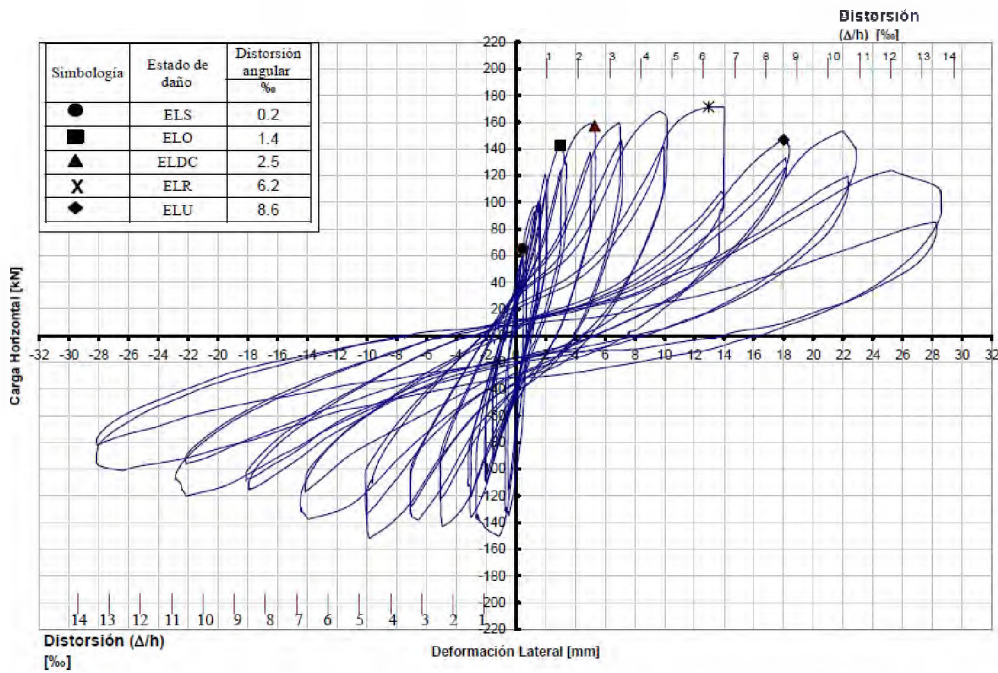


Fig. 6.15: Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de albañilería confinada.

## 6.6 Conclusiones

Para el nivel del sismo ocasional, con un periodo de retorno de 72 años se proponen las derivas de entrepisos para estructuras de concreto armado en el rango de 1/200 y 1/300, y una deformación por agrietamiento de 0.002 para el concreto y una deformación unitaria de 0.0021 para el acero de refuerzo y el ancho de grietas se toman en el rango de 0.2mm a 0.5mm donde las varillas de refuerzo están en el límite elástico. Se toman estos valores en base a que este nivel sísmico con una aceleración máxima de 0.293g, los elementos estructurales estarían en el límite de incursionar en el rango inelástico, además de las numerosas investigaciones a base de experimentos en laboratorios.

De acuerdo a las definiciones anteriores, para el sismo ocasional, se espera que estructuras de albañilería incursionen en el rango inelástico, el cual corresponde al estado límite operacional o de ocupación inmediata. Además, de las tablas y figuras correspondientes a ensayos de albañilería se define una distorsión de entrepisos de 0.002 para el estado límite de operación, la cual es menor a la distorsión que establece la norma sismorresistente E-030, que define una distorsión de 0.005 para estructuras de albañilería. Por otra parte la forma de falla que se espera para este sismo son las grietas diagonales con un ancho aproximadamente entre 0.3 a 3.5 mm.

## CAPITULO 7

### EVALUACION DEL DAÑO BAJO SISMOS OCASIONALES

#### 7.1 Introducción

Los dos elementos claves en el análisis de la vulnerabilidad estructural son la capacidad de la estructura y la demanda sísmica. Para estimar el daño, la habilidad de la estructura para resistir deformaciones (capacidad de la estructura) debe ser comparada con las deformaciones sobre la estructura debido al movimiento sísmico del suelo (demanda sísmica).

En la ingeniería sísmica la capacidad de una estructura para resistir la acción sísmica es representada por una curva de capacidad, el cual está definido con la cortante en la base  $V_b$  actuando sobre la estructura como una función del desplazamiento horizontal en la parte superior de la estructura  $D_{techo}$ , también a menudo referido como curva pushover. La capacidad de corte de la estructura se refiere a la cortante máxima en la base que la estructura pueda sostener  $V_u$ , y la capacidad al desplazamiento se refiere al desplazamiento ultimo en la parte superior de la estructura  $D_u$ .

En una forma más general, es posible expresar la capacidad de cualquier estructura (edificaciones) o elementos estructurales (muros, columnas, vigas, etc.) para resistir la acción sísmica mediante la fuerza cortante actuando sobre éstas como una función del desplazamiento horizontal en la cima de la estructura (curva de capacidad).

#### 7.2 Curva de Capacidad

Para el procedimiento estático no lineal, se construye un modelo de la estructura considerando explícitamente el comportamiento de la fuerza-deformación no lineal de los elementos. Entonces, se establece una relación entre el corte en la base y el desplazamiento lateral sometiendo a este modelo a fuerzas laterales incrementadas monotonicamente con una distribución prescrita hasta que el desplazamiento de control de un nudo (por ejemplo el centro de masas del techo del edificio) excede un desplazamiento prefijado (objetivo) o el colapso de la estructura. El desplazamiento prefijado se intenta que represente el máximo desplazamiento probablemente que sea experimentado por la estructura bajo un nivel de peligro sísmico elegido [68].

Las demandas en este desplazamiento objetivo (fuerzas en los elementos, distorsiones de pisos o rotación de rótulas plásticas) luego son comparadas contra una serie de



criterios de aceptabilidad prescritos. Estos criterios de aceptabilidad dependen del material construido (acero, concreto reforzado, albañilería, etc.), de tipos de elementos (columnas, vigas, etc.), importancia de los elementos (primarios o secundarios), y un nivel de desempeño preseleccionado (operacional, ocupación inmediata, seguridad o prevención del colapso) [68].

El análisis pushover provee información sobre muchas respuestas características que no pueden obtenerse de un análisis estático elástico o del análisis dinámico elástico. Estos son [37.

- La estimación de la deriva del entrepiso y su distribución a lo largo de la altura.
- La determinación de la demanda de fuerzas en elementos frágiles, tal como la demanda de fuerzas axiales sobre columnas, demanda de momentos sobre conexiones viga-columna.
- Determinación de la demanda de deformación para elementos dúctiles.
- Identificación de lugares de puntos débiles en la estructura (o potenciales modos de falla)
- Las consecuencias del deterioro de la resistencia de elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural.
- Identificación de la discontinuidad de resistencias en el plano o elevación que conducirán a cambios en las características dinámicas en el rango inelástico.

También, el análisis pushover muestra la debilidad del diseño que podrían permanecer oculto en un análisis elástico. Estos son mecanismos de piso, demanda de deformaciones excesivas, resistencia irregular y sobre carga en elementos potencialmente frágiles.

No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos, y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación se observan algunas de las limitaciones.

- El procedimiento utilizado en el análisis del pushover implícitamente asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida es simplista, en especial para estructuras no

dúctiles, cuyos ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte ensanchamiento y una forma errática.

- El análisis pushover se centra solo 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 efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta la fluencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este análisis.

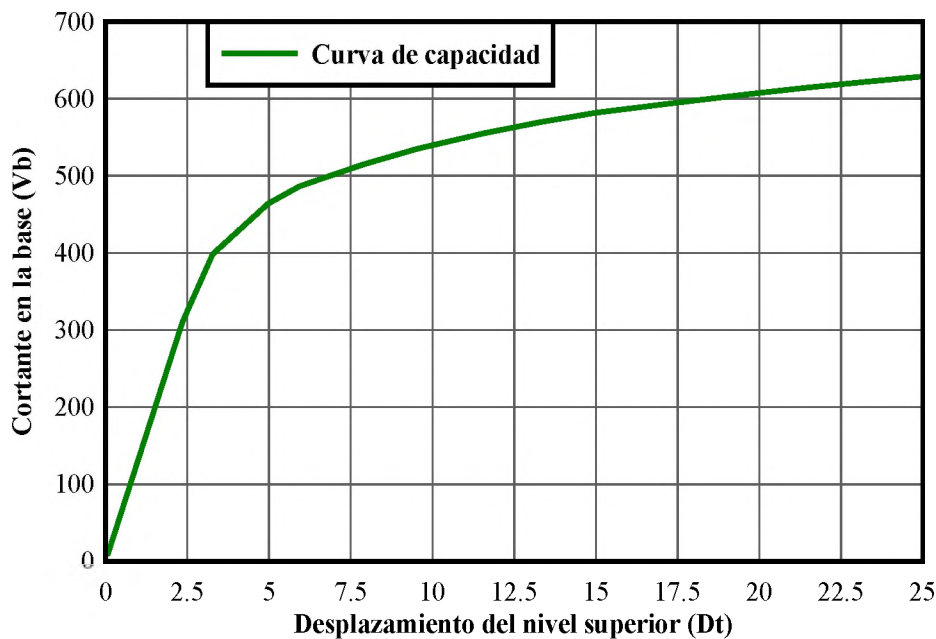


Fig. 7.1: Curva de capacidad

### 7.2.1 Consideraciones generales

La curva de capacidad de una estructura, generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basada en la hipótesis que la estructura responde a la acción sísmica predominantemente en su modo fundamental de vibración fig. 7.1. De esta manera, la distribución de la carga lateral utilizada en el análisis

pushover es la distribución triangular invertida, la cual representa la respuesta del primer modo.

El incremento de la carga lateral para un piso en particular se calcula de acuerdo a la siguiente relación.

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b$$

Donde  $W_i$  es el peso del piso  $i$ -th,  $h_i$  es la altura del piso  $i$ -th,  $\Delta V_b$  es el corte en la base y corresponde a la suma de las fuerzas laterales de cada piso.

Sin embargo, un análisis pushover con una única distribución de cargas puede solo identificar un único modo de falla y por lo tanto, puede subestimar otros posibles modos de falla. Por esta razón, es crucial considerar varias distribuciones de cargas laterales para que sea capaz de capturar diferentes posibles modos de falla.

El análisis del pushover puede agruparse en dos principales categorías como “control de desplazamientos” y “control de fuerzas”. El análisis pushover por control de desplazamientos involucra el análisis estático de la estructura bajo un perfil de desplazamiento correspondiente al primer modo de vibración de la estructura.

El análisis del pushover por control de cargas involucra el análisis estático incremental de la estructura bajo una distribución de varios patrones de cargas laterales, como la distribución uniforme, triangular o modal, de acuerdo a como varía el factor  $k$ , de la siguiente expresión.

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b$$

Donde:  $k$  es un factor relacionado al período de la estructura ( $k=1$  para  $T \leq 0.5$ ,  $k=2$  para  $T \geq 2.5$ , pueden realizarse interpolaciones lineales para valores intermedios de  $T$ ).

La distribución de las cargas resultantes de la ecuación anterior varían desde una distribución triangular para  $k=1$  a una distribución parabólica para  $k=2$  [8].

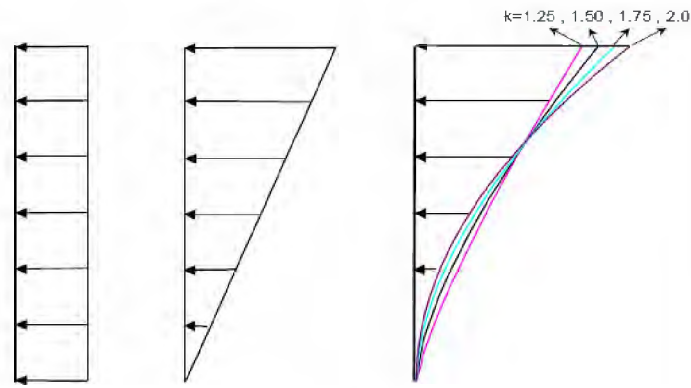


Fig. 7.2: Distribución de carga lateral (uniforme, triangular y modal) utilizadas en el análisis Pushover por control de cargas.

### 7.3 Espectro de Capacidad

La curva de capacidad, representa la habilidad de la estructura de resistir la demanda sísmica. Para la aplicación de la técnica del espectro de capacidad de una estructura, se requiere transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El espectro de capacidad, es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocida como ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra, ADRS) o como curva AD (aceleración versus desplazamiento,  $S_a$  vs  $S_d$ ).

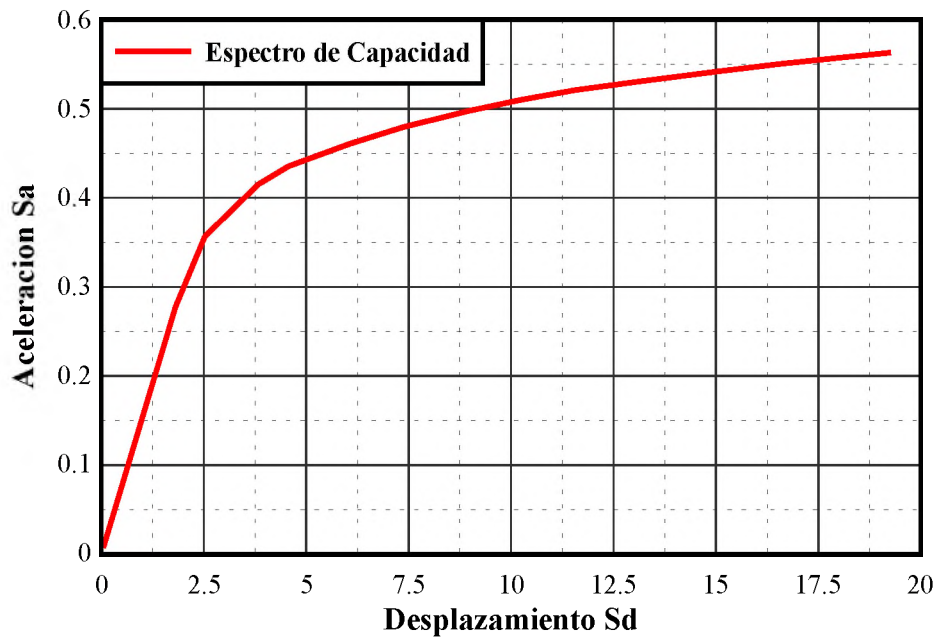


Fig. 7.3: Espectro de capacidad

Para llevar a cabo esta transformación, se necesita conocer las propiedades dinámicas de la estructura, modos de vibración y el factor de participación modal. Por consiguiente,

para desarrollar el espectro de capacidad, el primer paso es hacer un análisis modal a la estructura empleando espectros de diseño elástico.

Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad se realiza por medio de las ecuaciones.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

$$Sa_i = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

$$Sd_i = \frac{D_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

$Sa, Sd$  : son la aceleración y el desplazamiento espectral.

$V$  : cortante en la base

$w_i/g$  : masa asignada al nivel  $i$

$\alpha_1$  : coeficiente de masa modal del primer modo de vibración

$D_{techo}$  : desplazamiento en el último piso

$PF_1$  : factor de participación modal

$\phi_{techo,1}$  : desplazamiento modal en la última planta del edificio

$W$  : carga muerta de la estructura más un porcentaje de la carga viva

$N$  : numero de niveles.

En estas ecuaciones,  $Sa$  representa la aceleración que sufre la masa desplazada según el modo fundamental, de igual forma,  $Sd$  es el desplazamiento generalizado del primer modo cuando el desplazamiento del techo es  $D_{techo}$ .

### 7.3.1 Espectro de Capacidad bilineal

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el espectro de capacidad se representa por medio de

una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control, punto de fluencia ( $D_y, V_y$ ) y punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura ( $D_u, V_u$ ), como se observa en la figura 7.4.

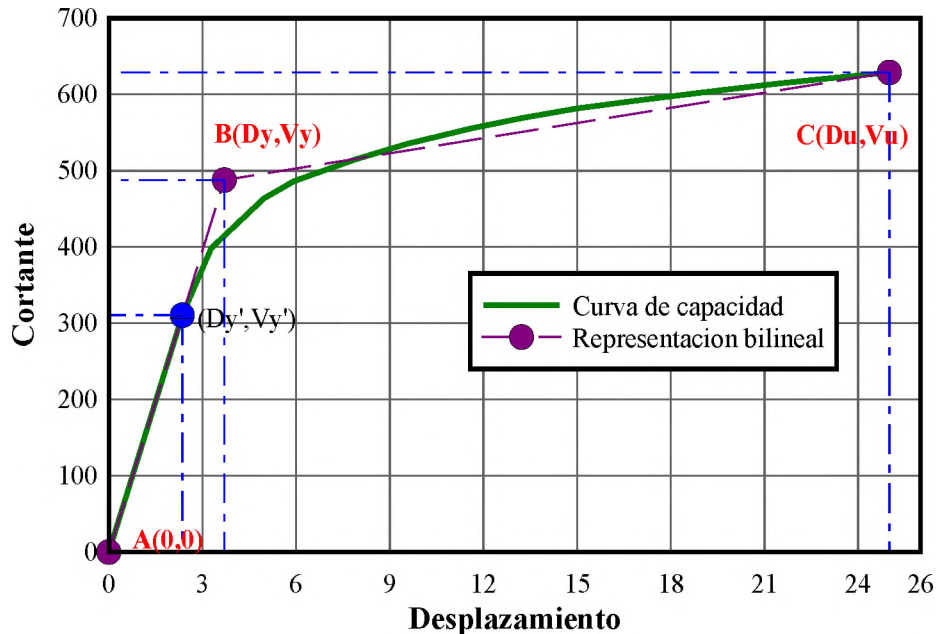


Fig. 7.4: Representación bilineal de la curva de capacidad.

El punto de fluencia, representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene definido por  $(D_y, V_y)$  donde, D se refiere al desplazamiento, V al cortante basal y el subíndice y se refiere a la fluencia.

El punto de capacidad última, representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Este punto viene definido por  $(D_u, V_u)$  donde, el subíndice u se refiere a la capacidad última.

Los puntos de capacidad de fluencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura.

El procedimiento que se utiliza en este estudio para la representación bilineal de la curva de capacidad está basado en la propuesta del FEMA 356 [24]. Según esto, se describe el procedimiento mediante los siguientes pasos.

1. Definición del desplazamiento último  $D_u$  y el correspondiente valor de cortante en la base  $V_u$ , en el momento que un elemento de la estructura haya alcanzado

su momento o resistencia última. Estos valores definen el punto B de la figura 7.4. El FEMA 356 estima este desplazamiento con el método del coeficiente de desplazamiento.

2. Cálculo del área bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$ , utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.
3. Cálculo de la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial  $K_e$  de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia ( $D_y', V_y'$ ).

$$K_e = \frac{V_y'}{D_y'}$$

4. Se estima la cortante basal de fluencia  $V_y$ . Este valor se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real de capacidad  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$ .
5. Se calcula el desplazamiento de fluencia  $D_y$ , el cual se define como:

$$D_y = \frac{V_y}{K_e}$$

6. Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal  $A_{bilineal}$ .
7. Se determina el error  $\varepsilon$  en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100$$

Si el error  $\varepsilon$  excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere un proceso iterativo, en donde el nuevo valor de cortante basal de fluencia sería.

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * V_y^i$$

Y se repiten los pasos 4 a 7 con el nuevo  $V_y$ .

## 7.4 Espectro de demanda

El espectro de demanda sísmica, para un sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años) se obtiene a partir del espectro de respuesta elástico, definido para un amortiguamiento crítico del 5%, como se define en la Norma Sismorresistente E-030 y como se muestra en las siguientes ecuaciones.

$$S_{ae}(g) = ZUCS$$

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Los valores espectrales del espectro de aceleraciones se relacionan con los valores del desplazamiento espectral mediante la siguiente ecuación.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Donde Sde y Sae, corresponden al desplazamiento y aceleración espectral en el rango elástico.

Al realizar la transformación del espectro elástico al espectro de demanda elástico fig 7.5, los periodos son representados mediante líneas radiales [22], entonces, en cada coordenada en el espectro de demanda ( $S_{dei}$ ,  $S_{aei}$ ) se obtendrá un determinado periodo mediante la siguiente ecuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_{de}}{S_{ae}}}$$

El punto clave de la estimación del daño esperado en una estructura sometido a una acción sísmica de nivel ocasional, es la determinación del máximo desplazamiento espectral que una estructura pueda experimentar bajo este nivel sísmico. El método del espectro de demanda permite obtener esta respuesta máxima.

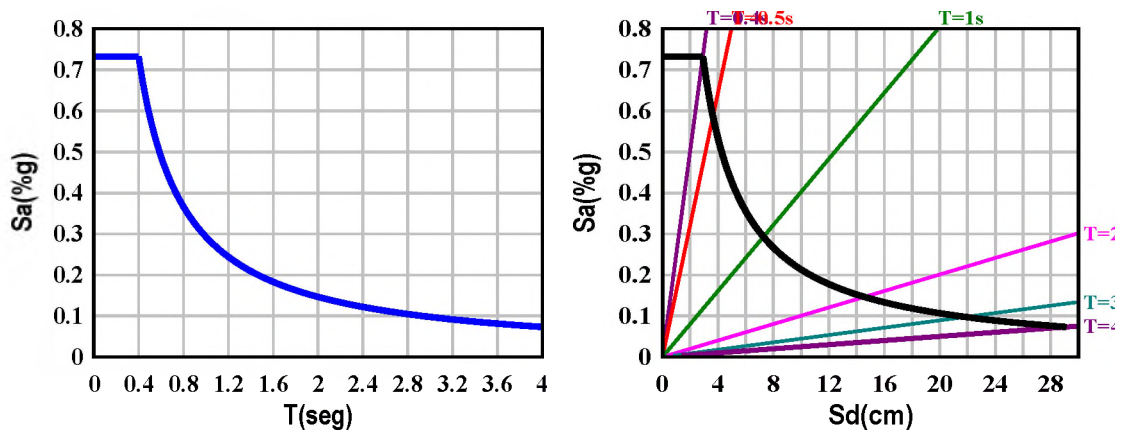


Fig. 7.5: Transformación del espectro de respuesta elástico en espectro de demanda elástico.

Sean Sd y Sa, el desplazamiento y la aceleración espectral para el rango inelástico y considerando que el espectro inelástico se obtiene dividiendo el espectro elástico por un factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R_u$ , de tal forma que:



$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Donde:

$\mu$  : factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia.

$R_\mu$  : factor de reducción por ductilidad, es decir debido a la disipación de energía histérica de estructuras dúctiles.

Cabe señalar que el valor de  $R_\mu$  es diferente al valor de R que se menciona en la norma sismorresistente E-030 debido a que R llevan implícitamente otros factores como el de sobrerresistencia.

Existen varios trabajos para estimar los factores de reducción de fuerzas sísmicas  $R_\mu$ , como el de Newmark-Hall, Miranda, Chopra-Goel, Krawinkler-Nassar, Fajfar-Vidich-Fischinger, entre otros. Aquí se presenta el trabajo de Newmark y Hall.

### **Newmark-Hall.**

Las ecuaciones que relacionan estos parámetros son.

$$R_\mu = 1 \quad \text{si } T_n < T_a$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T_n < T_b$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T_n < T_c'$$

$$R_\mu = \frac{T_n}{T_c} \mu \quad \text{si } T_c' < T_n < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T_n > T_c$$

Donde:

$$\beta = \frac{\ln(T_n/T_a)}{\ln(T_b/T_a)}$$

$$T_a = 1/33s \quad \text{y} \quad T_b = 0.125s.$$

Además,  $T_a$ ,  $T_b$  y  $T_c$  están definidos en la figura 7.6 y el  $T_c'$  es el periodo donde las ramas de las constantes A y V del espectro de respuesta inelástico se intersecan [14].

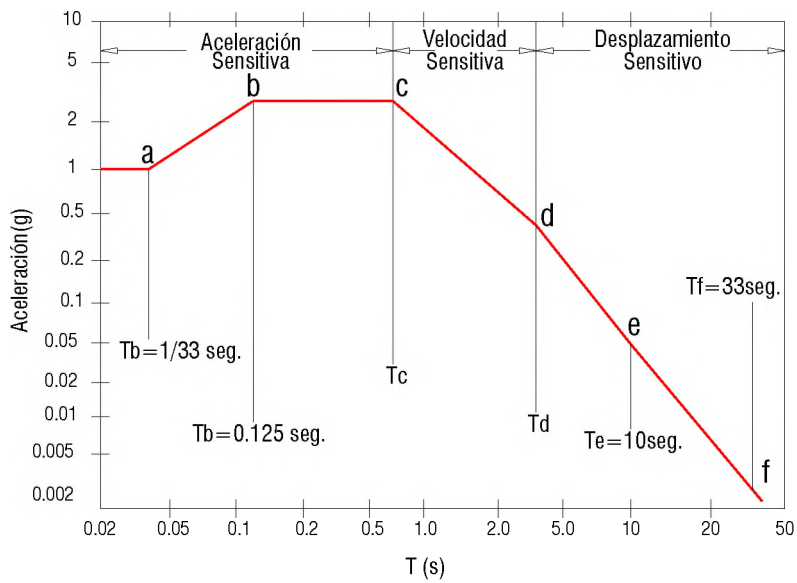


Fig. 7.6: Espectro de diseño elástico Newmark-Hall

#### 7.4.1 Punto de desempeño

Representa la deformación última del edificio bajo el sismo de diseño. Superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda en formato  $(S_d, S_a)$  se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto se le conoce como el punto de desempeño. El punto de desempeño representa la condición donde la capacidad de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta sobre la estructura por el movimiento sísmico (sismo ocasional), como se muestra en la figura 7.7.

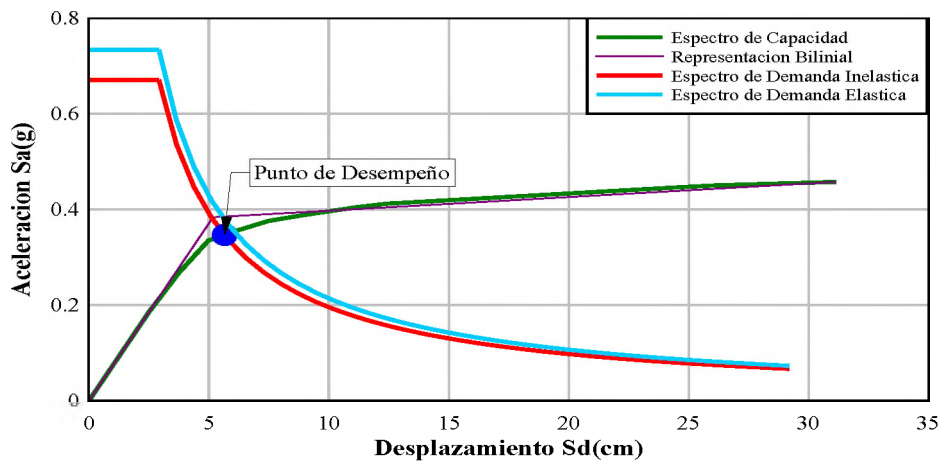


Fig. 7.7: Punto de desempeño.

Para la obtención del punto de desempeño se realiza mediante un proceso iterativo. Los pasos a seguir son los siguientes [11].

1. Teniendo el espectro de demanda elástico en formato ( $S_d$ ,  $S_a$ ) y el espectro de capacidad también en el formato  $S_a$ - $S_d$ , estos se superponen en un solo gráfico.
2. Se impone una ductilidad del sistema  $\mu$  y se calcula el factor de reducción  $R_\mu$  de los procedimientos descritos (en este trabajo se utiliza el método de Newmark y Hall).
3. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por  $R_\mu$ .
4. Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva  $\mu_{ef}$ , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
5. Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso dos, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario, se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

#### 7.4.2 Verificación del desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, los cuales están en función de los niveles de desempeño y el nivel de movimiento sísmico, tratados en el capítulo dos.

Uno de los parámetros que se tendrá que evaluar debido al movimiento sísmico de nivel ocasional es la distorsión del sistema estructural o global y las distorsiones de entresijos.

En la siguiente tabla se muestran las distorsiones límites de entresijo para tres niveles de desempeño.

Nivel de desempeño	ATC-40	FEMA 273	Vision 2000	Bertero
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002-0.005	0.002-0.005
Seguridad de vida	0.01-0.02	0.01-0.02	0.015	0.01-0.02
Prevención del colapso	$0.33V_i/P_i$	0.04	0.025	0.02-0.04

Tabla 7.1: Límites de distorsión de entresijos para diferentes niveles de desempeño

Para evaluar el desempeño de los elementos estructurales de la edificación, se han tomado los criterios de aceptación propuestos por Restrepo [57], los cuales se basan en los estados límite de deformación del concreto y del acero de refuerzo.

El procedimiento se basa en definir estados límite para el acero y el concreto. Para el estado límite de servicio se considera relacionado cuando se alcanza el valor de 1% de deformación en tracción en la barra longitudinal más deformada de los elementos estructurales de concreto armado (Sii) o cuando el recubrimiento del concreto se desprende (Cii), el que primero ocurra.

Se considera que se alcanza el estado límite de seguridad de vida cuando el concreto se aplasta (Civ), o cuando se fractura una barra de refuerzo longitudinal del elemento estructural (Siv), el que primero ocurra. Estos niveles de comportamiento y los valores correspondientes de deformaciones se muestran en la siguiente tabla.





Nivel de Desempeño	Columnas, Vigas y Muros de corte			
	Acero de Refuerzo		Concreto	
Operacional (IO)	Sii 	$\epsilon_s = 0.01$	Ciii 	$\epsilon_c = -0.004$
Seguridad de Vida (LS)	Siv 	$\epsilon_s - \epsilon_c = \frac{14 - \frac{4S_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2}$	Civ 	$\epsilon_c = -(0.004 + 2\sqrt{\rho_x\rho_y})$

Tabla 7.2: Matriz de comportamiento

## 7.5 Evaluación del daño mediante análisis elástico tiempo-historia

Además la verificación de los desplazamientos debido a la acción del sismo ocasional se realizará a través de registros sísmicos, las cuales se han tratado en el capítulo cuatro. Estos registros sísmicos se seleccionan teniendo en cuenta la duración, el contenido de frecuencias y la intensidad. Para la evaluación del daño se realizará mediante los registros escalados a la aceleración del suelo y mediante registros ajustados al espectro de peligro uniforme.

### 7.5.1 Evaluación con registros escalados a la aceleración del suelo.

Los registros sísmicos seleccionados en este grupo fueron desarrollados en el capítulo cuatro, las cuales fueron escalados a la aceleración máxima de suelo firme para el sismo de nivel ocasional, en la tabla 7.3 se muestran los parámetros de estos registros.

### 7.5.2 Evaluación con registros ajustados al espectro de peligro uniforme

Estos registros se han desarrollado en base a la técnica del ajuste espectral. Es decir, los valores espectrales de cada espectro de respuesta de un registro sísmico son ajustados a los valores espectrales de un espectro objetivo. Se espera que este procedimiento arroje resultados confiables debido a que toma en cuenta el contenido de frecuencias, duración, etc. En el proceso de ajuste.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros necesarios de los registros para el análisis elástico tiempo-historia.

Nº	Fecha del sismo	Estación	Componente	Magnitud (Mw)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	ESCALADO		AJUSTADO
						ESCALA	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
1	17-octubre-1966	Parque de la reserva	N82W	8.1	180.60	1.59	287.43	326.858
2	17-octubre-1966	Parque de la reserva	N08E	8.1	269.30	1.067	287.38	272.132
3	31-mayo-1970	Parque de la reserva	N82W	6.6	104.80	2.74	287.43	211.08
4	31-mayo-1970	Parque de la reserva	N08E	6.6	97.70	2.94	287.43	234.63
5	3-octube-1974	Parque de la reserva	N08E	8.1	179.00	1.606	287.39	310.039
6	3-octube-1974	Parque de la reserva	N82W	8.1	192.50	1.493	287.38	237.905
7	3-octube-1974	Surco	L	6.8	192.35	1.494	287.36	238.826
8	3-octube-1974	Surco	T	6.8	207.12	1.387	287.42	218.687

Tabla 7.3: Registros sísmicos escalados y ajustados al nivel del sismo ocasional.

Al utilizar registros sísmicos escalados y ajustados al sismo ocasional mediante el análisis elástico tiempo-historia, es que se pueden obtener resultados más confiables de los desplazamientos y distorsiones de entrepisos.

## 7.6 Conclusiones

En este capítulo se han desarrollado los procedimientos para la evaluación del comportamiento sísmico de una estructura tipo. En ésta tesis, se emplea la técnica del análisis estático incremental no lineal para la evaluación de un edificio de concreto armado bajo la acción del sismo ocasional, por lo tanto, se requieren límites de aceptabilidad para el sistema estructural y los elementos del sistema estructural. El límite de aceptabilidad para el sistema estructural se realiza verificando las distorsiones de entrepiso (tabla 7.1) y el comportamiento de los elementos del sistema estructural se realiza verificando las deformaciones unitarias del concreto y del acero de refuerzo longitudinal y transversal (tabla 7.2).

## CAPITULO 8

# EVALUACION DEL DAÑO BAJO SISMOS OCASIONALES A UNA ESTRUCTURA TIPO

### 8.1 Introducción

En este capítulo se evalúa una edificación de concreto armado de ocho niveles, con muros de corte en ambas direcciones. El análisis sísmico se lleva a cabo mediante el programa ETABS [18]. Con los esfuerzos obtenidos, se procedió a diseñar la edificación según las disposiciones de la Norma de Concreto Armado E-060 [54]. Concluida esta etapa de diseño se procede con el análisis estático incremental no lineal (Pushover) el cual permite verificar el comportamiento de la estructura bajo la acción del sismo de nivel ocasional.

### 8.2 Descripción general de la edificación

La edificación que se analiza consta de ocho niveles, y está conformada por un sistema donde en las dos direcciones X-Y predominan los muros de corte y pórticos de concreto armado, la configuración del edificio es regular en planta y elevación como se observa en la figura 8.2. La edificación corresponde a una vivienda situada en la ciudad de Lima, la ubicación del edificio corresponde al tipo de suelo S1.

#### 8.2.1 Elementos estructurales

Los principales elementos que forman parte del sistema estructural del edificio son:

**Vigas.** Las vigas en ambas direcciones X-Y, y en todos los niveles tienen la misma sección:  $b=0.30\text{m}$  y  $h = 0.60\text{m}$ .

Las vigas se denominan según la ubicación en el plano de planta.

- La viga VA1, se refiere a la viga ubicada en el eje A y nivel 1.
- La viga V101, se refiere a la viga ubicada en el eje 1 y nivel 1.

**Columnas.** Las columnas ubicadas en las esquinas del edificio y las columnas a partir del tercer nivel ubicado en la parte central del edificio tienen una sección de  $50\times 50\text{ cm}$ , mientras que las columnas centrales del primer y segundo piso tienen una sección de  $55\times 55\text{ cm}$ .

Para el diseño de columnas, estas se identifican según la ubicación en el plano de planta.

- Columna CA1, se refiere a la columna ubicada en la intersección de los ejes A y 1.
- Columna CB2, se refiere a la columna ubicada en la intersección de los ejes B y 2.

**Losas de entrepiso.** La losa de entrepiso es de tipo maciza y tiene un espesor de 0.17m

**Muros de cortante (Placas).** Se han distribuido muros de corte de manera simétrica a cada lado del perímetro del edificio. Los muros son continuos hasta el último nivel y el espesor es de 0.20 m.

### 8.2.2 Materiales

Los materiales empleados para el diseño de los elementos estructurales son:

Concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### 8.3 Cargas de diseño.

Las cargas muertas y vivas consideradas en el análisis son.

#### Carga muerta.

Peso de la losa

Losa maciza =  $0.480 \text{ t/m}^2$

Peso de acabados =  $0.100 \text{ t/m}^2$

Peso de tabiquería =  $0.100 \text{ t/m}^2$

Peso propio de los elementos de concreto, considerando que el peso específico del concreto es igual a  $2.40 \text{ t/m}^3$ .

#### Carga viva o sobrecarga.

La sobrecarga considerada para las losas del 1° al 7° nivel es igual a:

$$S/C = 0.25 \text{ t/m}^2$$

La sobrecarga considerada para el último nivel es igual a:

$$S/C = 0.100 \text{ t/m}^2$$

#### 8.3.1 Parámetros sismorresistentes

El reglamento sismorresistente E-030, considera para el análisis dinámico los siguientes parámetros, las cuales se emplean en la obtención de la carga sísmica.

Factor de zona, Z	Estructura ubicada en la costa	0.40
Factor de suelo, S	Roca o suelos muy rígidos	1.00
Periodo Tp	Periodo donde empieza a descender el espectro de aceleración	0.4
Factor de uso, U	Edificaciones comunes	1.00
Factor de amplificación sísmica, C	Según el período	<=2.5
Factor de reducción de fuerzas, R	Estructura regular de concreto armado de muros estructurales	6.00
Aceleración de la gravedad, g		9.81

Tabla 8.1: Parámetros sísmicos considerados en la obtención de cargas sísmicas

El uso de estos parámetros conduce a la obtención del pseudo espectro de aceleraciones, la cual es considerada como el sismo de diseño, con un periodo de retorno de 475 años.

### 8.3.2 Aceleración espectral

El edificio se analizará en las dos direcciones horizontales utilizando el espectro inelástico de pseudo-aceleración definido por la norma E-030 en el artículo 18.2b.

$$S_a = \frac{ZUSC}{R}(g) \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

En la figura 8.1 se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño que se debe ingresar en el programa ETABS.

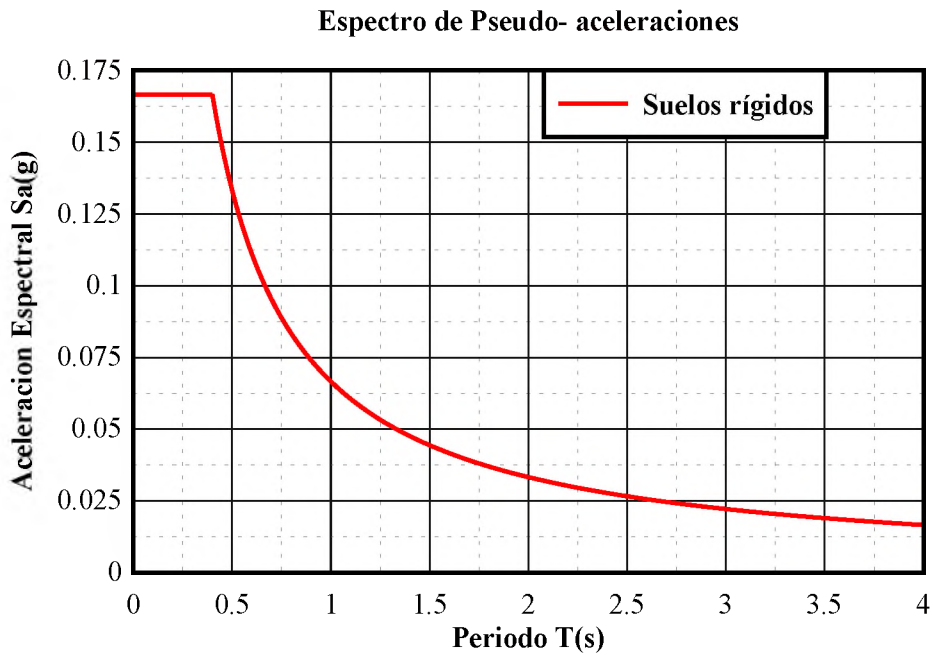


Fig. 8.1: Espectro de pseudo-aceleraciones empelado para el análisis dinámico



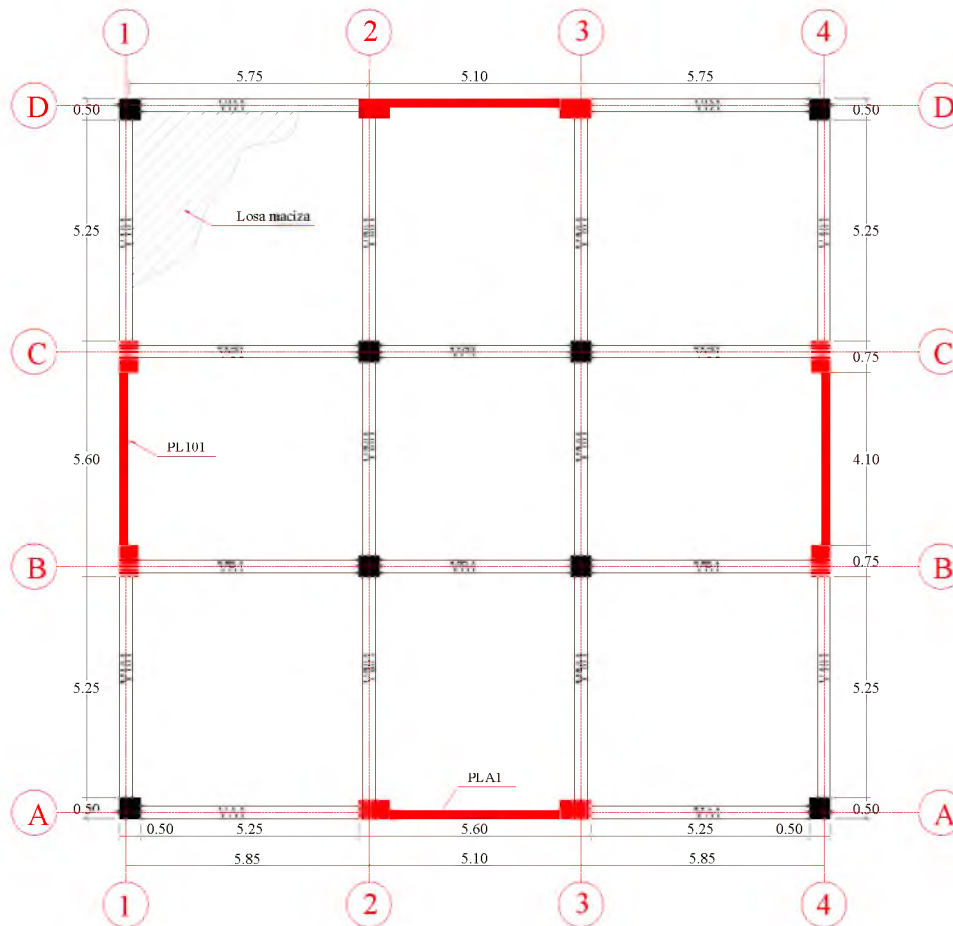


Fig. 8.2: Vista en planta de la edificación de ocho niveles

### 8.3.3 Modelo matemático

Para realizar el análisis elástico se ha empleado el programa ETABS (CSI Berkeley, 2008) [18]. Los siguientes tipos de elementos fueron utilizados para representar los diferentes elementos estructurales del edificio.

a) Las columnas y vigas fueron modeladas por elementos columnas, estos elementos han sido formulados para incluir los efectos de deformaciones axiales, por corte, por flexión y por torsión, las vigas se conectan rígidamente a las columnas y muros de corte.

b) Los muros de corte fueron modelados como elementos cascara (Shell) en cada piso

c) Las losas se han modelado mediante diafragmas rígidos el cual tiene rigidez infinita en el plano

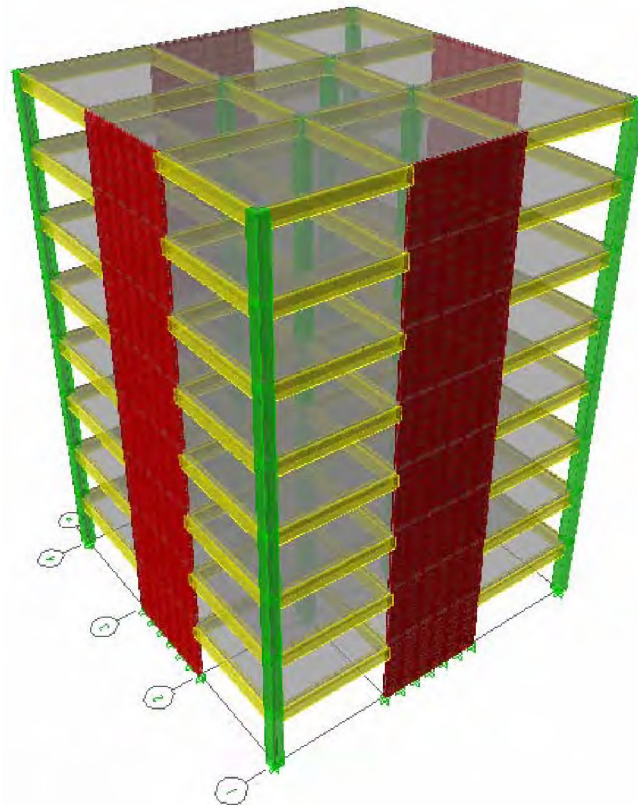


Fig. 8.3: Modelo tridimensional de la edificación de ocho niveles con muros estructurales.

Además se han asumido brazos rígidos en los extremos de los elementos para reflejar el comportamiento real de la estructura. La estructura se considera como fijo en su base.

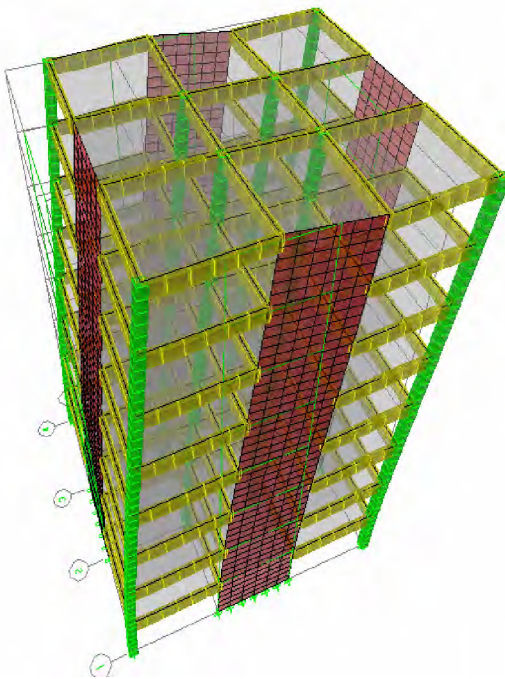
## 8.4 Análisis sísmico

El análisis sísmico de la edificación se llevo a cabo en el programa ETABS utilizando el análisis dinámico modal-espectral. En la figura 8.3 se muestra el modelo tridimensional del edificio.

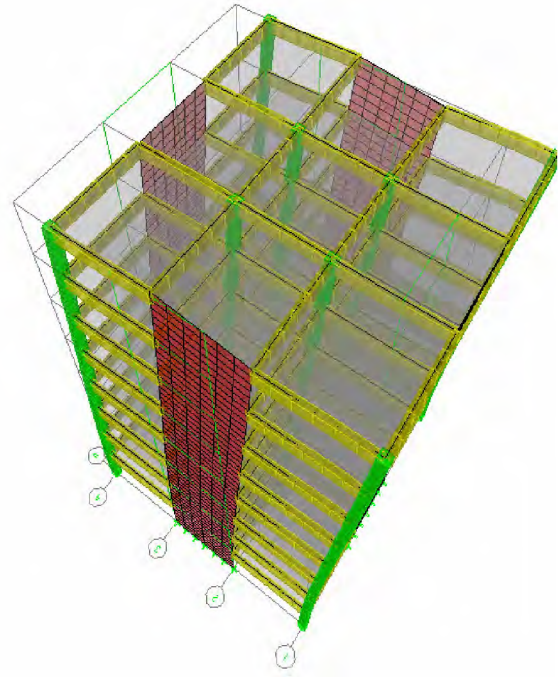
### 8.4.1 Periodos y modos de vibración

En la siguiente tabla se muestran los periodos, modos de vibración y las masas de participación del edificio de ocho niveles.

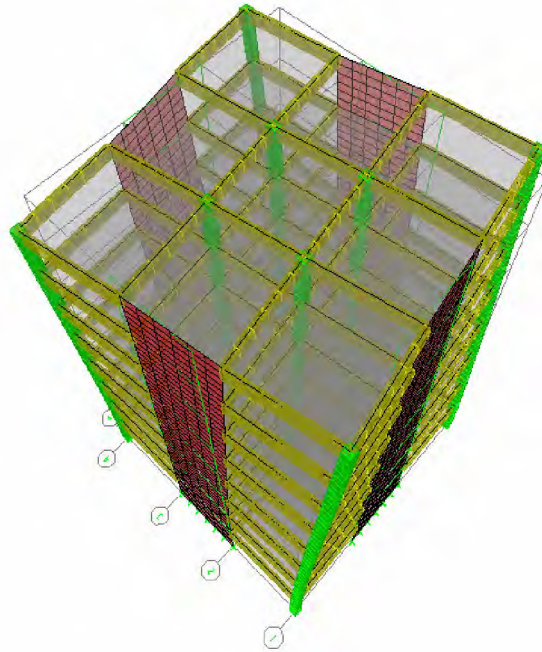
Modo	Periodo (s)	Masa X-X (t-s <sup>2</sup> /m)	Masa Y-Y (t-s <sup>2</sup> /m)	Masa Z-Z (t-s <sup>2</sup> /m)	Masa acumulada X-X	Masa acumulada Y-Y	Masa acumulada Z-Z
1	0.7116	70.2293	0.0004	0.0000	70.2293	0.0004	0.0000
2	0.7116	0.0004	70.2293	0.0000	70.2297	70.2297	0.0000
3	0.5036	0.0000	0.0000	0.0000	70.2297	70.2297	0.0000
4	0.1728	17.9239	0.0034	0.0000	88.1536	70.2331	0.0000
5	0.1728	0.0034	17.9239	0.0000	88.1570	88.1570	0.0000
6	0.1184	0.0000	0.0000	0.0000	88.1570	88.1570	0.0000
7	0.0774	6.5707	0.0000	0.0000	94.7278	88.1570	0.0000
8	0.0774	0.0000	6.5707	0.0000	94.7278	94.7278	0.0000
9	0.0523	0.0000	0.0000	0.0000	94.7278	94.7278	0.0000
10	0.0477	2.9443	0.0000	0.0000	97.6720	94.7278	0.0000
11	0.0477	0.0000	2.9443	0.0000	97.6720	97.6720	0.0000
12	0.0348	0.6627	0.7092	0.0000	98.3348	98.3813	0.0000



a) Primer modo de vibración,  $T_1 = 0.7116$  s



b) Segundo modo de vibración,  $T_2 = 0.7116$  s



c) Tercer modo de vibración,  $T_3 = 0.5036$  s

Fig. 8.4: Formas de modo del edificio de 8 niveles.

### 8.4.2 Criterios de combinación

El criterio de combinación utilizado para encontrar las máximas respuestas elásticas (cortante en la base, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, etc.) es la combinación cuadrática completa (CQC) que indica la norma E-030 en el artículo 18.2 c:

### 8.4.3 Cortante en la base

La fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que el 80% de la fuerza cortante obtenida del análisis estático para estructuras regulares, y para cada una de las direcciones consideradas en el análisis.

### Calculo de la Cortante Basal–Método Estático

La fuerza cortante en la base obtenida del análisis estático es igual a:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

El peso del edificio se calculará considerando la carga permanente total más el 25% de la carga viva, de acuerdo a lo que establece la norma en su artículo 16.3 a. Por tanto, el peso total de la edificación es:

$$\text{Peso vigas y columnas} = 469.1 \text{ t}$$

Peso losas	= 899.43 t
Peso muros de corte	= 235.0 t
Peso acabados y tabiquería	= 438.62 t
25% de sobrecarga	= 135.24 t.
<b>Peso total</b>	<b>= 2177.40 t</b>
Área por piso	= 324.00 m <sup>2</sup>
Área total	= 2592.00 m <sup>2</sup>
Peso /m <sup>2</sup>	= 0.84 t/m <sup>2</sup> = 1.00 t/m <sup>2</sup> .

El periodo fundamental para cada dirección se estimará de acuerdo al artículo 17.2 a. de la norma sismorresistente E-030. Los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico son:

$$T_{xx-D} = 0.7116 \text{ s}$$

$$T_{yy-D} = 0.7116 \text{ s}$$

Por lo tanto, los periodos para el análisis estático son iguales al 0.85 de los periodos del análisis dinámico, debido a que no se consideran el efecto de los elementos no estructurales:

$$T_{xx-E} = 0.605 \text{ s}$$

$$T_{yy-E} = 0.605 \text{ s}$$

Los factores de amplificación sísmica, son:

$$C_{xx-E} = 1.65$$

$$C_{yy-E} = 1.65$$

Por lo tanto, la cortante basal obtenida del análisis estático para cada dirección es igual a:

$$V_{xx} = 240.0 \text{ t}$$

$$V_{yy} = 240.0 \text{ t}$$

El 80% de estos cortantes son iguales a:

$$0.80 * V_{xx} = 192.0 \text{ t}$$

$$0.80 * V_{yy} = 192.0 \text{ t}$$

### **Cálculo de la Cortante Basal–Método Dinámico**

La cortante en la base de la edificación se obtiene a partir de los resultados proporcionados por el programa ETABS, según el criterio indicado anteriormente.

$$V_{xx-D} = 157.30 \text{ t} < 192.0 \text{ t}$$

$$V_{yy-D} = 157.30 \text{ t} < 192.0 \text{ t}$$

Por lo tanto, para los elementos en ambas direcciones X-Y, los momentos y cortantes del análisis sísmico deberán ser corregidos por el factor:  $192.0/157.30 = 1.22$ .

#### 8.4.4 Desplazamientos y Distorsiones

Los desplazamientos y distorsiones obtenidas del ETABS fueron multiplicados por 0.75R, según indica la norma sismorresistente E-030 en el artículo 16.4.

Los resultados obtenidos son las siguientes.

SISMO EN LA DIRECCION X-X								
Nivel	Altura (cm)	Desplaz X-X (cm)	Desplaz Y-Y (cm)	Desplaz-corr X-X (cm)	Desplaz-corr Y-Y (cm)	Distorsión X-X	Distorsión Y-Y	Distorsión E-030
8	300	1.706	0.000	7.678	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
7	300	1.470	0.000	6.617	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
6	300	1.221	0.000	5.495	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
5	300	0.963	0.000	4.333	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
4	300	0.704	0.000	3.168	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
3	300	0.457	0.000	2.057	0.000	<b>0.003</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
2	300	0.241	0.000	1.083	0.000	<b>0.002</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
1	300	0.078	0.000	0.353	0.000	<b>0.001</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>

SISMO EN LA DIRECCION Y-Y								
Nivel	Altura (cm)	Desplaz X-X (cm)	Desplaz Y-Y (cm)	Desplaz-corr X-X (cm)	Desplaz-corr Y-Y (cm)	Distorsión X-X	Distorsión Y-Y	Distorsión E-030
8	300	0.000	1.706	0.000	7.678	<b>0.000</b>	<b>0.004</b>	<b>0.007</b>
7	300	0.000	1.470	0.000	6.617	<b>0.000</b>	<b>0.004</b>	<b>0.007</b>
6	300	0.000	1.221	0.000	5.495	<b>0.000</b>	<b>0.004</b>	<b>0.007</b>
5	300	0.000	0.963	0.000	4.333	<b>0.000</b>	<b>0.004</b>	<b>0.007</b>
4	300	0.000	0.704	0.000	3.168	<b>0.000</b>	<b>0.004</b>	<b>0.007</b>
3	300	0.000	0.457	0.000	2.057	<b>0.000</b>	<b>0.003</b>	<b>0.007</b>
2	300	0.000	0.241	0.000	1.083	<b>0.000</b>	<b>0.002</b>	<b>0.007</b>
1	300	0.000	0.078	0.000	0.353	<b>0.000</b>	<b>0.001</b>	<b>0.007</b>

### 8.5 Diseño por resistencia

Para verificar el desempeño estructural del edificio frente a la acción del sismo de nivel ocasional, se realiza el diseño completo de los elementos estructurales. Para tal efecto se emplean las especificaciones de la norma de concreto armado E-060 y la norma del concreto estructural del ACI [4].

#### 8.5.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se toman en cuenta en el diseño por resistencia corresponden a las establecidas por la norma de concreto armado E-060:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

$$0.9CM \pm CS$$

Con estas combinaciones de cargas se obtienen los momentos flectores y esfuerzos de corte para vigas; cargas axiales, momentos flectores y fuerzas de corte para columnas y muros de corte, a partir del análisis dinámico modal-espectral.

### 8.5.2 Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño de un elemento se toma como la resistencia nominal multiplicada por los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ):

- **Secciones controladas por tracción**, es decir secciones donde la deformación unitaria neta de tracción,  $\epsilon_t$  es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003.....0.90
- **Secciones controladas por compresión:**
  - Elementos con refuerzo en espiral..... 0.70
  - Otros elementos reforzados.....0.65
  - Cortante y torsión.....0.85

### 8.5.3 Diseño de vigas

#### a) Diseño por flexión.

Las vigas se diseñan con el máximo momento ubicado en las caras de las columnas tanto positivas como negativas y en el centro de luz, empleando los criterios y ecuaciones definidas en la norma de concreto armado E-060 para la cual se utilizan los siguientes datos.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla}}/2 = (60-4-0.95-1.9/2) = 54.1 \text{ cm.}$$

#### b) Diseño por corte.

La fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo

opuesto correspondientes a la resistencia a momento probable,  $M_{pr}$ , y que el momento está cargado con cargas gravitacionales amplificadas a lo largo de la luz.

La resistencia a momento probable  $M_{pr}$  se basa en que el acero de refuerzo alcanza un esfuerzo de  $1.25f_y$ .

Las condiciones descritas se ilustran en la norma de concreto armado E-060 numeral 21.5.4.

Diseñando por resistencia, la cortante de diseño es igual a  $V_u = \phi(V_c + V_s)$ .

Para encontrar el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de rótulas plásticas debido a las cortantes de diseño se calcula usando la siguiente expresión:

$$s = \frac{\phi * A_{te} * d * f_{yt}}{V_u}$$

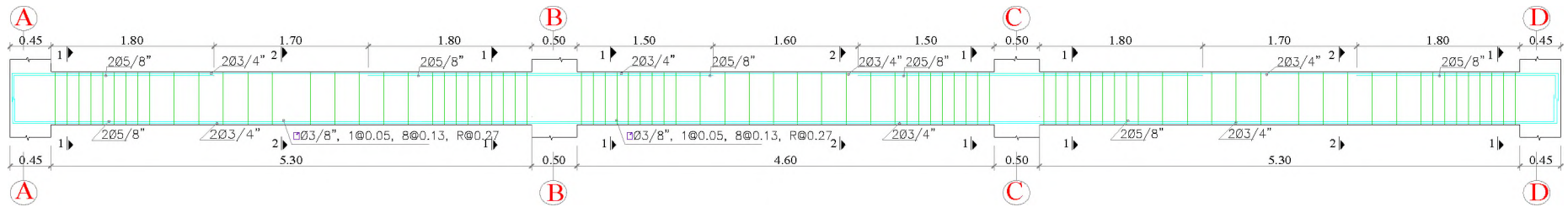
La norma de concreto armado E-060 establece que el refuerzo transversal se deben disponer en una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión. Además, se indica que el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$        $S_{d/4} = 13\text{cm}$
- $10db$       $S_{10db} = 15.8\text{cm}$
- $24db$       $S_{24db} = 22.8\text{cm}$

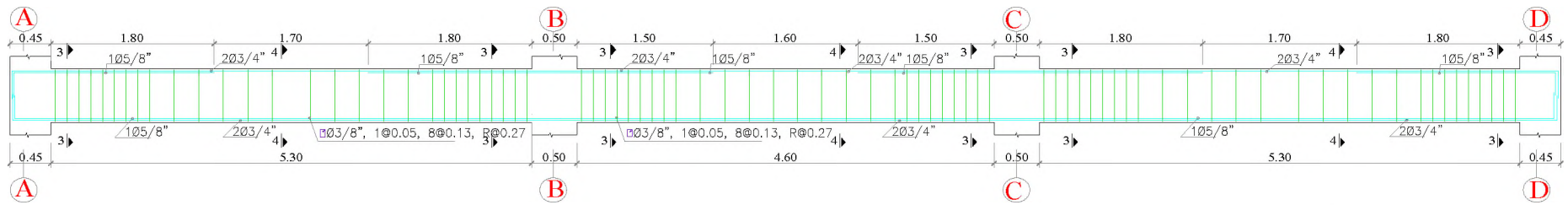
Finalmente, cuando no se requieren estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud del elemento; es decir el espaciamiento no debe ser mayor a  $d/2 = 27\text{cm}$ .

En la siguiente figura y cuadro se muestra el diseño de las vigas del eje 2 del primer nivel. Para el diseño de vigas de otros ejes se siguen el mismo procedimiento.

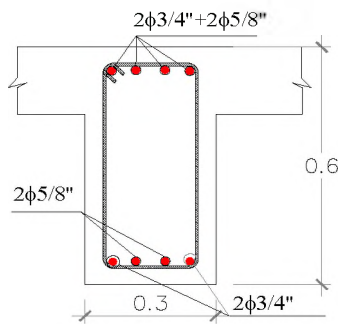




VIGA EJE 2-2:1°- 7° NIVEL

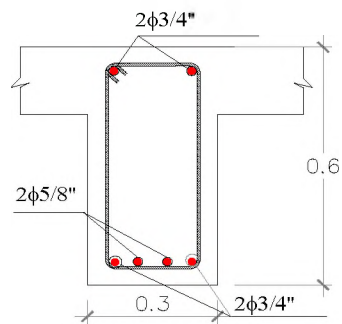


VIGA EJE 2-2: 8° NIVEL



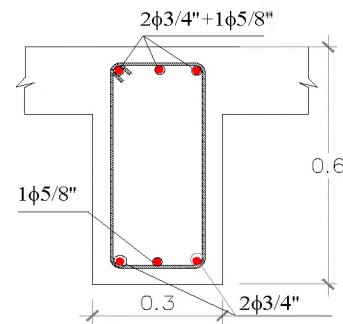
CORTE 1-1

Ø3/8", 1@0.05, 8@0.13, R@0.27



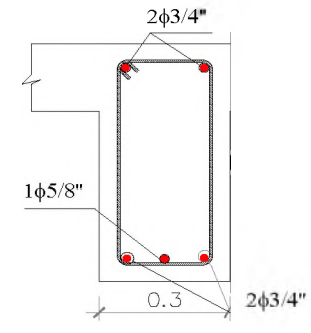
CORTE 2-2

Ø3/8", 1@0.05, 8@0.13, R@0.27



CORTE 3-3

Ø3/8", 1@0.05, 8@0.13, R@0.27



CORTE 4-4

Ø3/8", 1@0.05, 1

Fig. 8.5: Distribución de refuerzos longitudinales y corte en vigas.

**VIGA V201**  
**DISEÑO POR FLEXION**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu (t-m)	As(cm2)	a(cm)	Asmin1	Asmin2	Asmax	As*(cm2)	Cuantia	As(real)	Mnreal
V201	1	Izq.	M-	-5.168	2.58	2.020	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	21.539
			M+	0	0.00	0.000	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.450
		CL.	M+	11.6	5.93	4.649	4.48	5.40975	17.244	5.927	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	16.700
		Der.	M-	-15.206	7.89	6.186	4.48	5.40975	17.244	7.887	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	20.694
	M+		0	0.00	0.000	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.450	
	2	Izq.	M-	-11.862	6.07	4.759	4.48	5.40975	17.244	6.068	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	20.983
			M+	0.72	0.35	0.277	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.405
		CL.	M+	4.84	2.41	1.889	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.145
		Der.	M-	-11.862	6.07	4.759	4.48	5.40975	17.244	6.068	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	20.983
	M+		0.72	0.35	0.277	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.405	
	3	Izq.	M-	-15.206	7.89	6.186	4.48	5.40975	17.244	7.887	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	20.694
			M+	0	0.00	0.000	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.450
CL.		M+	11.6	5.93	4.649	4.48	5.40975	17.244	5.927	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	16.700	
Der.		M-	-5.168	2.58	2.020	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	21.539	
	M+	0	0.00	0.000	4.48	5.40975	17.244	5.410	2φ3/4 + 1φ5/8	7.68	17.450		

**DISEÑO POR CORTE.**

Viga	Tramo	Apoyo	Vu(t)	Est.	No ramas	Av (cm2)	Vc(t)	Vs(t)	Vsmax (t)	Vs< Vsmax	s(cm)	d <sub>b</sub>	s(10db)	s(24db)	s(d/4)	s real (cm)	L(m)	#Estr	Detalle
V201	1	Izq.	13.34	3/8	2	1.420	0.00	15.69	49.62	OK <sub>i</sub>	20.57	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13
		CL.	7.08	3/8	2	1.420	12.46	8.33	49.62	OK <sub>i</sub>						27.049	2.85	11	10@0.27
		Der.	13.37	3/8	2	1.420	0.00	15.73	49.62	OK <sub>i</sub>	20.51	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13
	2	Iz.	13.34	3/8	2	1.420	0.00	15.70	49.62	OK <sub>i</sub>	20.56	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13
		CL.	7.08	3/8	2	1.420	12.46	8.34	49.62	OK <sub>i</sub>						27.049	3.10	12	11@0.27
		Der.	13.34	3/8	2	1.420	0.00	15.70	49.62	OK <sub>i</sub>	20.56	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13
	3	Iz.	13.37	3/8	2	1.420	0.00	15.73	49.62	OK <sub>i</sub>	20.51	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13
		CL.	7.12	3/8	2	1.420	12.46	8.37	49.62	OK <sub>i</sub>						27.049	2.85	11	10@0.27
		Der.	13.34	3/8	2	1.420	0.00	15.69	49.62	OK <sub>i</sub>	20.57	1.5875	15.875	22.8	13.52	13.524	1.20	9	φ3/8, 1@0.05, 8@0.13

## 8.5.4 Diseño de columnas

### a) Diseño por flexo compresión.

Las columnas se diseñan con las disposiciones del capítulo 10 de la norma de concreto armado E-060, las cuales se aplican a las columnas resistentes a momentos inducidos por el sismo, y en las cuales, las fuerzas de diseño se determinan en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad). Además según el artículo 21.6.2 de la norma de concreto armado E-060, indica que para obtener un diseño de “viga débil-columna fuerte”, exige que las resistencias a flexión de diseño de las columnas que lleguen a una unión excedan las resistencias a flexión de diseño de las vigas que lleguen a la misma unión en al menos el 20 por ciento. Este requisito se expresa como.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Donde:  $\sum M_{nc}$  = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nb}$  = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

La expresión anterior necesita ser verificada en todas las columnas del edificio del primer al octavo piso donde  $P_u/Agf^c$  sea mayor a 0.10.

Para el diseño de columnas por flexo compresión se utiliza el diagrama de interacción, que se elabora para varias distribuciones de refuerzo, teniendo en cuenta la cuantía mínima de 1% y máxima de 6% para las direcciones principales X-Y, y para cada sentido del sismo. Debido a la simetría existente es suficiente determinar los diagramas de interacción en una de las direcciones.

Teniendo en cuenta las resistencias y los factores de reducción de resistencia se obtienen las resistencias nominales. Ingresando estas solicitaciones ( $M_n$ ,  $P_n$ ) en los diagramas de interacción se pueden determinar la cuantía del refuerzo longitudinal que satisface todas las solicitaciones como se muestra en la figura 8.6.

Posteriormente, con la fuerza axial mayorada, que considera las fuerzas de gravedad y de sismo, en la condición que dé como resultado la resistencia a flexión más baja se determina la resistencia nominal en flexión de las columnas, con el fin de verificar la expresión indicada anteriormente.

Piso	Sección	CARGAS VERTICALES			CARGA AXIAL, Pn(t)				Momento Mn (t-m)	
		Pcm(t)	Pcv(t)	Psxx(t)	1.25CM + 1.25CV + SIS	1.25CM + 1.25CV - SIS	0.9CM + SIS	0.9CM - SIS	MnXX	MnYY
8	Sup(T)	7.53	0.89	2.11	19.44	12.95	13.67	7.18	30.03	30.03
	Inf(B)	8.97	0.89	2.11	22.21	15.72	15.67	9.17	30.37	30.37
7	Sup(T)	17.3	3.13	5.13	47.18	31.4	31.85	16.06	31.53	31.53
	Inf(B)	18.74	3.13	5.13	49.95	34.17	33.84	18.06	31.85	31.85
6	Sup(T)	27.04	5.38	8.26	75.05	49.64	50.15	24.73	32.73	32.73
	Inf(B)	28.48	5.38	8.26	77.82	52.41	52.14	26.73	32.99	32.99
5	Sup(T)	36.83	7.64	11.47	103.17	67.87	68.64	33.35	33.87	33.87
	Inf(B)	38.27	7.64	11.47	105.93	70.64	70.64	35.34	34.13	34.13
4	Sup(T)	46.67	9.9	14.6	131.25	86.33	87.08	42.16	35.01	35.01
	Inf(B)	48.11	9.9	14.6	134.02	89.1	89.08	44.15	35.27	35.27
3	Sup(T)	56.58	12.18	17.47	159.11	105.35	105.22	51.46	36.2	36.2
	Inf(B)	58.02	12.18	17.47	161.88	108.12	107.21	53.46	36.45	36.45
2	Sup(T)	66.6	14.48	19.79	186.37	125.48	122.66	61.77	37.49	37.49
	Inf(B)	68.04	14.48	19.79	189.14	128.25	124.66	63.76	37.73	37.73
1	Sup(T)	76.62	16.77	21.27	212.32	146.87	138.81	73.37	38.89	38.89
	Inf(B)	78.06	16.77	21.27	215.09	149.64	140.81	75.36	39.12	39.12

Diagrama de Interacción

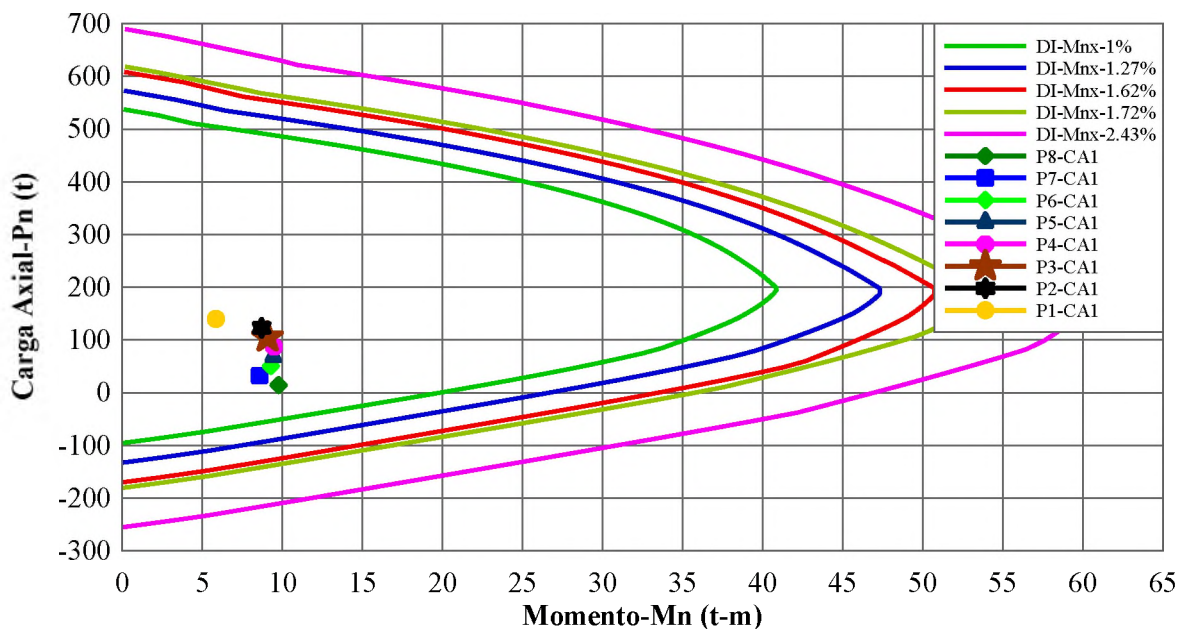


Fig. 8.6: Diagrama de interacción (M-P) de la columna CA1 (columna ubicado en la intersección de los ejes A y 1)

De la figura 8.6 se puede observar que las cargas de demanda o amplificadas obtenidas del análisis dinámico, se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño restringido por el código. Por lo tanto, las secciones y los refuerzos empleados en el diseño satisfacen los requerimientos de la norma.

La verificación de la expresión  $\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$  en el centro del nudo, se hizo con los momentos de menor resistencia de flexión correspondientes a la fuerza axial 0.9 Cm-Sis, en la dirección X-X..

Piso	Sección	Pn(t)=0.9CM - SIS	MnXX	MnYY	$\Sigma m_{ncol}$	Mnviga	1.20* $\Sigma m_{nviga}$	$\Sigma m_{nc} > 1.2 \Sigma m_{nv}$
8	Sup(T)	7.18	30.03	30.03	61.89	17.000	20.400	OK
	Inf(B)	9.17	30.37	30.37				
7	Sup(T)	16.06	31.53	31.53	64.58	16.998	20.398	
	Inf(B)	18.06	31.85	31.85				
6	Sup(T)	24.73	32.73	32.73	66.86	16.997	20.396	
	Inf(B)	26.73	32.99	32.99				
5	Sup(T)	33.35	33.87	33.87	69.13	17.027	20.432	
	Inf(B)	35.34	34.13	34.13				
4	Sup(T)	42.16	35.01	35.01	71.46	17.090	20.508	
	Inf(B)	44.15	35.27	35.27				
3	Sup(T)	51.46	36.20	36.20	73.93	17.200	20.640	
	Inf(B)	53.46	36.45	36.45				
2	Sup(T)	61.77	37.49	37.49	76.62	17.336	20.804	
	Inf(B)	63.76	37.73	37.73				
1	Sup(T)	73.37	38.89	38.89				
	Inf(B)	75.36	39.12	39.12				

Se observa que la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a los nudos, evaluadas en las caras del nudo es mayor a 1.2 veces la suma de los momentos nominales de las vigas que llegan al nudo

En la siguiente figura se muestran las columnas y la distribución del refuerzo longitudinal en las columnas CA1 y CB1.

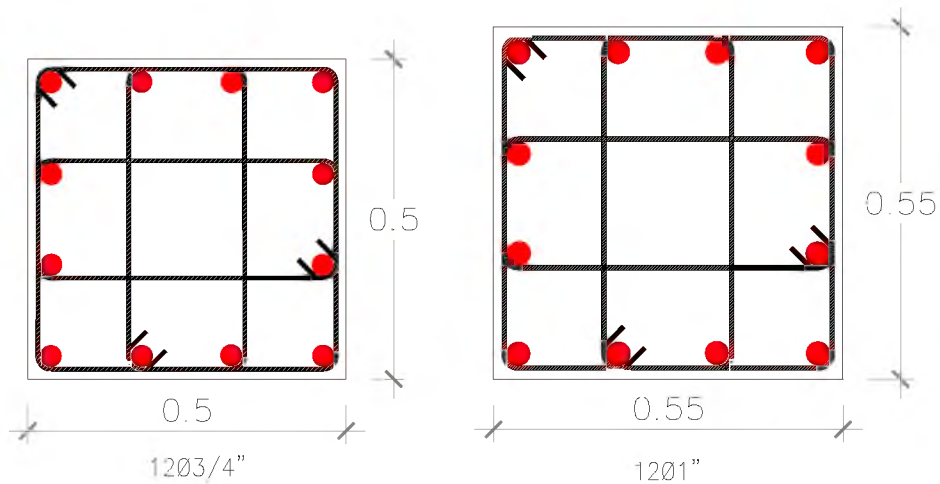


Fig. 8.7: Sección y distribución de refuerzos longitudinales en las columnas CA1 y CB1.

### b) Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño  $V_u$ , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos de cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables,  $M_{pr}$ , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas  $P_u$  que actúan en él.

De la misma manera que las vigas, los momentos en los extremos  $M_{pr}$  están basados en una resistencia de tracción en el acero de  $1.25f_y$ , donde  $f_y$  es la resistencia a la fluencia especificada.

Las fuerzas axiales amplificadas que determinan la máxima resistencia a la flexión de las columnas corresponden a la combinación  $1.25CM+1.25CV+SIS$ . La cortante de diseño calculada de esta manera es igual a  $V_u=\phi(V_c+V_s)$

Para encontrar el espaciamiento del refuerzo transversal debido a las cortantes de diseño se calcula usando la siguiente expresión:

$$s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_n - V_c}$$

En el siguiente cuadro se muestran el espaciamiento del refuerzo por cortante en la columna CA1 de sección 50x50 cm.

Piso	Sección	1.25CM + 1.25CV + SIS (t)	MnmaxX (t-m)	MnmaxY (t-m)	1.25*MnmaxX	1.25*MnmaxY	VuX (t)	VuY (t)	Vcx (t)	Vcy (t)	Vsx (t)	Vsy (t)	Nºram x	Nºram y	sx (m)	sy (m)
8	Sup(T)	12.64	30.95	30.95	38.69	38.69	32.40	32.40	17.54	17.54	20.58	20.58	4	4	0.26	0.26
	Inf(B)	14.44	31.25	31.25	39.07	39.07										
7	Sup(T)	30.67	33.51	33.51	41.89	41.89	35.03	35.03	18.41	18.41	22.81	22.81	4	4	0.23	0.23
	Inf(B)	32.47	33.75	33.75	42.19	42.19										
6	Sup(T)	48.79	35.86	35.86	44.82	44.82	37.47	37.47	19.28	19.28	24.80	24.80	4	4	0.21	0.21
	Inf(B)	50.59	36.09	36.09	45.11	45.11										
5	Sup(T)	67.06	38.13	38.13	47.66	47.66	39.83	39.83	20.16	20.16	26.70	26.70	4	4	0.20	0.20
	Inf(B)	68.86	38.35	38.35	47.93	47.93										
4	Sup(T)	85.31	40.28	40.28	50.35	50.35	42.06	42.06	21.04	21.04	28.45	28.45	4	4	0.19	0.19
	Inf(B)	87.11	40.48	40.48	50.60	50.60										
3	Sup(T)	103.42	42.25	42.25	52.81	52.81	44.10	44.10	21.91	21.91	29.98	29.98	4	4	0.18	0.18
	Inf(B)	105.22	42.44	42.44	53.04	53.04										
2	Sup(T)	121.14	43.69	43.69	54.61	54.61	45.56	45.56	22.76	22.76	30.84	30.84	4	4	0.17	0.17
	Inf(B)	122.94	43.78	43.78	54.73	54.73										
1	Sup(T)	138.01	44.55	44.55	55.69	55.69	46.45	46.45	23.57	23.57	31.08	31.08	4	4	0.17	0.17
	Inf(B)	139.81	44.63	44.63	55.79	55.79										

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento  $s_o$  por una longitud  $l_o$  medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento de los estribos transversales  $s_o$  no debe exceder al menor entre:

- $8d_b = 0.15\text{m}$
- $b_{\min}/2 = 0.25\text{m}$
- $10\text{ cm} = 0.10\text{m}$

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud  $l_o$  medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud  $l_o$  no debe ser menor que la mayor de:

- $l_n/6 = 2.4/6 = 0.40\text{m}$ .
- $h_c = 0.50\text{m}$
- $50\text{ cm} = 0.50\text{m}$

**$l_o = 0.50\text{m}$**

En esta zona de longitud  $l_o = 0.50\text{ m}$ , se diseña por corte o confinamiento la que sea menor.

### **b) Diseño por confinamiento**

Para el diseño por confinamiento en los extremos de los elementos se realiza empleando las siguientes formulas.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s^* bc^* f'_c}{f_y h} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \rho_1 = 0.45 \frac{f'_c}{f_y h} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s^* bc^* f'_c}{f_y h} \quad \rho_2 = 0.09 \frac{f'_c}{f_y h}$$

$$s_1 = \frac{1.5 A_{sh}}{bc \rho_1} \quad s_2 = \frac{A_{sh}}{bc \rho_2}$$

Donde  $s, s_1, s_2$  son los espaciamientos del refuerzo transversal de confinamiento,  $bc$  es la dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área  $A_{sh}$  y esfuerzo de fluencia  $f_y h$  medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.  $A_{ch}$  es el área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento. Los resultados del cálculo de la longitud de confinamiento se muestran en el siguiente cuadro.



Piso	Sección	Ln (cm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Ach (cm <sup>2</sup> )	hc (cm)	N° ramas	ρ <sub>1</sub>	s <sub>1</sub> (cm)	ρ <sub>2</sub>	s <sub>2</sub> (cm)	Espaciamiento min- E-060			longitud de confinamiento				
											bmin/2 (cm)	8db (cm)	s <sub>0</sub> (cm)	Sreal (cm)	S-centro (cm)	s <sub>x</sub> (cm)	Ln/6 (cm)	50cm
8	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
7	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
6	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
5	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
4	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
3	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
2	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
1	Sup(T)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>
	Inf(B)	240	2500	1764	13.6825	4	0.009	8.32	0.0045	11.57	25	15.24	10	<b>8.32</b>	16.64	50	40	<b>50</b>

Del cuadro anterior se observa que el espaciamiento de los refuerzos transversales por confinamiento son menores a los espaciamientos por corte y menores a los valores mínimos recomendados por la norma de concreto armado E-060.

Por lo tanto la longitud  $l_o$ , medidas a ambos lados de la cara del nudo de la columna se diseña por confinamiento.

De esta forma el refuerzo transversal en todos los pisos es:

# 3/8,1@0.05m, 7 @ 0.1m, resto @ 0.16m c/extremo

### 8.5.5 Diseño de muros de corte

De acuerdo a la Norma Sismorresistente E-030, se definen tres tipos de sistemas estructurales, el sistema aporticado, sistema dual y el sistema de muros estructurales. Cada uno definida en base al porcentaje de fuerzas cortantes basales que toma cada tipo de elemento.

Sistema Estructural	Vmuro	Vportico
Pórticos	< 0.20V	> 0.80V
Dual	< 0.75V	> 0.25V
Muros Estructurales	> 0.80V	< 0.20V

Se realiza un análisis por el método estático equivalente para definir el sistema estructural predominante en el edificio correspondiente. Después del análisis se han encontrado que los muros existentes toman un porcentaje del cortante basal mayor al 80% del cortante total resistido por la estructura, mientras los pórticos únicamente el 10% del cortante basal. Por lo tanto, el edificio corresponde al sistema de muros estructurales, y como tal en el análisis dinámico se toman los respectivos factores para el modelamiento, análisis y diseño.

Del análisis estructural se han obtenido las cargas actuantes en cada muro de corte, estas cargas se muestran en la siguiente tabla.

CARGAS EN MUROS DE CORTE				
Piso	Sección	Vua (t)	Pu(t)	Mu(t-m)
1	Sup(T)	82.86	403.14	538.64
	Inf(B)	82.86	413.42	775.23

Tabla 8.2: Cargas sobre el muro de corte, en el primer nivel

El diseño de los muros de corte se realizó siguiendo los procedimientos de la norma de concreto armado E-060. Las cuales se desarrollan en los siguientes pasos.

### 1. Se verifica si se requieren elementos de borde

El primer paso en el diseño de muros de corte es verificar si se requieren estos elementos de borde. Tanto el ACI 318 y la Norma de Concreto Armado E060 sugiere que cuando el esfuerzo en la fibra extrema de compresión máxima bajo la carga amplificada excede  $0.2f'_c$  se requiere elementos de borde.

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u y}{I}$$

Dimensiones de la placa:

Altura total  $h_w = 24\text{m}$

Longitud  $l_w = 5.60\text{m}$

Espesor  $t = 0.20\text{m}$

Área total del muro  $A_g = 11200 \text{ cm}^2$

$I = 292693333.33 \text{ cm}^4$

$\sigma_c = 111.07 \text{ kg/cm}^2$

$0.2f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$ .

De las dimensiones de la placa y las cargas actuantes en el plano de ésta, se obtiene un esfuerzo en el extremo a compresión mayor al esfuerzo de  $0.2f'_c$ . Por lo tanto, se requieren elementos de borde.

### 2. Determinar requerimiento de refuerzo transversal y longitudinal para el muro.

#### a. Verificar si se requieren refuerzo en dos capas.

La norma de concreto armado E-060 recomienda que en un muro deban emplearse cuanto menos dos capas de refuerzo cuando:

El espesor del muro sea mayor o igual a 20cm o cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda  $V_u > 0.17A_{cv}\sqrt{f'_c}$ .

#### b. Refuerzo longitudinal y transversal en el muro.

Refuerzo mínimo.

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_{cv}} = \rho_n \geq 0.0025$$

Se calcula el acero mínimo considerando un ancho de 1 metro.

$$A_{s_{\min}} = \rho_v A_{cv}$$

$$A_{cv} = 20 \times 100 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 5\text{cm}^2$$

Empleando barras de  $\phi 1/2''$  en dos capas.

$$A_s \phi 1/2'' = 1.27\text{cm}^2$$

El espaciamiento del refuerzo es

$$s = \frac{2 * A_s \phi 1/2''}{A_{smin}} * 100$$

$$S = 50.8 \text{ cm.}$$

Según la norma E060. El espaciamiento máximo de los refuerzos verticales será:

$$3t = 3 * 20 = 60\text{cm}$$

$$40\text{cm} = 40 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espaciamiento de los refuerzos verticales será de 40cm en doble capa.

### 3. Requerimiento de refuerzo por corte.

Se deben cumplir en todas las secciones del muro que.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Además la resistencia nominal  $V_n$ , no deberá exceder de:

$$V_{nmax} \leq 2.6 A_{cw} \sqrt{f'_c}$$

$$A_{cw} = t * d$$

$$d = 0.8 * l_w$$

Remplazando los datos se obtienen.

$$d = 448 \text{ cm}$$

$$A_{cw} = 8960 \text{ cm}^2$$

$$V_{nmax} \leq 337.60 \text{ t}$$

La contribución del concreto  $V_c$ , no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Para  $hm/l_w \geq 2$  entonces.

$$\alpha_c = 0.17$$

$$V_c \leq 22.073 \text{ t}$$

Además.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_c = 68.82 \text{ t.}$$

Entonces  $V_c = 22.073 \text{ t}$ .

Además en todas las zonas del muro o segmento de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical, como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, la cortante de diseño  $V_u$  deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son la cortante y el momento amplificado proveniente del análisis y  $M_n$  es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros realmente colocados, asociada a la carga  $P_u$ . El cociente  $M_n/M_{ua}$  no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción (R) utilizado en la determinación de las fuerzas laterales de sismo. Esta disposición podrá limitarse a una altura del muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro  $l_w$ ,  $M_u/4V_u$ , ó la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

Para el cálculo del momento nominal ( $M_n$ ) se emplea el diagrama de interacción con los aceros realmente colocados correspondiente a la mayor carga axial.

De la tabla 8.2, la carga axial amplificada en el primer piso es  $P_u = 413.42 \text{ t}$ .

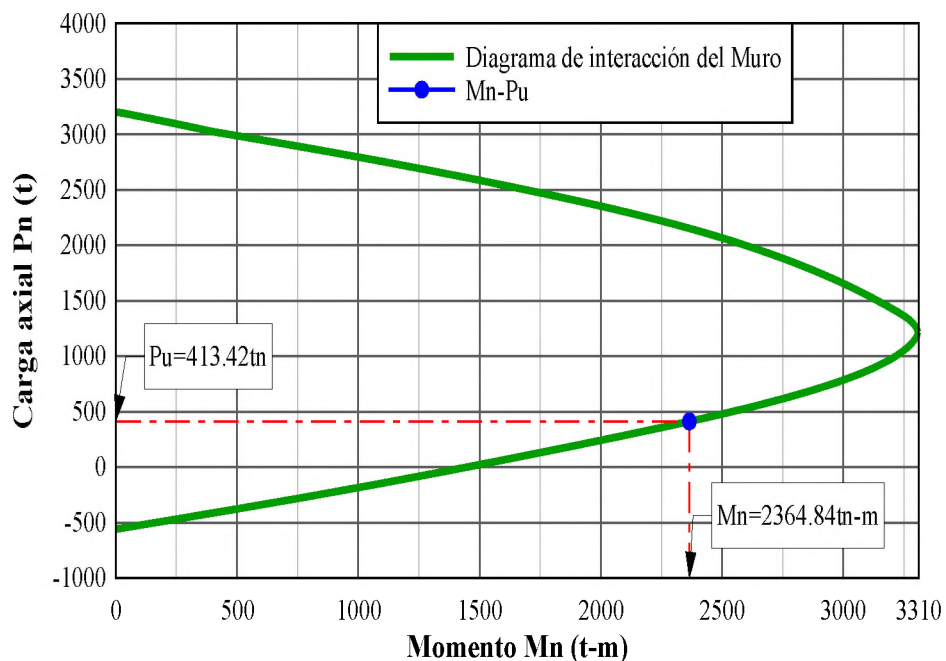


Fig. 8.8: Diagrama de interacción de la placa en la base del primer piso.

De donde se obtiene el Momento nominal máximo de  $M_{nmax} = 2364.84 \text{ t-m}$  asociada a la carga amplificada de  $P_u = 413.42 \text{ t}$ .

Por lo tanto el cortante último de diseño es:

$$V_u = 252.76 \text{ t.}$$

Se tiene que verificar que este cortante sea menor al cortante nominal máximo.

$$\phi V_{n\max} = 0.85 * 337.6 = 286.95 \text{ t} > 252.76 \text{ t ok.}$$

Luego el cortante en el acero será:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 275.30 \text{ t}$$

### **Refuerzo horizontal**

Si  $V_u > \phi V_c$ , se deberá proveer refuerzo por corte.

La norma E-060 en 11.10.10.1 menciona que la resistencia  $V_s$  se calculara mediante la siguiente expresión.

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y}$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

$$\rho_{V\min} = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que:

$$3t = 60\text{cm}$$

$$40\text{cm}$$

Para la placa en análisis se obtiene la cuantía horizontal

$$\rho_h = 0.008$$

Considerando doble capa y refuerzo  $\phi 1/2''$ , se obtiene el espaciamiento:

$$S = 15.00 \text{ cm.}$$

#### **4. Se verifica, que el elemento de borde actuando como columna corta es adecuado bajo cargas verticales amplificadas.**

La norma de concreto armado E-060 sugiere que los muros continuos desde la cimentación hasta el extremo superior que tienen una sección crítica por flexión y carga axial, las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos confinados de borde cuando la profundidad del eje neutro excede de:

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$$

Donde:

$$\delta_u / h_w \geq 0.007$$

Donde:  $hw$  es la longitud del muro en el plano horizontal,  $hw$  es la altura total del muro,  $c$  profundidad del eje neutro y  $\delta u$  es el desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro correspondiente a  $hw$ .

De la ecuación anterior se calcula el valor de  $c = 133.33\text{cm}$

Además  $\geq c - 0.11w = 75\text{cm}$ . Por lo tanto las dimensiones de la columna de confinamiento se consideran como  $45 \times 75\text{cm}$ .

Se tiene que verificar si los elementos de confinamiento actuando como columna corta toman las cargas verticales debido a las cargas de gravedad y de diseño.

La carga axial máxima sobre el elemento de confinamiento esta dado por la siguiente ecuación.

$$Pu_{\max} = \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{l_w}$$

Entonces la carga actuante sobre la columna de  $45 \times 75\text{ cm}$  es.

$$Pu_{\max} = 358.72\text{ t.}$$

Empleando  $A_{st} = 18 \phi 3/4'' = 51.3\text{ cm}^2$

$$Pn_{\max} = 0.80 * (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y)$$

Para columnas estribadas

$$Pu_{\max} = \phi Pn_{\max} = 0.70 Pn_{\max}$$

$$Pu_{\max} = 452.89\text{ t.} > Pu = 358.72\text{ t}$$

La máxima fuerza actuante en el elemento de borde es de  $358.72\text{ t}$ , y la Cuantía  $\rho = A_{st}/bh = 0.0152$ , además la norma de concreto armado E-060 sugiere que la cuantía a emplearse deben estar dentro de  $0.01$  y  $0.06$ . Por lo tanto, la sección considerada es adecuada

**5. Se verifica, si la sección del muro estructural en la base por la acción combinada de carga axial y momento es adecuada.**

En el diseño por flexión del muro de corte se asume conservadoramente que el muro tendrá que resistir el momento en la base, el cual es el momento de volteo obtenido del análisis. Por lo tanto, la capacidad de diseño a flexión es evaluada de la misma manera que cualquier elemento de concreto que resiste momento por flexión. Debido a que se están utilizando elementos de borde se asume que el muro se comporta como una viga

con una profundidad efectiva de  $d=0.8l_w$ . Además, la misma cantidad de refuerzo se dispondrá en ambos elementos de borde debido a que la carga lateral puede actuar en ambas direcciones.

Aplicando las formulas empleadas en el diseño de vigas por flexión se obtienen los siguientes resultados.

$$M_u = 775.23 \text{ t-m}$$

$$\phi = 0.9$$

$$d = 0.8 \cdot l_w = 448 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$

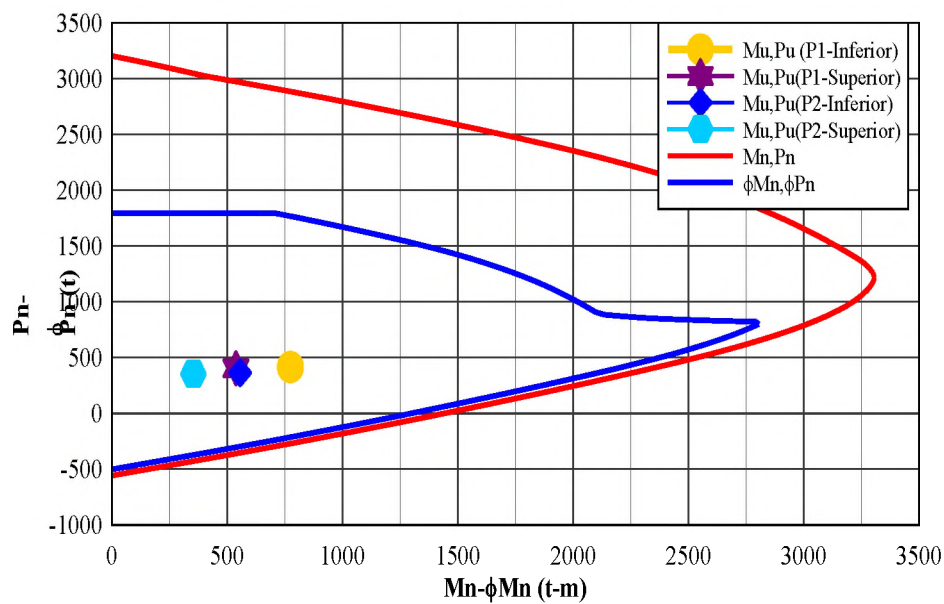
$$A_s = 49.125 \text{ cm}^2.$$

En los elementos de borde se están empleando  $18\phi 3/4'' = 51.3 \text{ cm}^2 > a 49.125 \text{ cm}^2$ , también la cuantía máxima  $\rho_{\max} = 0.75\rho_{\text{bal}} = 0.016$ . Además, la cuantía mínima es de 0.0025 y la cuantía máxima es de 0.0227. Por lo tanto, la cuantía de refuerzo longitudinal empleada es de 0.0057 el cual está dentro del límite.

Por lo tanto, la cantidad de refuerzo longitudinal empleada y la sección considerada es adecuada.

Se verifica que los esfuerzos axiales y momentos flectores, se ubiquen dentro del diagrama de interacción reducido. Estos diagramas se construyen con los aceros realmente colocados, diseñados por flexo-compresión.

**Diagrama de interacción placa**





En la figura anterior se verifica que la sección de la placa es adecuada. Debido a que las cargas últimas actuantes en el plano del muro están dentro del diagrama de interacción reducido.

**6. Se determina el refuerzo lateral de confinamiento para los elementos de borde.**

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s^* bc^* f'_c}{f_y h} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad \rho_1 = 0.45 \frac{f'_c}{f_y h} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s^* bc^* f'_c}{f_y h} \quad \rho_2 = 0.09 \frac{f'_c}{f_y h}$$

$$s_1 = \frac{1.5 A_{sh}}{bc \rho_1} \quad s_2 = \frac{A_{sh}}{bc \rho_2}$$

El espaciamiento de los refuerzos por confinamiento en los elementos de borde se calcula con las expresiones anteriores, de las cuales resultan.

$$s_1 = 10 \text{ cm}$$

$$s_2 = 15.60 \text{ cm.}$$

Estos resultados se comparan con las especificadas en la norma con respecto al espaciamiento del refuerzo por confinamiento.

$$8db = 15.24 \text{ cm.}$$

$$d/2 = 45/2 = 22.5 \text{ cm.}$$

$$10 \text{ cm.}$$

Entonces **s = 10 cm.**

La longitud de confinamiento no debe ser menor que el mayor valor entre.

$$L_n/6 = 50 \text{ cm}$$

$$b = 75 \text{ cm.}$$

$$50 \text{ cm.}$$

La longitud de confinamiento medida desde la cara del nudo será de  $l_o = 75 \text{ cm.}$

**6. Detalle del Muro Estructural.**

En la siguiente gráfica se muestra el detalle del muro estructural del primer nivel. Para los demás pisos se mantiene el mismo detalle y la misma cantidad de refuerzo.

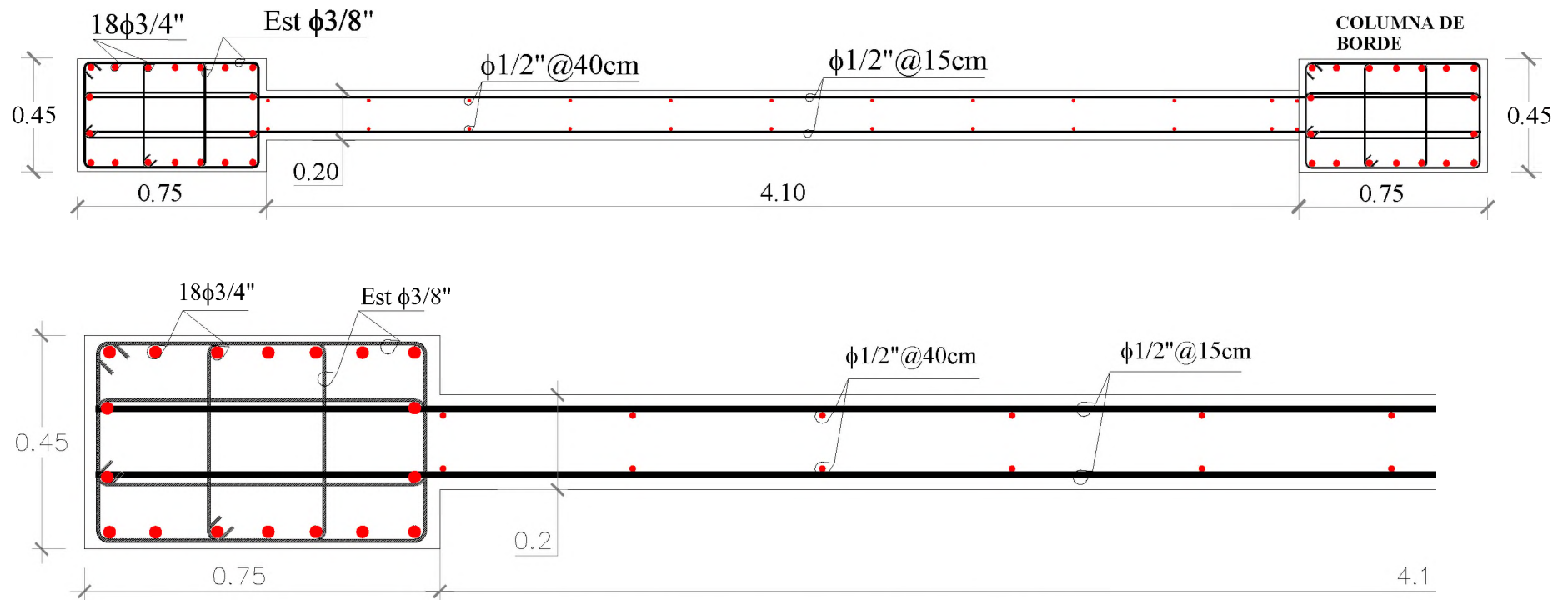


Fig. 8.9: Detalle del muro estructural del primer piso.

## 8.6 Análisis no lineal

En el diseño sísmico de elementos de concreto armado de edificaciones, las regiones con potenciales rótulas plásticas necesitan ser detalladas por ductilidad para asegurar que el movimiento sísmico no ocasione el daño, y para asegurar que se produzcan la redistribución de momentos. La consideración más importante para el diseño por ductilidad en regiones de rótulas plásticas es la disposición adecuada de refuerzo transversal en forma de espirales o rectangulares para confinar el concreto comprimido, prevenir el pandeo de los refuerzos longitudinales y prevenir la falla por corte [40].

### 8.6.1 Características del concreto

El comportamiento del concreto es de un material frágil. Su ductilidad depende del tipo y grado de confinamiento que tenga por la presencia del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal. En la Figura 8.10 puede observarse la diferencia entre los diagramas esfuerzo-deformación del concreto con y sin confinamiento. Es evidente que, cuando el confinamiento es adecuado, el concreto confinado mejora no sólo su capacidad resistente, sino también su capacidad de deformarse de manera dúctil.

### 8.6.2 Modelo del concreto confinado

El modelo de esfuerzo-deformación para el concreto confinado, desarrolladas por Mander, Priestley y Park [40], fueron utilizados en el análisis de secciones rectangulares de vigas, columnas y muros de cortante confinadas y no confinadas. El modelo de Mander está definido por la curva de la figura 8.10.

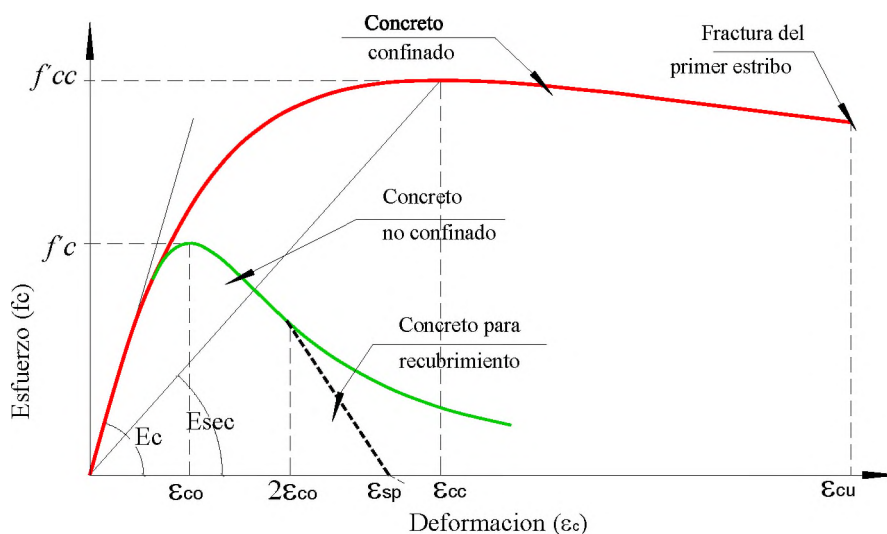


Fig. 8.10: Curva del modelo de Mander para Concreto Confinado y No Confinado aplicado para cualquier forma de sección y nivel de confinamiento.

Las expresiones empleadas en el desarrollo de las curvas del modelo de Mander, para el concreto confinado y no confinado son los siguientes.

El esfuerzo de compresión longitudinal  $f_c$  para una carga monotónica está dado por.

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - \frac{2 f_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Donde,  $\varepsilon_c$  es la deformación unitaria del concreto a la compresión longitudinal,  $\varepsilon_{cc}$  es la deformación unitaria del concreto en el punto de mayor esfuerzo a la compresión,  $f'_{cc}$  es la resistencia a la compresión máxima del concreto confinado,  $f'_c$  es la resistencia máxima del concreto sin confinar,  $\varepsilon_{co}$  es la deformación unitaria del concreto sin confinar en el punto de mayor esfuerzo (típicamente asumido como 0.002) y  $E_c$  es el módulo de elasticidad tangente del concreto el cual usualmente es confinado definido por

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 60000 \sqrt{f'_c} \text{ (Psi)}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Para secciones rectangulares el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral ( $f_l$ ), está en función del coeficiente de confinamiento efectivo  $C_e$ , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinada y el área del núcleo rodeado del centro de línea del estribo ( $C_e = 0.75$  para secciones rectangulares), del área transversal  $\rho$  y del esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento  $f_{yh}$ . Cuando las secciones cuentan con diferentes áreas de refuerzo transversal  $\rho_{ax}$  y  $\rho_{ay}$  en las direcciones principales, los esfuerzos de confinamiento lateral se calculan como:

$$f_{lx} = C_e \rho_{ax} f_{yh}$$

$$f_{ly} = C_e \rho_{ay} f_{xh}$$

Dónde.

$$\rho_{ax} = \frac{A_{shx}}{h_{cy} s'}$$

$$\rho_{ay} = \frac{A_{shy}}{h_{cx} s'}$$

Donde  $\rho_{ax}$  y  $\rho_{ay}$  son las cuantías del refuerzo transversal en las direcciones x e y respectivamente. Además  $s$  es la distancia entre los estribos (centro a centro),  $h_{cx}$  y  $h_{cy}$  son las dimensiones del núcleo del elemento medidos desde el estribo perimetral centro a centro en las direcciones x e y como se observan en la figura 8.11.

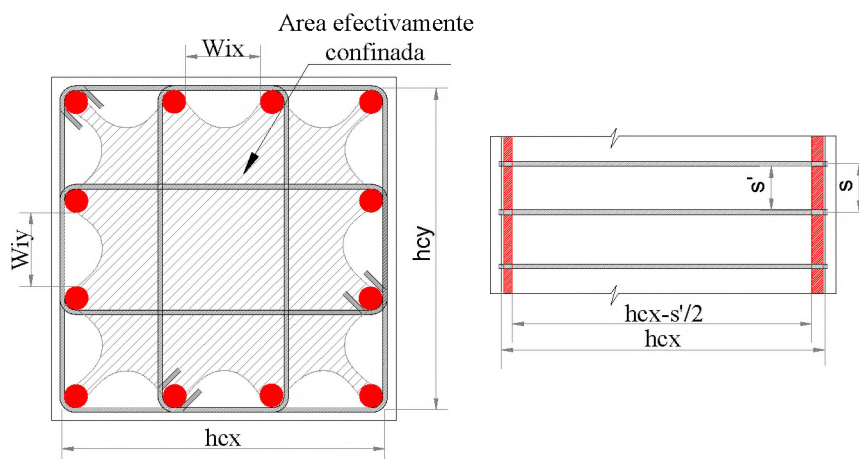


Fig. 8.11: Confinamiento efectivo del concreto y el mecanismo de arco en columna de sección rectangular.

A partir del esfuerzo lateral de confinamiento en cada dirección ( $f_{lx}$ ,  $f_{ly}$ ) se determina la relación entre los esfuerzos máximos del concreto confinado y sin confinar ( $f'_{cc} / f'_{c}$ ), utilizando el diagrama de la figura 8.12 [40], con  $f_{lx} > f_{ly}$

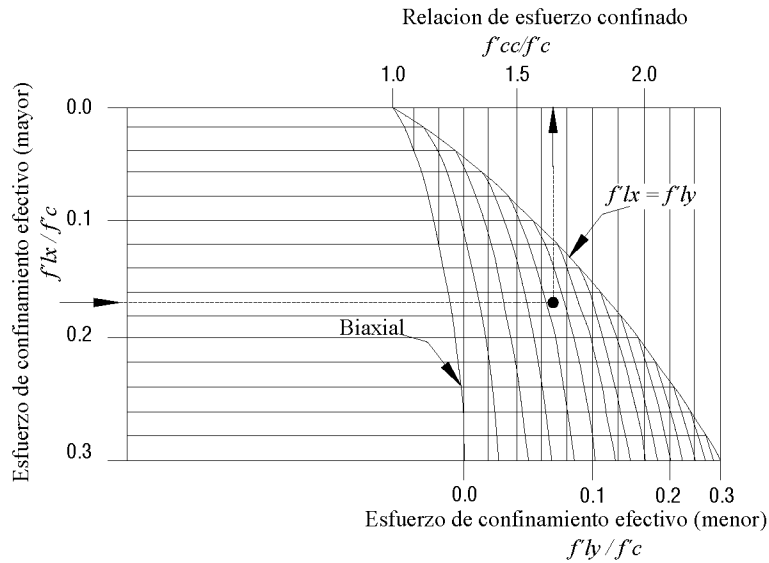


Fig. 8.12: Relación de esfuerzos para concreto confinado y sin confinar.

En el caso que  $f'lx=f'ly$  (columnas cuadradas con igual refuerzo en ambas direcciones), para el cálculo de  $(f'cc/f'c)$ , se emplea la siguiente expresión.

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} - 1.254 \right)$$

La deformación última ocurre cuando se fractura el acero transversal de confinamiento, y puede ser estimado igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal en la fractura con el incremento de energía absorbido por el concreto, una estimación conservadora está dada por la siguiente ecuación [52]:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

El coeficiente de confinamiento efectivo  $Ce$ , es un factor que modifica la presión lateral suministrada por el refuerzo transversal, para tomar en cuenta que la presión de confinamiento puede solo ser ejercido efectivamente en partes del núcleo del concreto, donde el esfuerzo de confinamiento se desarrolla completamente debido a la acción del arco. En la figura 8.11 se muestra la acción de arco en secciones rectangulares la cual se desarrolla entre las capas de refuerzo y en el núcleo del perímetro (horizontalmente entre barras longitudinales). El coeficiente de confinamiento  $Ce$  esta dado por:

$$C_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_{ix})^2}{6h_{cx}h_{cy}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2h_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{h_{cy}}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde,  $s'$  es la distancia libre entre los refuerzos transversales en el lugar de confinamiento,  $w'_{ix}$  y  $w'_{iy}$  es la distancia libre entre las barras longitudinales completamente restringidas por el refuerzo transversal, como se observa en la figura 8.11.

Para obtener la resistencia del concreto confinado para secciones rectangulares, la presión lateral de confinamiento efectivo ( $f'l$ ) se promedia como se muestran en la siguiente relación.

$$\rho_v = \rho_{ax} + \rho_{ay} = 2\rho_a$$

$$f'l = 0.5C_e\rho_v f_{yh}$$

### 8.6.3 Modelo del concreto no confinado

El concreto sin confinar sigue la misma curva del concreto confinado, con una presión de confinamiento lateral ( $f'l$ ) igual a 0. La porción de la rama descendente para la deformación mayor a  $2\varepsilon_{co}$  se asume como una línea recta que alcanza  $f'c=0$  en la deformación del concreto de aplastamiento ( $\varepsilon_{sp}$ ).

### 8.6.4 Modelo del acero de refuerzo

Existen diferentes tipos de acero de refuerzo para proyectar estructuras dúctiles de concreto armado. Éstos se clasifican de acuerdo a sus prestaciones principales, dentro de las que se encuentran los valores de los esfuerzos de fluencia, máxima y última, así como de deformaciones de fluencia, máxima y última. El modelo seleccionado para representar el comportamiento del acero es el modelo trilineal como se muestra en la figura 8.13.

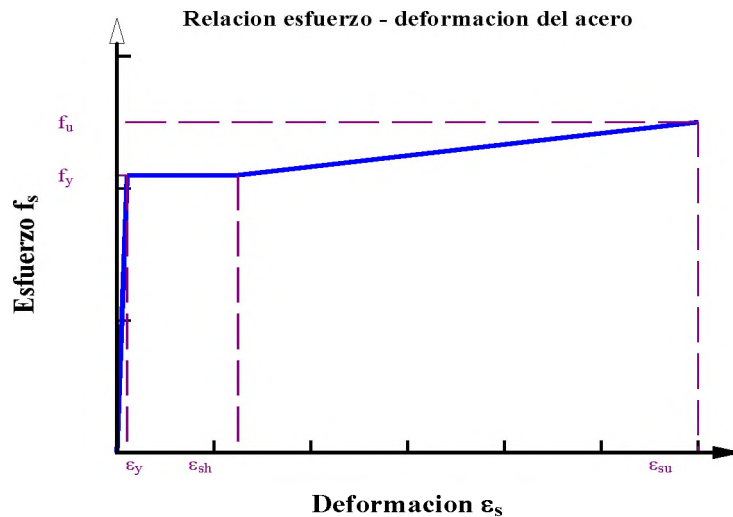


Fig. 8.13: Modelo trilineal de la curva esfuerzo-deformación del acero

### Rango Elástico

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

### Fluencia.

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y$$

### Deformación por endurecimiento

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

$$f_s = \left[ f_y + (f_u - f_y) \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right) \right]$$

Los parámetros que definen el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación del acero en las ecuaciones anteriores son los siguientes:

$f_y$ : esfuerzo de fluencia.

$f_u$ : esfuerzo último.

$\varepsilon_y$ : deformación por fluencia

$\varepsilon_{sh}$ : deformación al comienzo del endurecimiento.

$\varepsilon_{su}$ : deformación última.

En la tabla 8.3 se muestran los valores nominales del acero de refuerzo empleados en el análisis de secciones de los elementos de la estructura.



Resistencia a la fluencia	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
Resistencia a la fractura o última	$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	5002
Deformación de fluencia	$\epsilon_{sv}$	0.0021
Deformación al inicio del endurecimiento	$\epsilon_{sh}$	0.025
Deformación en la fractura	$\epsilon_{su}$	0.12
Modulo de elasticidad	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2030000

Tabla 8.3: Características del acero de refuerzo recomendado para un diseño dúctil de estructuras de concreto armado

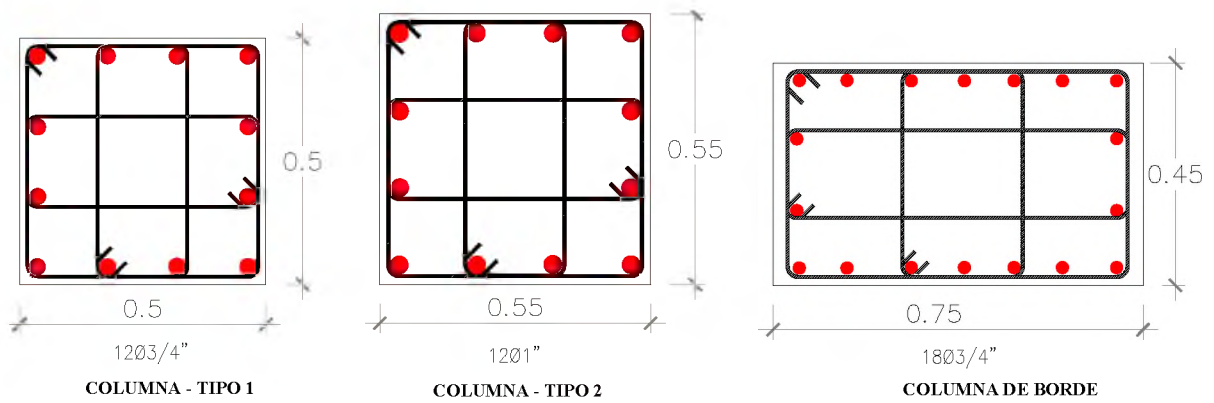


Fig. 8.14: Tipo de columnas de concreto armado en el edificio de ocho niveles

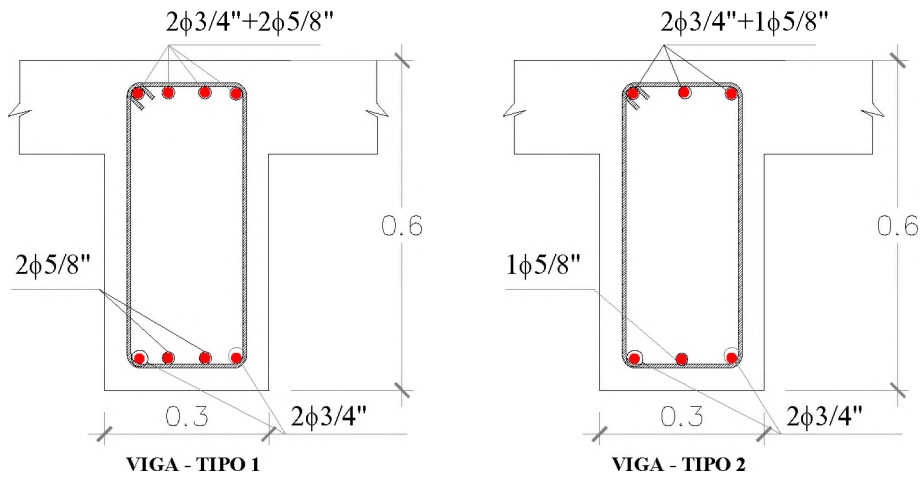


Fig. 8.15: Tipos de vigas de concreto armado en el edificio de ocho niveles.

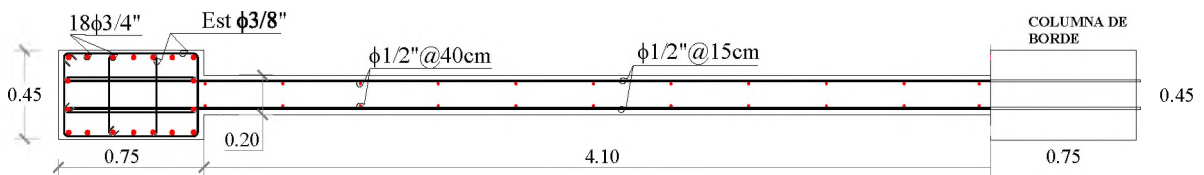


Fig. 8.16: Muro de corte de concreto armado en el edificio de ocho niveles.

En la tabla 8.4, se observan los valores de los parámetros obtenidas para las regiones confinadas de columnas, vigas y muros de cortante. Estos parámetros se obtienen del modelo de Mander del concreto confinado y sin confinar, las cuales se emplean en el cálculo de la relación momento curvatura.

Parámetros			COL50X50	COL55X55	COL45x75	VIG30X60
Esfuerzo máximo del concreto confinado	$f'_{cc}$	kg/cm <sup>2</sup>	325.43	319.17	350.99	226.91
Deformación unitaria del concreto en el punto de mayor esfuerzo a la compresión	$\epsilon_{cc}$	cm/cm	0.0075	0.0072	0.0087	0.0028
Esfuerzo asociada al agotamiento del concreto	$F_u$	kg/cm <sup>2</sup>		264.31		93.185
Deformación de agotamiento del concreto	$\epsilon_{cu}$	cm/cm	0.034	0.0314	0.0405	0.026
Deformación máxima del concreto	$\epsilon_{cmax}$	cm/cm	0.01	0.01	0.01	0.01
Modulo de elasticidad secante del concreto confinado en el máximo esfuerzo	$E_{sec}$	kg/cm <sup>2</sup>	4.34E+04	4.43E+04	4.03E+04	8.09E+04
Modulo de elasticidad tangente del concreto	$E_c$	kg/cm <sup>2</sup>	2.17E+05	2.17E+05	2.17E+05	2.17E+05

Tabla 8.4: Parámetros de confinamiento en columnas, vigas y elementos de borde

### 8.6.5 Análisis de la relación momento (M)-curvatura ( $\phi$ )

El comportamiento a flexión de una sección de concreto armado, depende de la relación momento-curvatura y la carga axial. La relación momento-curvatura, depende de las propiedades del material, la geometría y la disposición de los refuerzos en la sección transversal de los elementos. Es importante realizar suposiciones apropiadas de la curva esfuerzo-deformación de los materiales para una predicción precisa de la relación  $M-\phi$ .

Elemento	Xtract				Sap2000			
Viga 30X60	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	240.52	$\epsilon_{cc}$	0.0035	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	239.56	$\epsilon_{cc}$	0.004
	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	169.90	$\epsilon_{cu}$	0.0150	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	173.21	$\epsilon_{cu}$	0.014
Columna 55x55	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	319.17	$\epsilon_{cc}$	0.0072	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	317.10	$\epsilon_{cc}$	0.007
	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	272.86	$\epsilon_{cu}$	0.0268	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	271.69	$\epsilon_{cu}$	0.026
Columna 50x50	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	327.76	$\epsilon_{cu}$	0.0076	$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	325.50	$\epsilon_{cc}$	0.007
	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	280.74	$\epsilon_{cu}$	0.0289	$f'_{cu}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	279.36	$\epsilon_{cu}$	0.028

Tabla 8.5: Parámetros de confinamiento en columnas, vigas y elementos de borde, obtenidas mediante el programa Xtract y el Sap 2000.

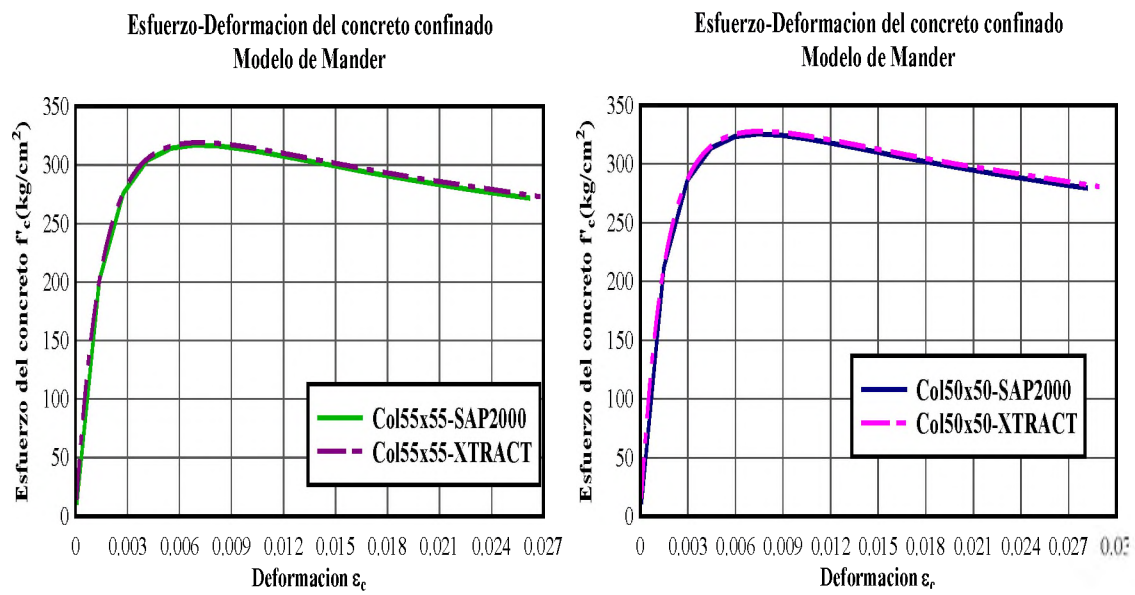


Fig. 8.17: Comparación de la relación esfuerzo–deformación del concreto confinado utilizando Xtract y Sap2000-SD Section en la Columna de 55x55cm y 50x50cm.

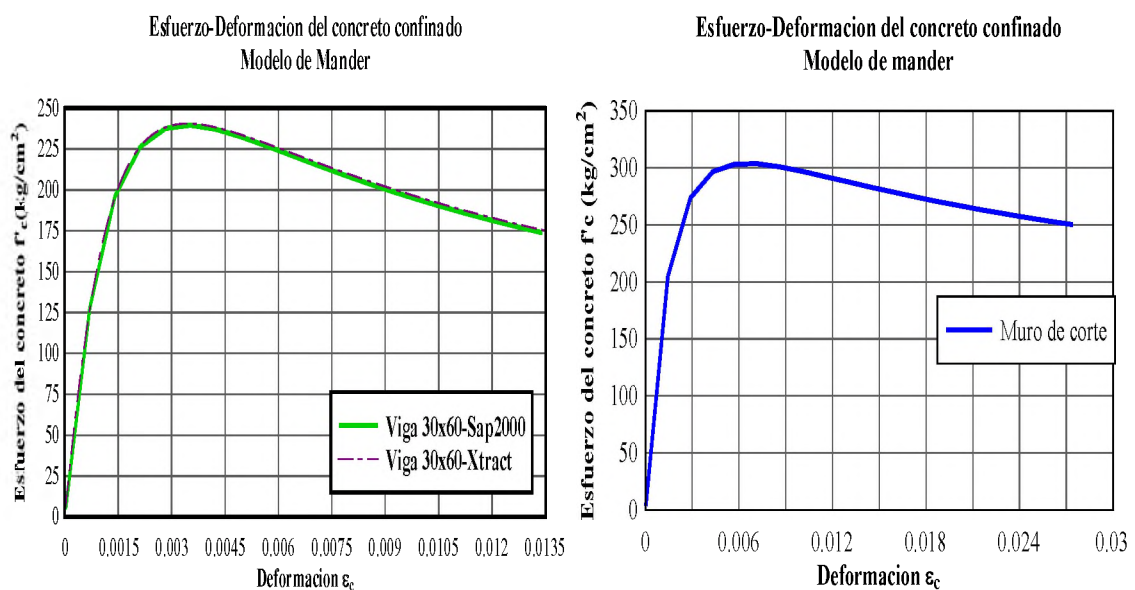


Fig. 8.18: Comparación de la relación esfuerzo–deformación del concreto confinado utilizando Xtract y Sap2000-SD Section de la Viga de 30x60 cm y muros de corte.

Además para la construcción del diagrama momento-curvatura de columnas y muros de corte se considera como carga axial la suma de carga muerta y un 25% de las cargas vivas como se muestra en la tabla 8.6.

		CARGA AXIAL- (D +0.25L) (t)							
SECCIÓN	UBICACIÓN	1º NIVEL	2º NIVEL	3º NIVEL	4º NIVEL	5º NIVEL	6º NIVEL	7º NIVEL	8º NIVEL
COL 50x50	ESQUINA	82.26	71.66	61.07	50.59	40.18	29.82	19.52	9.19
COL 50x50	CENTRAL			160.39	132.4	104.73	77.34	50.15	23.09
COL 55x55	CENTRAL	218.51	189.24						
PLACA	PERIMETRAL	244.71	214.92	184.71	153.91	122.71	91.18	59.4	27.52

Tabla 8.6: Cargas axiales en columnas y placas

Para el cálculo de la relación momento curvatura se hacen algunas consideraciones que a continuación se detallan.

- La carga axial actuante en cada columna tanto en la parte superior como en la base de la columna estarán definidos por la carga muerta más el 25% de la carga viva. Si la diferencia entre la carga axial de la parte superior e inferior es menos del 10%, puede realizarse una simplificación adicional asumiendo la misma carga axial para ambos lugares. La carga muerta generalmente corresponde a la relación  $P/P_n$  de la columna entre 0.05 y 0.35, donde  $P_n$  es la capacidad nominal que soporta la sección, estimado según el ACI 318 como  $f'cA_g$ .
- Se emplean la resistencia esperada del material y la relación  $(\sigma-\epsilon)$  para el concreto y el acero según el modelo descrito con anterioridad.
- La falla de la sección será definida como la fractura del refuerzo, cuando alcanza la deformación última  $\epsilon_{su}$  o el aplastamiento del concreto confinado  $\epsilon_{cu}$ .
- La capacidad plástica  $M_p$  se define mediante el equilibrio de áreas entre las curvas  $(M-\phi)$  real e idealizado más allá del punto de fluencia.
- La curvatura plástica  $\phi_p$  se define entre las curvaturas última y curvatura de fluencia ( $\phi_p = \phi_u - \phi_y$ ), y la capacidad de ductilidad de la columna, viga y placa como ( $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ ).
- El análisis del momento-curvatura de la sección de la columna con simetría biaxial se deben repetir para los ejes de flexión fuerte y débil bajo cargas axiales de gravedad y otras cargas axiales especificadas.
- La curva momento-curvatura idealizada esta dado por un segmento elástico inicial que atraviesa “la primera fluencia”, y extrapolada para la resistencia nominal de flexión,  $M_n$ , y un segmento de post fluencia conectada a la resistencia y curvatura última.

- La “primera fluencia” de la sección se define como el momento  $M_y$  y curvatura  $\phi'_y$  cuando la sección alcanza primero la deformación de tensión de fluencia del refuerzo  $\epsilon_y=f_y/E_s$ , o la fibra extrema de compresión del concreto alcanza una deformación de 0.002, la que ocurra primero.
- La resistencia nominal de flexión,  $M_n$ , se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004, o la deformación de tracción del refuerzo alcanza 0.01, la que ocurra primero. Así la curvatura de fluencia está dada por la siguiente expresión  $\phi_y = \frac{M_n}{M_y} \phi'_y$ .
- La resistencia última  $M_u$  y curvatura última  $\phi_u$  se desarrolla cuando la fibra extrema de compresión alcanza el límite de desempeño “Cv” ó cuando la deformación del concreto alcanza el límite de desempeño “Siv” [57]. Finalmente se conectan cada uno de los puntos mencionados para obtener la relación momento curvatura bilineal idealizada como se observan en las figuras 8.19.

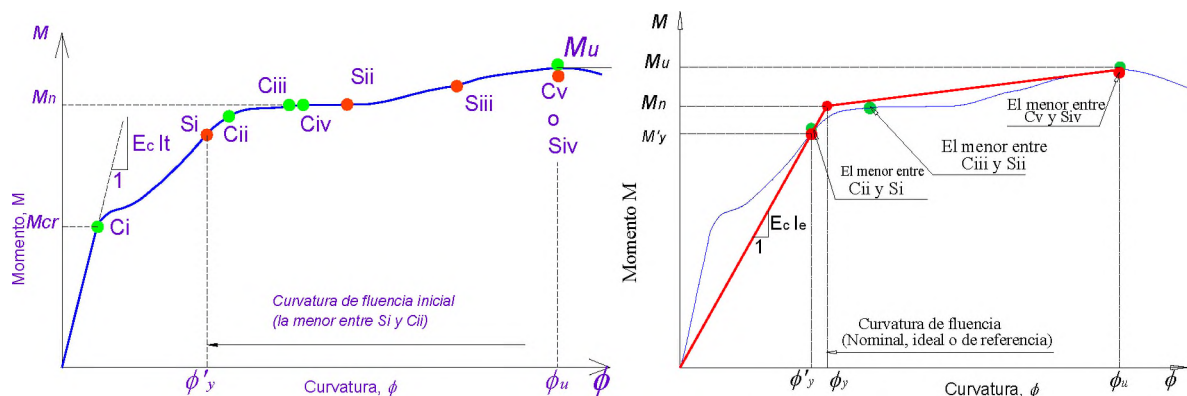
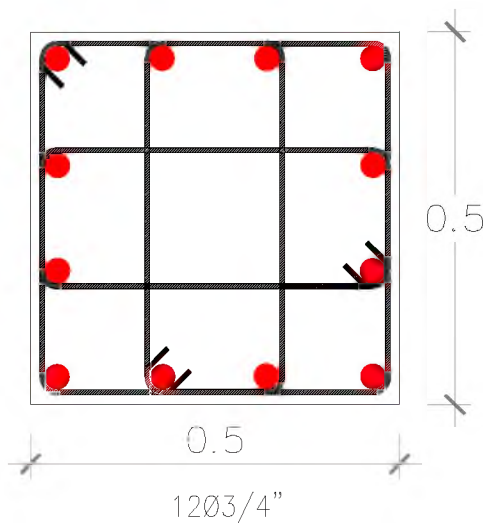


Fig. 8.19: Relación momento-curvatura y aproximación bi-lineal.

Para obtener los valores correspondientes al punto de primera fluencia ( $\phi'_y, M_y$ ), fluencia nominal ( $\phi_y, M_n$ ), capacidad última ( $\phi_u, M_u$ ) y la ductilidad por curvatura ( $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ ) se emplean los programas Xtract [31] y el Sap2000 V14 con el propósito de verificar los resultados.

Debido a que las secciones de las columnas y las armaduras están distribuidas simétricamente los diagramas de momento curvatura y momento rotación se calcularán para un solo sentido.



Características del refuerzo de COL 50x50 cm	
Altura de columna, h (cm)	50
Ancho de columna, b (cm)	50
Recubrimiento del concreto (cm)	4
Diámetro de la barra longitudinal, (in)	12Ø3/4"
Cuantía del refuerzo longitudinal, $\rho_l$ (%)	1.13%
Distancia promedio entre ramas del refuerzo en x, h'x (cm)	10.40
Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección x, $\rho_{sx}$ (%)	0.7%
Distancia promedio entre ramas del refuerzo en y, h'y (cm)	10.40
Cuantía geométrica de refuerzo de confinamiento en la dirección y, $\rho_{sy}$	0.7%
Espaciamiento de estribos, Sh (cm)	10
Área transversal de la barra de 3/8" (cm <sup>2</sup> )	0.713

Fig. 8.20: Columna CA1-50x50 cm y sus características geométricas para el cálculo de momento curvatura con el Sap2000

A continuación se detalla el cálculo de algunos puntos importantes en la relación momento curvatura para la columna CA1 (columna ubicada en la intersección de los ejes A y 1) de sección 50x50cm, que soporta una carga axial de  $P_u=82.26t$  en el primer nivel. Se inicia calculando el punto **Ci** ( $\phi_{cr}$ , **Mcr**) el cual corresponde al primer agrietamiento del recubrimiento del concreto no confinado. Este punto se calcula mediante la siguiente relación

$$\phi_{cr} = \frac{fr}{E_c y_t} \text{ y } M_{cr} = \frac{fr I_g}{y_t} :$$

Donde:

$$fr = 2\sqrt{f'_c} = \text{Modulo de rotura y}$$

$y_t$ = Distancia del centroide de la sección a la fibra extrema en tracción.

$\phi_{cr} = 0.00074 \text{ rad/m}$  y  $M_{cr} = 6.82 \text{ t-m}$ .

Despues de producirse el primer agrietamiento, se alcanza el estado límite del acero **Si**, que corresponde a la primera fluencia de la barra de refuerzo en tensión mas alejado, la cual ocurre cuando la deformación por tensión en la fibra del acero mas alejado  $\epsilon_s$

alcanza la deformación de fluencia  $\varepsilon_y$  mostrado en la tabla 8.6 y en la figura 8. 20. El momento de la primera fluencia  $M'$  y curvatura  $\phi'$  y son iguales a 37.064 t-m y 0.009 rad/m.

El estado límite **Sii** y **Ciii** se encuentran ubicados muy cercanos el uno del otro en la relación momento curvatura. **Sii** se alcanza cuando la deformación del acero  $\varepsilon_s$  alcanza un 1% en la fibra mas alejada en tensión, mientras **Ciii** se alcanza cuando en la fibra extrema en compresión del concreto no confinado alcanza una deformación  $\varepsilon_{cc}$  de 0.4%. El primero que ocurra entre **Sii** y **Ciii** da el momento esperado de la sección transversal del elemento. Estos se identifican como el momento  $M_n$  y la curvatura  $\phi_n$  iguales a 42.714 t-m y 0.03 rad/m.

Sucesivamente se alcanza el estado límite del concreto **Ciii**, que corresponde al aplastamiento del concreto de recubrimiento más profundo, y ocurre cuando la deformación por compresión de la fibra extrema de concreto confinado  $\varepsilon_{cc}$  alcanza el valor de 0.4%.

El siguiente estado límite **Siii**, corresponde al inicio del pandeo de la barra de refuerzo longitudinal. Puesto que esto depende de la acumulacion de la deformación del acero, se define en terminos de la diferencia entre la deformación en tensión de la fibra extrema del refuerzo  $\varepsilon_s$  (positivo) y la deformación en compresión de la fibra extrema del concreto  $\varepsilon_{cc}$  (negativo). La relación empírica que ubica este estado límite esta dado por la siguiente relación.

$$\varepsilon_s - \varepsilon_{cc} = \frac{10 - \frac{s_h}{d_{bl}}}{100} = 0.0475 .$$

Donde  $s_h$  es el espaciamiento del estribo y  $d_{bl}$  es el diámetro del refuerzo longitudinal.

Finalmente el estado límite del acero **Siv**, corresponde a la fractura del refuerzo longitudinal, y se alcanza cuando:

$$\varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{14 - \frac{4s_h}{3d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2} = 0.0609 .$$

Para éste el que gobierna es la deformación acumulada del acero, el cual representa el último punto de la relación momento curvatura que se identifica como  $(\phi_u, M_u)$ , y son iguales a 0.135 rad/m y 40.956 t-m. A continuación se resumen estos puntos en la tabla 8.7 y en la figura 8.21.

Secuencia de formación de los estados límite de columna 50x50				
Desempeño	Deformación del concreto $\epsilon_c$	Deformación del acero $\epsilon_s$	Curvatura $\phi$ (rad/m)	Momento M (t-m)
Ci	-0.0003622	-0.00002883	0.00074	6.82
Si	-0.002	0.002	0.009	37.064
Cii	-0.002	0.003	0.012	39.585
Ciii	-0.004	0.009	0.030	42.714
Sii	-0.005	0.010	0.033	42.190
Siii	-0.0153	0.0327	0.1065	40.7456
Siv	-0.019	0.042	0.135	40.956
Cv	-0.049	0.086	0.300	39.871

Tabla 8.7: Límites de desempeño del concreto y del acero de refuerzo

Momento M-curvatura  $\phi$ - Columna 50x50 cm  
Carga axial P = 82.26 t

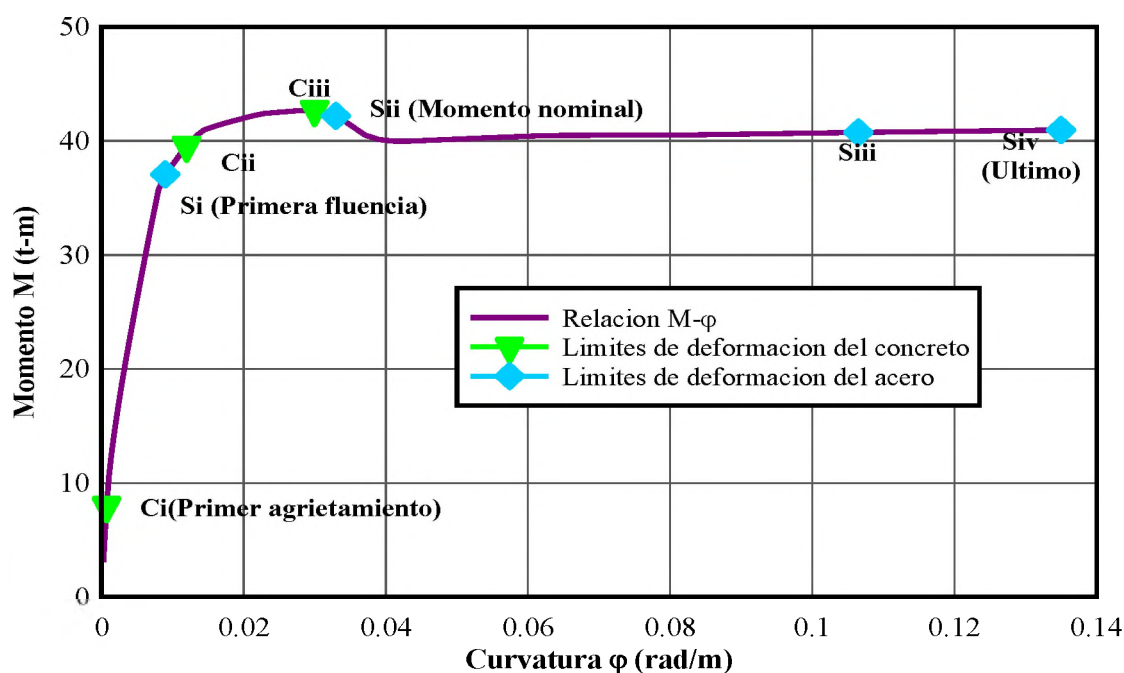


Fig. 8.21: Relación momento curvatura y estados límite de deformación.

### Idealización bilineal.

La relación momento-curvatura mostrada en la figura 8.21 se idealiza mediante dos segmentos, la cual sirve como entrada para el análisis estático incremental no lineal o pushover. Se inicia uniendo el origen con el punto idealizado de fluencia  $M_y$  y  $\phi_y$ . La fluencia idealizada está definida como la intersección de la línea secante que pasa a través de la primera fluencia y la línea horizontal que pasa a través del momento



nominal. Esto se identifica como el momento  $M_n$  y la curvatura  $\phi_y$  y son iguales a 0.010356 rad/m y 42.7148 t-m. El segundo segmento inelástico conecta el punto de la fluencia idealizada con el último punto. El último punto se identifica como el Momento  $M_u$  y curvatura  $\phi_u$ . Los valores que corresponden a este punto son 0.1351 rad/m y 40.956 t-m. En la tabla 8.8 se resumen los puntos importantes de la bilinealización de la relación momento curvatura.

MOMENTO – CURVATURA IDEALIZADA		
	Curvatura $\phi$ (rad/m)	Momento M (t-m)
Origen	0.000000	0.0000
Primera fluencia ( $\phi'y, M'y$ )	0.008986	37.0644
Fluencia idealizada ( $\phi_y, M_n$ )	0.010356	42.7148
Ultimo ( $\phi_u, M_u$ )	0.135100	40.9558

Tabla 8.8: Puntos de la relación momento curvatura bilineal.

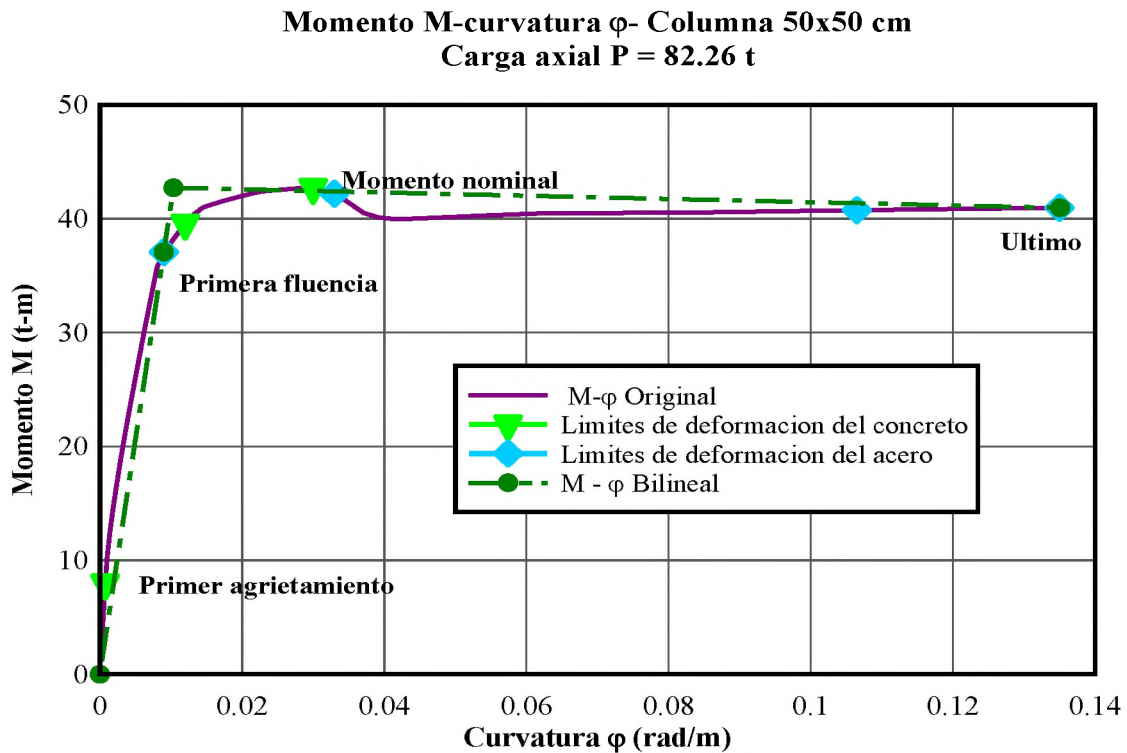


Fig. 8.22: Idealización bilineal de la relación momento-curvatura de columna 50x50 cm.

Continuando con el análisis de la columna CA1 del primer piso. En el diagrama momento-curvatura bilineal idealizada como se muestra en la figura. 8.23, se ubican los

puntos de los niveles de desempeño operacional (IO) y de seguridad de vida (LS), los cuales se definen por los estados límites Sii y Siv respectivamente.

Adicionalmente, con fines de utilizar el programa ETABS se incluirá un tercer punto, al que le corresponderá el nivel de desempeño Cerca del Colapso (CP). No es objetivo de la presente tesis evaluar estos dos últimos puntos ya que solo servirá de manera referencial.

PUNTOS DE DESEMPEÑO				
<b>Ocupación inmediata (IO)</b>	<b>Ciii</b>	<b>Sii</b>	<b>Curvatura (rad/m)</b>	<b>Momento (t-m)</b>
	-0.004	0.0103	0.029600	42.44344
<b>Seguridad de Vida (LS)</b>	<b>Siv</b>	<b>Cv</b>	<b>Curvatura (rad/m)</b>	<b>Momento (t-m)</b>
	0.042	-0.058	0.135100	40.96
<b>Cerca al Colapso (CP)</b>			0.141855	16.38

Tabla 8.9: Matriz de comportamiento de la sección de columna CA1(50x50 cm) con carga axial  $P_u = -82.26$  t

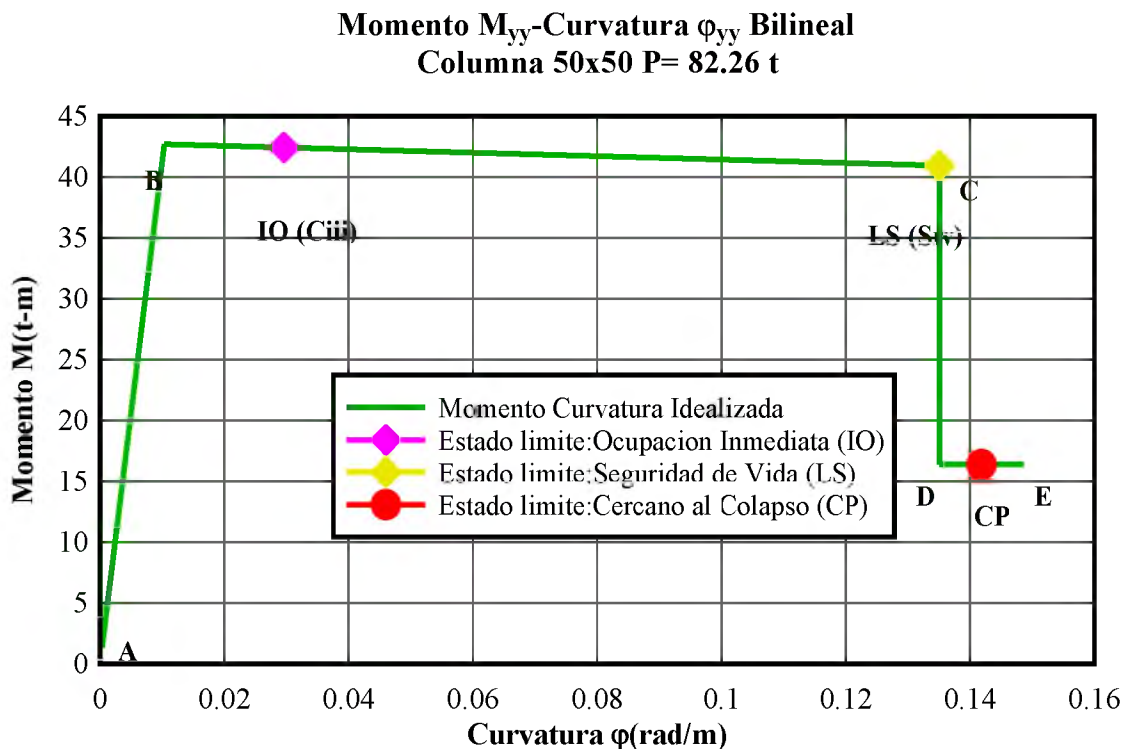


Fig. 8.23: Ubicación de los puntos del nivel de desempeño sobre la curva Idealizada de la relación momento-curvatura de columna 50x50 cm.

En las siguientes tablas se muestran las matrices del nivel de desempeño de los diversos elementos de la estructura.

PUNTOS DE DESEMPEÑO- COLUMNA ESQUINA (50X50cm)												
Carga axial (t)	Ocupación inmediata (IO)					Seguridad de Vida (LS)					Cercano al Colapso (CP)	
	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)	Secuencia	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)	Secuencia	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)
-82.26	-0.00411	0.00923	0.0296	42.44	Ciii	-0.0193	0.0416	0.1351	40.96	Siv	0.141855	16.382
-71.66	-0.00413	0.01000	0.0314	41.18	Ciii	-0.0182	0.0427	0.1351	39.76	Siv	0.141855	15.903
-61.07	-0.00391	0.01020	0.0314	39.85	Sii	-0.0171	0.0437	0.1351	38.47	Siv	0.141855	15.389
-50.59	-0.00370	0.01040	0.0314	38.48	Sii	-0.0161	0.0448	0.1351	37.12	Siv	0.141855	14.847
-40.18	-0.00351	0.01060	0.0314	36.80	Sii	-0.0151	0.0458	0.1351	35.69	Siv	0.141855	14.274
-29.82	-0.00320	0.01010	0.0296	35.01	Sii	-0.0140	0.0468	0.1351	34.18	Siv	0.141855	13.672
-19.52	-0.00303	0.01030	0.0296	33.19	Sii	-0.0130	0.0478	0.1351	32.60	Siv	0.141855	13.041
-9.19	-0.00285	0.01050	0.0296	31.34	Sii	-0.0120	0.0488	0.1351	30.95	Siv	0.141855	12.378

PUNTOS DE DESEMPEÑO -COLUMNA CENTRAL (50X50cm)												
-160.39	-0.0042	0.0054	0.0214	50.42	Ciii	-0.0248	0.0360	0.1351	47.17	Siv	0.141855	18.87
-132.4	-0.0041	0.0063	0.0229	47.91	Ciii	-0.0235	0.0374	0.1351	45.29	Siv	0.141855	18.12
-104.73	-0.0041	0.0077	0.0262	45.01	Ciii	-0.0216	0.0393	0.1351	43.18	Siv	0.141855	17.27
-77.34	-0.0040	0.0093	0.0296	41.86	Ciii	-0.0188	0.0421	0.1351	40.41	Siv	0.141855	16.16
-50.15	-0.0037	0.0105	0.0314	38.42	Sii	-0.0160	0.0448	0.1351	37.06	Siv	0.141855	14.82
-23.09	-0.0031	0.0102	0.0296	33.84	Sii	-0.0134	0.0475	0.1351	33.16	Siv	0.141855	13.26

PUNTOS DE DESEMPEÑO- COLUMNA CENTRAL (55X55cm)												
Carga axial (t)	Ocupación inmediata (IO)					Seguridad de Vida (LS)					Cercano al Colapso (CP)	
	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)	Secuencia	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)	Secuencia	$\phi$ (rad/m)	M (t-m)
-218.51	-0.0040	0.0043	0.0167	83.42	Ciii	-0.0258	0.0347	0.1218	79.58	Siv	0.12789	31.83
-189.24	-0.0040	0.0049	0.018	81.79	Ciii	-0.0249	0.0357	0.1218	77.59	Siv	0.12789	31.04

PUNTOS DE DESEMPEÑO EN PLACA DEL PRIMER NIVEL												
Ocupación inmediata (IO)						Seguridad de Vida (LS)					Cercano al Colapso (CP)	
Carga axial (t)	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)	Secuencia	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)	Secuencia	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)
-244.71	-0.001818	0.0102	0.002158	1994.2065	Sii	-0.006	0.0552	0.011	2139.5941	Siv	0.011550	855.84

PUNTOS DE DESEMPEÑO EN VIGAS												
Ocupación inmediata (IO)						Seguridad de Vida (LS)					Cercano al Colapso (CP)	
Viga	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)	Secuencia	$\epsilon_c$ (cm/cm)	$\epsilon_s$ (cm/cm)	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)	Secuencia	Curvatura (rad/m)	Momento (t-m)
Tipo I	-0.001652	0.0101	0.0214	21.0436	Sii	-0.0054	0.045	0.0906	21.6395	Siv	0.09513	8.6558
Tipo II	-0.001506	0.0103	0.0214	16.8029	Sii	-0.0051	0.045	0.0906	17.3433	Siv	0.09513	6.93732

De igual manera, como se desarrolló en el ejemplo anterior se calculan los diagramas momento curvatura y sus representaciones bilineales, tanto para las columnas, vigas y muros cortantes, estos cálculos se muestran en las siguientes figuras.

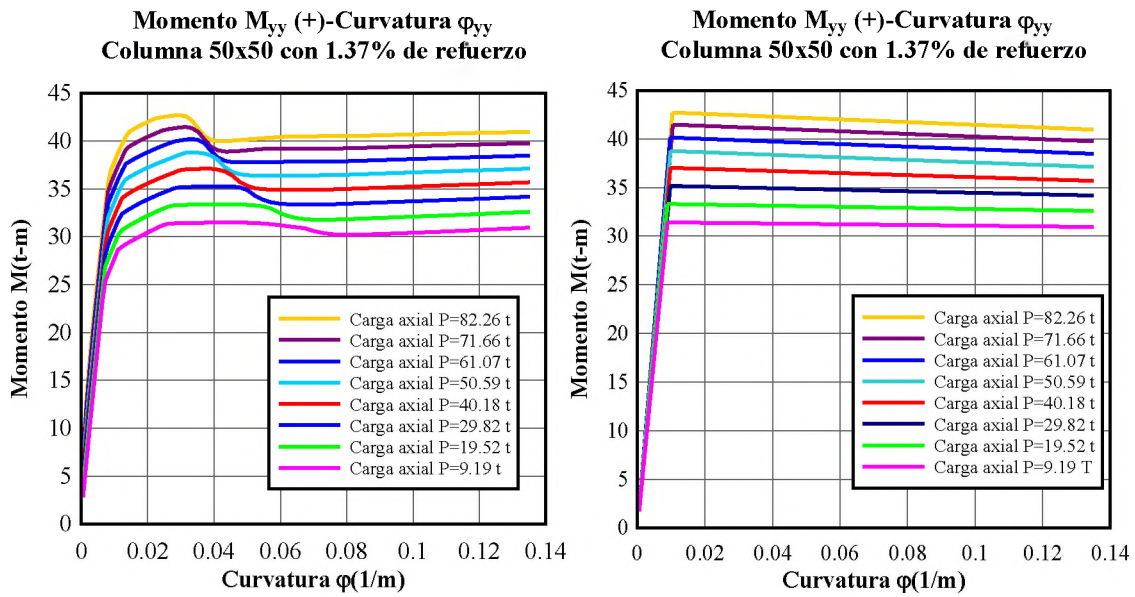


Fig. 8.24: Diagrama momento curvatura de la columna CA1 (50x50 cm) y su representación bilineal

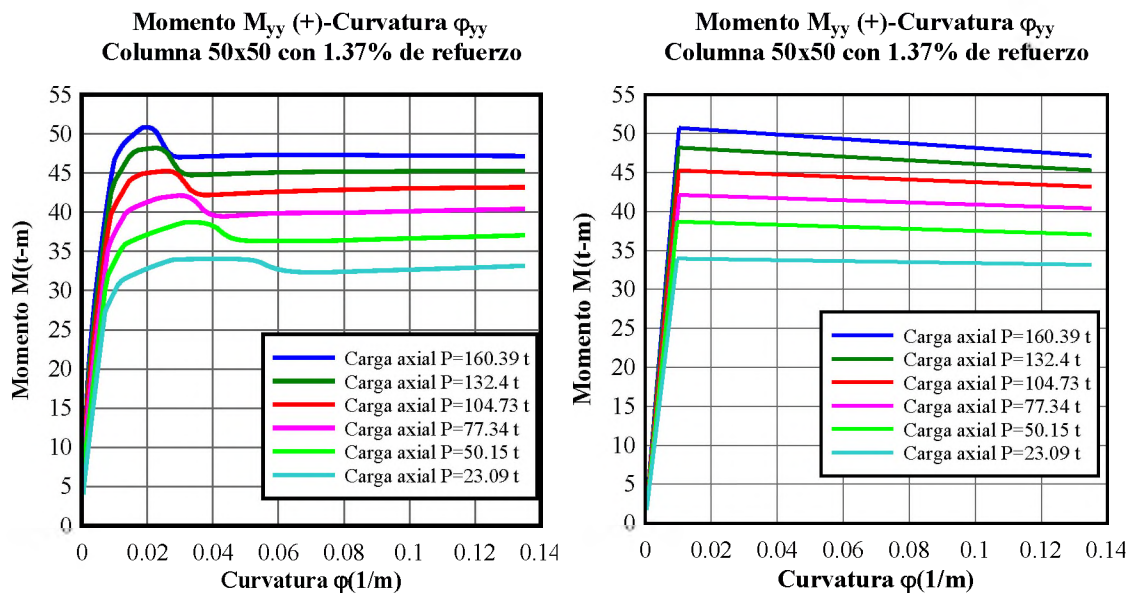


Fig. 8.25: Diagrama momento curvatura de columna CB2 (columna ubicada en la intersección de los ejes B y 2) de 50x50 cm y su representación bilineal

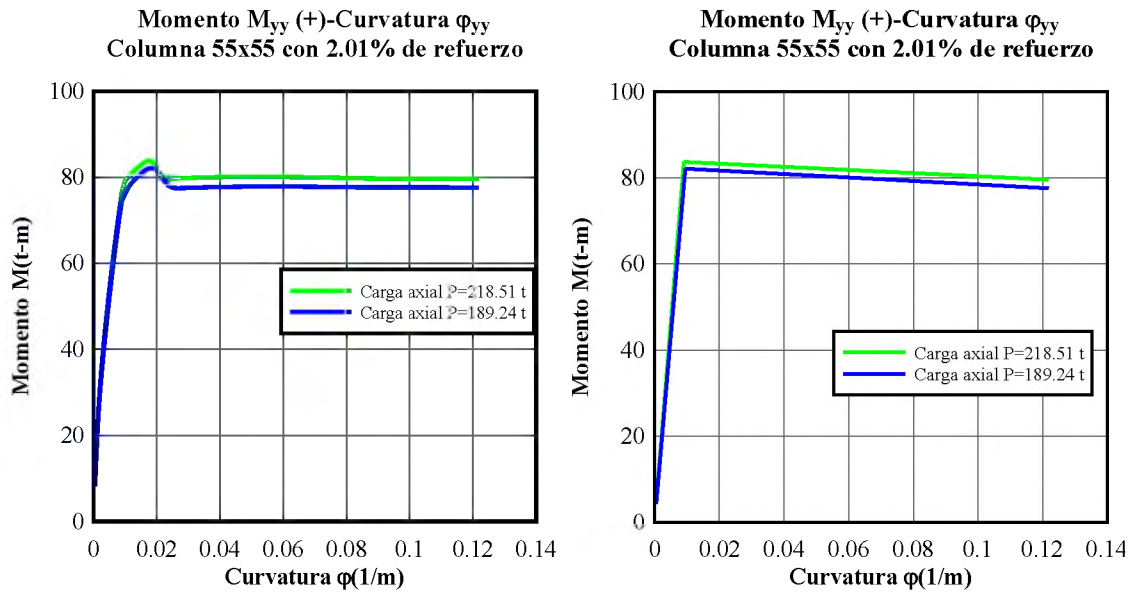


Fig. 8.26: Diagrama momento curvatura de la columna CB2 (55x55 cm) y su representación bilineal

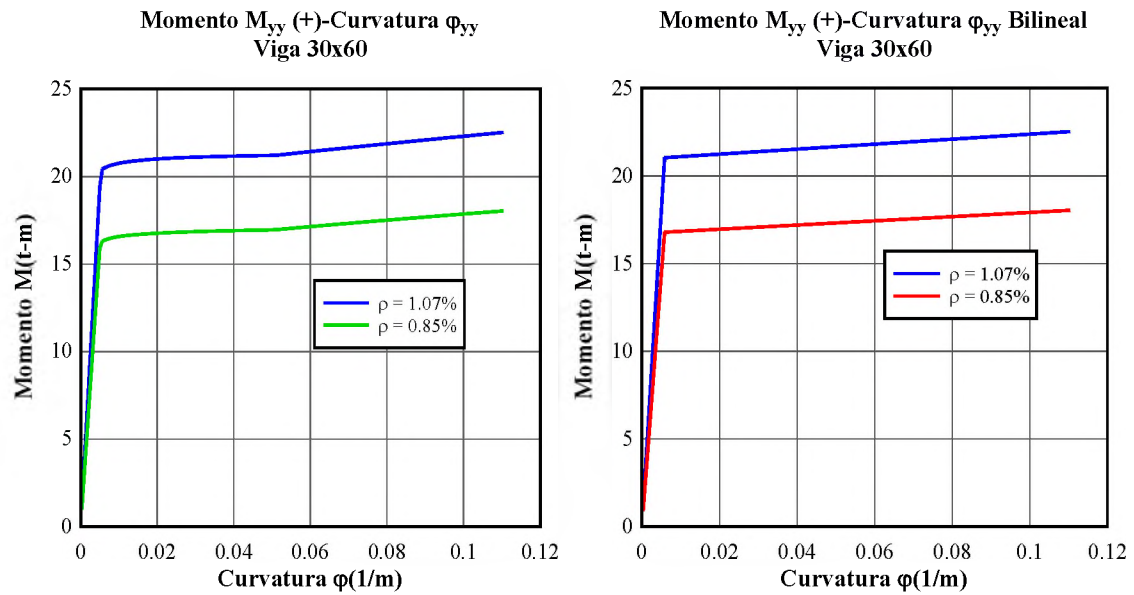


Fig. 8.27: Diagrama momento curvatura de vigas 30x60 cm y su representación bilineal

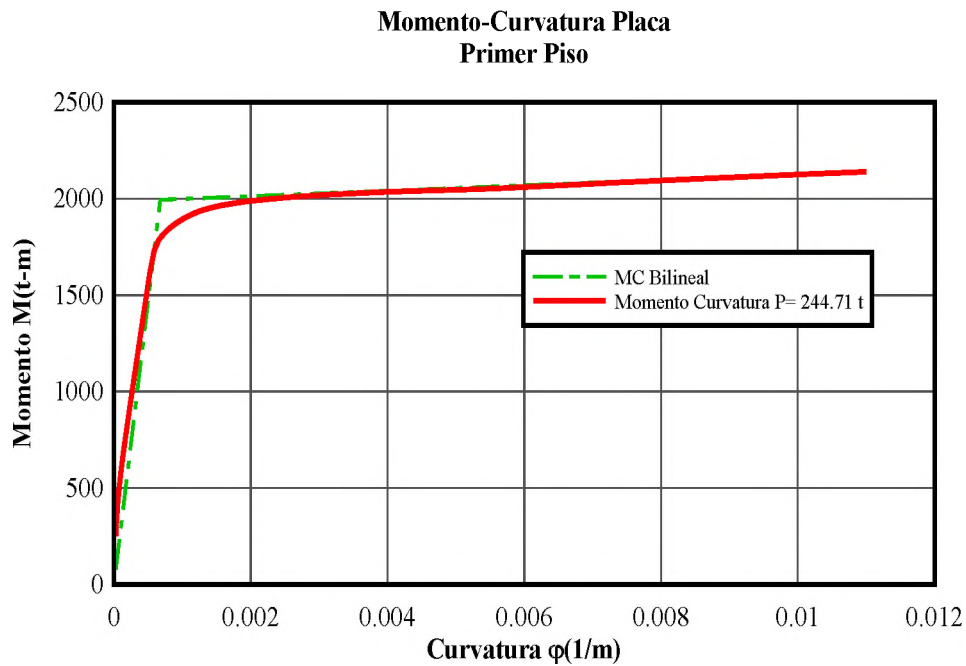


Fig. 8.28: Diagrama momento curvatura de placa del primer piso (eje 1) y su representación bilineal

La representación bilineal de la relación momento curvatura son importantes debido a que ésta se asigna en los programas como el SAP2000 o el ETABS, para relacionar la no linealidad de las secciones transversales.

En las figuras 8.24 hasta el 8.28 se muestran las relaciones momento curvatura obtenidas con el programa Sap2000 para columnas, vigas, placas y sus respectivas representaciones bilineales.

Para determinar la relación momento-rotación, a partir de la relación momento-Curvatura se utiliza el procedimiento utilizado por Park y Paulay [50]. En este procedimiento, se supone que el momento varía linealmente a lo largo de las vigas y columnas con un punto de contra flecha en la mitad del elemento. En base a esta suposición, la relación entre curvatura y rotación en la fluencia se obtiene como sigue.

$$\theta_y = \frac{M_y I_n}{6EI} = \frac{\phi_y I_n}{6}$$

La capacidad a la rotación plástica de los elementos se estima utilizando la siguiente ecuación.

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p$$

Y el valor de la rotación en el momento último se obtiene adicionando la rotación plástica a la rotación de fluencia como sigue.

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p$$

Donde:

$\theta_y$ : rotación de fluencia

$\theta_u$ : rotación última

$\theta_p$ : rotación plástica

$\varphi_y$ : curvatura de fluencia

$\varphi_u$ : curvatura última

$L_p$ : longitud de rótula plástica de la sección

$L_n$ : longitud neta del elemento

La longitud de la rótula plástica,  $L_p$  de un elemento estructural es un parámetro esencial para evaluar la respuesta de una estructura y sus daños, debido a las cargas sísmicas. Numerosas técnicas y modelos están disponibles para estimar la longitud de la rótula plástica. El ATC-40 sugiere que la longitud de la rótula plástica es igual a la mitad de la profundidad de la sección ( $L_p=h/2$ ) en dirección de la carga. Es un valor aceptable la cual generalmente da resultados conservadores. En este estudio se adoptará esta sugerencia para el cálculo de la longitud de la rótula plástica. En las siguientes figuras se muestran la relación momento rotación y su representación bilineal para la columna CA1, para las demás columnas, vigas y placas se presentan los valores de la relación momento rotación en las siguientes tablas.



**Momento  $M_{yy}$  (+)-Rotacion  $\theta_{yy}$   
Columna 50x50 con 1.37% de refuerzo**

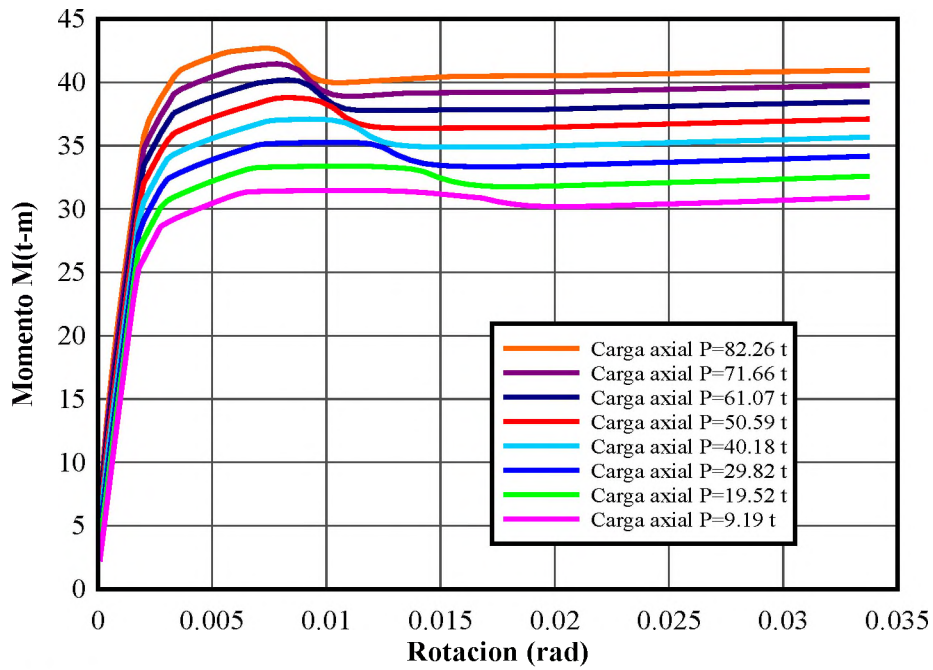


Fig. 8.29: Diagrama momento rotación de la columna CA1 (50x50 cm)

**Momento  $M_{yy}$  (+)-Rotacion  $\theta_{yy}$ -Bilineal  
Columna 50x50cm con 1.37% de refuerzo**

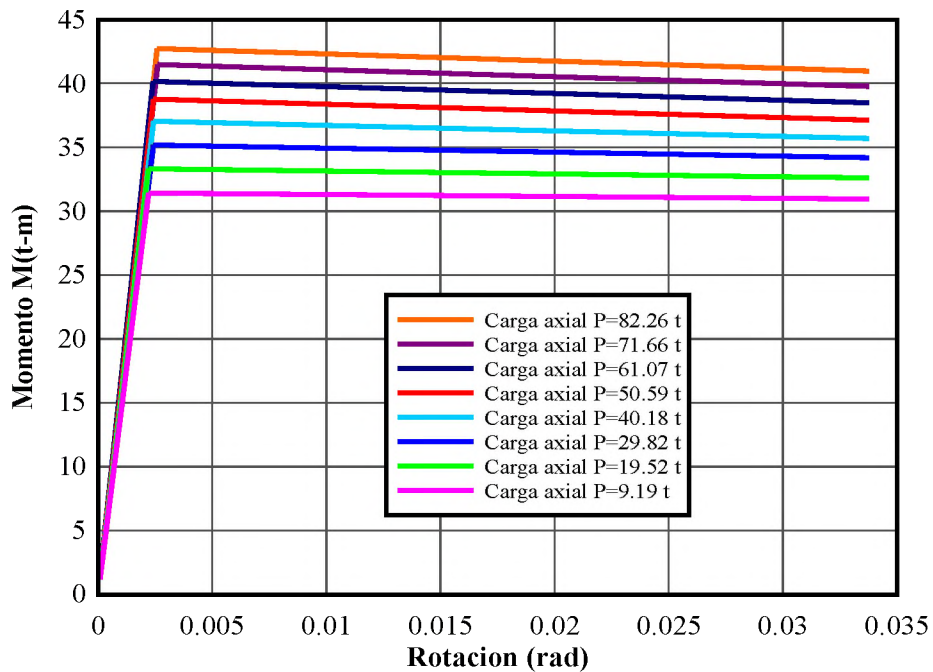


Fig. 8.30: Diagrama momento rotación bilineal de la columna CA1 (50x50 cm).

			PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS												
h(m)		0.5		MOMENTO CURVATURA						ROTACION					
b(m)		0.5		$\phi'y$ (rad/m)	My (t-m)	$\phi y$ (rad/m)	Mn (t-m)	$\phi u$ (rad/m)	Mu (t-m)	$\mu\phi$	ln (m)	Lp (m)	$\theta y$ (rad)	$\theta p$ (rad)	$\theta u$ (rad)
NIVEL	ELEMENTO	APOYO													
PISO 1	COL CA1	INF	8.99E-03	37.06	1.04E-02	42.71	1.35E-01	40.96	13.05	2.4	0.25	4.14E-03	3.12E-02	3.53E-02	
		SUP	8.99E-03	37.06	1.04E-02	42.71	1.35E-01	40.96	13.05	2.4	0.25	4.14E-03	3.12E-02	3.53E-02	
PISO 2	COL CA2	INF	8.99E-03	35.69	1.04E-02	41.47	1.35E-01	39.76	12.94	2.4	0.25	4.18E-03	3.12E-02	3.53E-02	
		SUP	8.99E-03	35.69	1.04E-02	41.47	1.35E-01	39.76	12.94	2.4	0.25	4.18E-03	3.12E-02	3.53E-02	
PISO 3	COL CA3	INF	8.04E-03	33.46	9.64E-03	40.14	1.35E-01	38.47	14.01	2.4	0.25	3.86E-03	3.14E-02	3.52E-02	
		SUP	8.04E-03	33.46	9.64E-03	40.14	1.35E-01	38.47	14.01	2.4	0.25	3.86E-03	3.14E-02	3.52E-02	
PISO 4	COL CA4	INF	8.04E-03	32.05	9.72E-03	38.76	1.35E-01	37.12	13.90	2.4	0.25	3.89E-03	3.13E-02	3.52E-02	
		SUP	8.04E-03	32.05	9.72E-03	38.76	1.35E-01	37.12	13.90	2.4	0.25	3.89E-03	3.13E-02	3.52E-02	
PISO 5	COL CA5	INF	8.04E-03	30.61	9.72E-03	37.03	1.35E-01	35.69	13.90	2.4	0.25	3.89E-03	3.13E-02	3.52E-02	
		SUP	8.04E-03	30.61	9.72E-03	37.03	1.35E-01	35.69	13.90	2.4	0.25	3.89E-03	3.13E-02	3.52E-02	
PISO 6	COL CA6	INF	8.04E-03	29.14	9.70E-03	35.17	1.35E-01	34.18	13.93	2.4	0.25	3.88E-03	3.14E-02	3.52E-02	
		SUP	8.04E-03	29.14	9.70E-03	35.17	1.35E-01	34.18	13.93	2.4	0.25	3.88E-03	3.14E-02	3.52E-02	
PISO 7	COL CA7	INF	7.14E-03	26.84	8.86E-03	33.31	1.35E-01	32.60	15.25	2.4	0.25	3.54E-03	3.16E-02	3.51E-02	
		SUP	7.14E-03	26.84	8.86E-03	33.31	1.35E-01	32.60	15.25	2.4	0.25	3.54E-03	3.16E-02	3.51E-02	
PISO 8	COL CA8	INF	7.14E-03	25.31	8.86E-03	31.42	1.35E-01	30.95	15.25	2.4	0.25	3.54E-03	3.16E-02	3.51E-02	
		SUP	7.14E-03	25.31	8.86E-03	31.42	1.35E-01	30.95	15.25	2.4	0.25	3.54E-03	3.16E-02	3.51E-02	

Tabla 8.10: Propiedades inelásticas en los extremos de las columnas CA1 (columnas ubicadas en la intersección de los ejes A y 1) o columnas esquineras.

			PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS											
			MOMENTO CURVATURA							ROTACION				
NIVEL	ELEMENTO	APOYO	$\phi'y$ (rad/m)	My (t-m)	$\phi y$ (rad/m)	Mn (t-m)	$\phi u$ (rad/m)	Mu (t-m)	$\mu\phi$	ln (m)	Lp (m)	$\theta y$ (rad)	$\theta p$ (rad)	$\theta u$ (rad)

Tabla 8.11: Propiedades inelásticas en los extremos de algunas vigas del eje 2.

			PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS PLACAS											
			MOMENTO CURVATURA							ROTACION				
NIVEL	ELEMENTO	APOYO	$\phi'y$ (rad/m)	My (t-m)	$\phi y$ (rad/m)	Mn (t-m)	$\phi u$ (rad/m)	Mu (t-m)	$\mu\phi$	ln (m)	Lp (m)	$\theta y$ (rad)	$\theta p$ (rad)	$\theta u$ (rad)

Tabla 8.12: Propiedades inelásticas en los extremos de la placa del primer piso.

### 8.6.5.1 Muros de cortante

En el análisis no lineal de muros de corte se tendrán en cuenta si estos trabajan a corte o a flexión. Ensayos de laboratorio han demostrado que para altas relaciones de aspecto ( $h_w/l_w$ ), el comportamiento del muro estará controlado por flexión, mientras que para bajas relaciones lo estará por fuerza cortante. La respuesta de muros con relación ( $h_w/l_w$ ) intermedia está influenciada tanto por corte como por flexión, por lo tanto, los muros de corte (o segmentos de muro) serán consideradas esbeltos si la relación ( $h_w/l_w$ ) es mayor o igual a 3, y será considerada corto si su relación ( $h_w/l_w$ ) es menor o igual que 1.5 [24].

Dado que todos los muros de la estructura analizada son esbeltos, es decir,  $h_w/l_w \geq 3$ , se espera que la respuesta sísmica del muro este dominado por flexión, por lo tanto, debido a este comportamiento el muro tienda a formar una rótula plástica cercana a la base debido a las cargas horizontales severas [24].

Los muros de corte esbeltos se permitirán ser modeladas como elementos equivalentes viga-columna, que incluya deformaciones por flexión y corte. La resistencia por flexión de un elemento viga-columna incluirá la interacción de la carga axial y flexión. La zona de conexión rígida de las vigas con el elemento equivalente viga-columna representará la distancia desde el centroide del muro hasta el borde del muro.

Si se trata de un muro controlado por flexión su comportamiento será idealizado por un Gráfico momento flector-giro hallado teniendo en cuenta la carga axial proveniente de cargas de gravedad el cual incluye el peso propio, cargas de tabiquería, acabados y el 25% de las cargas vivas.

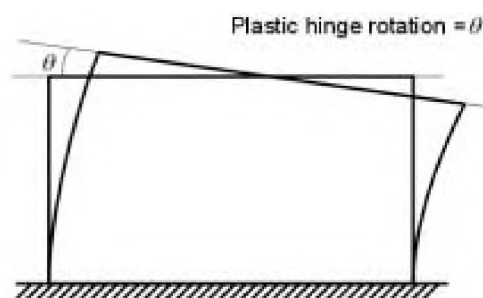


Fig. 8.31: Rotación plástica en un muro controlado por flexión

Donde el muro está gobernado por flexión, la relación carga-deformación debería ser del tipo como se muestra en la figura 8.31. En ésta figura la deformación generalizada es tomada como la rotación sobre la región de rótula plástica. En la figura la rotación en

el punto B corresponde al punto de fluencia,  $\theta_y$ , y está definida por la siguiente expresión.

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I} \right) (L_p)$$

Donde:

$M_y$ : Es el momento de fluencia del muro. Puede calcularse cuando el refuerzo en la zona del borde fluye.

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto.

$I$ : Momento de inercia del elemento.

$L_p$ : Longitud de la rótula plástica asumida.

Si se trata de un muro controlado por corte su comportamiento será idealizado por un Gráfico corte-desplazamiento.

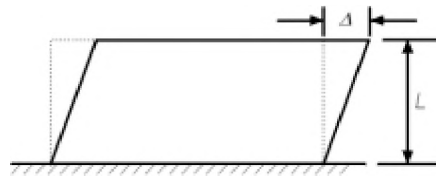


Fig. 8.32: Desplazamiento lateral en un muro controlado por corte.

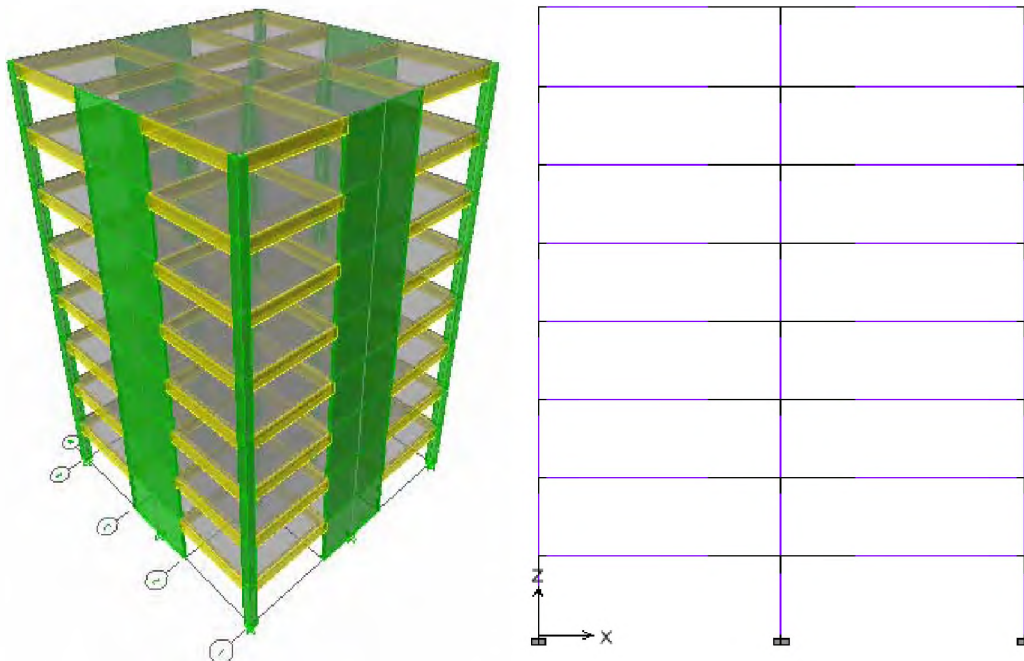


Fig. 8.33: Modelo estructural para el análisis estático no lineal (Pushover).

Para el análisis estático no lineal, las vigas se modelan con una rótula plástica de flexión en los extremos. En las columnas las rótulas plásticas también se ubican en los extremos

y son de flexo compresión. Para los muros de corte, también se consideran por flexo compresión ubicadas en la base del primer nivel, debido a que las placas por su esbeltez solo trabajan a flexión, como se muestran en la figura 8.34. Las rótulas plásticas están considerados que alcancen el nivel de desempeño de ocupación inmediata cuando la barra en tensión alcance una deformación del 1% o cuando la fibra extrema en compresión del concreto alcance 0.004 el primero que ocurra. El nivel de seguridad de vida está asociada cuando el concreto se aplasta o cuando se fractura una de las barras de refuerzo longitudinal, el primero que ocurra.

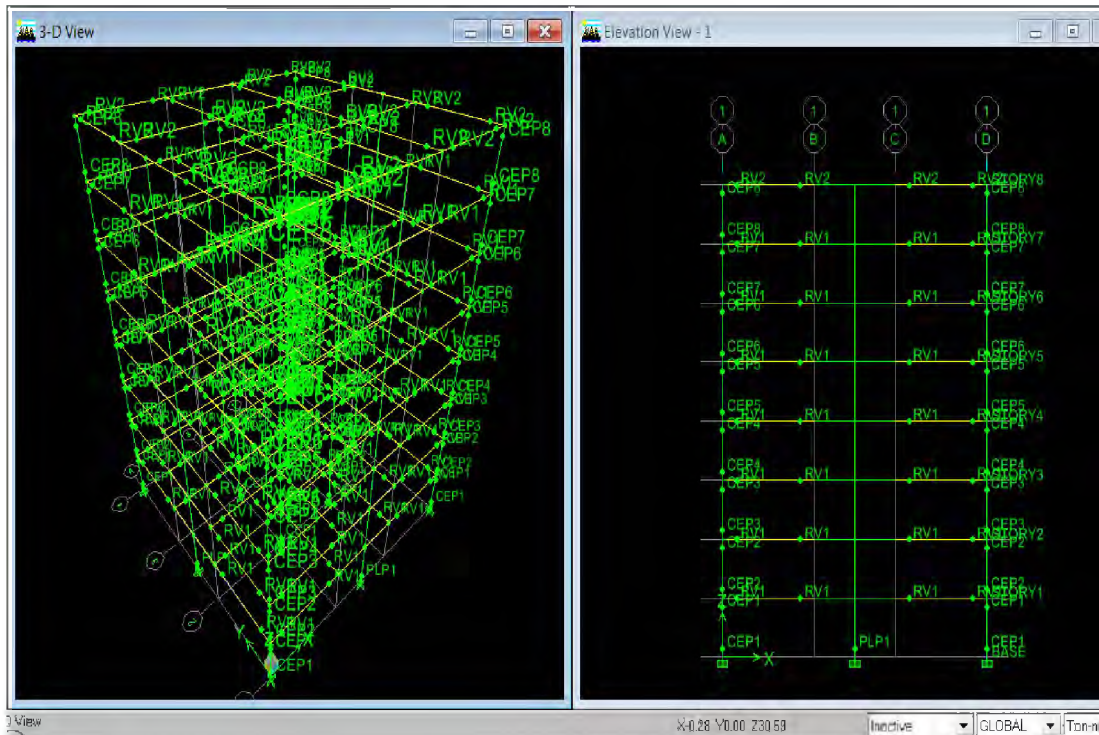
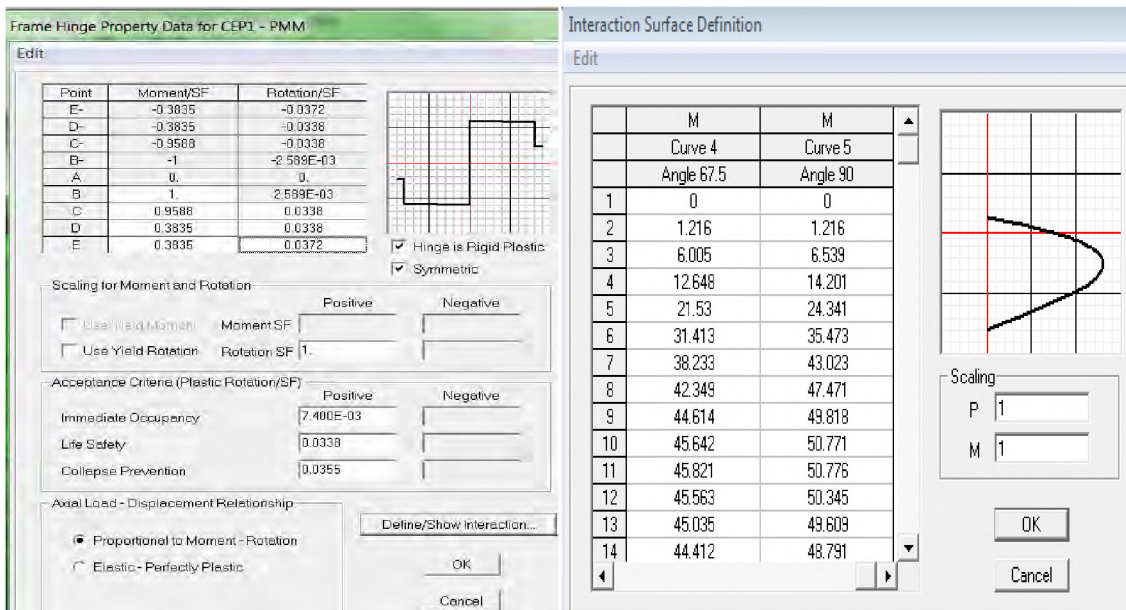


Fig. 8.34: Rótulas plásticas en vigas, placas y columnas para el análisis estático incremental no lineal Pushover.

## **8.7 Resultados del análisis estático no lineal**

A continuación se presentan los resultados del análisis estático incremental no lineal Pushover para una de las direcciones principales de la edificación analizada (X-X). Los procedimientos son los descritos en el capítulo siete.

El análisis Pushover se realizó con el programa ETABS. Debido a que la edificación es simétrica en ambas direcciones el análisis se realizará en una sola dirección y también los resultados del análisis.

La evaluación del punto de desempeño o la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos del estado límite de ocupación inmediata (IO) para un sismo ocasional desarrollado en esta tesis.

El punto de desempeño se determinará para este único nivel sísmico, posteriormente, la demanda sísmica para este nivel sísmico se compara con sus respectivos estados límites aceptables o nivel de desempeño. La evaluación de la demanda sísmica tales como el desplazamiento, las distorsiones, cortante basal, rótulas plásticas entre otros se hace a nivel global del edificio y a nivel local de los elementos estructurales del edificio. Para el nivel global, se evalúa la distorsión máxima de entrepiso. Para el nivel local, se evalúa la rotación de rótulas plásticas para vigas, columnas y placas.

### **Análisis en la dirección X-X.**

#### **Curva de capacidad y su representación bilineal.**

Para determinar la representación bilineal de la curva de comportamiento ha sido necesario identificar el punto de la primera fluencia y el punto del desplazamiento último. El punto de la primera fluencia se identifica cuando el primer elemento ha fluido. El punto de desplazamiento último corresponde al primer elemento que alcanza su resistencia máxima. Es decir, alcance su límite de prevención de colapso. Esto ha sido posible con la secuencia del mecanismo de colapso que presenta el programa y revisando las demandas de rotación de las rótulas plásticas en cada paso del incremento de carga de los elementos que han fluido.



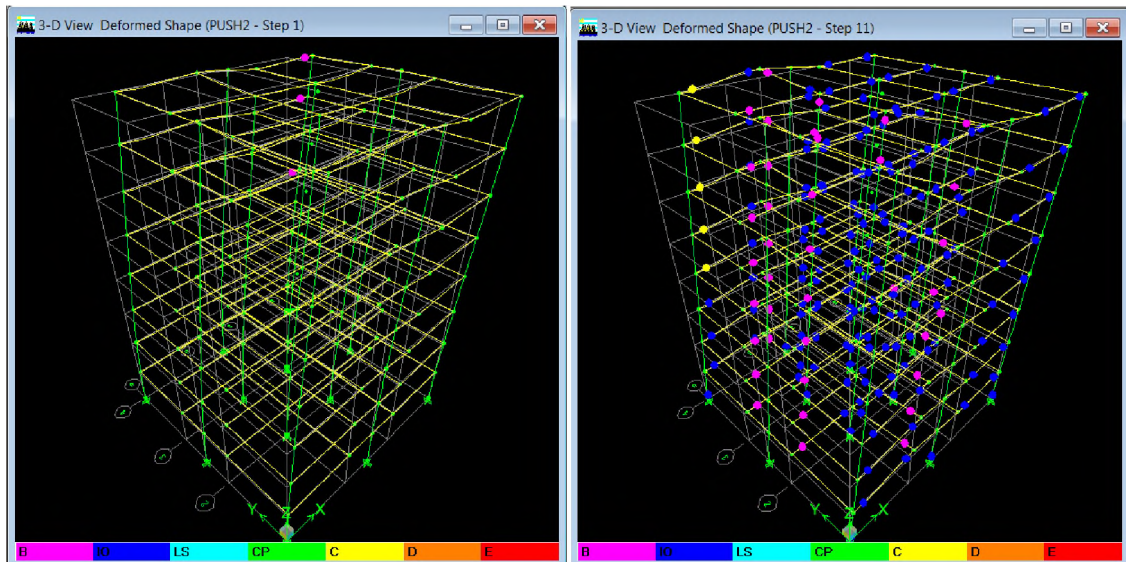


Fig. 8.35: Secuencia de formación de rótulas plásticas

Como se puede apreciar en la figura 8.35, la primera fluencia se presenta en tres vigas cuando el momento en éstas alcanzan el momento de fluencia nominal. La cual corresponde al paso 1, la resistencia última se produce cuando el momento de la rótula alcanza la capacidad última (rótula color amarillo) esto se identifica en cinco vigas como se muestra en la figura 8.35, las cuales alcanzan su rotación límite en el nivel de prevención al colapso (PC) esto ocurre en el paso 11.

#### CURVA DE CAPACIDAD-DIRECCION X-X

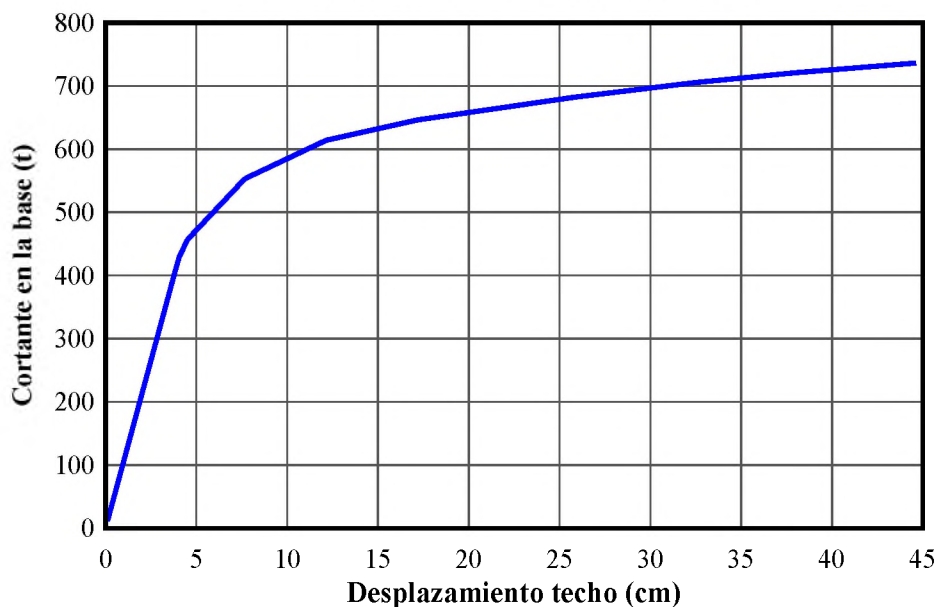


Fig. 8.36: Curva de capacidad del edificio de ocho niveles en la dirección XX



**Representación bilineal de la curva de capacidad.**

**Primera Fluencia**

Paso	D'y (cm)	V'y (tn)
1	3.7811	401.3571

Ke= 106.1482 tn/cm

**Resistencia Ultima**

Paso	Du (cm)	Vu (tn)
8	44.6211	736.2507

**Cálculo del punto de fluencia: (Dy, Vy)**

Acurva 27538.54

Vy(tn)	Dy(cm)	A <sub>bilineal</sub>	e(%)
600.000	5.652	27731.670	-0.701
595.822	5.613	27652.937	-0.415
593.357	5.590	27606.494	-0.247
591.896	5.576	27578.975	-0.147
591.029	5.568	27562.624	-0.087
590.512	5.563	27552.894	-0.052
590.205	5.560	27547.099	-0.031
590.021	5.558	27543.645	-0.019
589.912	5.557	27541.585	-0.011
589.847	5.557	27540.358	-0.007
589.808	5.556	27539.625	-0.004
589.785	5.556	27539.188	-0.002
589.771	5.556	27538.928	-0.001
589.763	5.556	27538.773	-0.001
589.758	5.556	27538.680	0.000
589.755	5.556	27538.625	0.000
589.753	5.556	27538.592	0.000
589.752	5.556	27538.572	0.000
589.751	5.556	27538.560	0.000
589.751	5.556	27538.553	0.000
589.751	5.556	27538.549	0.000
589.751	5.556	27538.547	0.000
589.751	5.556	27538.545	0.000
589.751	5.556	27538.544	0.000
589.751	5.556	27538.544	0.000
<b>589.751</b>	<b>5.556</b>	<b>27538.543</b>	<b>0.000</b>

**Punto de fluencia**

PUNTOS DE LA CURVA BILINEAL		
Punto	D(cm)	V(tn)
Origen	0.000	0.000
Fluencia	5.556	589.751
Ultimo	44.621	736.251

Tabla 8.13: Puntos de la representación bilineal de la curva de capacidad

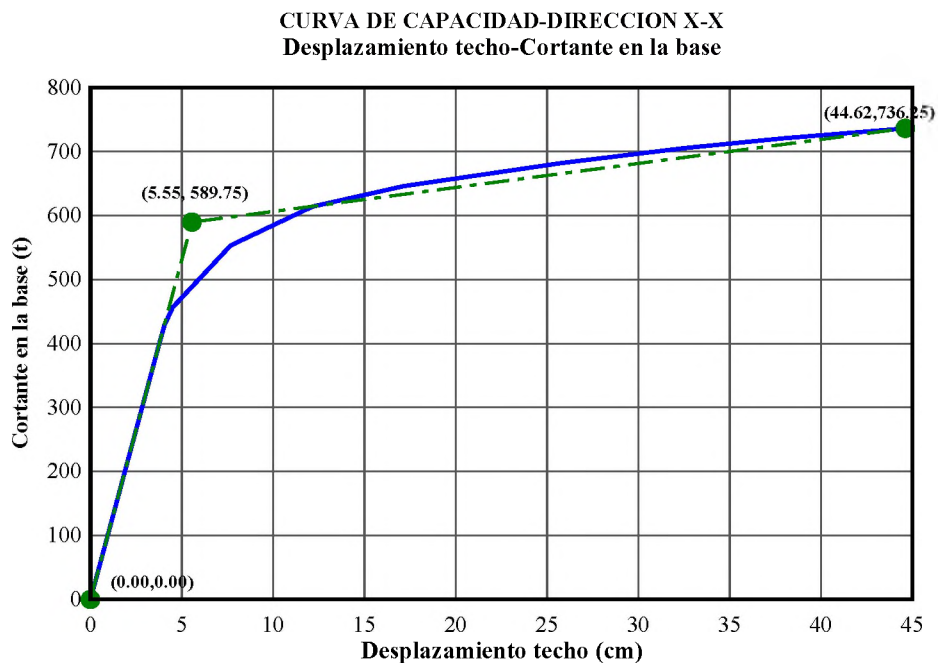


Fig. 8.37: Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección XX- diseño por resistencia.

Ahora, para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad se realiza con el procedimiento descrito en el capítulo siete. Los valores de los parámetros a emplearse se muestran en la tabla 8.14.

Información modal		
Factores de participación modal del primer modo	PF1	1.2375
Coefficiente de masa modal para el primer modo	$\alpha_1$	0.7023
Peso de la edificación	W(t)	2177.4
Amplitud del primer modo en el último nivel	$\phi_{techo}$	1.1683

Tabla 8.14: Parámetros de la información modal del edificio

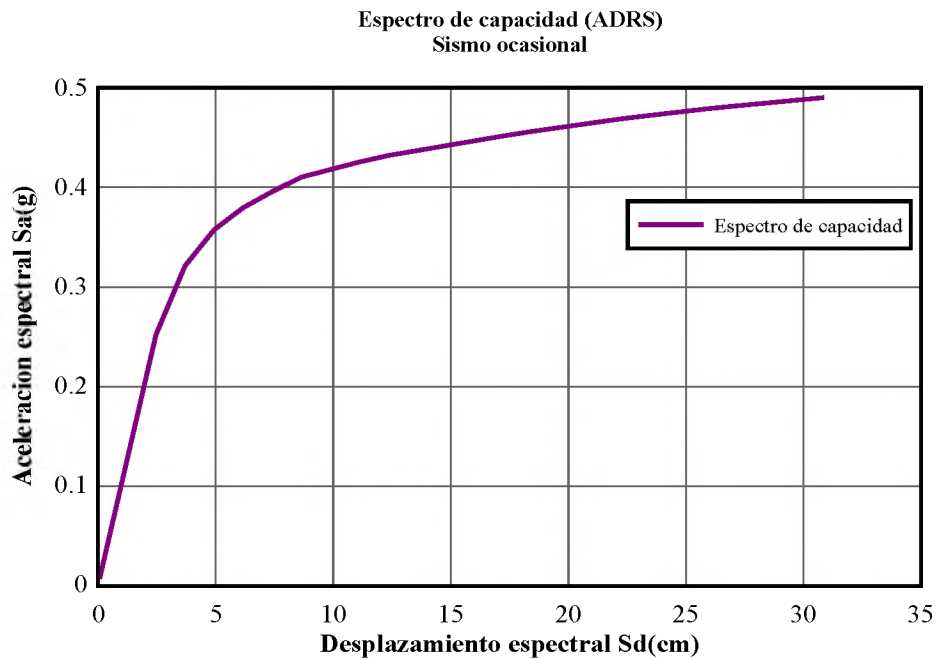


Fig. 8.38: Espectro de capacidad en la dirección XX.

### Espectro de demanda y punto de desempeño para el sismo ocasional

El espectro de demanda a emplearse para el sismo ocasional, es el espectro que se obtiene considerando los parámetros de la norma sismorresistente E030, variando solo la aceleración máxima del suelo PGA, que se ha desarrollado en el capítulo tres. El espectro de demanda se transforma desde el espectro elástico de diseño (T, Sa) figura 8.39 al formato ADRS que se muestra en la figura 8.40.

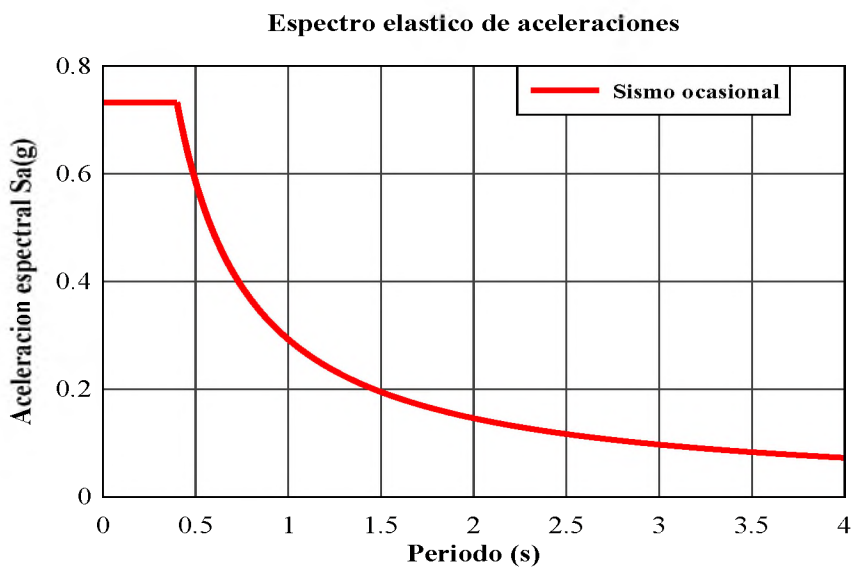


Fig. 8.39: Espectro elástico para sismos ocasionales en suelo firme.

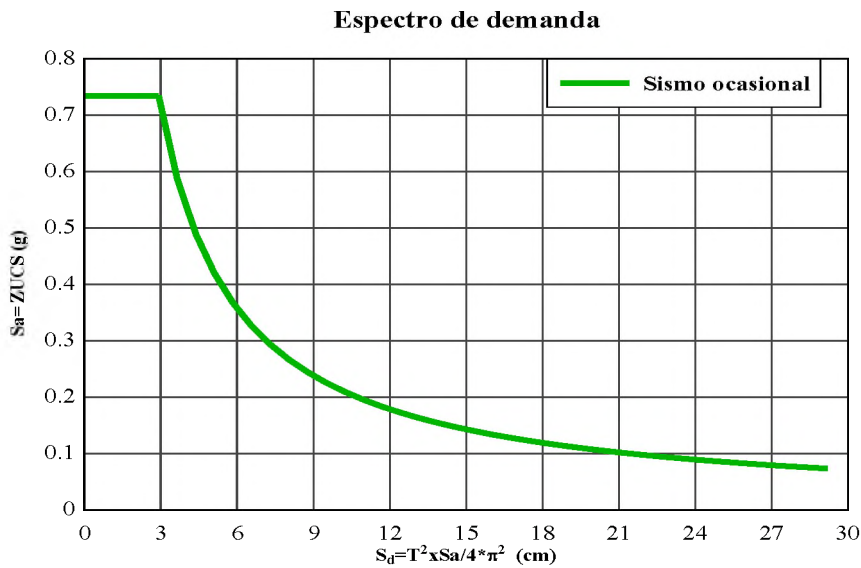


Fig. 8.40: Espectro de demanda para sismos ocasionales en formato ADRS-suelo firme.

De acuerdo a la metodología descrita en el capítulo siete. Para el cálculo del punto de desempeño, en primer lugar se elabora el espectro inelástico de demanda, la cual se superpone sobre el espectro de capacidad, ambos en el mismo formato ADRS. En la intersección de estas dos curvas se encuentra el punto de desempeño.

En ésta investigación se utilizarán los parámetros desarrollados por Newmark y Hall para el cálculo del espectro inelástico de demanda. En la tabla 8.15 se muestran los valores de estos parámetros.

Parámetros	Iteraciones		
	$\mu$	1.0	0.94
$R_u$	1.0	0.94	1.25

Tabla 8.15: Parámetros con información de la ductilidad del sistema y del espectro de demanda inelástico

En principio se ha impuesto un valor para el factor de ductilidad ( $\mu = 1$ ). Del análisis dinámico modal - espectral se obtiene el periodo natural del edificio T el cual es mayor al periodo Tc del espectro elástico de la figura 7.5, por lo tanto, el factor de reducción de ductilidad  $R_\mu = \mu = 1$ . Después de algunas iteraciones obtenemos el factor de ductilidad  $\mu_{ef} = 1.25$ , lo cual es mayor a la ductilidad del sistema.

Finalmente el espectro de demanda elástico se divide por el  $R_\mu$  para obtener el espectro de demanda inelástico.

Por lo tanto, el espectro de demanda elástico, inelástico y el espectro de capacidad se superpone en la misma gráfica, como se observa en la figura 8.41.

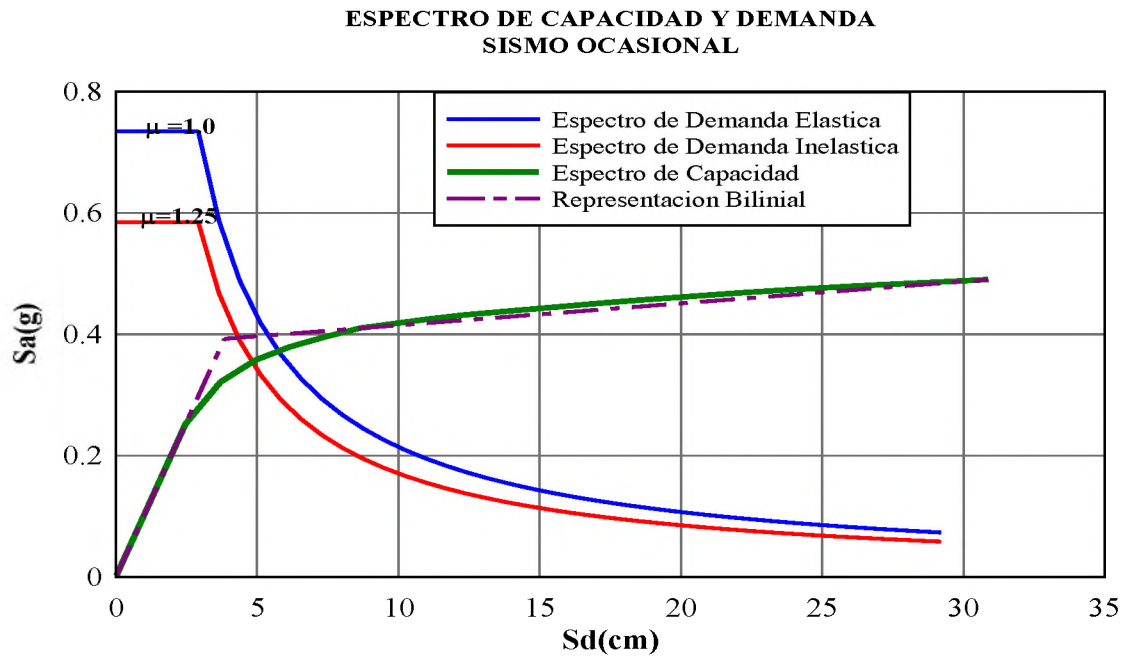


Fig. 8.41: Espectro de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS para el sismo ocasional

El punto de desempeño se ubica en la intersección de las gráficas del espectro de demanda inelástico y el espectro de capacidad como se muestra en la figura 8.42.

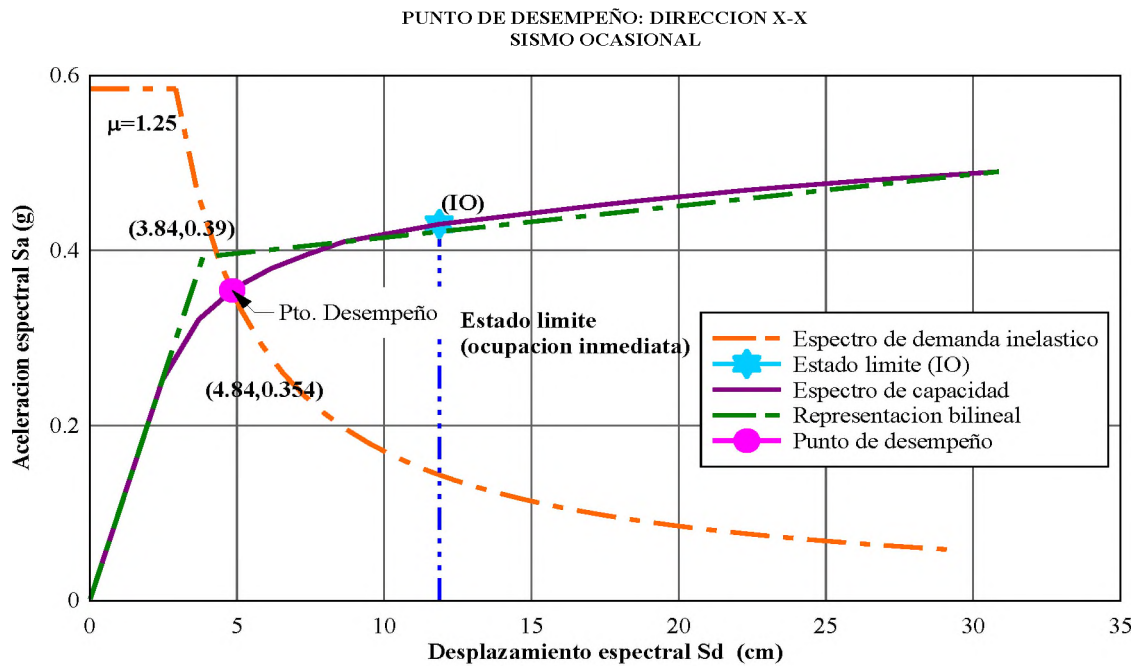


Fig. 8.42: Punto de desempeño en la dirección X-X para el sismo ocasional.

Punto de Fluencia		Punto de Desempeño	
Sa (g)	0.393	Sa (g)	0.355
Sd (cm)	3.843	Sd (cm)	4.841
Dy (cm)	5.556	Du (cm)	6.998

Tabla 8.16: Valores del punto de fluencia de la representación bilineal de la curva de capacidad y datos del punto de desempeño

$\mu_{ef} = Du/Dy =$	1.25
----------------------	------

Donde  $\mu_{ef} = 1.25$  es la ductilidad del espectro de demanda reducido o espectro de demanda inelástico

### Evaluación de la demanda global del punto de desempeño

En la evaluación global se toma en cuenta la distorsión del edificio y la distorsión de los entrepisos para el sismo de nivel ocasional. Como se muestran en la tabla 7.2 del capítulo siete.

Nivel de sismo	Sd (cm)	Sa (g)	T (s)	D (cm)	Distorsión Global (%)
Sismo ocasional	4.84	0.35	0.74	7.00	0.29

Nivel de sismo	Distorsión de entrepiso (%)								Distorsión límite (%)
	1 Piso	2 Piso	3 Piso	4 Piso	5 Piso	6 Piso	7 Piso	8 Piso	
Sismo ocasional	0.039	0.083	0.112	0.129	0.136	0.135	0.131	0.124	1.00

Tabla 8.17: Valor de la distorsión de cada piso y de la distorsión límite obtenidos del análisis no lineal estático pushover

### 8.8 Resultados del análisis elástico tiempo-historia

Para el edificio de muros de corte, mediante el análisis elástico tiempo historia se obtienen los desplazamientos y distorsiones de entrepisos. Para este propósito se empelarán registros escalados y ajustados.

El propósito de este análisis elástico tiempo-historia consiste en monitorear las distorsiones de entrepiso para los registros sísmicos seleccionados. Las cuales permiten ver el rango de distorsiones que se obtendrían para este edificio de muros estructurales.

Desplazamiento XX(+) – Registros escalados									
Nivel	Altura (m)	17/10/1966-N82W	17/10/1966-N08E	31/05/1970-N82W	31/05/1970-N08E	03/10/1974-N08E	03/10/1974-N82W	03/10/1974-L	03/10/1974-T
8	3	4.252	3.744	7.019	7.701	4.415	7.138	13.696	10.42
7	3	3.607	3.191	5.986	6.534	3.825	6.146	11.831	8.932
6	3	2.947	2.602	4.898	5.439	3.194	5.092	9.847	7.362
5	3	2.306	2.013	3.788	4.367	2.528	3.995	7.777	5.737
4	3	1.665	1.47	2.706	3.246	1.847	2.895	5.686	4.122
3	3	1.08	0.967	1.719	2.137	1.2	1.854	3.687	2.615
2	3	0.6	0.515	0.916	1.136	0.633	0.957	1.933	1.342
1	3	0.213	0.167	0.306	0.372	0.204	0.307	0.624	0.43

Desplazamiento XX(+) – Registros ajustados									
Nivel	Altura (m)	17/10/1966-N82W	17/10/1966-N08E	31/05/1970-N82W	31/05/1970-N08E	03/10/1974-N08E	03/10/1974-N82W	03/10/1974-L	03/10/1974-T
8	3	6.783	6.087	7.519	6.918	7.07	6.753	6.482	7.19
7	3	5.787	5.285	6.475	5.874	6.111	5.815	5.61	6.162
6	3	4.732	4.428	5.365	4.854	5.091	4.817	4.699	5.073
5	3	3.696	3.522	4.221	3.87	4.025	3.783	3.735	3.951
4	3	2.665	2.59	3.072	2.863	2.945	2.749	2.743	2.841
3	3	1.732	1.685	1.986	1.881	1.909	1.767	1.782	1.807
2	3	0.913	0.884	1.042	1.002	0.999	0.917	0.932	0.936
1	3	0.296	0.286	0.338	0.331	0.32	0.294	0.299	0.301

Tabla 8.18: Desplazamientos de los entresijos obtenidos con registros escalados y ajustados

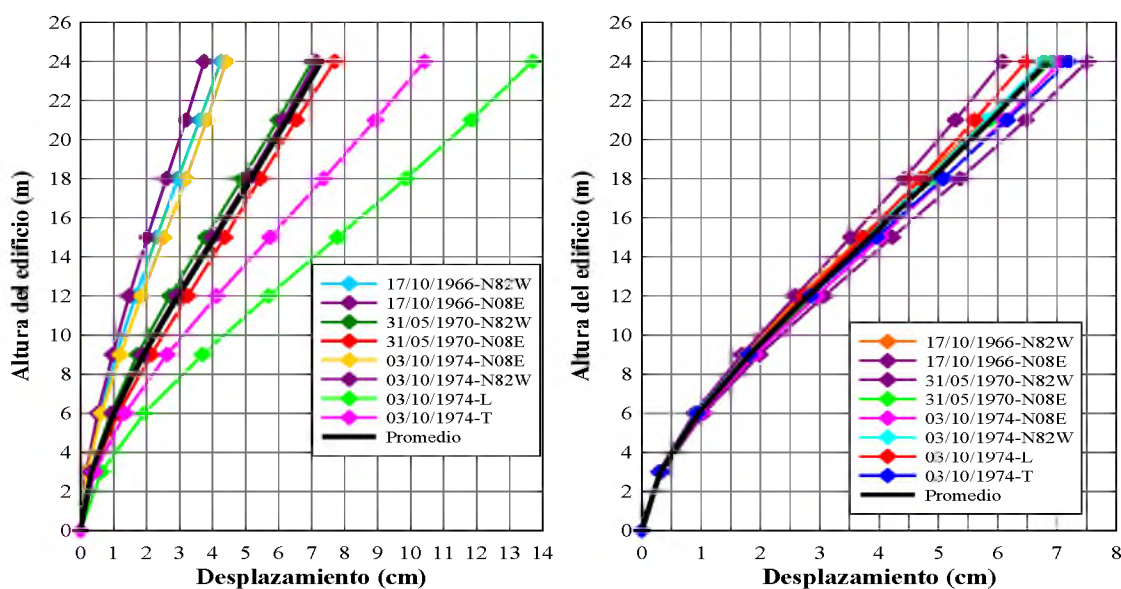


Fig. 8.43: Desplazamientos obtenidos de registros escalados a la aceleración máxima del suelo y ajustados al espectro de peligro uniforme.

Los desplazamientos obtenidos con los registros sísmicos ajustados al espectro de peligro uniforme para el sismo ocasional, tienden a permanecer casi constantes,

mientras que los desplazamientos obtenidos con los registros escalados a la aceleración máxima del suelo para el sismo ocasional no son constantes más bien aumentan en toda la altura del edificio. Esto indica que ajustando los espectros de un registro sísmico a un espectro objetivo, se obtienen registros que son representativos del nivel de peligro sísmico, en cambio eso no sucede con los registros sísmicos que se obtienen únicamente incrementando su amplitud.

<b>Distorsión sismo XX(+) – Registros escalados</b>									
<b>Nivel</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>17/10/1966-N82W</b>	<b>17/10/1966-N08E</b>	<b>31/05/1970-N82W</b>	<b>31/05/1970-N08E</b>	<b>03/10/1974-N08E</b>	<b>03/10/1974-N82W</b>	<b>03/10/1974-L</b>	<b>03/10/1974-T</b>
8	3	0.002	0.002	0.003	0.004	0.002	0.003	0.006	0.005
7	3	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.004	0.007	0.005
6	3	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.004	0.007	0.005
5	3	0.002	0.002	0.004	0.004	0.002	0.004	0.007	0.005
4	3	0.002	0.002	0.003	0.004	0.002	0.004	0.007	0.005
3	3	0.002	0.002	0.003	0.003	0.002	0.003	0.006	0.004
2	3	0.001	0.001	0.002	0.003	0.001	0.002	0.004	0.003
1	3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.001

<b>Distorsión sismo XX(+) – Registros ajustados</b>									
<b>Nivel</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>17/10/1966-N82W</b>	<b>17/10/1966-N08E</b>	<b>31/05/1970-N82W</b>	<b>31/05/1970-N08E</b>	<b>03/10/1974-N08E</b>	<b>03/10/1974-N82W</b>	<b>03/10/1974-L</b>	<b>03/10/1974-T</b>
8	3	0.003	0.003	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003	0.003
7	3	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003	0.003	0.003	0.004
6	3	0.004	0.003	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003	0.004
5	3	0.003	0.003	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003	0.004
4	3	0.003	0.003	0.004	0.003	0.004	0.003	0.003	0.003
3	3	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
2	3	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
1	3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001

Tabla 8.19: Distorsiones de entresijos obtenidos con registros escalados y ajustados



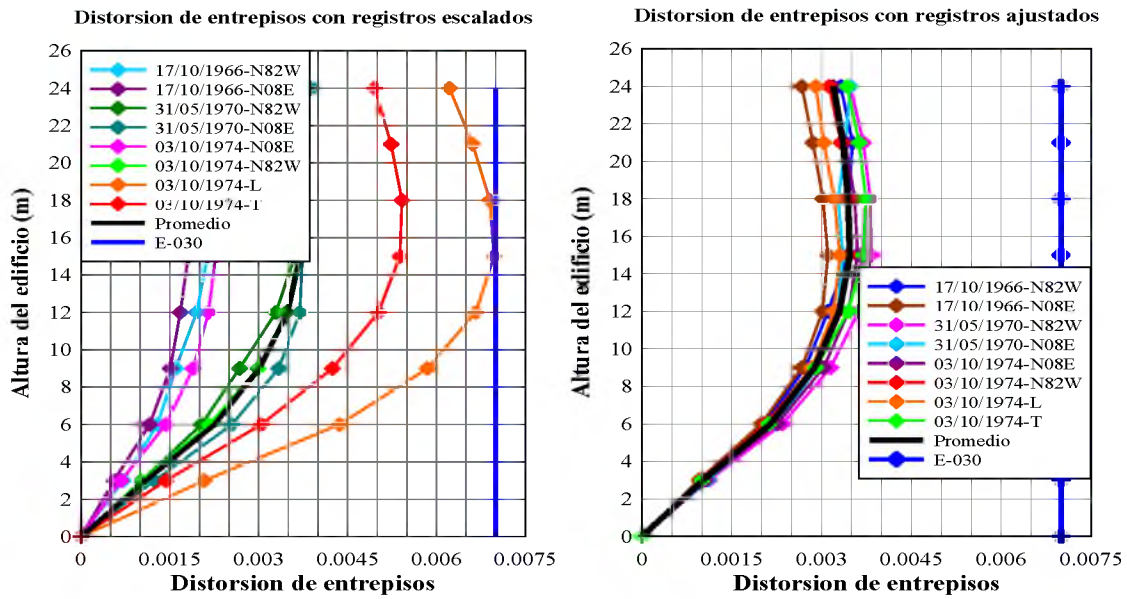


Fig. 8.44: Distorsiones de entresijos obtenidos de los registros sísmicos escalados a la aceleración máxima del suelo y ajustados al espectro de peligro uniforme.

Las distorsiones obtenidas mediante los registros sísmicos ajustados al espectro de peligro uniforme no tienen mucha dispersión como aquellos obtenidas con los registros escalados.

La distorsión máxima que se obtiene para el rango elástico empleando los registros sísmicos están en el orden de 3.5/1000 que es mucho menor a la distorsión para estructuras de concreto armado que la norma sismorresistente E-030 define como 7/1000.

Sismo en la dirección X-X								
Nivel	Altura (m)	Desplaz X-X (cm)	Desplaz Y-Y (cm)	Desplaz-Corr X-X(cm)	Desplaz-Corr Y-Y (cm)	Distorsión X-X	Distorsión Y-Y	Distorsión E-030
8	3	7.4992	0.000	7.499	0.000	<b>0.003</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
7	3	6.4624	0.000	6.462	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
6	3	5.3667	0.000	5.367	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
5	3	4.2321	0.000	4.232	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
4	3	3.0937	0.000	3.094	0.000	<b>0.004</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
3	3	2.0093	0.000	2.009	0.000	<b>0.003</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
2	3	1.0579	0.000	1.058	0.000	<b>0.002</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>
1	3	0.3447	0.000	1.551	0.000	<b>0.005</b>	<b>0.000</b>	<b>0.007</b>

Tabla 8.20: Distorsiones obtenidas mediante el Espectro elástico correspondiente al sismo ocasional

Las distorsiones obtenidas con el espectro elástico para el sismo ocasional son mucho menores a las distorsiones de la norma sismorresistente E-030 [55]. Pero son menores a las distorsiones límites que propone el FEMA 273 [23] donde para muros estructurales

la distorsión máxima para el nivel de desempeño de ocupación inmediata es de 1/200 y para la propuesta del ingeniero Taipei [65], donde recomienda que para muros estructurales la distorsión máxima para el nivel de desempeño de habitabilidad inmediata es de 1/300 y el nivel de desempeño de reparabilidad es de 1/200.

## **8.9 Conclusiones**

Se ha evaluado el comportamiento de un edificio de ocho niveles de muros estructurales bajo la acción de un movimiento sísmico de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años), la evaluación estuvo orientada en verificar que una edificación diseñada siguiendo los procedimientos de la norma de concreto armado E-060 y la norma sismorresistente E-030, sea capaz de comportarse adecuadamente bajo la acción del sismo ocasional.

Después de realizar el análisis estático no lineal, el edificio presentó un buen comportamiento con respecto a la acción sísmica impuesta. La aceleración máxima en suelo firme fue de 0.293g, que corresponde a un periodo de retorno de 72 años.

Para ésta aceleración, el edificio respondió elásticamente, contribuyendo a ello los muros estructurales considerados. Como se observa en la figura 8.42 para esta aceleración máxima, el punto de desempeño permanece en el rango lineal de la curva de capacidad.

El estado límite de ocupación inmediata para el cual se evalúa esta estructura está más allá del punto de desempeño. Otro punto que hay que resaltar es que la ductilidad del sistema estructural es casi igual a la ductilidad del espectro de demanda inelástico.

Las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas empleando la curva de capacidad, el espectro elástico y los registros sísmicos son menores a las distorsiones límites establecidas en la tabla 7.2.

Por lo tanto, se llega a la conclusión que este edificio, diseñado siguiendo las disposiciones de la norma de concreto armado E-060 y la norma sismorresistente E-030 responderá de manera elástica para aceleraciones menores a 0.293g.

## **CAPITULO 9**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **9.1 Conclusiones**

Siendo una de las tareas claves del diseño sísmico basado en el desempeño, el diseño y evaluación de estructuras mediante movimientos sísmicos de múltiples niveles. En la presente investigación se han abordado temas relevantes sobre el sismo de nivel ocasional considerada como un nivel sísmico dentro de la filosofía del diseño sísmico basada en el desempeño.

##### **1.- Movimiento sísmico de diseño.**

El movimiento sísmico de diseño de nivel ocasional es el sismo que debería esperarse durante el periodo de vida útil de una estructura e instalaciones y se caracteriza mediante la aceleración máxima del suelo.

Existen propuestas muy divergentes con respecto al periodo de retorno para el sismo ocasional de 30 a 200 años, debido a las dificultades en la decisión de seleccionar un criterio racional para estados límites de no daño y una definición arbitraria para el nivel de daño

Se ha considerado al movimiento sísmico de diseño (sismo ocasional) como el evento que produce una aceleración horizontal máxima tal que la probabilidad de que sea excedida en un lapso de 50 años es de 50%, el periodo de retorno es de aproximadamente 72 años. Para fuentes muy activas como el Perú. Considerar un periodo de retorno de 72 años para el sismo ocasional es una propuesta racional.

La verificación requerida para garantizar un buen comportamiento de las estructuras durante el ataque sísmico, debe ser examinada a la luz del enfoque de múltiples niveles

Para el nivel de desempeño estructural bajo la acción del sismo ocasional se ha considerado como de “Ocupación inmediata”. Para este nivel de desempeño las edificaciones presentarán fisuras en elementos estructurales, daño entre leve y

moderado en contenidos y elementos arquitectónicos y se requerirá algunas reparaciones mínimas a los componentes no estructurales

## **2.- Análisis del peligro sísmico.**

La aceleración máxima del suelo (PGA) obtenida mediante el análisis probabilístico del peligro sísmico (PSHA) para el sismo severo, para las tres zonas sísmicas es mayor a la aceleración establecida en la norma sismo resistente E-030 (2003). Por ejemplo, para la ciudad de Lima que corresponde a la zona sísmica 3 es de 0.53g que es mayor a 0.4g. Este incremento en la aceleración se debe a la localización de nuevas fuentes sísmicas y a las leyes de atenuación empleadas.

En este trabajo, se han usado dos leyes de atenuación desarrolladas para otras regiones sísmicas con características similares a zona de subducción (ley de atenuación de Youngs) y la zona continental (ley de atenuación de Sadigh). Estas leyes, al no ser propias de la región y al no considerar en su desarrollo toda la sismicidad ocurrida en esta región se subestima en el cálculo de los parámetros sísmicos, como la aceleración máxima del suelo (PGA).

Se concluye, que al emplearse leyes de atenuación que no son propias de la región y al no considerarse en su desarrollo toda la sismicidad ocurrida en esta región se incrementa los valores de la aceleración máxima del suelo.

A partir del análisis probabilístico del peligro sísmico, se ha desarrollado el espectro de peligro uniforme, que viene a representar las ordenadas sísmicas cuyas aceleraciones espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todo el rango de periodos de interés.

Para considerar al espectro de peligro uniforme como parte del diseño y evaluación de estructuras, es importante que en su desarrollo se empleen datos sísmicos más precisos como la sismicidad y leyes de atenuación desarrolladas para la aceleración espectral ( $S_a$ ) y para diferentes rangos de periodos naturales de interés que se toma en cuenta en el diseño y evaluación de estructuras, obviando aquellas leyes de atenuación que

consideran la aceleración únicamente para el periodo  $T=0s$ . Las cuales conducen a diferentes probabilidades de excedencia en todo el rango de periodos.

### **3.- Estudio de registros escalados a nivel del sismo ocasional.**

Para el análisis dinámico tiempo historia, bajo cualquier nivel de movimiento sísmico de diseño (sismo ocasional, sismo raro, etc.), se requiere de la acción sísmica en términos de registros sísmicos. Estos registros deben reproducir tan bien como sea posible el movimiento esperado en el lugar del emplazamiento.

Mediante el procedimiento de escalamiento a las amplitudes de la aceleración máxima del suelo, las características iniciales de los registros permanecen invariables, la cual no representa el nivel de peligro que se desea para cierto nivel de movimiento del suelo.

En la tercera metodología se seleccionan registros sísmicos almacenados en diferentes bancos de registros. Los registros seleccionados deberían cumplir con el desagregado del sitio, es decir las propiedades de los registros como la magnitud, distancia, el tipo de suelo y otros posibles parámetros deberían coincidir con las propiedades del espectro de peligro uniforme desarrollado para esta zona. Por lo tanto, el promedio de los espectros de respuesta de estos registros sísmicos deben ajustarse al espectro de referencia o espectro objetivo (espectro de peligro uniforme).

Lo que se busca con este procedimiento es modificar los registros sísmicos tanto en contenido de frecuencias, duración y otros parámetros sísmicos. Obviamente se presentarán algunas dificultades cuando se trata de ajustar los espectros de respuesta de un registro a un espectro de peligro uniforme. los registros no se ajustan completamente al rango de periodos de interés considerados.

Se concluye que el procedimiento más adecuado para obtener registros que capturen todas las características del movimiento, como la modificación del contenido de frecuencias es el ajuste de espectros de un registro sísmico a un espectro de diseño o espectro objetivo.

#### **4.- Espectro de respuesta de registros para sismos ocasionales.**

El espectro de diseño elástico se ha desarrollado tomando en cuenta los registros sísmicos seleccionados únicamente en la ciudad de Lima como se observa en la tabla 5.1, se han considerado que estos registros sísmicos tienen características similares tales como condiciones de suelo, distancia epicentral, magnitud y mecanismos de fuente, que son parámetros que se tienen en cuenta para el desarrollo del espectro de diseño.

El espectro de diseño se ha obtenido mediante el promedio y suavizado del grupo de espectros de respuesta de los 18 registros seleccionados para el percentil 84 (promedio mas una desviación estándar) que es comúnmente empleada.

Se requieren mayor cantidad de registros sísmicos para el desarrollo del espectro de diseño, para que el espectro de diseño obtenido garantice confianza y seguridad en su manejo ya sea en el diseño o evaluación de estructuras.

Una conclusión importante. El espectro de diseño elástico desarrollada para el sismo de nivel ocasional puede emplearse para la evaluación de estructuras y verificar su comportamiento para el nivel de movimiento sísmico, como lo recomienda el diseño sísmico basado en el desempeño.

#### **5.- Daños sísmicos bajo el sismo ocasional.**

Los daños sísmicos en edificaciones de concreto armado, se consideran en base a los niveles de daño, es decir al nivel de agrietamiento de los elementos estructurales y al nivel de distorsión del sistema estructural. En elementos de concreto armado el nivel de daño se considera a medida que el concreto inicia la secuencia de agrietamiento hasta el colapso y en el acero de refuerzo desde la fluencia hasta la fractura.

Para el movimiento del suelo con una aceleración máxima de 0.29g se espera que en los elementos de concreto armado se presente el agrietamiento del recubrimiento y el acero de refuerzo permanezca dentro del rango elástico.

Para muros de albañilería confinada se presentaran el agrietamiento diagonal pero en general el daño del muro será muy limitado conservando toda su capacidad resistente.

Los contenidos de las edificaciones. Aquellas que no son parte del sistema estructural serán afectadas por el nivel de movimiento sísmico con una aceleración máxima del suelo de  $PGA = 0.293g$ .

#### **6.- Evaluación del daño bajo sismos ocasionales.**

Para la evaluación del daño, se utiliza el espectro de capacidad y de demanda. Las cuales se emplean en el análisis estático incremental no lineal (Pushover). Es una metodología estándar para la evaluación del daño impuesto por las cargas sísmicas a una edificación tipo. También se emplean algunos registros escalados y ajustados para verificar las distorsiones.

#### **7.- Evaluación del daño bajo sismos ocasionales a una estructura tipo.**

En la evaluación del daño a la edificación de concreto armado con muros estructurales diseñada según la norma de concreto armado E-060 y la norma sismorresistente E-030, se realizó empleando el análisis estático incremental no lineal o Pushover, y el análisis elástico tiempo historia empleando registros sísmicos escalados y ajustados.

Esta edificación presenta un comportamiento satisfactorio con respecto a la acción sísmica impuesta, es decir, el comportamiento de los elementos estructurales permanecen dentro del límite del rango elástico, y para el sistema estructural dentro de los límites de aceptabilidad con respecto a las distorsiones de entrepisos para el sismo de nivel ocasional.

Al verificar el nivel de daño con las deformaciones límites del acero y del concreto para el límite de ocupación inmediata, las deformaciones obtenidas mediante la relación momento curvatura son menores a las deformaciones límites por lo tanto las secciones tienen un comportamiento elástico.

Una conclusión es, al emplear muros estructurales en el diseño del edificio, éstas tendrán la capacidad de soportar las cargas laterales debido a la rigidez de la sección del muro estructural. Por lo tanto, cuando se impone una acción sísmica con una aceleración máxima de  $0.293g$ . Este edificio responderá elásticamente.

## 9.2 Recomendaciones

Se requiere el desarrollo de nuevas leyes de atenuación que sean representativas de la región sísmica. Para obtener resultados más precisos de los parámetros sísmicos como la aceleración máxima del suelo.

Para establecer al espectro de peligro uniforme como espectro de diseño, es necesario contar con leyes de atenuación que consideren a la aceleración espectral como parámetro en su desarrollo, y por consiguiente, leyes de atenuación con la sismicidad propia de la zona.

Para realizar el diseño de edificaciones mediante el análisis dinámico incremental, es necesario contar con registros que representen el nivel de peligro sísmico requerido. Por lo tanto, se recomienda la obtención de estos registros para diferentes niveles de peligro.

Otro tema que se requiere un estudio separado es si los registros obtenidos de otras regiones pueden ser aplicados al Perú.

En investigaciones futuras serían necesarias abordar el ajuste de los registros seleccionados a un espectro de desplazamiento. En reconocimiento de la tendencia del diseño basado en la fuerza, hacia el enfoque basado en el desplazamiento, para el diseño y evaluación de estructuras sismorresistentes.

Se recomienda diseñar las edificaciones para movimientos sísmicos de varios niveles incluyendo el sismo de nivel ocasional, cuando se aplique algún criterio de diseño sísmico por desempeño en edificios.

Es necesario realizar el análisis de varias edificaciones tipo (de concreto armado, de albañilería y de acero estructural) diseñadas según las disposiciones de sus respectivas normas y verificar el comportamiento de estas edificaciones para el nivel de sismo ocasional. Una sola edificación tipo como se ha tomado en cuenta en ésta investigación de muros estructurales, no representa el comportamiento general a una eventual acción sísmica de nivel ocasional.



## REFERENCIAS

- [1] Acevedo, J. A. (2003), “Seismological criteria for selecting and scaling real accelerograms for use in Engineering Analysis and Design”, Tesis de Maestria, Earthquake Engineering. Rose School.
- [2] Altoontash, A. (2004), “Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints”, Tesis Doctoral, Department of civil and environmental engineering of Stanford University.
- [3] Alva, H. J. y Escalaya, M. (2003), “Actualización de los Parámetros Sismológicos en la Evaluación del Peligro Sísmico en el Perú”, XIX Simposio Internacional del CISMID: Últimos Avances en la Ingeniería Sísmica y Gestión del Riesgo de los Desastres.
- [4] American Concrete Institute (ACI). (2008). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)”, Farmington Hills, MI.
- [5] Applied Technology Council ATC 40 (1996). “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, California Seismic Safety Commission.
- [6] Astroza, I. M. y Schmidt, A. (2004), “Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño”, Revista de Ingeniería Sísmica No. 70, pp. 59-75. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C. Distrito Federal, México.
- [7] Atik, A. L. y Ambrahamson, N. (2009), “An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching”, *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 3, pp. 601-617.
- [8] Barin, B. y Pincheira, J. A. (2002), “Influence of modeling parameters and assumptions on the seismic response of an existing RC building”, a report sponsored by the U.S. National Science Foundation
- [9] Blanco, B. A, (1997), “Estructuración y diseño de edificios de concreto armado”, Libro 2 de la Colección del Ingeniero Civil, Lima.
- [10] Boore, M. y Bommer, J. (2005), “Processing of strong-motion accelerograms, needs, options and consequences”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25, No. 2, pp. 93-115.
- [11] Burgos, M. (2007), “Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería Civil-UNI, Lima.

- [12] Calvi, G. M. (1999), "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 3, pp. 411-438.
- [13] Calvi, G. M. y Sullivan, T. (2009), "Development of a model code for direct displacement based seismic design".
- [14] Chopra, A. K. y Goel, R. K. (1999), "Capacity–Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [15] Chopra, A. K. (1995), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- [16] Clough, R. W., y Penzien, J. (2003), "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York.
- [17] Coburn, A. y Spencer, R. (2002), "Earthquake Protection", John Wiley and Sons, 420 paginas.
- [18] Computers and Structures Inc. (CSI), 2008. "ETABS: Three Dimensional Analysis of Building Systems", Berkeley, California.
- [19] Cornell, C. A. (1968), "Engineering Seismic risk analysis", *Bull- Seismo. Soc. Am.*, 58, 1583-1606.
- [20] Crisafulli, F. J. (1997), "Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infill", Tesis Doctoral, Department of Civil Engineering. University of Canterbury. New Zealand.
- [21] Fahjan, Y. y Ozdemir, Z. (2008), "Scaling of earthquake accelerograms for Non-Linear dynamic analyses to match the earthquake design spectra", The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [22] Fajfar, P. (1999), "Capacity Spectrum Method based on Inelastic Spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- [23] Federal Emergency Management Agency, (1997), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA-273.
- [24] Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, "Seismic Rehabilitation Guidelines".
- [25] Gamarra, R. C. (2009), "Nuevas Fuentes Sismogénicas para la Evaluación del Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú", Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil –UNI

- [26] Garcia, J. D. (2001), "Atenuación sísmica. Aplicación a terremotos intraplaca en México central", Trabajo de Investigación, Facultad de Ciencias Físicas de la Universidad Complutense, Madrid.
- [27] Ghobarah, A. (2004), "On drift limits associated with different damage levels", Department of Civil Engineering, McMaster University, Canada.
- [28] Gioncu, V. y Mazzolani, M. (2002), "Ductility of Seismic Resistant Steel Structures", Spon Press, London and New York.
- [29] Fenton, G. A. y Griffith, D. V. (2007), "Probabilistic methods in geotechnical engineering". Springer, Wien, Newyork, CISM Courses and Lectures No. 491, International Centre for Mechanical Sciences..
- [30] Hancock, J. (2006), "The Influence of Duration and the Selection and Scaling of Accelerograms in Engineering Design and Assessment", Tesis Doctoral, University of London.
- [31] Imbsen Software Systems, (2004), "Release Notes of XTRACT v 3.0.3-Cross Sectional Xs Structural Analysis of Components".
- [32] International Building Code (IBC). (2006), 679 pages.
- [33] ISO 3010. (2001), "International Standard Based for Design of Structures - Seismic Actions on Structures".
- [34] Kabeyasawa, T. "An outline of AJ guidelines for performance evaluation of earthquake resistant reinforced concrete building", Earthquake research institute, University of Tokyo.
- [35] Kappos, A. J. y Manafpour, A. (2003), "Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques", Engineering Structures, Vol. 23, pp. 319-332.
- [36] Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, New Jersey.
- [37] Krawinkler, H., y Seneviratna, G. D. P. K. (1998), "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, 20(4-6), 452-464.
- [38] Kurama, Y. C. y Farrow, K. T. (2003), "Ground motion scaling methods for different site conditions and structure characteristics", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 32: 2425–2450.
- [39] Lu, Y. (2002), "Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No 2, pp. 169-178.

- [40] Mander, J. P., Priestley, M. J. N. y Park, R. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [41] Mohraz, B. (1976), "A study of earthquake response spectra for different geological conditions", *Bull. Seism. Soc. Am.* 66, No. 3, pg. 915-935.
- [42] Morales, M. R. (2006), "Diseño en Concreto Armado", Fondo Editorial I.C.G, Lima.
- [43] Muñoz, A., San Bartolomé, A. y Rodríguez, C. (2002), "Demandas de resistencia para edificios de albañilería en el Perú". VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Universidad Federico Santa María, 10 p, Valparaíso.
- [44] Mwafi, A. y Elnashai, A. (2002), "Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings", *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 11, pp. 329-351.
- [45] Nastar, N. (2010), "Earthquake Damage: Who is to Blame?", *Advocate Magazine*, Journal of Consumer Attorneys Associations for Southern California, February 2010.
- [46] Newmark, N. M. y Hall, W. J. (1982), "Earthquake Spectra and Design", Department of Civil Engineering University of Illinois Urbana-Champaign.
- [47] Nilson, A. (1999), "Diseño de Estructuras de Concreto Armado", Editorial McGraw-Hill, Bogotá.
- [48] Ordaz, M., Aguilar, A. y Arboleda, J. (2007), "Program for computing seismic hazard: CRISIS 2007 V1.1", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- [49] Otani, Shunsuke. (2004), "Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings Past and Future", *Journal of Advanced Concrete Technology* Vol. 2, No 1, 3-24.
- [50] Park, R. y Paulay, T. (1980), "Estructuras de concreto reforzado", Facultad de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- [51] Pacific Earthquake Engineering Research (PEER). (2005), "Documentation on the New Generation Attenuation (NGA) Project". <http://peer.berkeley.edu/lifelines/nga>.
- [52] Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. y Kowalsky, M. J. (2007), "Displacement-Based Seismic Design of Structures", IUSS press, Italy. 721 pp.
- [53] Rathje, M. E. y Kottke, A. (2007), "A Semi-Automated Procedure for Selecting and Scaling Recorded Earthquake Motions for Dynamic Analysis"
- [54] Norma Técnica de Edificación E-060. (2009), "Concreto Armado", MTC, Lima-Perú.

- [55] Norma Técnica de Edificación E-030. (2003), “Diseño Sismorresistente”, MTC, Lima-Perú.
- [56] Reiter, L. (1990), “Earthquake Hazard Analysis, Issues and Insights”, Columbia University press, New York.
- [57] Restrepo, J. y Rodríguez, M. (2010), “Curso internacional: Diseño Sísmico por desempeño”, Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima.
- [58] Riddell, R. y Newmark, N. M. (1979), “Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes”, Civil Engineering Studies, Structural Research Series N°478, University of Illinois, Urbana.
- [59] Sadigh, K., Chang, C. Y., Egan, J. A., Makdisi, F. y Youngs, R. R. (1997), “Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data”, *Seismological Research Letters* 68, 180-189.
- [60] SEAOC (1995), “Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- [61] Seed, H. B., C. Ugas, y J. Lysmer. (1976), “Site Dependent Spectra for Earthquake-Resistance Design”, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 66, No. 1, pp. 221-243.
- [62] SeismoSoft. (2004), “SeismoSignal A computer program for signal processing of strong motion data”, Disponible en: <http://www.seismosoft.com>.
- [63] Singhal, A. y Kiremidjian, A. S. (1997), “A method for earthquake motion-damage relationships with application to reinforced concrete frames”, Technical Report NCEER 97-0008. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- [64] Taflampas, I. M., Spyrakos, C. C. y Koutromanos, I. A. (2009), “A new definition of strong motion duration and related parameters affecting the response of medium-long period structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 29, pp. 752-763
- [65] Taípe Carbajal, J. (2003), “Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería Civil-UNI, Lima.
- [66] Trifunac, M. D. y Brady, A. G. (1975), “A study on the duration of strong earthquake ground motion”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- [67] Udawadia, F. E. y Trifunac, M. D. (1973), “The Fourier transform, response spectra and their relationship through the statistics of oscillator response”,

Earthquake Engineering Research Laboratory California Institute of Technology, Pasadena, California 91109. Report No. EERL 73-01.

- [68] Villaverde, R. (2007), "Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures", State of the Art. ASCE Journal of Structural Engineering. 133, 1, 57-66.
- [69] Wang, Z. (2002), "Ground-Motion Parameters and Time Histories". Kentucky Geological Survey. University of Kentucky, Lexington.
- [70] Youngs, R. R., Chiou, S. J., Silva, W. J., y Humphrey, J. R. (1997), "Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes Based on Empirical Data and Numerical Modeling", Seismological Research Letters, Seismological Society of America, Vol. 68, No. 1, pp 64-73.

## **ANEXO A**

A continuación se presentan las aceleraciones espectrales para las tres zonas sísmicas del país, representadas en sus respectivos capitales regionales para el sismo de nivel ocasional (periodo de retorno de 72 años) y el sismo raro (periodo de retorno de 475 años)

**ZONA SISMICA 3**

**Aceleraciones espectrales (% g) en suelo firme de las principales ciudades del Perú para un período de retorno de 72 años**

Periodo Estructural (s)	Lima	Ica	Chiclayo	Piura	Arequipa	Moquegua	Tacna	Ancash	Trujillo	Tumbes	Cajamarca
	LON=-77.05	LON=-75.74	LON=-79.83	LON=-80.63	LON=-71.53	LON=-70.93	LON=-70.25	LON=-77.53	LON=-79.03	LON=-80.45	LON=-78.51
	LAT=-12.09	LAT=-14.06	LAT=-6.76	LAT=-5.2	LAT=-16.39	LAT=-17.19	LAT=-18.01	LAT=-9.53	LAT=-8.11	LAT=-3.56	LAT=-7.16
<b>PGA(T=0.0s)</b>	0.294	0.295	0.202	0.212	0.240	0.246	0.262	0.232	0.272	0.219	0.190
<b>0.075</b>	0.475	0.481	0.357	0.396	0.356	0.367	0.403	0.367	0.451	0.411	0.293
<b>0.100</b>	0.538	0.544	0.400	0.445	0.399	0.412	0.454	0.411	0.510	0.463	0.330
<b>0.200</b>	0.668	0.672	0.471	0.509	0.538	0.551	0.590	0.530	0.627	0.527	0.421
<b>0.300</b>	0.638	0.638	0.432	0.455	0.529	0.541	0.573	0.508	0.594	0.470	0.407
<b>0.400</b>	0.557	0.555	0.367	0.379	0.465	0.474	0.502	0.440	0.514	0.390	0.358
<b>0.500</b>	0.488	0.484	0.317	0.321	0.415	0.422	0.443	0.389	0.445	0.331	0.320
<b>0.750</b>	0.364	0.359	0.228	0.220	0.325	0.330	0.340	0.297	0.332	0.229	0.242
<b>1.000</b>	0.271	0.265	0.168	0.153	0.246	0.249	0.256	0.223	0.242	0.161	0.187
<b>1.500</b>	0.167	0.162	0.103	0.084	0.160	0.161	0.163	0.142	0.145	0.091	0.120
<b>2.000</b>	0.125	0.120	0.076	0.059	0.122	0.123	0.123	0.108	0.107	0.065	0.091
<b>3.000</b>	0.083	0.079	0.050	0.038	0.081	0.081	0.081	0.071	0.070	0.042	0.059
<b>4.000</b>	0.048	0.046	0.029	0.022	0.047	0.047	0.047	0.042	0.040	0.024	0.035



**ZONA SISMICA 2**

**Aceleraciones espectrales (% g) en suelo firme de las principales ciudades del Perú para un período de retorno de 72 años**

Período Estructural (s)	Pucallpa	Puerto-Maldonado	Juliaca	Cuzco	Abancay	Huánuco	Pasco	Huancayo	Huancavelica	Moyobamba	Chachapoyas	Ayacucho
	LON=74.55	LON=69.19	LON=70.13	LON=71.97	LON=72.88	LON=76.23	LON=76.26	LON=75.21	LON=74.97	LON=76.96	LON=77.86	LON=74.20
	LAT=8.38	LAT=12.60	LAT=15.50	LAT=13.52	LAT=13.63	LAT=9.92	LAT=10.68	LAT=12.06	LAT=12.78	LAT=6.03	LAT=6.22	LAT=13.15
<b>PGA(T=0s)</b>	0.188	0.048	0.153	0.178	0.208	0.186	0.194	0.187	0.205	0.235	0.200	0.220
<b>0.075</b>	0.263	0.057	0.203	0.264	0.316	0.273	0.291	0.273	0.309	0.340	0.285	0.338
<b>0.100</b>	0.299	0.065	0.227	0.298	0.352	0.310	0.329	0.309	0.347	0.381	0.323	0.378
<b>0.200</b>	0.406	0.099	0.329	0.391	0.461	0.408	0.428	0.409	0.455	0.520	0.435	0.493
<b>0.300</b>	0.406	0.106	0.337	0.383	0.449	0.401	0.418	0.402	0.444	0.516	0.433	0.477
<b>0.400</b>	0.365	0.100	0.308	0.340	0.394	0.357	0.370	0.358	0.391	0.457	0.388	0.417
<b>0.500</b>	0.331	0.095	0.282	0.304	0.351	0.321	0.332	0.323	0.350	0.410	0.351	0.369
<b>0.750</b>	0.259	0.083	0.230	0.234	0.269	0.248	0.256	0.249	0.269	0.324	0.277	0.281
<b>1.000</b>	0.202	0.071	0.186	0.181	0.204	0.193	0.198	0.194	0.206	0.247	0.216	0.212
<b>1.500</b>	0.132	0.054	0.128	0.120	0.131	0.127	0.130	0.127	0.133	0.161	0.144	0.133
<b>2.000</b>	0.100	0.044	0.101	0.092	0.100	0.096	0.100	0.097	0.101	0.122	0.112	0.099
<b>3.000</b>	0.066	0.028	0.067	0.061	0.066	0.063	0.066	0.064	0.067	0.079	0.073	0.065
<b>4.000</b>	0.038	0.017	0.040	0.036	0.039	0.037	0.039	0.038	0.039	0.047	0.043	0.038

<b>ZONA SISMICA 1</b>	
<b>Aceleración Espectral (g)</b>	
<b>Periodo Estructural (s)</b>	<b>Iquitos</b>
	LON=-73.25 LAT=-3.75
<b>PGA(T=0.0s)</b>	0.044
<b>0.075</b>	0.053
<b>0.100</b>	0.060
<b>0.200</b>	0.090
<b>0.300</b>	0.095
<b>0.400</b>	0.088
<b>0.500</b>	0.082
<b>0.750</b>	0.070
<b>1.000</b>	0.057
<b>1.500</b>	0.039
<b>2.000</b>	0.029
<b>3.000</b>	0.017
<b>4.000</b>	0.010

### ZONA SISMICA 3

**Aceleraciones espectrales (% g) en suelo firme de las principales ciudades del Perú para un período de retorno de 475 años**

Periodo Estructural (s)	Lima	Ica	Chiclayo	Piura	Arequipa	Moquegua	Tacna	Ancash	Trujillo	Tumbes	Cajamarca
	LON=-77.05	LON=-75.74	LON=-79.83	LON=-80.63	LON=-71.53	LON=-70.93	LON=-70.25	LON=-77.53	LON=-79.03	LON=-80.45	LON=-78.51
	LAT=-12.09	LAT=-14.06	LAT=-6.76	LAT=-5.2	LAT=-16.39	LAT=-17.19	LAT=-18.01	LAT=-9.53	LAT=-8.11	LAT=-3.56	LAT=-7.16
<b>0.000</b>	0.534	0.541	0.383	0.415	0.436	0.446	0.482	0.415	0.496	0.423	0.345
<b>0.075</b>	0.865	0.886	0.695	0.785	0.646	0.667	0.744	0.664	0.819	0.808	0.547
<b>0.100</b>	0.969	0.991	0.783	0.887	0.725	0.750	0.840	0.746	0.925	0.914	0.611
<b>0.200</b>	1.211	1.230	0.913	1.000	0.973	0.997	1.082	0.950	1.137	1.021	0.775
<b>0.300</b>	1.154	1.166	0.829	0.902	0.958	0.978	1.049	0.913	1.077	0.920	0.744
<b>0.400</b>	1.003	1.010	0.695	0.742	0.847	0.865	0.925	0.787	0.935	0.758	0.650
<b>0.500</b>	0.891	0.891	0.595	0.624	0.755	0.769	0.817	0.693	0.815	0.638	0.578
<b>0.750</b>	0.659	0.655	0.428	0.433	0.588	0.596	0.621	0.530	0.605	0.445	0.442
<b>1.000</b>	0.494	0.486	0.316	0.306	0.448	0.453	0.469	0.396	0.446	0.320	0.340
<b>1.500</b>	0.313	0.305	0.204	0.185	0.297	0.300	0.305	0.262	0.280	0.196	0.231
<b>2.000</b>	0.237	0.229	0.162	0.141	0.231	0.232	0.234	0.207	0.214	0.151	0.187
<b>3.000</b>	0.168	0.162	0.113	0.098	0.162	0.163	0.164	0.145	0.150	0.104	0.129
<b>4.000</b>	0.097	0.093	0.067	0.057	0.094	0.095	0.095	0.085	0.087	0.061	0.076

## ZONA SISMICA 2

Aceleraciones espectrales (% g) en suelo firme de las principales ciudades del Perú para un período de retorno de 475 años

Periodo Estructural (s)	Pucallpa	Puertmalдона	Juliaca	Cuzco	Abancay	Huánuco	Pasco	Huancayo	Huancavelica	Moyobamba	Chachapoyas	Ayacucho
	LON=-74.55	LON=-69.19	LON=-70.13	LON=-71.97	LON=-72.88	LON=-76.23	LON=-76.26	LON=-75.21	LON=-74.97	LON=-76.96	LON=-77.86	LON=-74.20
	LAT=-8.38	LAT=-12.60	LAT=-15.50	LAT=-13.52	LAT=-13.63	LAT=-9.92	LAT=-10.68	LAT=-12.06	LAT=-12.78	LAT=-6.03	LAT=-6.22	LAT=-13.15
<b>0.000</b>	0.351	0.091	0.271	0.342	0.391	0.339	0.353	0.339	0.377	0.441	0.376	0.408
<b>0.075</b>	0.494	0.107	0.356	0.520	0.599	0.508	0.544	0.505	0.575	0.639	0.546	0.632
<b>0.100</b>	0.558	0.121	0.399	0.582	0.670	0.572	0.608	0.568	0.643	0.717	0.609	0.709
<b>0.200</b>	0.762	0.188	0.579	0.759	0.882	0.750	0.788	0.747	0.844	0.976	0.829	0.925
<b>0.300</b>	0.763	0.201	0.594	0.739	0.855	0.734	0.765	0.733	0.821	0.968	0.824	0.895
<b>0.400</b>	0.682	0.191	0.545	0.650	0.745	0.649	0.671	0.648	0.719	0.861	0.732	0.777
<b>0.500</b>	0.617	0.181	0.501	0.580	0.660	0.581	0.599	0.581	0.639	0.769	0.660	0.685
<b>0.750</b>	0.487	0.158	0.408	0.444	0.506	0.449	0.460	0.450	0.493	0.602	0.524	0.523
<b>1.000</b>	0.376	0.134	0.330	0.340	0.380	0.346	0.353	0.347	0.374	0.461	0.402	0.389
<b>1.500</b>	0.251	0.107	0.235	0.224	0.246	0.232	0.237	0.233	0.246	0.307	0.272	0.250
<b>2.000</b>	0.195	0.090	0.193	0.178	0.193	0.183	0.189	0.185	0.194	0.236	0.214	0.195
<b>3.000</b>	0.133	0.060	0.133	0.123	0.133	0.126	0.130	0.128	0.134	0.163	0.147	0.135
<b>4.000</b>	0.077	0.036	0.079	0.072	0.078	0.074	0.077	0.075	0.078	0.095	0.087	0.079

**ZONA SISMICA 1****Aceleración Espectral (g)**

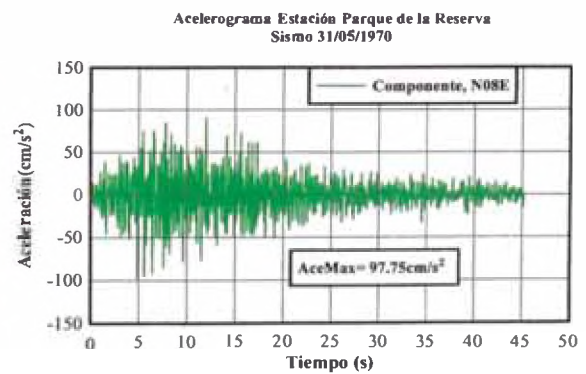
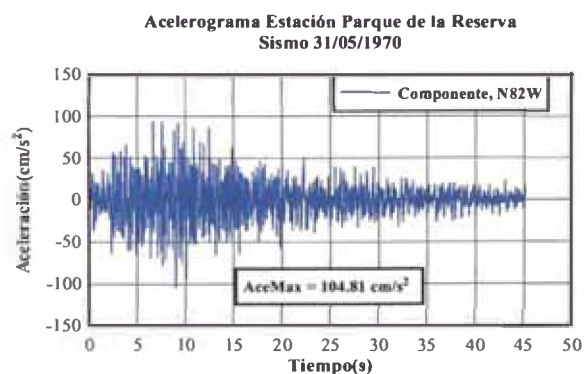
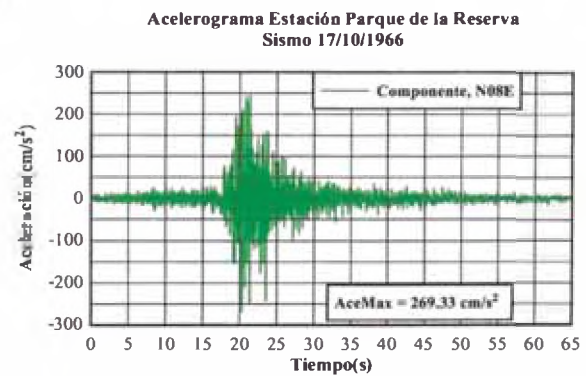
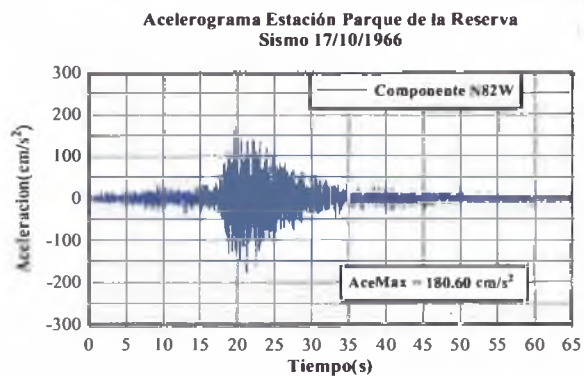
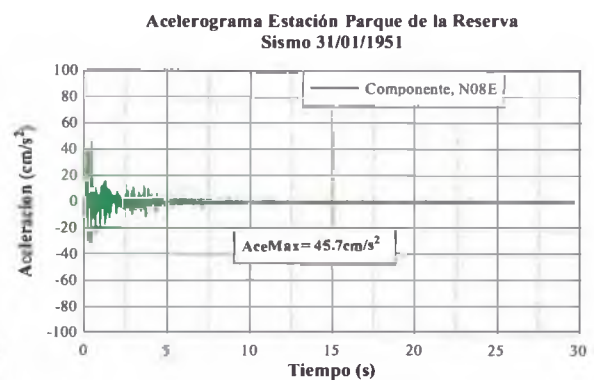
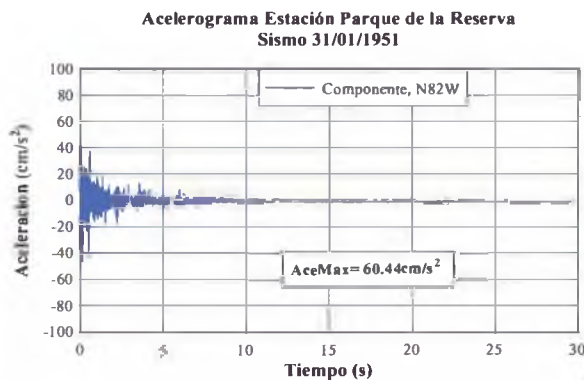
<b>Periodo Estructural (s)</b>	<b>Iquitos</b>
	LON=-73.25 LAT=-3.75
<b>0.000</b>	0.123
<b>0.075</b>	0.143
<b>0.100</b>	0.161
<b>0.200</b>	0.250
<b>0.300</b>	0.268
<b>0.400</b>	0.252
<b>0.500</b>	0.238
<b>0.750</b>	0.208
<b>1.000</b>	0.175
<b>1.500</b>	0.135
<b>2.000</b>	0.115
<b>3.000</b>	0.075
<b>4.000</b>	0.046

## ANEXO B

La siguiente sección muestra los acelerogramas horizontales seleccionados y registrados en diferentes estaciones sísmicas del Perú, las cuales se han modificado mediante procedimientos de escalamientos y de ajuste espectrales presentados en esta investigación.

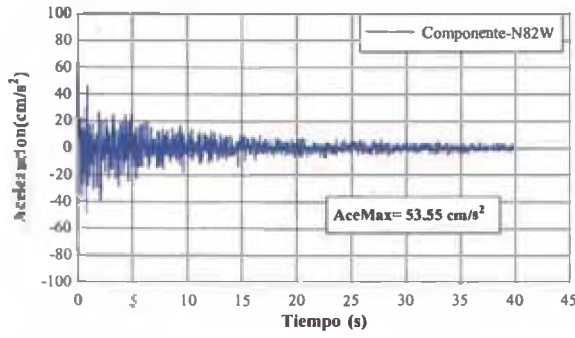
Es decir el valor máximo de cada registro sísmico se ha escalado a la aceleración máxima del suelo para el sismo ocasional y el ajuste de los valores espectrales del espectro de respuesta de cada uno de los registros sísmicos al espectro de peligro uniforme (UHS) considerado como el espectro objetivo (Target Spectrum) para el sismo de nivel ocasional con un periodo de retorno de 72 años.

### 1) Acelerogramas de los registros sísmicos originales

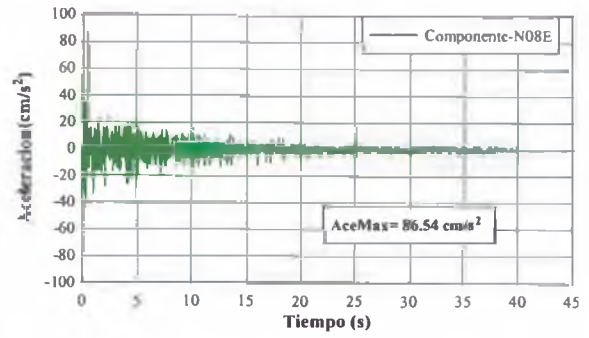




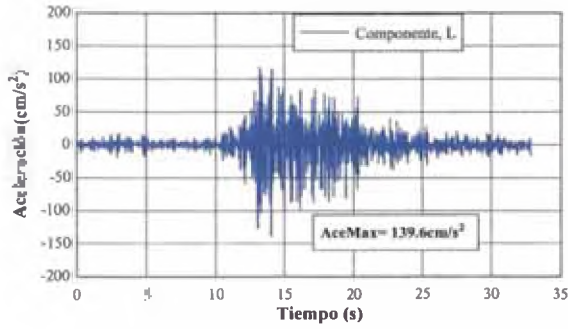
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 29/11/1971**



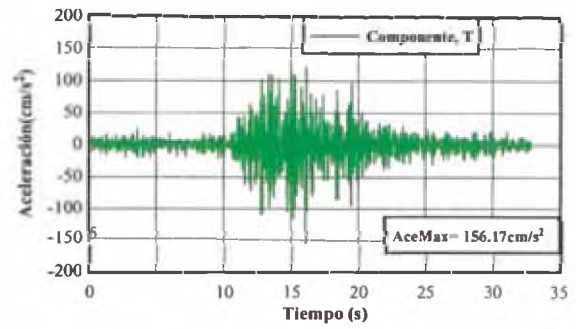
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 29/11/1971**



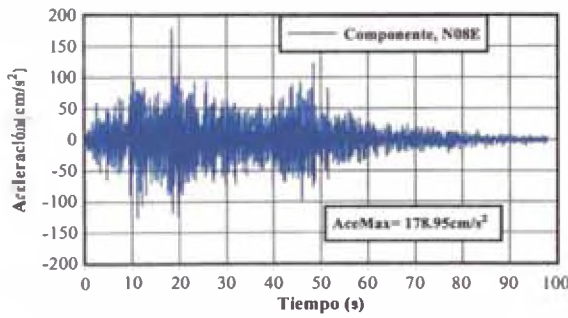
**Acelerograma Estación Zarate  
Sismo 05/01/1974**



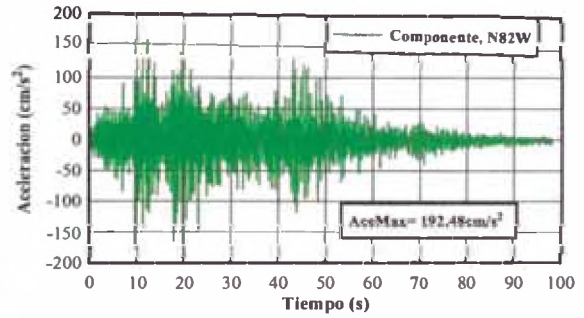
**Acelerograma Estación Zarate  
Sismo 05/01/1974**



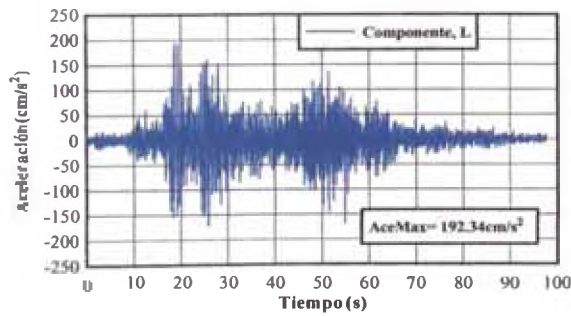
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 3/10/1974**



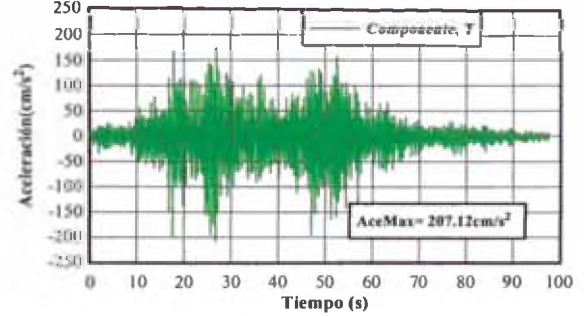
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 3/10/1974**



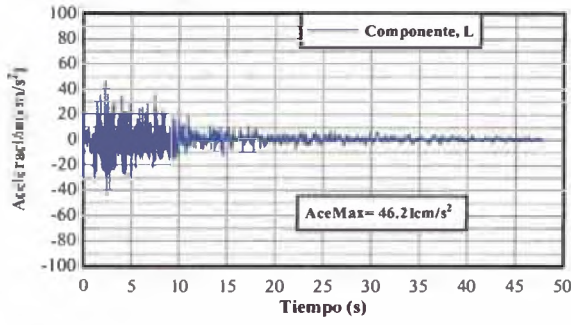
**Acelerograma Estación Surco  
Sismo 3/10/1974**



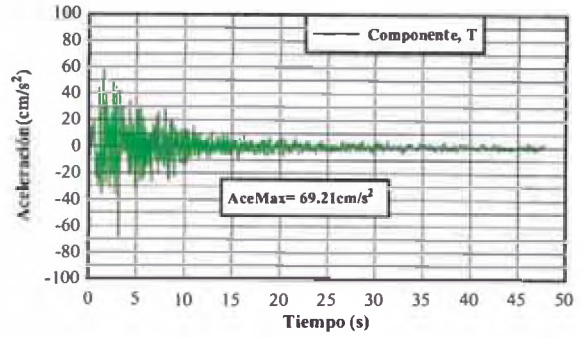
**Acelerograma Estación Surco  
Sismo 3/10/1974**



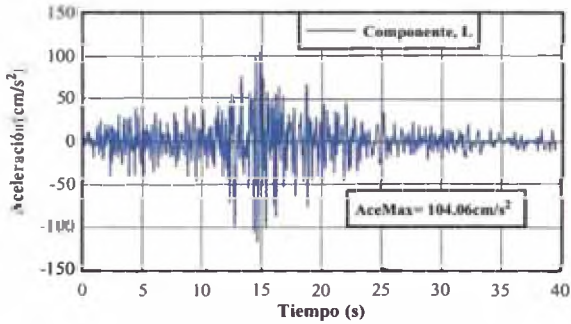
Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 09/11/1974



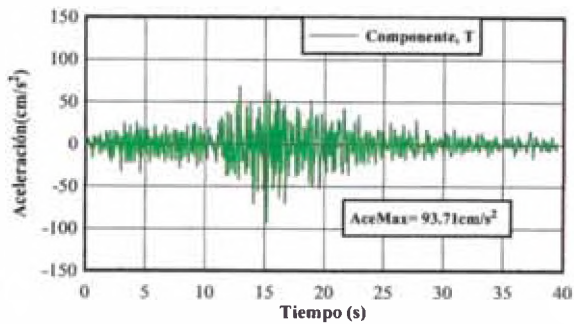
Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 09/11/1974



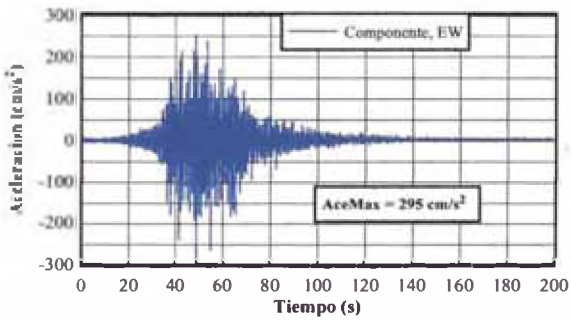
Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974



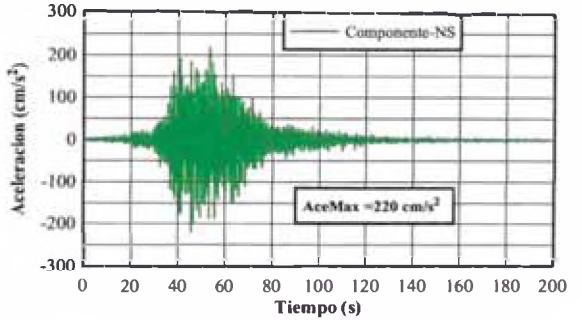
Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974



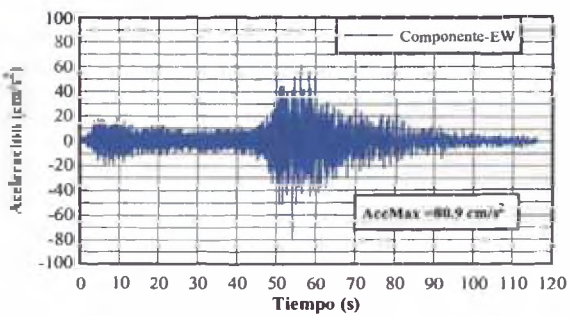
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 23/06/2001



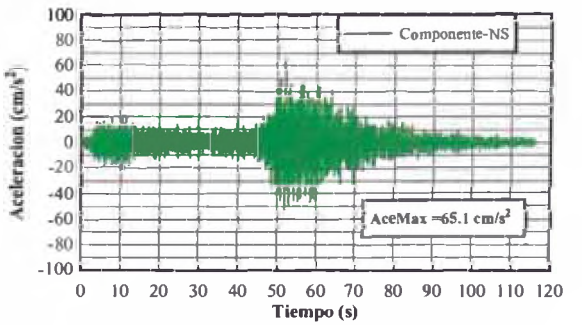
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 23/06/2001



Acelerograma Estación UNSA  
Sismo 13/06/2005

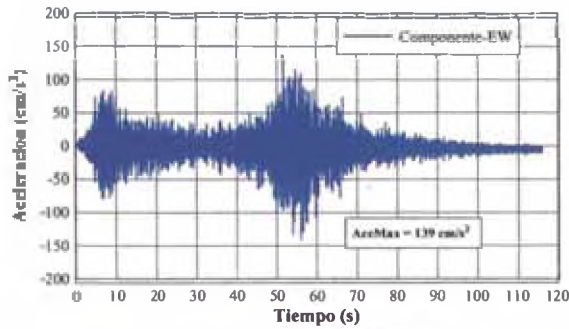


Acelerograma Estación UNSA  
Sismo 13/06/2005

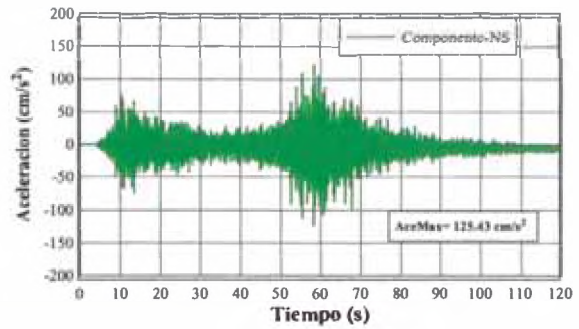




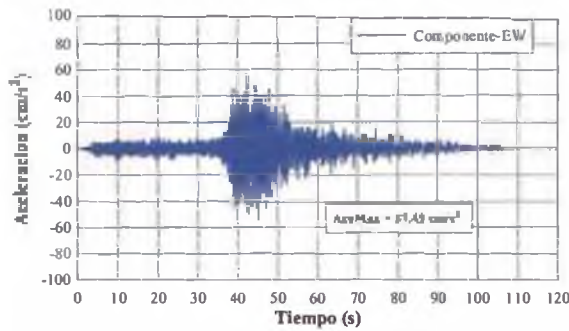
**Acelerograma Estación CHARACATO**  
Sismo 13/06/2005



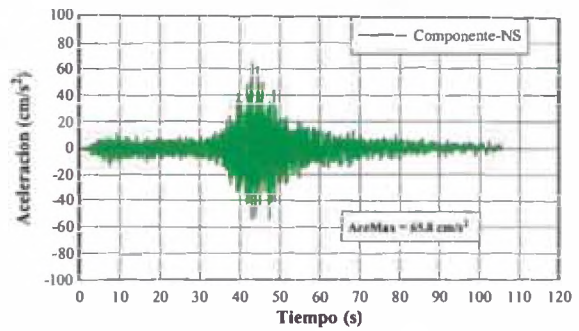
**Acelerograma Estación CHARACATO**  
Sismo 13/06/2005



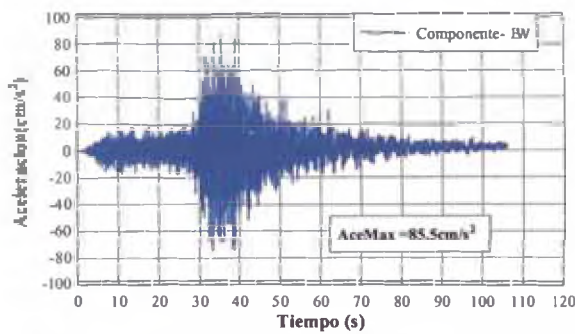
**Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas**  
Sismo 13/06/2005



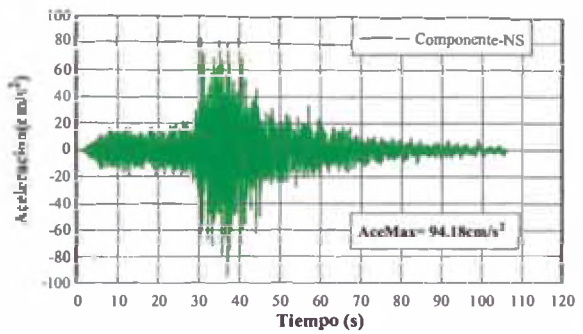
**Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas**  
Sismo 13/06/2005



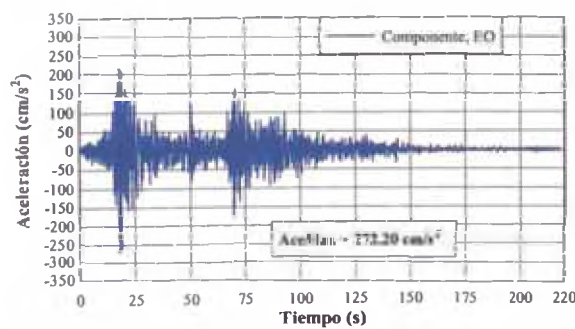
**Acelerograma Estación TAC1**  
Sismo 13/06/2005



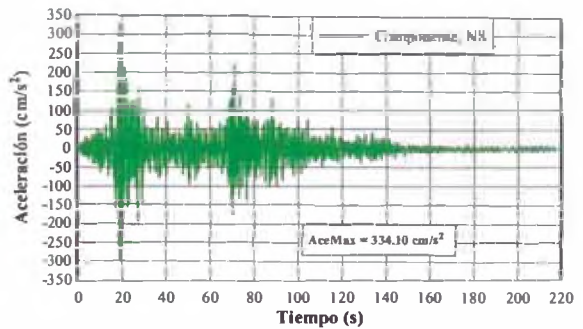
**Acelerograma Estación TAC1**  
Sismo 13/06/2005



**Acelerograma Estación ICA2**  
Sismo-Pisco 15/08/2007

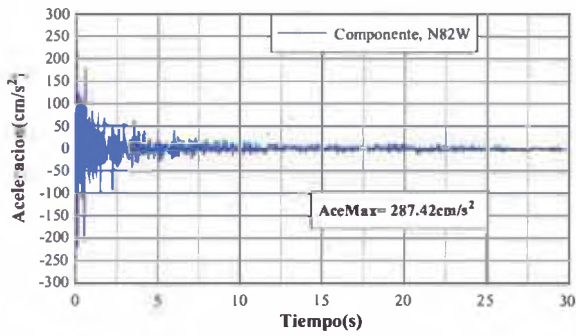


**Acelerograma Estación ICA2**  
Sismo-Pisco 15/08/2007

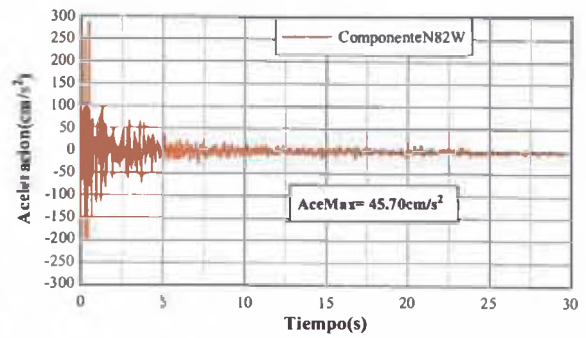


**2) Registros escalados a la aceleración máxima del suelo  
PGA=0.293g**

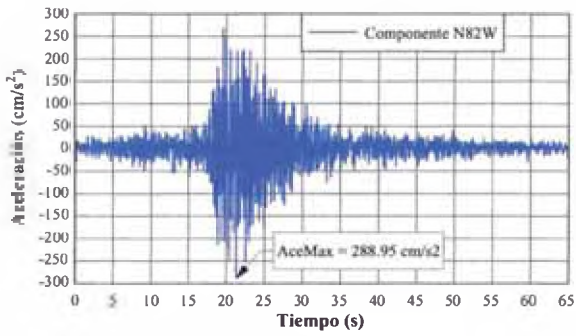
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/01/1951**



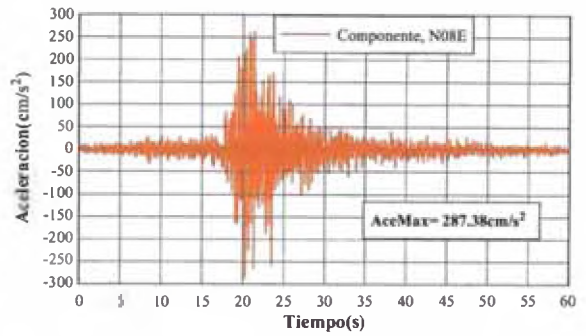
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/01/1951**



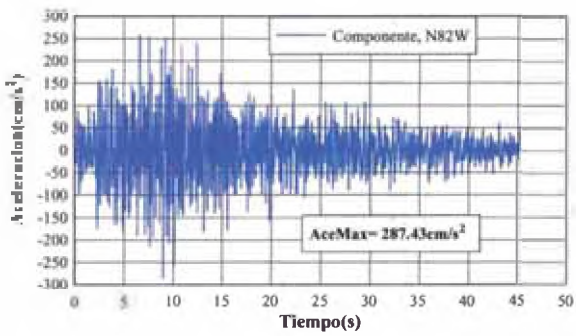
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 17/10/1966**



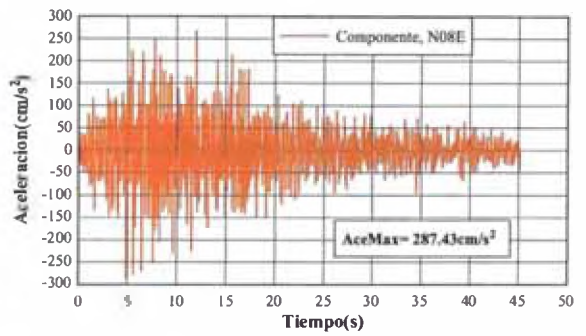
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 17/10/1966**



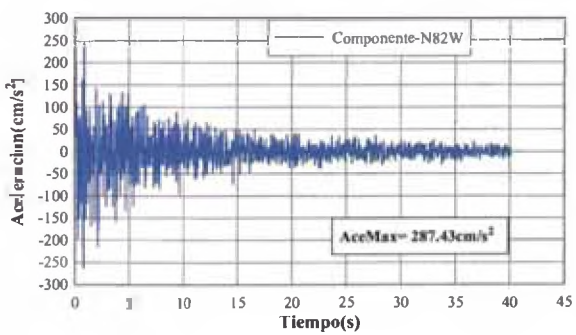
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/05/1970**



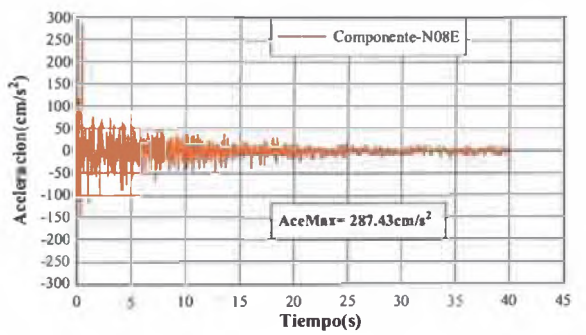
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/05/1970**



**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 29/11/1971**

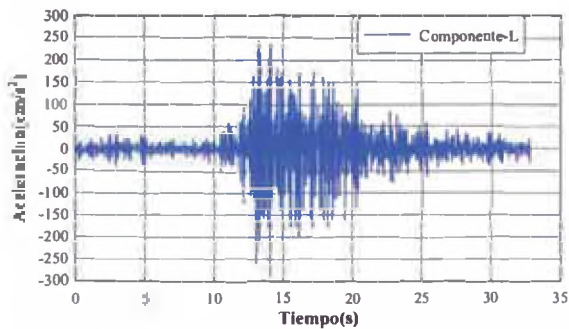


**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 29/11/1971**

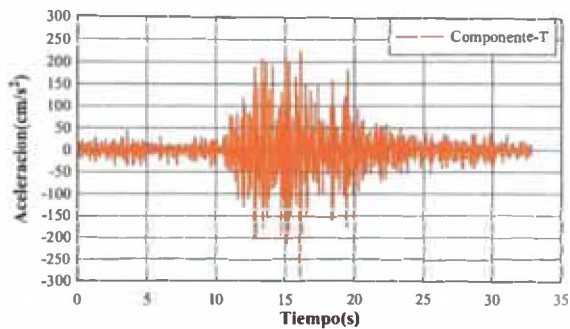




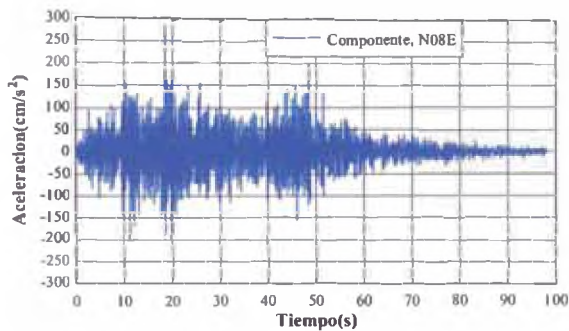
**Acelerograma Estación Zarate**  
Sismo 05/01/1974



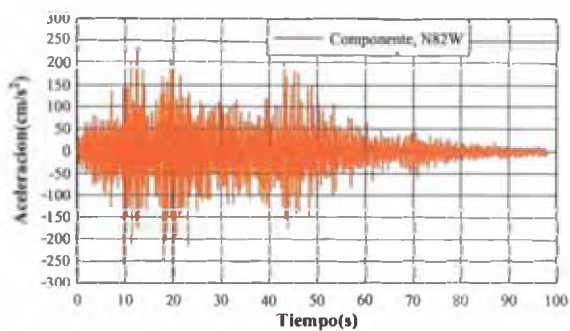
**Acelerograma Estación Zarate**  
Sismo 05/01/1974



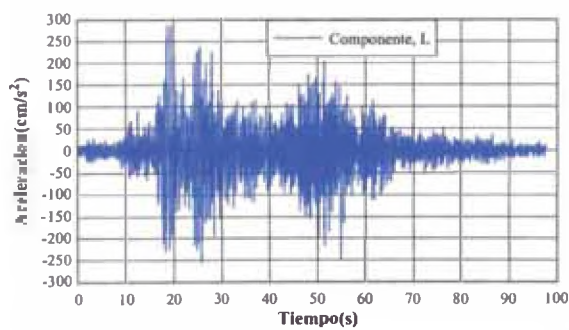
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva**  
Sismo 3/10/1974



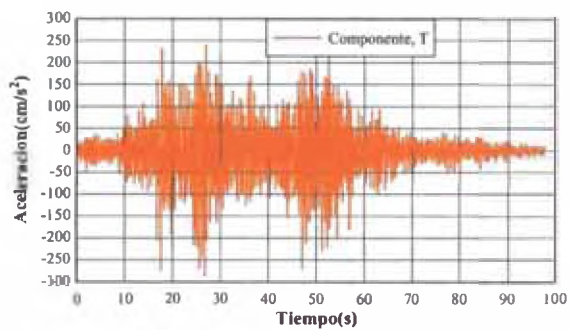
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva**  
Sismo 3/10/1974



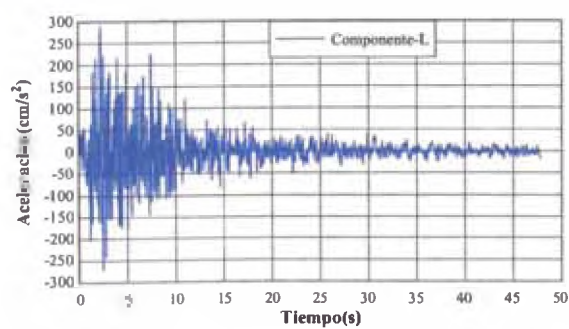
**Acelerograma Estación Surco**  
Sismo 3/10/1974



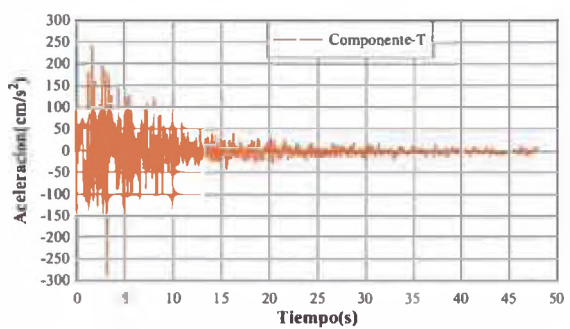
**Acelerograma Estación Surco**  
Sismo 3/10/1974



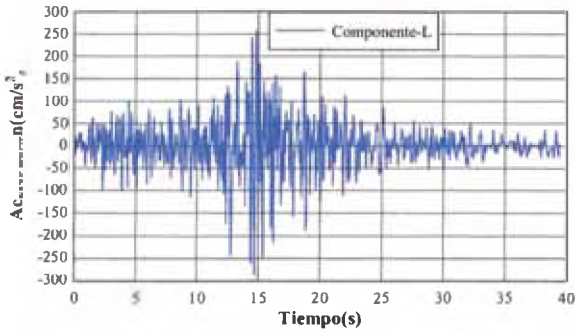
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva**  
Sismo 09/11/1974



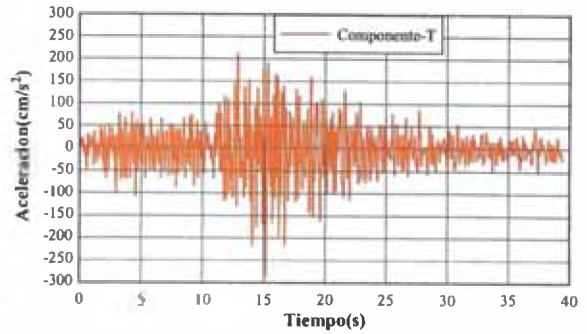
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva**  
Sismo 09/11/1974



**Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974**

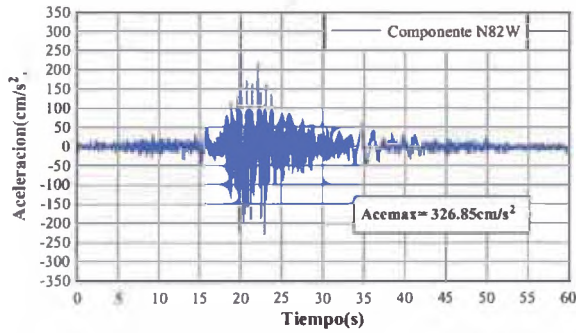


**Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974**

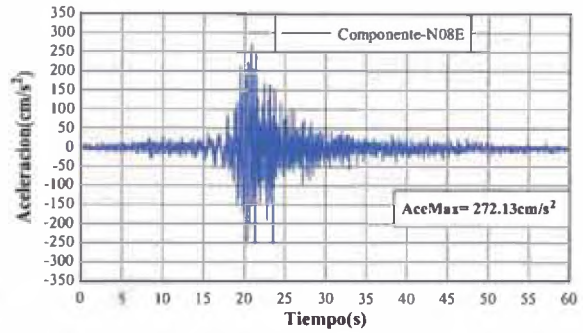


### 3) Registros sísmicos ajustados al espectro de peligro uniforme (espectro objetivo)

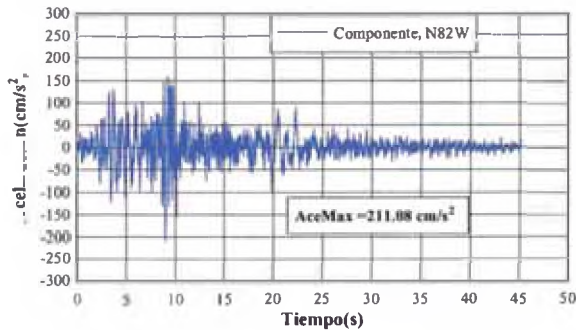
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 17/10/1966**



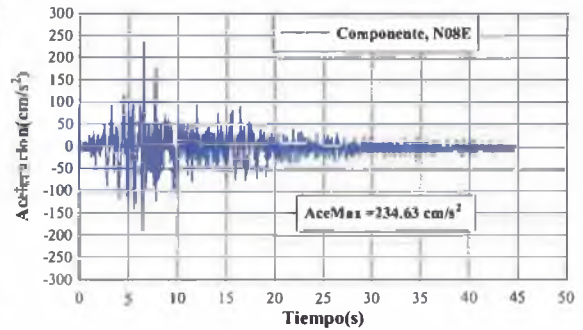
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 17/10/1966**



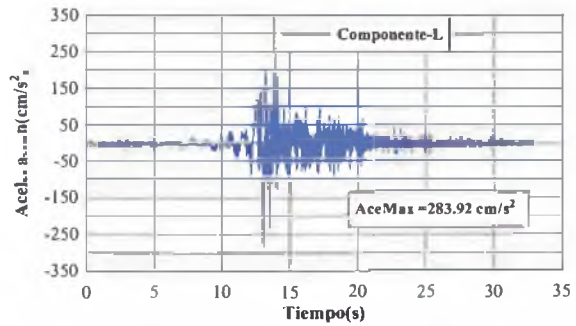
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/05/1970**



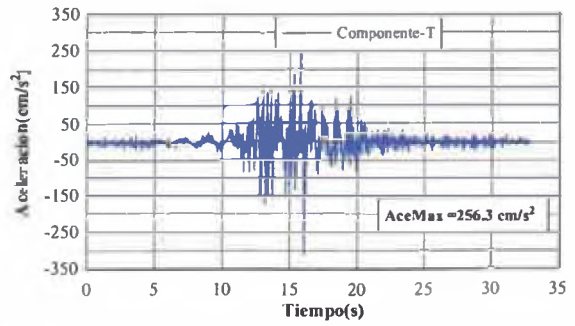
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 31/05/1970**



**Acelerograma Estación Zarate  
Sismo 05/01/1974**

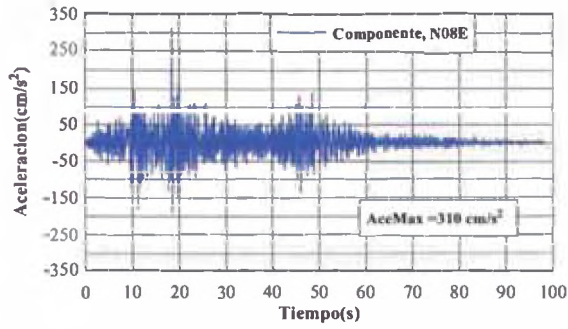


**Acelerograma Estación Zarate  
Sismo 05/01/1974**

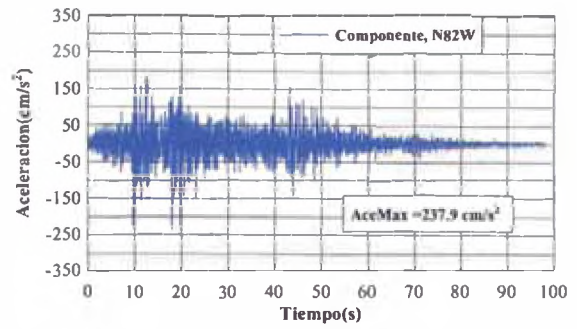




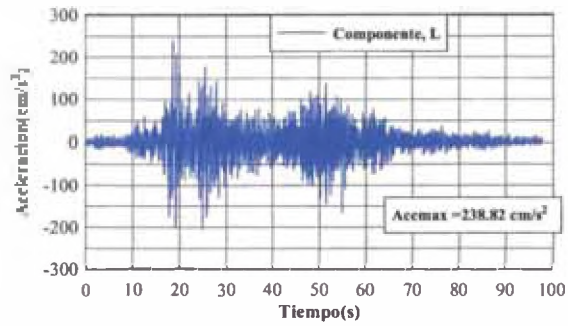
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 3/10/1974**



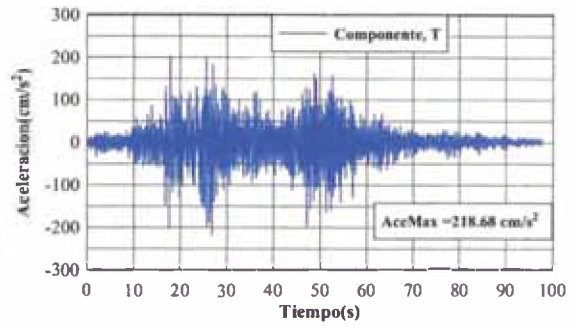
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 3/10/1974**



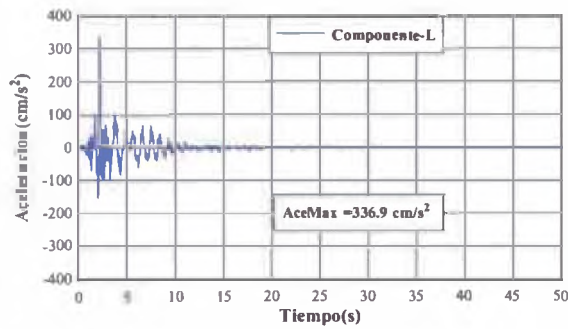
**Acelerograma Estación Surco  
Sismo 3/10/1974**



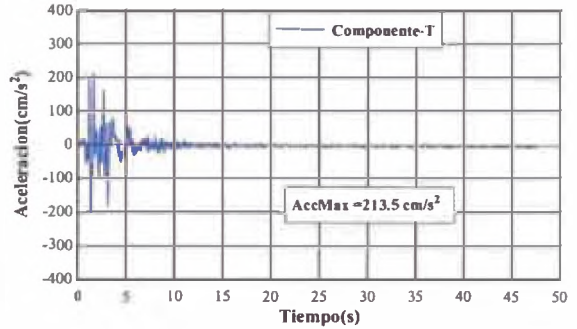
**Acelerograma Estación Surco  
Sismo 3/10/1974**



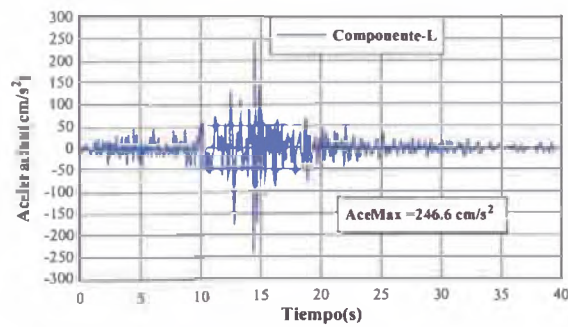
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 09/11/1974**



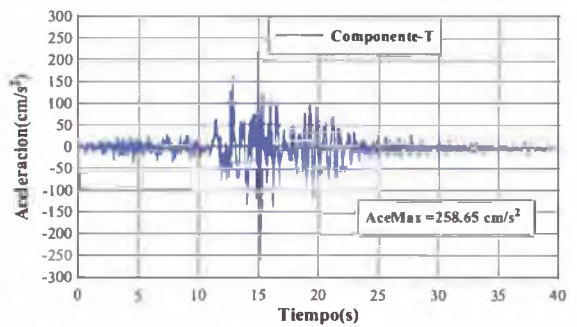
**Acelerograma Estación Parque de la Reserva  
Sismo 09/11/1974**



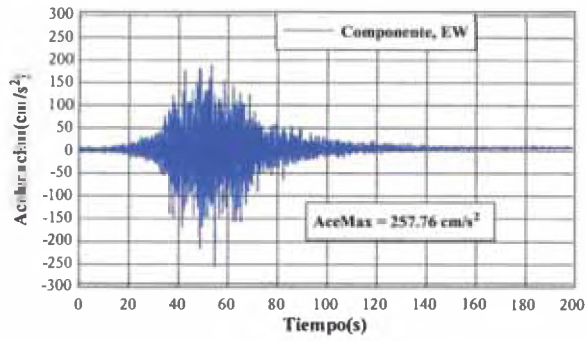
**Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974**



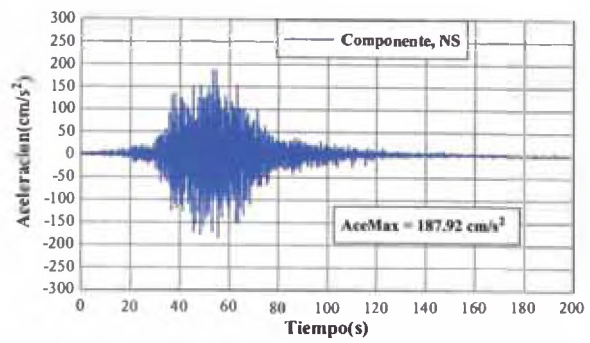
**Acelerograma Estación La Molina  
Sismo 09/11/1974**



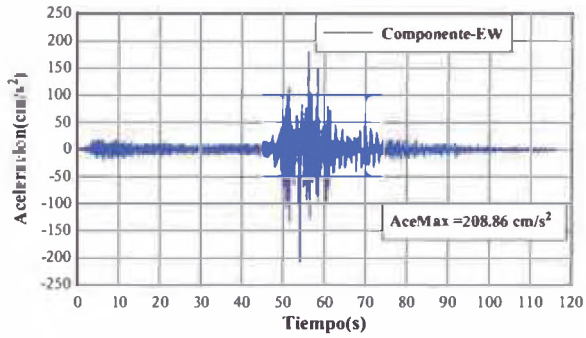
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 23/06/2001



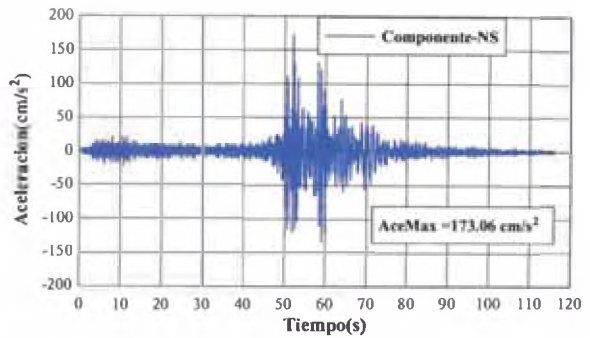
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 23/06/2001



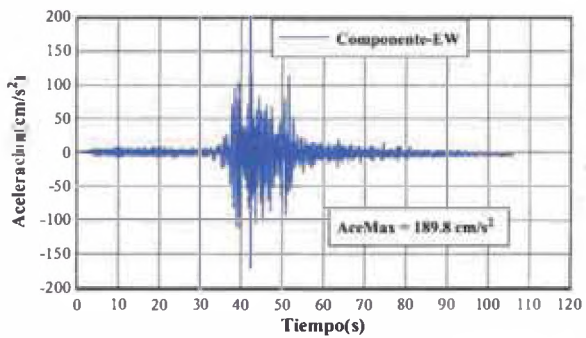
Acelerograma Estación UNSA  
Sismo 13/06/2005



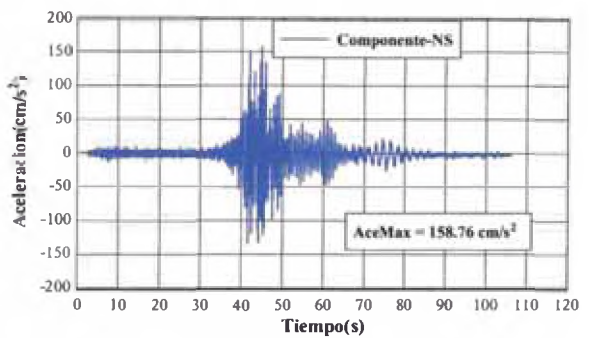
Acelerograma Estación UNSA  
Sismo 13/06/2005



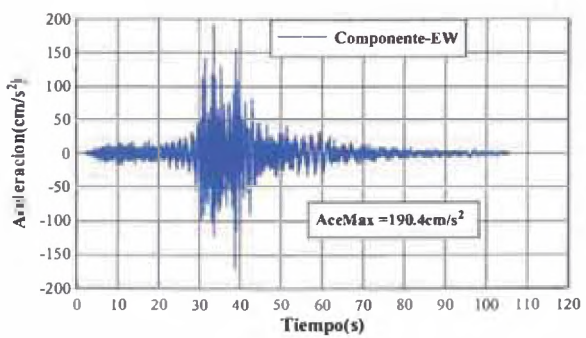
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 13/06/2005



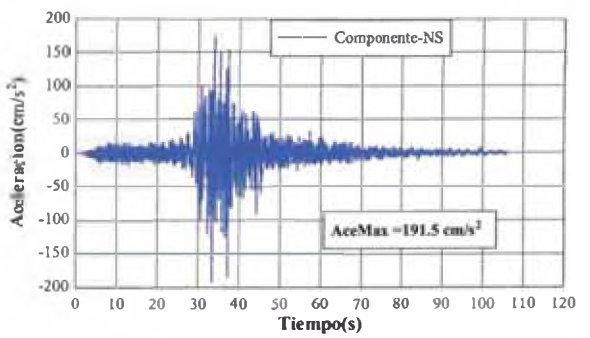
Acelerograma Estación Cesar Vizcarra Vargas  
Sismo 13/06/2005



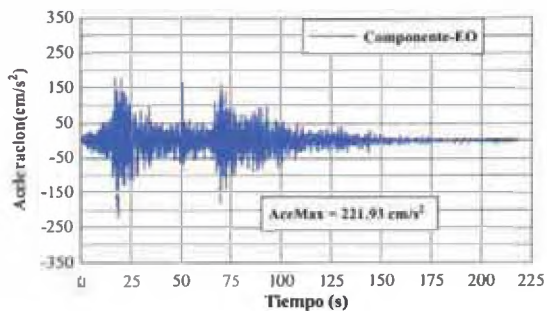
Acelerograma Estación TAC1  
Sismo 13/06/2005



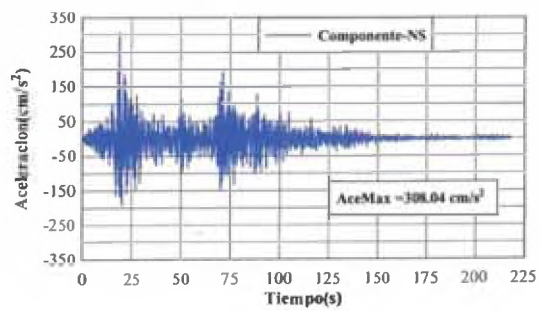
Acelerograma Estación TAC1  
Sismo 13/06/2005



Acelerograma Estación ICA2  
Sismo-Pisco 15/08/2007



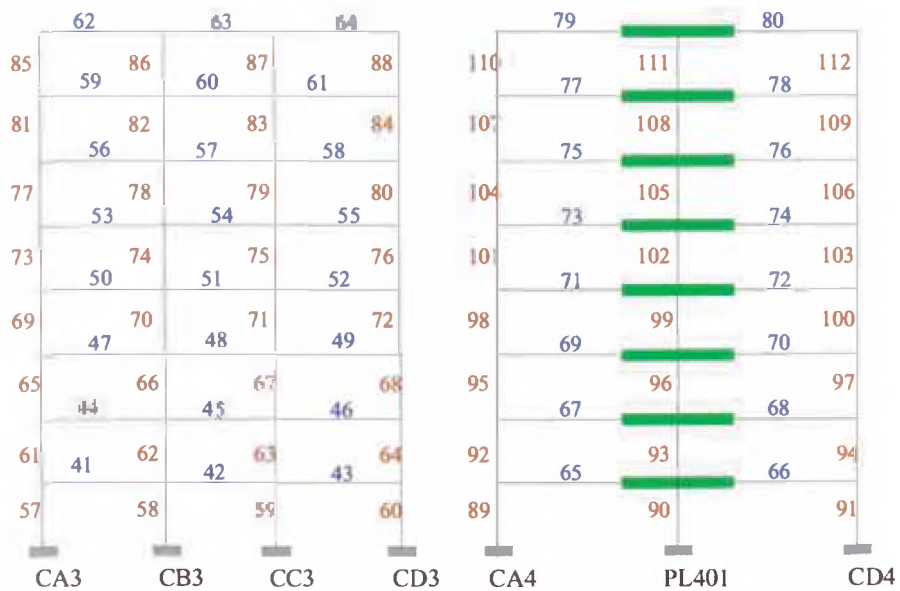
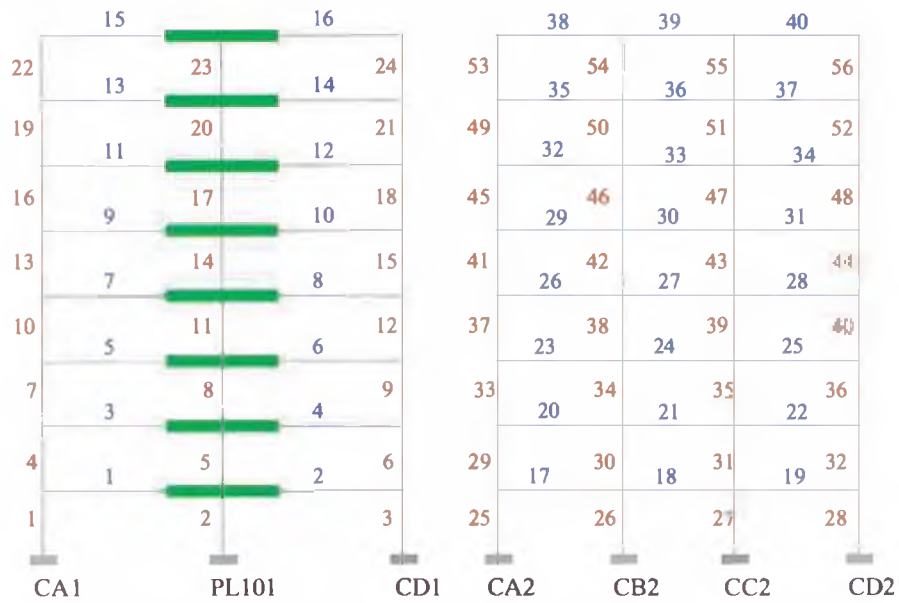
Acelerograma Estación ICA2  
Sismo-Pisco 15/08/2007



## ANEXO C

### Cálculo de las propiedades inelásticas de vigas, columnas y muros de corte.

En las siguientes tablas se presenta las propiedades inelásticas de cada uno de los elementos estructurales para el edificio de ocho niveles.









**COLUMNA CB2**

			PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS											
			MOMENTO CURVATURA						ROTACION					
NIVEL	ELEMENTO	APOYO	$\phi'y$ (rad/m)	My (tn-m)	$\phi y$ (rad/m)	Mn (tn-m)	$\phi u$ (rad/m)	Mu (tn-m)	$\mu\phi$	ln (m)	Lp (m)	$\theta y$ (rad)	$\theta p$ (rad)	$\theta u$ (rad)
PISO 1	COL CB2	INF	0.00725	67.16	0.00903	83.70	0.12180	79.58	13.49	2.4	0.275	0.00361	0.03101	0.03462
		SUP	0.00725	67.16	0.00903	83.70	0.12180	79.58	13.49	2.4	0.275	0.00361	0.03101	0.03462
PISO 2	COL CB2	INF	0.00755	60.54	0.00928	74.41	0.12010	78.22	12.95	2.4	0.275	0.00371	0.03048	0.03419
		SUP	0.00755	60.54	0.00928	74.41	0.12010	78.22	12.95	2.4	0.275	0.00371	0.03048	0.03419
PISO 3	COL CB2	INF	0.00899	44.44	0.01026	50.74	0.13510	47.17	13.17	2.4	0.25	0.00410	0.03121	0.03531
		SUP	0.00899	44.44	0.01026	50.74	0.13510	47.17	13.17	2.4	0.25	0.00410	0.03121	0.03531
PISO 4	COL CB2	INF	0.00899	42.56	0.01018	48.21	0.13510	45.29	13.27	2.4	0.25	0.00407	0.03123	0.03530
		SUP	0.00899	42.56	0.01018	48.21	0.13510	45.29	13.27	2.4	0.25	0.00407	0.03123	0.03530
PISO 5	COL CB2	INF	0.00899	39.85	0.01021	45.28	0.13510	43.18	13.23	2.4	0.25	0.00408	0.03122	0.03531
		SUP	0.00899	39.85	0.01021	45.28	0.13510	43.18	13.23	2.4	0.25	0.00408	0.03122	0.03531
PISO 6	COL CB2	INF	0.00899	36.43	0.01039	42.13	0.13510	40.41	13.00	2.4	0.25	0.00416	0.03118	0.03533
		SUP	0.00899	36.43	0.01039	42.13	0.13510	40.41	13.00	2.4	0.25	0.00416	0.03118	0.03533
PISO 7	COL CB2	INF	0.00804	31.99	0.00972	38.70	0.13510	37.06	13.90	2.4	0.25	0.00389	0.03134	0.03523
		SUP	0.00804	31.99	0.00972	38.70	0.13510	37.06	13.90	2.4	0.25	0.00389	0.03134	0.03523
PISO 8	COL CB2	INF	0.00804	28.16	0.00969	33.96	0.13510	33.16	13.94	2.4	0.25	0.00388	0.03135	0.03523
		SUP	0.00804	28.16	0.00969	33.96	0.13510	33.16	13.94	2.4	0.25	0.00388	0.03135	0.03523

h(m)	0.55
b(m)	0.55

<b>h(m)</b>	<b>0.6</b>
<b>b(m)</b>	<b>0.3</b>

			<b>PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS</b>											
			<b>MOMENTO CURVATURA</b>							<b>ROTACION</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>APOYO</b>	$\phi'y$ (rad/m)	$M_y$ (tn-m)	$\phi_y$ (rad/m)	$M_n$ (tn-m)	$\phi_u$ (rad/m)	$M_u$ (tn-m)	$\mu\phi$	$l_n$ (m)	$L_p$ (m)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_p$ (rad)	$\theta_u$ (rad)
PISO 1	VIGA 1	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 1	VIGA 2	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 2	VIGA 3	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 2	VIGA 4	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 3	VIGA 5	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 3	VIGA 6	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 4	VIGA 7	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 4	VIGA 8	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 5	VIGA 9	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 5	VIGA 10	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631

PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS														
NIVEL	ELEMENTO	APOYO	MOMENTO CURVATURA							ROTACION				
			$\phi'y$ (rad/m)	$M_y$ (tn-m)	$\phi_y$ (rad/m)	$M_n$ (tn-m)	$\phi_u$ (rad/m)	$M_u$ (tn-m)	$\mu\phi$	$I_n$ (m)	$L_p$ (m)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_p$ (rad)	$\theta_u$ (rad)
PISO 6	VIGA 11	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 6	VIGA 12	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 7	VIGA 13	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 7	VIGA 14	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.25	0.3	0.00491	0.03141	0.03631
PISO 8	VIGA 15	IZQ	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.25	0.3	0.00490	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.25	0.3	0.00490	0.03141	0.03631
PISO 8	VIGA 16	IZQ	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.25	0.3	0.00490	0.03141	0.03631
		DER	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.25	0.3	0.00490	0.03141	0.03631



<b>h(m)</b>	<b>0.6</b>
<b>b(m)</b>	<b>0.3</b>

			<b>PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS</b>											
			<b>MOMENTO CURVATURA</b>							<b>ROTACION</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>APOYO</b>	$\phi'y$ (rad/m)	$M_y$ (tn-m)	$\phi_y$ (rad/m)	$M_n$ (tn-m)	$\phi_u$ (rad/m)	$M_u$ (tn-m)	$\mu\phi$	$l_n$ (m)	$l_p$ (m)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_p$ (rad)	$\theta_u$ (rad)
PISO 1	VIGA 17	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 1	VIGA 18	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 1	VIGA 19	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 2	VIGA 20	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 2	VIGA 21	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 2	VIGA 22	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 3	VIGA 23	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 3	VIGA 24	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 3	VIGA 25	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 4	VIGA 26	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 4	VIGA 27	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 4	VIGA 28	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650

NIVEL	ELEMENTO	APOYO	$\phi'y$ (rad/m)	My (tn-m)	$\phi y$ (rad/m)	Mn (tn-m)	$\phi u$ (rad/m)	Mu (tn-m)	$\mu\phi$	ln (m)	Lp (m)	$\theta y$ (rad)	$\theta p$ (rad)	$\theta u$ (rad)
PISO 5	VIGA 29	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 5	VIGA 30	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 5	VIGA 31	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 6	VIGA 32	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 6	VIGA 33	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 6	VIGA 34	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 7	VIGA 35	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 7	VIGA 36	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 7	VIGA 37	IZQ	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	20.45	0.00561	21.04	0.11030	21.85	19.68	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 8	VIGA 38	IZQ	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 8	VIGA 39	IZQ	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
PISO 8	VIGA 40	IZQ	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650
		DER	0.00545	16.34	0.00560	16.80	0.11030	17.43	19.69	5.45	0.3	0.00509	0.03141	0.03650

**PLACAS DEL EJE 1,4,A,D**

<b>Lw(m)</b>	<b>5.6</b>
<b>hw(m)</b>	<b>24</b>

<b>PROPIEDADES INELASTICAS EN LOS EXTREMOS DE LAS PLACAS</b>														
<b>MOMENTO CURVATURA</b>										<b>ROTACION</b>				
<b>NIVEL</b>	<b>ELEMENTO</b>	<b>APOYO</b>	$\phi'y$ (rad/m)	<b>My</b> (tn-m)	$\phi_y$ (rad/m)	<b>Mn</b> (tn-m)	$\phi_u$ (rad/m)	<b>Mu</b> (tn-m)	$\mu\phi$	<b>ln</b> (m)	<b>Lp</b> (m)	$\theta_y$ (rad)	$\theta_p$ (rad)	$\theta_u$ (rad)
PISO 1	PL P1	INF	0.00059	2199.10	0.00077	2723.38	0.01901	3278.25	24.80	3	2.8	0.00038	0.05108	0.05147
		SUP	0.00059	2192.98	0.00075	2693.80	0.01941	3284.37	25.95	3	2.8	0.00037	0.05225	0.05263