

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**Evaluación por Desempeño Sismorresistente
del Edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la
Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga**

Presentado por : Erick Alexandher Sauñe Gutiérrez

AYACUCHO

PERÚ

2014

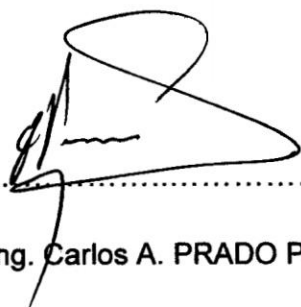
DEDICATORIA

A DIOS por iluminar y bendecir mi camino. A mis padres, Alejandro Sauñe Flores y Elsa Gutiérrez Jonoc, quienes me apoyaron de manera incondicional en mi formación académica; gracias a ustedes por apostar siempre en la educación. A mis hermanos por darme el aliento para seguir adelante.

**“EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO DE
LA ESCUELA DE CIENCIAS SOCIALES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL
DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA”**

RECOMENDADO : 04 de Agosto del 2014

APROBADO : 26 de Diciembre del 2014



M. Sc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO

(Presidente)



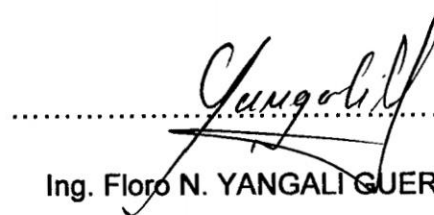
Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL

(Miembro)



Ing. Rubén A. YACHAPA CONDEÑA

(Miembro)



Ing. Floro N. YANGALI GUERRA

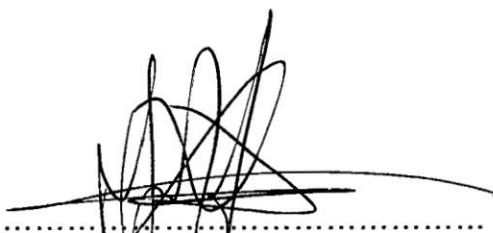
(Secretario Docente)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 26 de Diciembre del 2014, en la Sustentación de Tesis Profesional, presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil señor Erick Alexandher Sauñe Gutiérrez, con el trabajo titulado **“EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE CIENCIAS SOCIALES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA”**, fue calificado con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



M. Sc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO

(Presidente)



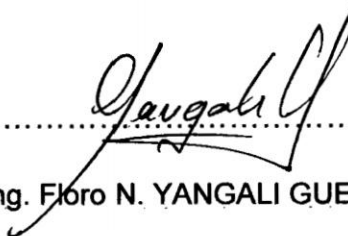
Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL

(Miembro)



Ing. Rubén A. YACHAPA CONDEÑA

(Miembro)



Ing. Floro N. YANGALI GUERRA

(Secretario Docente)

AGRADECIMIENTOS

A los docentes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga - Facultad de Ingeniería de Minas Geología y Civil, por su contribución durante mi desarrollo académico y profesional.

Como dejar de agradecer al Ingeniero Rubén Américo Yachapa Condeña, con muchas ganas de compartir informaciones a todos aquellos que están interesados en la investigación; sus conocimientos son dignos de admiración.

A mis compañeros de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, por compartir muchos momentos agradables durante nuestra permanencia en la Universidad.

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, alma máter, del cual me siento muy orgulloso haber pertenecido y egresado de sus aulas.

En general, agradecer a todos aquellos que no menciono, pero sí contribuyeron con sus palabras de ánimos y consejos para seguir siempre adelante.

RESUMEN

La ciudad de Ayacucho se encuentra en una zona de alta a mediana actividad sísmica y la probabilidad de ocurrencia de sismos severos en Ayacucho es importante. El edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH se construyó hace más de 5 años y el proyecto estructural se hizo siguiendo las indicaciones de la Norma vigente (NTE-030, 2006). El edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH podría sufrir daños importantes ante un evento sísmico severo, con el correspondiente riesgo para la comunidad universitaria.

La mayoría de los códigos vigentes, tienen como objetivo principal lograr que las estructuras tengan un buen comportamiento ante sismos severos. Este objetivo, se ha satisfecho generalmente en estructuras bien diseñadas, pero en sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las de un sismo severo, el daño estructural y no estructural observado ha sido de consideración. Por este motivo, para edificios esenciales es necesario verificar el desempeño, tanto en sismos severos como en sismos de menor magnitud.

Algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en el país se podría comenzar a realizar trabajos similares estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

El proyecto consiste en la elaboración de un modelo analítico en evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, UNSCH, de la ciudad de Ayacucho.

Se estudiará el desempeño de la estructura ante 3 niveles de solicitaciones sísmicas. La capacidad estructural se representará mediante curvas de capacidad resistente y espectro de capacidad.

Las solicitaciones sísmicas se expresarán por medio de espectros de demanda para 3 niveles de amenaza sísmica correspondientes a periodos de retorno de 72 años, 475 y 970 años.

La respuesta estructural se estimará usando técnicas basadas en espectros demanda-capacidad y la evaluación del desempeño se hará siguiendo las sugerencias del Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC. En función de los resultados obtenidos, se sugerirá un plan de intervención en el edificio en estudio.

Índice general

Portada	
Dedicatoria	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice General	v
Índice de Cuadros	XIII
Índice de Figuras	XIV
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Descripción de la Realidad Problemática	2
1.3. Antecedentes del Problema de Investigación	3
1.4. Formulación del Problema de Investigación	3
1.4.1. Problema Principal	3

1.4.2. Problema Secundario	4
1.5. Importancia de la Investigación	4
1.6. Justificación y Criterios Para Evaluar el Valor potencial de la Investigación	4
1.6.1. Convivencia	4
1.6.2. Relevancia Social	4
1.6.3. Implicaciones Prácticas	5
1.6.4. Valor Teórico	6
1.6.5. Utilidad Metodológica	7
1.6.6. Viabilidad	7
1.6.7. Consecuencias	8
1.7. Alcances de la Investigación	8
1.8. Limitaciones de la Investigación	8
1.9. Delimitación de la Investigación	8
1.9.1. Delimitación Espacial	8
1.9.2. Delimitación Temporal	8
1.9.3. Delimitación Cuantitativa	9
1.10. Objetivos de la Investigación	9
1.10.1. Objetivo General	9
1.10.2. Objetivo Especifico	9
1.11. Formulación de la Hipótesis de la Investigación	9
1.11.1. Hipótesis General	9
1.11.2. Hipótesis Derivadas	10
1.12. Identificación y Clasificación de Variables e indicadores de la Investigación	10

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN	14
2.1. Antecedentes Teóricos de la Investigación	14
2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación	17
2.2.1. Metodología	20
2.2.2. Organización del trabajo	21
2.3. Marco Teórico de la Investigación	22
2.3.1. Desempeño Sismorresistente De Las Edificaciones	22
2.4. Marco Jurídico de la Investigación	24
2.4.1. Antecedentes en la Legislación Nacional	24
2.4.2. Antecedentes en la Legislación Internacional	25
2.4.3. Contrastación de la Legislación Nacional con la Internacional	26
2.5. Marco Conceptual de la Investigación Demanda Sísmica	27
2.5.1. Desempeño Sismorresistente De Edificaciones	27
2.6. Tipo y Nivel de Investigación	34
2.6.1. Descripción del Tipo de Investigación	34
2.6.2. Descripción del Nivel de Investigación	34
2.7. Metodo y Diseño de la Investigación	35
2.7.1. Descripción del Método de la Investigación	35
2.7.2. Descripción del Diseño de la Investigación	35
2.8. Universo, Población y Muestra de la Investigación	35
2.8.1. Descripción del Universo	35
2.8.2. Descripción de la Población	35

2.8.3. Descripción de la Muestra	35
2.9. Técnicas, Instrumentos y Fuentes de Recolección de Datos	36
2.9.1. Descripción de las Técnicas de Investigación	36
2.9.2. Descripción de los Instrumentos de Investigación	36
2.9.3. Descripción de las Fuentes de Investigación	36
2.10. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	37
2.10.1. Selección y Representación por Variables e Indicadores	37
2.10.2. Utilización del Procesador Sistematizado Computarizado	38
2.10.3. Pruebas Estadísticas	38
3. ESPECTROS SÍSMICOS DE RIESGO UNIFORME PARA VERIFI- CAR DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN PAÍSES LATINO AMERI- CANOS	39
3.1. Introducción	39
3.2. Zonificación Sísmica y Espectro Elástico	42
3.2.1. Normativa de Venezuela	45
3.2.2. Normativa Colombiana	46
3.2.3. Código de Ecuador	47
3.2.4. Norma Perú	48
3.2.5. Norma Chile	49
3.2.6. Norma Argentina	49
3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela	52
3.4. Análisis de Estudio Realizados en Colombia	56

3.5. Análisis de Estudio Realizados en Ecuador	58
3.6. Análisis de Estudio Realizados en el Perú	59
3.7. Estudios Realizados en Chile	59
3.8. Resumen de Estudios Realizados	60
3.9. Propuesta de Formas Espectrales	61
3.10. Espectros de Demanda	63
3.11. Peligrosidad Sísmica	67
3.11.1. Etapas de Cálculo	67
3.11.2. Magnitud máxima	72
4. DEMANDA SÍSMICA Y RESPUESTA INELÁSTICA DE ESTRUCTURAS	79
4.1. Demanda Sísmica	79
4.2. Peligro Sísmico	79
4.2.1. Cuantificación de Peligro Sísmico	80
4.2.2. Niveles de Peligro Sísmico	81
4.3. Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural	82
4.3.1. Acelerograma	82
4.3.2. Espectro de Respuesta	84
4.3.3. Espectro de Demanda	86
4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras	87
4.4.1. Respuesta Inelástica Espectral	87
4.4.2. Representación de la capacidad Estructural	87
4.4.3. Estimación del Desplazamiento Máximo Inelástico	91

5. MODELO ELASTICO Y MODELO INELASTICO DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE CIENCIAS SOCIALES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA	102
5.1. Descripción del Edificio en Estudio	103
5.2. Modelo Elástico y Análisis de Frecuencias	106
5.2.1. Masa de la Estructura	107
5.2.2. Resultados del análisis de Frecuencias	108
5.3. Modelo Inelástico	109
5.3.1. Características del Concreto y del Acero	109
5.3.2. Comportamiento Inelástico de las Secciones	111
6. CONTRASTACIÓN Y COMPROBACIÓN DE LAS HIPÓTESIS EN EL TRABAJO OPERACIONAL	114
6.1. Análisis Inelástico Incremental y Espectro de Capacidad	114
6.1.1. Curva de Capacidad	115
6.1.2. Determinación de los Niveles de Comportamiento Sísmico	117
6.2. Representación de la Demanda Sísmica	118
6.2.1. Espectro de demanda	118
6.2.2. Adaptación del Espectro de Demanda	120
6.3. Evaluación del Desempeño Sismorresistente del Módulo Analizado	122
6.3.1. Determinación del Punto de Demanda	122
6.3.2. Evaluación del Desempeño	123
6.4. Influencia del Tipo de Suelo	124

6.5. Influencia de la Importancia de edificación	129
6.6. Estudio de los resultados del desempeño obtenido	133
6.7. Resumen de Resultados	134
6.7.1. Desempeño Sismorresistente de Edificaciones Universitarias modernas de la UNSCH	134
7. PROPUESTA DE INTERVENCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	137
7.1. Introducción	137
7.2. Objetivo	138
7.3. APORTES	142
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
8.1. CONCLUSIONES	144
8.1.1. Procedimientos para cuantificar el desempeño sismorresistente	144
8.2. RECOMENDACIONES	145
Bibliografía	147
A. MATRIZ DE CONSISTENCIA	153
B. SISTEMA EQUIVALENTE DE GRADO DE LIBERTAD	155
C. PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR EL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO	159
D. DIAGRAMAS DE MOMENTO GIRO DE LAS SECCIONES	166

E. RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO	186
F. PLANOS	191

Índice de cuadros

4.1. Tiempo de Vida Útil Para Diferentes Obras Civiles	81
5.1. Parámetros del diagrama Esfuerzo-Deformación del Concreto	110
5.2. Parámetros del diagrama Esfuerzo-Deformación del Concreto	111

Índice de figuras

2.1. Falla por Columna Corta en Edificaciones Escolares Tradicionales	18
2.2. Colegio Tradicional de Poco Peralte en la Dirección Longitudinal	19
2.3. Colegio de Resistente Construcción con Columnas de Mayor Peralte	19
2.4. Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	20
2.5. Objetivos de Desempeño para Edificaciones Educativas Peruanas	23
2.6. Comportamiento Esperado del Edificio de la UNSCH	24
2.7. Sectorización de la Curva de Capacidad	29
2.8. Niveles de Comportamiento Estructural	30
2.9. Niveles de Comportamiento No Estructural	31
2.10. Niveles de Demanda y desempeño esperado (VISION 2000)	32
2.11. Objetivos de Desempeño para Edificaciones Educativas Peruanas	33
2.12. Comportamiento Esperado del Edificio de la UNSCH	34
2.13. Selección y Representación por Variables e Indicadores	37
3.1. Sismos recomendados por el Comité VISION 2000	41

3.2. Zonificación sísmica en Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina al 2003	44
3.3. Espectro Elástico de la norma Venezolana de 2001	46
3.4. Espectro Elástico de la norma de Colombia de 1998	47
3.5. Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 . .	48
3.6. Espectro Elástico de la Norma Técnica de Edificaciones del Perú de 2006 .	49
3.7. Espectro Elástico del Reglamento Argentino de 1982	51
3.8. Parámetros que definen el espectro elástico de Venezuela, Ecuador, Perú, Chile y Argentina, vigentes al 2003	52
3.9. Relación de valores de A_0 del sismo muy raro con relación al sismo raro, para Venezuela.	54
3.10. Aceleraciones (g) Encontrados por Benito et al en Zonas Sísmicas 5	55
3.11. Aceleraciones Encontrados por Benito et al en Zonas Sísmicas 3	55
3.12. Aceleraciones (g) para Sismo Raro y Umbral de Daño de NSR-98 de Colombia	57
3.13. Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona IV del CEC-2000	58
3.14. Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona III del CEC-2000	58
3.15. Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona III del CEC-2000	59
3.16. Proporciones para NCh 433 Futura, Realiza por Guendelman	60
3.17. Parámetros Encontrados	60
3.18. Espectros Para un Perfil S3 en Zona 7 de Venezuela	62
3.19. Espectros Para un Perfil S3 en Zona 3 de Chile	63
3.20. Espectros de Demanda para Venezuela en Zona 7 y suelo S3	64

ÍNDICE DE FIGURAS

3.21. Espectros de Demanda para Chile en Zona 3 y suelo S3	65
3.22. Espectros para Colombia en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3	66
3.23. Espectros para Ecuador en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3	66
3.24. Espectros para Perú en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3 . .	66
3.25. Espectros para Argentina en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo III	67
3.26. Etapas de la Evaluación de la Peligrosidad Sísmica	68
3.27. Sismicidad en el Ecuador en el Periodo 1963-1987	70
3.28. Relación entre Magnitud M y Longitud de rotura L	74
3.29. Aceleraciones máxima y tasa media de ocurrencia para Quito	77
4.1. Niveles de Peligro Sísmico	81
4.2. Acelerogramas de México (1995), y Lima 1974	83
4.3. Espectro de respuestas para las señales de México (1995) y Lima 1974 . . .	84
4.4. Espectros Elástico de Aceleraciones y Espectros Suavizados para Costa Peruana	85
4.5. Espectros Elásticos	87
4.6. Curva de Capacidad Resistente	88
4.7. Distribución en Altura de las Acciones Incrementales	89
4.8. Conversión de la curva de capacidad en el Espectro de Capacidad	90
4.9. Desplazamiento Máximo para Comportamiento Elástico	91
4.10. Variación de la Demanda Sísmica con el amortiguamiento	92
4.11. Modelo Bilineal del Espectro de Capacidad	93
4.12. Criterio de Áreas iguales	94

ÍNDICE DE FIGURAS

4.13. Derivación del amortiguamiento	95
4.14. Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento, k	96
4.15. Tipo de Comportamiento estructural	97
4.16. Reducción del espectro de demanda Elástico	98
4.17. Valores mínimos aceptables para SR_A y SR_V	98
4.18. Estimación de un punto del espectro de demanda para amortiguamiento variable	100
4.19. Espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV)	100
4.20. Determinación del Punto de Demanda	101
5.1. Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH	103
5.2. Distribución del primer piso	104
5.3. Elevación Arquitectónica del edificio	104
5.4. Columnas típicas del edificio	104
5.5. Armadura de la viga Longitudinal del primer piso	105
5.6. Armado de la Viga Transversal (Y-Y) del eje 1 del primer Piso	105
5.7. Modelo estructural Utilizado para el Análisis	106
5.8. Características de los Materiales	107
5.9. Masas e Inercias Rotacionales Asignadas	107
5.10. Periodos de Vibración de la Estructura	108
5.11. Modelo Inelástico	109
5.12. Diagrama Esfuerzo- Deformación de concreto	110
5.13. Diagrama esfuerzo- deformación del Acero	111

5.14. Diagrama Momento - Curvatura de la Viga Longitudinal	112
5.15. Diagrama momento-giro de la viga V-102 (sección izquierda)	113
6.1. Curva de Capacidad del Módulo Analizado	115
6.2. Curva de Capacidad del Módulo Analizado	116
6.3. Niveles de desempeño y desplazamiento Asociados	117
6.4. Niveles de Comportamiento Estructural del edificio	117
6.5. Aceleraciones Máximas en la Roca para Niveles de Sismo en la Costa del Perú	118
6.6. Aceleraciones Máximas en la Roca para Niveles de Sismo en la ciudad Zona de Ayacucho	119
6.7. Espectro de Demanda para Condiciones de Suelo Intermedio	119
6.8. Espectro de Demanda para Condiciones de Suelo Intermedio	120
6.9. Espectro de Aceleraciones Peruano y Espectro IBC Equivalente (—)	121
6.10. Coeficiente C_A y C_V para suelo Intermedio	121
6.11. Espectros de Demanda	122
6.12. Resumen de Resultados	123
6.13. Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado	123
6.14. Resumen de Resultados	124
6.15. Espectros de Accleración para Tres Tipos de Suelo	125
6.16. Objetivos de Desempeño para Suelo S1	126
6.17. Desempeño Esperado para Suelo S1	126
6.18. Objetivos de Desempeño para Suelo S3	127

ÍNDICE DE FIGURAS

6.19. Desempeño Esperado para Suelo S3	128
6.20. Objetivos de Desempeño para Edificaciones Básicas	129
6.21. Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado	130
6.22. Resumen de Resultados	130
6.23. Objetivos de Desempeño para Edificaciones de Seguridad Crítica	131
6.24. Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado	132
6.25. Resumen de Resultados	132
7.1. Sección propuesto de las columnas C1 a sección L para mejorar el desempeño del edificio	139
7.2. Sección propuesto de las columnas C3 a sección T para mejorar el desempeño del edificio	140
7.3. Modelo estructural propuesto para el análisis	140
7.4. Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Propuesto	141
7.5. Resumen de Resultados	141

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Durante el siglo pasado ocurrieron en el Perú muchos terremotos destructivos que ocasionaron pérdidas de vidas y daños cuantiosos en numerosos edificios, particularmente en los de infraestructura educativa. Estos terremotos han mostrado la vulnerabilidad de nuestros edificios educativos.

La mayoría de los códigos vigentes, tienen como objetivo principal lograr que las estructuras tengan un buen comportamiento ante sismos severos. Este objetivo, se ha satisfecho generalmente en estructuras bien diseñadas, pero en sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las de un sismo severo, el daño estructural y no estructural observado ha sido de consideración. Por este motivo, para edificios esenciales es necesario verificar el desempeño, tanto en sismos severos como en sismos de menor intensidad (Fuente Aguiar 2003[24]).

La ciudad de Ayacucho se encuentra en una zona de alta a mediana actividad sísmica, Zona 3 y Zona 2, según la Norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, y la probabilidad de ocurrencia de sismos severos en Ayacucho es importante. El edificio

1.2. Descripción de la Realidad Problemática

de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH se construyó hace más de 5 años y el proyecto estructural se hizo siguiendo las indicaciones de la Norma vigente (NTE-030, 2006)¹. El edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH podría sufrir daños importantes ante un evento sísmico severo, con el correspondiente riesgo para la comunidad universitaria.

1.2. Descripción de la Realidad Problemática

Durante el siglo pasado ocurrieron en el Perú muchos terremotos destructivos que ocasionaron pérdidas de vidas y daños cuantiosos en numerosos edificios, particularmente en los de infraestructura educativa. Estos terremotos han mostrado la vulnerabilidad de nuestros edificios, la mayoría de los cuales fueron construidos usando normas de Diseño Sismorresistente que hoy pudieran juzgarse como inadecuadas y obsoletas.

La ciudad de Ayacucho se encuentra en una zona de alta a mediana actividad sísmica y la probabilidad de ocurrencia de sismos severos en Ayacucho es importante. Muchos edificios existentes en la región de Ayacucho se construyeron hace más de dos décadas y los proyectos estructurales se hizo siguiendo las indicaciones de la Norma de Diseño Sismorresistente de 1977, que es mucho menos exigente que la norma vigente (NTE-030, 2006). Por estas razones los edificios de la región de Ayacucho podrían sufrir daños importantes ante un evento sísmico severo, con el correspondiente riesgo para la comunidad Ayacuchana. Por lo que se hace necesario evaluar el comportamiento o desempeño de las edificaciones de acuerdo a su importancia mediante un modelo discreto de varios grados de libertad y las técnicas de análisis incremental.

¹ Norma Técnica de Edificaciones

1.3. Antecedentes del Problema de Investigación

El comité VISION 2000 que fue creado en los Estados Unidos de Norte América para que propongan la nueva filosofía de diseño sísmico a la luz del nuevo siglo XXI, propone que las estructuras deban ser analizadas para cuatro eventos sísmicos denominadas frecuente, ocasional, raro y muy raro. Indican los parámetros generales con los cuales se obtendrán estos eventos sísmicos. Por otra parte las Normativas vigentes al 2003 en Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina prescriben la forma espectral para el sismo denominado raro. El criterio del comité VISION 2000 es que el comportamiento (desempeño) de las edificaciones ante los eventos sísmicos es de acuerdo a su importancia, clasificándolos en Básicas, Esenciales y de Seguridad Crítica. Así mismo clasifica el desempeño en: Operacional, Funcional, Seguridad de Vida y Cercano al Colapso. Por ejemplo para una edificación Esencial debe tener el siguiente desempeño: Para un sismo ocasional un desempeño Operacional, para un sismo raro un desempeño Funcional y para un sismo muy raro un desempeño Seguridad de Vida. Existen muchos trabajos de evaluación por desempeño de edificaciones, en especial las edificaciones esenciales del Perú y otros países del mundo.

1.4. Formulación del Problema de Investigación

1.4.1. Problema Principal

¿Qué desempeño sismorresistente tendría el edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH ante cuatro niveles de amenaza sísmica: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro?

1.4.2. Problema Secundario

¿De qué manera se evitara los daños Estructurales y no estructurales ante cuatro niveles de amenaza sísmica durante la vida útil de la estructura?

1.5. Importancia de la Investigación

La importancia de la presente investigación, es elaborar un modelo discreto de varios grados de libertad y utilizar el análisis incremental para evaluar el comportamiento (desempeño) de la edificación y sugerir un plan de intervención de las edificaciones a fin de que la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga elabore y desarrolle un programa de intervención y así mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones.

1.6. Justificación y Criterios Para Evaluar el Valor potencial de la Investigación

1.6.1. Convivencia

Algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en el país se podría comenzar a realizar trabajos similares estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

1.6.2. Relevancia Social

Al propietario de un Proyecto se le debe presentar varias alternativas estructurales y hacerle conocer el desempeño que va a tener cada uno de ellas ante diferentes sismos, que sepa el índice de desempeño que se obtiene, el índice de daño y el costo de reparación

1.6. *Justificación y Criterios Para Evaluar el Valor potencial de la Investigación*

de daños. Mientras más conozca sobre el desempeño que se espera de cada una de las alternativas tomará mejor decisión. Este trabajo de investigación presenta aspectos de investigación a la luz de lo que se está trabajando en los principales Centros de Investigación del mundo y es acogido por los proyectistas estructurales.

1.6.3. **Implicaciones Prácticas**

1. Se sabe que las edificaciones de concreto armado construidas hace más de dos o tres décadas son vulnerables a acciones de los sismos por que responden al nivel de conocimiento existentes en la época y a la calidad de los materiales disponibles y estas construcciones son la mayoría de las que existen en las grandes ciudades y por lo tanto se hace urgente hacer estudios para verificar el desempeño ante diferentes eventos sísmicos. La respuesta estructural se puede estimar usando técnicas basadas en espectros demanda-capacidad y la evaluación del desempeño se puede hacer siguiendo las sugerencias del Comité VISION 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC.
2. El diseño de una estructura de concreto armado no termina cuando se han obtenido las secciones y la armadura horizontal y vertical de sus elementos. Al contrario se inicia la verificación del desempeño en términos estructurales y económicos que va ha tener esa estructura ante diferentes sismos. Es muy probable que al verificar el desempeño se encuentren deficiencias en la estructura y se está a tiempo de corregirlas y optimizar el funcionamiento de la edificación. No hacerlo a pesar de contar con un gran desarrollo informático, de contar con los resultados de una gran cantidad de ensayos de laboratorio, de contar con una gran cantidad de contribuciones científicas, no hacerlo sería inaceptable e imperdonable.

1.6.4. **Valor Teórico**

Existen técnicas para representar el comportamiento no lineal de las estructuras mediante espectros y curvas de capacidad. Estas curvas se pueden obtener mediante modelos de comportamiento no lineal discreto concentrado y técnicas de análisis incremental para sistemas de varios grados de libertad (Fuente Chopra 1995[30]).

Conociendo la sismicidad regional y los efectos de sitio se pueden construir espectros de demanda en formato ADRS para representar las acciones sísmicas sobre las estructuras (Fuente ATC-40 1996[10]).

En cuanto al cálculo de la respuesta no lineal de estructuras, se dispone de procedimientos de análisis espectral demanda-capacidad sugeridos por el ATC que permiten obtener una buena estimación de la respuesta global (Fuente ATC-40 1996[10]).

Para calificar el desempeño de las edificaciones, existe un marco de referencia general desarrollado por SEAOC que puede ser usado para el edificio en estudio (Fuente SEAOC 1999[12]). Según esta propuesta, el desempeño de un edificio se debe evaluar considerando 4 tipos de sismos de acuerdo a su periodo de retorno medio: frecuente (43 años), ocasional (72 años), raro (475 años) y muy raro (970 años).

Según el nivel de daño que alcance un edificio, su estado general puede calificarse como Completamente Operacional, Funcional, Seguridad de Vida y Cercano al colapso. De acuerdo a la propuesta del SEAOC, el desempeño de una edificación debe asociarse a su uso; así, para un edificio esencial se espera un estado Completamente Operacional luego de un sismo ocasional y un estado de Seguridad de Vida luego de un sismo muy raro.

1.6. *Justificación y Criterios Para Evaluar el Valor potencial de la Investigación*

Estas teorías hacen que en el futuro los países afectados por sismos incluyan en su normativa sismorresistente el Diseño por Desempeño.

1.6.5. **Utilidad Metodológica**

La presente investigación será de utilidad teórica y práctica para todas las Instituciones Universitarias ya que algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en la región de Ayacucho y en el país se podría comenzar un trabajo similar estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

1.6.6. **Viabilidad**

La evaluación de los edificios construidos hace dos o tres décadas deben ser evaluadas su desempeño ante eventos sísmicos y proponer una intervención a fin de mejorar su desempeño de acuerdo a su importancia de la edificación. El edificio de la escuela la de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de san Cristóbal de Huamanga, tiene una categoría de edificación esencial según la norma E-030, art. 10, del reglamento Nacional de Edificaciones. Por lo que se hace necesario la evaluación de su comportamiento según los criterios del comité Visión 2000 de la SEAOC y proponer un plan de intervención para mejorar su desempeño ante eventos sísmico. Son consideradas como edificaciones Esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicación, Cuarteles de Bomberos y Policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que pueden servir de refugio después de un desastre. También se incluye edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, deposito de materiales inflamables o tóxicos².

² *Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E030, art.10, Pag. 211*

1.6.7. Consecuencias

Es obvio, que si evaluamos el desempeño de la edificación de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH es muy probable se encuentre con deficiencias en la estructura y se está a tiempo de corregirlas y optimizar el funcionamiento de la edificación.

1.7. Alcances de la Investigación

El estudio pretende tener un alcance al edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga y que las conclusiones del presente trabajo son únicamente aplicables al objeto estudiado.

1.8. Limitaciones de la Investigación

La investigación tiene limitaciones económicas para hacer la investigación de la resistencia del concreto y la cuantía de acero real de los elementos estructurales de la edificación.

1.9. Delimitación de la Investigación

1.9.1. Delimitación Espacial

El estudio se realiza en la Región de Ayacucho.

1.9.2. Delimitación Temporal

Se realiza en el período del 2013 al 2014.

1.9.3. Delimitación Cuantitativa

Se trabaja con el edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

1.10. Objetivos de la Investigación

1.10.1. Objetivo General

Contribuir a que la Universidad Peruana desarrolle un programa de protección sísmica de su infraestructura educativa.

1.10.2. Objetivo Especifico

Es la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, ante tres niveles de amenaza sísmica y sugerir un plan mínimo de intervención para mejorar su desempeño sísmico.

1.11. Formulación de la Hipótesis de la Investigación

1.11.1. Hipótesis General

El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente en la región de Ayacucho.

1.11.2. Hipótesis Derivadas

1. El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente básicas en la región de Ayacucho.
2. El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente esenciales en la región de Ayacucho.
3. El modelo analítico puede evaluar las edificaciones de seguridad crítica en la región de Ayacucho.

1.12. Identificación y Clasificación de Variables e indicadores de la Investigación

- **Variable Independiente (X)**

X1= Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.

X2 = Técnicas de análisis incremental.

- **Variable Dependiente (Y)**

Y = Comportamiento del edificio.

- **Hipótesis General**

El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente en la región de Ayacucho.

- **Variable Independiente (X)**

Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.

1.12. Identificación y Clasificación de Variables e indicadores de la Investigación

Análisis incremental.

- **Indicadores:**

- X1: Espectro de Capacidad

- X2: Espectro de Capacidad

- **Variable Dependiente (Y)**

- Comportamiento sismorresistente del edificio.

- **Indicadores**

- Y1: Espectro demanda-capacidad

- Y2: Criterios de evaluación del comité VISION 2000

- **Hipótesis Derivadas**

- 1. **Primera Hipótesis**

- El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente básicas en la región de Ayacucho.

- **Variable Independiente (X)**

- Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.

- Análisis incremental.

- **Indicadores:**

- X1: Espectro de Capacidad

- X2: Espectro de Capacidad

1.12. Identificación y Clasificación de Variables e indicadores de la Investigación

- **Variable Dependiente (Y)**

Comportamiento sismorresistente del edificio.

- **Indicadores**

Y1: Espectro demanda-capacidad

Y2: Criterios de evaluación del comité VISION 2000 para edificaciones básicas

2. Segunda Hipótesis

El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente esenciales en la región de Ayacucho.

- **Variable Independiente (X)**

Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.

Análisis incremental.

- **Indicadores:**

X1: Espectro de Capacidad

X2: Espectro de Capacidad

- **Variable Dependiente (Y)**

Comportamiento sismorresistente del edificio.

- **Indicadores**

Y1: Espectro demanda-capacidad

Y2: Criterios de evaluación del comité VISION 2000 para edificaciones esenciales

3. Tercera Hipótesis

1.12. Identificación y Clasificación de Variables e indicadores de la Investigación

El modelo analítico puede evaluar las edificaciones de seguridad crítica en la región de Ayacucho.

- **Variable Independiente (X)**

Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.

Análisis incremental.

- **Indicadores:**

X1: Espectro de Capacidad

X2: Espectro de Capacidad

- **Variable Dependiente (Y)**

Comportamiento sismorresistente del edificio de seguridad crítica.

- **Indicadores**

Y1: Espectro demanda-capacidad

Y2: Criterios de evaluación del comité VISION 2000 para edificaciones de seguridad crítica

Capítulo 2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. Antecedentes Teóricos de la Investigación

Las Normas que están vigentes en la mayoría de los códigos y normativas sísmicas tiene por objeto principal, que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo severo, el mismo que se define mediante estudios de peligrosidad sísmica, considerando una vida útil de la estructura de 50 años y con un 10% de probabilidad de excedencia. Este sismo tiene un periodo de retorno que es alrededor de los 475 años. Para este evento, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante su vida útil de la estructura se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse. De tal forma que el objetivo principal de la mayor parte de los códigos es salvar vidas para el sismo severo. Este objetivo se ha venido cumpliendo en la practica, en estructuras bien diseñadas pero cuando se han registrado sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las esperadas, en el sismo severo se ha visto que el daño estructural y no estructural es demasiado grande, en las estructuras con alto nivel de diseño sísmico, de tal manera que las

2.1. Antecedentes Teóricos de la Investigación

perdidas registradas han sido cuantiosas. Por este motivo es fundamental una vez que se ha terminado de diseñar los elementos estructurales verificar el desempeño que va a tener la edificación ante sismos de menor intensidad y que de seguro se van a registrar durante la vida útil de la estructura, hay que verificar el desempeño en términos estructurales y económicos³.

En 1995, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California SEAOC, conformó el COMITÉ VISION 2000, con la misión de "mirar al futuro y desarrollar un marco de referencia para procedimientos que produjesen a estructuras de desempeño sísmico predecible". Concretamente, saber cual es el desempeño, que se espera de una estructura ante un determinado evento sísmico, desempeño que es función del uso que tenga la edificación. El resultado del trabajo realizado por el Comité VISION 2000, fue publicado por la Sociedad de Ingenieros Estructuras de California SEAOC, en dos volúmenes. En el Volumen I, se definen los sismos de análisis, niveles desempeño expresados en términos cualitativos para la estructura, para los elemento no estructurales y para los diferentes sistemas de instalaciones que conforman la edificación. Se define además el marco conceptual para el diseño por desempeño. En el Volumen II se presento un informe preliminar del sismo de Northridge de 1994, que no hacia más que ratificar la necesidad de contar a futuro con procedimientos de análisis por desempeño o performance.

El comité VISION 2000, definió cuatro sismos de análisis: Frecuente (con una vida útil de 30 años, con probabilidad de excedencia 50 % y periodo de retorno de 43 años), Ocasional (con una vida útil de 50 años, con probabilidad de excedencia 50 % y periodo de retorno de 72 años), Raro (con una vida útil de 50 años, con probabilidad de excedencia 10 % y periodo de retorno de 475 años) y Muy raro (con una vida útil de 100 años, con probabilidad de excedencia 10 % y periodo de retorno de 970 años). Desde un punto de vista riguroso lo que se estableció son los parámetros para definir los estudios de peligrosidad

³ *Analisis Sísmico por Desempeño, Roberto Aguiar, Pag. 24*

2.1. Antecedentes Teóricos de la Investigación

sísmica tendientes a obtener 4 eventos denominados sismos: frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Al observar el periodo de retorno de sismos frecuentes, se aprecia que este evento si se va registrar durante su vida útil de una edificación que por lo regular es de 50 años. La nueva visión es que se tome en cuenta este sismo en el diseño y no únicamente el sismo raro, que se tome en cuenta y que se verifique el desempeño que va tener la edificación de acorde a los criterios del comité VISION 2000. Lo propio se puede indicar para el sismo ocasional, que tiene una alta probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura. Finalmente se ha añadido un nuevo evento denominado sismo muy raro, con una baja probabilidad de ocurrencia.

De acuerdo al uso que va tener una estructura, el comité VISION 2000, ha presentado un nivel mínimo de desempeño para tres tipos de edificaciones: básica, esencial y de seguridad crítica.

La visión a futuro de diseño sísmico de estructuras, consiste en verificar el desempeño en términos estructurales y económicos que va tener la edificación para cada uno de los sismos indicados, de acuerdo al uso de la misma. Esta verificación se realiza sobre la base de las distorsiones máximas permitidas, en base al grado de daño local y global de estructura y en base al índice de Desempeño.

En la nueva filosofía de diseño sísmico, el análisis estático no lineal, es el soporte de varias metodologías que se han propuesto para encontrar la respuesta sísmica de una edificación y dentro de este análisis la determinación de la Curva de Capacidad Resistente, es la base del análisis.

El análisis no lineal estático es una alternativa muy práctica, para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar que un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado pero a la vez bastante complejo. Realmente es un gran avance el análisis no lineal estático en comparación con la forma de análisis actual en que se utiliza teoría

2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación

lineal y se espera daño en las estructuras de tal manera que hay bastante incongruencia, Aguiar y Ruiz (2002).

En este contexto el análisis no lineal estático es un paso intermedio entre el análisis elástico y el análisis no lineal dinámico. Dentro de análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo en el tope D_t .

La técnica de pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene su armado, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales incrementales, estas cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse, Aguiar (2002).

2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación

En los últimos terremotos importantes ocurridos en el Perú han ocasionado un severo daño a la infraestructura del país, como se describe en Zegarra y Repetto (1980), Muñoz et al (1997) y Muñoz y Timman (2001). La figura 2.1 muestra la falla de columna corta, falla por corte, que se presenta con frecuencia en las edificaciones educativas.



Figura 2.1: Falla por Columna Corta en Edificaciones Escolares Tradicionales

En 1997 se produjeron cambios importantes en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente. Aunque la versión aprobado en 1997 (SENCICO- 1997) no aumentó de manera importante los requerimientos de resistencia, si incrementó de manera significativa las exigencias de rigidez. Esto ocasionó que en los nuevos proyectos de edificaciones se tuviera que aumentar sustancialmente las dimensiones de los elementos resistentes a cargas laterales.

La figura 2.2 muestra un edificio educativo tradicional con columnas de 30cm de peralte en la dirección de la fachada. Este Colegio puede quedar seriamente dañada ante un sismo severo y tendría que ser demolida.

2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación

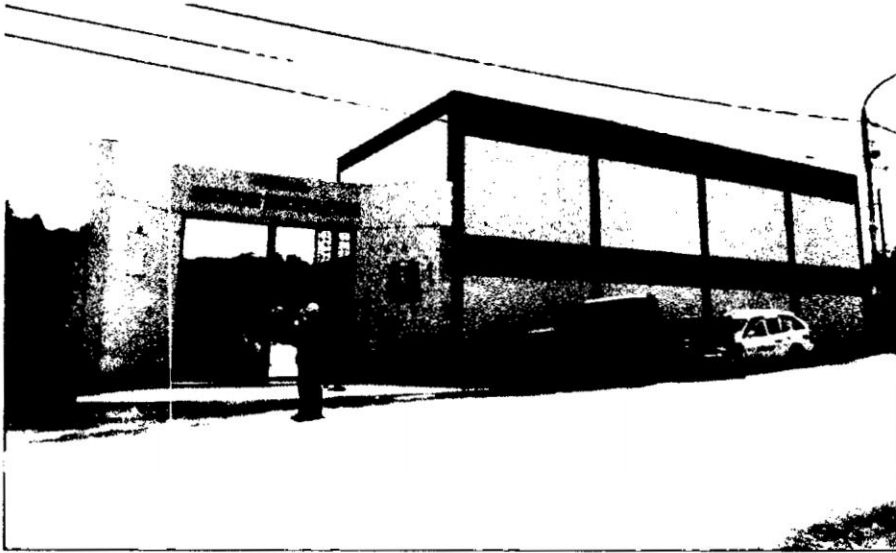


Figura 2.2: Colegio Tradicional de Poco Peralte en la Dirección Longitudinal

Durante el terremoto del Atico, las edificaciones educativas construidas recientemente siguiendo las indicaciones de la norma sismorresistente peruana de 1997 no sufrieron daño. La figura 2.3 muestra un Colegio moderno con columnas de 90cm de peralte en la dirección de la fachada

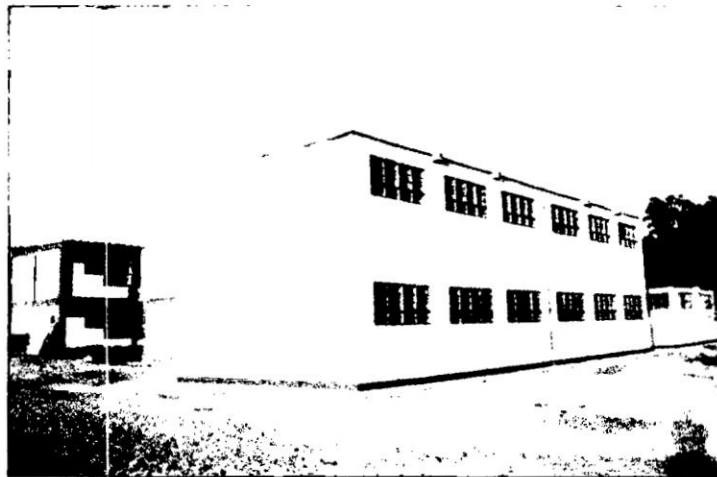


Figura 2.3: Colegio de Resistente Construcción con Columnas de Mayor Peralte

2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación

La gran diferencia de comportamiento entre las edificaciones escolares tradicionales y las de reciente construcción durante el sismo de Pisco del 2007 motivó el presente trabajo de investigación. La Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH (Figura 2.4) es una edificación tradicional con peralte de 35 y 90 cm en la dirección longitudinal.

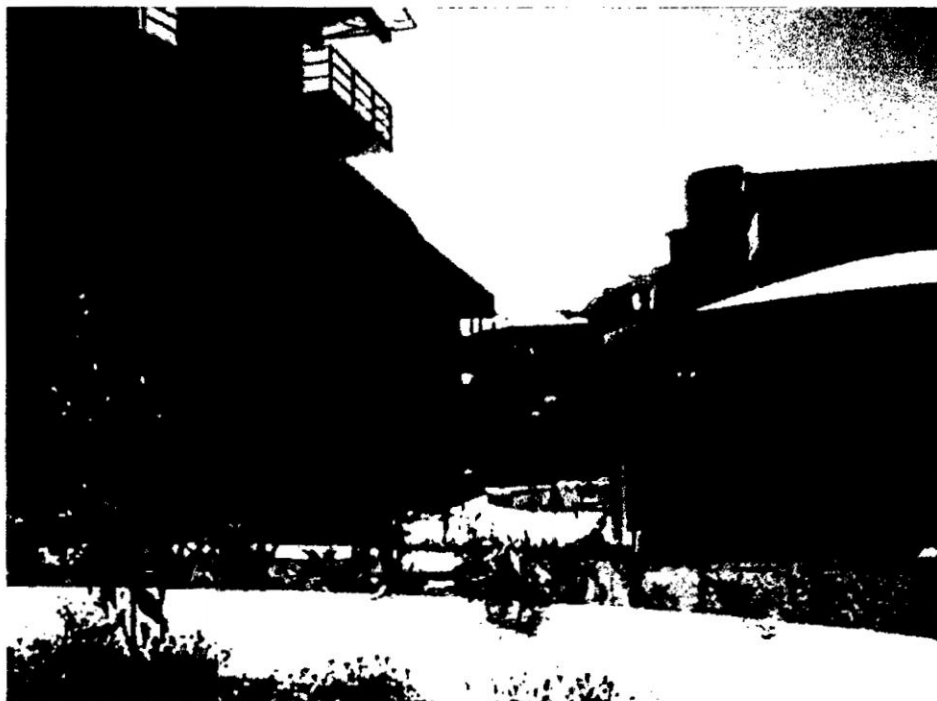


Figura 2.4: Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga

2.2.1. Metodología

La metodología empleada para la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga es la siguiente:

Primero se eligió el edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH proyectada según Norma Peruana de Diseño Sismorresistente en la ciudad de Ayacucho.

2.2. Fundamentos, Planteamientos o Bases Teóricas de la Investigación

Luego se estimará el comportamiento del edificio ante cuatro niveles crecientes de demanda sísmica empleando los procedimientos de análisis espectral demanda-capacidad por el ATC (Fuente ATC-40 1996[10]).

Finalmente, se evaluará el desempeño sismorresistente del edificio adaptando la metodología propuesta por el comité VISION 2000 del SEAOC (Fuente SEAOC 1999[12]) para la edificación seleccionada. Se emplearán cuatro niveles de amenaza sísmica. Los objetivos de desempeño se fijarán teniendo en cuenta que los edificios educativos son considerados como esenciales por el código sismorresistente peruano.

2.2.2. Organización del trabajo

En el cuarto capítulo se estudia una forma para la representación del peligro sísmico con fines de ingeniería estructural por medio de espectros de demanda. En el capítulo quinto se estudiará los procedimientos para estimar la respuesta inelástica espectral de estructuras. En el capítulo sexto se presentará la metodología de evaluación sugerida por el SEAOC, junto a la adaptación hecha para las edificaciones escolares peruanas. El capítulo séptimo corresponderá a la evaluación del desempeño del edificio seleccionado. El octavo capítulo se presenta una propuesta a los elementos estructurales. Finalmente en el noveno capítulo se presentarán las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

En los apéndices se detallará el procedimiento para representar un sistema de varios grados de libertad por medio de un oscilador equivalente de un grado de libertad, los procedimientos para estimar el amortiguamiento efectivo, un ejemplo de aplicación del método de análisis espectral de demanda-capacidad para un pórtico sencillo, los planos estructurales del edificio seleccionado para el estudio, junto a sus características mecánicas y se presentan los resultados detallados del análisis incremental .

2.3. Marco Teórico de la Investigación

2.3.1. Desempeño Sismorresistente De Las Edificaciones

Existen técnicas para representar el comportamiento no lineal de las estructuras mediante espectros y curvas de capacidad. Estas curvas se pueden obtener mediante modelos de comportamiento no lineal discreto concentrado y técnicas de análisis incremental para sistemas de varios grados de libertad (Fuente Chopra 1995[30]).

Conociendo la sismicidad regional y los efectos de sitio se pueden construir espectros de demanda en formato ADRS para representar las acciones sísmicas sobre las estructuras (Fuente ATC-40 1996[10]).

En cuanto al cálculo de la respuesta no lineal de estructuras, se dispone de procedimientos de análisis espectral demanda-capacidad sugeridos por el ATC que permiten obtener una buena estimación de la respuesta global (Fuente ATC-40 1996[10]).

Para calificar el desempeño de las edificaciones, existe un marco de referencia general desarrollado por SEAOC que puede ser usado para el edificio en estudio (SEAOC 1999[12]). Según esta propuesta, el desempeño de un edificio se debe evaluar considerando 4 tipos de sismos de acuerdo a su periodo de retorno medio: frecuente (43 años), ocasional (72 años), raro (475 años) y muy raro (970 años).

Según el nivel de daño que alcance un edificio, su estado general puede calificarse como Completamente Operacional, Funcional, Seguridad de Vida y Cercano al colapso. De acuerdo a la propuesta del SEAOC, el desempeño de una edificación debe asociarse a su uso; así, para un edificio esencial se espera un estado Completamente Operacional luego de un sismo ocasional y un estado de Seguridad de Vida luego de un sismo muy raro.

2.3. Marco Teórico de la Investigación

Los objetivos de desempeño para el diseño sismorresistente de las edificaciones se define por la combinación deseada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de amenaza sísmica, según el tipo de edificación.

El SEAOC (1999)[12] clasifica a las edificaciones en tres tipos, de acuerdo a su importancia: básica, esenciales y de seguridad crítica.

Los objetivos de desempeño se suelen representar a través de una tabla de doble entrada llamada matriz de desempeño, en donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado.

En el Perú, las edificaciones educativas son considerados esenciales por la gran cantidad de estudiantes que albergan y porque en caso de emergencia éstas podrían servir de refugio y centros de acopio. (SENCICO 2003)[18]. Por esta razón, para efectos del presente trabajo, los objetivos de desempeño del edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH es considerado por el SEAOC como edificio esencial. La Figura 2.5 muestra los objetivos mínimos de desempeño para las edificaciones educativas peruanas.

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)			
	Sismo Raro (10%/ 50 años)			
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)			

Figura 2.5: Objetivos de Desempeño para Edificaciones Educativas Peruanas

La metodología de evaluación del desempeño sismorresistente propuesta por el SEAOC (1999)[12] consistirá en confrontar la respuesta inelástica estimada del edificio de ciencias Sociales de la UNSCH con los objetivos adoptados para edificios esenciales. La respuesta estimada se tomará como el desplazamiento en la azotea, calculado ante cada uno de los niveles de peligro sísmico establecidos, como se muestra en la figura 2.6

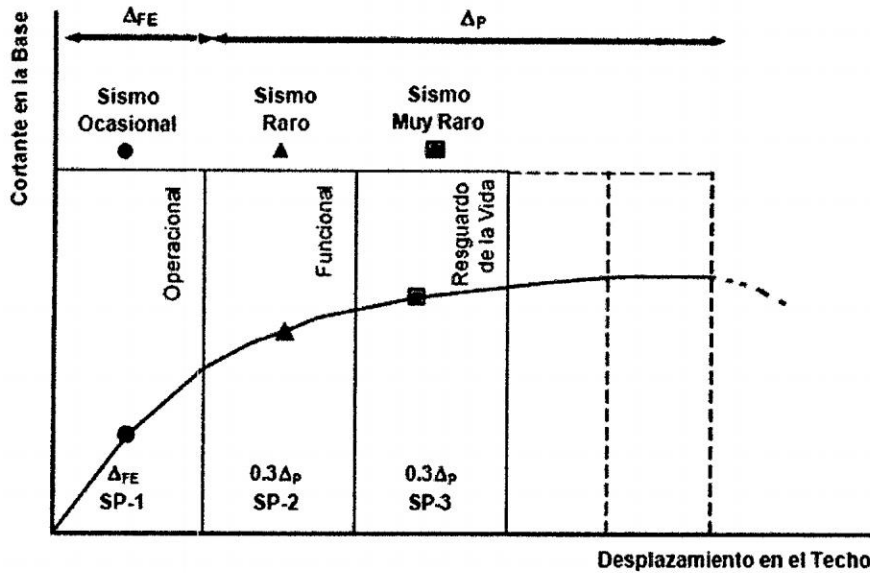


Figura 2.6: Comportamiento Esperado del Edificio de la UNSCH

Se concluirá que la edificación estudiada cumplirá los objetivos de desempeño si los desplazamientos de respuesta se ubican en las zonas correspondientes a los niveles de desempeño esperado, ante niveles de amenaza sísmica.

2.4. Marco Jurídico de la Investigación

2.4.1. Antecedentes en la Legislación Nacional

La Norma Peruana vigente E030 del Reglamento Nacional de Edificaciones del 2006, aprobada con DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, tiene como filosofía del diseño sismorresistente lo siguiente:

1. Evitar Pérdidas de vidas.
2. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.

3. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con la filosofía se establece en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

1. La estructura no debe colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a los movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
2. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

2.4.2. Antecedentes en la Legislación Internacional

Uno de los países con mayor conocimiento dentro del campo de la ingeniería sísmica es los Estados Unidos de Norte América; sin embargo de ello, dos sismos recientes de magnitud moderada, como Loma Prieta de 1989, con una magnitud de 7.1 y el de Northridge de 1994, con una magnitud de 6.7, dejaron ocho mil millones y cuarenta mil millones de dólares en pérdida, respectivamente. El número de muertos en el sismo de Loma Prieta fue de 63 y 51 en el sismo de Northridge. Cifras demasiadas altas que motivaron la revisión de la filosofía de diseño, por parte del Comité VISION 2000⁴.

En la nueva filosofía se da mayor importancia al diseño por desempeño que al diseño por resistencia, ya que este último por si solo no garantiza un adecuado comportamiento de la edificación ante sismos menores. Países como Japón, Nueva Zelanda y algunos europeos han acogido la iniciativa del diseño y análisis sísmico por desempeño y es muy probable

⁴ *Capítulo publicado en el XI Seminario de Ingeniería Sísmica que se realizó en Mendoza, Argentina, Agosto de 2003. Publicado además en la revista Cimientos N. 3 del Colegio de Ingenieros Civiles Esmeraldas, en Agosto de 2003*

que a corto tiempo, presenten nuevas normativas sísmicas que incluye esta nueva filosofía, en contraste con otros países que están agobiados por problemas políticos y económicos, que tiene a sus pueblos sumidos en la pobreza que se agrava cuando se registra un sismo de moderada magnitud, como el que afectó al eje cafetero de Colombia en 1999 y que dejó un mil ochocientos millones de dólares en pérdidas.

2.4.3. Contrastación de la Legislación Nacional con la Internacional

En la forma de diseño tradicional, como la norma peruana E030, se garantiza que el edificio no va a colapsar ante un sismo mayor y se entiende que ante sismos menores la estructura va a responder en el rango elástico o con ligero daño ante sismos moderados. Todos los controles que se analizan en el diseño están orientados exclusivamente al sismo mayor. Pero es importante cuantificar el desempeño que va tener la edificación ante los sismos menores y moderados para saber si no se va producir graves pérdidas de capital e interrupción del servicio (Flores 2002).

En el diseño sísmico por desempeño lo que se desea es conocer los desplazamientos, distorsiones de piso y el comportamiento de cada uno de los elementos, ante sismos de pequeña magnitud que se repetirán varias veces durante la vida de la estructura, o sismos de mayor magnitud que probablemente se registren una sola vez en el tiempo de vida de la edificación, o sismos más frecuentes en los cuales la probabilidad de ocurrencia es menor.

Visión 2000 recomienda que se verifique el desempeño de las estructuras ante cuatro eventos sísmicos: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro. En consecuencia, en las normativas sísmicas se deben establecer los espectros de diseño para cada uno de estos diseños, tema bastante difícil si se considera la poca información sísmica instrumental que se dispone en varios países en vías de desarrollo; pero no por ello, debemos quedarnos con los brazos cruzados de que un nuevo sismo cause nuevas pérdidas humanas y económicas.

Espero, que en corto tiempo, el Reglamento Nacional de Edificaciones, presenten nuevas normativas sísmicas que incluya esta nueva filosofía de diseño por desempeño.

2.5. Marco Conceptual de la Investigación Demanda Sísmica

2.5.1. Desempeño Sismorresistente De Edificaciones

Aunque inicialmente el objetivo de la ingeniería Sismorresistente estaba orientado casi exclusivamente a evitar el colapso de las edificaciones durante terremotos fuertes; paulatinamente, se han incorporado nuevos objetivos relacionados con el comportamiento esperado ante diferentes niveles de sismo y se han incorporado también, criterios asociados al daño en los elementos no estructurales y a los costos de reparación (SEAOC 1999[12]).

En este capítulo se presenta la propuesta desarrollada por la Asociación de Ingenieros estructurales de California (SEAOC 1999[12]) respecto a los objetivos del desempeño sismo resistente de edificios y se precisan los objetivos de desempeño adoptados en este trabajo para el edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH.

Propuesta del SEAOC

La propuesta del SEAOC fue desarrollada en 1995 a través del COMITÉ VISION 2000 y aparece en el Apéndice I del libro *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Según esta propuesta, el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico la combinación de comportamiento estructural y no estructural esperada.

Niveles de Desempeño

Los niveles de desempeño sísmico propuesto por el SEAOC (1999)[12] se definen por el nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en las componentes no estructurales.

Niveles de Comportamiento Estructural

Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP-1 a SP-5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza - deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de Fluencia Efectiva (ΔEF) y la capacidad de Desplazamiento inelástico (ΔP).

El Desplazamiento de Fluencia Efectiva (ΔEF) corresponde al instante en la cual se ha producido como máximo el 50 % de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150 % de su deformación de fluencia.

La capacidad de desplazamiento inelástico (ΔP) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones de (ΔP) a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura 2.7

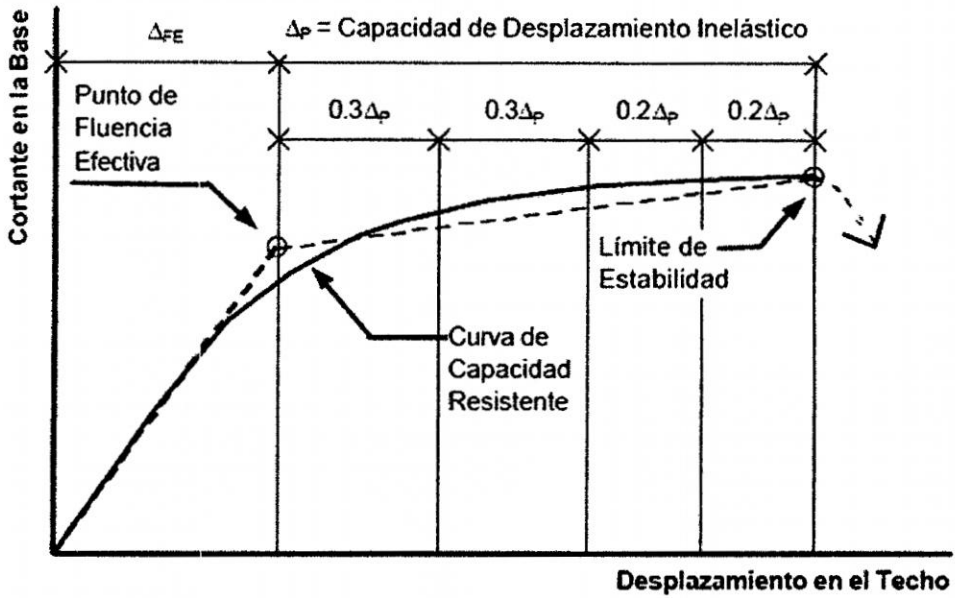


Figura 2.7: Sectorización de la Curva de Capacidad

Los límites de cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del (ΔP) consumido, al que se denomina IDDR por sus siglas en inglés (Inelastic Displacement Demand Ratio).

La Figura 2.8 muestra una tabla donde presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de IDDR y presenta una breve descripción del daño esperado.

2.5. Marco Conceptual de la Investigación Demanda Sísmica

Nivel de Desempeño Estructural		Descripción	Límite de Desplazamiento del Sistema	IDDR
SP-1	Operacional	Daño estructural muy limitado, que puede considerarse despreciable. La estructura no presenta pérdida significativa en su rigidez y resistencia.	Δ_{FE}	$\approx 0\%$
SP-2	Funcional	El daño estructural es pequeño a moderado. Algunos elementos presentan grietas menores y en algunos casos pueden necesitar reparación. La estructura mantiene casi íntegramente la resistencia y rigidez iniciales.	$\Delta_{FE} + 0,3 \cdot \Delta_P$	$< 30\%$
SP-3	Resguardo de la Vida	El daño es de moderado a grande. Es necesario hacer varias reparaciones. La estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial.	$\Delta_{FE} + 0,6 \cdot \Delta_P$	$< 60\%$
SP-4	Cerca al Colapso	Daño sustancial en la edificación. Queda poco margen ante el colapso. Los elementos portantes aún pueden soportar carga. La estructura requerirá reparación extensiva que, en muchos casos no será económicamente factible. Se espera una degradación potencial de la rigidez y la resistencia del sistema.	$\Delta_{FE} + 0,8 \cdot \Delta_P$	$< 80\%$
SP-5	Colapso	Gran daño. Los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga. El colapso parcial es inminente o ha ocurrido ya.	$\Delta_{FE} + \Delta_P$	$\approx 100\%$

Figura 2.8: Niveles de Comportamiento Estructural

Cada Nivel de desempeño estructural corresponde a un sector de la curva de capacidad. Se espera que aproximadamente el 80 % de los elementos hayan alcanzado la deformación límite asociada a este nivel.

Niveles de Comportamiento No Estructural

Las instalaciones, el mobiliario y la tabiquería no forman parte del sistema estructural y se denominan componentes no estructurales. Los niveles de comportamiento no estructural se define mediante el cociente entre la pérdida económica y el valor inicial de estas componentes (pérdida I valor). La Figura 2.9 muestra una tabla donde presenta los valores del cociente pérdida I valor asociados a cada nivel de desempeño no estructural,

junto a una breve descripción del daño.

Nivel de Desempeño No Estructural		Descripción	Pérdida / valor
NP-1	Operacional	El daño que puede haber se considera despreciable a ligero.	0 - 10%
NP-2	Funcional	Los sistemas y elementos no estructurales se encuentran en su sitio y operativos; sólo podrían presentarse problemas en las conexiones. El daño no estructural puede ser ligero a moderado	5 - 30%
NP-3	Resguardo de la Vida	El daño a los elementos no estructurales es considerable y algunos sistemas podrían estar inoperativos.	20 - 50%
NP-4	Cerca al Colapso	El daño a los elementos no estructurales es excesivo, pero no llegan al colapso. Los elementos aislados pueden estar seriamente dañados.	40 - 80%
NP-5	Colapso	El daño es total, casi todos los sistemas no estructurales han colapsado o tienen daño excesivo.	> 70%

Figura 2.9: Niveles de Comportamiento No Estructural

El nivel de desempeño de una edificación queda definido por combinaciones de desempeño del sistema estructural y de comportamiento no estructural. El SEAOC propone las siguientes combinaciones: (SP-1, NP-1), (SP-2, NP-2), (SP-3, NP-3), (SP-4, NP-4) y (SP-5, NP-5).

Amenaza Sísmica

Para evaluar el desempeño sismorresistente de los edificios, el SEAOC propone cuatro niveles de amenaza sísmica definido por un valor de la probabilidad de excedencia en 50 años de exposición. Los valores de la probabilidad de excedencia asociados a cada nivel de peligro sísmico y su equivalencia en valores de periodo de retorno se muestran en la Figura 2.10.

Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño para el diseño sismorresistente de las edificaciones se define por la combinación descada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de amenaza sísmica, según el tipo de edificación.

El SEAOC (1999)[12] clasifica a las edificaciones entres tipos, de acuerdo a su importancia: básica, esenciales y de seguridad crítica.

Los objetivos de desempeño se suelen representar a través de una tabla de doble entrada llamada matriz de desempeño, en donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado. A continuación se muestra esta matriz en la que se identifica cada tipo de edificación mediante un color.

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/ 50 años)				
	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)				
	Sismo Raro (10%/ 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)				

	Edificaciones Básicas : residencias y oficinas
	Edificaciones Esenciales : hospitales, destacamentos militares, bomberos
	Edificaciones de Seguridad Crítica

Figura 2.10: Niveles de Demanda y desempeño esperado (VISION 2000)

El comportamiento inaceptable para cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima de color respectivo. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier tipo de edificación.

Objetivos de desempeño para el Edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH

En el Perú, las edificaciones educativas son considerados esenciales por la gran cantidad de estudiantes que albergan y porque en caso de emergencia éstas podrían servir de refugio y centros de acopio. (SENCICO 2003[18]). Por esta razón, para efectos del presente trabajo, los objetivos de desempeño del edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH es considerado por el SEAOC como edificio esencial. La Figura 2.11 se observa una tabla donde muestra los objetivos mínimos de desempeño para las edificaciones educativas peruanas.

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	■		
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		■	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)			■

Figura 2.11: Objetivos de Desempeño para Edificaciones Educativas Peruanas

La metodología de evaluación del desempeño sismorresistente propuesta por el SEAOC (1999)[12]) consistirá en confrontar la respuesta inelástica estimada del edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH con los objetivos adoptados para edificios esenciales. La respuesta estimada se tomará como el desplazamiento en la azotea, calculado ante cada uno de los niveles de peligro sísmico establecidos, como se muestra en la figura 2.12.

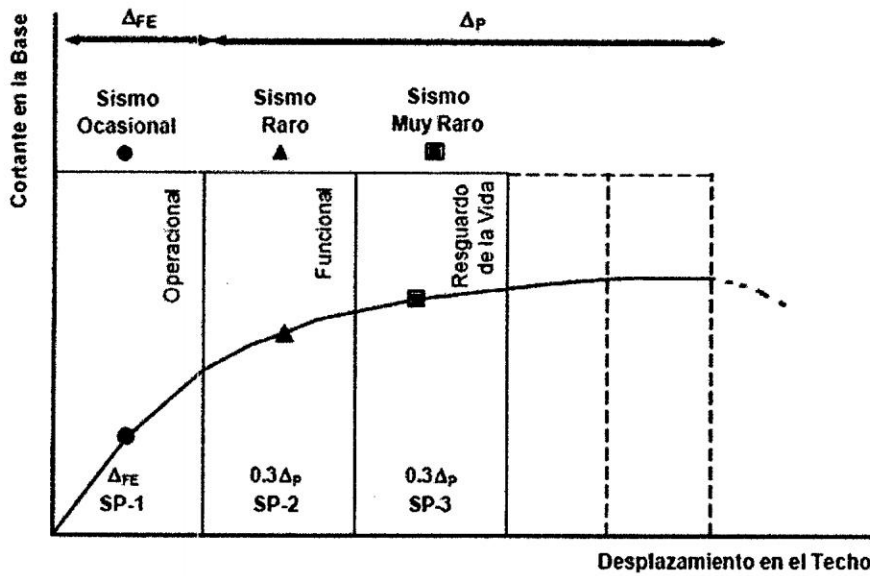


Figura 2.12: Comportamiento Esperado del Edificio de la UNSCH

Se concluirá que la edificación estudiada cumplirán los objetivos de desempeño si los desplazamientos de respuesta se ubican en las zonas correspondientes a los niveles de desempeño esperado, ante niveles de amenaza sísmica.

2.6. Tipo y Nivel de Investigación

2.6.1. Descripción del Tipo de Investigación

Es una Investigación Aplicada.

2.6.2. Descripción del Nivel de Investigación

Es una investigación Causa-Efecto.

2.7. Metodo y Diseño de la Investigación

2.7.1. Descripción del Método de la Investigación

Análisis - Síntesis.

2.7.2. Descripción del Diseño de la Investigación

Por objetivos.

2.8. Universo, Población y Muestra de la Investigación

2.8.1. Descripción del Universo

El Universo esta conformada por todas las edificaciones de la Región Ayacucho.

2.8.2. Descripción de la Población

La población estará conformada por todas las edificaciones de la provincia de Huamanga.

2.8.3. Descripción de la Muestra

Se tomará como muestra la edificación de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

2.9. Técnicas, Instrumentos y Fuentes de Recolección de Datos

2.9.1. Descripción de las Técnicas de Investigación

Se usan técnicas de espectros y curvas de capacidad para representar el comportamiento no lineal de las estructura. Estas curvas se pueden obtener mediante modelos de comportamiento no lineal discreto concentrado y técnicas de análisis incremental para sistemas de varios grados de libertad.

Conociendo la sismicidad regional y los efectos de sitio se pueden construir espectros de demanda en formato ADRS para representar las acciones sísmicas sobre las estructuras.

El cálculo de la respuesta no lineal de estructuras, se dispone de técnicas de análisis espectral demanda-capacidad sugeridos por el ATC que permiten obtener una buena estimación de la respuesta global.

Para calificar el desempeño de las edificaciones, existe un marco de referencia general desarrollado por SEAOC que puede ser usado para el edificio en estudio.

2.9.2. Descripción de los Instrumentos de Investigación

Como instrumento se utiliza material bibliográfico y Software especializado, que nos facilitaran el procesamiento de los datos.

2.9.3. Descripción de las Fuentes de Investigación

Se utilizará la fuente Material bibliográfico e Información técnica de los planos constructivos.

2.10. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

2.10.1. Selección y Representación por Variables e Indicadores

Se muestra en la siguiente Figura 2.13.

VARIABLES	INDICADORES
<p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <p style="text-align: center;">X1</p> <p>Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad</p> <p style="text-align: center;">X2</p> <p>Técnicas de análisis incremental</p>	<p>X</p> <p>X1 Espectros de capacidad</p> <p>X2 Espectros de demanda</p> <p>Y</p> <p>Y1 Espectro demanda-capacidad</p> <p>Y2 Evaluación con criterios del comité VISION 2000</p>
<p>VARIABLE DEPENDIENTE</p> <p style="text-align: center;">Y</p> <p>Comportamiento del edificio</p>	<p>X</p> <p>X1 Espectros de capacidad</p> <p>X2 Espectros de demanda</p> <p>Y</p> <p>Y1 Espectro demanda-capacidad</p> <p>Y2 Evaluación con criterios del comité VISION 2000</p>

Figura 2.13: Selección y Representación por Variables e Indicadores

2.10.2. Utilización del Procesador Sistematizado Computarizado

Se utilizará programas de computación especializado, entre ellos se tiene SAP 2000, ETABS y otros.

2.10.3. Pruebas Estadísticas

En la presente Investigación no se utilizará pruebas estadísticas.

Capítulo 3

ESPECTROS SÍSMICOS DE RIESGO UNIFORME PARA VERIFICAR DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN PAÍSES LATINO AMERICANOS

3.1. Introducción

Uno de los países con mayor conocimiento dentro del campo de la ingeniería Sísmica es los Estados Unidos de Norte América; sin embargo de ello, dos sismos recientes de magnitud moderada, como el de loma prieta de 1989, con una magnitud de 7.1 y el de Northridge de 1994, con una magnitud de 6.7, dejaron ocho mil millones y cuarenta mil millones de dólares en pérdidas, respectivamente. El número de muertos en el sismo de Loma Prieta

fue de 63 y 51 en el sismo de Northridge. Cifras demasiadas altas que motivaron la revisión de la filosofía de diseño, por parte del comité VISION 2000⁴.

En la nueva filosofía se da mayor importancia al diseño por desempeño que al diseño por resistencia, ya que este último por si solo no garantiza un adecuado comportamiento de la edificación ante sismos menores. Países como Japón, Nueva Zelanda y algunos europeos han acogido la iniciativa del diseño y análisis sísmico por desempeño y es muy probable que, a corto tiempo, presenten nuevas normativas sísmicas que Incluyan. Esta nueva filosofía, en contraste con otros países que están agobiados por problemas políticos y económicos, que tienen a sus pueblos sumidos en una pobreza que se agrava cuando se registra un sismo de moderada magnitud, como el que afectó al eje cafetero de Colombia en 1999 y que dejó un mil ochocientos millones de dólares en pérdidas.

En la forma de diseño tradicional se garantiza que el edificio no va colapsar ante un sismo mayor y se entiende que ante sismos menores la estructura va a responder en el rango elástico o con ligero daño ante sismos moderados. Todos los controles que se realizan en el diseño están orientados exclusivamente al sismo mayor. Pero es importante cuantificar que va a tener la edificación ante los sismos menores y moderados para saber si no se va producir graves pérdidas de capital e interrupción del servicio (flores 2002).

En el diseño sísmico por desempeño lo que se desea es conocer los desplazamientos, distorsiones del piso y el comportamiento de cada uno de los elementos ante sismos de pequeña magnitud que se repetirán varias veces durante la vida de la estructura o sismos de mayor magnitud que probablemente se registren una sola vez en el tiempo de edificación, o sismos más fuertes en los cuales la probabilidad de ocurrencia es incierto es que lo que se persigue es ante diferentes eventos sísmicos conocer su desempeño en términos de índices de daño a nivel local y global de la edificación, conocer las pérdidas económicas que se van

⁴ *Capítulo publicado en el XI Seminario de Ingeniería Sísmica que se realizó en Mendoza, Argentina, en agosto de 2003. Publicado además en la Revista Cimientos N° 3 del Colegio de Ingenieros Civiles de Esmeraldas, en agosto de 2003*

a generar ante estos eventos y ver si son tolerables. En definitiva con el diseño sísmico por desempeño lo que se persigue es conocer sobre el comportamiento de la estructura ante diferentes acciones sísmicas, lo que: está suficientemente claro es la variable que mejor define el nivel de desempeño, tenemos el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio, la ductilidad, la deriva de piso, la energía disipada, los índices de daño, etc.

VISION 2000 recomienda que se verifique el desempeño de la estructura ante cuatro eventos sísmicos que están indicados en la Figura 3.1. En consecuencias normativas sísmicas se deben establecer los espectros de diseño para cada evento, tema bastante difícil si se considera la poca información sísmica instrumental que se dispone en varios países en vías de desarrollo; pero no por ello, debemos quedarnos con los brazos cruzados a la espera de que un nuevo sismo cause nuevas pérdidas materiales y económicas. En Latinoamérica las redes sísmicas que existen tienen dos o tres décadas mayor parte de sus registros corresponden, gracias a Dios, a sismos de pequeña magnitud, en base a esta información, en Ecuador por ejemplo, se han generado sismos de mayor magnitud y formas espectrales; las mismas que constan en el Código Ecuatoriano de la CEC-2000. Se sabe que conforme se tenga una mayor información sísmica se actualizarán los mapas de peligro sísmico y la forma de los espectros pero esto demanda su tiempo.

Sismo	Vida Útil τ	Probabilidad de Excedencia P^*	Periodo de Retorno, t	Tasa Anual de excedencia, p_1
Frecuente	30 años	50%	43 años	0.02310
Ocasional	50 años	50%	72 años	0.01386
Raro	50 años	10%	475 años	0.00211
Muy raro	100 años	10%	970 años	0.00105

Figura 3.1: Sismos recomendados por el Comité VISION 2000

En la Figura 3.1, la tasa anual de excedencia p_1 se obtiene en función de probabilidad de excedencia p^* , durante la vida útil t , mediante la siguiente ecuación:

$$p_1 = 1 - (1 - p^*)^{1/t} \quad (3.1.1)$$

El periodo de retorno t_r , se determina mediante la inversa de p_1 para cada sismo de análisis se espera un desempeño de la edificación, de acuerdo al destino de la misma; pero en términos generales, ante el sismo frecuente, la estructura debe comportarse elásticamente, en consecuencia el coeficiente de amortiguamiento referido al critico para estructuras de hormigón armado será del 2 %. Este coeficiente para el sismo ocasional, en que se espera daño en los elementos no estructurales estará alrededor del 3 %. Para el sismo raro, todas las normativas sísmicas presentan el espectro elástico asociado a un 5 %; finalmente para el sismo muy raro el coeficiente de amortiguamiento es mayor. Más adelante se presenta la teoría general con la cual se realizan los estudios de peligrosidad sísmica, su lectura será de gran ayuda para entender la temática que aquí se indica.

3.2. Zonificación Sísmica y Espectro Elástico

En la figura 3.2 se indica el mapa de zonificación sísmica de Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina, que ha sido obtenido para el sismo raro y que consta en: la Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001) para el caso de Venezuela, en la Norma Sismo Resistente NSR-98 de Colombia, en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, en la Norma Técnica de Perú E030 de 1997, en la Norma de Chile NCh 433.0f 96 de 1996 y en el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes IMPRES-CIRSOC de 1982.

Nótese que a nivel de fronteras la aceleración varía de un país a otro. Por ejemplo, en la frontera entre Perú y Chile se tiene en el primer país 0.4 g, y en el segundo la aceleración

3.2. Zonificación Sísmica y Espectro Elástico

varia de 0.2 a 0.4 g, algo similar se tiene en las otras fronteras. Esto amerita que a futuro se piense en tener un solo mapa de zonificación sísmica de América Latina y por qué no decirlo, una sola normativa sísmica.

Se define el espectro de amenaza uniforme como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada periodo estructural con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico. Es decir que es la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas al mismo período de retorno, trabajando cada período estructural independientemente (Jaramillo 2002).

No es el objetivo del presente capítulo comparar las formas espectrales de las normativas sísmicas vigentes al 2003 en Latinoamérica peor aún comentar sobre ellas, se entiende que estas responden a la mejor información sísmica disponible en cada país. Lo que se pretende es que a partir de las formas espectrales vigentes se determinen los espectros para los sismos recomendados por VISION 2000. Se considera que los períodos de retorno de cada uno de estos eventos que han sido determinados para el área de California se mantienen en Latinoamérica.

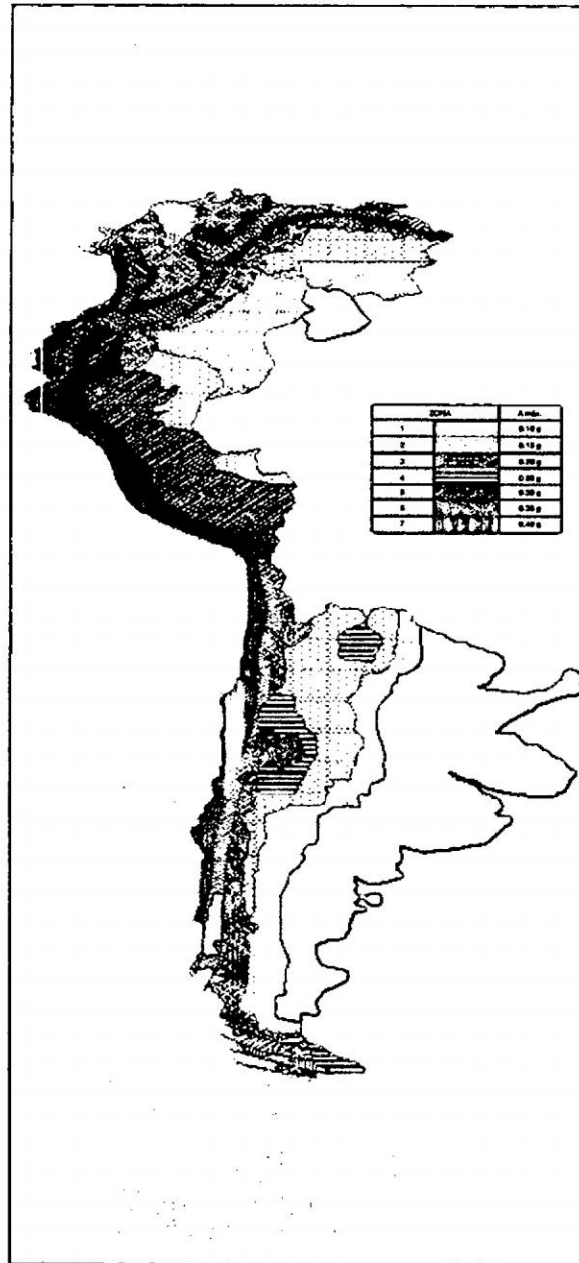


Figura 3.2: Zonificación sísmica en Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina al 2003

3.2.1. Normativa de Venezuela

En Venezuela se han determinado ocho zonas sísmicas que van desde la zona 0, en la cual no se esperan sismos, hasta la zona 7, que está caracterizada por una aceleración máxima del terreno A_o , igual $0.4g$, siendo g la aceleración de la gravedad. Las ecuaciones que definen las tres ramas del espectro elástico, mostrado en la figura 3.3, son las siguientes:

$$A_d = \alpha\beta\varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T_0} (\beta - 1) \right] \rightarrow T < T_0 \quad (3.2.1)$$

$$A_d = \alpha\beta\varphi A_o \rightarrow T_0 < T < T^* \quad (3.2.2)$$

$$A_d = \alpha\beta\varphi A_o \left[\frac{T}{T_0} \right]^P \rightarrow T > T^* \quad (3.2.3)$$

Donde α es el coeficiente de importancia de la estructura; φ es el factor de corrección del coeficiente de la aceleración horizontal del suelo, por efecto de las condiciones locales del suelo; β es el factor de magnificación promedio, indicado en la Figura 3.8; A_o es la aceleración máxima del suelo, indicado en la mapa de zonificación de la figura 3.2. Los periodos T_0 , T^* se indican en la Figura 3.8, para diferentes perfiles de suelo. Finalmente, T y A_d son el periodo y aceleración, que posteriormente se va a denominar S_a .

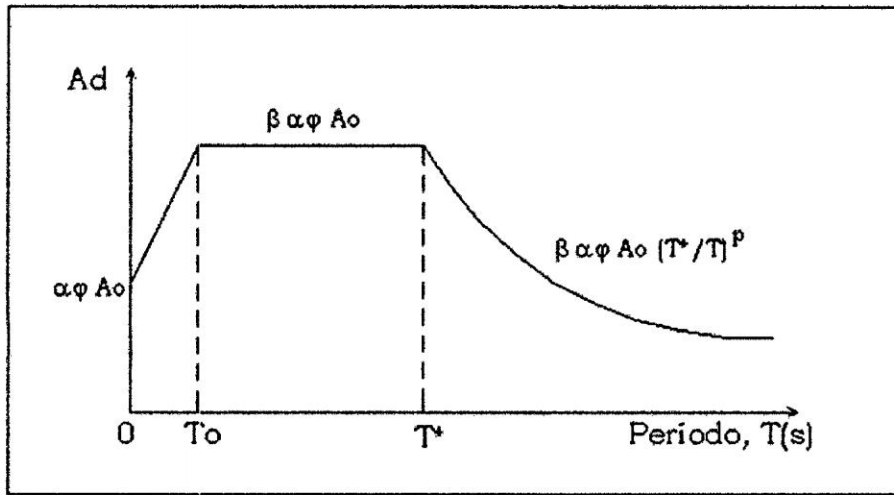


Figura 3.3: Espectro Elástico de la norma Venezolana de 2001

3.2.2. Normativa Colombiana

La norma NSR-98 de Colombia contempla nueve zonas sísmicas; la de mayor peligrosidad es la nueve, con un valor $A_o = 0.4g$, y la de menor peligrosidad, la uno con un $A_o = 0.05g$.

Las ecuaciones del espectro elástico son:

$$A_d = \alpha A_0 [1,0 + 5T] \rightarrow T < T_0 \quad (3.2.4)$$

$$A_d = 2,5\alpha A_0 \rightarrow T_0 < T < T^* \quad (3.2.5)$$

$$A_d = \frac{\alpha A_0 S}{T} \rightarrow T^* < T < T_+ \quad (3.2.6)$$

$$A_d = \frac{\alpha A_0}{2} \rightarrow T > T_+ \quad (3.2.7)$$

La variable todavía no definida es S , que es el factor de amplificación del suelo. En la Figura 3.8 se indican los respectivos valores.

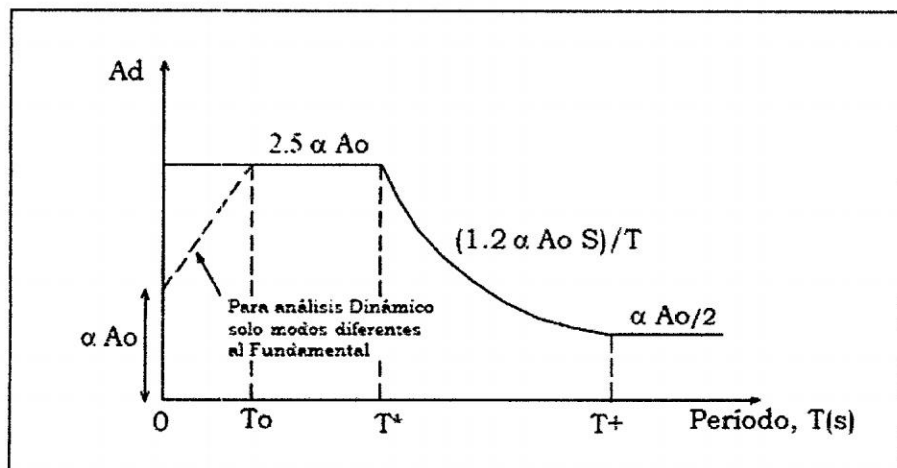


Figura 3.4: Espectro Elástico de la norma de Colombia de 1998

3.2.3. Código de Ecuador

El CEC-2000 considera cuatro zonas sísmicas que van desde 0.15g., en la región oriental, hasta la zona cuatro que tiene un valor $A_o = 0.4g.$, en parte de la costa y de la sierra. Con relación al espectro elástico, se debe indicar que para periodos menores a T_o , es opcional considerar la recta línea que va desde αA_o hasta T_o , o se puede trabajar con aceleración constante. Las ecuaciones que definen el espectro son:

$$A_d = \alpha \beta A_o \rightarrow T < T_o \quad (3.2.8)$$

$$A_d = 1,25 \frac{\alpha A_o S^S}{T} \rightarrow T^* < T < T_+ \quad (3.2.9)$$

$$A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \rightarrow T > T_+ \quad (3.2.10)$$

En la Figura 3.5 se muestra el espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción.

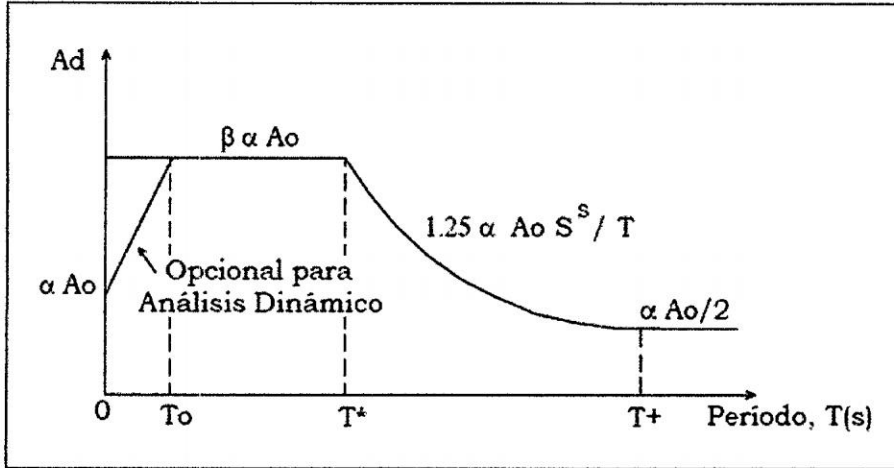


Figura 3.5: Espectro Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000

3.2.4. Norma Perú

En el Perú, la Norma Técnica de Edificaciones E030 de 2003 considera 3 zonas sísmicas, la zona 1 que tiene un valor de 0.15g., la zona 2 es la más extensa con un valor $A_o = 0.3g.$, y la de mayor peligrosidad es la zona 3 con $A_o = 0.4g.$. Las ecuaciones que definen el espectro elástico de la Norma Técnica E 030 de Perú son:

$$A_d = 2,5A_0S \rightarrow T < T^* \quad (3.2.11)$$

$$A_d = 2,5\alpha A_0S \left[\frac{T^*}{T} \right] \rightarrow T > T^* \quad (3.2.12)$$

En la Figura 3.6 se muestra Espectro Elástico de la Norma Técnica de Edificaciones del Perú de 2006.

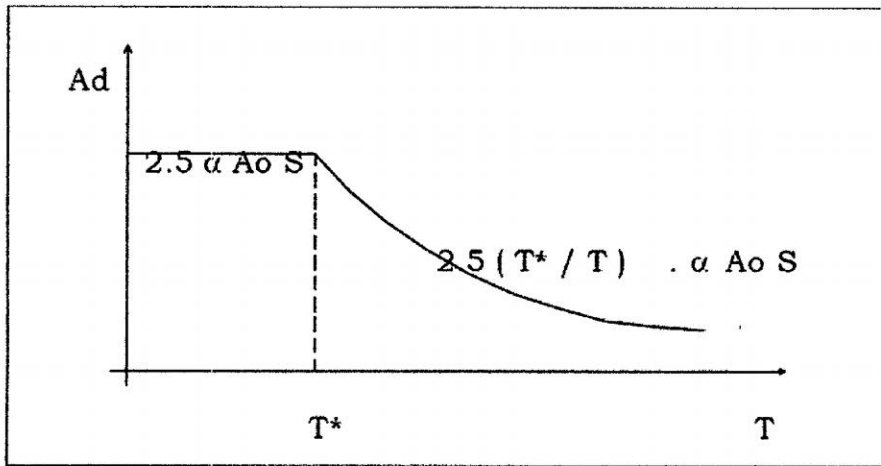


Figura 3.6: Espectro Elástico de la Norma Técnica de Edificaciones del Perú de 2006

3.2.5. Norma Chile

La Norma NCh 433 Of. 96 contempla tres zonas sísmicas, la de mayor peligrosidad es la tres con $A_o = 0.4g$, y la menor es la uno con $A_o = 0.20g$. El espectro elástico de Chile es diferente al de los otros países de Latinoamérica y está gobernado por una sola ecuación.

$$A_d = \alpha A_o \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T}{T_o}\right)^P}{1 + \left(\frac{T}{T_o}\right)^3} \quad (3.2.13)$$

Donde T_o, p son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan en la Figura 3.8, de acuerdo al perfil del suelo.

3.2.6. Norma Argentina

En Argentina, se tienen 5 zonas sísmicas que van desde la zona 0, que corresponde a la mayor parte del territorio y está caracterizado por un valor $A_o = 0.04g$, hasta la zona 4

con $A_o = 0.35g$. En la zonas sísmicas 1 y 2, el valor de A_o varía de acuerdo al perfil de suelo. En la figura 8.6, se indica la forma del espectro elástico y las ecuaciones de cada una de las ramas, son:

$$A_d = \alpha A_o + (\beta A_o - A_o) \alpha \frac{T}{T_o} \rightarrow T < T_o \quad (3.2.14)$$

$$A_d = \alpha \beta A_o \rightarrow T_o < T < T^* \quad (3.2.15)$$

$$A_d = \alpha \beta A_o \left[\frac{T}{T_o} \right]^{2/3} \rightarrow T > T^* \quad (3.2.16)$$

Para la zona 0, se tiene que el valor de $T_o = 0.10$ s., y el valor de T^* vale 1.20 para el perfil del suelo S1, 1.40 para S2 y 1.60 para S3; los restantes valores se indican en la tabla 4.2. Solo se tienen tres perfiles de suelo en el Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes INPRES-CIRSOCC de 1982.

Es importante destacar que en el presente apartado se ha indicado el espectro elástico de las diferentes normativas sísmicas analizadas, a esta forma espectral se la denomina S_{ae} .

Por otra parte, la clasificación de los perfiles de suelo difiere de normativa a normativa a excepción del CEC-2000 de Ecuador y E030 de Perú, que son las mismas.

Lamentablemente Bolivia no tiene una normativa sísmica, por lo que no se incluye en el estudio, a pesar de que varios sismos han dejado grandes pérdidas humanas y económicas, el último de ellos es el sismo que ocurrió el 22 de mayo de 1998, con una magnitud $M_w = 6.8$ y una profundidad focal de 24 km., que dejó 105 muertos, 315 heridos y pérdidas estimadas en 15 millones de dólares.

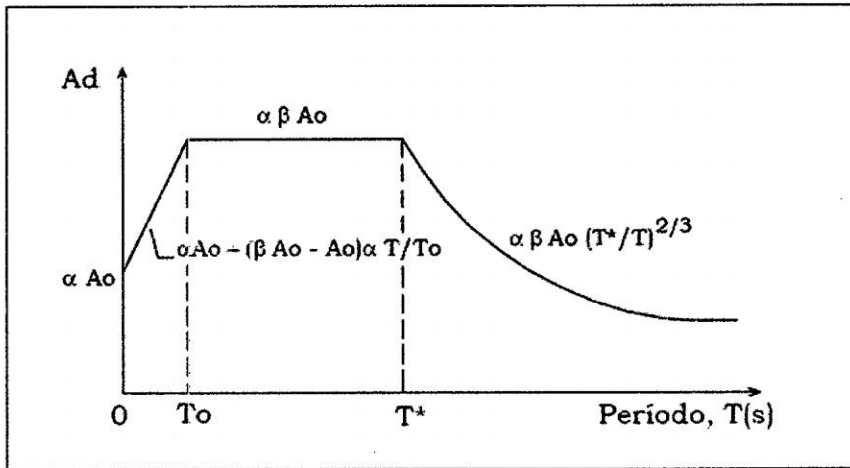


Figura 3.7: Espectro Elástico del Reglamento Argentino de 1982

La Figura 3.8 muestra los Parámetros que definen el espectro elástico de Venezuela, Ecuador, Perú, Chile y Argentina, vigentes al 2003.

3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela

PERFIL DE SUELO	PAIS	To seg.	T* seg.	T+ seg.	β	S	p
S1	Venezuela-01	0.1	0.40		2.4		1.0
	Colombia-98	0.3	0.52	2.40	2.5	1.0	
	Ecuador-00	0.1	0.50	2.50	2.5	1.0	
	Perú-03		0.40		2.5	1.0	
	Chile-96	0.15	0.20			0.9	2.0
	Argentina	0.20	0.35-60		3.0		
S2	Venezuela-01	0.175	0.70		2.6		1.0
	Colombia-98	0.3	0.62	2.88	2.5	1.2	
	Ecuador-00	0.1	0.52	3.11	3.0	1.2	
	Perú-03		0.60		2.5	1.2	
	Chile-96	0.30	0.35			1.0	1.5
	Argentina	0.30	0.60-80		3.0		
S3	Venezuela-01	0.25	1.00		2.8		1.0
	Colombia-98	0.30	0.78	3.60	2.5	1.5	
	Ecuador-00	0.16	0.82	4.59	2.8	1.5	
	Perú-03		0.90		2.5	1.4	
	Chile-96	0.75	0.85			1.2	1.0
	Argentina	0.40	1.00-20		3.0		
S4	Venezuela-01	0.325	1.30		3.0		0.8
	Colombia-98	0.30	1.04	5.08	2.5	2.0	
	Ecuador-00	0.40	2.00	10.0	2.5	2.0	
	Perú-03				2.5		
	Chile-96	1.20	1.35			1.3	1.0

Figura 3.8: Parámetros que definen el espectro elástico de Venezuela, Ecuador, Perú, Chile y Argentina, vigentes al 2003

3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela

En el Manual de ingeniería de diseño de PDVSA 1999 se presentan dos mapas de amenaza sísmica, el primero contiene valores de a^* , y el otro contiene valores de γ . En base a estos dos mapas es factible obtener la aceleración máxima del suelo A_o , para los sismos raro y

3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela

muy raro, que tiene una probabilidad de excedencia $P \leq 0,002$, empleando la siguiente ecuación.

$$A_o = a * \{[-\ln(1 - p^*)] / t\}^{-1/\gamma} \quad (3.3.1)$$

Donde A_o , viene expresado en cm/s^2 . En la Figura 3.9 indican los valores de A_o .

Encontrados para diferentes zonas sísmicas de Venezuela, para los sismo raro y muy raro. Nótese que la relación entre la aceleración encontrada para el sismo muy raro con relación a la aceleración del sismo raro, en promedio es 1.19 y se aprecia que no hay una gran dispersión con respecto a este valor. Se destaca que los puntos seleccionados en la Figura 3.9 son de todo Venezolano y se ha tenido especial cuidado de considerar puntos del Estado Sucre que contempla las zonas sísmicas 6 y 7.

3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela

Zona	a*	γ	Sismo Raro Ao (g)	Sismo Muy raro Ao (g)	<u>Ao Muy raro</u> Ao raro
7	60	4.00	0.286	0.340	1.189
7	60	3.50	0.356	0.434	1.219
6	60	4.00	0.286	0.340	1.189
6	60	3.75	0.317	0.381	1.202
6	55	4.00	0.262	0.312	1.191
5	40	3.75	0.211	0.254	1.204
5	45	3.75	0.238	0.286	1.202
5	55	4.25	0.239	0.282	1.180
5	50	4.50	0.201	0.234	1.164
5	50	4.25	0.218	0.256	1.174
4	45	4.25	0.196	0.230	1.173
4	40	4.25	0.174	0.205	1.178
4	35	3.75	0.185	0.222	1.200
4	40	4.00	0.191	0.227	1.188
4	30	3.75	0.158	0.190	1.203
4	35	4.00	0.167	0.198	1.186
4	30	3.50	0.178	0.217	1.219
3	27.5	3.50	0.163	0.199	1.221
3	28	4.00	0.133	0.159	1.195
3	30	4.25	0.131	0.154	1.176
3	32	3.75	0.169	0.203	1.201
2	27	4.30	0.115	0.136	1.183
2	26	4.25	0.113	0.133	1.177
1	25	4.50	0.100	0.117	1.170
1	25	4.40	0.104	0.121	1.163
Promedio					1.19

Figura 3.9: Relación de valores de Ao del sismo muy raro con relación al sismo raro, para Venezuela.

Por otro lado en las Figuras 3.10 y 3.11 se indican los resultados del estudio de peligrosidad sísmica considerando los sismos encomendados por visión 2000 para el occidente de Venezuela. Trabajo realizado por Benito et al en 2001.

3.3. Análisis de Estudio Realizados en Venezuela

Sismo	San Cristóbal		Mérida		Trujillo		Barquisimeto		San Felipe		Promedio
	Media	M+σ	Media	M+σ	Media	M+σ	Media	M+σ	Media	M+σ	
Frecuente	0.083	0.12	0.102	0.154	0.124	0.194	0.071	0.11	0.064	0.101	0.089
Ocasional	0.102	0.147	0.123	0.192	0.149	0.235	0.088	0.136	0.083	0.127	0.109
Raro	0.203	0.298	0.238	0.371	0.274	0.431	0.177	0.28	0.173	0.273	0.213
Muy Raro	0.255	0.377	0.293	0.456	0.331	0.521	0.222	0.35	0.219	0.345	0.264
Ocas/FREC	1.229	1.225	1.206	1.247	1.202	1.211	1.239	1.236	1.297	1.257	1.235
M.Raro/Raro	1.256	1.265	1.231	1.229	1.208	1.209	1.254	1.25	1.266	1.264	1.243

Figura 3.10: Aceleraciones (g) Encontrados por Benito et al en Zonas Sísmicas 5

Y

Sismo	Coro		Maracaibo		Promedio
	Media	M+σ	Media	M+σ	
Frecuente	0.033	0.054	0.056	0.086	0.045
Ocasional	0.042	0.067	0.074	0.112	0.058
Raro	0.085	0.13	0.181	0.274	0.133
Muy Raro	0.104	0.162	0.243	0.367	0.174
Ocas/Frec	1.272	1.241	1.321	1.302	1.284
M.Raro/Raro	1.224	1.246	1.343	1.339	1.288

Figura 3.11: Aceleraciones Encontrados por Benito et al en Zonas Sísmicas 3

En las últimas columnas de las Figuras 3.10 y 3.11 se presenta el promedio para los 4 sismos, obtenidos con los valores medios; pero para las relaciones entre la aceleración máxima del sismo ocasional con relación al frecuente y del sismo muy raro con respecto al raro se obtuvo con todo los datos.

La Norma COVENIN 1756-98 establece que $A_o = 0.30g.$, para la zona 5 y $A_o = 0.20g.$, para la zona sísmica 3. en consecuencia la relación de A_o especificado en la normativa con relación a sismo frecuente encontrados en las tablas 8.4 y 8.5, son 3.37 y 4.44, respectivamente. Por lo tanto para obtener la aceleración del suelo para el sismo frecuente se puede dividir que están en la normativa sísmica 1756-98 para un valor que está entre 3 y 4.

3.4. Análisis de Estudio Realizados en Colombia

En las Figuras 3.10 y 3.11 se aprecia que para obtener la aceleración para el sismo ocasional se debe multiplicar los valores de la aceleración para el sismo frecuente por 1.235 y 1.284. Por otro lado el factor por la cual se debe multiplicar la aceleración del sismo raro para obtener el sismo muy raro es ahora de 1.288.

En base a los valores obtenidos en este tipo de aceleraciones se aplicará una forma de obtener los espectros para los sismos de VISIÓN 2000 a partir de los espectros que constan en las diferentes Normativas Sísmica.

Son pocos los trabajos de peligrosidad sísmica que se han realizado en los diferentes países de América del sur para obtener los sismos propuestos por VISION 2000; por este motivo es conveniente que del análisis de todo los estudios se haga una propuesta en conjunto. Además no se dispone de una base de datos instrumentales numerosa para los sismos moderados y fuertes con los cuales se puedan obtener conclusiones sobre las formas espectrales.

Avelar y Ayala (2002) presentan una metodología para encontrar espectros de diseño para diferentes periodos de retorno a partir del registro sísmico y obtienen espectros para el Distrito Federal de México para períodos de retorno de 100, 200 , 500 y 1000 años, en los que se aprecia que es factible llegar a esas formas espectrales empleando un procedimiento como el que se indicará en este capítulo. Es factible para períodos menores a los 2s.

3.4. Análisis de Estudio Realizados en Colombia

La NSR-98 de Colombia a mas de definir el espectro de diseño para el sismo raro, también lo hacen para el sismo raro denominado umbral de diseño, el mismo que se obtiene para una probabilidad de excedencia del 80 %, en un lapso de 15 años; es decir, está asociado un periodo de retorno de 9.32 años. Es probable que este sea el período de retorno para el sismo frecuente en Colombia, de ahí la necesidad de que en Latinoamérica

3.4. Análisis de Estudio Realizados en Colombia

se realicen estudios para determinar los periodos de retorno para los cuatro eventos sísmicos denominados: frecuente, ocasional, raro y muy raro. Al comparar el periodo de retorno del sismo umbral de daño de la NSR-98 con el sismo frecuente de VISION 2000, se obtiene que es 4.61 veces menor. Sin embargo de ello y con el objeto de tener una idea de la relación del sismo raro y del sismo de umbral de daño, la tabla 4.6 se indican lo especificado por la NSR-98, para los dos sismos. Se destaca que para el sismo raro se tienen nueve zonas sísmicas y para el de umbral de daño 7; en consecuencia para compararlos se debe hacer una aproximación considerando los mayores valores.

Zona sismo Raro	Zona Umbral de Daño	Valor Ao Sismo Raro	Valor Ao Umbral de Daño	<u>Ao Raro</u> Ao Umbral
1	1	0.05	0.005	10.0
2 y 3	2	0.10	0.01	10.0
3 y 4	3	0.15	0.02	7.50
5, 6 y 7	4	0.30	0.03	10.0
5, 6, 7 y 8	5	0.35	0.04	8.75
5, 6 y 8 y 9	6	0.40	0.05	8.00
9	7	0.40	0.06	6.67
Promedio				8.7

Figura 3.12: Aceleraciones (g) para Sismo Raro y Umbral de Daño de NSR-98 de Colombia

Es importante destacar que Medellín se encuentra en la zona sísmica 5 para el sismo raro y para el sismo umbral de daño. Jaramillo 2002, determina los dos espectros para 14 zonas de Medellín y el valor promedio de la aceleración para el umbral de daño $A_o = 0.062g$., y para el sismo raro $A_o = 0.252g$. Valores superiores a los prescritos en NSR-98 . la relación entre estos dos valores es 4.06 valor más bajo que los indicados en la tabla 8.6 por consiguiente para encontrar la aceleración del sismo umbral de daño se debe dividir la aceleración de la normativa NSR-98 para un valor que está alrededor de 4 .

3.5. Análisis de Estudio Realizados en Ecuador

Mera et al, 2000,2002 han realizado estudios de peligrosidad sísmicas en esmeraldas, Machala, Salinas y Manta, siguiendo los lineamientos de VISION 2000. por otro lado, Aguiar 2000,2001 ha realizado igual trabajo en el Tena, Pujilí y Santo Domingo, de tal manera que se tienen resultados de ciudades ubicados en tres Regiones de la geografía ecuatoriana. Los resultados encontrados indican en las Figuras 3.13 y 3.14.

La zona IV contempla que $A_o = 0.4g$, y en la zona III se tiene $A_o = 0.3g$., para el sismo raro. En la tabla 8.7, se aprecia que el promedio de valor de A_o es mayor que el respectivo promedio en la Figura 3.14, como era de esperarse; pero para los sismos frecuente y ocasional, el promedio de la Figura 3.14 es mayor que el de la Figura 3.13

Sismo	Esmeraldas	Salinas	Manta	Pujilí	Promedio
Frecuente	0.07	0.072	0.07	0.12	0.083
Ocasional	0.10	0.091	0.10	0.14	0.108
Raro	0.37	0.212	0.32	0.23	0.283
Muy Raro	0.60	0.313	0.51	0.27	0.423
Ocas./FREC	1.429	1.264	1.429	1.167	1.322
M.Raro/Raro	1.622	1.476	1.594	1.174	1.467

Figura 3.13: Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona IV del CEC-2000

Y

Sismo	Machala	Tena	Santo Domingo	Promedio
Frecuente	0.077	0.114	0.150	0.114
Ocasional	0.098	0.130	0.180	0.136
Raro	0.229	0.213	0.330	0.257
Muy Raro	0.313	0.255	0.410	0.326
Ocas./FREC	1.272	1.140	1.200	1.204
M.Raro/Raro	1.367	1.197	1.242	1.269

Figura 3.14: Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona III del CEC-2000

3.6. Análisis de Estudio Realizados en el Perú

La relación de la aceleración especificada en el CEC-2000 con respecto a las obtenidas para el sismo frecuente en las Figuras 3.13 y 3.14, son : 4.82 y 2.63, respectivamente. En consecuencia la aceleración del sismo frecuente se obtendrá dividiendo la aceleración del CEC-2000 para un valor que esta entre 2.5 y 5.

3.6. Análisis de Estudio Realizados en el Perú

Investigadores como Muñoz 2002, Silva 2002 y Zegarra 2002, han presentado trabajos de construcciones, en los que han utilizado los valores indicados en la Figura 3.15 para la zona de mayor peligrosidad sísmica del Perú, para determinar los sismos de análisis de acuerdo a VISION 2000 y verificar el desempeño de las edificaciones.

Sismo	Ao	Ao Ocas Ao Frec	Ao M. Raro Ao Raro	Ao Norma Ao Frec
Frecuente	0.20	1.25	1.25	2
Ocasional	0.25			
Raro	0.40			
Muy Raro	0.45			

Figura 3.15: Aceleración (g) para ciudades ubicadas en Zona III del CEC-2000

3.7. Estudios Realizados en Chile

Guendelman 2002 realiza una proposición para modificar la Norma NCh-433 Of 96, con la cual se determina los sismos de análisis de acuerdo a visión 2000. la propuesta se muestra en la Figura 3.16.

Sismo	Nivel de Demanda
Frecuente	$S_{a1} = \frac{f_m S_{ae}}{R}$
Ocasional	$S_{a2} = 1.4 S_{a1}$
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$
Muy Raro	$S_{a4} = 1.5 S_{ae}$

Figura 3.16: Proporciones para NCh 433 Futura, Realiza por Guendelman

Donde S_{ae} es el espectro elástico propuesto en la Norma NCh 433 para el sismo raro, f_{min} es un factor de corrección que garantiza el mínimo cortante basal y R^* es el factor de reducción de la aceleración espectral, calculada para el periodo del modo con mayor masa torsional equivalente en la dirección de análisis especificada en NCh 433.

Por lo tanto a partir de la Norma de Chile vigente al 2003, en que solo se especifica el sismo raro, es factible obtener los otros sismos de análisis recomendados por VISION2000.

3.8. Resumen de Estudios Realizados

En la Figura 3.17 se resumen los parámetros encontrados en este estudio que sirven de base para definir los sismos de análisis recomendados por VISION2000.

País	<u>Ao Ocasional</u>	<u>Ao Muy Raro</u>	<u>Ao Norma</u>	<u>Ao Norma</u>
	Ao Frecuente	Ao Raro	Ao Frecuente	Ao Umbral
Venezuela	1.235(Tabla4.4)	1.190(Tabla4.3)	3.37(Tabla4.4)	
	1.284(Tabla4.5)	1.243(Tabla4.4)	4.44(Tabla4.5)	
		1.288(Tabla4.5)		
Colombia				8.70(Tabla4.4)
				4.06(Tabla4.5)
Ecuador	1.322(Tabla4.7)	1.467(Tabla4.7)	4.82(Tabla4.4)	
	1.204(Tabla4.8)	1.269(Tabla4.8)	2.63(Tabla4.5)	
Perú	1.250(Tabla4.9)	1.250(Tabla4.9)	2.00(Tabla4.9)	

Figura 3.17: Parámetros Encontrados

3.9. Propuesta de Formas Espectrales

Para el sismo frecuente se propone obtener espectros para un factor de amortiguamiento ξ del 2%, empleando de la misma forma del elástico que consta en las respectivas normativas sísmicas, pero con un valor A_0 igual al que está en la Norma para el sismo raro dividido para tres. Se recomienda usar las ecuaciones de Newmark y Hall para encontrar espectros para cualquier amortiguamiento esta son:

$$\alpha_a = 3.21 - 0.68 \ln \xi \quad (3.9.1)$$

$$\alpha_v = 2.31 - 0.41 \ln \xi \quad (3.9.2)$$

$$\alpha_d = 1.82 - 0.27 \ln \xi \quad (3.9.3)$$

Estas ecuaciones tienen un 50% de probabilidades de excedencia. Por otra parte en estas ecuaciones α_a , α_v , α_d , son los factores de amplificación para la aceleración, velocidad y desplazamiento. Existen otras ecuaciones más sencillas para encontrar un factor de ajuste f_a del espectro aun ξ , una de ellas es la siguiente:

$$f_a = \left(\frac{5}{\xi} \right)^{0.04} \quad (3.9.4)$$

Esta ecuación es adecuada utilizarla en espectros que están formuladas para una sola ecuación, como es el caso de Chile. En cambio, con las ecuaciones anteriores se modifican las posiciones de los puntos de quiebre del espectro.

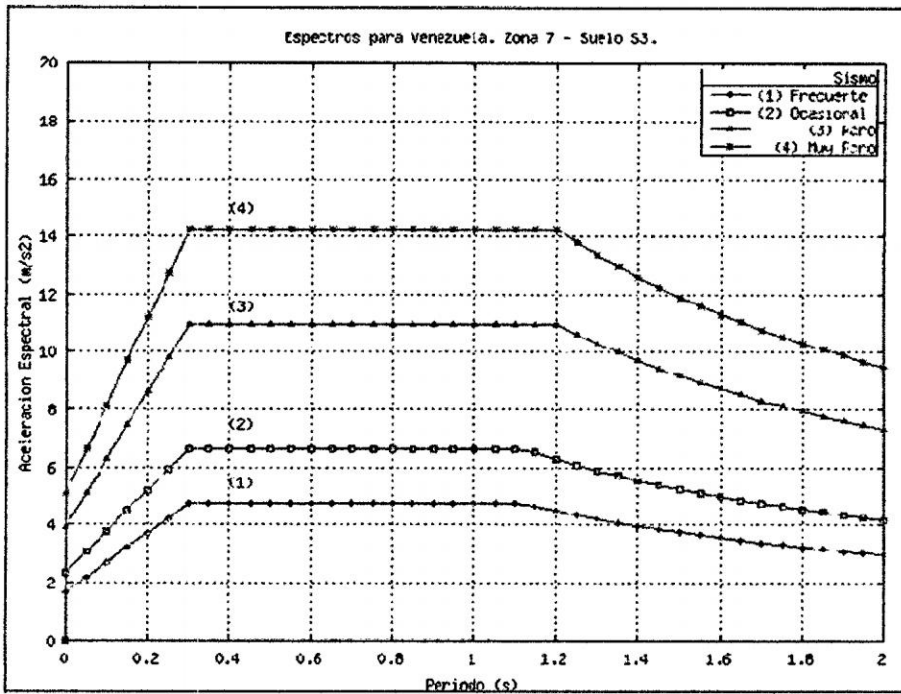


Figura 3.18: Espectros Para un Perfil S3 en Zona 7 de Venezuela

Para el sismo ocasional, es muy adecuado utilizar las recomendaciones de Guendelman2002, que consiste en multiplicar el espectro de sismo frecuente por 1.4, se puede pensar en un factor ligeramente menor pero conservadoramente queda el valor anotado o los valores encontrados y que consta en la Figura 3.17.

Finalmente parecido muy raro se propone multiplicar el espectro elástico por 1.3.

Proposición que se la realiza en base a los resultados de la Figura 3.17 y considerando que al multiplicar el espectro elástico las normativas por 1.3, la probabilidad de excedencia se reduce al 5% en un tiempo de 100 años, esto para un valor $A_o = 0.4g$, Aguiar y Haro (2000), pero como se esperan sismos mas fuertes la probabilidad de excedencia va subir al orden del 10%. Un valor más alto a 1.3 implica la reducción de la probabilidad de excedencia de un incremento del periodo de retorno. En la figura 3.18 se presenta los cuatro espectros para un perfil de suelo S3, ubicado en la zona de mayor peligrosidad sísmica de Venezuela y cuyo uso es para vivienda. En la figura 3.19 se presenta lo mismo

pero para Chile.

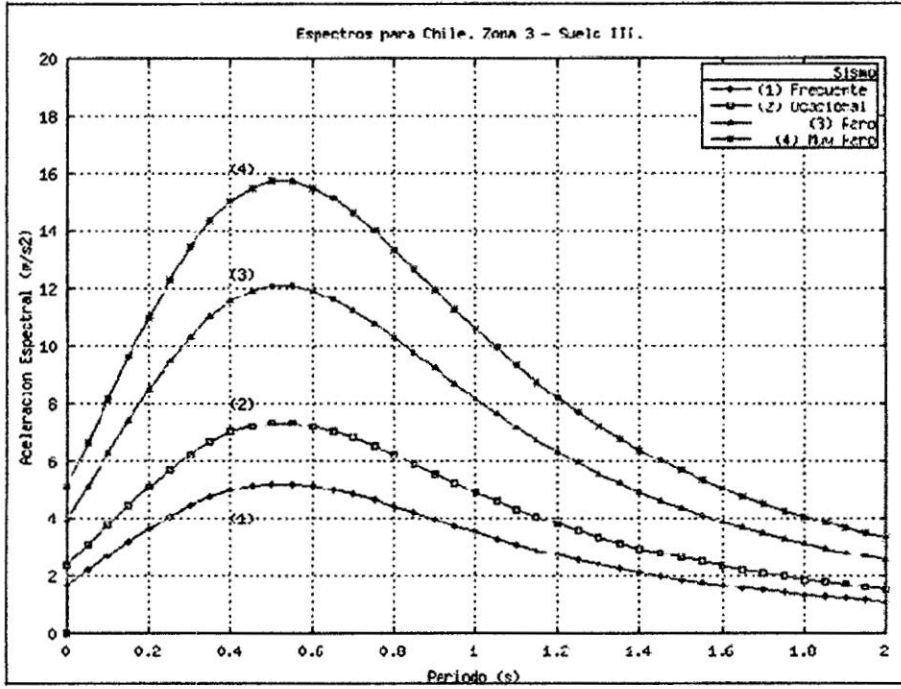


Figura 3.19: Espectros Para un Perfil S3 en Zona 3 de Chile

3.10. Espectros de Demanda

Los espectros de demanda relacionan el desplazamiento espectral S_d , con la aceleración S_a , y se los obtiene a partir de los espectros indicados en el apartado anterior. Las ecuaciones que se usan para el cambio en el rango elástico, es la siguiente.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{3.10.1}$$

En esta ecuación, S_{de} , S_{ae} , corresponden al desplazamiento y aceleración espectral, para rango elástico. Sean S_d y S_a , el desplazamiento y aceleración espectral para el rango

inelástico y considerando que el espectro inelástico se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción por las fuerzas sísmicas R , de tal forma que :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{3.10.2}$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{3.10.3}$$

Donde μ , es la demanda de ductilidad.

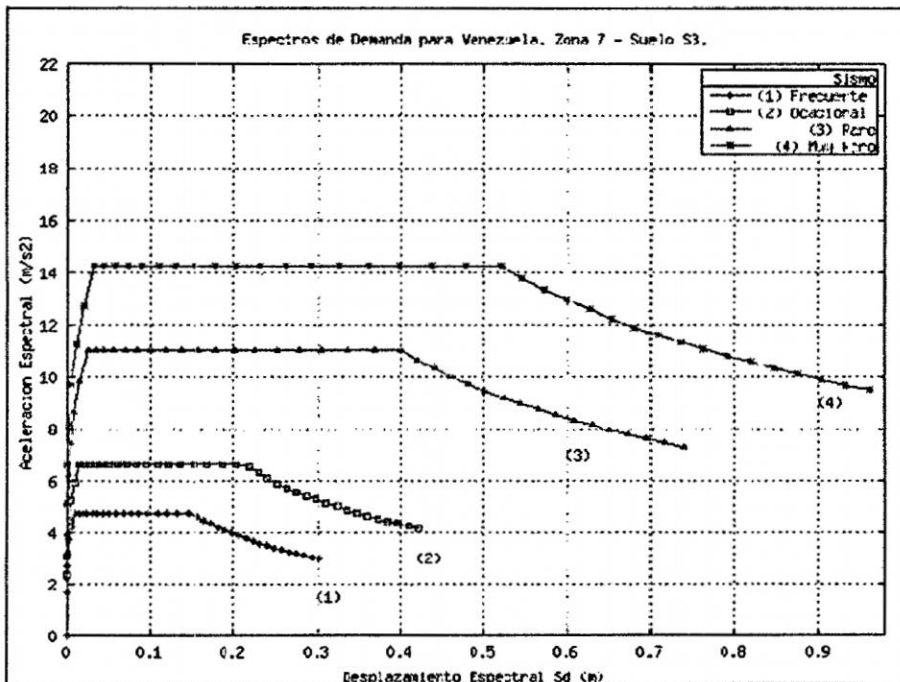


Figura 3.20: Espectros de Demanda para Venezuela en Zona 7 y suelo S3

En Las figuras 3.20 y 3.21 se muestran espectros de demanda para Venezuela y Chile que se derivan de los espectros indicados en las figuras 3.18 y 3.19 que se han obtenido hasta un periodo de 2s, si se amplia el rango del los espectros de demanda de las figuras 3.20 y 3.21 van a continuar con la curva descendente.

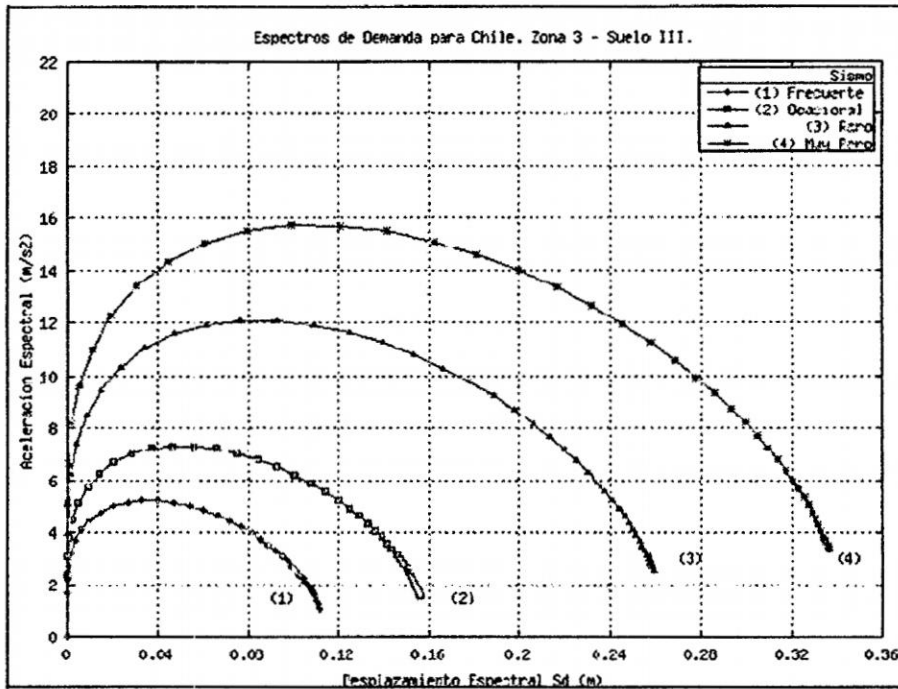


Figura 3.21: Espectros de Demanda para Chile en Zona 3 y suelo S3

En las figuras 3.22 a 3.25 se presentan, a la izquierda, los espectros clásicos en el formato aceleración-periodo y a la derecha, los espectros de demanda en el formato aceleración-desplazamiento para las zonas de mayor peligrosidad sísmica de Colombia, Ecuador, Perú y Argentina, en un perfil S3 y para un factor de importancia igual a uno.

Para Colombia la forma del espectro del sismo frecuente sea considerado igual a la estipulada en NSR-98, para el sismo denominado umbral de daño, lo demás se procede de acuerdo a la propuesta realizada.

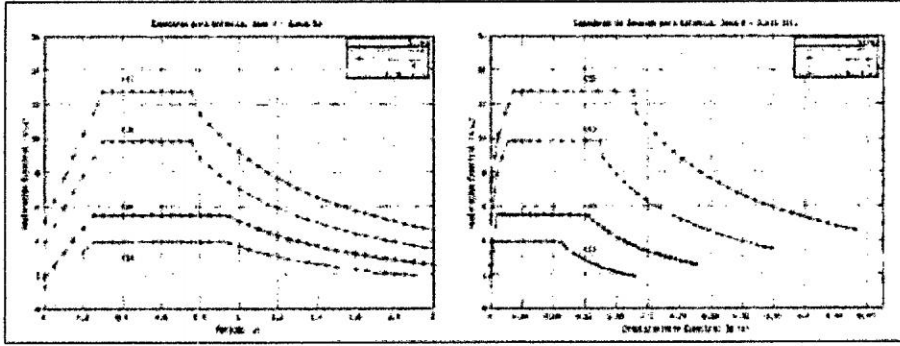


Figura 3.22: Espectros para Colombia en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3

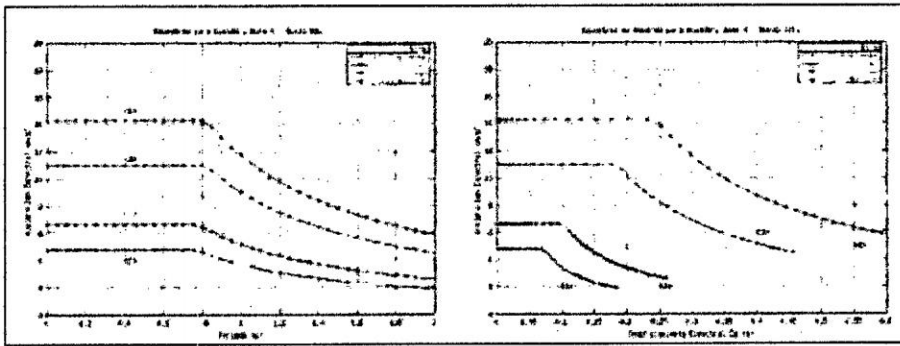


Figura 3.23: Espectros para Ecuador en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3

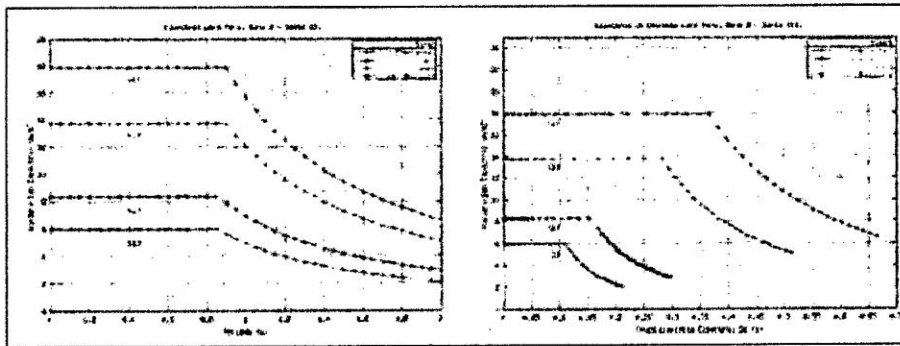


Figura 3.24: Espectros para Perú en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo S3

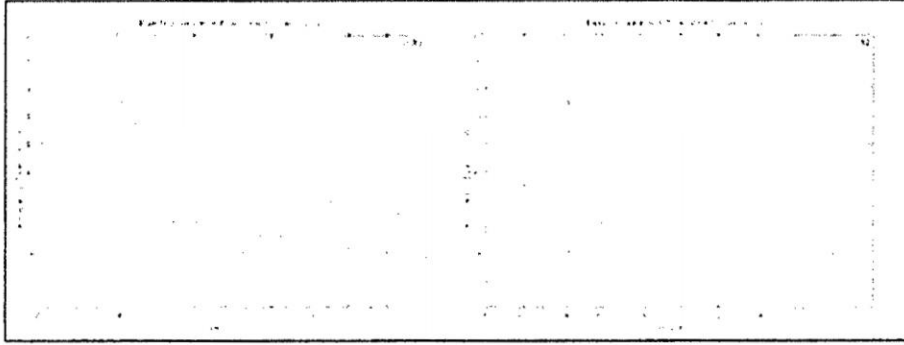


Figura 3.25: Espectros para Argentina en Zona de mayor peligrosidad Sísmica en suelo III

3.11. Peligrosidad Sísmica

Se define como peligrosidad sísmica, la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. Para la evaluación se deben analizar los fenómenos que se producen desde el hipocentro hasta el sitio de interés.

Para el diseño sísmico de estructuras, fundamentalmente se necesita conocer cual es la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona que se va a implantar el proyecto durante la vida útil de la estructura. Si adicionalmente, se pueden establecer los otros parámetros anteriores u otros adicionales como el tiempo y contenido de frecuencias, que de alguna forma se están incorporando en los estudios de peligrosidad sísmica.

3.11.1. Etapas de Cálculo

En la figura 3.26, se presenta las etapas que se siguen para la evaluación de la peligrosidad sísmica a nivel regional, tendientes a la obtención de parámetros para el diseño sismo resistente, expresados en términos probabilísticos.

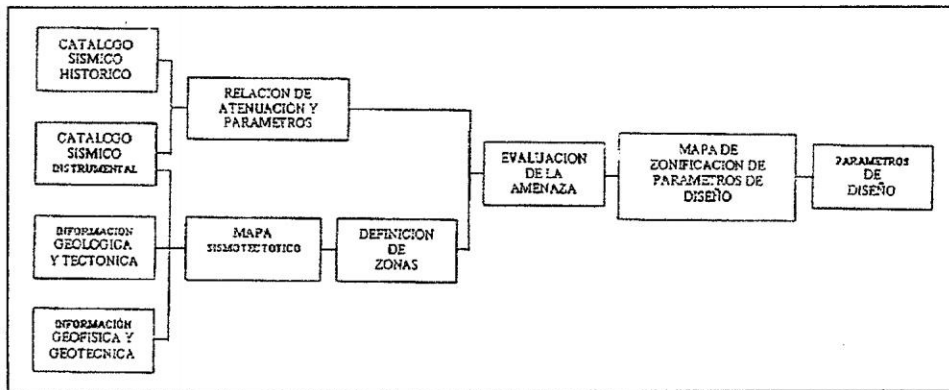


Figura 3.26: Etapas de la Evaluación de la Peligrosidad Sísmica

La información sísmica histórica, de eventos que se registran en el periodo 1500-1900 es muy importante, por que son cuatro siglos de datos, razón por la cual es fundamental su estudio. Lamentablemente, los sismos históricos no han sido estudiados con el detenimiento del caso, primero porque es una tarea que demanda mucho tiempo y segundo por lo difícil que resulta el conseguir la información. Las crónicas de los sismos históricos en algunos casos son muy exagerados, y tienen a sobredimensionar el daño ocasionado.

Por otra parte, en la mayor parte de países, el catalogo sísmico instrumental tiene amplia información a partir de los años 1960 y 1970, por la implementación de un gran número de estaciones sismográficas. En el periodo 1900-1960 la información es escasa, no por que no hayan ocurrido sismos sino por que no existía suficiente instrumentación sísmica. En consecuencia, antes de empezar un trabajo de peligrosidad sísmica lo primero que se debe hacer es un estudio de completitud de la información sísmica, que se puede usar para el efecto, el predimensionamiento propuesto por steep(1972), quien describe un procedimiento basado en la varianza como parámetro estadístico de los cuales la tasa de ocurrencia de los sismos es estable para distintos niveles de magnitud.

La información tectónica, geológica, geofísica y geotécnica es un complemento a la información sísmica instrumental para poder definir un mapa sismotectónica de la región en estudio.

En la elaboración del mapa sismotectónico del Ecuador, Iglesias et al (1991) se utilizaron, a más de la información tradicional, imágenes satelitales LANSAT, mosaicos de radar de apertura sintética SAR, se interpretó alrededor de 400 fotografías aéreas. Todo ello para la detección y limitación de las fallas geológicas.

Con el mapa sismotectónicas se procede a la definición de zonas fuentes o áreas fuentes que son aquellas regiones en las cuales existe una homogeneidad de los focos de los sismos registrados. Estas zonas de unidad sísmica están asociadas a un sistema de fallas.

No es conveniente considerar fuentes puntuales sino fuentes con una actividad sísmica difusa que abarcan una gran área, debido a la complejidad de la tectónica, al incompleto conocimiento de las zonas de fallamiento y a un eventual desconocimiento de los accidentes tectónicos sin expresión superficial.

Algunos investigadores, Palacio et al (1987), Ryall et al (1966), determinan las áreas fuentes en base al flujo tectónico definido como la cantidad de energía disipada por unidad de área y por unidad de tiempo.

Relación de Recurrencia

Para la evaluación de la peligrosidad sísmica en cada una de las áreas fuentes es necesario calcular:

La relación de recurrencia de la actividad sísmica, propuesta independientemente Ishimoto-Ida en 1939 y Richter - Gutenberg en 1944. La misma que tiene la siguiente forma:

$$\text{Log}N(M) = a - bM \quad (3.11.1)$$

Siendo $N(M)$ el número de sismos anuales de magnitud mayor o igual que M . Las constantes a y b definen la sismicidad del área.

Como ejemplo de ampliación de la ecuación 3.11.1, se obtiene la relación de recurrencia para los sismos registrados en el Ecuador en el periodo comprendido entre 1963 y 1987. Del catalogo sísmico, se han obtenido los siguientes datos:

MAGNITUD M_b	MUMERO DE SISMOS
3.5 – 4.0	1061
4.0 – 4.5	1003
4.5 – 5.0	553
5.0 – 5.5	137
5.5 – 6.0	31
6.0 – 6.5	5
6.5 – 7.0	1

Figura 3.27: Sismicidad en el Ecuador en el Periodo 1963-1987

Solución

Con los datos de la Figura 3.27, se obtienen las constantes a y b , mediante regresión lineal. Los resultados son: $a = 7.47$ y $b = -1.07$. Es importante destacar que la muestra analizada es de 24 años.

$$\text{Log}N(M) = 7,47 - 1,07M \quad (3.11.2)$$

En base a la ecuación de recurrencia encontrada, se desea averiguar cuantos sismos de magnitud $M_b = 7.0$ se presentarán en el Ecuador en los próximos 24 años y 48 años.

Próximos 24 años.

$$\text{Log} N_{24} = 7.47 - 1.07 \times 7 = 0,005 \rightarrow N_{24} = 1,01 \quad (3.11.3)$$

La cantidad obtenida es el número de sismos de magnitud $M_b = 7.0$, que se esperan en el Ecuador en los próximos 24 años, para 48, se tendrá:

$$N_{48} = \frac{48}{24} \times 1,01 = 2,02 \quad (3.11.4)$$

En resumen, en los próximos 24 años se espera en el Ecuador 1 sismo de magnitud $M_b = 7.0$ y en los próximos 48 años 2 sismos de la misma magnitud. Contados a partir de 1987. A la ecuación 3.11.1 se le conoce como de Richter, la misma que puede escribirse también de la siguiente forma:

$$\gamma = \alpha e^{-\beta M} \quad (3.11.5)$$

Donde γ es la tasa de ocurrencia anual de eventos de magnitud mayor o igual que M . La relación que existe entre las variables α , β y a , b son las siguientes

$$a = \log \alpha \quad (3.11.6)$$

$$\beta = \frac{b}{\log e} = b \ln 10 \quad (3.11.7)$$

Tanto los parámetros a , b como α , β se obtiene de un ajuste de mínimos cuadrados. La pendiente b indica que tan rápido o lento se mueve una zona de callamiento. De los estudios de peligrosidad sísmica realizados en el Perú, Casaverde y Vargas (1980) el valor b varía entre 0.67 y 1.29. Para Ecuador, Aguiar (1982) el valor de b varía entre 0.588 y 1.078 en Venezuela, Grases (1980), para la región comprendida entre los 4°N - 12°N y 68°W - 75°W este valor varió entre 0.85 y 1.09

La relación de recurrencia obtenida para un área que comprende la costa y sierra central del Perú por Casaverde y Vargas en 1979, en un intervalo de 51 años (1925-1970) es:

$$\text{Log}N(M) = 3,31186 - 0,3971M \quad (3.11.8)$$

En función del momento Sísmico se puede determinar la actividad sísmica de un área fuente, para ello se tiene:

$$N(M_w) = (1 - \beta) \frac{\dot{M} \cdot M_w^{-\beta}}{(M_{MAX})^{1-\beta}} \quad (3.11.9)$$

Siendo $N(M_w)$ el número de sismos con momento sísmico mayor o igual a M_w , es la tasa media anual de ocurrencia de momentos sísmicos, Por otra parte, se tiene:

$$N \text{ máx} = 10^{(1,5M_S^0+11,8)} \quad (3.11.10)$$

Donde M_S^0 es la máxima magnitud esperada en la zona. El momento sísmico M_w se puede evaluar con la siguiente ecuación:

$$M_w = hLD\mu \quad (3.11.11)$$

En la cual h y L es el ancho y largo de la zona de callamiento, D el desplazamiento y μ el módulo de rigidez. Lo más apropiado para determinar el momento sísmico es a partir de las ondas superficiales de los registros.

3.11.2. Magnitud máxima

En cada zona fuente, se debe determinar la máxima magnitud M_{max} que se espera, para ello existen diferentes fórmulas empíricas que relacionan la longitud de rotura de falla L , con M_{max} . Una de las primeras relaciones fue suministrada por Idda en 1959 para fallas inversas.

$$M_{\text{máx}} = 5,47 + 1,0 \log L \quad (3.11.12)$$

$$M_{\text{máx}} = 6,04 + 0,79 \log L \quad (3.11.13)$$

La ecuación 3.11.12 es para sismos profundos y la ecuación 3.11.13 para sismos superficiales e intermedios.

Por otra parte, en base al estudio estadístico de 58 sismos ocurridos a nivel mundial y deducido con base en la geología para fallas transcurrentes se tiene:

$$M_{\text{máx}} = 6,04 + 0,704 \log L \quad (3.11.14)$$

Donde $3,5 \text{ Km} < L < 420 \text{ Km}$, $\sigma_{MS} = 0,3 \text{ MS} < 8$

En la evaluación de la peligrosidad sísmica de Colombia, Sarria et al (1980), utilizaron las ecuaciones propuestas por Ambrasseys para determinar la magnitud máxima, estas son:

$$L = e^{(1,150M_{\text{máx}}-3,35)} \quad \text{limite Inferior} \quad (3.11.15)$$

$$L = e^{(1,596M_{\text{máx}}-7,56)} \quad \text{limite Ajuste} \quad (3.11.16)$$

$$L = e^{(1,615M_{\text{máx}}-8,58)} \quad \text{limite Superior} \quad (3.11.17)$$

Se aprecia que la relación entre magnitud Máxima $M_{\text{máx}}$ y el logaritmo de la longitud de rotura L es el tipo lineal, de la forma:

$$M_{max} = A \log L + B \quad (3.11.18)$$

Donde A y B son constantes que se obtiene por regresión lineal. Es conveniente que los valores A y B se obtengan con sismos de una determinada zona geográfica como lo propone Acharya(1979). Por otra parte, Slemmons (1977) propone calcular la magnitud máxima en base al tipo de falla. Cuando en una zona fuente, no se tiene un tipo de falla definido es conveniente utilizar la metodología propuesta por Acharya.

Para América del Sur, Acharya propone la ecuación (4.49) para encontrar la magnitud máxima, la misma que fue obtenida a partir de 31 eventos con magnitud superior a 7. Por lo tanto, para magnitudes inferiores su aplicación incierta.

$$M_{max} = 2,30 + 2,83 \log L \quad (3.11.19)$$

A manera de ejemplo se va determinar una relación entre M_{max} y la Longitud de rotura L, en base a los datos de la Figura 3.28 que presenta Winkler (1981)

SISMO	LONGITUD FALLA (L)	MAGNITUD (M)
Alaska, 1964	600	8.5
San Francisco, 1906	450	8.3
Mongolia, 1957	280	8.3
Kern Co, 1952	50	7.8
Niigata, 1964	100	7.5
Turkey, 1653	50	7.2
Imperial Valley, 1940	60	7.1
Fairview Peak, 1954	36	7.1
Montana, 1959	30	7.1
San Miguel, 1956	19	6.8
Parkfield, 1966	38	5.5

Figura 3.28: Relación entre Magnitud M y Longitud de rotura L

La ecuación que se obtiene luego del ajuste por mínimos cuadrados, es

$$M_{max} = 4,86 + 1,33 \log L \quad (3.11.20)$$

El coeficiente de correlación de la ecuación 3.11.20) es 0.782, que en valor bajo. En los estudios de peligrosidad sísmica se puede aplicar en una ecuación como las indicadas para encontrar la magnitud máxima esperada en la fuente pero es conveniente comparar el valor obtenido con el registro instrumentalmente. De igual forma en las ecuaciones que definen la magnitud máxima se deben indicar parámetros estadísticos como el coeficiente de correlación y la desviación Estándar para incluirlos en la evaluación de la peligrosidad sísmica.

Finalmente, se debe indicar que hay ecuaciones en las cuales se incluye el desplazamiento permanente D en la determinación de la magnitud máxima. Una de ellas es la presentada en la ecuación 3.11.21, en la cual L y D, se expresa en centímetros, Grases (1997).

$$M_{max} = 1,1 + 0,4 \log (L^{1,58} D^2) \quad (3.11.21)$$

Metodología de Evaluación

La evaluación de la peligrosidad sísmica se ejecuta utilizando los algoritmos propuestos por Algermissen y Perkins (1972 y 1976), cuya formulación matemática está descrita en Aguiar (1982), Palacio et al (1987). La metodología de cálculo se resume a continuación.

Dividir al País en una cuadrícula de 30 minutos por 30 minutos.

Determinar en cada área fuente, los coeficientes a y b de la ecuación 3.11.1 por medio de una regresión exponencial con los datos correspondientes a sismos de magnitud mayor o igual a M_{min} . Siendo M_{min} la magnitud mínima seleccionada en el estudio. Un valor adecuado de $M_{min} = 4.0$.

Determinar la longitud de rotura de la falla y la máxima magnitud esperada.

Calcular la frecuencia anual de ocurrencia de aceleraciones en cada vértice de la cuadrícula.

Un programa que fue muy utilizada para el efecto fue desarrollado por Mc Guire (1979).

Previamente se habrá seleccionado una ley de atenuación de movimiento de suelo.

Obtener la aceleración o velocidad máxima esperada en cada vértice de la retícula, utilizando el programa: "Line Source Model" de Der Kiureghian y Ang (1977) o utilizando una distribución de valores extremos tipo II que lo seccionado para el caso de Ecuador, Aguiar (1982).

La distribución de valores extremos tipo II, aplicada al caso de aceleraciones, es de la siguiente forma:

$$\ln[-\ln F(A)] = -\beta \ln K - \beta \ln A_{\text{máx}} \quad (3.11.22)$$

Que puede escribirse de la siguiente manera:

$$F(A) = e^{-(kA_{\text{máx}})^{-\beta}} \quad (3.11.23)$$

Siendo $F(A)$ la probabilidad de no excedencia de la aceleración máxima A_{max} . Los parámetros β y k se obtienen del ajuste por mínimos cuadrados.

Se dibuja el mapa de isoaceleraciones, si se ha estado trabajando con aceleraciones o puede ser el mapa de isovelocidades o en el parámetro seleccionado para el estudio de la peligrosidad sísmica.

En la Figura 3.29, se indica las tasas de ocurrencia esperadas en Quito, Aguiar (1982), para diferentes aceleraciones del suelo. Esto se obtiene de un estudio de peligrosidad sísmica y se desea determinar la aceleración máxima del suelo en roca para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%.

SISMO	ACELERACION MAXIMA (cm/s ²)	TASA DE OCURRENCIA (veces/año)
Quito	50	0.382
	100	0.0389
	150	0.0105
	200	0.00392
	250	0.00177
	300	0.000891
	400	0.000269
	500	0.0000996

Figura 3.29: Aceleraciones máxima y tasa media de ocurrencia para Quito

Solución

Con los datos de la Figura 3.29, se obtuvo que la relación entre el $\ln A$ y el $\ln[-\ln F(A)]$ es lineal de la forma planteada en la ecuación 3.11.22, con lo cual se determina:

$$\beta = 3.543 \quad k=0.025$$

La ecuación 3.11.23 es válida para un año. Para el caso de 50 años, tiempo de la vida útil de las estructuras, lo que cambia es el valor de k , ahora será $k \frac{1}{50}$. En consecuencia la ecuación 3.11.23 queda:

$$F(A) = e^{-\left(\frac{k}{50} A_{m\acute{a}x}\right)^{-\beta}} \quad (3.11.24)$$

Para el sismo raro o severo, la probabilidad de no excedencia en 50 años se consideró del 90%. Luego al reemplazar en la ecuación 3.11.24, se tiene:

$$0,9 = e^{-\left(\frac{k}{50} A_{m\acute{a}x}\right)^{-\beta}} \quad (3.11.25)$$

$$A_{m\acute{a}x} = \left(\frac{1}{0,10536}\right)^{\frac{1}{\beta}} \frac{50}{k} \quad (3.11.26)$$

Reemplazando los valores de k y β , encontramos para Quito, en la ecuación 3.11.26 se obtiene:

$$A_{\max} = 227.37 \text{ cm/s}^2 = 0.232 \text{ g} \quad (3.11.27)$$

Para el caso de puentes, se considera que la vida útil es de 75 años. Se desea conocer el valor de la aceleración máxima en roca, con una probabilidad de no excedencia del 90%. Si $\beta = 3.543$ y $k = 0.025$

Solución

Al reemplazar los valores de β y k en la ecuación 3.11.26 pero considerando 75 años en lugar de 50, se tiene:

$$A_{\max} = \left(\frac{1}{0,10536} \right)^{\frac{1}{3,543}} \frac{75^{\frac{1}{3,543}}}{0,025} = 255,35 \text{ cm/s}^2 = 0,216 \text{ g} \quad (3.11.28)$$

La aceleración para 75 años es mayor que la aceleración para 50 años en 12.3%, con los datos del ejemplo.

Capítulo 4

DEMANDA SÍSMICA Y RESPUESTA INELÁSTICA DE ESTRUCTURAS

4.1. Demanda Sísmica

En este artículo se presenta una manera de representar el peligro sísmico con fines de ingeniería estructural. Primero se presentan dos enfoques para cuantificar el peligro sísmico por medio de los valores máximos del movimiento del terreno y se establecen niveles de amenaza en términos de probabilidades. Luego se estudia la manera de presentar las sollicitaciones sísmicas sobre las estructuras mediante espectros de demanda.

4.2. Peligro Sísmico

El peligro sísmico o amenaza sísmica es el grado de exposición que tiene un determinado lugar a los efectos de los movimientos sísmicos. El peligro sísmico depende de las carac-

terísticas sismotectónicas de la zona, de las condiciones geotécnicas y de la topografía del lugar. El peligro sísmico aumenta con la cercanía a las fuentes sismogénicas, con las condiciones adversas del suelo y con las irregularidades del terreno como en el caso de montañas o depresiones.

4.2.1. Cuantificación de Peligro Sísmico

Resulta difícil dar una representación cuantitativa del peligro sísmico en términos absolutos; sin embargo, para fines de ingeniería se ha sugerido ampliar como indicadores del peligro, los valores máximos del movimiento del terreno (aceleración, velocidad o desplazamiento) o la intensidad local (Muñoz 1999).

Para cuantificar peligro sísmico, existen dos enfoques el determinístico y el probabilístico (Muñoz 1999).

En el enfoque determinístico, el peligro sísmico se expresa por el valor máximo del indicador de peligro que puede producirse en el lugar en estudio, teniendo en cuenta el escenario sismotectónico, las condiciones del suelo y las características topográficas del lugar (Herraíz 1997).

En el enfoque probabilístico, el peligro sísmico se expresa en función de la probabilidad de que el indicador de peligro seleccionado sea igualado o excedido en un lapso determinado. Este intervalo de tiempo se considera igual a la vida útil de la obra civil para la cual se evalúa el peligro. La tabla 4.1 muestra el tiempo de vida útil sugerido por diferentes obras civiles (Grases 1989).

Cuadro 4.1: Tiempo de Vida Útil Para Diferentes Obras Civiles

Obra Civil	Tiempo de Vida
Instalaciones Nucleares	50 - 100 años
Equipo de estaciones eléctricas de alto voltaje	50 años
Puentes y viaductos de avenidas principales	100 años
Tanques de almacenamiento de combustible	30 años
Edificaciones para viviendas	50 años
Construcciones temporales que no amenacen obras de mayor importancia	15 años

4.2.2. Niveles de Peligro Sísmico

Con el fin de evaluar el desempeño sismorresistente de edificios, el SEAOC ha propuesto cuatro niveles de peligro. Cada nivel queda definido por un valor de la probabilidad de excedencia en 50 años de exposición. A cada uno de estos niveles de amenaza, corresponden en un terremoto que tienen un intervalo de recurrencia (periodo de retorno TR) definido en función del tiempo de vida útil de las obras civiles y la probabilidad de excedencia.

La Figura 4.1 muestra la probabilidad de excedencia, el periodo de retorno y los valores de aceleración máxima en la roca asociados a los cuatro niveles de peligro sísmico sugeridos para la Costa peruana (Muñoz 1999), para un tiempo de exposición de 50 años.

		Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno TR	Aceleración Máxima den la Roca
Peligro Sísmico	Sismo frecuente	69%	43 años	0.20g
	Sismo Ocasional	50%	72 años	0.25g
	Sismo Raro	10%	475 años	0.40g
	Sismo muy raro	5%	970 años	0.50g

Figura 4.1: Niveles de Peligro Sísmico

4.3. Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural

El movimiento del suelo es captado por sismógrafos y por acelerógrafos. Los sismógrafos registran la historia de desplazamientos o velocidades del terreno y son empleado principalmente en trabajos de sismología; en cambio, los acelerógrafos registran la aceleración del terreno y son de utilidad directa en ingeniería estructural.

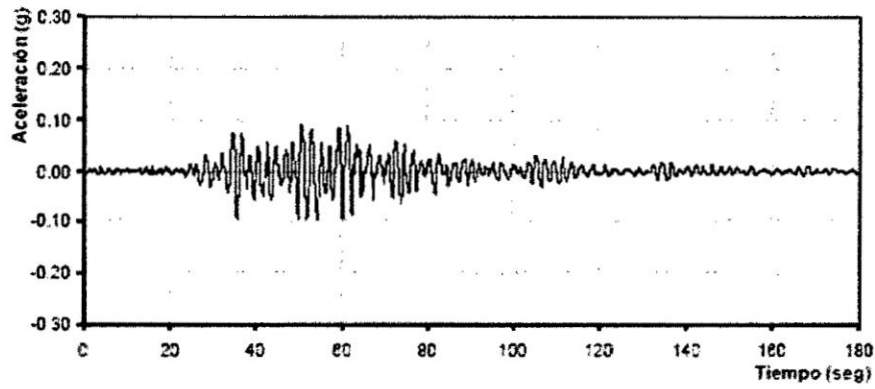
Los registros de aceleraciones en el tiempo obtenidos durante un sismo se denominan acelerogramas. Para representar la demanda sísmica se construyen curvas espectrales que reúnen las respuestas máximas de estructuras sometidas a sollicitaciones sísmicas caracterizadas por acelerogramas.

4.3.1. Acelerograma

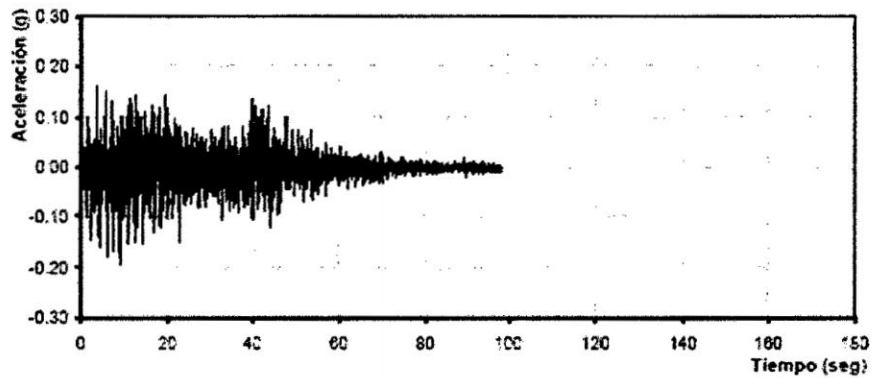
Los acelerógrafos registran durante un terremoto, las tres componentes de la aceleración trasnacional del suelo (dos horizontales y una vertical). Cada una de estas componentes, denominada acelerograma, constituyen una función que para fines prácticos se maneja como un conjunto finito de puntos tiempo-acceleración.

La figura 4.2 muestra el acelerograma correspondiente a la componente longitudinal del instrumento ubicado en México D.F., Durante el terremoto en la ciudad de México de 1995 (NISEE 1995) y el acelerograma correspondiente a la componente. N82W del instrumento ubicado en el parque de la reserva, Lima- Perú, durante el terremoto de la ciudad de Lima de 1974 (IGP1974).

4.3. Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural



(a) Terremoto de México de 1995



(b) Terremoto de Lima de 1974

Figura 4.2: Acelerogramas de México (1995), y Lima 1974

El acelerograma correspondiente a la Ciudad de México (figura 4.2a) tienen una aceleración pico aproximada de 0,10g, una duración de 180s y una frecuencia fundamental cercano a 0,5 Hz. En cambio el acelerograma correspondiente a la Ciudad de Lima (figura 4.2b), tiene una aceleración pico aproximada de 0,20g, una duración de 100s y una frecuencia fundamental cercana a 3Hz. Los valores de frecuencia estimados para cada acelerograma corresponden a los esperados en suelo flexible (México) y suelo rígido (Lima), respectivamente.

4.3.2. Espectro de Respuesta

Es un diagrama que contiene el máximo valor de la respuesta (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un grupo de estructuras de un grado de libertad, sometida a una aceleración en su base correspondiente un acelerograma determinado.

La figura 4.3. Muestra los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración para los acelerogramas de México y de Lima mostrados en la figura 4.2a y 4.2b.

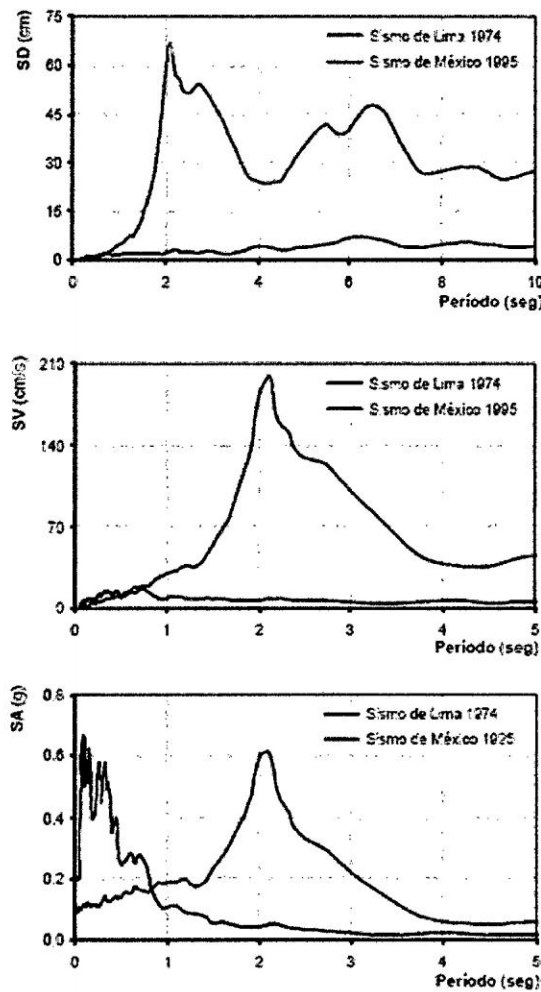


Figura 4.3: Espectro de respuestas para las señales de México (1995) y Lima 1974

4.3. Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural

En los espectros de desplazamiento y velocidad se observa que las ordenadas espectrales correspondientes al sismo de México son mayores que las correspondientes al sismo de Lima.

Los espectros de aceleraciones de ambos sismos muestran que para periodos menores de 0,8s aproximadamente, las aceleraciones del espectro limeño son mayores que las del espectro mexicano, debido a la amplificación de aceleraciones para periodos cortos en suelo rígido. Para periodos mayores de 0,8s, las aceleraciones del espectro mexicano son mayores que las del espectro Limeño debido a la amplificación de aceleraciones para periodos largos en suelo flexible.

Para representar la demanda sísmica en una Región determinada se pueden construir espectros de acelerogramas característicos de la zona y aproximarlos a una curva espectral suavizada. La figura 4.4 muestra los espectros de aceleración correspondiente a cinco acelerogramas de la Costa peruana, junto al espectro suavizado propuesto por la norma peruana sismorresistente para esta zona (SENCICO 2003).

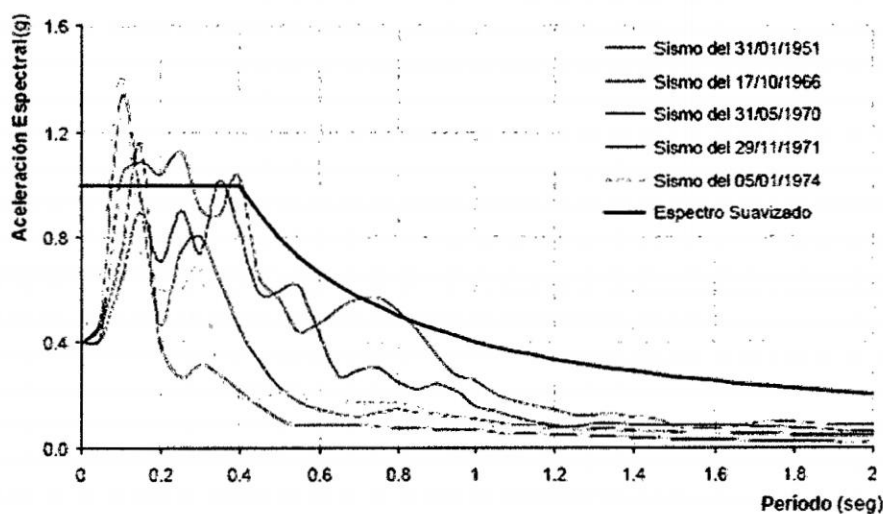


Figura 4.4: Espectros Elástico de Aceleraciones y Espectros Suavizados para Costa Peruana

4.3. Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural

En la figura 4.4 se observa que para un rango de periodos entre 0,1s y 0,3s aproximadamente la aceleración espectral asociada al espectro suavizado, es menor que la correspondiente que a los espectros mostrados. Para periodos de 0,1g y mayores que 0,3s, la curva suavizada presenta aceleraciones mayores que las asociadas a los espectros mostrados. La curva suavizada mostrada es una envolvente de la respuesta espectral de las estructuras ante varios eventos sísmicos característicos de la costa peruana.

4.3.3. Espectro de Demanda

El espectro de demanda es una representación gráfica de la respuesta estructural, en términos de aceleración y desplazamiento simultáneamente. En estos espectros la aceleración y el desplazamiento se dispone en el eje vertical y horizontal respectivamente. Este formato se conoce como ADRS (Espectro De Respuesta Aceleración - desplazamiento, por sus siglas en inglés). Para convertir cada punto de espectro de aceleraciones (T, SA), en un punto del espectro de demanda (SD, SA), se emplea la siguiente relación entre la apelación y el desplazamiento espectral (ATC-40 1996)[10]:

$$SD = (SA * T^2) / (4\pi^2) \quad (4.3.1)$$

La figura 4.5 muestra un espectro de aceleraciones (a) y su conversión al formato ADRS (b) Como se observa, en el espectro de formato SA vs. T las líneas verticales T_1 , T_2 , T_3 representa periodos constantes mientras que, en el formato ADRS, estos periodos se representan por líneas inclinadas que parten del origen. El formato ADRS es el más adecuado para los procedimientos de análisis de demanda - capacidad.

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

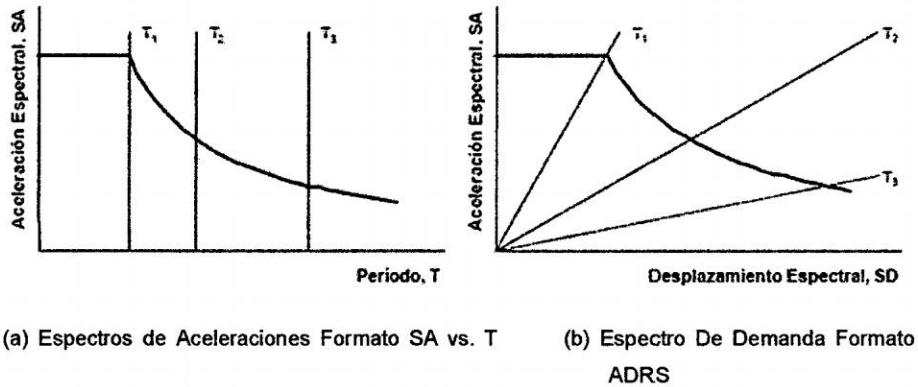


Figura 4.5: Espectros Elásticos

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

4.4.1. Respuesta Inelástica Espectral

Para determinar la respuesta de una estructura ante la amenaza sísmica de una región no son suficientes los registros propios del lugar, sino que es necesario recurrir a espectros, que además de estos registros, incluyan de alguna manera las características de la sismología regional y la naturaleza probabilística de la amenaza.

En este capítulo se presenta un procedimiento para obtener la respuesta inelástica de estructuras frente a solicitaciones. El procedimiento está basado en la representación de las características de la estructura y de las solicitaciones sísmicas por medio de espectros de capacidad y de demanda respectivamente.

4.4.2. Representación de la capacidad Estructural

Las características estructurales de las edificaciones ante solicitaciones sísmicas pueden representarse mediante curvas fuerza - desplazamiento para acciones laterales que reflejan

la variación de rigidez y de resistencia de la estructura ante estas acciones.

La curva fuerza - desplazamiento es conocida como curva de capacidad resistente y permite representar las características estructurales asociadas al desempeño sismorresistente, mediante los espectros de capacidad.

Curva de Capacidad Resistente

Para determinar la curva de capacidad resistente se analiza la estructura ante un juego de desplazamientos laterales y se calculan las fuerzas en la base del edificio. Luego, la curva de capacidad resistente relaciona la fuerza cortante en la base de la estructura (V) con el desplazamiento lateral que simultáneamente se produce en el techo (Δt).

Una manera de obtener esta curva, consiste en aplicar acciones laterales incrementales que aumenta paulatinamente los desplazamientos del techo hasta el colapso, como se muestra en la figura 4.6. Conforme se incrementan las acciones laterales, los elementos van incursionando en el rango inelástico y tanto la rigidez, como la resistencia del sistema en su conjunto van cambiando.

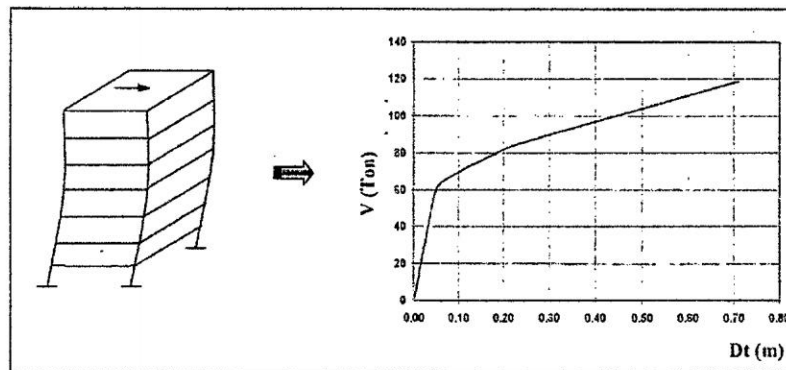


Figura 4.6: Curva de Capacidad Resistente

Las acciones laterales pueden ser cargas o desplazamientos aplicados en cada piso siguiendo una distribución cuya forma se mantiene constante. Se pueden utilizar dife-

rentes formas como una distribución triangular creciente, una distribución uniforme, o la distribución correspondiente a la forma del modo fundamental de vibración (figura 4.7. Es claro que la curva de capacidad dependerá de la distribución adoptada (Aguilar 2002)[24].

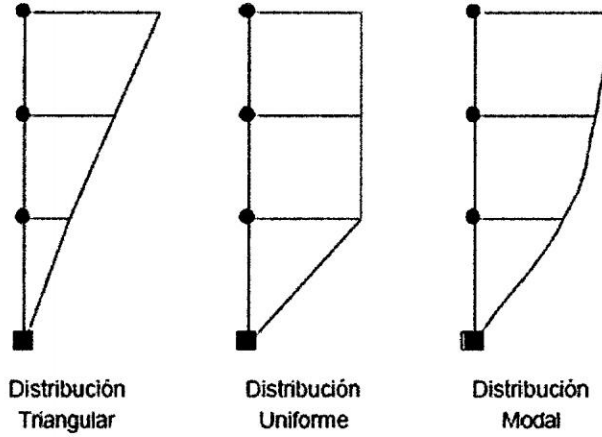


Figura 4.7: Distribución en Altura de las Acciones Incrementales

Para determinar analíticamente la curva de capacidad, es necesario conocer tanto las propiedades geométricas de la estructura, como las propiedades mecánicas de sus elementos.

Espectro de Capacidad

Las figuras 4.8a y 4.8b muestran una estructura de un grado de libertad y masa M , junto con la curva de capacidad. Dividiendo la fuerza cortante, V entre la masa M , se obtiene la pseudo aceleración ($SA = V/M$) que para estructuras con amortiguamientos pequeños, como las edificaciones, se puede aproximar a la aceleración máxima que podría presentar la estructura cuando alcance el desplazamiento del techo. Δt (Wakabayashi 1988). Graficando los valores de SA y Δt se obtiene el espectro de capacidad de la estructura mostrado en la figura 4.8c

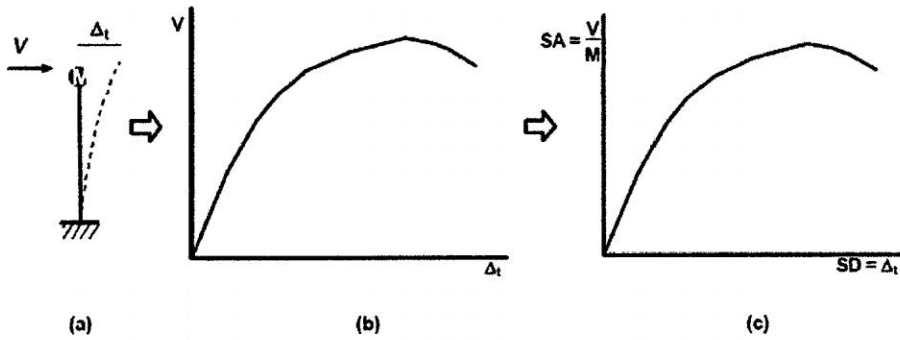


Figura 4.8: Conversión de la curva de capacidad en el Espectro de Capacidad

Cuando se trata de un sistema de varios grados de libertad, el espectro de capacidad (SD, SA) debe ser tal, que al usarse con el modo fundamental de vibración, reproduzca el desplazamiento y fuerza cortante de la curva de capacidad. Por tanto, si se conoce el modo fundamental de vibración (periodo y forma), el desplazamiento del techo (Δt) y la fuerza cortante (V) de la curva de capacidad se obtienen con las relaciones 4.4.1 y 4.4.2.

$$\Delta t = (L^*/M^*) .SD \quad (4.4.1)$$

$$V = (L^{*2}/M^*) .SA \quad (4.4.2)$$

Donde los cocientes L^*/M^* y L^{*2}/M^* se denominan Factor de Participación y Masa Efectiva respectivamente.

Por lo tanto, el par de valores (Δt , V) de la curva de capacidad, debe transformarse en el punto (SD,SA) del espectro de capacidad por medio de las ecuaciones 4.4.3 y 4.4.4 obtenidas de 4.4.1 y 4.4.2.

$$SD = (M^*/L^*) .\Delta t \quad (4.4.3)$$

$$V = (M^*/L^{*2}) \cdot V \quad (4.4.4)$$

4.4.3. Estimación del Desplazamiento Máximo Inelástico

Una representación sencilla de las solicitaciones sísmicas se logra mediante los espectros elásticos de demanda, en formato ADRS. Cada punto de este espectro representa una combinación del desplazamiento y la aceleración a la que es llevada una estructura de periodo definido.

La respuesta máxima de una estructura, en fuerza y desplazamiento, ante cierto nivel de demanda sísmica se denomina punto de demanda y corresponde a un punto sobre el espectro de capacidad cuyas coordenadas se representan por (d_{pi}, a_{pi}) . Dado que el punto de demanda representa la respuesta estructural a una solicitación sísmica definida, éste debe pertenecer también al espectro de demanda.

Si la estructura se comporta elásticamente, el punto de demanda se halla interceptando los espectros de capacidad y demanda ya que ambos corresponden al régimen elástico (figura 4.9).

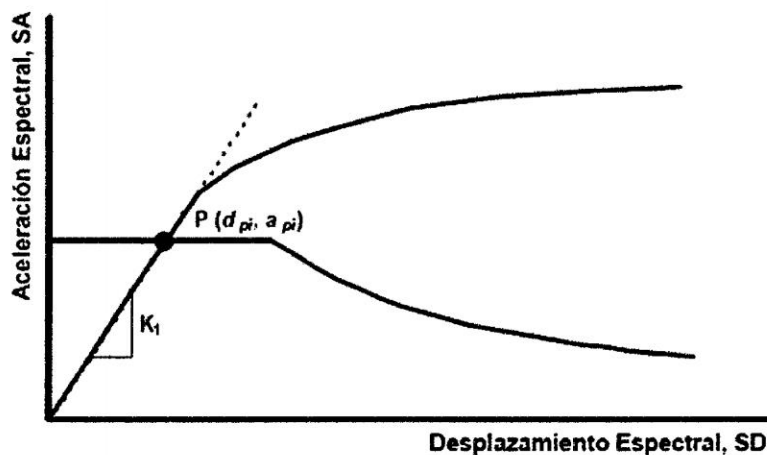


Figura 4.9: Desplazamiento Máximo para Comportamiento Elástico

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

En cambio, si la estructura se comporta inelásticamente, el punto de demanda no puede obtenerse como la intersección entre los espectros de capacidad y demanda elástica y se hace necesario considerar comportamiento inelástico de la estructura y redefinir la demanda sísmica de aceleraciones.

Cuando la estructura incursiona en régimen inelástico va perdiendo rigidez y aumentando su amortiguamiento. Por tanto es posible incluir las características inelásticas de la estructura mediante un modelo elástico de rigidez equivalente con un mayor valor de amortiguamiento, denominado amortiguamiento efectivo (ATC-40 1996)[10]. Por otro lado, como el espectro que representa la demanda sísmica corresponde a un amortiguamiento constante, es necesario obtener un espectro de demanda correspondiente al valor del amortiguamiento estructural efectivo. La figura 4.10 muestra el espectro inicial y el espectro correspondiente a un mayor amortiguamiento, para simular la respuesta inelástica.

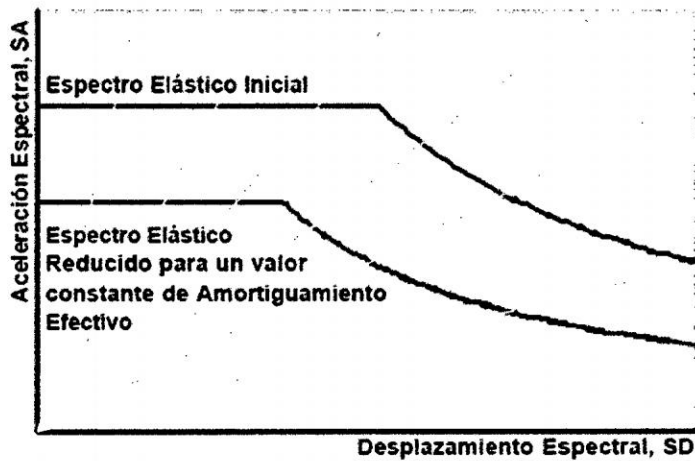


Figura 4.10: Variación de la Demanda Sísmica con el amortiguamiento

Se asume que el amortiguamiento efectivo depende directamente del desplazamiento inelástico de respuesta; es decir, del mismo punto de demanda. Por lo tanto, el desplazamiento de respuesta inelástica no puede obtenerse directamente sino mediante un

procedimiento de aproximaciones sucesivas, empleado en cada ciclo un modelo bilineal como se explica a continuación.

Modelo Bilineal

Con el fin de determinar el amortiguamiento efectivo para un modelo elástico idealizado. Es necesario construir un modelo bilineal a partir del tramo del espectro de capacidad que es recorrido por la estructura, hasta el punto de demanda (d_{pi}, a_{pi}) (figura 5.10. Este modelo se obtiene mediante una aproximación de la curva espectral por dos tramos rectos, el primero con una rigidez inicial K_1 (rango elástico) y el segundo con una rigidez K_2 (rango inelástico) (ATC-40 1996)[10]. En este modelo, el punto denominado de fluencia efectiva se representa por (a_y, d_y) .

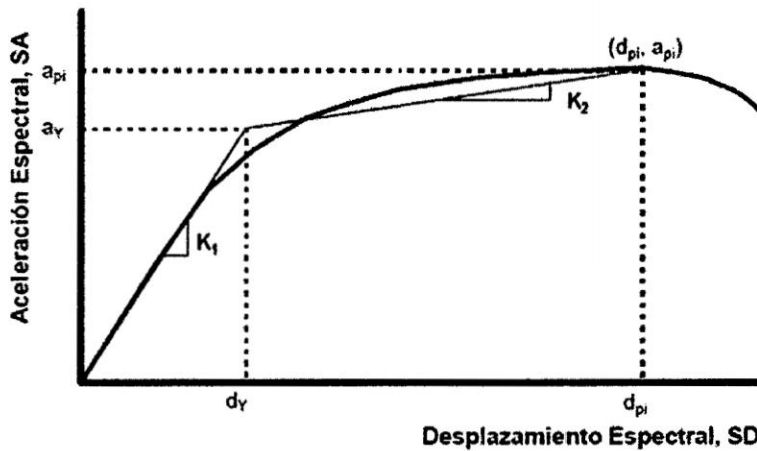


Figura 4.11: Modelo Bilineal del Espectro de Capacidad

Para definir los dos tramos del modelo bilineal, se pueden emplear criterios de tramos tangentes o aproximación por mínimos cuadrados o también equivalencias de energía disipada (Aguiar 2002). Este último criterio consiste en igualar las áreas bajo el espectro de Capacidad y bajo el modelo bilineal, lo que resulta equivalente a lograr que las áreas del modelo bilineal sobre y bajo la curva de capacidad sean iguales ($\text{Area 1} = \text{Area 2}$ en

la figura 4.12:

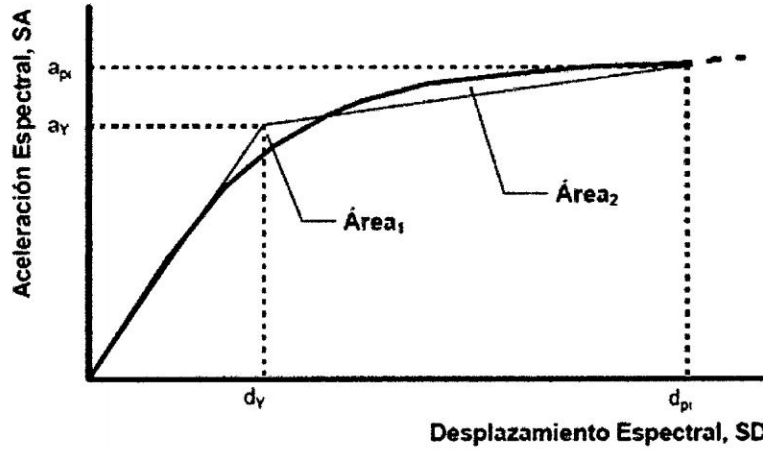


Figura 4.12: Criterio de Áreas iguales

Estimación del Amortiguamiento Efectivo

El amortiguamiento efectivo (β_{ef}) permite estimar mediante un modelo elástico, la respuesta inelástica de una estructura. El valor del amortiguamiento efectivo depende no sólo del desplazamiento inelástico, sino también de la historia misma de las cargas, del sistema estructural y de su comportamiento ante ciclos de cargas.

La parte del amortiguamiento efectivo asociada al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente (β_{eq}), el cual, a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento histérico (β_o) que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (generalmente se asume 5%), es decir:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0,05 \quad (4.4.5)$$

Para estimar el amortiguamiento histérico se plantea la equivalencia entre la energía histérica en el modelo bilineal y la energía disipada por amortiguamiento en un ciclo en

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

el oscilador visco-elástico correspondiente (ATC-40 1996)[10]. La figura 4.13 muestra la energía disipada por amortiguamiento (E_D) representada por el área generada por el lazo histerético del oscilador visco-elástico ante un ciclo de cargas y la energía de deformación máxima (E_{SO}) representada por el área sombreada.

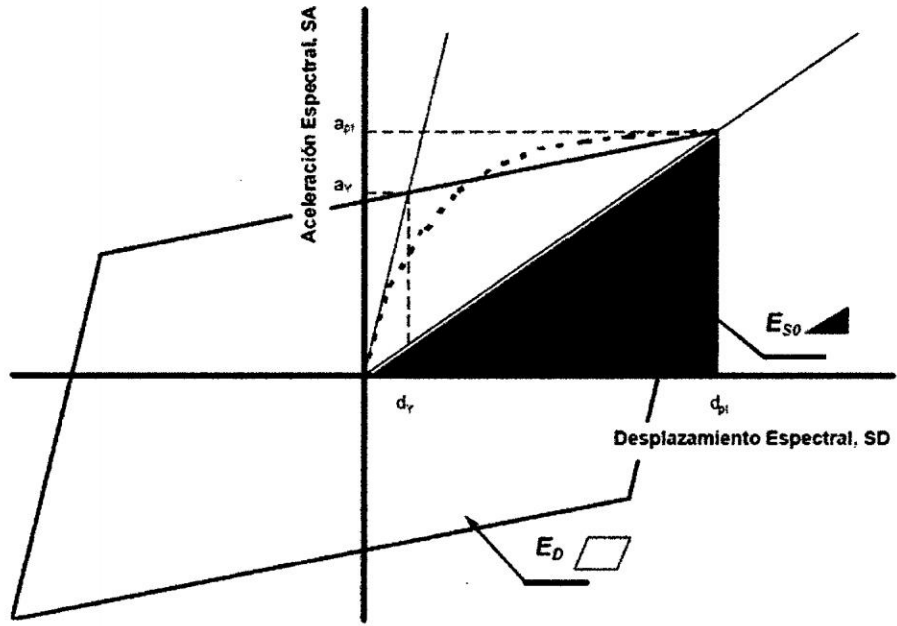


Figura 4.13: Derivación del amortiguamiento

Luego, el amortiguamiento histerético (β_0) se estima como:

$$\beta_0 = (E_D/E_{SO})/4\pi \quad (4.4.6)$$

Chopra (1995) sugiere la siguiente expresión para calcular el amortiguamiento equivalente.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 = 0,637 (a_y d_{pi} - d_r a_{pi}) / (a_{pi} d_{pi}) + 0,05 \quad (4.4.7)$$

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

Con el fin de tener en cuenta las características del sistema estructural y la duración del sismo, se incluye un factor de modificación k , que afecta al amortiguamiento histérico (ATC-40 1996)[10]. De este modo se obtiene el amortiguamiento efectivo:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0,05 = 0,637k (a_y d_{P_i} - d_y a_{P_i}) / (a_{P_i} d_{P_i}) + 0,05 \quad (4.4.8)$$

Las expresiones para estimar el factor k varían de acuerdo con el tipo de comportamiento estructural y el amortiguamiento histérico (β_0) como se muestra en la Figura 4.14 (ATC-40 1996)[10].

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0	k
Tipo A	= 16,25 %	1,00
	> 16,25 %	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{P_i} - d_y a_{P_i})}{a_{P_i} d_{P_i}}$
Tipo B	= 25,00 %	0,67
	> 25,00 %	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{P_i} - a_{P_i} d_y)}{a_{P_i} d_{P_i}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0,33

Figura 4.14: Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento, k

Las características de los tipos de comportamiento estructural se resumen en la Figura 4.15 (ATC-40 1996)[10].

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

Tipo de Comportamiento Estructural	Características
Tipo A	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento hysterético puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento hysterético muestra una reducción del lazo hysterético respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración.
Tipo C	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento hysterético muestra una gran reducción del lazo hysterético respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración.

Figura 4.15: Tipo de Comportamiento estructural

Reducción del Espectro de Demanda

Cuando se espera un comportamiento inelástico en determinada estructura, el espectro de demanda debe reducirse para considerar el aumento del amortiguamiento estructural efectivo. Esta reducción se logra mediante los factores SR_A y SR_V , que afectan a la aceleración espectral en la zona de aceleraciones y velocidades del espectro en formato ADRS (figura 4.16)

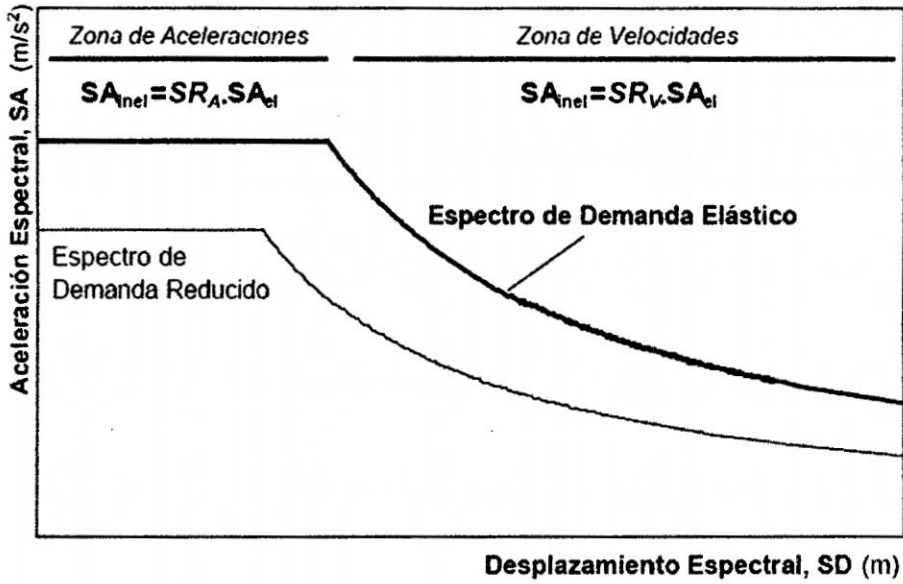


Figura 4.16: Reducción del espectro de demanda Elástico

Para calcular estos factores de reducción espectral, el ATC-40 (1996)[10] sugiere las siguientes expresiones

$$SR_A = [3,21 - 0,68 \ln(\beta ef)] / 2,12 \quad (4.4.9)$$

$$SR_V = [3,21 - 0,40 \ln(\beta ef)] / 1,65 \quad (4.4.10)$$

La Figura 4.17 muestra los valores mínimos de SR_A y SR_V sugeridos por el ATC-40 (1996)[10].

Tipo de Comportamiento Estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

Figura 4.17: Valores mínimos aceptables para SR_A y SR_V

Procedimiento para Determinar el Punto de Demanda

El ATC-40 (1996)[10] sugiere tres procedimientos de análisis espectrales inelástico para estimar el punto de demanda (procedimientos A, B y C). Sin embargo, en este trabajo se ha empleado una variante del procedimiento B adoptada por el programa ETABS, desarrollado por la compañía Computers and Structures.

Para determinar el punto de demanda (d_{P_i} , a_{P_i}) debe obtener primero un espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV). Luego el punto buscado se obtiene como la intersección de EDAV y el espectro de capacidad. Para obtener un punto del EDAV (P_D) se selecciona un punto del espectro de capacidad (P_C) y se sigue en el siguiente procedimiento:

1. Primero se traza una línea radial (periodo constante) que pase por el punto seleccionado del espectro de capacidad (P_C).
2. Luego, se construye un modelo bilineal correspondiente a la parte del espectro de capacidad desde el origen hasta el punto seleccionado (P_C).
3. Se calcula el amortiguamiento efectivo (β_{ef}) correspondiente al modelo bilineal desarrollado y a las características de la estructura y la duración del sismo.
4. Posteriormente, se calculan los factores de reducción SR_A y SR_V correspondientes al valor de amortiguamiento efectivo obtenido (β_{ef}).
5. Con los factores SR_A y SR_V calculados, se constituye un espectro de demanda reducido a partir del espectro elástico de demanda (Figura 4.18).

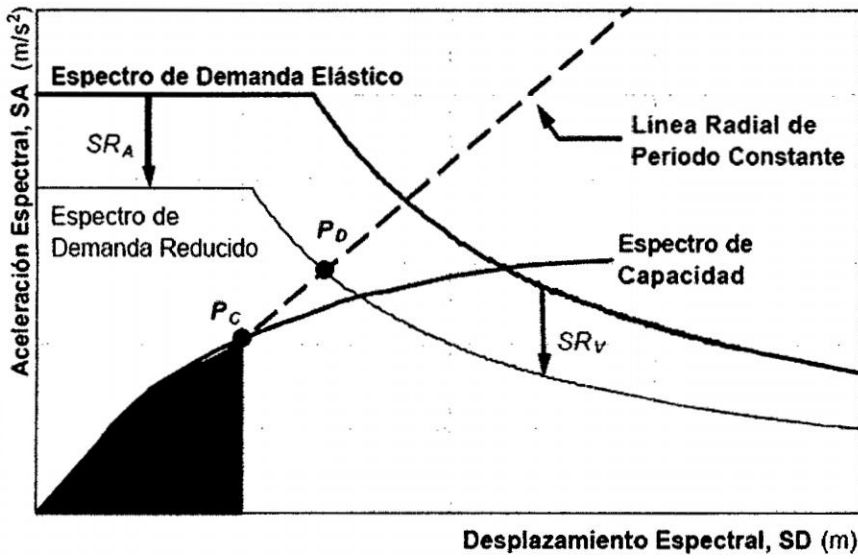


Figura 4.18: Estimación de un punto del espectro de demanda para amortiguamiento variable

6. El punto del EDAV buscado (P_D) se obtiene intersectando el espectro de demanda reducido obtenido en el paso 5, con la línea radial de periodo constante.

Siguiendo el mismo procedimiento para cada punto del espectro de capacidad, se obtienen otros puntos que en su conjunto forman EDAV (figura 4.19).

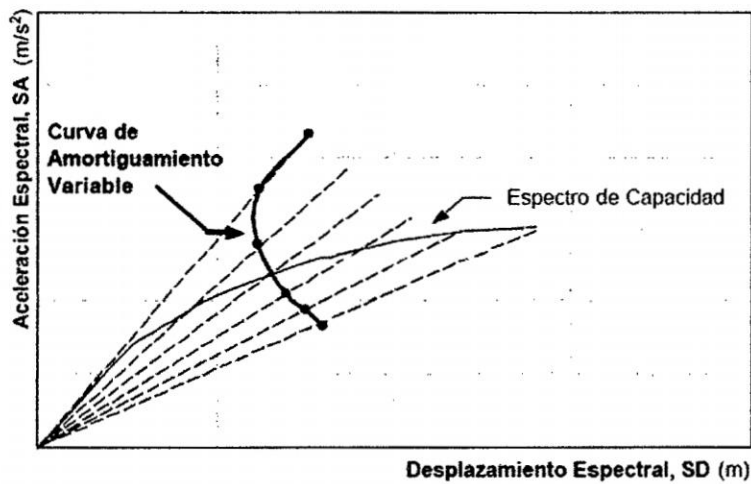


Figura 4.19: Espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV)

4.4. Respuesta Inelástica Espectral De Estructuras

Finalmente, el punto de demanda (d_{Pi} , a_{Pi}) se obtiene intersectando el EDAV y el espectro de capacidad como se muestra en la figura 4.20.

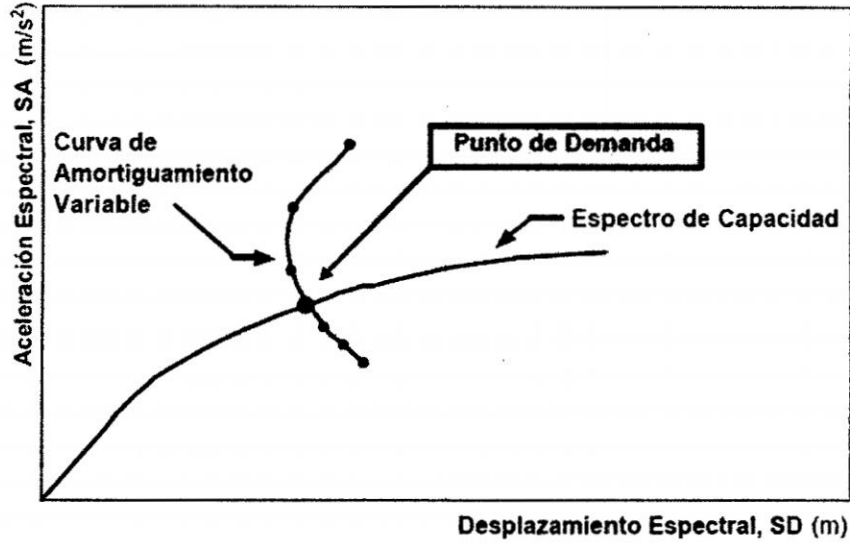


Figura 4.20: Determinación del Punto de Demanda

Este método es similar al procedimiento B del ATC-40 (1996)[10], con la diferencia que para desarrollar el modelo bilineal, las rigideces de los tramos elásticos e inelástico se calcula para cada punto del espectro de capacidad.

El punto de demanda estimado representa la respuesta inelástica espectral, en aceleración y desplazamiento, para un modelo simplificado (un grado de libertad) de la estructura, ante un nivel de amenaza sísmica. Empleando las expresiones 4.4.1 y 4.4.2 se obtiene la respuesta en fuerza y desplazamiento de la estructura.

El procedimiento espectral descrito será usado para estimar la respuesta inelástica del edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH ante diferentes niveles de amenaza sísmica.

Capítulo 5

MODELO ELASTICO Y MODELO INELASTICO DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE CIENCIAS SOCIALES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

En este capítulo se evalúa el desempeño sismorresistente del edificio de Ciencias Sociales de la UNSCH. Primero se desarrolla un modelo para estudiar su desempeño ante diferentes niveles de sollicitaciones sísmicas. El modelo se ubica sobre la zona 2 del mapa sísmico y sobre un suelo intermedio.

5.1. Descripción del Edificio en Estudio

El edificio corresponde a un pabellón típico de las universidades del país. Este edificio tiene tres pisos, un área techada de 240.19 m² y dos aulas por piso. La altura de los pisos es de 3.80m, 3.60m y 3.55m respectivamente. Para subir hasta la azotea existe una escalera independiente al costado del módulo. En la figura 5.1 muestra una vista del edificio.

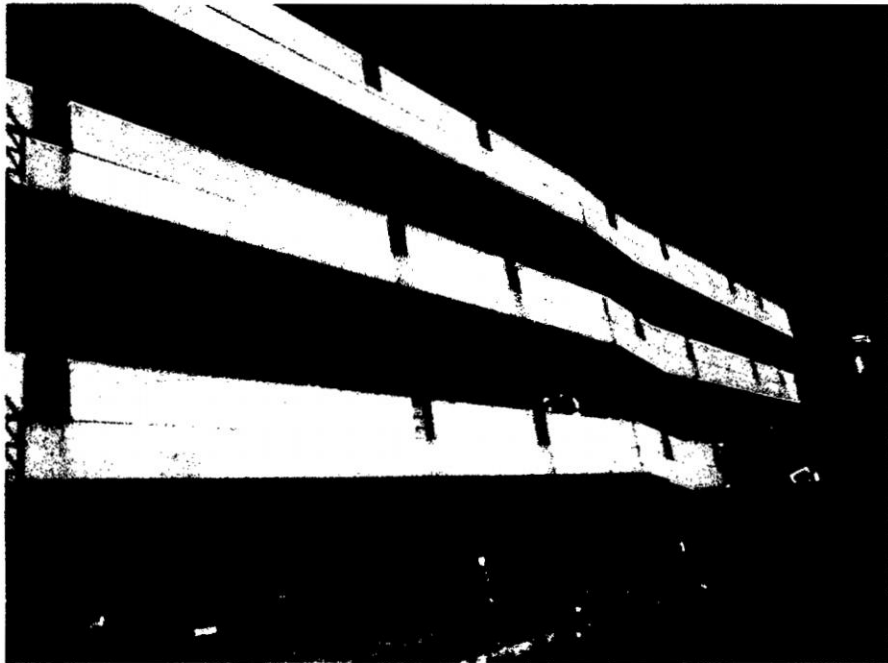


Figura 5.1: Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH

Las figuras 5.2 y 5.3 muestran la planta estructural y la elevación del edificio, respectivamente. La dirección transversal se denomina Y-Y y la longitudinal X-X.

5.1. Descripción del Edificio en Estudio

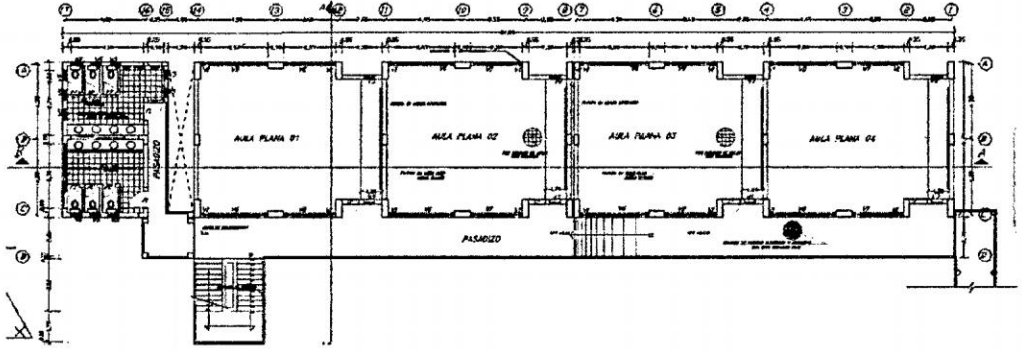


Figura 5.2: Distribución del primer piso

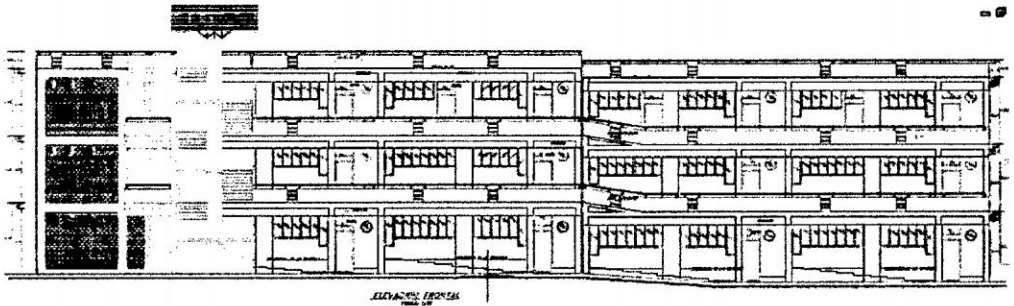


Figura 5.3: Elevación Arquitectónica del edificio

El edificio es de concreto armado y albañilería confinada. En la dirección X-X existen tres pórticos de concreto armado (ejes A, B y C). Las columnas son de sección rectangular con la armadura mostrada en la figura 5.4.

	C1	C2	C3
NIVEL 1			
NIVEL 2			
NIVEL 3			

Figura 5.4: Columnas típicas del edificio

5.1. Descripción del Edificio en Estudio

Las vigas son rectangulares de 0.25m x 0.50m, en los ejes A y C del primer, segundo y tercer piso, de 0.30m x 0.25m, en el eje B del primer y segundo piso, de 0.30m x 0.20m en el eje B del tercer piso y de 0.15m x 0.65m, en el eje D del primer, segundo y tercer piso. La figura 5.5 muestra el armado de la viga longitudinal del primer piso, cuya armadura está diseñada para resistir principalmente cargas sísmicas.

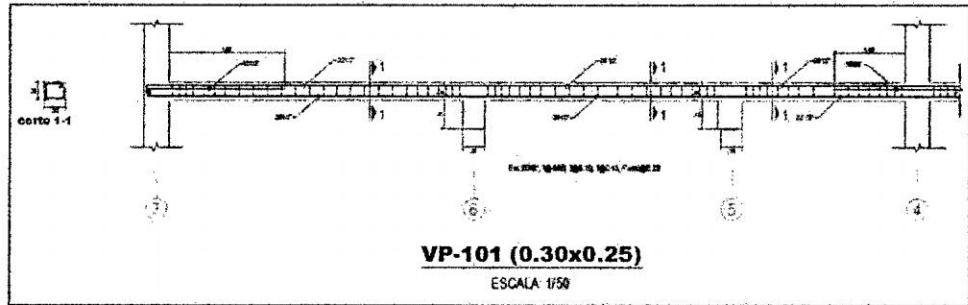


Figura 5.5: Armadura de la viga Longitudinal del primer piso

En los ejes 1, 4 y 7 en la dirección Y-Y existen muros de albañilería de 25 cm de espesor, que separan los salones y están confinados por columnas y vigas rectangulares. Los ejes 2, 3, 5 y 6 están constituidos por pórtico formado por columnas y vigas rectangulares. La figura 5.6 muestra el armado de las vigas transversales (Y-Y) del eje 1 del primer piso, cuya armadura corresponde fundamentalmente a cargas de gravedad.

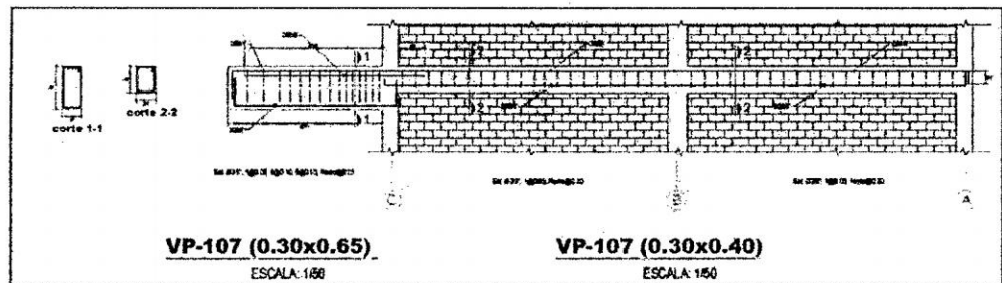


Figura 5.6: Armado de la Viga Transversal (Y-Y) del eje 1 del primer Piso

Los sistemas del primer, segundo y tercer piso están formados por losas aligeradas de 20cm de espesor. Los parapetos y alféizares están separados de la estructura principal mediante juntas.

El edificio se ha cimentado mediante zapatas de 60 cm de altura con vigas de cimentación, a lo largo del perímetro y bajo los muros de albañilería. La profundidad de cimentación es de -1.10 m.

5.2. Modelo Elástico y Análisis de Frecuencias

Se elaboró un modelo elástico del módulo estudiado, empleando programa ETABS v.9. Los elementos se consideran como barras (elementos unidimensionales) con propiedades correspondientes a la sección transversal completa.

El sistema de piso se consideró como diafragma rígido sin deformaciones en su plano.

La figura 5.7 muestra una vista del modelo usado para el análisis.

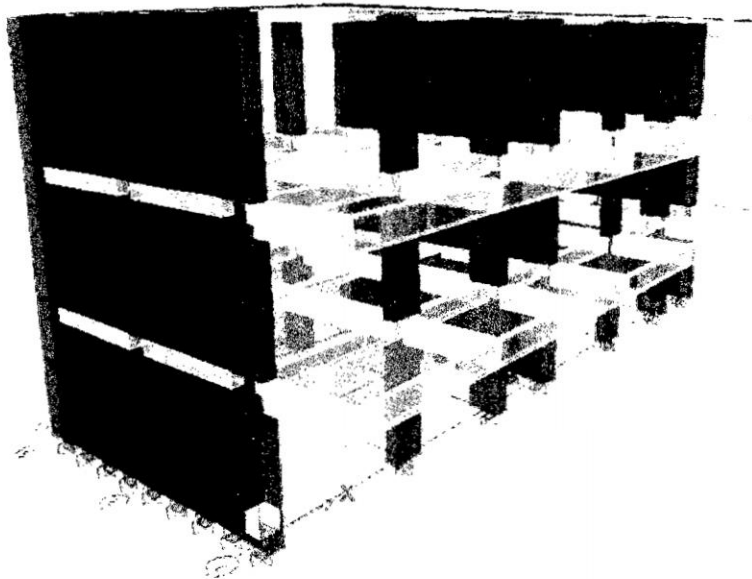


Figura 5.7: Modelo estructural Utilizado para el Análisis

Se consideró tres grados de libertad dinámicos por piso (dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor del eje vertical).

La Figura 5.8 muestra una tabla donde están las características de los materiales que se emplearon para desarrollar el modelo estructural. Estas características fueron estimadas a partir de los valores de resistencia a compresión del concreto ($f'c$) y de resistencia a compresión de los muretes de albañilería ($f'm$).

Material	Concreto	Albañilería
E (ton/m ²)	2.174x 10 ⁹	2.5x 10 ⁹
N	0.20	0.25

Figura 5.8: Características de los Materiales

5.2.1. Masa de la Estructura

La masa de cada piso se calculó mediante un metrado de cargas. La Figura 5.9 muestra el valor de las propiedades inerciales encontradas.

PISO	masa x = masa y (ton.s ² /m)	I rot (ton.s ² .m)
3	39.10	2286
2	50.30	3062
1	50.90	3105

Figura 5.9: Masas e Inercias Rotacionales Asignadas

La masa de cada entrepiso se concentró en el centro de masa del diafragma correspondiente, la que se ubicó con una excentricidad accidental del 5% de la dimensiones en planta como recomienda la norma peruana de diseño sismorresistente (SENCICO 2003)[18].

5.2.2. Resultados del análisis de Frecuencias

Para la dirección Y-Y, se observó una tendencia trasnacional predominante con el modo más importante (modo 2) asociado a una masa participante de 86.59%. En la dirección X-X, el modo más importante (modo 1) con 84.85% de participación. La Figura 5.10 muestra los resultados del análisis de frecuencias para el modelo estudiado. La dirección Y-Y (formada por muros de albañilería) tiene un periodo fundamental que aproximadamente es la tercera parte del periodo fundamental en la otra dirección (formado por pórticos).

Modo	Periodo (seg)	Porcentaje de Masas Efectivas	
		Dirección X	Dirección Y
1	0.69	84.85%	0.00%
2	0.24	0.00%	86.59%
3	0.21	0.06%	0.04%
4	0.20	12.04%	0.00%
5	0.11	3.04%	0.00%
6	0.08	0.00%	11.26%
7	0.07	0.01%	0.05%
8	0.05	0.00%	2.00%
9	0.04	0.00%	0.06%

Figura 5.10: Periodos de Vibración de la Estructura

5.3. Modelo Inelástico

Se desarrolló un modelo (figura 5.11) para la dirección longitudinal de la estructura (X-X), considerando comportamiento inelástico por flexión concentrado en los extremos de todos los elementos y en el centro de las vigas. Se representó el comportamiento inelástico de estas zonas, comúnmente denominadas rótulas, mediante diagramas momento-giro.

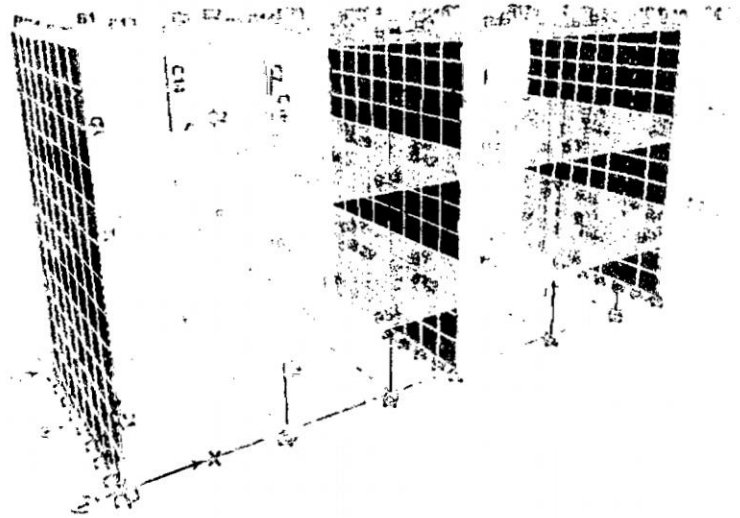


Figura 5.11: Modelo Inelástico

Los diagramas momento-giro se desarrollan en base al comportamiento de los materiales y la longitud del elemento comprometido en el trabajo inelástico. A continuación se muestran las características asumidas para el concreto y el acero.

5.3.1. Características del Concreto y del Acero

Los materiales empleados se caracterizaron a través de curvas esfuerzo - deformación.

Para el concreto, se usó el modelo de Hognestad (Park y Paulay) con un tramo inicial parabólico y un segundo tramo oblicuo, como se muestra en la figura 5.12.

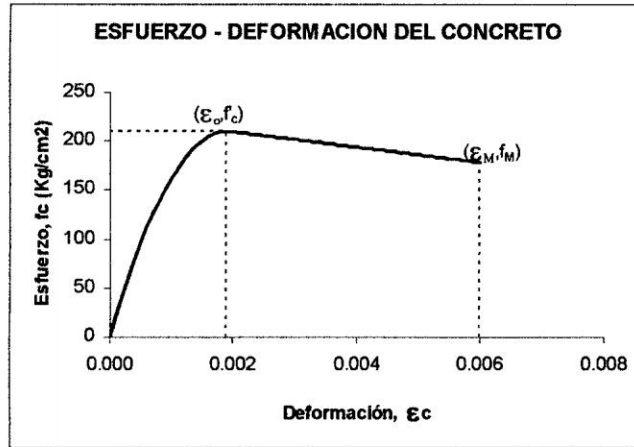


Figura 5.12: Diagrama Esfuerzo- Deformación de concreto

La tabla 5.1 muestra el valor de la resistencia característica del concreto (f'_c) junto con los valores asumidos para los parámetros del diagrama esfuerzo-deformación del concreto (Ottazzi 2003).

Cuadro 5.1: Parámetros del diagrama Esfuerzo-Deformación del Concreto

Parametros	Valor
f'_c , resistencia característica a compresión (Kg/cm^2)	210
f_M , resistencia asociada a la deformación máxima (Kg/cm^2)	178.5
ε_o deformación correspondiente a f'_c	0.0019
ε_M deformación máxima	0.0060

Para el acero se consideró el modelo trilineal mostrado en la figura 5.13.

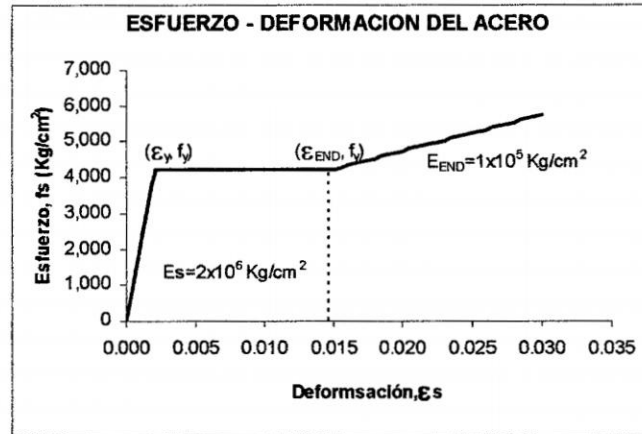


Figura 5.13: Diagrama esfuerzo- deformación del Acero

El primer tramo corresponde a deformaciones unitarias menores que la deformación de fluencia (ϵ_y) cuya pendiente es E_s . El siguiente tramo correspondiente a la plataforma de fluencia. El tramo final toma en cuenta el endurecimiento del acero y tiene una pendiente E_{END} igual 5 % de la pendiente inicial E_s .

Los valores asumidos para los parámetros del diagrama esfuerzo - deformación del acero se muestran en la tabla 5.2 (Ottazzi 2003) junto al valor de esfuerzo de fluencia (f_y) especificado en el diseño.

Cuadro 5.2: Parámetros del diagrama Esfuerzo-Deformación del Concreto

Parametros	Valor
f_y , esfuerzo de fluencia (Kg/cm^2)	4200
ϵ_y , deformación correspondiente a f_y	0.0021
ϵ_{END} , deformación correspondiente al inicio del endurecimiento	0.0147

5.3.2. Comportamiento Inelástico de las Secciones

Para modelar el comportamiento Inelástico de las secciones de los elementos resistentes, se calcularon los diagramas momento - curvatura correspondientes a cada sección, empleando el Programa MOMCUR (Ottazzi 1998). Estos diagramas se obtienen incrementando

la deformación de la sección hasta que alguna fibra alcance su deformación máxima. Para la deformación en el intervalo se obtiene la curvatura y el momento asociados. Como ejemplo, la figura 5.14 muestra el diagrama momento-giro de las secciones extremas de las viga V-102.

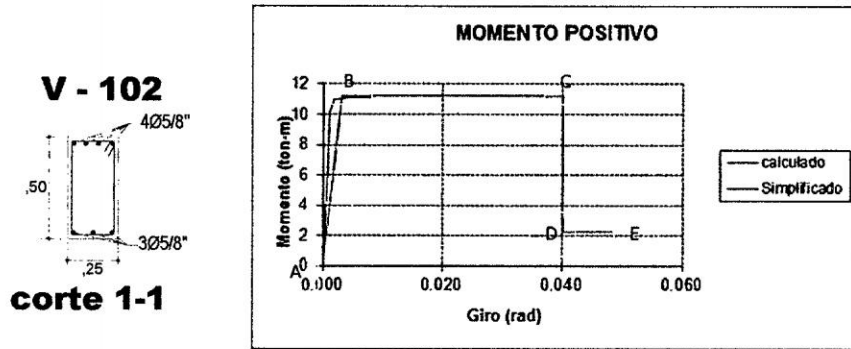


Figura 5.14: Diagrama Momento - Curvatura de la Viga Longitudinal

Para realizar el análisis inelástico empleando el programa ETABS v.9, el diagrama obtenido se simplificó asumiendo puntos notables, unidos por segmentos rectos. En la figura 5.14 se muestra el diagrama momento giro de la sección anteriormente mencionada, junto al diagrama simplificado.

Los puntos notables son:

B(θ_y , M_y): Inicio de la incursión inelástica, cuando la primera fibra de acero en tracción alcanza la fluencia. **C**(θ_N , M_N): Se alcanza la capacidad resistente, cuando la fibra en compresión del concreto alcanza la deformación de rotura. **D**(θ_N , M_D): Se asume que luego de alcanzar la capacidad resistente, el giro se mantiene y el momento se reduce. **E**(θ_E , M_E): En este punto, el momento se mantiene y el giro aumenta hasta que la sección alcanza su máxima deformación.

El tramo inicial (desde el origen hasta el punto B) corresponde a la etapa elástica, antes de alcanzar el momento de fluencia de la sección. El tramo BC corresponde a la etapa

inelástica, al final de la cual la sección alcanza su capacidad resistente nominal. El tramo CDE corresponde a la descarga de la sección debida a la disminución de su capacidad resistente.

Conociendo el diagrama momento - curvatura ($M-\phi$) para una rótula potencial se puede calcular el diagrama momento-giro ($M-\theta$), usando la relación simplificada 5.3.1

$$\theta = \phi_X \cdot l_p \quad (5.3.1)$$

Donde, l_p es la longitud equivalente de la rótula plástica. Para todos los casos se consideró una longitud de rótula plástica igual a $0.45h$, donde h es el peralte bruto de la sección (Park y Pauly 1999).

La figura 5.15 muestra el diagrama momento-giro simplificado para la rótula de la viga V-102.

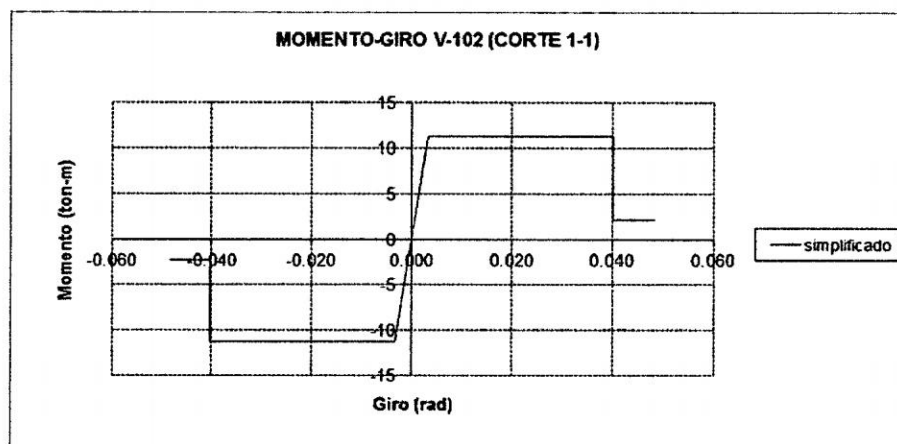


Figura 5.15: Diagrama momento-giro de la viga V-102 (sección izquierda)

Los diagramas momento-giro correspondiente a todas las secciones consideradas en el análisis del edificio se muestra en el Apéndice D.

Capítulo 6

CONTRASTACIÓN Y COMPROBACIÓN DE LAS HIPÓTESIS EN EL TRABAJO OPERACIONAL

6.1. Análisis Inelástico Incremental y Espectro de Capacidad

Se realizó el análisis de desplazamiento incremental en la dirección longitudinal, llevando a la estructura hasta el colapso. Para ello se cargó a la estructura con las solicitaciones de servicio (100% de la carga muerta y el 50% de la carga viva), luego se aplicaron desplazamientos incrementales, de manera proporcional a la forma del modo de vibración fundamental en la dirección de análisis, tomando como punto de control el centro de masa de la azotea.

6.1.1. Curva de Capacidad

Como era de esperarse, las cargas de gravedad no produjeron incursiones inelásticas. Como resultado del análisis incremental se obtuvo la curva de capacidad de la estructura. Se ubicaron los puntos de formación de la primera rótula P_1 , de fluencia efectiva P_{FE} y colapso P_C . El desplazamiento de fluencia efectiva fue $\Delta_{EF} = 1.63$ cm y la capacidad de desplazamiento inelástico $\Delta_P = 15.76$ cm. Estos resultados se muestran en la figura 6.1.

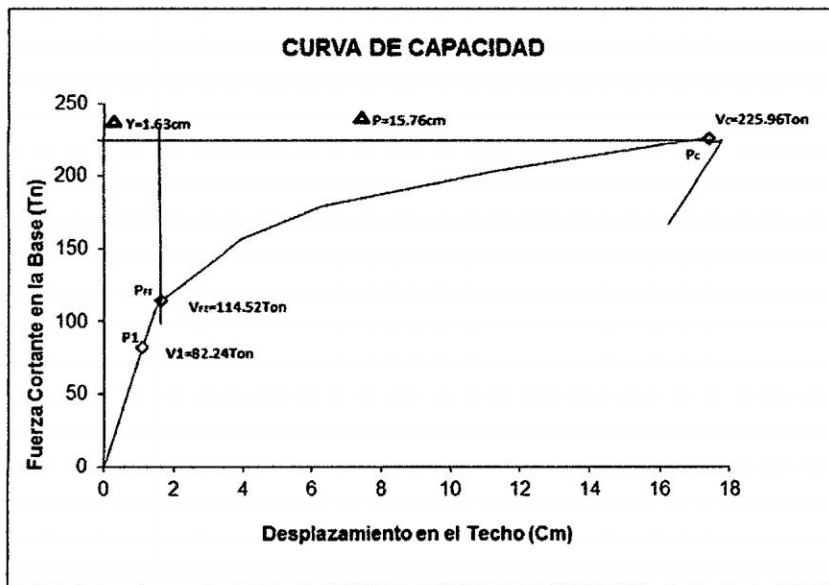


Figura 6.1: Curva de Capacidad del Módulo Analizado

La fuerza cortante sísmica (V_s), de acuerdo con el código peruano de 2006, con el que se diseñó el edificio estudiado, se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{ZUSC}{R} P = \frac{0,3 \times 1,5 \times 1,2 \times 2,5}{7} \times 713,33 = 137,57 \text{ ton} \quad (6.1.1)$$

Según la Norma Peruana de Concreto Armado (RNE 2006) usada para el diseño del edificio, las solicitaciones sísmicas se debían amplificar por 1.25 y se debía reducir la

6.1. Análisis Inelástico Incremental y Espectro de Capacidad

capacidad nominal a flexión multiplicando por $\phi = 0.9$. Por tanto, la resistencia teórica (V_T) puede estimarse en:

$$V_T = \frac{V_S}{0,9} \times 1,25 = 191,07 \text{ ton} \quad (6.1.2)$$

Según la Norma Peruana de diseño Sismorresistente, la distorsión de entrepiso permisible, asociado a un evento de 500 años de periodo de retorno es de 0.7%. Para el edificio en estudio este se alcanza cuando el desplazamiento de entrepiso llega a 1.95cm. La figura 6.2 muestra el valor del desplazamiento de la azotea ($\Delta_{2006} = 6.28$ cm) en el instante en que se alcanza el límite de la deriva en el primer entrepiso.

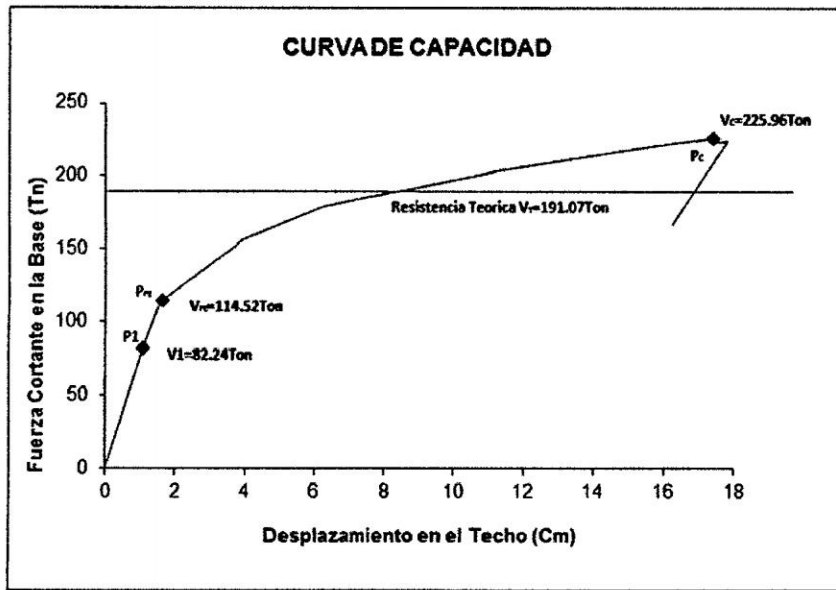


Figura 6.2: Curva de Capacidad del Módulo Analizado

Se encontró que la fuerza cortante asociada a la formación de la primera rótula es de $V_1 = 82.24$ ton, que representa el 43.04% de la resistencia teórica (V_T). La fuerza cortante asociada al punto de colapso $V_c = 225.96$ ton, que representa el 118.26% de la resistencia teórica V_T . Se concluye que la edificación estudiada tendría una sub resistencia asociada a la formación de la primera rótula de 56.96% y una sobre resistencia total de 18.26%.

6.1.2. Determinación de los Niveles de Comportamiento Sísmico

La curva de capacidad se sectorizó siguiendo las sugerencias del SEAOC. Las Figuras tabla 6.3 y 6.4 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada.

Niveles de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	Dt (cm)
SP-1	Operacional	Δ_y	1.63
SP-2	Funcional	$\Delta_y + 0.3 \Delta_p$	6.36
SP-3	Resguardo de Vida	$\Delta_y + 0.6 \Delta_p$	11.09
SP-4	Cercano al Colapso	$\Delta_y + 0.8 \Delta_p$	14.24
SP-5	Colapso	$\Delta_y + \Delta_p$	17.39

Figura 6.3: Niveles de desempeño y desplazamiento Asociados

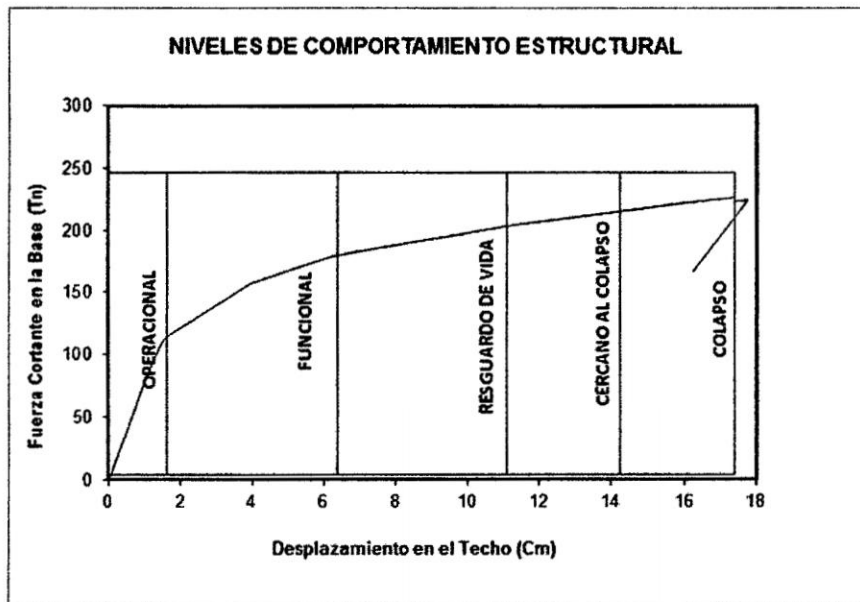


Figura 6.4: Niveles de Comportamiento Estructural del edificio

6.2. Representación de la Demanda Sísmica

Las sollicitaciones sísmicas se caracterizaron a través de espectros de demanda representativos del peligro sísmico para la zona de la ciudad de Ayacucho, considerando los detalles que se indican a continuación.

6.2.1. Espectro de demanda

Estudios de peligro sísmico sugieren valores de aceleración máxima en la roca (Z) para la Costa Peruana (Muñoz 1999). Según la NTE-E.0.30 (SENCICO 1997) el factor de amplificación de aceleración (S) para suelo intermedio es $S = 1.2$, por lo tanto, los valores de aceleración en la base del modelo en estudio se pueden representar como $SA_O = S.Z = 1.2Z$. La Figura 6.5 muestra los valores de aceleración máxima para los 3 niveles de amenaza y condiciones de suelo intermedio.

Niveles de Peligro Sísmico	Aceleración Máxima en la Roca (Z)	Aceleración Máxima en la Base (AS_o)
Sismo Frecuente	0.20g	0.24g
Sismo Ocasional	0.25g	0.30g
Sismo Raro	0.40 g	0.48g
Sismo Muy Raro	0.50g	0.60g

Figura 6.5: Aceleraciones Máximas en la Roca para Niveles de Sismo en la Costa del Perú

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas. La ciudad de Ayacucho está ubicada en la zona 2 y zona 3, el edificio en estudio esta ubicada en la Zona 2. Se ha calculado las aceleraciones máximas en la roca para los dos niveles de sismo en la ciudad de Ayacucho, zona 2 ($Z = 0.3$), en forma proporcional a las aceleraciones máximas en la roca para niveles de sismo en la Costa Peruana, zona 3 ($Z=0.4$).

6.2. Representación de la Demanda Sísmica

Niveles de Peligro Sísmico	Aceleración Máxima en la Roca (Z)	Aceleración Máxima en la Base (AS ₀)
Sismo Frecuente	0.15g	0.18g
Sismo Ocasional	0.1875g	0.225g
Sismo Raro	0.30g	0.36g
Sismo Muy Raro	0.375g	0.45g

Figura 6.6: Aceleraciones Máximas en la Roca para Niveles de Sismo en la ciudad Zona de Ayacucho

Los espectros de demanda para cada uno de los niveles de peligro sísmico se elaboraron empleando una adaptación de la forma espectral indicada por la norma Peruana (RNE 2006) según la cual la aceleración espectral se puede expresar como:

$$S_a = Z.S.C \quad (6.2.1)$$

Donde C corresponde al factor de amplificación dinámica (RNE 2006). La figura 6.7 presenta los espectros de aceleración obtenidos con la forma original de la norma peruana para condiciones de suelo intermedio y los 4 niveles de amenaza sísmica.

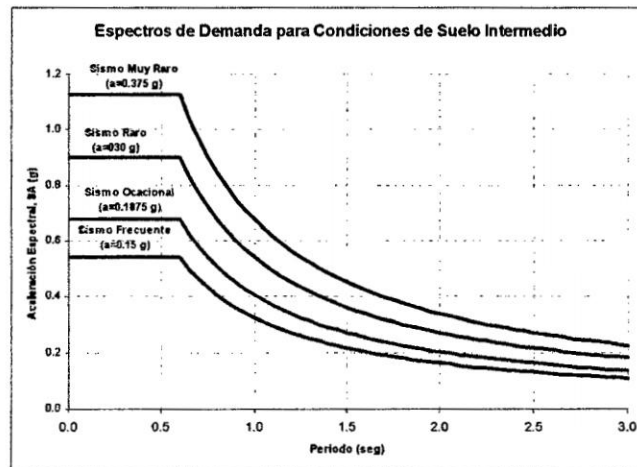


Figura 6.7: Espectro de Demanda para Condiciones de Suelo Intermedio

6.2.2. Adaptación del Espectro de Demanda

Los espectros peruanos de demanda se tuvieron que adaptar a la forma del espectro del Código internacional de Edificaciones (IBC 2000) para facilitar el uso del programa ETABS, empleado en este trabajo.

El espectro IBC mostrado en la figura 6.8 tiene tres tramos (un tramo más que le espectro peruano) definidos a través de los coeficientes C_A y C_V , como se indica a continuación:

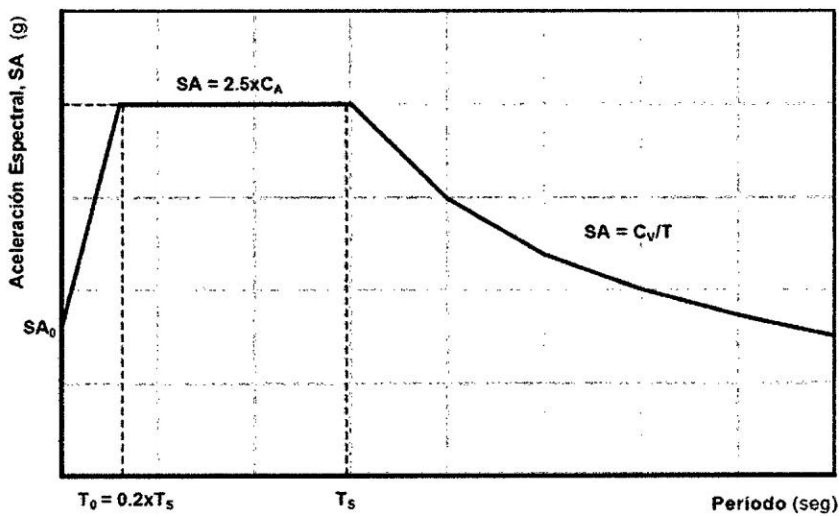


Figura 6.8: Espectro de Demanda para Condiciones de Suelo Intermedio

El primer tramo es una recta oblicua desde el punto $(0, SA_0)$ hasta el punto $(T_0, 2.5C_A)$, donde SA_0 corresponde a la aceleración del suelo. El siguiente tramo es una recta de aceleración constante C_A , donde T_0 hasta T_s (Periodo asociado al fin de la parte plana del espectro). El tramo final consiste en una curva de forma C_V/T , para períodos mayores que T_s . Las constantes que definen los puntos de quiebre del espectro cumplen las siguientes relaciones (IBC 2000).

$$T_0 = 0,2T_s \quad (6.2.2)$$

6.2. Representación de la Demanda Sísmica

$$T_s = \frac{C_V}{2,5C_A} \quad (6.2.3)$$

Para adaptar el espectro peruano al espectro IBC se incluyó un tramo inicial creciente en la zona de periodos muy cortos, manteniendo el resto de la curva sin alteración, como se muestra en la curva punteada de la figura 6.9

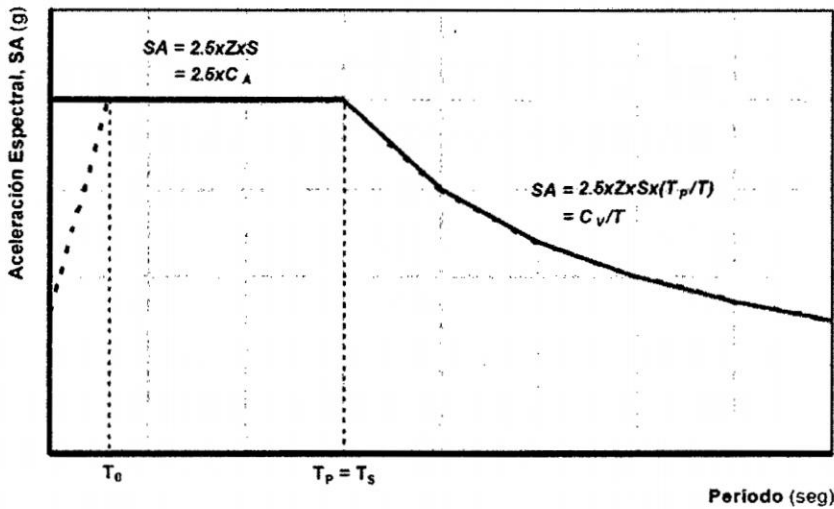


Figura 6.9: Espectro de Aceleraciones Peruano y Espectro IBC Equivalente (—)

Para obtener las curvas equivalentes, se calcularon los valores de C_A y C_V correspondientes. La Figura 6.10 muestra los valores de los coeficientes C_A y C_V para los espectros de cada nivel de demanda adaptados.

Nivel de Demanda	SAo (g)	C_A	C_V
Frecuente (Z=0.15 g)	0.18	0.18	0.27
Sismo Ocasional (Z = 0.1875 g)	0.225	0.225	0.3375
Sismo Raro (Z = 0.30 g)	0.36	0.36	0.54
Sismo Muy Raro (Z = 0.375 g)	0.45	0.45	0.675

Figura 6.10: Coeficiente C_A y C_V para suelo Intermedio

6.3. Evaluación del Desempeño Sismorresistente del Módulo Analizado

Los espectros de demanda adaptados para los cuatro niveles de amenaza se muestran en la figura 6.11.

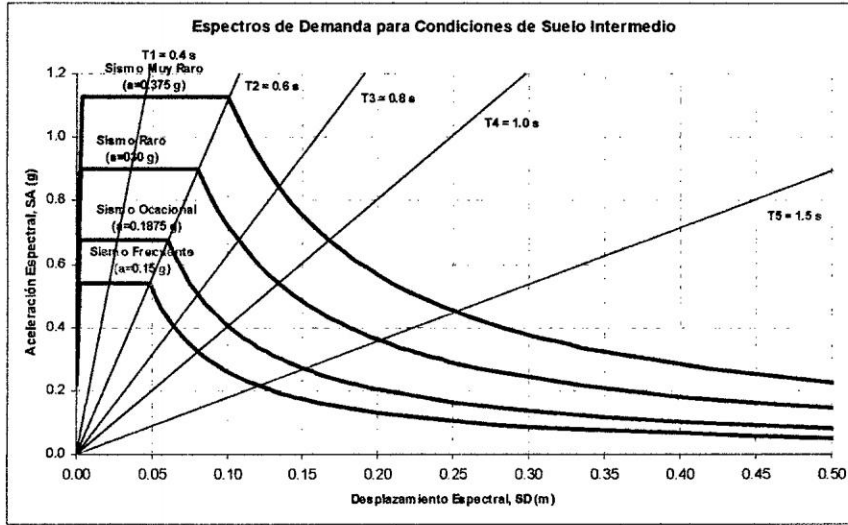


Figura 6.11: Espectros de Demanda

6.3. Evaluación del Desempeño Sismorresistente del Módulo Analizado

La evaluación del desempeño del edificio seleccionado se realizó adoptando la metodología propuesta por el comité VISION 2000 del SEAOC (SEAOC 1999) para las edificaciones universitarias peruanas. Se emplearon cuatro niveles de amenaza sísmica y los objetivos de desempeño establecidos para edificaciones esenciales.

6.3.1. Determinación del Punto de Demanda

Empleando el procedimiento desarrollado en el Capítulo V, se obtuvo la respuesta máxima de la estructura ante cada uno de los niveles de amenaza. La Figura 6.12 muestra

6.3. Evaluación del Desempeño Sismorresistente del Módulo Analizado

los valores del Periodo Efectivo de la Estructura (T_{ef}), del Amortiguamiento Efectivo (β_{ef}), de la respuesta en Fuerza Cortante (V) y Desplazamiento en el Techo (Δ_t) para los cuatro niveles de demanda sísmica empleados.

Nivel de Demanda	T_{ef} (s)	β_{ef}	V(ton)	Δ_t (cm)
Sismo Frecuente	1.105	22.2%	177.928	6.142
Sismo Ocasional	1.235	23.7%	189.474	8.363
Sismo Raro	1.643	26.3%	225.394	17.190
Sismo Muy Raro	N/A	N/A	N/A	N/A

Figura 6.12: Resumen de Resultados

6.3.2. Evaluación del Desempeño

La evaluación el desempeño del edificio seleccionado se realizó en función de la ubicación de los puntos de demanda con relación a los sectores de la curva de capacidad como se aprecia en las figuras 6.13 y 6.14.

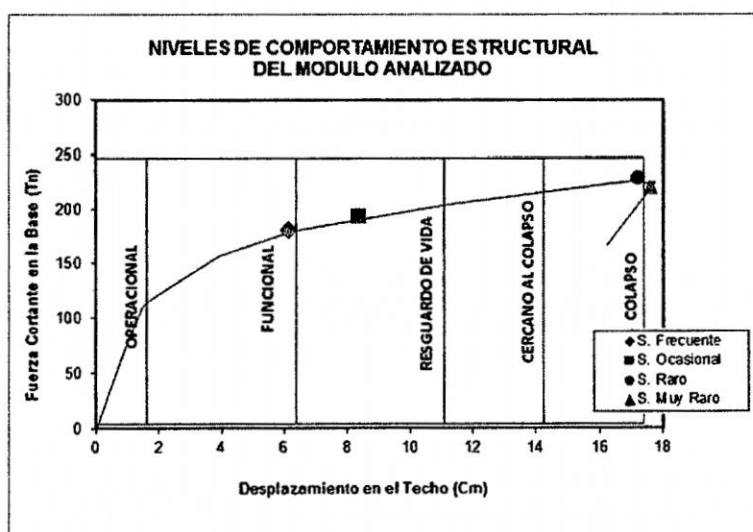


Figura 6.13: Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)		X			
	Sismo Ocasional (50%/50 años)			X		
	Sismo Raro (10%/50 años)					X
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					X

Figura 6.14: Resumen de Resultados

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio excede largamente el rango operacional, se encuentra en el rango Seguridad de Vida. Para sismo Raro excede largamente el rango funcional se encuentra en el rango Colapso y para sismo Muy Raro el edificio ya colapsó. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio presentaría daño moderado a grande en sismos ocasionales, lo que es inaceptable para este tipo de edificaciones. En sismos raros, el edificio presenta gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio ya colapsó, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Seguridad de vida según los criterios del comité VISION 2000.

6.4. Influencia del Tipo de Suelo

Para estudiar el efecto del suelo de cimentación se consideraron las condiciones de sismicidad establecidas en código peruano (RNE 2006) para roca o suelos muy rígidos (S1) y suelos flexibles o con estratos de gran espesor (S3).

6.4. Influencia del Tipo de Suelo

Se supuso que la cimentación restringe los giros de los elementos y por lo tanto, se conserva el modelo estructural y la curva de capacidad para los tres tipos de suelo.

En la figura 6.15 se presentan los espectros de demanda para los perfiles S1, S2 y S3 adaptados de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente asociados a un evento raro.

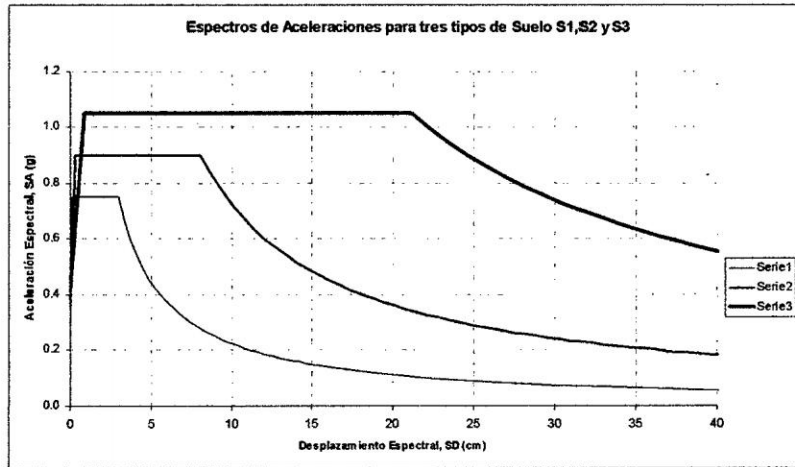


Figura 6.15: Espectros de Aceleración para Tres Tipos de Suelo

Condiciones de Suelo Rígido

Luego de evaluar la respuesta para suelos rígidos, se obtuvieron los resultados que se muestran en las figuras 6.16 y 6.17

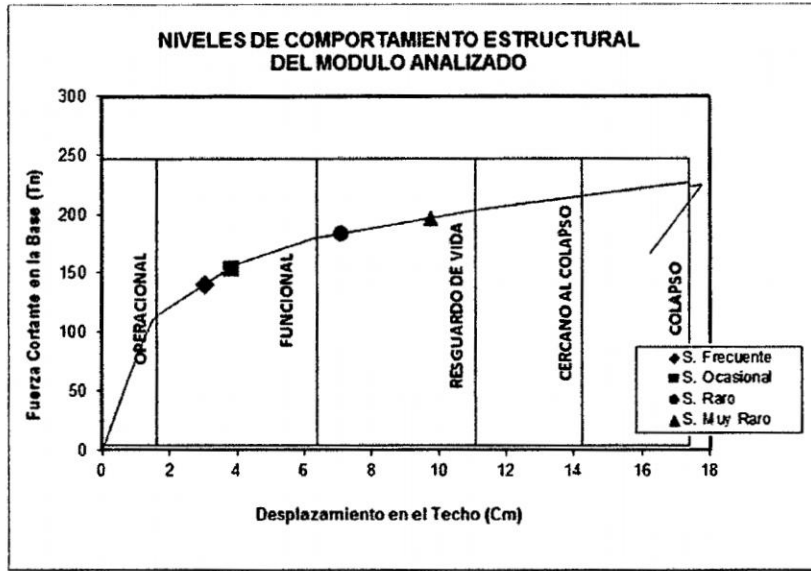


Figura 6.16: Objetivos de Desempeño para Suelo S1

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)		X		
	Sismo Ocasional (50%/50 años)		X		
	Sismo Raro (10%/50 años)			X	
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)			X	

Figura 6.17: Desempeño Esperado para Suelo S1

El edificio tiene un desempeño diferente, tiene mejor desempeño en suelo rígido que en suelo intermedio, pero no está dentro de los criterios establecidos por el Comité VISION 2000.

Se Observa que para sismos ocasionales, el edificio excede ligeramente el rango operacional, se encuentra en el rango Funcional. Para sismo Raro excede el rango funcional se encuentra en el rango Seguridad de vida y para sismo Muy Raro el edificio está en el rango deseado.

De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo rígido presentaría daño estructural de pequeño a moderado en sismos ocasionales, lo que es inaceptable para este tipo de edificaciones. En sismos raros, el edificio presenta daño de moderado a grande, es necesario hacer varias reparaciones, la estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial; lo que es inaceptable según los criterios del comité VISION 2000.

Condiciones de Suelo Flexible

Los resultados para suelo flexible se muestran en las figuras 6.18 y 6.19

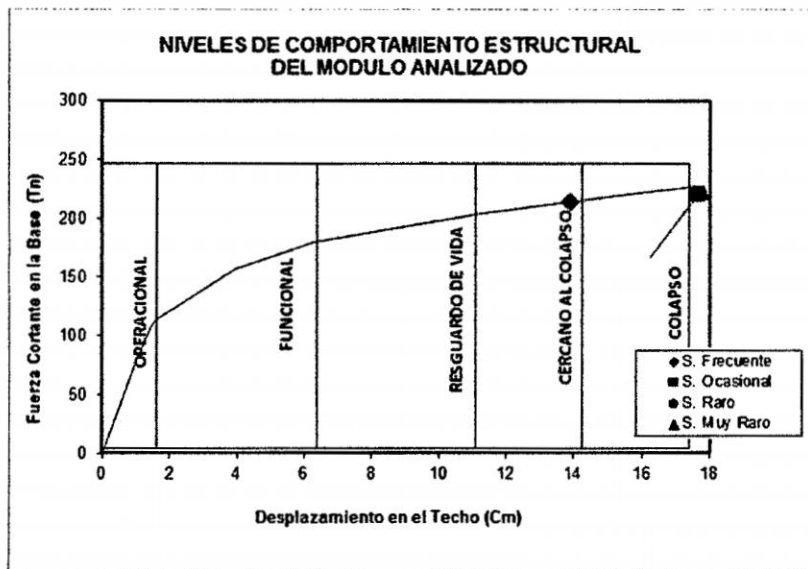


Figura 6.18: Objetivos de Desempeño para Suelo S3

6.4. Influencia del Tipo de Suelo

		Operaciona I SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)				X	
	Sismo Ocasional (50%/50 años)					X
	Sismo Raro (10%/50 años)					X
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					X

Figura 6.19: Desempeño Esperado para Suelo S3

Los resultados muestran que en condiciones desfavorables de suelo el modelo alcanzará en un evento ocasional un desplazamiento mayor al de la fluencia efectiva, llegando hasta el colapso, y es evidentemente un desempeño no deseado, mucho menos en edificaciones esenciales.

Consecuentemente en eventos Raro y Muy Raro los desplazamientos serian tales que se alcanzaría el grado de desempeño de COLAPSO, nivel tan indeseable para cualquier edificación.

Por lo tanto, el edificio seleccionado no satisface los objetivos de desempeño para sismos Ocasional, Raro y Muy Raro en ningún tipo de suelo, pues se esperarían mayores daños que los aceptables.

Para el caso de sismo Ocasional y Raro en suelo rígido el edificio no cumple con los objetivos de desempeño, pero se espera que conserve un gran porcentaje de su resistencia y rigidez iniciales. Para sismo Muy Raro en suelo rígido presentaría daño estructural de moderado a grande inaceptable; sin embargo en el caso de suelo flexible, el edificio alcanzaría un nivel de daño estructural mayor con degradación total de su rigidez y resistencia hasta el colapso y por tanto, no cumple con los objetivos de desempeño.

6.5. Influencia de la Importancia de edificación

Para estudiar el efecto de la importancia de la edificación se considerara la clasificación de edificaciones del Comité VISION 2000:

1. Edificaciones Básicas: residencias y oficinas.
2. Edificaciones esenciales: hospitales, testamentos militares, bomberos, universidades y colegios.
3. Edificaciones de Seguridad Crítica: Centrales Nucleares y Plantas Químicas.

Las edificaciones esenciales ya fue analizado, ya que las edificaciones universitarias son consideradas como edificaciones esenciales de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE 2006).

Edificaciones Básicas

Suponiendo que el modelo analizado es una edificación básica. Los niveles de demanda no cambiará, solamente cambiará los objetivos de desempeño. Los objetivos de desempeño para una edificación básica se indica en la Figura 6.20

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)					
	Sismo Ocasional (50%/50 años)					
	Sismo Raro (10%/50 años)					
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					

Figura 6.20: Objetivos de Desempeño para Edificaciones Básicas

6.5. Influencia de la Importancia de edificación

Se evaluó el comportamiento del edificio con los objetivos de una edificación básica. Los resultados del modelo con apoyos empotrados y en suelo intermedio se muestran en las figuras 6.21 y 6.22.

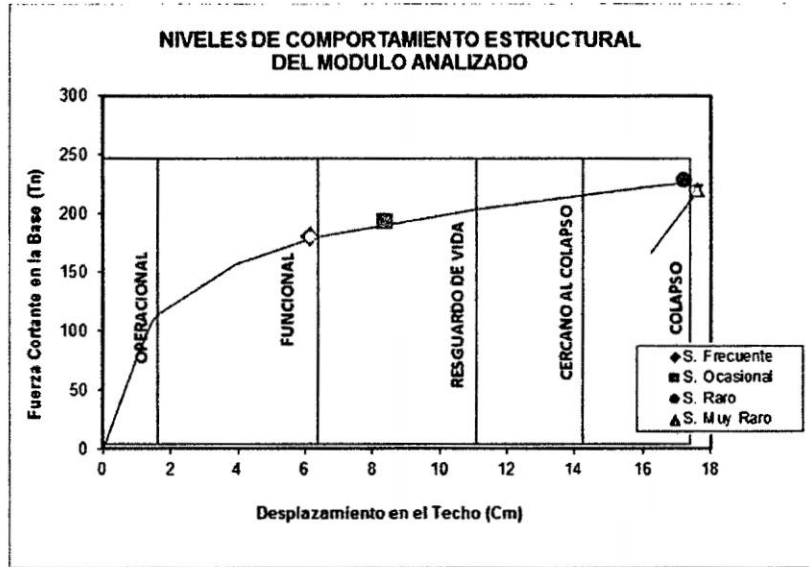


Figura 6.21: Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)		X			
	Sismo Ocasional (50%/50 años)			X		
	Sismo Raro (10%/50 años)					X
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					X

Figura 6.22: Resumen de Resultados

Se observa sismos frecuentes, el edificio excede el rango Operacional, se encuentra en el rango Funcional. Para sismos ocasionales, el edificio excede largamente el rango Funcional, se encuentra en el rango Seguridad de Vida. Para sismo Raro excede largamente el rango

6.5. Influencia de la Importancia de edificación

Seguridad de vida se encuentra en el rango Colapso y para sismo Muy Raro el edificio colapsa.

De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio presentaría daño moderado a grande en sismos Frecuentes y ocasionales, lo que es inaceptable para edificaciones básicas. En sismos raros, el edificio presenta gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio colapsa, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Cercano al Colapso según los criterios del comité VISION 2000.

Edificaciones de Seguridad Crítica

Suponiendo que el modelo analizado es una edificación de Seguridad Crítica. Al igual que las edificaciones básicas, los niveles de demanda no cambia, solamente cambia los objetivos de desempeño. Los objetivos de desempeño para una edificación de Seguridad Crítica se indica en la Figura 6.23.

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)					
	Sismo Ocasional (50%/50 años)					
	Sismo Raro (10%/50 años)					
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					

Figura 6.23: Objetivos de Desempeño para Edificaciones de Seguridad Crítica

Se evaluó el comportamiento del edificio con los objetivos de una edificación básica. Los resultados del modelo con apoyos empotrados y en suelo intermedio se muestran en las

figuras 6.24 y 6.25.

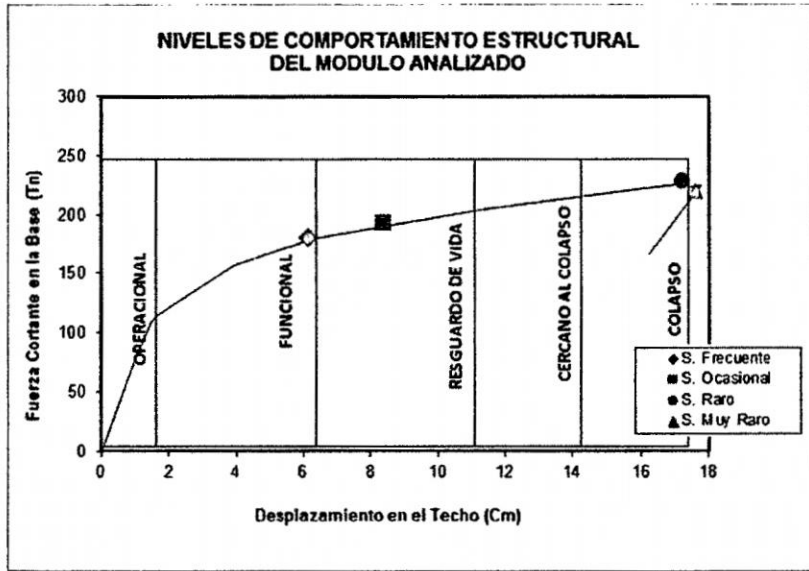


Figura 6.24: Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Analizado

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)		X			
	Sismo Ocasional (50%/50 años)			X		
	Sismo Raro (10%/50 años)					X
	Sismo Muy Raro (5%/50 años)					X

Figura 6.25: Resumen de Resultados

Para sismo Raro excede largamente el rango Operacional se encuentra en el rango Colapso y para sismo Muy Raro el edificio ya colapsó.

De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio presentaría daño moderado a grande en sismos Frecuentes y ocasionales, lo que es inaceptable, mucho menos para edificaciones de Seguridad Crítica. En sismos raros, el edificio

presenta gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio colapsa, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Funcional según los criterios del comité VISION 2000.

6.6. Estudio de los resultados del desempeño obtenido

Para la evaluación del desempeño se usó un procedimiento espectral de demanda - capacidad. El edificio se consideró como un oscilador inelástico de un grado de libertad cuyas relaciones fuerza desplazamiento se obtuvieron a partir de la curva de capacidad. Para representar las solicitaciones sísmicas se ampliaron espectros de demandas correspondientes a eventos entre 100 y 1000 años de periodo de retorno.

Los resultados del análisis espectral de demanda - capacidad muestran que ante un sismo raro, el edificio tendrá importantes incursiones inelásticas y alcanzaría un nivel de desempeño de colapso para el que se esperaría un gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio ya colapsó, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Seguridad de vida según los criterios del comité VISION 2000.

En conclusión, las edificaciones de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga tendrían un comportamiento inaceptable ante sismos severos y mantendrían un nivel de inseguridad alto, no cumple con los objetivos de desempeño sismorresistente para los que han sido diseñadas.

6.7. Resumen de Resultados

6.7.1. Desempeño Sismorresistente de Edificaciones Universitarias modernas de la UNSCH

El edificio analizado es un módulo típico de tres pisos y 02 Aulas por piso, con un peso total de 713.33 ton. La Resistencia teórica en la dirección de pórticos, se estimó en 191.07 ton, (considerando las indicaciones de la norma peruana de diseño sismorresistente para suelo intermedio y los procedimientos establecidos en la norma de diseño en concreto armado). Por tanto, el coeficiente sísmico definido por el cociente entre la resistencia lateral y el peso fue aproximadamente, $191.07 \text{ ton}/713.33 \text{ ton} = 0.27$.

A continuación se presentan los resultados correspondientes a la capacidad de deformación inelástica del edificio estudiado y la resistencia lateral obtenida considerando para la base de las columnas y la importancia de la edificación.

Edificio con Base Empotrada

Las primeras rotulas se iniciaron en algunas vigas cuando el edificio alcanza 1.07 cm de desplazamiento lateral, que corresponde al 6.15 % del desplazamiento del colapso. Luego las columnas del primer piso incursionan en el rango inelástico cuando el desplazamiento lateral del edificio alcanza 1.63 cm (9.37 % del desplazamiento del colapso). Finalmente el edificio llega al colapso a los 17.39 cm de desplazamiento lateral, con el 40 % de posibles rotulas formadas y el agotamiento de catorce columnas en la base.

La ductilidad de desplazamientos obtenida como el cociente de los desplazamientos asociados al colapso y a la formación de la primera rotula fue de $17.39\text{cm}/1.07\text{cm} = 16.26$.

Los resultados del análisis de desplazamientos incrementales mostraron una resistencia asociada a la formación de la primera rótula de 82.24 ton, alejado a la resistencia teórica

(56.96 % menor). Esto muestra que el diseño está lejos a los requerimientos de la Norma Peruana.

Como el valor de resistencia en el punto de fluencia efectiva se obtuvo 114.52 ton, lo que constituye el 60 % de la resistencia teórica. En cuanto a la resistencia asociada al colapso, se obtuvo un valor 225.96 ton, que representa el 118.26 % de la resistencia teórica.

El desplazamiento en la azotea del edificio, en el instante en el que el primer entrespacio alcanza el límite de deriva permitido por la Norma Peruana (0.7%), es de 6.28cm y constituye el 36.11 % del desplazamiento del colapso.

Edificaciones Básicas

Al suponer que el edificio como edificación Básica. El edificio analizado sobre suelo intermedio presentaría daño moderado a grande en sismos Frecuentes y ocasionales, lo que es inaceptable para edificaciones Básicas. En sismos raros, el edificio presenta gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio colapsa, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Cercano al Colapso. Aun considerando como una edificación básica, donde las exigencias de desempeño son mucho menores que las edificaciones esenciales, el desempeño de edificio no es aceptable.

Edificaciones de Seguridad Crítica

Al suponer el edificio como una edificación de seguridad Crítica. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio presentaría daño moderado a grande en sismos Frecuentes y ocasionales, lo que es inaceptable para edificaciones de Seguridad Crítica. En sismos raros, el edificio presenta gran daño, los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga, el colapso es

inminente; lo que es inaceptable. En sismos muy raros el edificio colapsa, cuando para este tipo de sismo el edificio debería estar en el rango de Funcional.

Al considerar la edificación como una edificación básica su desempeño es inaceptable, mucho menos aceptable será su desempeño como una edificación de seguridad crítica, ya que las exigencias de desempeño son mucho más rigurosos que las edificaciones Básicas y Esenciales.

Capítulo 7

PROPUESTA DE INTERVENCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1. Introducción

La ciudad de Ayacucho se encuentra en una zona de alta a mediana actividad sísmica y la probabilidad de ocurrencia de sismos severos en Ayacucho es importante. El edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH se construyó hace más de 5 años y el proyecto estructural se hizo siguiendo las indicaciones de la Norma vigente (NTE-030, 2006). Por estas razones el edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de UNSCH sufrirá daños importantes ante un evento sísmico severo, como lo demuestra esta investigación, es decir el edificio de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga es vulnerable, y no cumple con los Objetivos de Desempeño del Comité VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California, SEAOC, con el correspondiente riesgo para la comunidad universitaria.

Una vez analizada la información obtenida de la investigación, es posible el concebir una propuesta para Intervención a los elementos estructurales que llegan a tener daños importantes. La ingeniería nacional tiene la experiencia necesaria para desarrollar un plan de intervención del edificio en estudio de acuerdo a los resultados que se obtengan de la evaluación.

Para mejorar su desempeño o comportamiento del edificio y que cumplan con los criterios del Comité VISION 2000, se deberá aumentar la sección y la cuantía de acero longitudinal de las columnas C1 y C3 del primer, segundo y tercer piso.

Este tipo de intervención se deberá hacer en todas las edificaciones similares, por lo visto las edificaciones de la ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga son similares.

7.2. Objetivo

1. Incrementar la resistencia al corte en la dirección longitudinal de edificio Universitario, Edificio esencial, con la finalidad de cumplir con el desempeño exigido por el comité VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California.

Justificación

La mayoría de los códigos vigentes, tienen como objetivo principal lograr que las estructuras tengan un buen comportamiento ante sismos severos. Este objetivo, se ha satisfecho generalmente en estructuras bien diseñadas, pero en sismos de menor magnitud, con aceleraciones menores a las de un sismo severo, el daño estructural y no estructural observado ha sido considerable. Por este motivo, para edificios importantes es necesario verificar el desempeño, tanto en sismos severos como en sismos de menor intensidad.

Algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en el país se podría comenzar un trabajo similar estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

Fundamentación

Se debe aumentar la rigidez de la estructura en la dirección longitudinal, dirección más vulnerable, cambiando la sección transversal en esta dirección, transformando las columnas de sección rectangular a columnas de sección T y L o insertar muros armados, placas, en esta dirección. Por lo que, se estaría incrementando la rigidez en esta dirección y lógicamente mejorando su desempeño del edificio y que esté dentro de los objetivos de desempeño de acuerdo a la importancia del edificio dadas por el Comité VISION 2000.

Estrategias

La planificación estratégica para mejorar el desempeño o comportamiento del edificio y que esté dentro de los objetivos de desempeño dadas por el comité VISION 2000 es:

1. Cambiar la sección rectangular de las columnas tipo C1 a sección L:

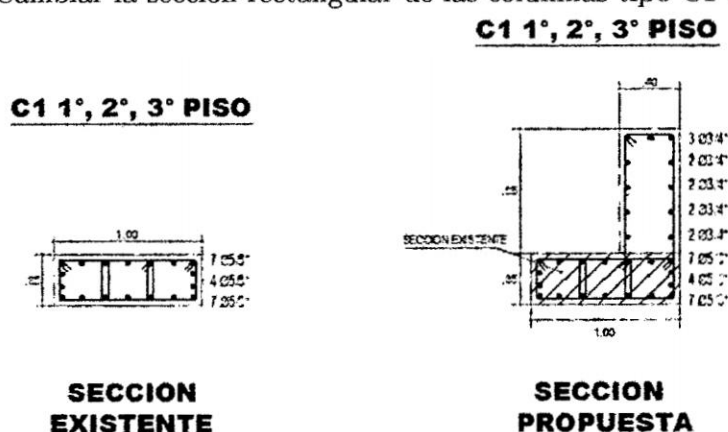


Figura 7.1: Sección propuesto de las columnas C1 a sección L para mejorar el desempeño del edificio

2. Cambiar la sección rectangular de las columnas tipo C3 a sección T:

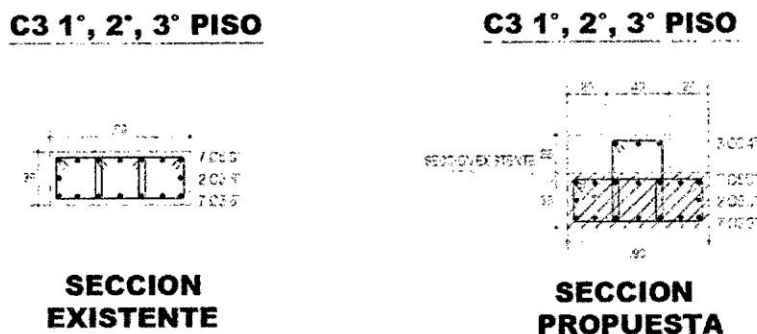


Figura 7.2: Sección propuesta de las columnas C3 a sección T para mejorar el desempeño del edificio

El nuevo modelo estructural propuesto se muestra en la figura 7.3. Se puede observar que los peraltes de las columnas C1 y C3 se ha incrementado en la dirección longitudinal.

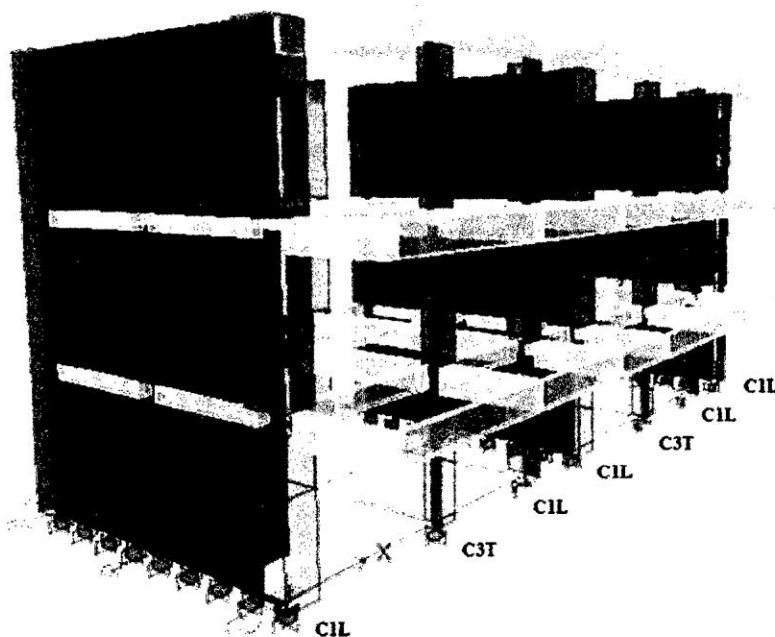


Figura 7.3: Modelo estructural propuesto para el análisis

Evaluación del Desempeño del modelo propuesto

La evaluación el desempeño del edificio propuesto se realizó en función de la ubicación de los puntos de demanda con relación a los sectores de la curva de capacidad como se aprecia en las figuras 7.4 y 7.5.

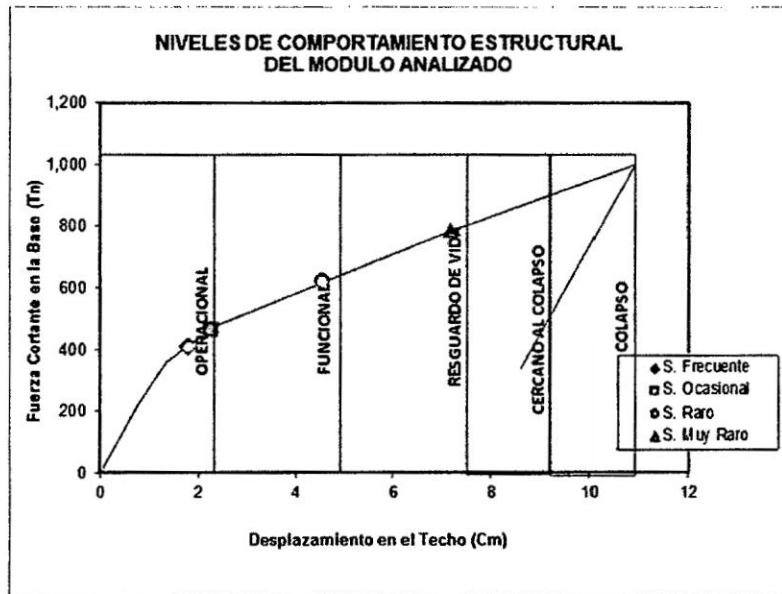


Figura 7.4: Niveles de Comportamiento Estructural del Módulo Propuesto

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Seguridad de Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4	Colapso SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/50 años)	X				
	Sismo Ocasional (50%/50 años)	X				
	Sismo Raro (10%/50 años)		X			
	Sismo Muy Raro (6%/50 años)			X		

Figura 7.5: Resumen de Resultados

Se Observa que para sismos Frecuentes el edificio tiene un desempeño Operacional, Para sismos Ocasionales el edificio tiene un desempeño Operacional. Para sismos Raros, el edificio tiene un desempeño Funcional Para sismos Muy Raros el edificio tiene un desempeño Seguridad de vida.

De acuerdo a los resultados del comportamiento del edificio propuesto sobre suelo intermedio, se concluye lo siguiente:

- En sismos ocasionales, el edificio presentaría daño estructural muy limitado, que puede considerarse despreciable. La estructura no presenta pérdida significativa en su rigidez y resistencia, lo que es aceptable para este tipo de edificaciones.
- En sismos raros, el edificio presenta daño estructural pequeño a moderado. Algunos elementos presentan grietas menores y en algunos casos pueden necesitar reparación. La estructura mantiene casi íntegramente la rigidez y resistencia, lo que es aceptable para este tipo de edificaciones.
- En sismos muy raros, el edificio presenta daño estructural moderado a grande. Es necesario hacer varias reparaciones. La estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial, lo que es aceptable para este tipo de edificaciones

En resumen el edificio propuesto, Edificio esencial, tiene un desempeño adecuado, de acuerdo con los criterios del Comité VISION 2000, bajo los distintos niveles amenaza sísmica.

7.3. APORTES

El aporte del presente trabajo, es la evaluación de una edificación específica, pabellón de Ciencias sociales, donde se determinó que esta edificación no cumple con el desempeño

exigido por Visión 2000. Por lo que se ha identificado los elementos estructurales que sufren mas daño, por lo tanto se ha sugerido el nuevo predimensionamiento de los elementos estructurales, dados como aporte en el presente trabajo, a fin de que esta edificación esencial tenga un buen desempeño que cumpla con los criterios dados del comité Visión 2000 y sugerir a las Autoridades Universitarias a fin de elaborar los proyectos de Intervención estructural para evitar los daños causados por eventos sísmicos y por ende las pérdidas económicas.

La filosofía de Diseño por Desempeño dada por Visión 2000 es aplicado a diferentes edificaciones. Los conceptos y criterios de la filosofía de diseño por desempeño es la misma, el creador es el comité Visión 2000 de la SEAOC.

ACTIVIDADES

Elaborar el proyecto de Mejoramiento de Desempeño Sismorresistente de las edificaciones de la ciudad Universitaria.

Algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en el país se podría comenzar un trabajo similar estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

La Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga debe elaborar y aprobar el perfil y el expediente técnico del Proyecto "Mejoramiento de Desempeño Sismorresistente de las Edificaciones de la Ciudad Universitaria." a fin de mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones.

Poner en ejecución el Proyecto de Mejoramiento de Desempeño Sismorresistente de las edificaciones de la ciudad Universitaria.

La Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga debe poner en ejecución el Proyecto "Mejoramiento de Desempeño Sismorresistente de las Edificaciones de la Ciudad Universitaria" para no poner en riesgo la comunidad universitaria.

Capítulo 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

8.1.1. Procedimientos para cuantificar el desempeño sismorresistente

1. La metodología para la evaluación del desempeño propuesta por el comité VISION 2000 del SEAOC y los procedimientos de análisis espectral sugeridos por el ATC se emplearon satisfactoriamente para la evaluación del desempeño sismorresistente de las edificaciones de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.
2. Los procedimientos para el análisis de desplazamiento incremental permiten estimar de manera sencilla la resistencia, la sobrerresistencia y la ductilidad de las estructuras.

3. Los espectros de demanda para amortiguamiento variable constituyen una alternativa sencilla y efectiva para representar la demanda sísmica sobre estructuras con comportamiento inelástico.
4. El método de análisis espectral de demanda - capacidad permite estimar con relativa simplicidad el desplazamiento máximo de una estructura ante niveles de severidad sísmica creciente y constituye una alternativa eficaz para cuantificar el desempeño sismorresistente de edificaciones desde la perspectiva de la evaluación y el diseño por desempeño.

Desempeño de los edificios de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga de reciente construcción

El desempeño sismorresistente se evaluó para tres niveles de amenaza sísmica correspondientes a eventos de 72, 475 y 970 años de periodo de retorno, en la zona de mediana a mayor sismicidad, y en los tres perfiles de suelo indicados en la norma peruana de diseño sismorresistente.

5. En conclusión, la edificación de la Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga tendría un comportamiento inaceptable ante sismos severos y mantendrían un nivel de inseguridad alto, no cumple con los objetivos de desempeño sismorresistente para los que han sido diseñadas.

8.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda evaluar el comportamiento sismo resistente de las edificaciones de la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, mediante modelos analíticos utilizando metodología de evaluación de desempeño propuesta por el comité VISION 2000 del SEAOC y los procedimientos de análisis espectral sugeridos por el ATC.

2. Se recomienda utilizar en el modelo analítico los procedimientos de análisis de desplazamiento incremental para estimar de manera sencilla la resistencia y la ductilidad de las estructuras y utilizar los espectros de demanda para amortiguamiento variable para representar la demanda sísmica sobre estructuras con comportamiento inelástico.
3. Para edificaciones como la estudiada se recomienda aumentar la rigidez en la dirección Longitudinal, empleando columnas de sección T y L
4. Los resultados obtenidos pueden ser representativos de las edificaciones universitarias de tres pisos y pueden ser extendidas a edificaciones antiguas. Se recomienda ampliar el estudio a edificaciones de cuatro pisos y aquellas construidas antes de 1997.
5. En este trabajo se emplearon procedimientos espectrales de demanda - capacidad para estimar la respuesta inelástica de las edificaciones universitarias.
6. Se recomienda a la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga elaborar y ejecutar el Proyecto "Mejoramiento de Desempeño Sismorresistente de las edificaciones de la ciudad Universitaria" para no poner en riesgo la comunidad universitaria. Algunas instituciones educativas en otros países están invirtiendo en mejorar el desempeño sismorresistente de sus edificaciones y en el país se podría comenzar un trabajo similar estudiando el desempeño de los edificios universitarios.

Bibliografía

- [1] Housner G.W. 1952. *Spectrum Intensities of strong motion earthquakes*. Proceedings of Symposium on earthquake and blunt Effects on Structures, earthquake Engineering Research Institute.
- [2] Freeman S.A. 1978. *Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion*. American Concrete Institute, SP -55, 585-605, Detroit.
- [3] Norma Venezolana 1982. *Edificaciones Antisismicas*. Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica, FUNVISIS, Caracas.
- [4] Aguiar R. 1989. *Análisis Dinámico Espacial*. Escuela Politécnica del Ejército, 270 p, Quito, Ecuador.
- [5] Miranda E. 1993. *Site -dependent strength reduction factors*. Journal of structural Engineering. ASCE, 119 (12), 3503-3519.
- [6] Rodríguez M. 1994. *A Measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures*. earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol 23, 627-643.
- [7] Aguiar R. 1995. *Análisis Matricial de Estructuras*. Escuela Politécnica del Ejército. Segunda Edición, 612 p. Quito, Ecuador.

- [8] Krawinkler H 1995. *New trends in seismic design methodology*. Proc. 10th Eur. Conf. Earthquake Engineering, Vol 2, Vienna, 1994, Balkema Rotterdam. Vol 2, 821-830.
- [9] Applied Technology Council (ATC) 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 California*. Applied Technology Council.
- [10] ATC-40 1996. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [11] Esteva L. 1999. *Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos*. XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 28p, Morelia, México.
- [12] Structural Engineering Association Of California (SEAOC) 1999. *Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary (The Blue Book)*. California: SEAOC.
- [13] Fajfar P. 2000. *A Non linear analysis method for performance -based seismic desing*. Earthquake Spectra, 16, 573-591.
- [14] Ayala G. 2001. *Evaluación del desempeño sísmico de estructuras- un nuevo enfoque*. Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y Diseño en Ingeniería, 17 (3) 285-303, Barcelona, España.
- [15] Aguiar R. 2002. *Estado del arte de los métodos de análisis sísmico y desempeño estructural*. XV Jornadas Nacionales y primeras Binacionales de ingeniería Estructural, 69-101, Loja Ecuador.
- [16] Aguiar R. 2002. *Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- [17] Gómez J. 2002. *Presentación de un nuevo modelo matemática para cálculo de la respuesta modal total de estructuras de edificios*. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 10 p, Puebla, México.

- [18] SENCICO. 2003. *Norma Técnica de Edificaciones NTE - E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima. Ministerio de construcción, Vivienda y Saneamiento - SENCICO.
- [19] Building Seismic Safety Council. 2000 FEMA 356. *Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency.
- [20] Chopra A. and Goel R. 2000. *Evaluation of NSP to Estimate Seismic Doformation: SDF systems*. Journal of Structural Engineering ASCE, 126 (4), 482-490.
- [21] Chopra A. and Goel R. 2002. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Strutural Dynamics, Vol 31, 561-582.
- [22] Chopra A. and PUBLISHER = Pacific Earthquake Engineering. Research Center, Rep. No PEER -1999/02, University of California, Berkeley, California YEAR = Goel R. 1999, TITLE = Capacity -demand-diagram methods for estimating de formation of inelastic structures: SDF systems.
- [23] Nassar A. and Krawinkler H. 1991. *A study of vertical and horizontal earthquake eingineering Center*. Universidad de Stanford, Reported N° 95.
- [24] R. 2003 Aguiar. *Análisis Sísmico Por Desempeño*. Quito Ecuador: EDIESPE.
- [25] R. 2003 Aguiar. *Sistema de Computación CEINCI 13 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos*. Quito Ecuador: EDIESPE.
- [26] Pamela J. y Echezuría H. 1986 Aviar J. *Desarrollo de un Sistema de medición para evaluar la eficiencia energética en campo del SPT*. Memorias del IX Seminario de Geotecnia, 1-28, Caracas, Venezuela.
- [27] 1934 Benioff H. *The physical evaluation of seismic destructiveness*. Bulletin of the Seismological Society of America; 24, 398-403.

- [28] Seed H.B. Ugas C. and 1976 Lysmer J. *Site -dependent spectra for earthquake. Resistant desing.* Bulletin of the Seismological Society of America, 66 (1), 221 -244.
- [29] Sarmiento J. y Fonseca H 1993 Cardona O., Hurtado J. *Mitigación de desastres en las instalaciones de la Salud: Aspectos de Ingeniería.* Organización Panamericana de la Salud, 4, 92 p, Washington.
- [30] A. 1995 Chopra. *Dynamics of Structures - Theory and Aplicatons to Earthquake Engineering.* New Jersey : Prentice Hall Inc.
- [31] Arroyo D.2001. *Factores de reducción para el diseño de sistemas pasivos de disipación de energía.* División de Estudios de Postgrado. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Tesis de Maestría en Estructuras, 102 p. México D.F.
- [32] 1932 Freeman J.R. *Earthquake damage and earthquake insurance.* Mc Graw Hill Book Co. Inc.
- [33] Hayashi S. Tsuchida H. and Kurata E. 1971. *Average response spectra for various subsoil conditions.* Third, Joint Meeting, U.S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Tokyo.
- [34] 1994 Hall J. *Northridge Earthquake January 17, 1994.* earthquake Engineering Research Institute EERI, 106 pp, California Institute Of Technology.
- [35] 1962 Hudson D.E. *Some problems in the application of spectrum techniques to strong motion earthquake analysis.* Bulletin of the Seismological Society of America, 52,417-430.
- [36] Sang Whan Han Li Hyung Lee and Young Hun Oh 1999. *Determination of ductility factor considering different hysteretic model.* earthquake Engineering and structural Dynamics, 28, 957-977.

- [37] Ordaz M. and Perez E. 1998. *Estimation of strength reduction factors for elastoplastic systems: a new approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, Vol 27 889-901.
- [38] Hall W. J. Mohraz B. and Newmark N. M. 1972. *A study of vertical and horizontal earthquake spectra*. Newmark Cons.Eng. Services, urbana Illinois, USAEC Contract N.-AT(49-5), 2656-2667.
- [39] M. 2001 Muñoz, A. Tinman. *El Sismo de Arequipa de 2001 y la Vulnerabilidad de las Edificaciones Peruanas*. Lima. Departamento de Ingeniería: PUCP.
- [40] Blume J.A. Newmark N. M. and Kapur K. 1973. *Seismic Design Spectra for nuclear power plant*. Journal of power div. ASCE, P02.
- [41] Fajfar P. and Gaspersic P. 1996. *The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthquake Spectra, 16, 573-591.
- [42] Freeman S.A. Nikoleti J. P. and Tyrell J.V. 1975. *Evaluation of existing buildings for seismic risk- A Case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton*. Washington proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle.
- [43] T. 1999 Park, R. Paulay. *Estructuras de Concreto Reforzado*. Mexico D.F.: LIMUSA, Noriega Editores.
- [44] Gill W.D. 1982 Park R., Priestley M. *Ductility of Square Confined Concrete Columns*. Journal of Structural Division, ASCE, 108(4), 929-950.
- [45] 1982 Park R Priestley M. Gill W.D. *Ductility of Square Confined Concrete Column*. Journal of Structural Division, ASCE, 108 (4), 929-950.
- [46] Rinddell R. and 1979 Newmark N. *Statical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquake* Engineering and Structural Dynamics. Vol 23, 627, 643.

- [47] 1995 SEAOC. *A framework for performance based desing*. Structural Engineers Association of California. VISION 2000 committee, California.
- [48] 1995 SEAOC. *VISION 2000 Report on perfomance based desing*. Structural Engineers Association of California, Sacramento.
- [49] Inc. Shannon Wilson and 1974 Agbabian Associates. *Soil Behavior under earthquake loading conditions*. Procedures for Evaluation of Vibratory Ground Motions of soil Deposits For nuclear Power Plant Sities Prepared for Unites States Atomic Energy Commission, Division of reactor Safety Research.
- [50] García E. y Riddell R. 1995. *Espectro de energía disipada por histéresis en sistemas inelásticos sometidos a terremotos*. Departamento de Ingeniería Estructural, Universidad Católica de Chile, DIE N. 95-3.
- [51] Aguiar R. y Viera P 2003. *Desempeño sísmico en términos estructurales y económicos de edificaciones de hormigón armado*. XVI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructurales Escuela Superior Politécnica del Litoral, 14 p, Guayaquil, Ecuador.

Apéndice A

MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: MODELO NO LINEAL DISCRETO Y TECNICAS DE ANALISIS INCREMENTAL PARA LA EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORESISTENTE DE LAS EDIFICACIONES

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADOR ES	MARCO TEORICO	METODOLOGIA
<p>PRINCIPAL</p> <p>¿Qué desempeño sismorresistente tendría el edificio de la escuela de Ciencias Sociales de la UNSCH ante cuatro niveles de amenaza sísmica: Frecuente, Ocasional, raro y muy?</p> <p>SECUNDARIOS</p> <p>1. ¿De qué manera se evitara los daños Estructurales y no estructurales ante cuatro niveles de amenaza sísmica durante la vida útil de la estructura?</p>	<p>GENERAL</p> <p>Contribuir a que la Universidad Peruana desarrolle un programa de protección sísmica de su infraestructura educativa .</p> <p>ESPECIFICOS</p> <p>1.- Es la evaluación del desempeño sismorresistente del edificio de la Escuela de Ciencias Sociales de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, ante tres niveles de amenaza sísmica y sugerir un plan mínimo de intervención para mejorar su desempeño sísmico.</p>	<p>GENERAL</p> <p>El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente en la región de Ayacucho.</p> <p>DERIVADAS</p> <p>1.- El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente básicas en la región de Ayacucho.</p> <p>2.- El modelo analítico puede evaluar las edificaciones sismorresistente esenciales en la región de Ayacucho.</p> <p>3.- El modelo analítico puede evaluar las edificaciones de seguridad crítica en la región de Ayacucho.</p>	<p>INDEPENDIENTE</p> <p>X1= Modelo no lineal discreto de varios grados de libertad.</p> <p>X2 = Análisis incremental.</p> <p>DEPENDIENTE</p> <p>Y = Comportamiento del edificio.</p>	<p>Espectro de demanda.</p> <p>Espectro de capacidad.</p> <p>Criterios de evaluación del Comité VISION 2000.</p>	<p>El comportamiento no lineal de las estructuras se representa mediante espectros y curvas de capacidad y pueden obtener mediante modelos de comportamiento no lineal discreto concentrado y técnicas de análisis incremental para sistemas de varios grados de libertad.</p> <p>Conociendo la sismicidad regional y los efectos de sitio se pueden construir espectros de demanda en formato ADRS para representar las acciones sísmicas sobre las estructuras (ATC-40 1996).</p> <p>Para el cálculo de la respuesta no lineal de estructuras, se dispone de procedimientos de análisis espectral demanda-capacidad sugeridos por el ATC que permiten obtener una buena estimación de la respuesta global (ATC-40 1996).</p> <p>Para calificar el comportamiento o desempeño de las edificaciones, existe un marco de referencia general desarrollado por SEAOC que puede ser usado para el edificio.</p>	<p>TIPO DE INVESTIGACION:</p> <p>Aplicada</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACION:</p> <p>Causa-Efecto</p> <p>METODOS:</p> <p>Análisis y Síntesis</p> <p>DISEÑO:</p> <p>Por objetivos</p> <p>TECNICAS:</p> <p>Observación</p> <p>Documental</p> <p>Normativo</p> <p>Descriptivo</p> <p>UNIVERSO</p> <p>Todas las edificaciones de la Región Ayacucho .</p> <p>POBLACION</p> <p>Todas las edificaciones de la Provincia de Huamanga.</p> <p>MUESTRA</p> <p>Una edificación de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.</p>

Apéndice B

SISTEMA EQUIVALENTE DE GRADO DE LIBERTAD

SISTEMA EQUIVALENTE DE GRADO DE LIBERTAD

Se asume que una estructura determinada tiene un modo de vibración que prevalece en su respuesta, llamado modo fundamental. Con las propiedades de este modo, forma periodo, se constituye un sistema equivalente de un grado de libertad.

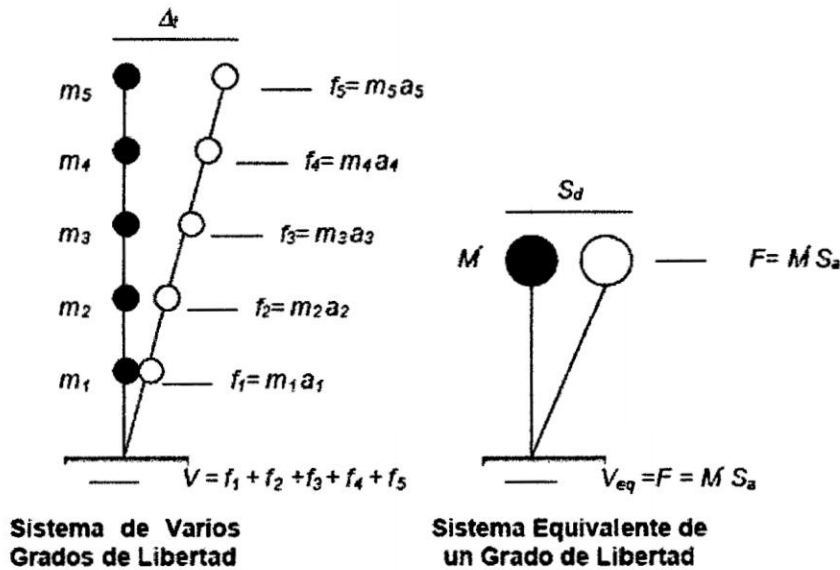


Figura. A1.1 Sistema Equivalente de un grado de libertad

Procedimiento Detallado para convertir la Curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

Conociendo la forma y el periodo del modo fundamental de la estructura analizada, se calculan los siguientes parámetros para la estructura de varios grados.

Masa Generalizada (M^*)

Es la masa puntual del sistema equivalente de un grado de libertad. La masa generalizada representa las características inerciales de la estructura.

$$M^* = \sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}^2$$

Donde:

ϕ_{i1} es la amplitud del modo 1 en el nivel i , M_i es la masa del nivel i y N es el número de pisos.

Masa Participante (L^*)

La masa participante representa la masa de la estructura asociada a la aceleración del suelo.

$$L^* = \sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}$$

Masa Efectiva (L^{*2}/M^*)

La masa efectiva es el porcentaje de la masa total de la estructura que tiene efecto, cuanto la estructura vibra según la forma del modo con el que se está trabajando.

$$\frac{L^{*2}}{M^*} = \frac{\left[\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}^2 \right]}$$

Factor de Participación (L^*/M^*)

El factor de participación modal relaciona el desplazamiento en el techo (Δt), con el desplazamiento espectral (S_d) en el sistema equivalente de un grado de libertad y se calcula como:

$$\frac{L^*}{M^*} = \frac{\left[\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N M_i \phi_{i1}^2 \right]}$$

Apéndice B. SISTEMA EQUIVALENTE DE GRADO DE LIBERTAD

Los parámetros calculados para el sistema de varios grados de libertad sirven para convertir los puntos de la curva de capacidad (Δ_t, V) al formato del espectro de capacidad (SD, SA) , asociado al sistema de un grado libertad equivalente. La conversión se realiza usando las siguientes relaciones:

$$\Delta_t = \frac{L^*}{M^*} SD$$

$$V = \frac{L^{*2}}{M^*} SA$$

La figura A1.2 muestra la curva de capacidad de un sistema de varios grados de libertad y su conversión a espectros de capacidad.

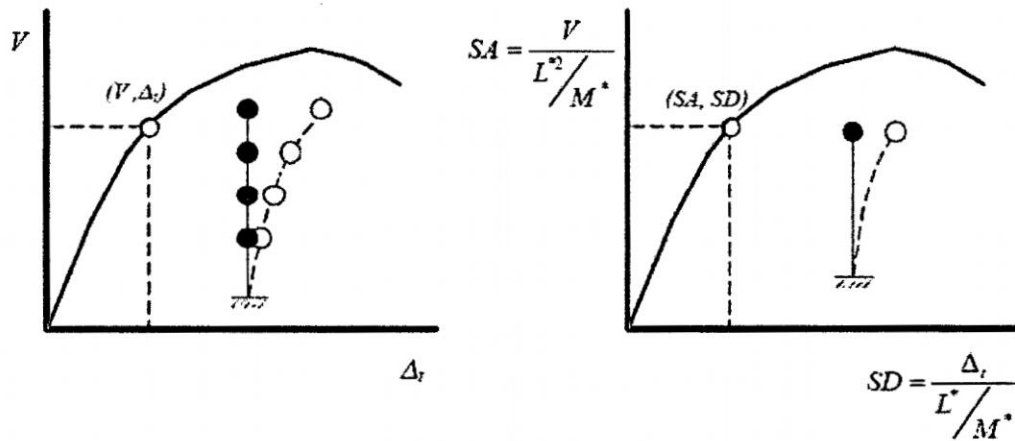


Figura. A1.2 Conversión de la curva de Capacidad en Espectro de Capacidad

Apéndice C

PROCEDIMIENTOS PARA

ESTIMAR EL

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR EL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Cuando una estructura incursiona en el rango inelástico, como se espera que suceda ante la acción de un sismo severo, amortiguamiento viscoso equivalente puede expresarse como la combinación del amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y el amortiguamiento histerético (ATC-40 1996).

El amortiguamiento viscoso equivalente puede calcularse con la relación sugerida por Chopra (1995):

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (A3-1)$$

Donde:

β_{eq} : Amortiguamiento Equivalente

β_0 : Amortiguamiento Histerético

El amortiguamiento viscoso inherente a la estructura se asume constante (aproximadamente 5% del amortiguamiento crítico), y el amortiguamiento histerético esta relacionada la energía disipada por amortiguamiento (E_D), y a la energía de deformación máxima (E_{SO}).

La figura A2.1 muestra el área generada por el lazo histerético del espectro de capacidad ante un ciclo de cargas. Los pares (d_y, a_y) y (d_{pi}, a_{pi}) corresponden al punto de influencia y al punto de demanda respectivamente.

Apéndice C. PROCEDIMIENTOS PARA ESTIMAR EL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Además, el coeficiente de amortiguamiento c , se puede expresar en función de la rigidez equivalente (K) y la frecuencia de vibración natural (ω_n):

$$c = 2\beta_0 \frac{K}{\omega_n} \quad (\text{A3-4})$$

La expresión de c se reemplaza en (A2-3) y se obtiene:

$$E_D = 2\pi\beta_0 \frac{\omega}{\omega_n} Ku_0^2 \quad (\text{A3-5})$$

En un sistema viscoso equivalente, la energía de deformación máxima (E_{SO}) se puede expresar como:

$$E_{SO} = \frac{Ku_0^2}{2} \quad (\text{A3-6})$$

Si se relaciona la expresión de la energía de disipación por amortiguamiento (E_D) en un ciclo de vibración (A3-5), a la energía de deformación máxima (E_{SO}), corresponde al sistema viscoso equivalente (A3-6), se tiene:

$$E_D = 2\pi\beta_0 \frac{\omega}{\omega_n} \left(\frac{Ku_0^2}{2} \right) 2 = 4\pi\beta_0 \frac{\omega}{\omega_n} E_{SO} \quad (\text{A3-7})$$

El amortiguamiento histerético (β_0) se determina experimentalmente mediante un ensayo en el que, la frecuencia de excitación (ω) es similar a la frecuencia natural de vibración de la estructura (ω_n). Por tanto, se puede deducir la expresión (A3-7) y al despejar β_0 , se tiene:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (\text{A3-8})$$

La energía disipada por amortiguamiento (E_D) se puede calcular como cuatro veces el área del paralelogramo que se muestra en la figura A3.2

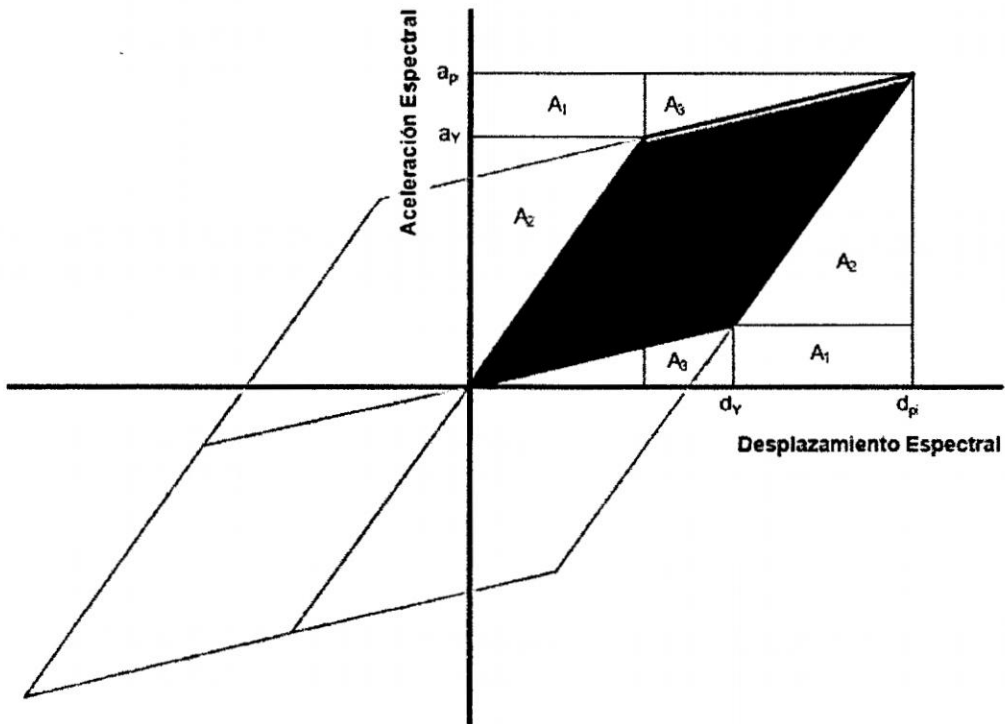


Figura. A3.2 derivación del amortiguamiento

$$E_D = 4 \times (\text{Area sombreada en la figura A3.2})$$

$$E_D = 4 \times (a_{pi} \times d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$E_D = 4 \times [a_{pi} \times d_{pi} - 2d_y \times (a_{pi} - a_y) - a_y \times d_y - (d_{pi} - d_y) \times (a_{pi} - a_y)]$$

Finalmente, energía disipada por amortiguamiento (E_D) queda expresada en función de las coordenadas de los puntos de influencia efectiva y de demanda:

$$E_D = 4 \times (a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi}) \tag{A3-9}$$

La energía máxima de deformación (E_{SO}) se puede calcular como el área del triángulo sombreado en la figura A3.1:

$$E_{SO} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \tag{A3-10}$$

Reemplazando (A2-9) y (A2-10) en la expresión del amortiguamiento histerético β_0 , se obtiene:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi} / 2} = \frac{2(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\pi a_{pi} d_{pi}} = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (A3-11)$$

Expresando el amortiguamiento en porcentaje:

$$\beta_0 = \frac{6.37(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Por tanto:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{6.37(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Una vez estimado el amortiguamiento equivalente, se incluye un factor de modificación k, que afecta al amortiguamiento histerético y depende del tipo estructural.

Se define tres tipos de Comportamiento estructural, teniendo en consideración la calidad de los elementos principales y la duración del movimiento sísmico (ATC-40 1996).

Los elementos principales son aquellos que aportan rigidez y resistencia significativa ante cargas laterales.

La duración del movimiento sísmico está asociada a efectos tales como, una posible degradación estructural o una reducción de la capacidad de amortiguamiento, y se puede representar por dos escenarios:

- Para lugares cercanos a una fuente sísmica: una demanda espectral grande ocurre para una duración relativamente corta.
- Para lugares lejanos a una fuente sísmica: una demanda espectral pequeña ocurre para una duración relativamente larga.

Las tablas A3.1 y A3.2 muestran los tres tipos de comportamiento estructural así como la variación del factor k, en función de los tipos de comportamiento estructural y el valor de amortiguamiento histerético.

Tabla A3.1- Tipos de comportamiento Estructural.

Duración del Movimiento	Edificios Esencialmente Nuevos	Edificio Promedio	Edificio Deficiente
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Tabla A3.2- Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento, k

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (porcentaje)	K
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25.00	0.67
	> 25.00	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0.33

Finalmente, el amortiguamiento efectivo se puede calcular como:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 5 = \frac{6.37k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (A3-12)$$

Apéndice D

DIAGRAMAS DE MOMENTO GIRO DE LAS SECCIONES

DIAGRAMAS DE MOMENTO GIRO DE LAS SECCIONES

A continuación se muestran los diagramas momento-giro de las secciones que conforman el sistema resistente a cargas laterales del edificio seleccionado. Estos diagramas se elaboraron a partir de los diagramas momento-curvatura obtenida con los programas MONCUR (Otazzi y Muñoz 1998). En el caso de secciones reforzadas de manera simétrica.

C-1 EJE 1 - A

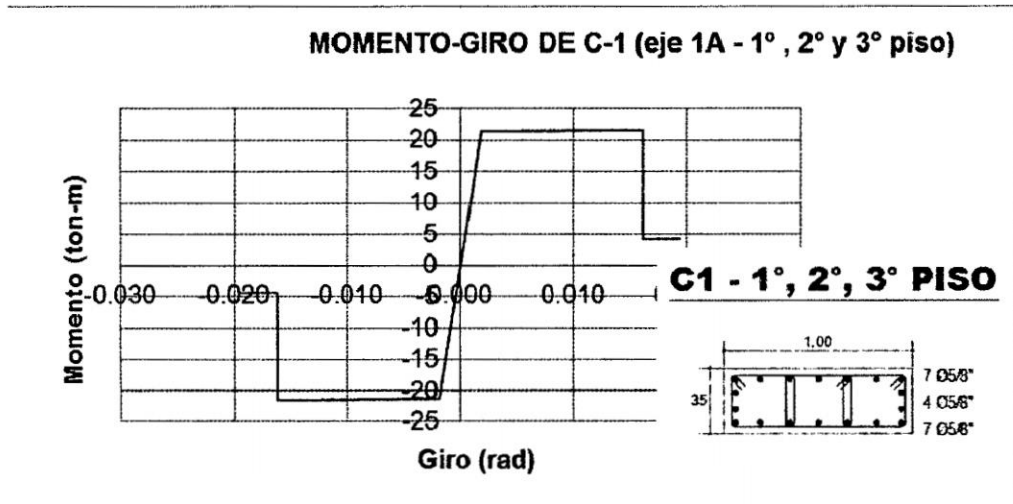


Figura. AD.1 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 1 - A (1°, 2° y 3° Piso)

C-3 EJE 1 - B

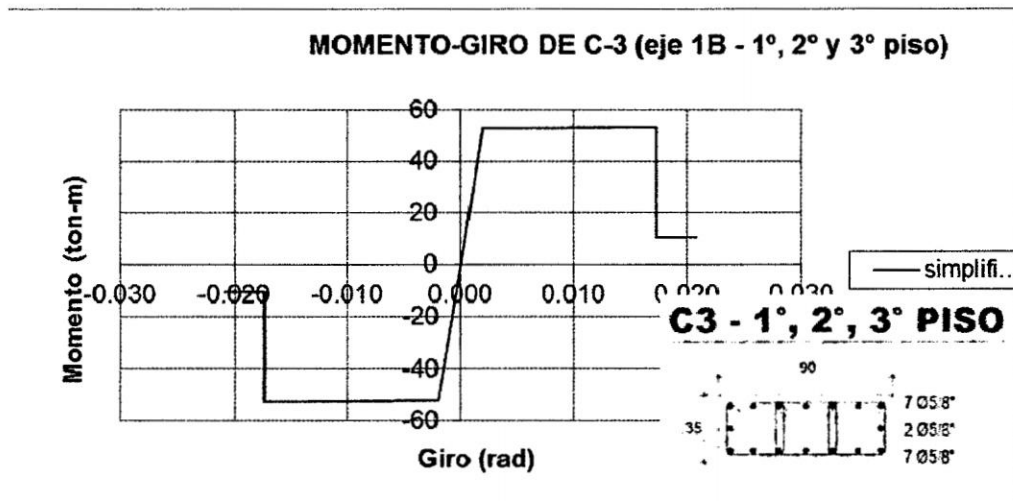


Figura. AD.2 Diagrama Momento-Giro de la columna C3 eje 1 - B (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 1 - C

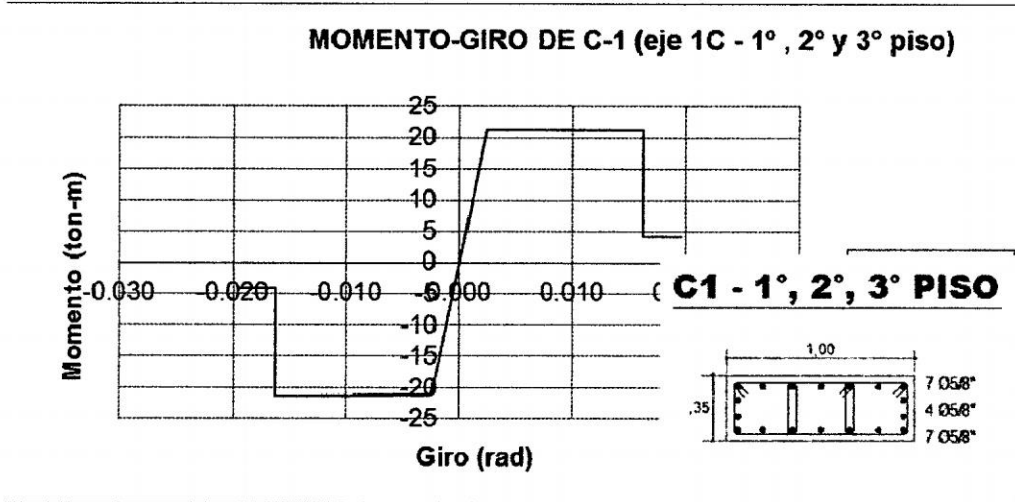


Figura. AD.3 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 1 – C (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 1 - D

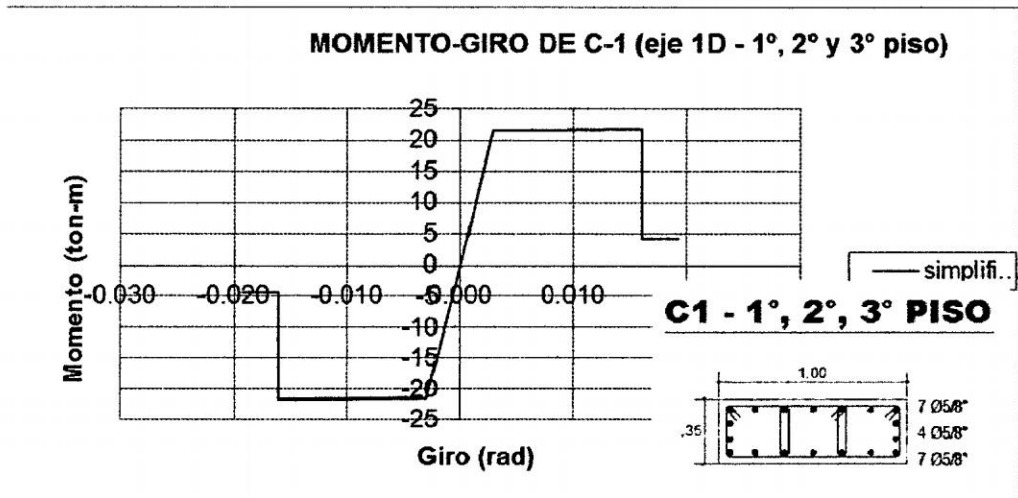


Figura. A4.4 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 1 – D (1°, 2° y 3° Piso)

C3 EJE 1 - E

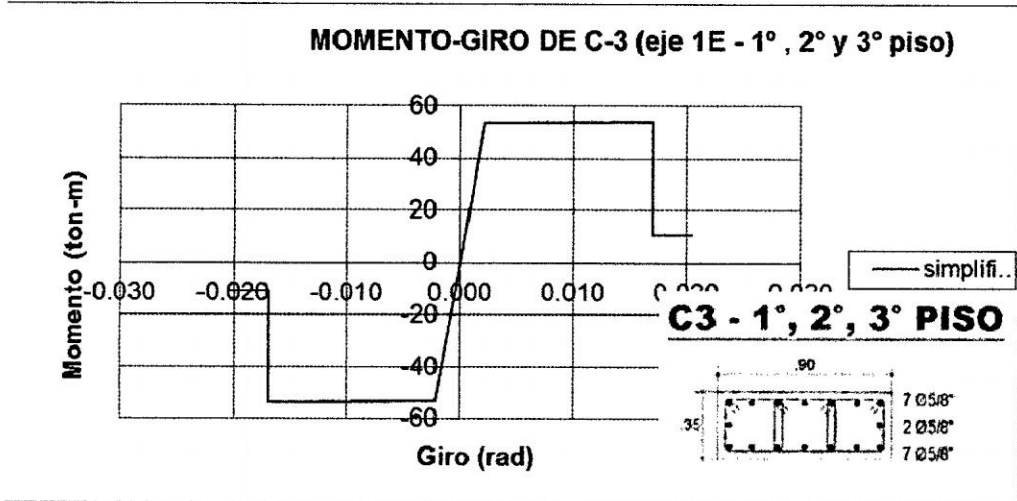


Figura. AD.5 Diagrama Momento-Giro de la columna C3 eje 1 – E (1º, 2º y 3º Piso)

C1 EJE 1 - F

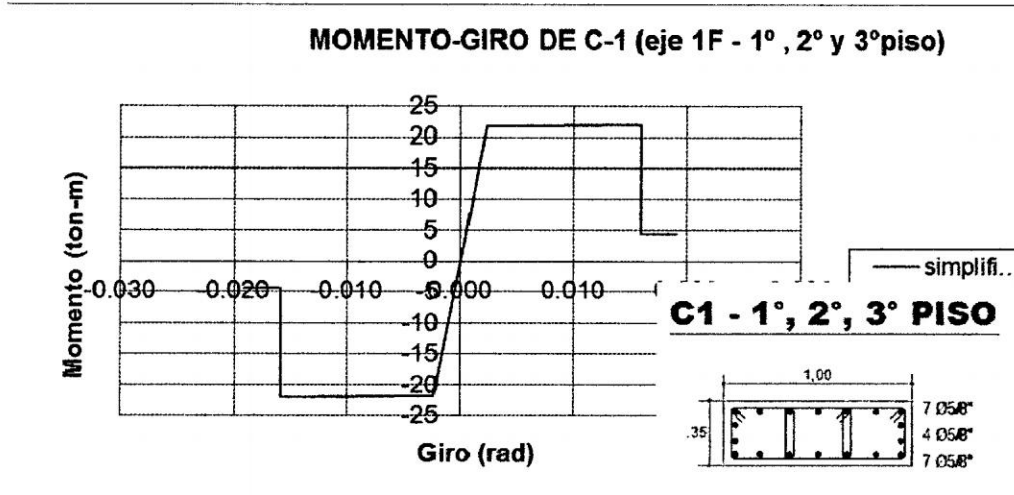


Figura. AD.6 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 1 – F (1º, 2º y 3º Piso)

C1 EJE 1 - G

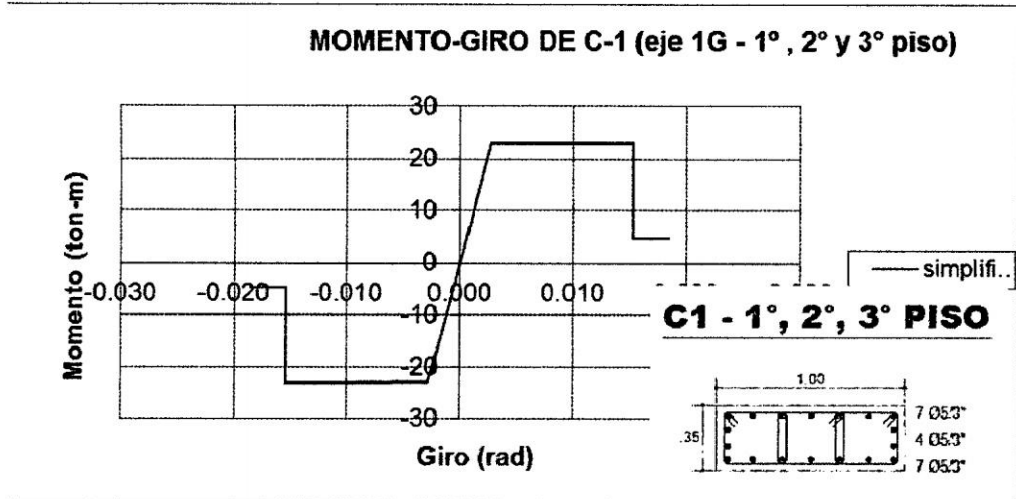


Figura. AD.7 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 1 - G (1°, 2° y 3° Piso)

C2 EJE 2 - A

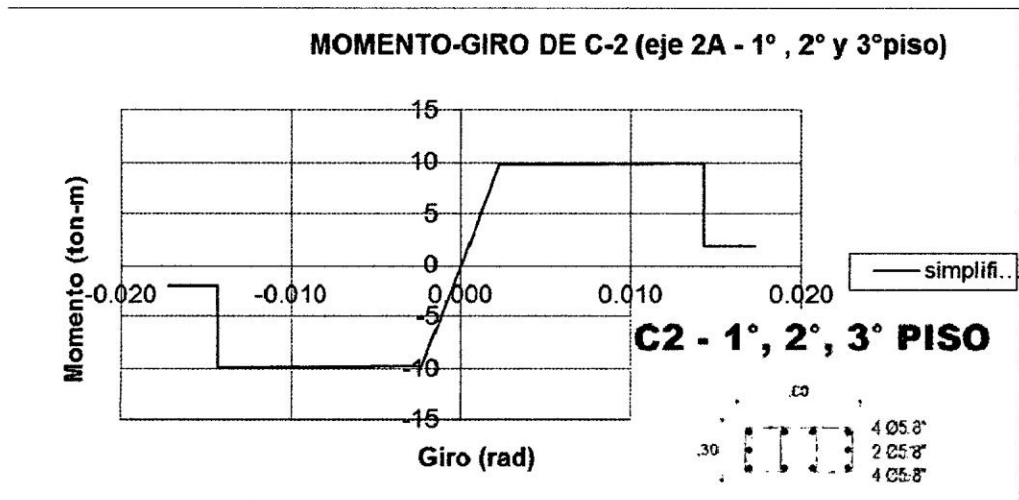


Figura. AD.8 Diagrama Momento-Giro de la columna C2 eje 2 - A (1°, 2° y 3° Piso)

C2 EJE 2 - D

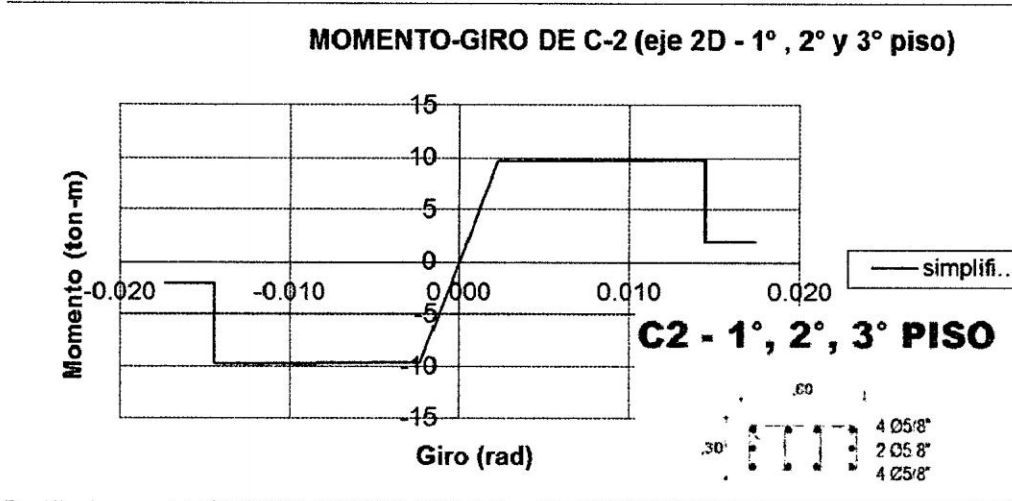


Figura. AD.9 Diagrama Momento-Giro de la columna C2 eje 2 - D (1°, 2° y 3° Piso)

C2 EJE 2 - G

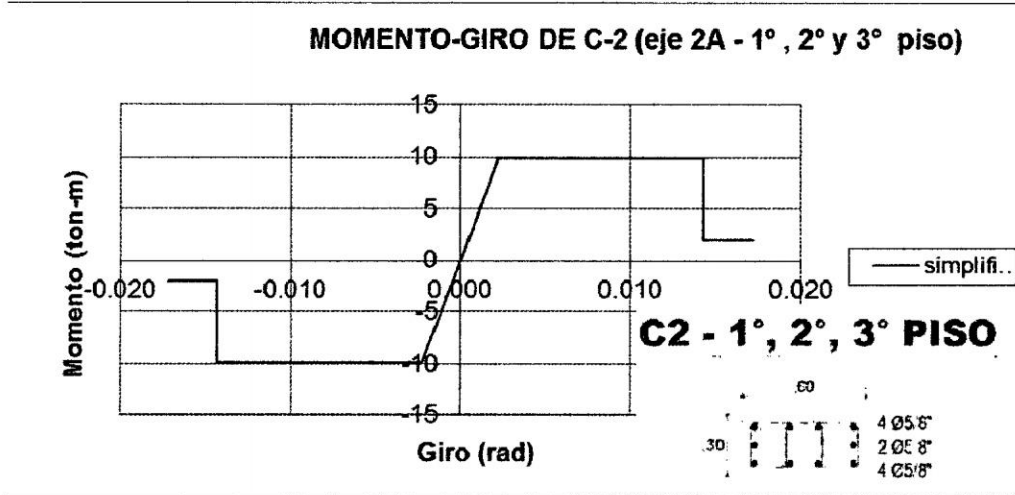


Figura. AD.10 Diagrama Momento-Giro de la columna C2 eje 2 - G (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 3 - A

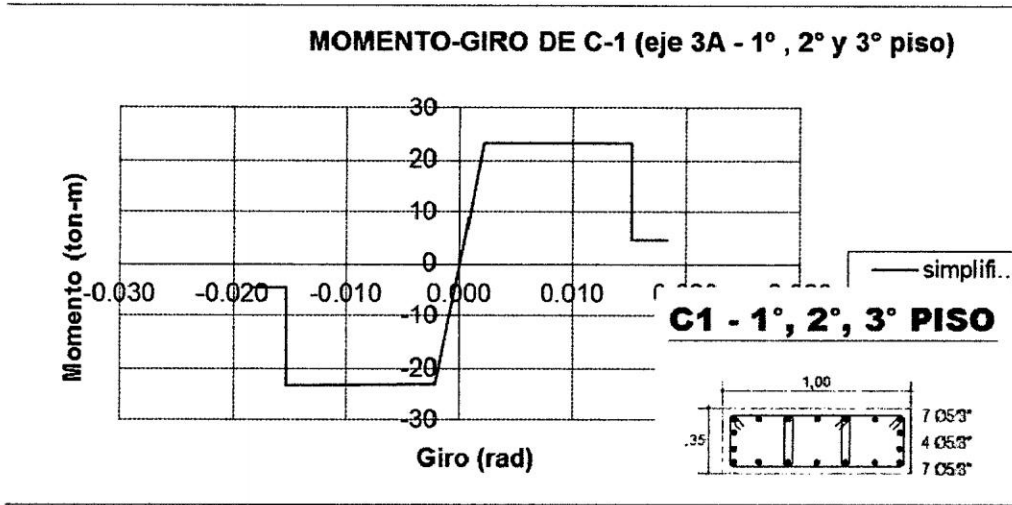


Figura. AD.11 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 3 - A (1°, 2° y 3° Piso)

C3 EJE 3 - B

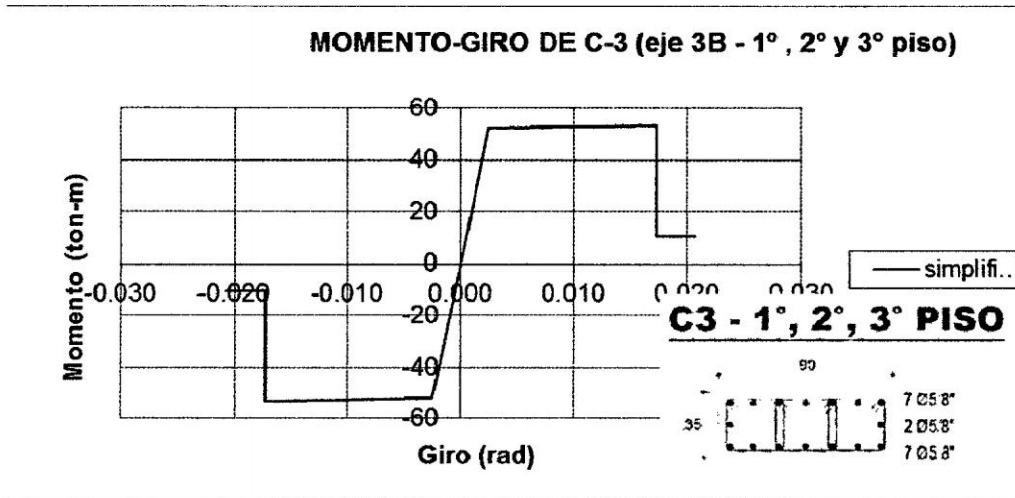


Figura. AD.12 Diagrama Momento-Giro de la columna C3 eje 3 - B (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 3 - C

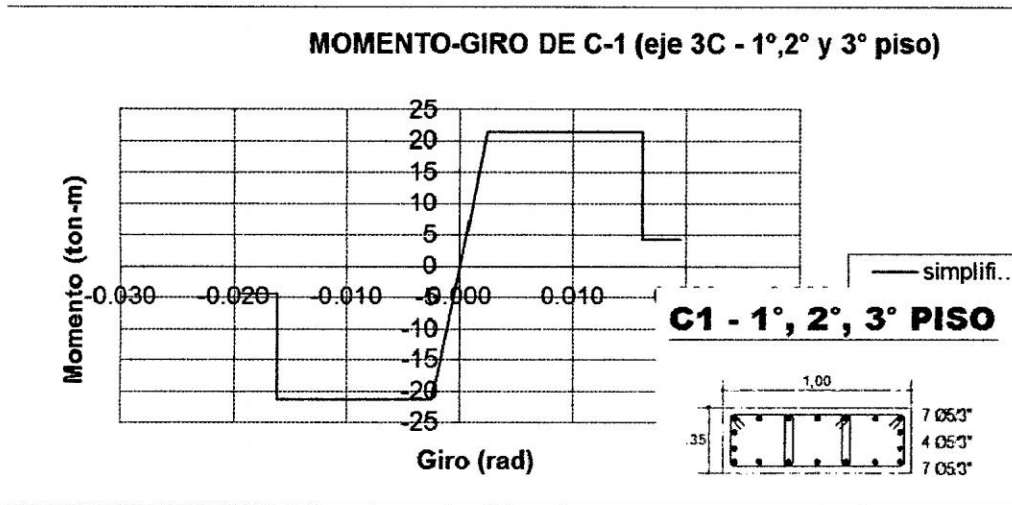


Figura. AD.13 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 3 – C (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 3 - D

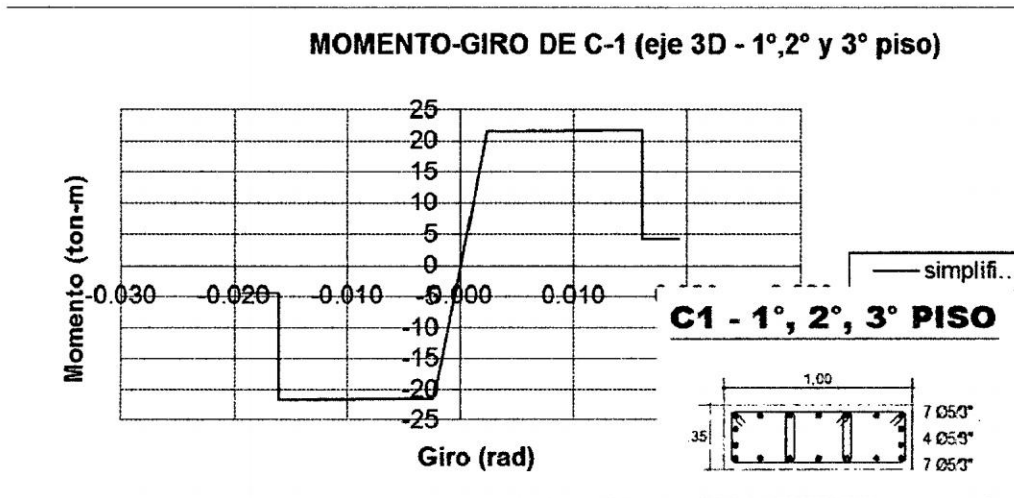


Figura. AD.14 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 3 – D (1°, 2° y 3° Piso)

C3 EJE 3 – E

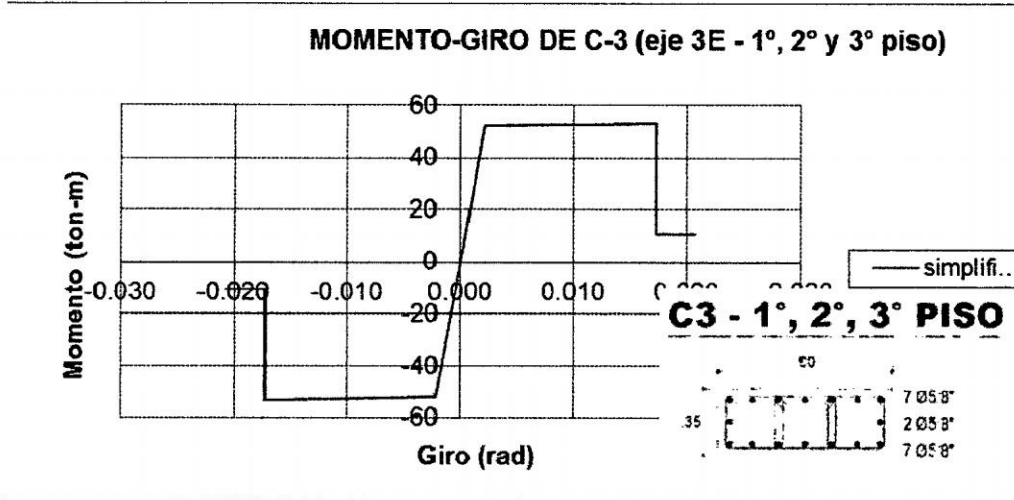


Figura. AD.15 Diagrama Momento-Giro de la columna C3 eje 3 – E (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 3 - F

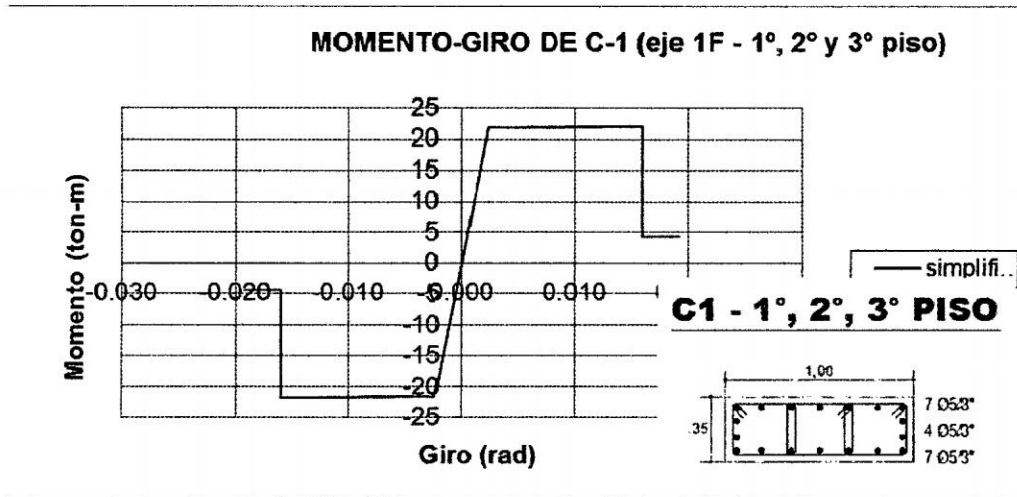


Figura. AD.16 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 3 – F (1°, 2° y 3° Piso)

C1 EJE 3 - G

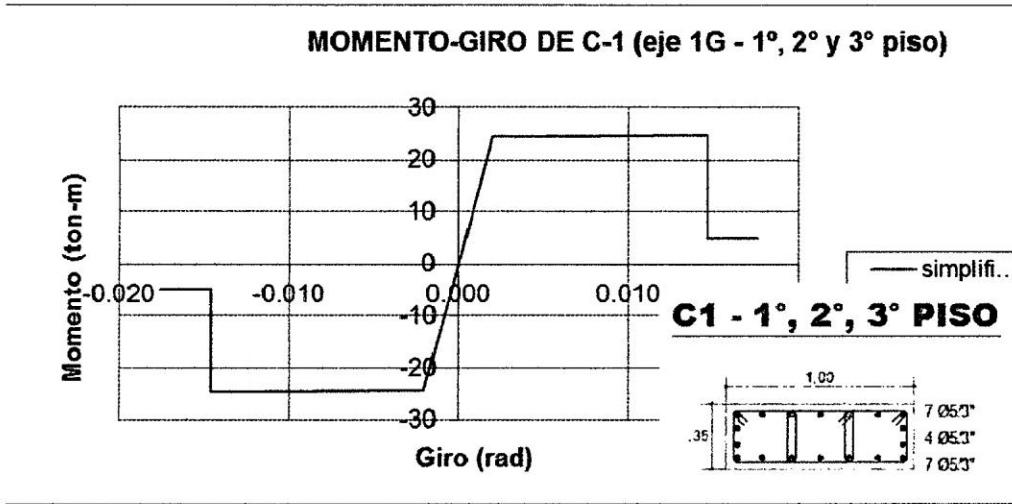


Figura. A4.17 Diagrama Momento-Giro de la columna C1 eje 3 – G (1°, 2° y 3° Piso)

Viga V-101 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

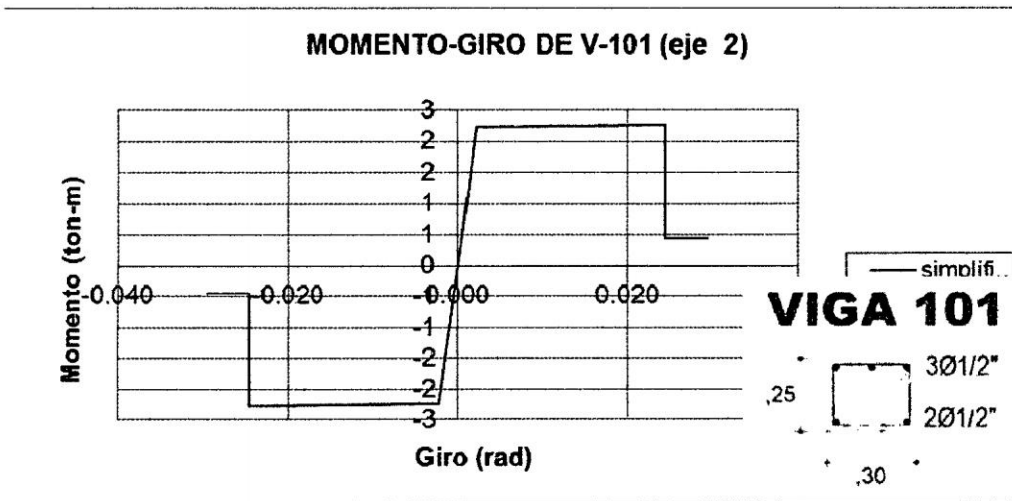


Figura. AD.18 Diagrama Momento-Giro de la sección izquierda de la viga V-101

Sección Central

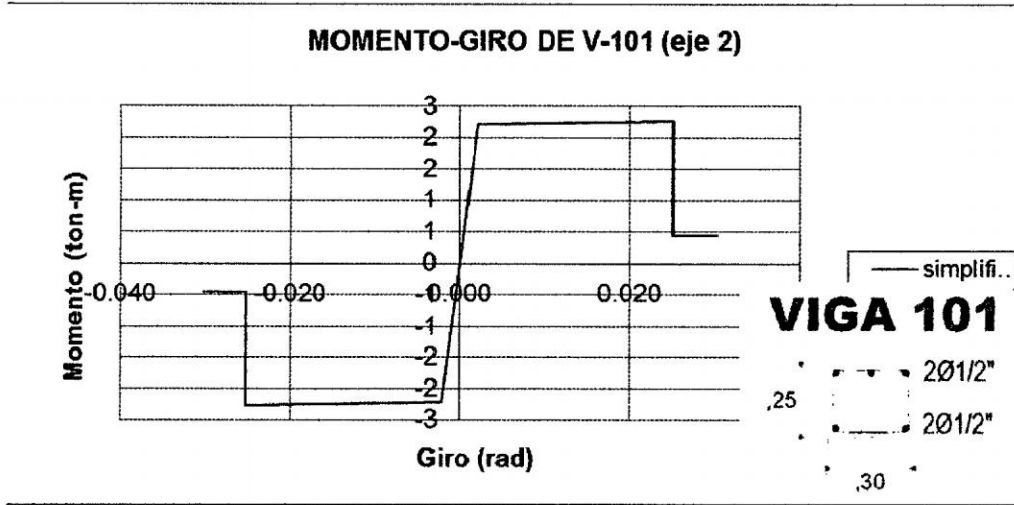


Figura. AD.19 Diagrama Momento-Giro de la sección Central de la viga V-101

Sección Derecha

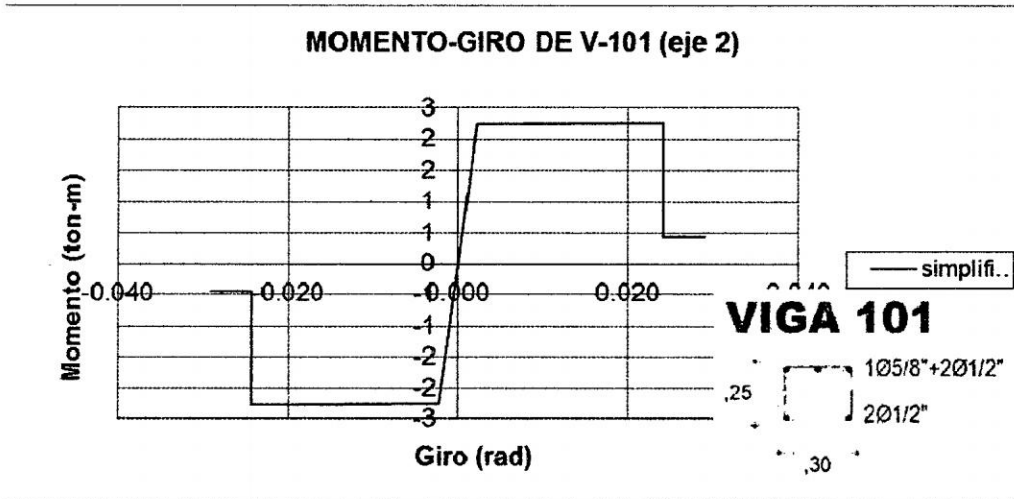


Figura. AD.20 Diagrama Momento-Giro de la sección Derecha de la viga V-101

VIGA 103 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

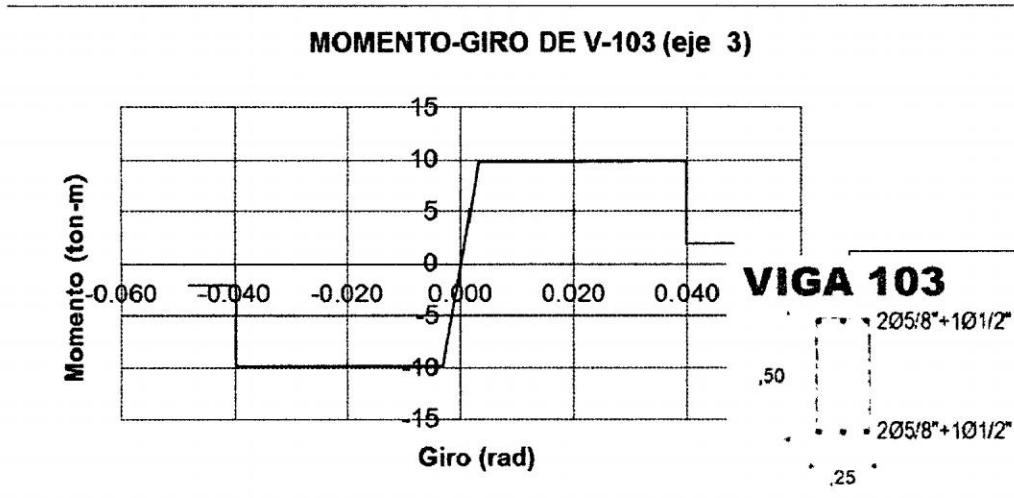


Figura. AD.21 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-103

Sección Central

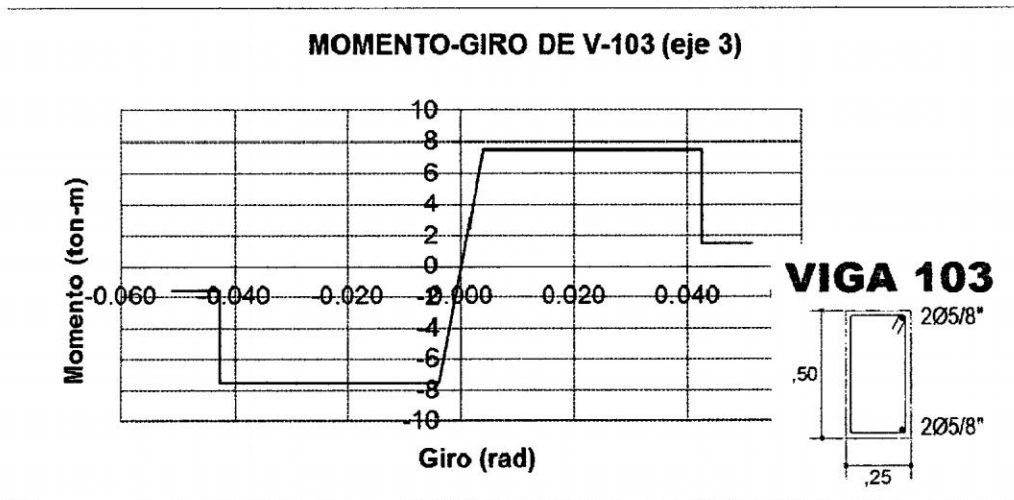


Figura. AD.22 Diagrama Momento-Giro de la sección Central de la viga V-103

Sección Derecha

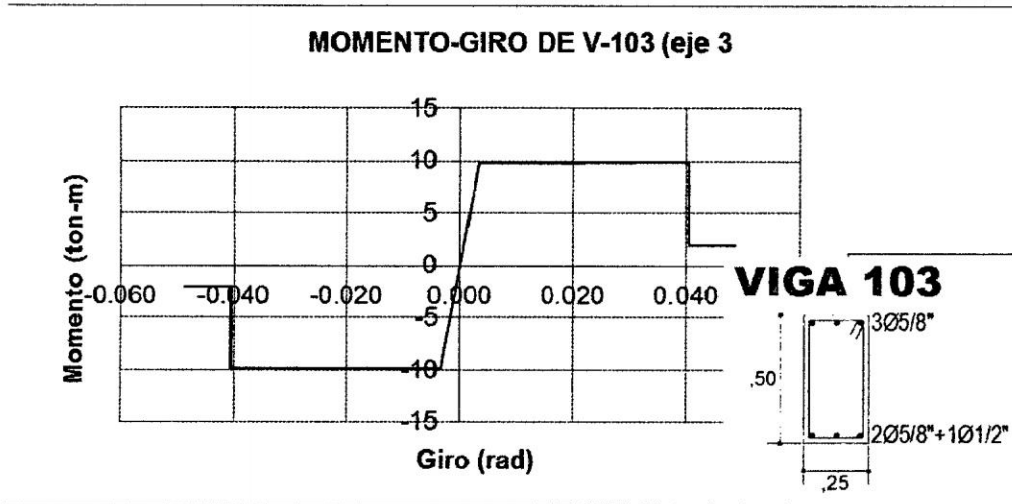


Figura. AD.23 Diagrama Momento-Giro de la sección Derecha de la viga V-103

VIGA 102 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda y Derecha

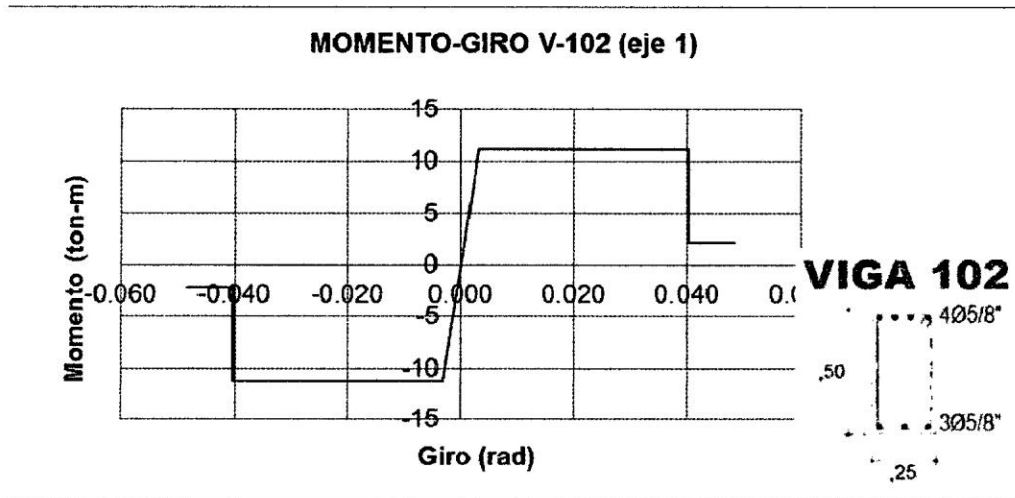


Figura. AD.24 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda y Derecha de la viga V-102

VIGA 100 (1°, 2° y 3° Piso)

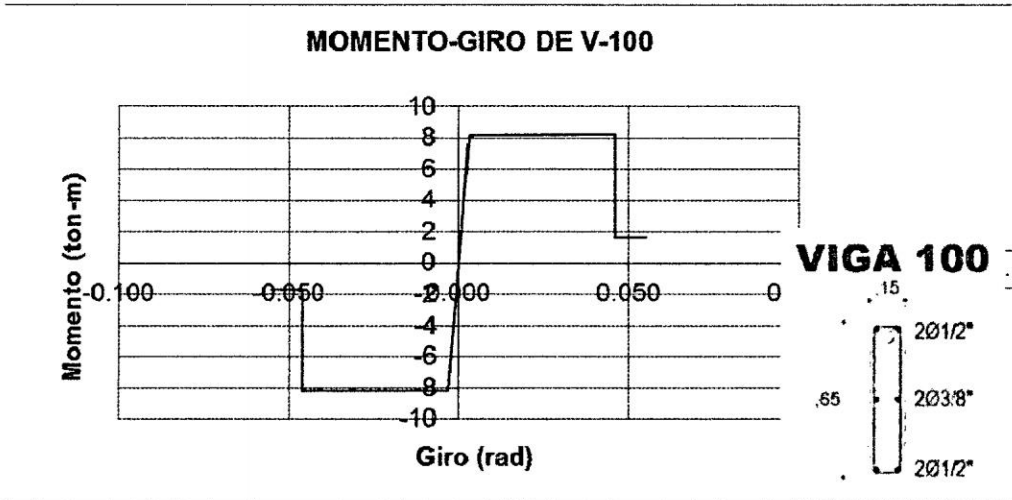


Figura. AD.25 Diagrama Momento-Giro de la viga V-100

VIGA 201 (3° Piso)

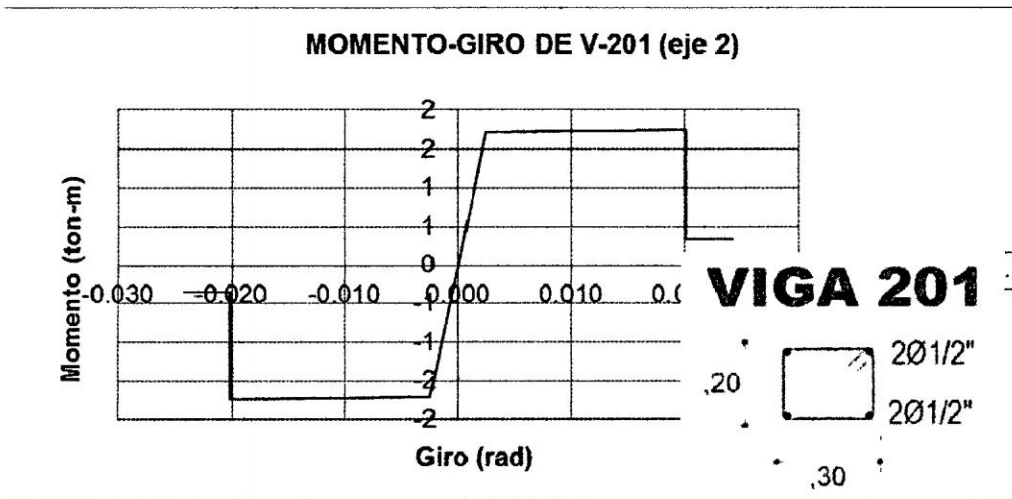


Figura. AD.26 Diagrama Momento-Giro de la viga V-201

VIGA 104 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

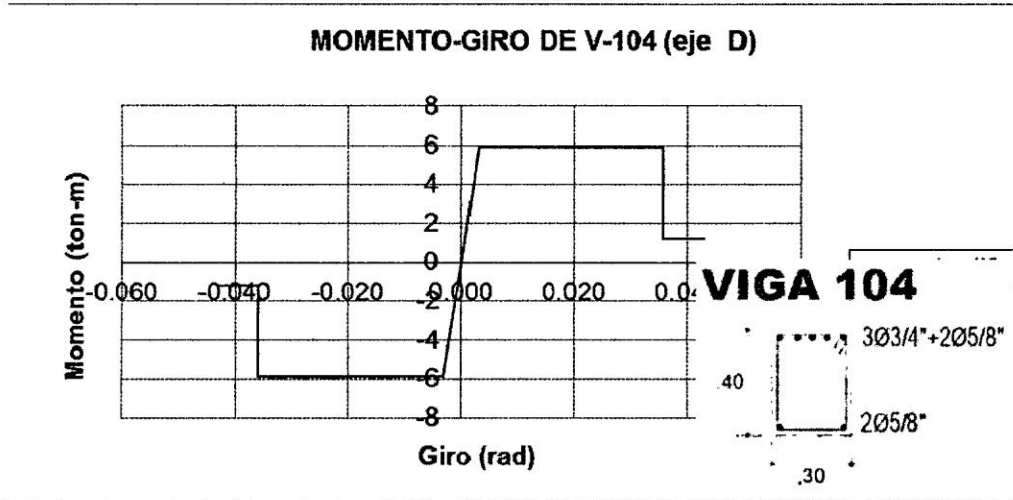


Figura. AD.27 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-104

Sección Central

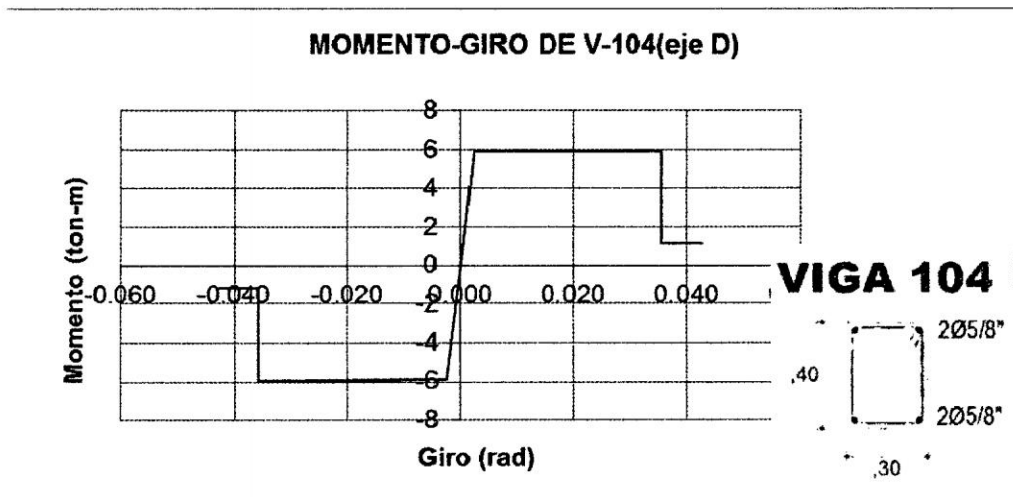


Figura. AD.28 Diagrama Momento-Giro de la sección Central de la viga V-104

Sección Izquierda

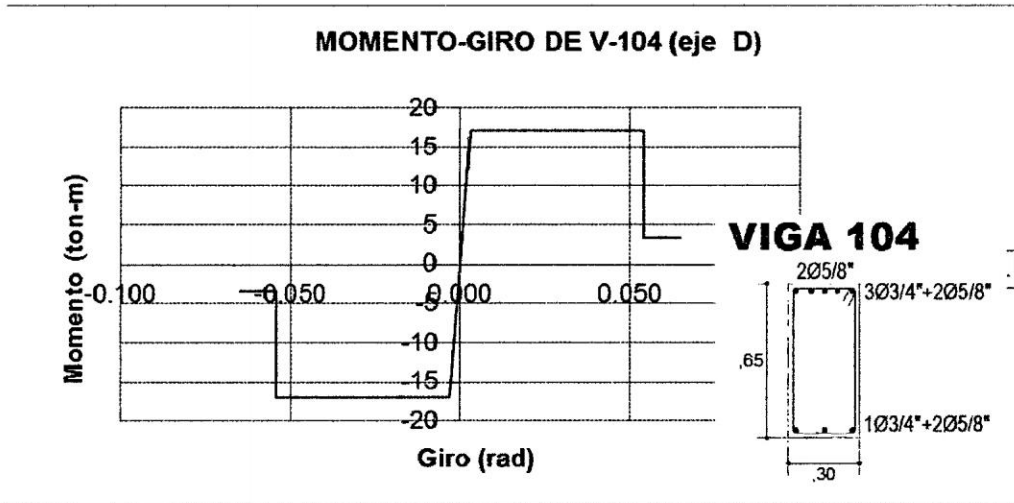


Figura. AD.29 Diagrama Momento-Giro de la sección izquierda de la viga V-104

VIGA 105 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

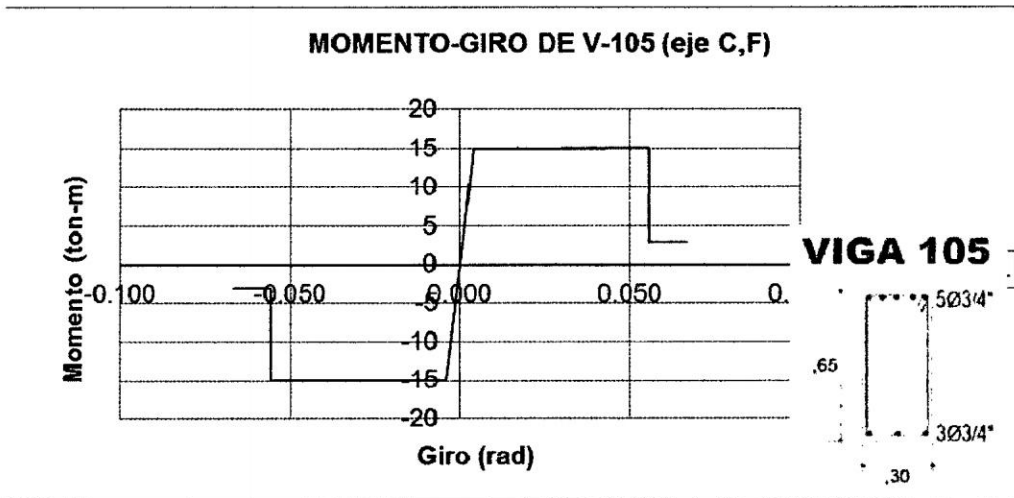


Figura. AD.30 Diagrama Momento-Giro de la sección izquierda de la viga V-105

Sección Central

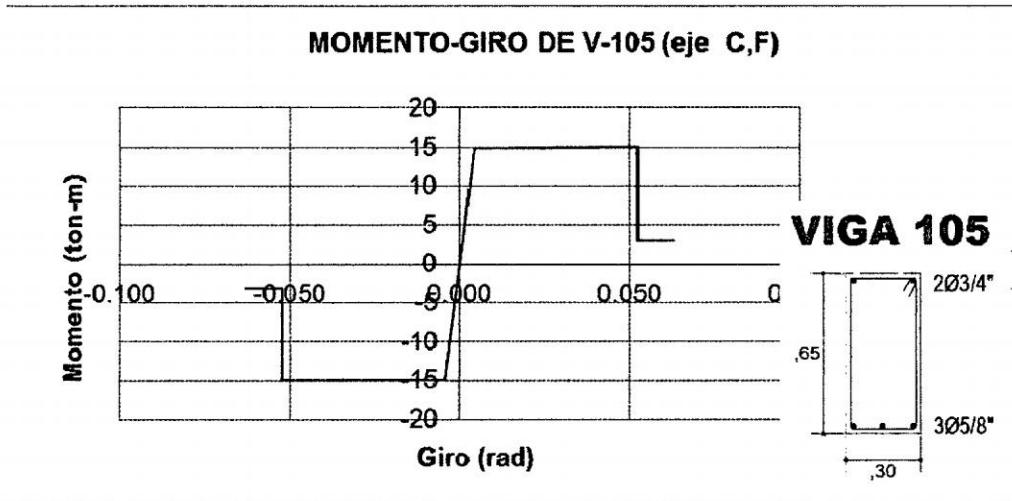


Figura. AD.31 Diagrama Momento-Giro de la sección Central de la viga V-105

Sección Derecha

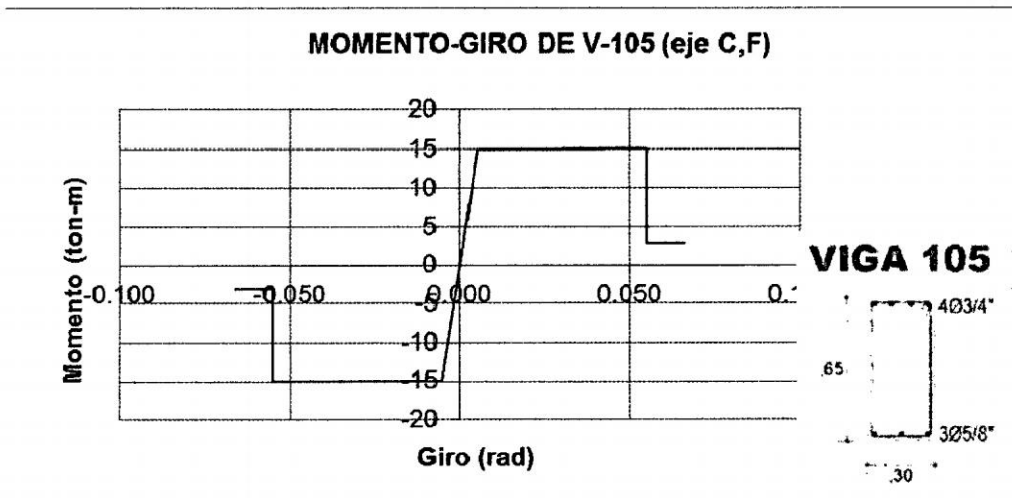


Figura. AD.32 Diagrama Momento-Giro de la sección Derecha de la viga V-105

VIGA 106 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

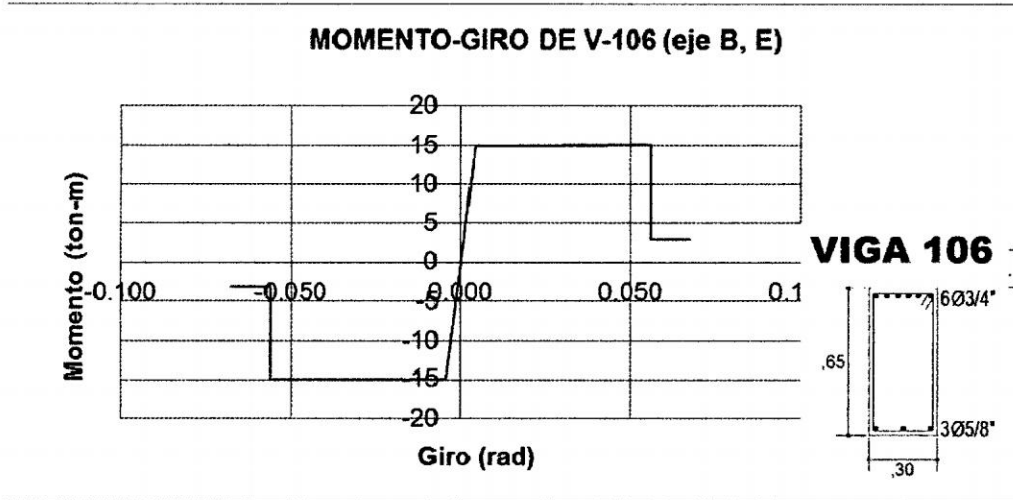


Figura. AD.33 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-106

Sección Central

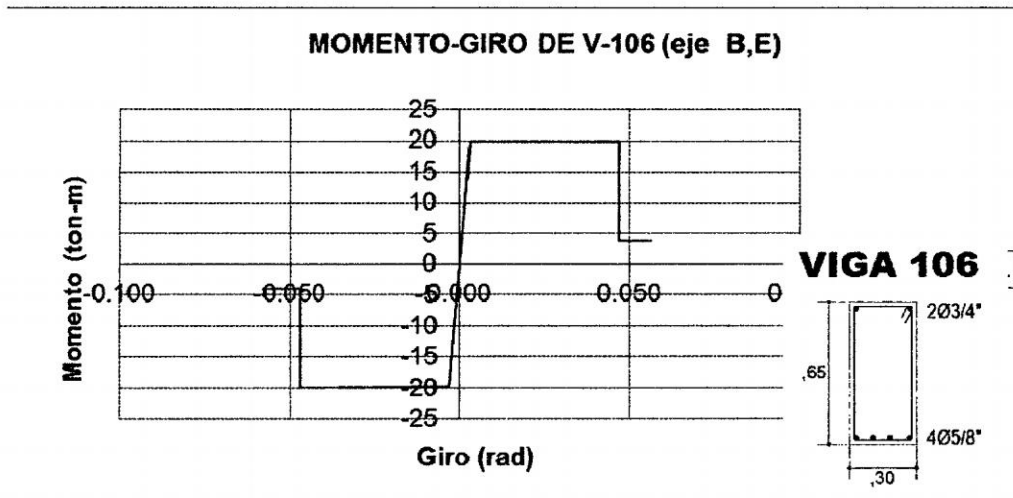


Figura. AD.34 Diagrama Momento-Giro de la sección Central de la viga V-106

VIGA 107 (1° y 2° Piso)

Sección Izquierda

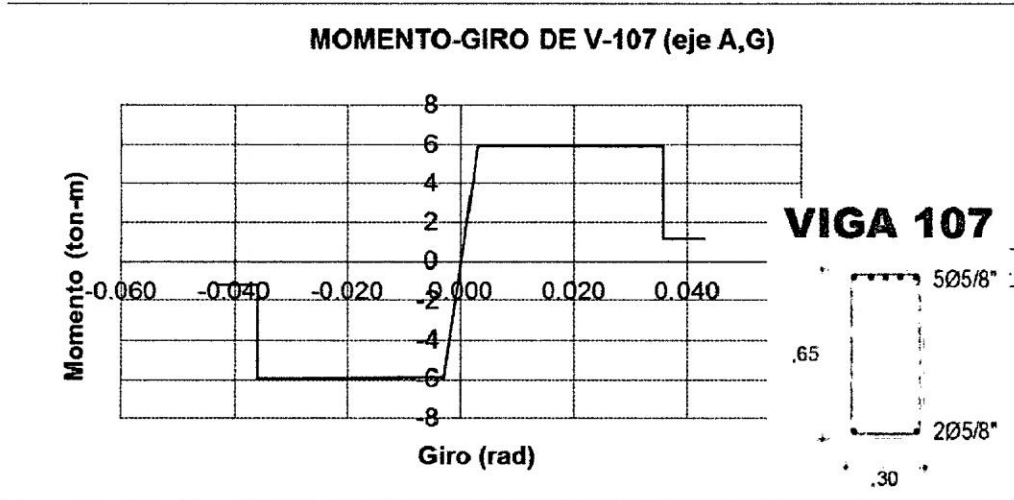


Figura. AD.35 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-107

Sección Izquierda

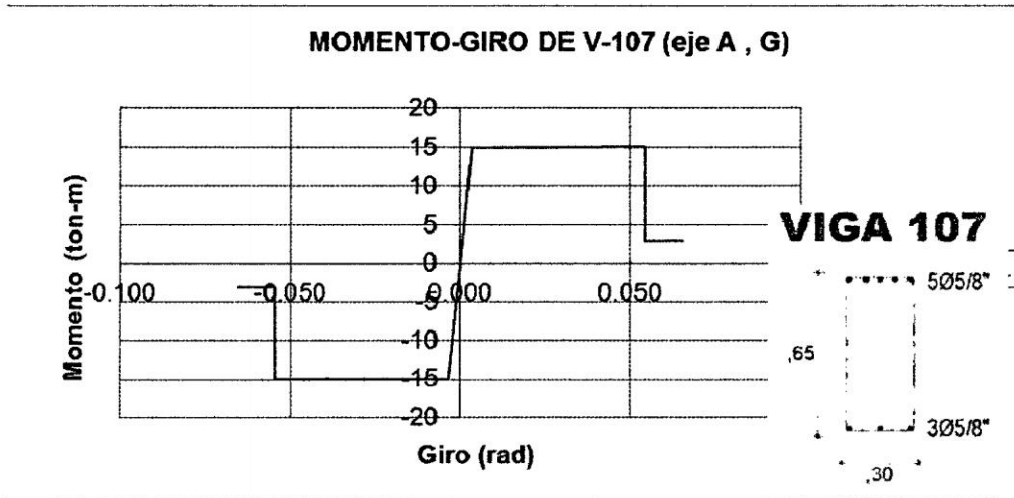


Figura. AD.36 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-107

VIGA 204 (3°Piso)

Sección Izquierda

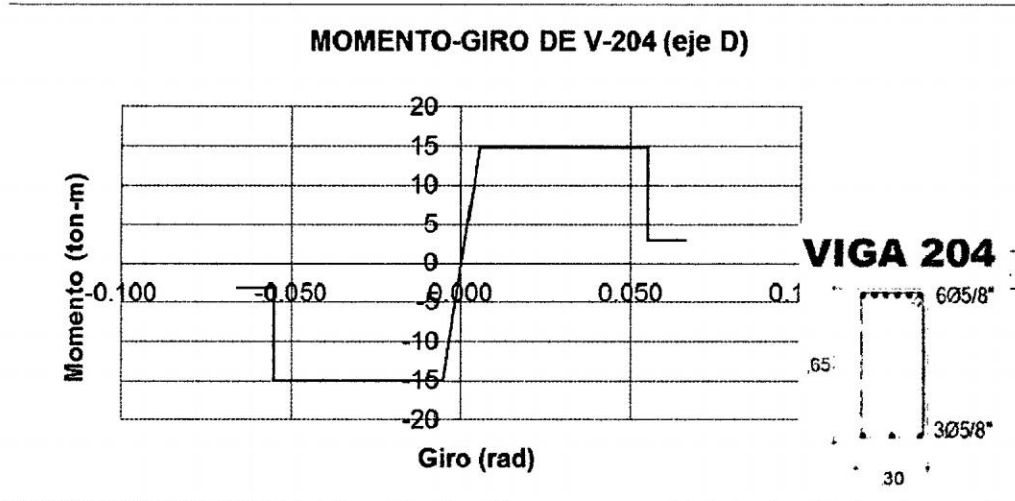


Figura. AD.37 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-204

Sección Izquierda

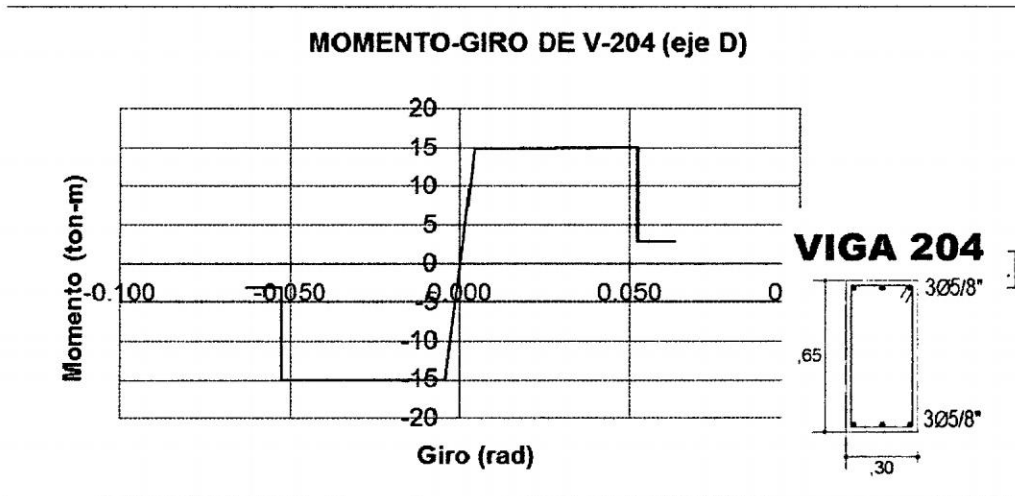


Figura. AD.38 Diagrama Momento-Giro de la sección Izquierda de la viga V-204

Apéndice E

RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO SELECCIONADO

En la figura AE.1 se muestra la curva de capacidad del edificio seleccionada, obtenida del análisis de desplazamientos incrementales y se indican los puntos importantes en la secuencia de formación de rotulas.

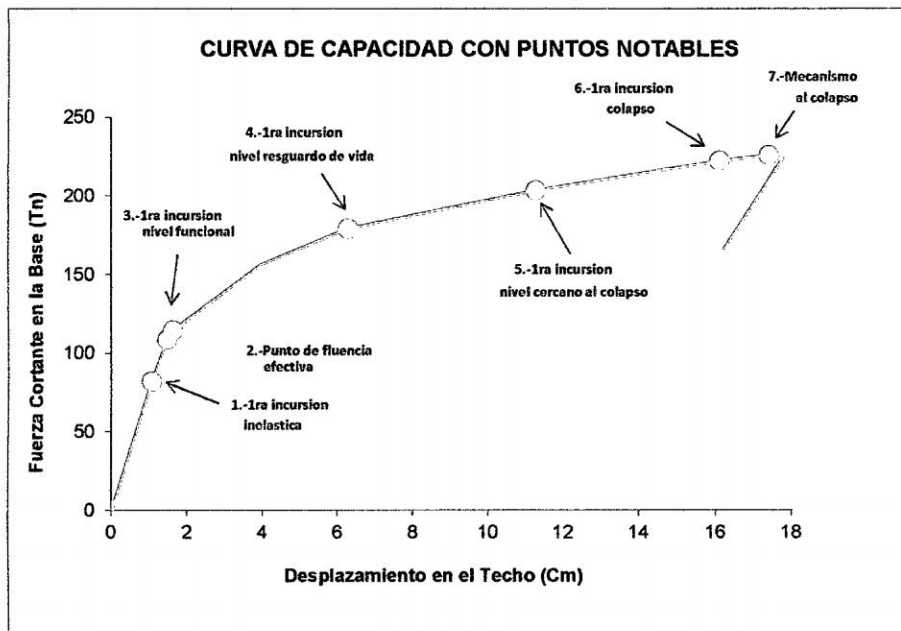


Figura. AE.1 Curva de Capacidad señalando Puntos Notables.

La figura AE.2 muestra la deformación del edificio luego de la aplicación de las cargas de gravedad. Se observa que no se han formado rótulas en ningún elemento.

Figura AE.2 Deformada ante cargas de gravedad

Apéndice E. RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

Las figuras AE.3 y AE.4 muestran la primera incursión inelástica en el primer piso y en el segundo piso respectivamente.

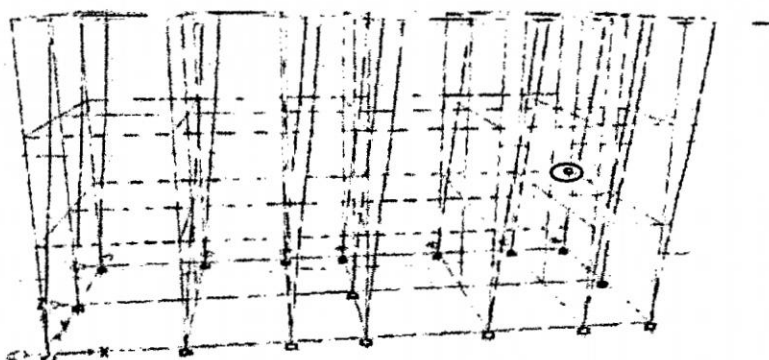


Figura AE.3 Primera incursión inelástica (1er piso)

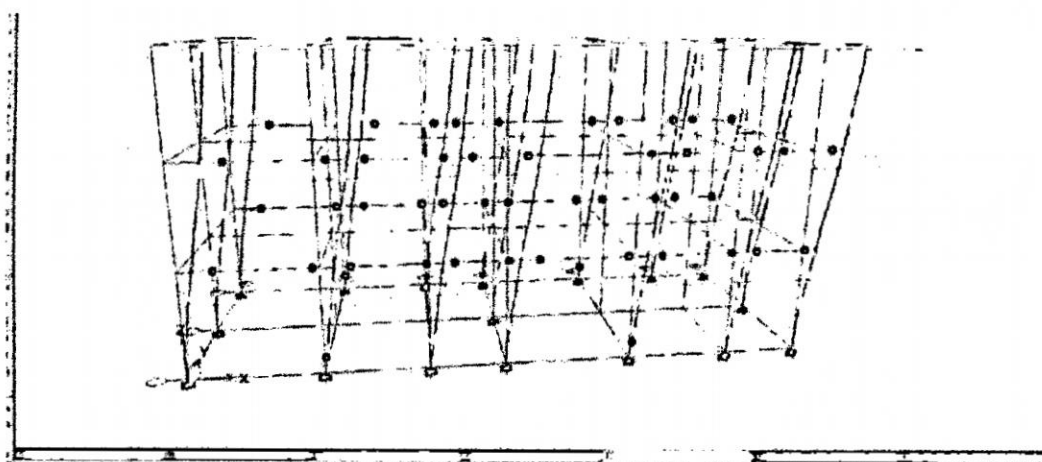


Figura AE.4 Primera incursión inelástica (2do piso)

Al incrementarse los desplazamientos, las rótulas alcanzan posniveles de comportamiento local, previos al colapso (Funcional, Resguardo de la Vida y cerca al colapso), como se muestran en las figuras AE.5, AE.6 y AE.7.

Apéndice E. RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO ESTUDIADO

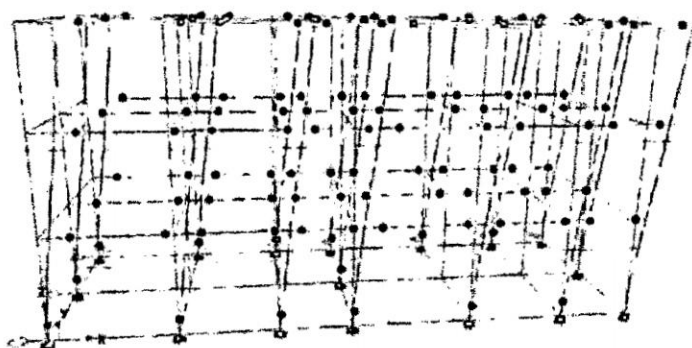


Figura AE.5 Primera incursión Nivel Funcional

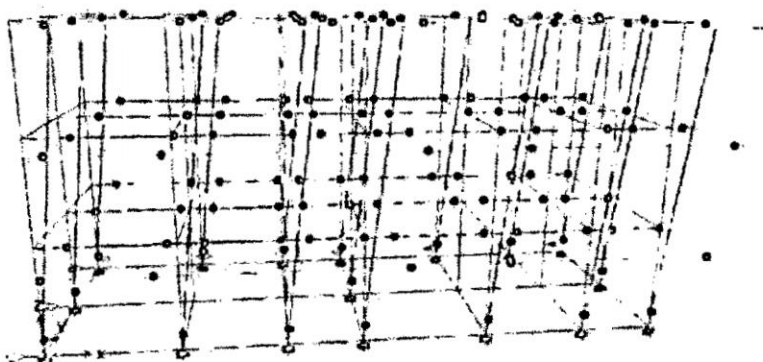


Figura AE.6 Primera incursión Nivel de Resguardo de Vida

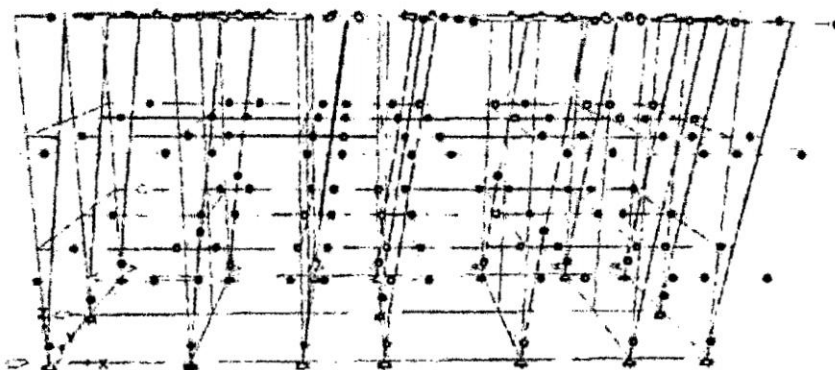


Figura AE.7 Primera incursión Nivel de Colapso

Apéndice E. RESULTADOS DEL ANÁLISIS INCREMENTAL DEL EDIFICIO
ESTUDIADO

La primera rótula en alcanzar el colapso se ubica en la base de las columnas del primer piso indicada en la figura AE.8.

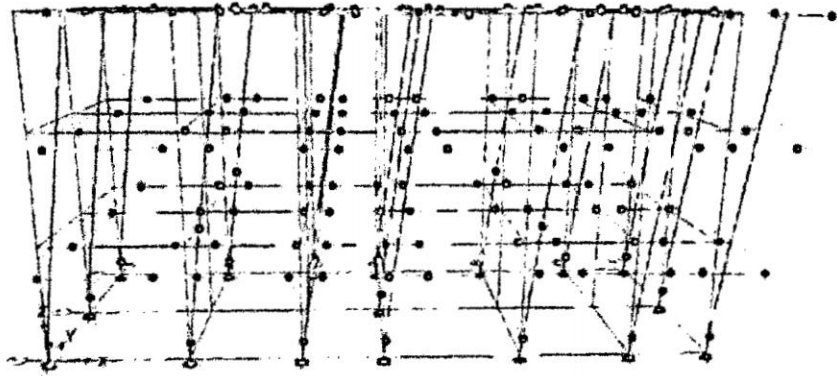


Figura AE.8 Incursión Colapso

Apéndice F

PLANOS

- Plano de Aulas Primera Planta Arquitectura.
- Plano de Aulas y Ss.hh Cimentación y Detalles.
- Plano de Aulas y Ss.hh Aligerado y Detalles.
- Plano de Aulas y Ss.hh Estructuras Vigas I.
- Plano de Aulas y Ss.hh Estructuras Vigas III.