

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO "2H"
DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Bach. JONATHAN DAVID ORRILLO ROJAS

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA - PERÚ

- 2014 -

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO “2H” DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

JONATHAN DAVID ORRILLO ROJAS

Cajamarca – Perú

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil



DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO “2H” DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. JONATHAN DAVID ORRILLO ROJAS

ASESOR:

Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

Cajamarca – Perú

2014

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN	2
1.2 PROBLEMA	2
1.3 HIPÓTESIS	2
1.4 JUSTIFICACIÓN	2
1.5 ALCANCES	3
1.6 OBJETIVOS.....	3
1.6.1 Objetivo General	3
1.6.2 Objetivos Específicos.....	3
1.7 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	4

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES.....	6
2.2 FUNDAMENTOS CIENTÍFICOS Y/O TECNOLÓGICOS	8
2.2.1 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	8
2.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	10
2.2.2.1 Propuesta del Comité VISION 2000	11
2.2.2.2 Propuesta del ATC-40	12
2.2.3 DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACIÓN Y NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA.....	20
2.2.3.1 Propuesta VISION 2000.....	21
2.2.3.2 Propuesta ATC-40	23
2.2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	25
2.2.5 CURVA DE CAPACIDAD	26
2.2.5.1 Fluencia Efectiva	29
2.2.5.2 Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad	30

2.2.5.3	Ductilidad.....	34
2.2.5.4	Sobrerresistencia	36
2.2.6	ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	37
2.2.7	ESPECTRO DE DEMANDA	39
2.2.8	ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO	41
2.2.8.1	Respuesta Elástica de Estructuras	42
2.2.8.2	Respuesta Inelástica de Estructuras	42
2.2.8.3	Procedimiento para Determinar el Punto de Desempeño.....	49
2.2.9	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES.....	52
2.3	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	54
2.3.1	Capacidad.....	54
2.3.2	Curva de Capacidad	54
2.3.3	Espectro de Capacidad.....	54
2.3.4	Demanda.....	54
2.3.5	Espectro de Demanda.....	54
2.3.6	Desempeño Estructural	55
2.3.7	Método del Espectro de Capacidad.....	55
2.3.8	Amenaza Sísmica	55
2.3.9	Edificaciones Esenciales.....	56
2.3.10	Nivel de Desempeño.....	56
2.3.11	Punto de Desempeño	56
2.3.12	Nudo de Control de Desplazamiento.....	57
2.3.13	Diagrama Momento - Giro.....	57
2.3.14	Rótula Plástica.....	57
2.3.15	Relación Momento - Curvatura	57
2.3.16	Ensayo Monotónico	58

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	UBICACIÓN GEOGRÁFICA	60
3.2	ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.3	PROCEDIMIENTO	60

3.3.1 Población y Muestra de Estudio.....	60
3.3.2 Tipo de Investigación.....	60
3.3.3 Tipo de Análisis.....	61
3.3.4 Recolección de Datos	61
3.3.5 Procesamiento de Datos	61
3.3.6 Análisis de Datos y Presentación de Resultados	62

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	64
4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	65
4.2.1 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto	65
4.2.2 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero.....	66
4.3 METRADO DE CARGAS.....	66
4.4 MODELO ESTRUCTURAL	66
4.5 DIAGRAMAS DE MOMENTO - GIRO.....	68
4.4.1 Diagramas de Momento - Giro para Columnas	74
4.4.2 Diagramas de Momento - Giro para Vigas Principales	79
4.4.3 Diagramas de Momento - Giro para Vigas Secundarias	88
4.6 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	94
4.6.1 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección "X"	94
4.6.1.1 Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad "X"	96
4.6.2 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección "Y"	97
4.9.7.1 Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad "Y"	99
4.7 ESPECTRO DE RESPUESTA.....	99
4.8 DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	101
4.8.1 Niveles de Desempeño Alcanzados por la Estructura para los Sismos Aplicados en Dirección "X"	101
4.8.2 Niveles de Desempeño Alcanzados por la Estructura para los Sismos Aplicados en Dirección "Y"	103
4.9 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	105
4.9.1 Calificación del Desempeño Sísmico Alcanzado	105

4.9.2 Desempeño Sísmico Esperado	106
4.9.3 Ductilidad	107
4.9.4 Resistencia.....	109
4.9.5 Capacidad Estructural	110
4.9.6 Desplazamiento lateral permisible según norma E.030 (RNE 2006).....	111
4.9.7 Estimación de Daños con HAZUS - MH 2.1	113
4.9.7.1 Tipo de Estructura Modelo	114
4.9.7.2 Niveles de Daño	115
4.9.7.3 Niveles de Diseño Sísmico	116
4.9.7.4 Curvas de Fragilidad Estructural	117
4.9.7.5 Estimación de Daños.....	121

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES.....	129
5.2 RECOMENDACIONES	131

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA	133
-------------------------------	-----

ANEXOS

Anexo N° 01: Ensayo de Esclerometría.....	138
Anexo N° 02: Metrado de Cargas	144
Anexo N° 03: Planos.....	157

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Tabla 2.1	Estados de Daño y Niveles de Desempeño (SEAOC 1995).....	12
Tabla 2.2	Niveles de Desempeño para Elementos Estructurales (ATC-40 1996)	15
Tabla 2.3	Niveles de Desempeño para Elementos No Estructurales (ATC-40 1996)...	17
Tabla 2.4	Niveles de Desempeño de la Edificación (ATC-40 1996)	18
Tabla 2.5	Niveles de Movimiento Sísmico (SEAOC 1995).....	21
Tabla 2.6	Niveles Recomendados de Desempeños Esperados (SEAOC 1995)	22
Tabla 2.7	Niveles de Movimiento Sísmico (ATC-40 1996)	24
Tabla 2.8	Valores para el Factor de Modificación del del Amortiguamiento "k" (ATC-40 1996).....	47
Tabla 2.9	Tipos de Comportamiento Estructural (ATC-40 1996).....	47
Tabla 2.10	Valores mínimos admisibles para SR_A y SR_V	48
Tabla 2.11	Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño (SEAOC 1995).....	52
Tabla 2.12	Rango de Desplazamiento Asociado a cada Nivel de Desempeño (SEAOC 1995).....	53

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Tabla 4.1	Valores de rigidez efectiva empleados en el Modelo (ATC-40 1996).....	67
Tabla 4.2	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-1.....	76
Tabla 4.3	Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-1	76
Tabla 4.4	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-2.....	77
Tabla 4.5	Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-2	77
Tabla 4.6	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-3.....	78
Tabla 4.7	Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-3	78

Tabla 4.8	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-1	81
Tabla 4.9	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-1	81
Tabla 4.10	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-2	82
Tabla 4.11	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-2	82
Tabla 4.12	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-3	83
Tabla 4.13	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-3	83
Tabla 4.14	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-4	84
Tabla 4.15	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-4	84
Tabla 4.16	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-5	85
Tabla 4.17	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-5	85
Tabla 4.18	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-6	86
Tabla 4.19	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-6	86
Tabla 4.20	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-7	87
Tabla 4.21	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-7	87
Tabla 4.22	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-1	90
Tabla 4.23	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-1.....	90
Tabla 4.24	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-2	91
Tabla 4.25	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-2.....	91
Tabla 4.26	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-3	92
Tabla 4.27	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-3.....	92

Tabla 4.28	Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-4	93
Tabla 4.29	Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-4.....	93
Tabla 4.30	Valores representativos de la Curva de Capacidad (Dirección "X").....	94
Tabla 4.31	Colores designados por el SAP2000 para los Niveles de Desempeño	96
Tabla 4.32	Puntos Relevantes de la Curva de Capacidad (Dirección "X")	97
Tabla 4.33	Valores representativos de la Curva de Capacidad (Dirección "Y").....	97
Tabla 4.34	Puntos Relevantes de la Curva de Capacidad (Dirección "Y").....	99
Tabla 4.35	Parámetros para la obtención del Espectro de Respuesta de acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030 (RNE 2006).....	100
Tabla 4.36	Coeficientes Sísmicos para cada Nivel de Movimiento Sísmico (Muñoz 1999)	101
Tabla 4.37	Puntos de Desempeño para los Movimientos Sísmicos indicados (Dirección "X")	102
Tabla 4.38	Comparación de los Niveles de Desempeño Alcanzados y los Niveles propuestos por la SEAOC (Dirección "X").....	103
Tabla 4.39	Puntos de Desempeño para los Movimientos Sísmicos indicados (Dirección "Y").....	103
Tabla 4.40	Comparación de los Niveles de Desempeño Alcanzados y los Niveles propuestos por la SEAOC (Dirección "X").....	104
Tabla 4.41	Desplazamientos de puntos relevantes de las Curvas de Capacidad	107
Tabla 4.42	Ductilidad Global de la Estructura.....	108
Tabla 4.43	Ductilidad Demandada de la Estructura	108
Tabla 4.44	Cortantes de los puntos relevantes de las Curvas de Capacidad	109
Tabla 4.45	Sobrerresistencia estructural respecto a la formación de la primera rótula y a la fluencia efectiva	109
Tabla 4.46	Sobrerresistencia Estructural asociada a los Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura.....	110
Tabla 4.47	Capacidad Estructural referida a Cortante Basal y Desplazamientos.....	111
Tabla 4.48	Desplazamiento Laterales (m) - Dirección "X"	111
Tabla 4.49	Derivas de Entrepiso (%) - Dirección "X"	112

Tabla 4.50	Desplazamiento Laterales (m) - Dirección "Y"	113
Tabla 4.51	Derivas de Entrepiso (%) - Dirección "Y"	113
Tabla 4.52	Tipos de Estructuras - Modelo de Edificio (HAZUS-MH 2.1 2003)	115
Tabla 4.53	Daño en Elementos Estructurales (HAZUS-MH 2.1 2003)	115
Tabla 4.54	Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques (HAZUS-MH 2.1 2003) ...	116
Tabla 4.55	Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos, tuberías y conductos (HAZUS-MH 2.1 2003).....	116
Tabla 4.56	Valores de " γ " en el umbral del nivel de daño para estructuras C1L (HAZUS - MH 2.1 2003)	117
Tabla 4.57	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C1L (HAZUS - MH 2.1 2003)	119
Tabla 4.58	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño No Estructural en Estructuras C1L (HAZUS - MH 2.1 2003).....	119
Tabla 4.59	Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño en Contenido en Estructuras C1L (HAZUS - MH 2.1 2003)	119
Tabla 4.60	Puntos de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura para los Niveles de Movimiento Sísmico considerados	121
Tabla 4.61	Estimación de Daños para los Niveles de Movimiento Sísmico E.030, Ocasional, Raro y Muy Raro en Direcciones "X" e "Y"	124

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 2.1	Ensayo Monotónico y Curva de Capacidad (Fernández 2006)	26
Figura 2.2	Patrones de Distribución de Cargas Laterales (Bonnet 2003)	27
Figura 2.3	Patrones de Desplazamientos y Nudo de Control en un Edificio (Bonnet 2003)	28
Figura 2.4	Representación del Análisis Pushover y Curva de Capacidad (Fernández 2006)	29
Figura 2.5	Punto de Fluencia Efectiva (Fernández 2006)	30
Figura 2.6	Rigidez Tangencial Horizontal para determinar el punto de fluencia de una estructura (Aguiar 2003)	31
Figura 2.7	Rigideces Tangentes para determinar el punto de fluencia de una estructura (Aguiar 2003)	31
Figura 2.8	Áreas Iguales para determinar el punto de fluencia de una estructura (Aguiar 2003)	32
Figura 2.9	Alternativa para determinar el Modelo Bilineal empleando Áreas Iguales (Aguiar 2003)	33
Figura 2.10	Ajuste con Mínimos Cuadrados para determinar el punto de fluencia de una estructura (Aguiar 2003)	34
Figura 2.11	Puntos notables en el cálculo de la ductilidad estructural (Fernández 2006)	35
Figura 2.12	Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente, Ocasional y Raro (Fernández 2006)	36
Figura 2.13	Cortantes asociadas a los sismos de demanda (Fernández 2006)	37
Figura 2.14	Espectro de Capacidad (Moreno 2006)	38
Figura 2.15	Espectro de Aceleración Elástico de la Norma Peruana (Fernández 2006)	39
Figura 2.16	Espectro de Demanda de la Norma Peruana (Fernández 2006)	40
Figura 2.17	Espectro de Demanda Sísmica (Moreno 2006)	41

Figura 2.18	Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico (Fernández 2006).....	42
Figura 2.19	Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño en el Rango Inelástico (Merino 2013).....	43
Figura 2.20	Derivación del Amortiguamiento (ATC-40 1996)	44
Figura 2.21	Derivación de la Energía Disipada por Amortiguamiento (ATC-40 1996) .	45
Figura 2.22	Reducción del Espectro de Demanda Elástico (Fernández 2006)	49
Figura 2.23	Procedimiento para hallar el EDAV (Fernández 2006).....	50
Figura 2.24	Reducción del espectro elástico de demanda (Fernández 2006).....	50
Figura 2.25	Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante (Fernández 2006)	51
Figura 2.26	Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV (Fernández 2006)	51
Figura 2.27	Sectorización de la Curva de Capacidad (SEAOC 1995).....	53

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Figura 4.1	Vista exterior del Edificio 2H – Ingeniería en Industrias Alimentarias	64
Figura 4.2	Idealización del daño en vigas (Fernández 2006).....	68
Figura 4.3	Longitud plástica (Fernández 2006).....	69
Figura 4.4	Obtención del Diagrama Momento – Giro (Fernández 2006).....	69
Figura 4.5	Sección de análisis C-1 dibujada en el Section Designer del SAP2000	70
Figura 4.6	Diagrama Momento – Curvatura para C-1 generado por el SAP2000	71
Figura 4.7	Diagrama Momento-Giro Simplificado (Fernández 2006)	71
Figura 4.8	Identificación de respuestas límites en una Columna (FEMA 2000).....	72
Figura 4.9	Identificación de respuestas límites en una Viga (FEMA 2000)	72
Figura 4.10	Modelado de rótulas plásticas en vigas y columnas (Fernández 2006)	73
Figura 4.11	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Columnas de los pórticos A y H	74
Figura 4.12	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Columnas de los pórticos B, C, D, E, F y G	75
Figura 4.13	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Columna C-1	76
Figura 4.14	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Columna C-2	77

Figura 4.15	Diagrama Momento-Giro de las rótula en Columna C-3.....	78
Figura 4.16	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Principales de los Pórticos A y H	79
Figura 4.17	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Principales de los Pórticos B, C F y G	80
Figura 4.18	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas en las Vigas Principales de los Pórticos D y E	80
Figura 4.19	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-1.....	81
Figura 4.20	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-2.....	82
Figura 4.21	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-3.....	83
Figura 4.22	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-4.....	84
Figura 4.23	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-5.....	85
Figura 4.24	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-6.....	86
Figura 4.25	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-7.....	87
Figura 4.26	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Secundarias de los Pórticos 1 y 3	88
Figura 4.27	Denominación de secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Secundarias del Pórtico 2.....	89
Figura 4.28	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-1	90
Figura 4.29	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-2	91
Figura 4.30	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-3	92
Figura 4.31	Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-4	93
Figura 4.32	Curva de Capacidad (Sismo en "X")	95
Figura 4.33	Estructura Deflectada, Nudo de Control y Rótulas Plásticas (Sismo en "X")	95
Figura 4.34	Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad (Sismo en "X")	96
Figura 4.35	Curva de Capacidad (Sismo en "Y")	98
Figura 4.36	Estructura Deflectada, Nudo de Control y Rótulas Plásticas (Sismo en "Y")	98

Figura 4.37	Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad (Sismo en “Y”)	99
Figura 4.38	Espectro de Respuesta Calculado	100
Figura 4.39	Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura (Dirección “X”)	102
Figura 4.40	Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura (Dirección “Y”).....	104
Figura 4.41	Desplazamientos Laterales (Dirección “X”)	112
Figura 4.42	Derivas de Entrepiso (Dirección “X”)	112
Figura 4.43	Desplazamientos Laterales (Dirección “Y”)	113
Figura 4.44	Derivas de Entrepiso (Dirección “Y”)	113
Figura 4.45	Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto DAÑO ESTRUCTURAL – Estructuras C1L	120
Figura 4.46	Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto DAÑO NO ESTRUCTURAL – Estructuras C1L	120
Figura 4.47	Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto DAÑO EN CONTENIDO – Estructuras C1L	121
Figura 4.48	Estimación de Daños para Nivel de Movimiento Sísmico E.030 en Dirección “X”	122

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo “Evaluar y determinar el Nivel de Desempeño Sismorresistente del Edificio ‘2H’ de la Universidad Nacional de Cajamarca”, aplicando los criterios del Comité VISION 2000 y el Procedimiento B del ATC – 40, el cual se apoya en el Análisis Estático No Lineal y además es el más usado. Se determinó que la estructura presenta gran resistencia y buena ductilidad frente a cargas laterales. Los Niveles de Desempeño Sísmico alcanzados por el edificio *no satisfacen* las recomendaciones de la SEAOC para Niveles de Movimiento Sísmico Ocasionales, pero sí lo hacen para los Niveles de Movimiento Sísmico Raro y Muy Raro. Para todos estos movimientos sísmicos e incluso para un sismo frecuente (E.030), la estructura incursionará en el rango no lineal y se espera sufra daños importantes.

Palabras Clave: Análisis Estático No Lineal, Nivel de Desempeño, Curva de Capacidad, Espectro de Capacidad, Espectro de Demanda.

ABSTRACT

This research has as main objective the "Assess and determine the Level of Seismic Performance of the '2H' Building from the National University of Cajamarca" using the Performance-Based Seismic Design, using the criteria of VISION 2000 Committee and the Procedure B of the ATC-40, which is based by the Static Nonlinear Analysis and is also the most used. It was determined that the structure has high strength and good ductility front to lateral loads. Seismic Performance Levels achieved by the building does not meet SEAOC recommendations for Levels of Seismic Motion Operational, but they do for Seismic Motion Levels Rare and Very Rare. For all these earthquakes and even for frequent earthquakes, the structure will enter the non-linear range and is expected that it suffers major damage.

Key Words: Nonlinear Static Analysis, Performance Level, Capacity Curve, Capacity Spectrum, Spectrum Demand.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Hoy en día la tendencia mundial es la de incorporar la metodología de Diseño Sísmico Basado en el Desempeño tanto para el diseño de estructuras nuevas como a las ya existentes. Dicha metodología busca concebir estructuras con un comportamiento dinámico predecible para cualquier nivel de demanda sísmica, permitiendo ciertos estados límites de daño.

La presente investigación utilizó la metodología del Diseño Sísmico Basado en el Desempeño, aplicando los criterios del documento VISION 2000, para la evaluación sísmica del Edificio "2H" de la Universidad Nacional de Cajamarca.

1.2 PROBLEMA

El problema que da origen a la presente investigación se formula así:

***¿Cuál es el Desempeño Sismorresistente del Edificio "2H"
de la Universidad Nacional de Cajamarca?***

1.3 HIPÓTESIS

El Desempeño Sismorresistente del Edificio "2H" de la Universidad Nacional de Cajamarca, es **satisfactorio** para los niveles de movimiento sísmico propuestos por el Comité VISION 2000 – SEAOC.

1.4 JUSTIFICACIÓN

La importancia de la investigación radica en que se determinó la respuesta o capacidad que desarrollará el Edificio "2H" frente a la ocurrencia de ciertos tipos de sismos, así como también se determinó la forma en que dicha estructura incursionará en el rango plástico ante las sollicitaciones

sísmicas. Con la realización de la presente investigación se puede predecir e identificar los estados límites de servicio.

1.5 ALCANCES

La presente investigación muestra la forma en la que la estructura propuesta para el análisis se comporta frente a la ocurrencia de un evento sísmico y evalúa la forma en la que dicha estructura incursiona en el rango inelástico.

Los resultados obtenidos dependen de las propiedades de los elementos estructurales y de la demanda sísmica que se filtró en el modelo y no de la forma en que la estructura interactúa con el terreno de fundación, ya que el análisis realizado no contempla este importante concepto.

El análisis para determinar el desempeño del Edificio (Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover) se basó en criterios tomados de procedimientos propuestos por las instituciones **FEMA** (Federal Emergency Management Agency) y **ATC** (Applied Technology Council).

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo General

Evaluar y determinar el Nivel de Desempeño Sismorresistente del Edificio "2H" (Escuela Académico Profesional de Ingeniería en Industrias Alimentarias) de la Universidad Nacional de Cajamarca.

1.6.2 Objetivos Específicos

- a. Determinar la capacidad estructural de la edificación, utilizando el Análisis Estático No Lineal (Análisis "Pushover").

- b. Determinar el Punto de Desempeño Sísmico de la edificación, mediante el Método del Espectro de Capacidad – Procedimiento B del ATC-40.

1.7 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

- CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN. Contiene el Contexto y el Problema (Pregunta Principal e Hipótesis), la Justificación, los Alcances de la Investigación y sus Objetivos.
- CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO. Contiene Antecedentes Teóricos de la Investigación, Bases Teóricas y Definición de Términos Básicos.
- CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS. Describe el Procedimiento, el Tratamiento y Análisis de Datos y la Presentación de Resultados.
- CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Describe, explica y discute los resultados de la investigación.
- CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.
- ANEXOS.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

El diseño sismorresistente busca evitar el colapso de las estructuras durante movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio y que además éstas no presenten daños fuera de los límites aceptables, durante sismos moderados, es decir frecuentes, durante la mencionada vida útil (RNE 2006, Viera 2004).

Sin embargo, los resultados de los sismos ocurridos desde 1970 en diversas partes del mundo, sugiere que estos objetivos no se han alcanzado. Sismos moderados han llevado al colapso de estructuras o dañaron a los elementos estructurales tanto que fue necesario reforzar la estructura.

Estos resultados han enfatizado la necesidad de replantear las metodologías de diseño sismorresistente. Es así que, la filosofía de diseño por desempeño se ha constituido como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que satisfagan las necesidades de las sociedades modernas (Viera 2004).

En 1992 se iniciaron esfuerzos para la elaborar códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin, la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité VISION 2000, y de manera paralela empezó a plantearse en Japón un marco que permitiera el desarrollo de enfoques de diseño basados en esta filosofía. Es aquí, y a raíz del terremoto de Kobe en 1995 (magnitud: 7,3 Richter), que produjo pérdidas por 3 billones de yenes (2,5% del PBI del país en ese momento), donde se desarrolló una metodología de diseño por desempeño. A partir de entonces el diseño sísmico por desempeño ha sido adoptado por los códigos actuales.

Ejemplos de esto en Estados Unidos son el ATC-40 (1996) y FEMA-273, FEMA-274 (1997). Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad. El diagrama de capacidad o "Espectro de Capacidad" se obtiene a partir del análisis estático no lineal del edificio y

el diagrama de demanda sísmica o “espectro de respuesta”, se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de un edificio. El punto de intersección de los espectros se conoce como “Punto de Desempeño” y sus coordenadas son una estimación de la respuesta inelástica de la estructura a la demanda sísmica especificada (Merino 2013).

Numerosas investigaciones han empleado esta metodología. Como ejemplos las siguientes:

- ✓ España: “Análisis de riesgo sísmico de la Iglesia Santa María del Mar en Barcelona”. Los investigadores, realizaron el análisis de riesgo sísmico usando el Método del Espectro de Capacidad.
- ✓ México: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio de seis niveles ubicado en Acapulco”, el cual era de oficinas y fue cambiado a hospital. Se utilizó un Diseño por Desempeño Sísmico.
- ✓ Perú: “Estudio del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Modernos”. Se analizaron edificios escolares construidos antes y después de la norma peruana sismorresistente de 1997.

En cuanto a estudios realizados en nuestra ciudad usando este tipo de análisis tenemos:

- ✓ Año 2010: “Desempeño Sismorresistente del Edificio ‘2B’ de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Los resultados obtenidos muestran que la estructura alcanza el Nivel Operacional para Sismo Frecuente, Nivel Funcional para Sismo Ocasional, Nivel de Resguardo de vida para Sismo Raro y Nivel de Colapso para Sismo Muy Raro (Bardales 2010).
- ✓ Año 2013: “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio ‘A’ de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca”. Los resultados

muestran que el nivel de desempeño para la demanda sísmica calculada según la norma E.030 (espectro de diseño), es excelente; alcanza una deriva de 0.15% ($D_t=2.2\text{cm}$), y permanecería en el rango operacional con un comportamiento elástico. Además su punto de desempeño se encuentra por debajo al de sismos frecuentes (Chunque 2013).

- ✓ Año 2013: "Desempeño Sismorresistente del Edificio '4J' de la Universidad Nacional de Cajamarca". Éste muestra que la estructura alcanza un desempeño excelente para los sismos en la dirección Y y desempeño correcto en la dirección X, según lo indicado por la SEAOC. Las derivas para los sismos según el espectro de respuesta, sismo ocasional y sismo raro (aplicados en la dirección X) fueron menores a la deriva máxima para estructuras de concreto armado que propone la Norma E.030. La deriva alcanzada por la estructura para el sismo muy raro aplicado en la dirección X excede levemente al límite propuesto por la Norma E-030, pero no afecta al desempeño de la estructura. Las derivas alcanzadas para todos los sismos aplicados en la dirección Y fueron menores que la deriva máxima propuesta por la norma E.030 (Merino 2013).

2.2 FUNDAMENTOS CIENTÍFICOS Y/O TECNOLÓGICOS

2.2.1 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO

El *diseño sísmico basado en el desempeño* de las estructuras ha llegado a ser considerado como la manera más racional para plantear el problema del diseño sísmico. Esto se debe a que desde un inicio del proceso de diseño, el Ingeniero considera de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura (Viera 2004).

El Comité VISION 2000 (SEAOC 1995), ha propuesto un proceso global de diseño que consta de tres fases:

1º. Fase Conceptual

Su primer paso consiste en el planteamiento de los objetivos de diseño, que deben reflejar de manera clara las expectativas que surgen de la ejecución de la obra. Luego se establece, acorde a la sismicidad del sitio, si la obra es técnica y económicamente viable. Si es viable, se procede a plantear el Diseño Conceptual de acuerdo con los objetivos de diseño y con las características de los movimientos sísmicos esperados.

Durante el Diseño Conceptual deben establecerse la configuración global de la construcción, la configuración estructural, los sistemas y materiales estructurales, el sistema de cimentación y el tipo de elementos no estructurales y su conexión a la estructura.

2º. Fase Numérica

Está constituida por dos etapas (Diseño Preliminar y Diseño Final) que involucran el dimensionado y detallado de los sistemas estructurales y no estructurales.

3º. Fase de Implantación

Garantiza la calidad del diseño mediante una revisión detallada e independiente. Además, el diseño por desempeño no puede ser exitoso sin un control de calidad adecuado durante la construcción de la estructura, y sin una supervisión adecuada y continua del mantenimiento, ocupación y operación de la misma.

Este proceso tiene como objetivo concebir, diseñar y construir edificaciones que sean capaces de exhibir un *desempeño predecible* cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico

y el efecto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico (Safina 2003).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos debe ser establecida de manera cualitativa en la fase primera, antes de emprender las sucesivas fases del proceso. Durante esta primera fase, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de los siguientes tres conceptos (Safina 2003):

- ✓ El Nivel de Desempeño.
- ✓ El Nivel de Amenaza Sísmica.
- ✓ El Desempeño Esperado de la Edificación.

2.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40 1996).

Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como la de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de los elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC 1995).

2.2.2.1 Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC 1995)

La propuesta del Comité VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

a. Operacional

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general, no se requieren reparaciones.

b. Funcional

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, pueden interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

c. Seguridad

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación, degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

d. Pre-Colapso

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la

estructura aproximándose al colapso estructural. Se produce la interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica y/o económicamente.

La Tabla 2.1 resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 2.1 Estados de Daño y Niveles de Desempeño.
Fuente: SEAOC 1995

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

2.2.2.2 Propuesta del ATC-40

La propuesta del ATC-40 (ATC-40 1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales, de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

A. Nivel de Desempeño para los Elementos Estructurales

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daños discretos o límites: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n (siendo SP: "Structural Performance" y "n" es un número).

a. SP-1: Ocupación Inmediata

Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente inalterado, en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la edificación se mantiene funcionando con normalidad en su totalidad.

b. SP-2: Daño Controlado

Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.

c. SP-3: Seguridad

Puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Pueden existir algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de pérdida de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo.

Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o

total de la estructura. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

d. SP-4: Seguridad Limitada

Corresponde a un estado de daño entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes. Algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

e. SP-5: Estabilidad Estructural

Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso.

Existe un elevado peligro para los ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

f. SP-6: No Considerado

Éste no corresponde a un nivel de desempeño de la estructura, sino a una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

Tabla 2.2 Niveles de Desempeño para Elementos Estructurales.

Fuente: ATC-40 1996

Nivel de Desempeño	Características Principales
SP – 1 Ocupación Inmediata	Daños muy limitados. Sistema resistente de cargas inalterado. No hay pérdida de vidas. La edificación funciona con normalidad en su totalidad.
SP – 2 Daño Controlado	La vida de ocupantes no peligran, aunque pueden verse afectados.
SP – 3 Seguridad	Daño significativo, aunque la mayoría de elementos estructurales se mantienen. Riesgo de perder la vida muy bajo, aunque pueden haber heridos. Quizá se requiera reparar la estructura.
SP – 4 Seguridad Limitada	Alto peligro para ocupantes. Partes de la estructura requerirán ser reforzadas para poder garantizar la Seguridad.
SP – 5 Estabilidad Estructural	Sistema estructural en el límite de un colapso parcial o total. Elevado peligro para los ocupantes y transeúntes. Se requerirán reparaciones significativas, si es que es factible.
SP – 6 No Considerado	No es un nivel de desempeño. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales

B. Nivel de Desempeño para los Elementos No Estructurales

Describen los posibles estados de daño de los elementos no estructurales. Para tal fin, se definen 4 estados de daño: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza; los cuales se designan con la abreviación NP-n (siendo NP: "Nonstructural Performance" y "n" designa una letra).

a. NP-A: Operacional

Después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

b. NP-B: Ocupación Inmediata

Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

c. NP-C: Seguridad

Contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, pero el peligro a perder la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

Los sistemas, equipos y maquinaria seriamente afectados, requerirán ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

d. NP-D: Amenaza

Incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería. El peligro a perder la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

e. NP-E: No Considerado

No corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino una condición en la cual solo se incluye una

evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

Tabla 2.3 Niveles de Desempeño para Elementos No Estructurales.

Fuente: ATC-40 1996

Nivel de Desempeño	Características Principales
NP – A Operacional	Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Equipos y maquinarias permanecen operativos.
NP – B Ocupación Inmediata	Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones sin limitar su funcionamiento. Se mantiene la seguridad para los ocupantes.
NP – C Seguridad	Sistemas, componentes y elementos no estructurales seriamente afectados. El equipamiento y las maquinarias fuera de servicio. Riesgo de perder la vida bajo, puede haber heridos.
NP – D Amenaza	Importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales. El peligro a perder la vida es alto.
NP – E No Considerado	No es un nivel de desempeño. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

C. Nivel de Desempeño de la Edificación

Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales. Todas estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio.

La Tabla 2.4 muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados: operacional (1-A), ocupación inmediata (2-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E); así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a

niveles de desempeño *no recomendables* en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 2.4 Niveles de Desempeño de la Edificación.

Fuente: ATC-40 1996

	<i>SP – 1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP – 2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP – 3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP – 4</i> <i>Seguridad</i> <i>Limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP – 5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP – 6</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>
NP – A <i>Operacional</i>	1 – A Operacional	2 – A	NR	NR	NR	NR
NP – B <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	1 – B Ocupación Inmediata	2 – B	3 – B	NR	NR	NR
NP – C <i>Seguridad</i>	1 – C	2 – C	3 – C Seguridad Vital	4 – C	5 – C	6 – C
NP – D <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3 – D	4 – D	5 – D	6 – D
NP – E <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3 – E	4 – E	5 – E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

a. 1-A: Operacional

Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando con normalidad después del sismo. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

b. 1-B: Ocupación Inmediata

Corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales (hospitales por ejemplo). Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

c. 3-C: Seguridad Vital

Corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico.

Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con la posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligroso y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

d. 5-E: Estabilidad Estructural

Para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, solo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los elementos no estructurales. El

peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de elementos no estructurales exige el desalojo de la edificación y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.3 DESEMPEÑO ESPERADO DE LA EDIFICACIÓN Y NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA

El *desempeño esperado de la edificación* describe un comportamiento sísmico que puede considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40 1996). Expresa el *comportamiento deseado* o el desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico.

Se pueden definir múltiples niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, y la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los *niveles de amenaza sísmica* que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia; mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente especificada. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo: aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el periodo medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia.

El *periodo medio de retorno* es una expresión del periodo de tiempo medio (en años) entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La *probabilidad de excedencia* es una

representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición (en años). El periodo medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como (SEAOC 1995):

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Donde:

- T* : Periodo medio de retorno (en años).
p : Probabilidad de excedencia.
t : Tiempo de exposición (en años).

2.2.3.1 Propuesta VISION 2000

La propuesta del Comité Visión 2000 (SEAOC 1995) define cuatro niveles de amenaza sísmica, los cuales se muestran en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Niveles de Movimiento Sísmico.
 Fuente: SEAOC 1995

Nivel del Movimiento Sísmico	Periodo Medio de Retorno <i>T</i> (años)	Probabilidad de Excedencia <i>p</i> (%) – <i>t</i> (años)
Frecuente	43	50% – 30
Ocasional	72	50% – 50
Raro (Códigos Actuales)	475	10% – 50
Muy Raro (Edificaciones Esenciales)	970	10% – 100

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes

niveles de amenaza. En la Tabla 2.6 se presentan los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones.

Tabla 2.6 Niveles Recomendados de Desempeños Esperados.

Fuente: SEAOC 1995

1. Edificaciones Básicas 2. Edificaciones Esenciales 3. Edificaciones de Seguridad Crítica 0. Desempeño Inaceptable		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional	Funcional	Seguridad	Pre-Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T = 43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T = 72 años)	2	1	0	0
	Raro (T = 475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T = 970 años)	-	3	2	1

Como se aprecia en la Tabla 2.6, el Comité VISION 2000 clasifica las edificaciones en tres grandes grupos, en función a su grado de importancia durante y después de un sismo.

a. Edificaciones Esenciales

Son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.

b. Edificaciones de Seguridad Crítica

Contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

c. Edificaciones Básicas

No están incluidas en los dos primeros grupos.

2.2.3.2 Propuesta ATC-40

Esta propuesta define tres niveles de amenaza correspondientes a movimientos sísmicos identificados como:

a. Sismo de Servicio (SS)

Correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente. Es definido probabilísticamente como el movimiento sísmico que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

b. Sismo de Diseño (SD)

Corresponde a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente. Es definido probabilísticamente como el movimiento sísmico que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

c. Sismo Máximo (SM)

Corresponde a movimientos de intensidad entre severos y muy severos, de muy rara ocurrencia. Es definido determinísticamente como

el máximo nivel de movimiento sísmico que puede experimentar un edificio emplazado en un marco geológico conocido, debido a un evento determinado individual.

Generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1,25 a 1,50 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El nivel de desempeño esperado de la edificación, se establece una vez identificados los límites de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40, la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas y de preservación.

Tabla 2.7 Niveles de Movimiento Sísmico.

Fuente: ATC-40 1996

Nivel del Movimiento Sísmico	Intensidad	Ocurrencia	Periodo Medio de Retorno T (años)	Probabilidad de Excedencia p (%) – t (años)
SS <u>Sismo de Servicio</u>	Baja – Moderada	Frecuente	72	50% – 50
SD <u>Sismo de Diseño</u> (Códigos Actuales)	Moderada – Severa	Poco frecuente	475	10% – 50
SM <u>Sismo Máximo</u> (Edificaciones Esenciales)	Severa–Muy severa	Rara	975	5% – 50

2.2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El Análisis Estático No Lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura considerando la respuesta no lineal de los materiales, es decir, más allá del límite elástico (Aguilar 2002).

Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis como por ejemplo los propuestos por el ATC 40 y FEMA 356. Estos métodos se avocan a encontrar la *curva de capacidad resistente* de las estructuras ante acciones sísmicas, la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el tope. El máximo desplazamiento que probablemente puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos.

Este método tiene una gran ventaja respecto al análisis lineal y es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material, mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta en forma aproximada y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

El procedimiento del análisis estático no lineal consiste en usar una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse al diagrama de curva de capacidad. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera *monotónica* hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

En otras palabras, este análisis se realiza sometiendo a una estructura ya diseñada, en la cual se conoce el armado de sus elementos, a un patrón de cargas laterales que se aplican en la misma dirección y se van

incrementando monótonicamente hasta que la estructura llegue al colapso (Figura 2.1).

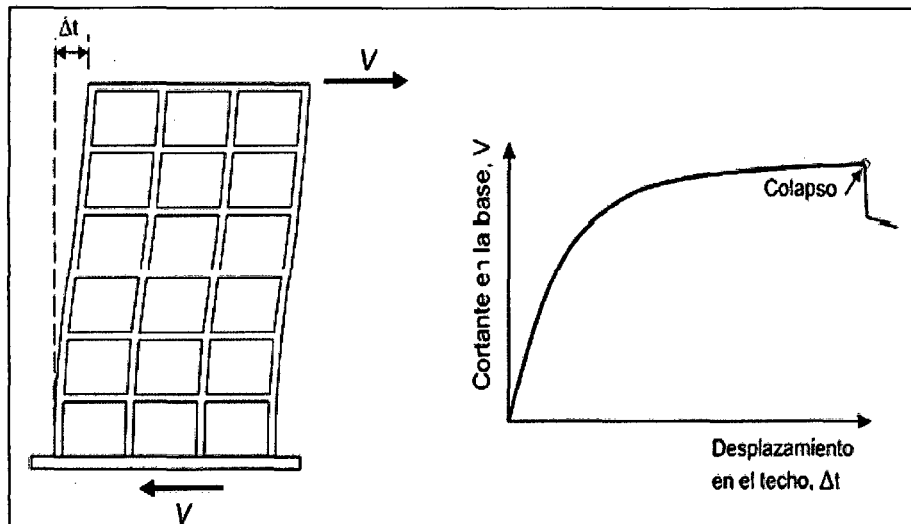


Figura 2.1 Ensayo Monotónico y Curva de Capacidad.

Fuente: Fernández 2006

Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

2.2.5 CURVA DE CAPACIDAD

Representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales, las cuales son impuestas por los sismos.

En el Análisis Estático No Lineal, existen dos formas de encontrar la Curva de Capacidad Resistente de las estructuras ante acciones sísmicas. En una se aplican las cargas incrementales monótonicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso (*Técnica del Pushover*). En la segunda, se la somete a un acelerograma, el mismo que se va incrementando paulatinamente hasta que la estructura colapse. Lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover o también conocida con el nombre de

Análisis Incremental del Colapso (Viera 2004). *Esta curva es la base para el Análisis Sísmico por Desempeño.*

Para determinar la Curva de Capacidad Resistente, es necesario tener completamente definida la estructura y además se debe conocer la calidad de los materiales.

Durante el Análisis Incremental del Colapso, se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementan de manera monotonía hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura. Este patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos (Chunque 2013).

Para el patrón de cargas laterales la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica u otra (Figura 2.2). No existe un patrón que sea universalmente aceptado. Lo que se practica es utilizar al menos dos distribuciones diferentes y definir la Curva de Capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Moreno 2006).

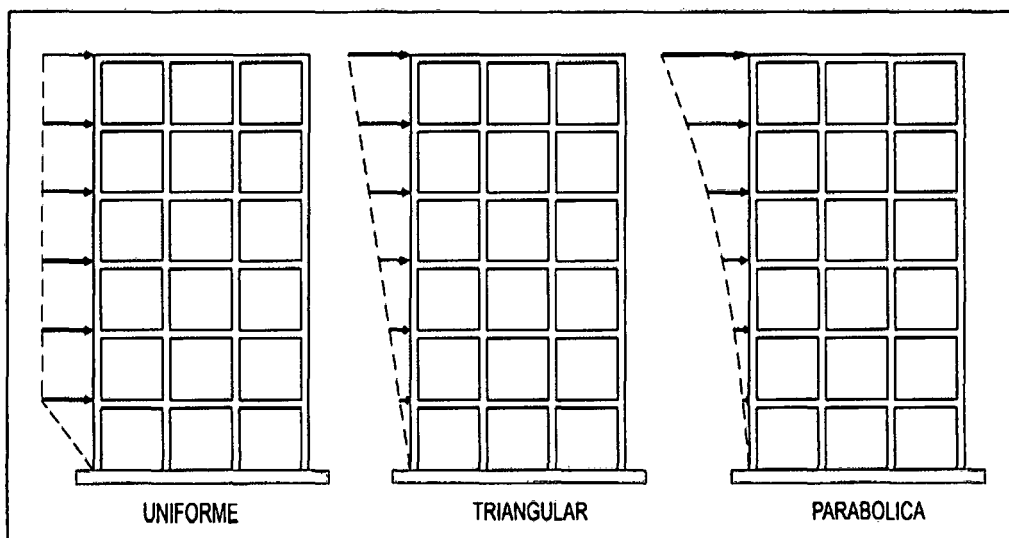


Figura 2.2 Patrones de Distribución de Cargas Laterales.

Fuente: Bonnet 2003

Cuando se trata de un patrón de desplazamientos (Figura 2.3), éstos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van

incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración (Bonnet 2003).

El proceso de Análisis Incremental se controla por un nudo determinado, que generalmente es el centro de masa del techo (ver Figura 2.3). Se debe indicar un valor de desplazamiento máximo hasta el cual incrementar el desplazamiento y comenzar dicho análisis partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones provenientes de las cargas de gravedad (cargas muertas y cargas vivas).

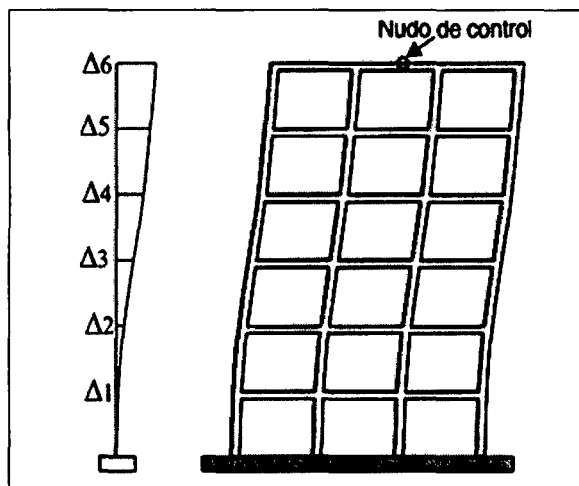


Figura 2.3 Patrones de Desplazamientos y Nudo de Control en un Edificio.

Fuente: Bonnet 2003

Durante el proceso de acciones incrementales, el desplazamiento en el techo (D_t) va creciendo y se van registrando los valores de la fuerza cortante (V) en la base de la edificación hasta alcanzar el desplazamiento lateral máximo especificado (Chunque 2013).

Como resultado del análisis incremental se obtiene la Curva de Capacidad con algunos puntos relevantes de la misma, tal como lo muestra la Figura 2.4.

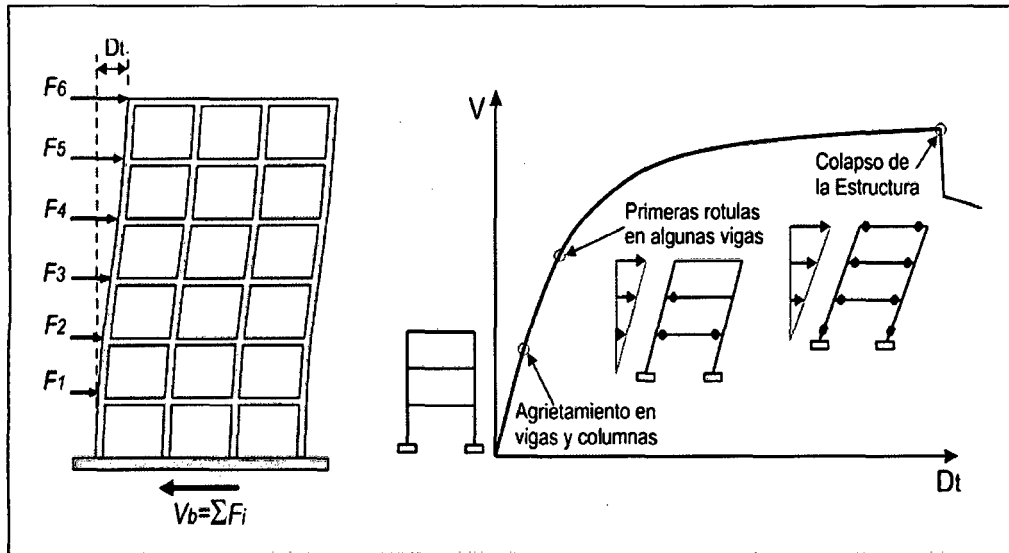


Figura 2.4 Representación del Análisis Pushover y Curva de Capacidad.

Fuente: Fernández 2006

2.2.5.1 Fluencia Efectiva

En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad; dicho punto se denomina “Fluencia Efectiva” (Chunque 2013).

Entonces, diremos que la Fluencia Efectiva es el punto en el que se genera un cambio importante de la rigidez de la estructura. El punto de fluencia efectiva representa el límite entre el rango elástico de la estructura y la incursión en el rango plástico de la misma. El rango elástico está a la izquierda del punto de fluencia efectiva, el rango plástico a la derecha.

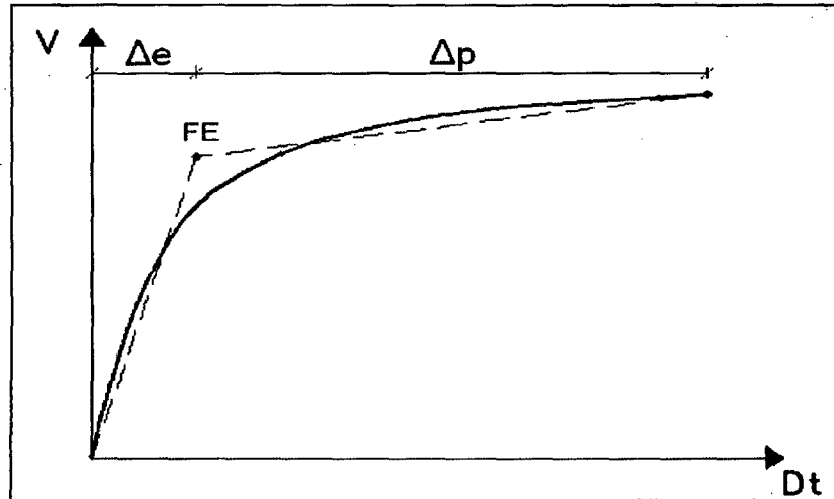


Figura 2.5 *Punto de Fluencia Efectiva.*
 Fuente: Fernández 2006

2.2.5.2 Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad

Para definir el *Punto de Fluencia Efectiva*, que está asociado al cortante basal de fluencia V_y y al desplazamiento lateral de fluencia Dt_y , se determina un modelo bilineal para la relación $V - Dt$.

A continuación, se describen cuatro criterios usados para la determinación del punto de fluencia en una estructura (Aguiar 2003).

a. Criterio de la Rigidez Tangente Horizontal

En este criterio se traza la tangente a la Curva de Capacidad en el rango elástico, luego se traza una horizontal en el punto de cortante basal V_u . La intersección de estas dos rectas define el punto Dt_y . Finalmente al ingresar con el valor Dt_y a la curva de capacidad se determina el punto V_y .

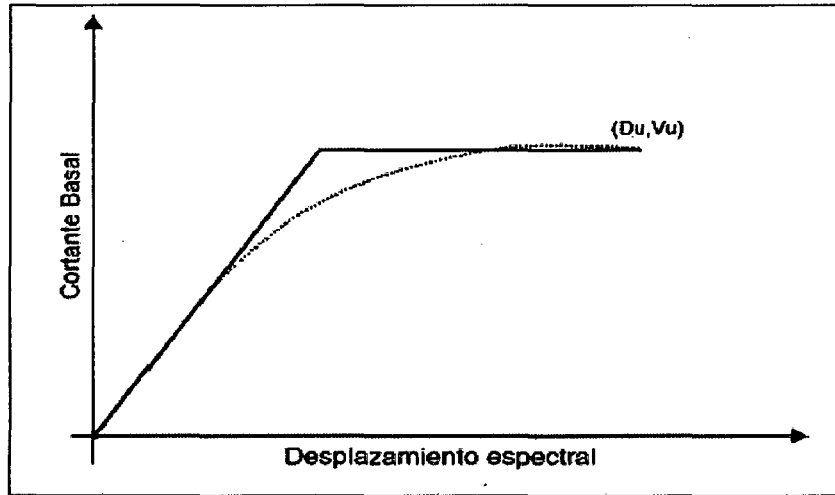


Figura 2.6 Rigidez Tangencial Horizontal para determinar el punto de fluencia de una estructura.

Fuente: Aguiar 2003

b. Criterio de las Rigideces Tangentes

En este criterio se trazan dos tangentes a la Curva de Capacidad, una en el rango elástico y la otra en el punto de cortante V_u . El punto de intersección de las dos tangentes determina el punto de fluencia de la estructura.

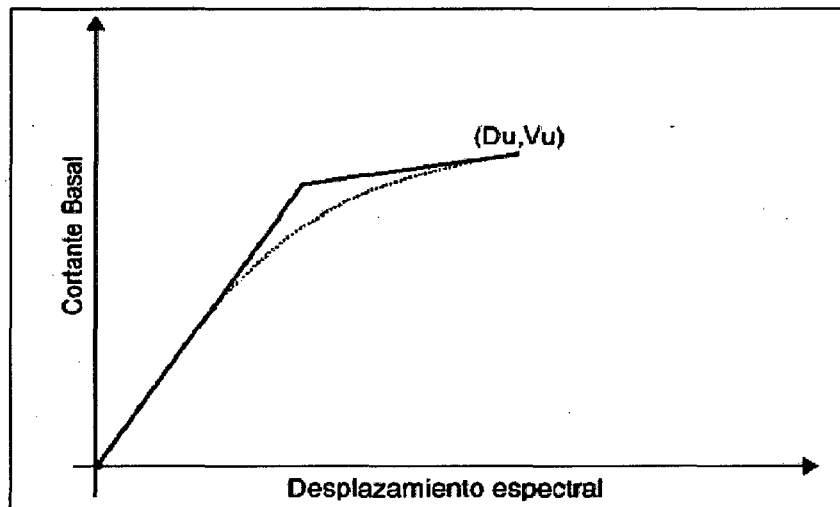


Figura 2.7 Rigideces Tangentes para determinar el punto de fluencia de una estructura.

Fuente: Aguiar 2003

c. Criterio de las Áreas Iguales

Este criterio corresponde al que se obtiene al igualar las áreas externa e interna de la Curva de Capacidad como se indica en la Figura 2.8.

Este criterio es más elaborado con relación a los dos anteriores en el sentido en que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior.

Se destaca que la recta que corresponde al rango elástico pasa por la Curva de Capacidad que está asociada a un cortante igual a $0,6 V_y$, en consecuencia se trabaja con una rigidez secante.

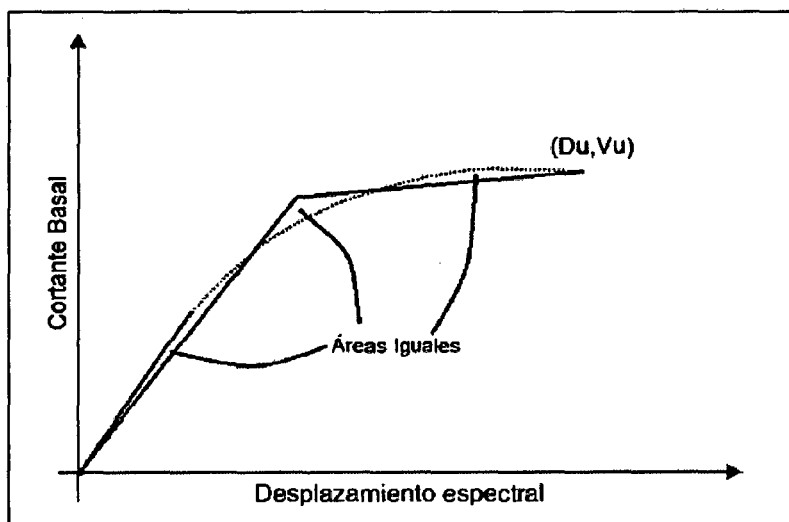


Figura 2.8 Áreas Iguales para determinar el punto de fluencia de una estructura.

Fuente: Aguiar 2003

Existe otra alternativa de encontrar el modelo bilineal con este mismo criterio y consiste en igualar el área bajo la Curva de Capacidad con el área bajo la curva del modelo bilineal, tal como se muestra en la Figura 2.9.

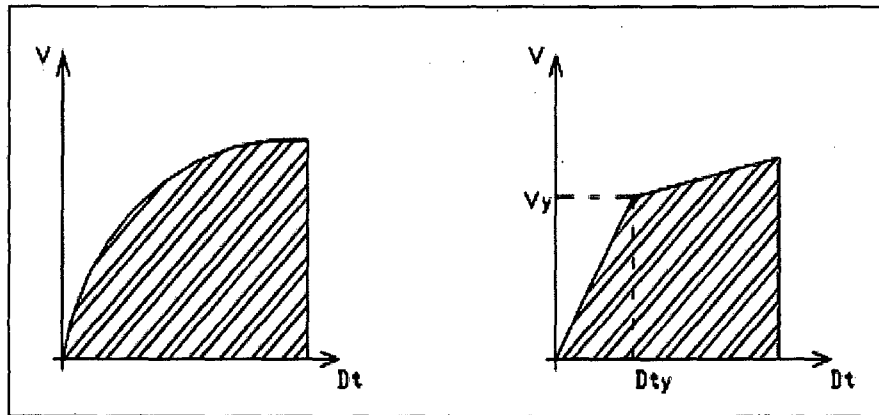


Figura 2.9 Alternativa para determinar el Modelo Bilineal empleando Áreas Iguales.

Fuente: Aguiar 2003

d. Ajuste por Mínimos Cuadrados

La ecuación de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de fluencia viene definido por la ecuación:

$$V = b_1 * Dt$$

Y la ecuación de la recta para el rango no lineal es:

$$V = a_2 + b_2 * Dt$$

Los valores b_1 , b_2 y a_2 se obtienen del ajuste por el método de los mínimos cuadrados. El punto de fluencia Dt_y satisface estas dos ecuaciones ya que es el punto común de las dos rectas. Por lo tanto al igualar estas ecuaciones se determina Dt_y :

$$Dt_y = \frac{a_2}{b_1 - b_2}$$

El cálculo se realiza en forma iterativa, asumiendo primeramente el punto Dt_y , de tal manera que los puntos de la Curva de Capacidad

se dividen en dos partes, los que se encuentran bajo Δt_y y los que están sobre este valor. Con los datos del primer grupo se determina la pendiente b_1 y con los datos del segundo grupo se obtienen a_2 y b_2 . Posteriormente, con la última ecuación, se recalcula el valor Δt_y y se continúa con el cálculo hasta que el valor asumido del desplazamiento de fluencia sea próximo al valor calculado.

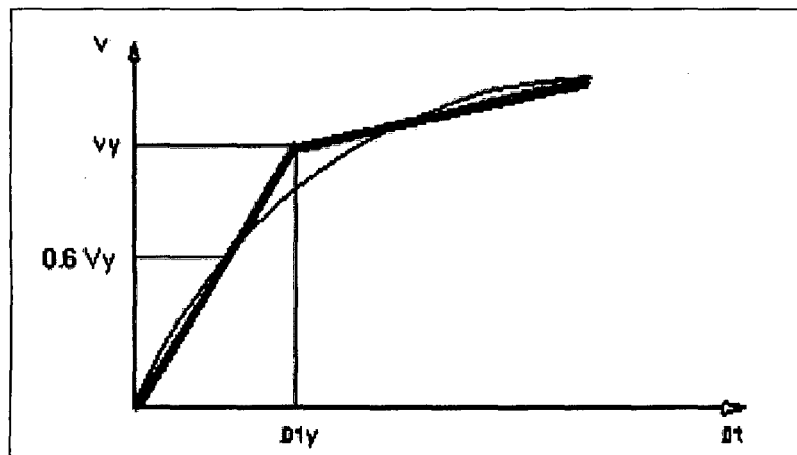


Figura 2.10 Ajuste con Mínimos Cuadrados para determinar e punto de fluencia de una estructura.

Fuente: Aguiar 2003

2.2.5.3 Ductilidad

La ductilidad se define como la capacidad de una estructura o componente estructural a deformarse más allá de su límite elástico.

a. Ductilidad Global o Disponible

La ductilidad disponible de la estructura puede estimarse comparando el desplazamiento de colapso ($\Delta t_{máx}$) respecto al desplazamiento asociado a la formación de la primera rótula ($\Delta t_{1rót}$) o a la fluencia efectiva (Δt_{fe}). Por tanto, para determinar la ductilidad disponible puede usarse las siguientes ecuaciones:

$$\mu_{m\acute{a}x/1r\acute{o}t} = \frac{\Delta t_{m\acute{a}x}}{\Delta t_{1r\acute{o}t}}$$

$$\mu_{m\acute{a}x/fe} = \frac{\Delta t_{m\acute{a}x}}{\Delta t_{fe}}$$

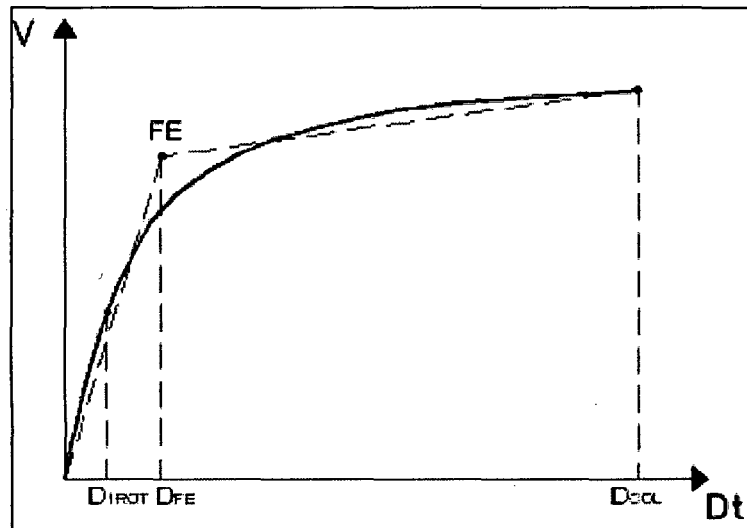


Figura 2.11 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad estructural.
 Fuente: Fernández 2006

b. Ductilidad Demandada

En la curva de capacidad existen algunos puntos que representan la respuesta de la edificación a un determinado terremoto.

Consideraremos estos puntos de interés a los de los Sismo Frecuente, Sismo Ocasional, Sismo Raro y Sismo Muy Raro. Para cada uno de estos puntos es posible estimar la ductilidad demandada como el cociente de desplazamientos de la curva de capacidad, pudiendo considerar como divisor el desplazamiento asociado a la primera rótula o al del punto de fluencia efectiva. Así:

$$\mu_{(SISMO)/1r\acute{o}t} = \frac{\Delta t_{(SISMO)}}{\Delta t_{1r\acute{o}t}}$$

$$\mu_{(SISMO)/fe} = \frac{\Delta t_{(SISMO)}}{\Delta t_{fe}}$$

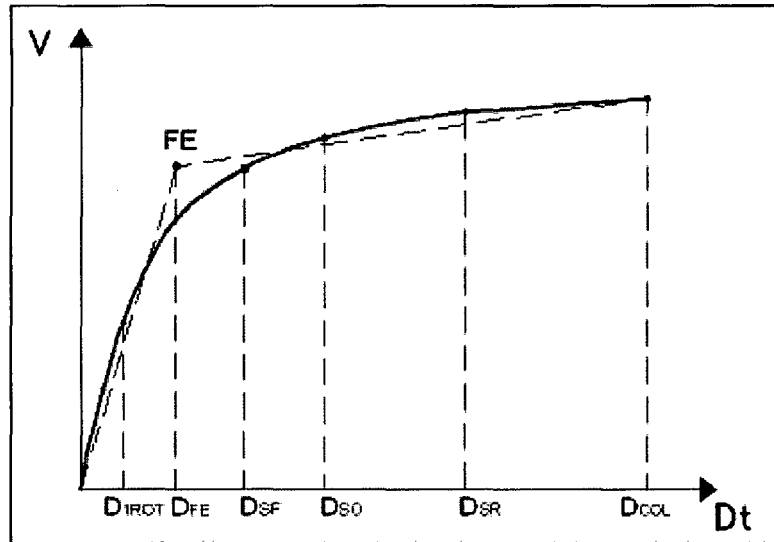


Figura 2.12 Desplazamientos de demanda del Sismo Frecuente, Ocasional y Raro.

Fuente: Fernández 2006

2.2.5.4 Sobrerresistencia

La sobrerresistencia estructural puede cuantificarse como el cociente de la fuerza asociada a los puntos de interés (Sismo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) y un divisor que puede ser la cortante asociada a la primera rótula ($V_{1rót}$) o la cortante de la fluencia efectiva (V_{fe}), como sigue:

$$SR_{(SISMO)/1rót} = \frac{V_{(SISMO)}}{V_{1rót}}$$

$$SR_{(SISMO)/fe} = \frac{V_{(SISMO)}}{V_{fe}}$$

$$SR_{fe/1rót} = \frac{V_{fe}}{V_{1rót}}$$

$$SR_{1rót/fe} = \frac{V_{1rót}}{V_{fe}}$$

$$SR_{máx/1rót} = \frac{V_{máx}}{V_{1rót}}$$

$$SR_{máx/fe} = \frac{V_{máx}}{V_{fe}}$$

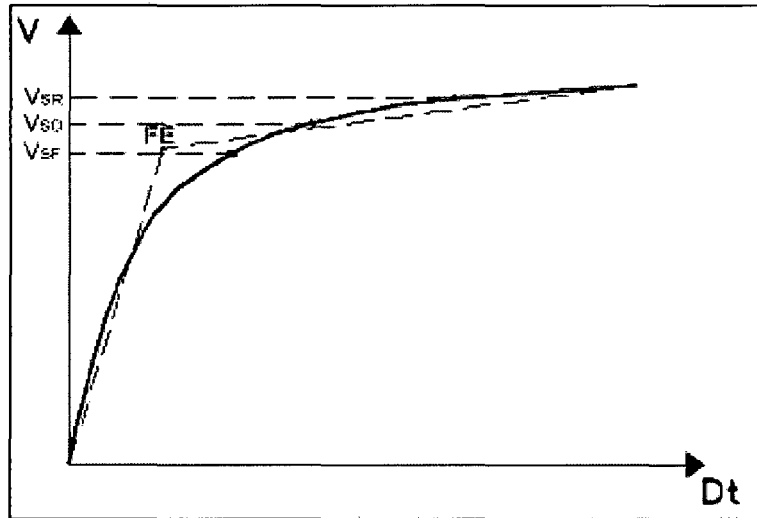


Figura 2.13 Cortantes asociadas a los sismos de demanda.

Fuente: Fernández 2006

2.2.6 ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para usar el “Método del Espectro de Capacidad” propuesto por ATC-40 es necesario convertir la Curva de Capacidad, dado en términos del Cortante Basal (V) y Desplazamiento del Techo (Dt), a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS) donde se representa la Aceleración Espectral (S_A) respecto del Desplazamiento Espectral (S_D), denominado Espectro de Capacidad.

Para esta conversión, cada punto (V, Dt) de la Curva de Capacidad, se corresponde a un punto (S_{Ai}, S_{Di}) del Espectro de Capacidad, según las siguientes ecuaciones (Moreno 2006):

$$S_{Di} = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \varphi_{1,n})}$$

$$S_{Ai} = \frac{V_i}{\alpha_1}$$

Donde:

- α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.
- β_1 : Factor de participación asociado al modo fundamental.
- $\varphi_{1,n}$: Amplitud en el nivel "n", de la forma de vibración del modo fundamental.

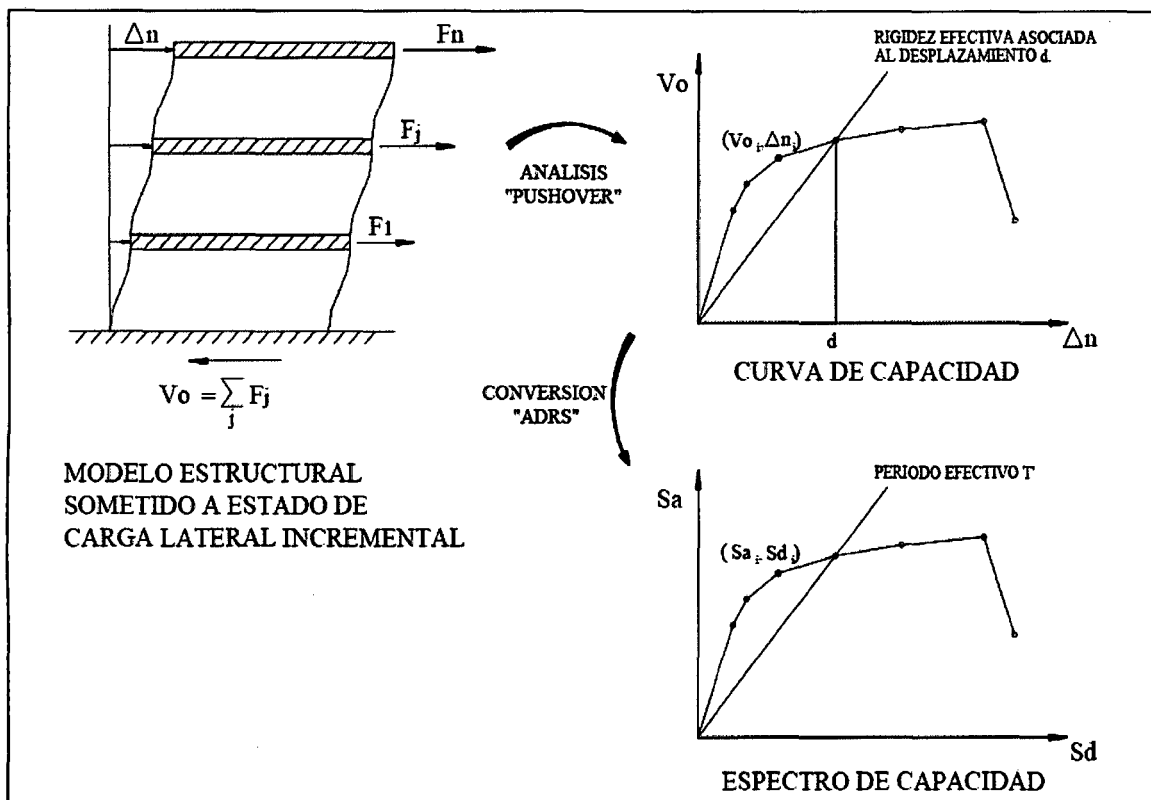


Figura 2.14 Espectro de Capacidad.

Fuente: Moreno 2006

En la Figura 2.14, en el Espectro de Capacidad, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente w^2 , siendo w la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el periodo efectivo de la estructura T asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como:

$$T = \frac{2\pi}{w}$$

2.2.7 ESPECTRO DE DEMANDA

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de Aceleración y Desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a valores del Desplazamiento Espectral (S_D) y de la Aceleración Espectral (S_A) respectivamente. Los periodos corresponden a rectas inclinadas (Chunque 2013).

Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes. La Figura 2.15 muestra el espectro elástico de pseudo-aceleración de la Norma Peruana, para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años, y la Figura 2.16 muestra el mismo espectro en su forma de Espectro de Demanda, donde:

$$S_D = \frac{S_A}{\omega^2}$$

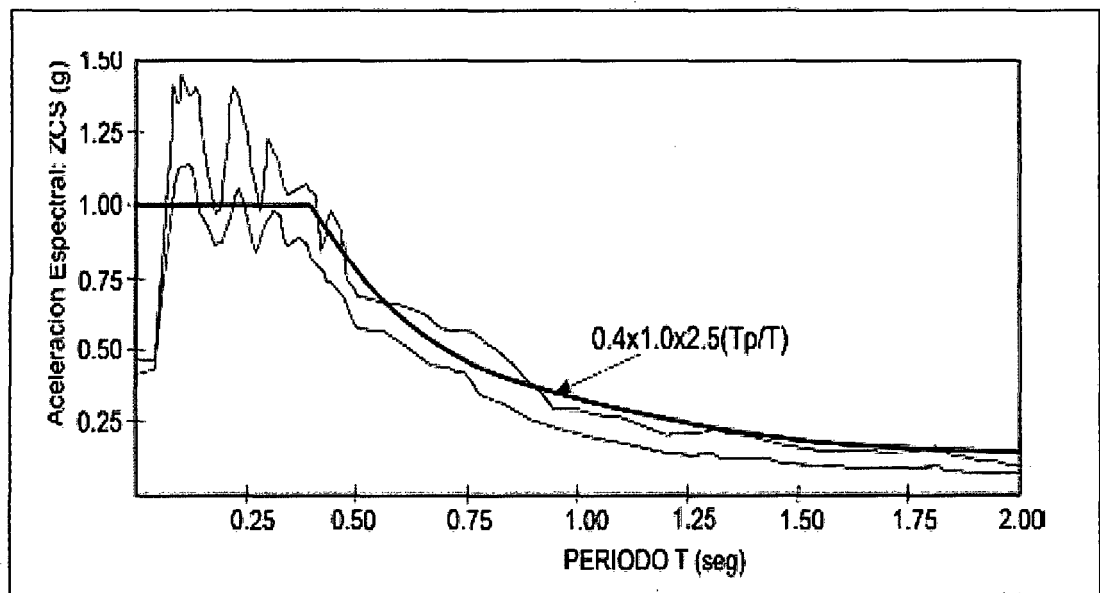


Figura 2.15 Espectro de Aceleración Elástico de la Norma Peruana.

Fuente: Fernández 2006

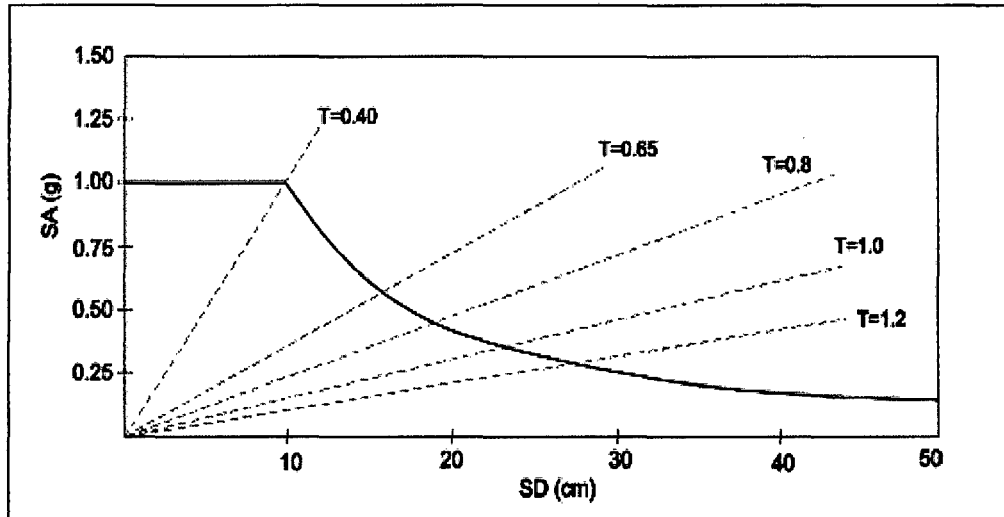


Figura 2.16 Espectro de Demanda de la Norma Peruana.
Fuente: Fernández 2006

El Espectro de Demanda es la base con la cual el ATC-40 o cualquier otro modelo de reducción del espectro elástico, obtiene el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el Espectro de Capacidad y con el Espectro de Demanda (Viera 2004).

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando un espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de Aceleración Espectral (S_A como una fracción de la aceleración de la gravedad g) respecto al Desplazamiento Espectral (S_D). Para dicha conversión cada punto (S_{Ai} , T_i) del espectro de respuesta, donde T_i es el periodo en segundos, corresponde a un punto (S_{Ai} , S_{Di}) del espectro de demanda, según la siguiente ecuación:

$$S_{Di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{Ai} \times g$$

De manera que el Espectro de Demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto del correspondiente desplazamiento máximo para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudo-espectrales

siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento (Moreno 2006).

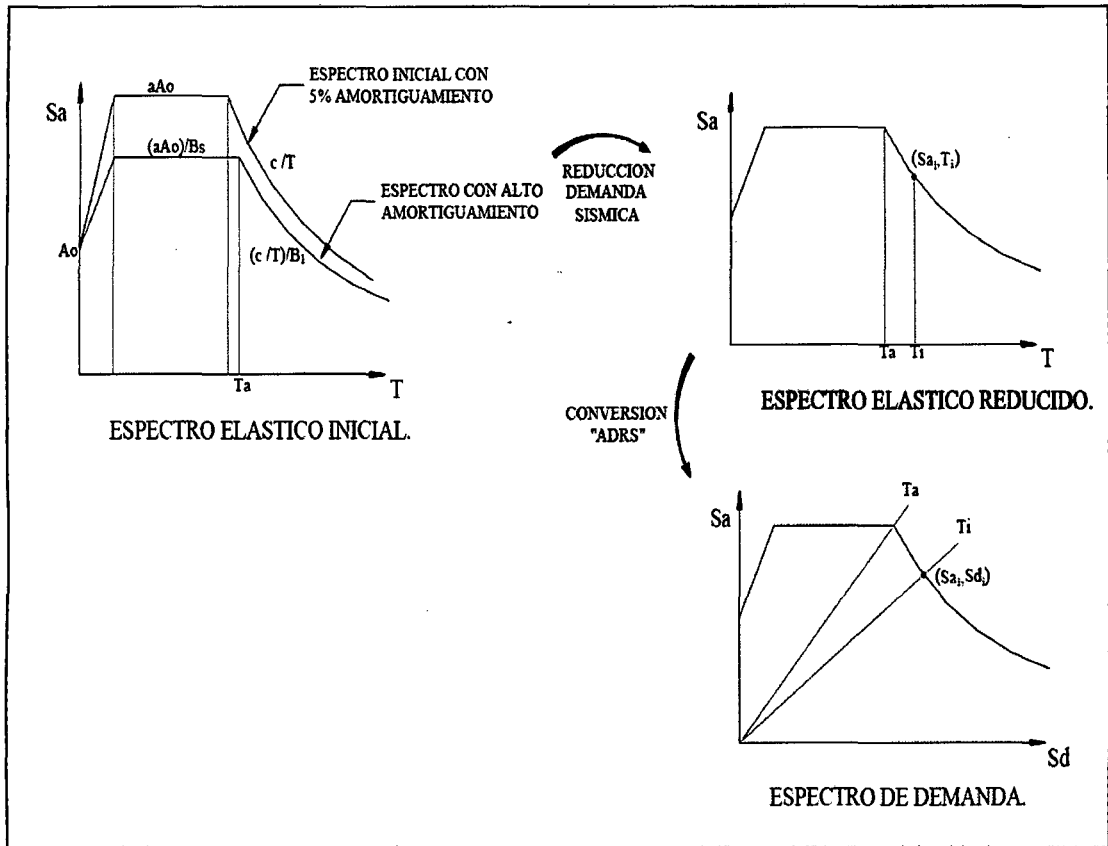


Figura 2.17 Espectro de Demanda Sísmica.

Fuente: Moreno 2006.

2.2.8 ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Para poder estimar el Punto de Desempeño, es necesario contar con el Espectro de Capacidad de la estructura en el formato Desplazamiento-Aceleración y el Espectro de Demanda del sismo en el mismo formato. De esta manera poder colocar ambos espectros en un mismo gráfico y visualizar lo que va a suceder con la estructura ante un sismo determinado. Podremos visualizar en un solo gráfico el probable comportamiento de una estructura ante una excitación sísmica y determinar el máximo desplazamiento lateral de un sistema de un grado de libertad (Punto de Desempeño) ante una acción sísmica determinada (Viera 2004).

2.2.8.1 Respuesta Elástica de Estructuras

Los Espectros de Demanda contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas para un cierto valor del amortiguamiento, mientras que el Espectro de Capacidad, muestra todas las combinaciones posibles de desplazamiento y aceleración a las que puede llegar una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el punto de desempeño (S_{Dd}, S_{Ad}) puede obtenerse interceptando directamente los Espectros de Demanda y Capacidad como se muestra en la Figura 2.18.

Esta condición se da para sismos pequeños y edificios con una resistencia lateral tal que la estructura puede permanecer en el rango elástico (Chunque 2013).

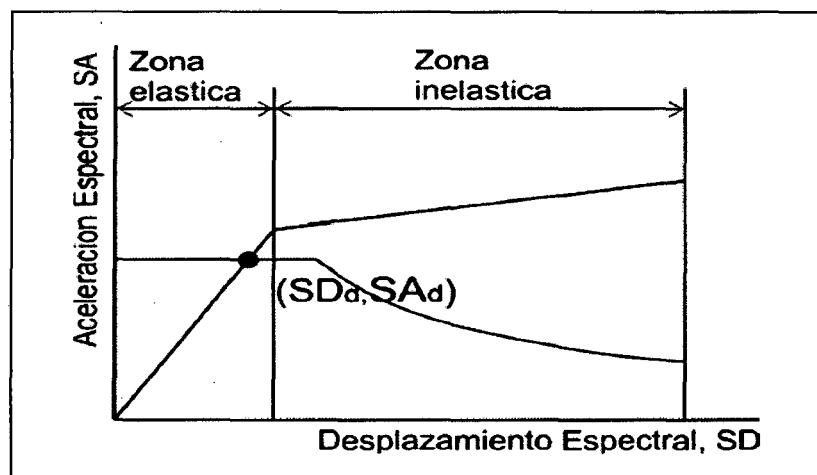


Figura 2.18 Intersección del espectro de capacidad y espectro de demanda sísmica en el rango elástico.

Fuente: Fernández 2006

2.2.8.2 Respuesta Inelástica de Estructuras

Si la intersección de los Espectros de Demanda y Capacidad ocurre en la zona inelástica del Espectro de Capacidad (Figura 2.19), este punto de

intersección no corresponde al punto de desempeño porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto es no lineal.

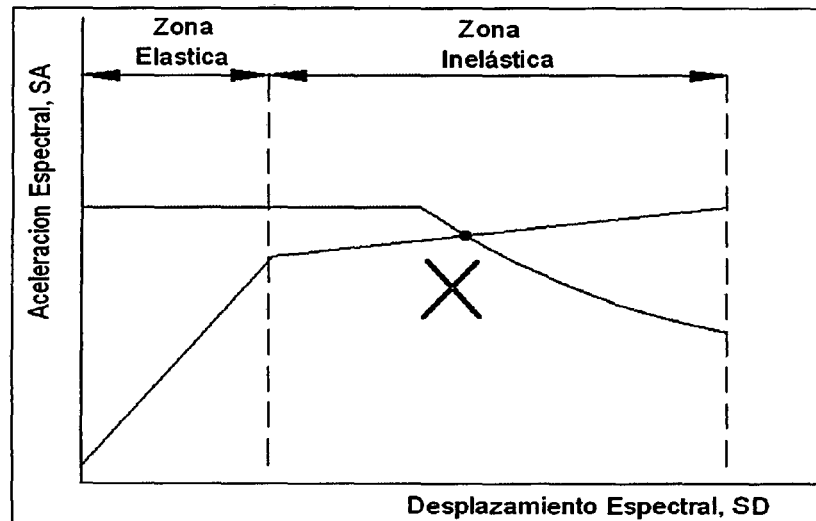


Figura 2.19 Estimación Incorrecta del Punto de Desempeño en el Rango Inelástico.

Fuente: Fernández 2006

El procedimiento que se emplea para estimar el Punto de Desempeño, consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del Punto de Desempeño que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

a. Reducción del Espectro de Demanda

Para obtener el espectro reducido se debe estimar el amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del espectro de capacidad y a partir de este parámetro estimar los factores de reducción.

El amortiguamiento efectivo (β_{EF}) permite estimar mediante un modelo elástico, la respuesta inelástica de una estructura.

La parte del amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento inelástico es el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}), el cual a su vez, se suele interpretar como la suma de un amortiguamiento histerético (β_0)

que representa las incursiones inelásticas y un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, generalmente se asume 5%.

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0,05$$

El amortiguamiento histerético (β_0), según Chopra (Chopra 1995), se estima como (ver Figura 2.20):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Donde:

E_D : Es la energía disipada por el amortiguamiento. Es representada por el área encerrada por el lazo histerético o el área del paralelogramo.

E_{S0} : Es la máxima energía de deformación. Es representada por el área del triángulo achurado.

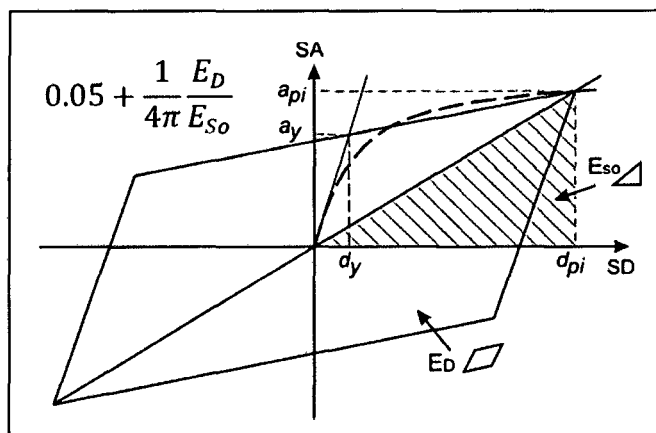


Figura 2.20 Derivación del Amortiguamiento Equivalente.

Fuente: ATC-40 1996

Para hallar el área E_D se divide el paralelogramo en cuatro paralelogramos iguales (Figura 2.21) y se halla el área de uno de éstos. El área E_D será cuatro veces el área hallada. Así:

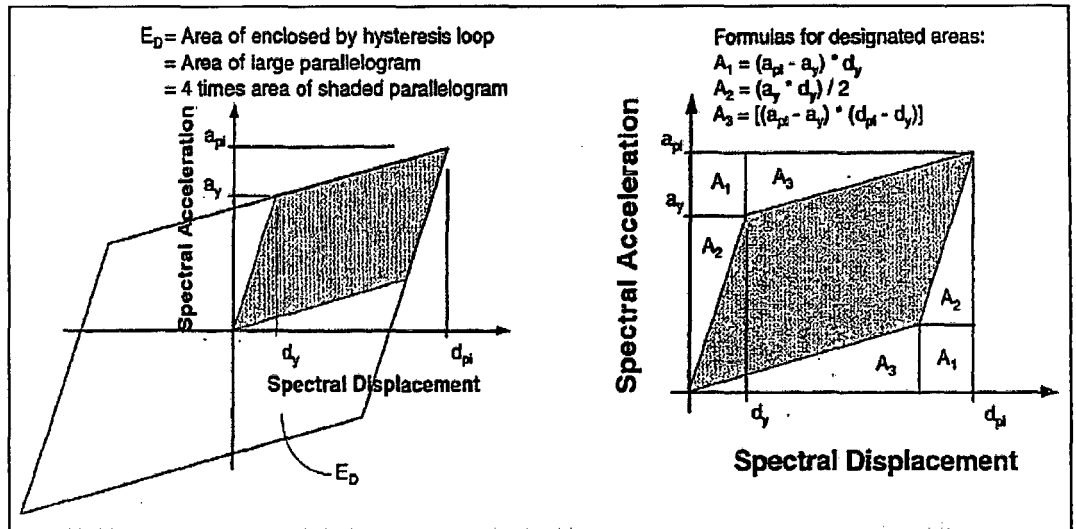


Figura 2.21 Derivación de la Energía Disipada por Amortiguamiento.
Fuente: ATC-40 1996

$$\begin{aligned}
 E_D &= 4 * (S_{Ai}S_{Di} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\
 E_D &= 4 * \left[S_{Ai}S_{Di} - 2(S_{Ai} - S_{Ay})S_{Dy} - 2\left(\frac{S_{Ay}S_{Dy}}{2}\right) \right. \\
 &\quad \left. - 2\frac{(S_{Ai} - S_{Ay})(S_{Di} - S_{Dy})}{2} \right] \\
 E_D &= 4 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{Ai}S_{Dy})
 \end{aligned}$$

El área E_{So} es el área del triángulo achurado de la Figura 2.20, es decir:

$$E_{So} = \frac{S_{Ai}S_{Di}}{2}$$

Reemplazamos las expresiones obtenidas para hallar el amortiguamiento histerético (β_0) en términos del amortiguamiento crítico:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{4 * (S_{Ay}S_{Di} - S_{Ai}S_{Dy})}{\frac{S_{Ai}S_{Di}}{2}} \right]$$

$$\beta_0 = \frac{0,637 (S_{Ay}S_{Di} - S_{Dy}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}}$$

Por tanto, el amortiguamiento equivalente β_{EQ} será (Chopra 1995):

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0,05 = \frac{0,637 (S_{Ay}S_{Di} - S_{Dy}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}} + 0,05$$

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 histerético (ATC-40, 1996). De este modo se obtiene el amortiguamiento efectivo β_{EFF} :

$$\beta_{EFF} = k\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO}$$

$$\beta_{EFF} = \frac{0,637 k (S_{Ay}S_{Di} - S_{Dy}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}} + 0,05$$

Donde:

- S_{Ai}, S_{Di} : Coordenadas del punto escogido del Espectro de Capacidad.
- S_{Ay}, S_{Dy} : Coordenadas del punto de fluencia efectiva.
- k : Factor de reducción del amortiguamiento.
- $\beta_{ELÁSTICO}$: Amortiguamiento elástico (normalmente se asume 5%).

El valor del factor de reducción k depende del amortiguamiento histerético (β_0) y del tipo estructural. Se lo puede obtener de la Tabla 2.8.

El tipo de comportamiento depende del comportamiento histerético y de la sismicidad, como se muestra en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8 Valores para el Factor de Modificación del Amortiguamiento "k".

Fuente: ATC-40 1996

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	$\leq 16,25$	1,00
	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51 (S_{Ay}S_{Di} - S_{Dy}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}}$
Tipo B	$\leq 25,00$	0,67
	$> 25,00$	$0,845 - \frac{0,466 (S_{Ay}S_{Di} - S_{Dy}S_{Ai})}{S_{Ai} \times S_{Di}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0,33

Tabla 2.9 Tipos de Comportamiento Estructural.

Fuente: ATC-40 1996

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 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.

El nuevo Espectro de Demanda se reduce debido a que el amortiguamiento equivalente es mayor que el originalmente empleado. Para obtener el espectro reducido se usan factores de reducción para las zonas de aceleraciones y velocidades del espectro (SR_A y SR_V

respectivamente) cuyos valores dependen directamente del nivel de amortiguamiento efectivo (ATC-40 1996).

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \times \ln(\beta_{EFF})}{2,12}$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \times \ln(\beta_{EFF})}{1,65}$$

Los valores de SR_A y SR_V obtenidos con estas ecuaciones, deberán ser mayores o iguales a los dados en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10 Valores mínimos admisibles para SR_A y SR_V .

Fuente: ATC-40 1996

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

El factor SR_A corresponde a la zona de aceleraciones (parte plana del espectro de demanda) y el factor SR_V a la zona de velocidades (Figura 2.22). Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales inelásticas.

Para graficar el espectro reducido se debe considerar que el periodo que marca el fin de la plataforma de aceleración constante, denominado T'_p , no corresponde al período T_p del espectro original y debe calcularse mediante la expresión:

$$T'_p = T_p \left(\frac{SR_V}{SR_A} \right)$$

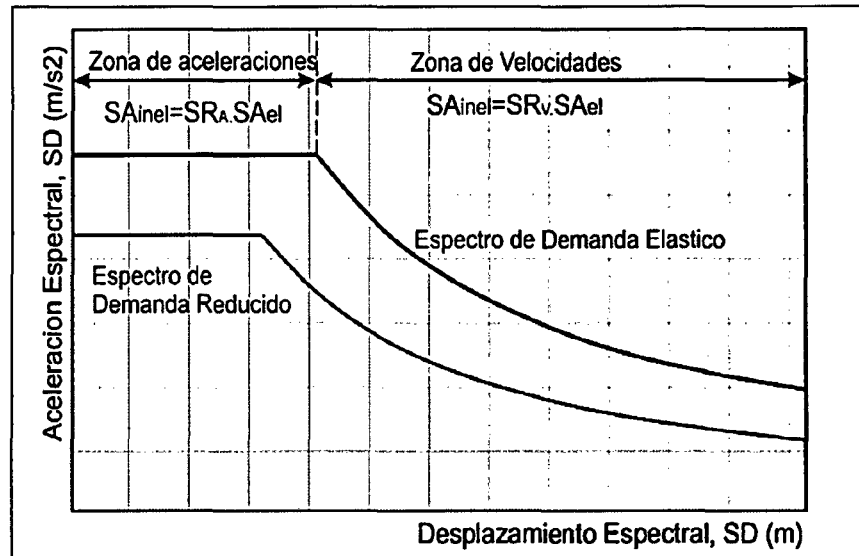


Figura 2.22 Reducción del Espectro de Demanda Elástico.

Fuente: Fernández 2006

2.2.8.3 Procedimiento para Determinar el Punto de Desempeño

El ATC-40 (ATC-40 1996) sugiere tres procedimientos de análisis espectral inelástico para estimar el Punto de Desempeño: Procedimientos A, B y C. El programa SAP2000 v15 Educational utiliza una variante del procedimiento B para calcular el punto de desempeño (Chunque 2013).

Para determinar el Punto de Desempeño, debe obtenerse primero un Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable (EDAV). Luego el Punto buscado se obtiene como la intersección del EDAV y el Espectro de Capacidad. Para obtener un punto del EDAV (P'_i) se identifica primero un punto del tramo inelástico en el Espectro de Capacidad $P_i(S_{Di}, S_{Ai})$ y se sigue el siguiente procedimiento:

- 1°. Se traza una línea radial de periodo secante que pase por el punto P_i .

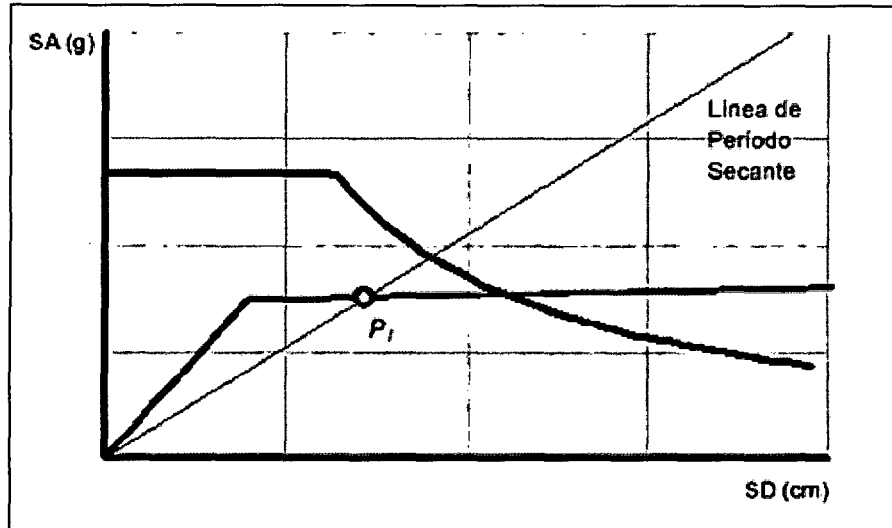


Figura 2.23 Procedimiento para hallar el EDAV.

Fuente: Fernández 2006

- 2°. Con las coordenadas del punto $P_i(S_{Di}, S_{Ai})$, las Tablas 2.8 y 2.9 y la ecuación correspondiente, se calcula el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}).
- 3°. Con el amortiguamiento equivalente (β_{EQ}) se calculan los factores SR_A y SR_V , para reducir el espectro elástico de demanda.

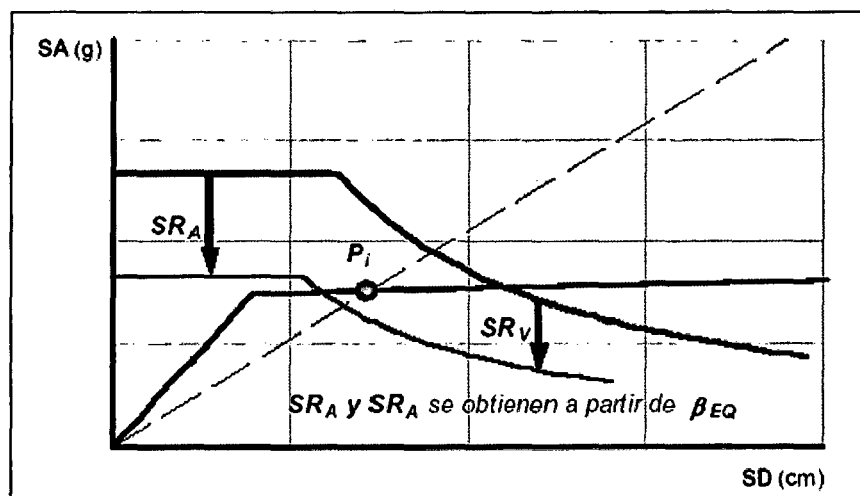


Figura 2.24 Reducción del espectro elástico de demanda.

Fuente: Fernández 2006

- 4°. El Espectro de Demanda Reducido se intercepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto P'_i .

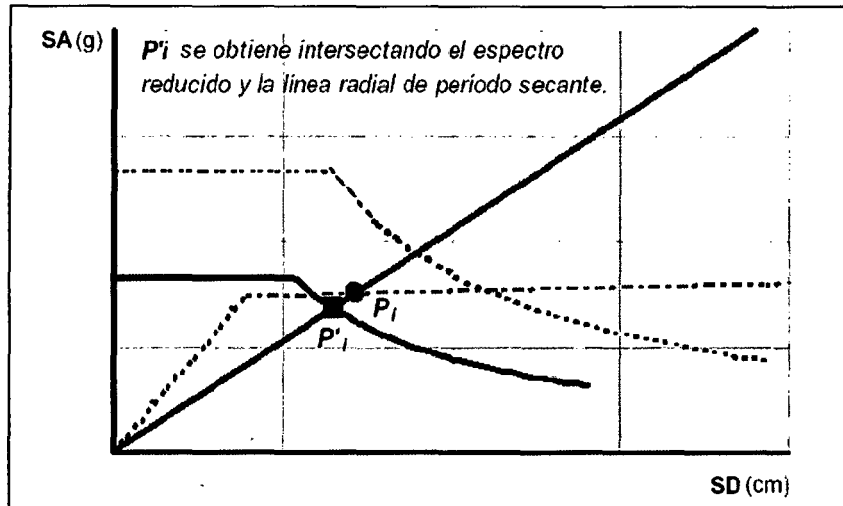


Figura 2.25 Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de período secante.

Fuente: Fernández 2006

- 5°. Siguiendo el mismo procedimiento para cada punto del Espectro de Capacidad, se obtienen otros puntos que en su conjunto forman el EDAV.
- 6°. Finalmente, el Punto de Desempeño se obtiene por intersección del EDAV con el Espectro de Capacidad.

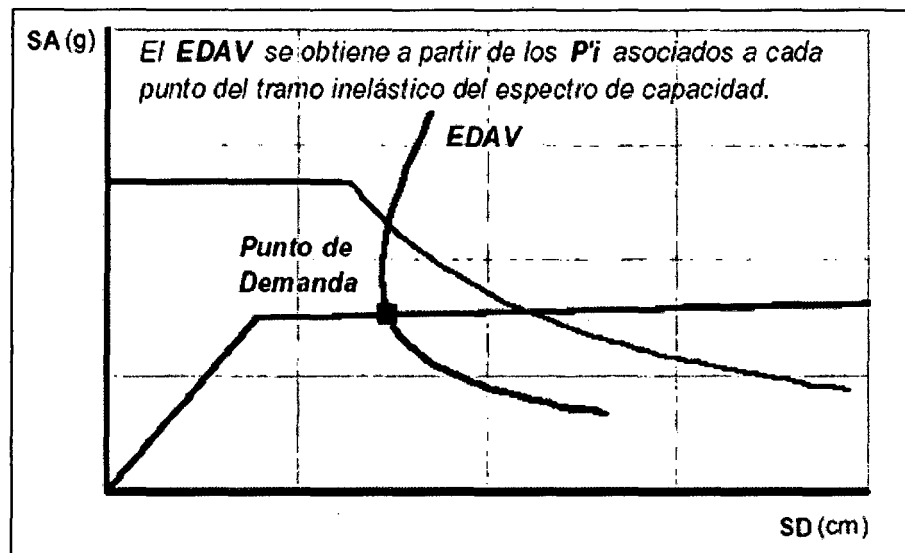


Figura 2.26 Intersección del Espectro de Capacidad y el EDAV.

Fuente: Fernández 2006

2.2.9 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES

El Comité VISION 2000 del SEAOC propone cinco niveles de desempeño, que se describen en función del comportamiento del sistema estructural y de las instalaciones y elementos no estructurales en general. La Tabla 2.11 resume la propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Tabla 2.11 Descripción de los Daños Asociados a cada Nivel de Desempeño.
Fuente: SEAOC 1995

Nivel de Desempeño	Descripción
Operacional (O)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad
Resguardo de Vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca al Colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la Curva de Capacidad de la estructura. Para sectorizar la Curva de Capacidad debe encontrarse la Fluencia Efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. 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 (Figura 2.27). Este criterio de evaluación, propuesto por el Comité VISION 2000 del SEAOC, propone que para cada Nivel de Desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura. Estos se detallan en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12 Rango de Desplazamiento Asociado a cada Nivel de Desempeño.
 Fuente: SEAOC 1995

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamiento
Operacional	$0 - (\Delta FE)$
Funcional	$(\Delta FE) - (\Delta FE + 0.30\Delta p)$
Seguridad de Vida	$(\Delta FE + 0.30\Delta p) - (\Delta FE + 0.60\Delta p)$
Cerca al Colapso	$(\Delta FE + 0.60\Delta p) - (\Delta FE + 0.80\Delta p)$
Colapso	$(\Delta FE + 0.80\Delta p) - (\Delta FE + \Delta p)$

ΔFE : Desplazamiento correspondiente al Punto de Fluencia Efectiva.
 Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.

Δp : Rango Plástico.

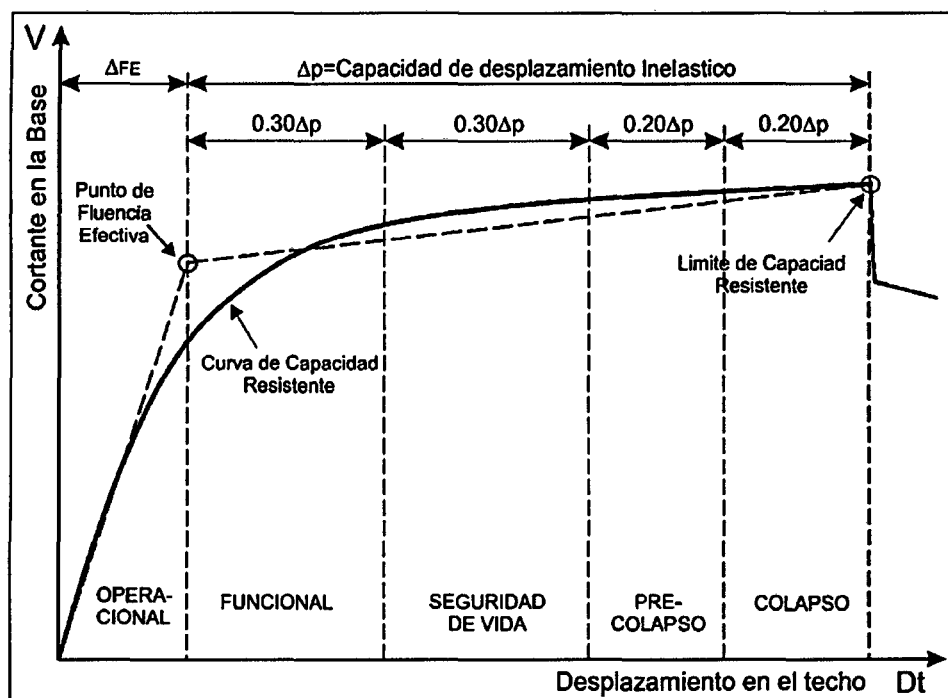


Figura 2.27 Sectorización de la Curva de Capacidad.
 Fuente: SEAOC 1995

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1 Capacidad

Representación de la habilidad de la estructura para resistir la demanda sísmica. Ésta depende de la capacidad de resistencia y deformación de los componentes individuales de la estructura (ATC-40 1996).

2.3.2 Curva de Capacidad

Es la gráfica de la carga lateral total V en función de la deflexión lateral del techo D_t de la estructura, y se refiere a la curva "Pushover" (ATC-40 1996).

2.3.3 Espectro de Capacidad

Es la representación de la Curva de Capacidad al transformar la fuerza cortante V y desplazamiento del techo D_t a coordenadas de aceleración espectral S_A y desplazamiento espectral S_D respectivamente (ATC-40 1996).

2.3.4 Demanda

O desplazamiento. Es la representación del movimiento del suelo debido a un sismo (ATC-40 1996).

2.3.5 Espectro de Demanda

Espectro de Respuesta Reducido utilizado para representar el movimiento del suelo en un sismo mediante el método de Espectro – Capacidad (ATC-40 1996).

2.3.6 Desempeño Estructural

Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC 1995).

El desempeño depende de la manera en que la capacidad pueda manejar la demanda (ATC-40 1996).

2.3.7 Método del Espectro de Capacidad

Procedimiento de Análisis Estático No Lineal que proporciona una representación gráfica del comportamiento sísmico esperado de la estructura existente por la intersección del espectro de la capacidad de la estructura con un espectro de respuesta (espectro de la demanda), representación de la demanda de desplazamiento del terremoto en la estructura. La intersección es el Punto de Desempeño, y la coordenada de desplazamiento de éste es el desplazamiento de la demanda estimada de la estructura para el nivel especificado de riesgo sísmico (ATC-40 1996).

2.3.8 Amenaza Sísmica

Fenómeno físico asociado a un sismo, tal como el movimiento fuerte del terreno o falla del mismo, que tiene el potencial de producir una pérdida. Para evaluar la amenaza sísmica de una zona hay que conocer previamente la sismicidad de la misma y esta última está definida por parámetros que caracterizan los fenómenos sísmicos, tales como: magnitud, momento,

intensidad, aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo (Garzón 2011).

2.3.9 Edificaciones Esenciales

Son aquellas edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de ocurrido un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos (RNE E-030).

2.3.10 Nivel de Desempeño

Estado límite de daño o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños del edificio, y del servicio post-terremoto del edificio.

El nivel de desempeño de un edificio es la combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural. (ATC-40 1996).

2.3.11 Punto de Desempeño

Es la intersección del Espectro de Capacidad con el apropiado Espectro de Demanda en el Método del Espectro de Capacidad. Representa el máximo desplazamiento estructural esperado por el movimiento sísmico demandado (ATC-40 1996).

2.3.12 Nudo de Control de Desplazamiento

Es el nudo ubicado en el centro de masa del techo de una edificación usado en el Análisis Estático No Lineal para medir los efectos originados por los movimientos sísmicos en la estructura. (FEMA-356 2000).

2.3.13 Diagrama Momento-Giro

Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento Curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud de la rótula plástica (L_p).

2.3.14 Rótula Plástica

Una rótula plástica es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica y el daño y la curvatura son constantes. A la rótula plástica le corresponde una longitud L_p correspondiente a una aproximación de 0,4 a 0,5 veces el peralte del elemento (Paulay y Priestley 1992).

Punto en el cual la sección no es capaz de absorber mayor momento flector y empieza únicamente a rotar (Aguilar 2003).

2.3.15 Relación Momento-Curvatura

La relación momento-curvatura nos permite, en forma rápida, visualizar que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de post fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u), la curvatura última (ϕ_u), así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

2.3.16 Ensayo Monotónico

Es un ensayo de Carga o Desplazamiento Incremental. Consiste en imponer a la estructura un juego de cargas o desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido, que varían lentamente durante el ensayo evitando así la aparición de las fuerzas de inercia y así es posible estudiar directamente las relaciones *fuerza restitutiva versus desplazamiento lateral*.

Durante el proceso se van registrando los desplazamientos y las fuerzas aplicadas, y como resultado se obtiene una curva *fuerza cortante en la base versus desplazamiento del techo* o Curva de Capacidad.

CAPÍTULO III
MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La presente investigación determinó el Desempeño Sismorresistente del Edificio "2H" de la Universidad Nacional de Cajamarca, ubicado dentro de la Ciudad Universitaria del Distrito, Provincia y Departamento de Cajamarca, Perú (ver Anexo 02).

3.2 ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se realizó en el año 2014. La tendencia mundial es la de incorporar la Metodología del Diseño Sísmico Basado en Desempeño tanto en las estructuras nuevas como en las ya existentes. Sin embargo la Norma Técnica Peruana E.030: Diseño Sismorresistente, aún no la ha incorporado y por tanto, en el diseño del Edificio en estudio, no se la empleó.

3.3 PROCEDIMIENTO

3.3.1 Población y Muestra del Estudio

La **población** está constituida por los edificios construidos dentro de la Ciudad Universitaria de Cajamarca.

La **muestra** es el Edificio 2H: Escuela Académico Profesional de Ingeniería en Industrias Alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca. El **tipo de muestreo** es no probabilístico por conveniencia o intencional.

3.3.2 Tipo de Investigación

Investigación Descriptiva. Tiene como objeto determinar, explicar y comparar el nivel de desempeño sismorresistente de la estructura ante sollicitaciones laterales externas.

3.3.3 Tipo de Análisis

Análisis Cuantitativo. Recolectamos y resumimos de manera cuidadosa los datos sobre la base de la hipótesis. Luego analizamos minuciosamente los resultados, con el fin de dar respuesta a la hipótesis formulada.

3.3.4 Recolección de Datos

La información necesaria para elaborar la presente investigación corresponde al Expediente Técnico de Construcción de la edificación, al cual se tuvo acceso gracias a la Oficina General de Servicios y Gestión Ambiental. Esta información facilitó la determinación de las características estructurales del Edificio como: dimensiones de elementos estructurales, áreas de acero y otras.

Además, se verificó la resistencia del concreto endurecido mediante el Ensayo de Esclerometría, en coordinación con el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca (Anexo N° 01).

3.3.5 Procesamiento de Datos

El procesamiento de datos se realizó en forma computarizada utilizando softwares como el SAP2000, principalmente, y otros como Autodesk AutoCAD, Microsoft Word, Microsoft Excel, Documento de Texto.

3.3.6 Análisis de Datos y Presentación de los Resultados

La **simulación y análisis** de la estructura se realizó de forma computacional utilizando el software SAP2000 versión 15.

El **procesamiento y recolección** de los datos se hizo utilizando Microsoft Excel, Microsoft Word, Documento de Texto y Autodesk AutoCAD.

La **presentación** de los resultados es a través de Gráficos y Tablas.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN
DE RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura a analizar corresponde a la Escuela Académico Profesional de Ingeniería en Industrias Alimentarias de la Facultad de Ciencias Agrícolas y Forestales de la Universidad Nacional de Cajamarca.

Es una estructura aporricada de concreto armado de tres niveles construida entre agosto del año 2005 y febrero del año 2006.

Los muros y tabiques de albañilería son de ladrillo de arcilla cocida King Kong en todo el edificio, los entrepisos están constituidos por losas aligeradas armadas en una dirección y ladrillo hueco de arcilla tipo Rex 0,30m X 0,30m X 0,20m. El techo de este edificio está formado por una cubierta de teja andina sobre estructura portante metálica. La conexión entre niveles es mediante dos escaleras de concreto armado en forma de "U" aisladas del módulo (a los lados longitudinales).



Figura 4.1

Vista exterior del Edificio 2H – Ingeniería en Industrias Alimentarias.

El primer nivel está conformado por 04 laboratorios, 05 aulas pedagógicas y servicios higiénicos para hombres y mujeres.

En el segundo nivel hay 01 auditorio, 01 laboratorio, 01 sala de profesores, 01 aula pedagógica, 03 oficinas, pasadizos y servicios higiénicos de hombres y mujeres.

El tercer nivel está conformado por 02 laboratorios, 01 sala de capacitación múltiple, 01 centro de cómputo, 01 biblioteca, 02 oficinas, pasadizos y servicios higiénicos de hombres y mujeres.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características consideradas se las obtuvo de las Especificaciones Técnicas del Expediente Técnico de Construcción. Además se realizó Ensayos de Esclerometría para determinar la calidad del concreto endurecido (Anexo N° 01). Todas estas características fueron útiles para definir los materiales en el modelamiento de la estructura en el programa SAP2000.

4.2.1 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Concreto

a. Resistencia a la compresión de columnas y vigas ⁽¹⁾

$$\text{Columnas} : f'c = 185 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} : f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Módulo de elasticidad

$$E = 15100 \sqrt{f'c} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$\text{Columnas} : E = 205382,205 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} : E = 218819,789 \text{ Kg/cm}^2$$

c. Peso específico

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

⁽¹⁾ Ver Anexo N° 01: Ensayo de Esclerometría.

d. Recubrimiento de columnas y vigas

$$\text{Rec.} = 4 \text{ cm}$$

4.2.2 Propiedades y Especificaciones Técnicas del Acero

a. Esfuerzo de fluencia

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

b. Peso específico

$$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$$

c. Módulo de elasticidad

$$E = 2 \times 10^7 \text{ Tn/m}^2$$

4.3 METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas se presenta en el Anexo N° 02. Las cargas muertas, cargas vivas y cargas vivas de techo a las que la estructura está sometida se obtuvieron de la NTP E.020: Cargas (RNE 2006).

4.4 MODELO ESTRUCTURAL

En base a la información recopilada sobre la edificación (planos de construcción, especificaciones técnicas, metrado de cargas y resultados del ensayo de esclerometría) se procede a elaborar el modelo idealizado de la edificación, empleando el software SAP2000 v15 Educational.

Para el efecto, se tuvo en cuenta los criterios de modelamiento y otros requerimientos establecidos en ASCE7-10 (ASCE 7-10), SEAOC – Libro Azul (SEAOC 1999), ATC-40 (ATC-40 1996) y la NTP E.030 (RNE 2006). Estas recomendaciones ayudaron a establecer un modelo matemático adecuado para el análisis y son las siguientes:

- a. Para determinar las cargas sísmicas, se permite considerar que la estructura está fija en la base (ASCE 7-10/12.7.1).
- b. El peso de la edificación se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación, un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que depende de la categoría de la edificación; en nuestro caso, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo (E.030/16.3).

$$P = PP + CM + 0.50 CV + 0.25 CVT$$

- c. Para los edificios de concreto armado y mampostería, las propiedades de rigidez de los elementos deben considerar los efectos de las secciones agrietadas (SEAOC Blue Book/C105.1.2).

Empleamos las rigideces efectivas recomendadas por ATC-40 (ATC-40 1996). La Tabla 4.1 muestra las rigideces efectivas utilizadas en el Modelo.

Tabla 4.1
Valores de rigidez efectiva empleados en el Modelo.
Fuente: ATC-40 1996

Componente	Rigidez a Flexión	Rigidez a Corte	Rigidez Axial
Vigas	$0.50E_cI_g$	$0.40E_cI_w$	E_cA_g
Columnas	$0.70E_cI_g$	$0.40E_cI_w$	E_cA_g

- d. Cuando se emplea un modelo 3-D, un mínimo de tres grados de libertad dinámicos consistentes en dos traslaciones ortogonales en

planta y una rotación alrededor del eje vertical deberán incluirse en cada nivel de la estructura (ASCE 7-10/12.7.3).

- e. Los diafragmas losas de concreto de forma regular, pueden ser idealizarlos como rígidos; esto es, como infinitamente rígidos en su plano (ASCE 7-10/12.3.1.2, citado en: Palomino 2014).
- f. Para lograr el comportamiento de Columna-Fuerte/Viga-Débil (SEAOC Blue Book/C402.5), las vigas y las columnas serán modeladas de la siguiente manera: la viga con 0% de rigidez en la intersección y la columna con 100% de rigidez (Palomino 2014).

4.5 DIAGRAMAS MOMENTO-GIRO

Durante los sismos, las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada L . El daño no es uniforme, sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la Figura 4.2.

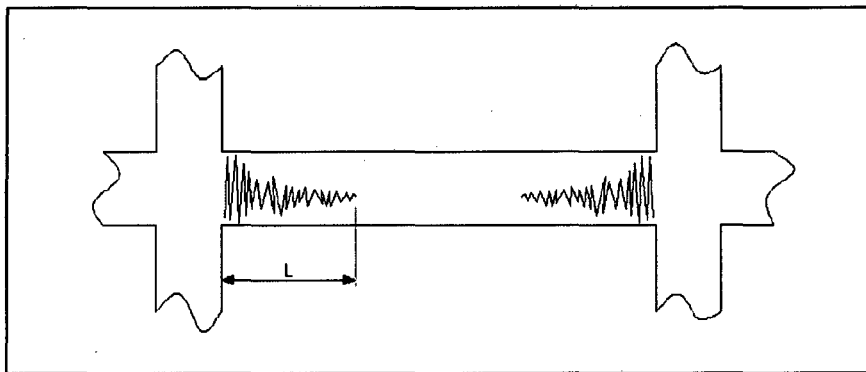


Figura 4.2

Idealización del daño en vigas.

Fuente: Fernández 2006.

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta

zona se denomina *rotula plástica* y le corresponde una longitud L_p como se muestra en la Figura 4.3.

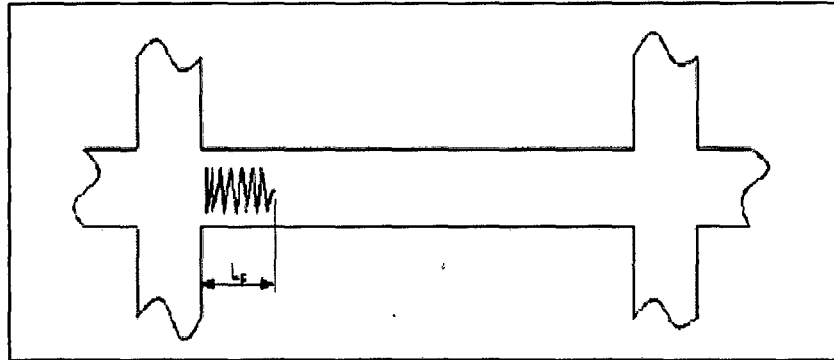


Figura 4.3
Longitud plástica.
Fuente: Fernández 2006.

Una aproximación para la longitud plástica L_p es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento: $L_p = 0,4h$ ó $0,5h$ y se asume además que en esta longitud la curvatura es constante (Paulay y Priestley 1992). Estas suposiciones permiten pasar de la relación Momento-Curvatura a la relación Momento-Giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva L_p , como lo muestra la Figura 4.4.

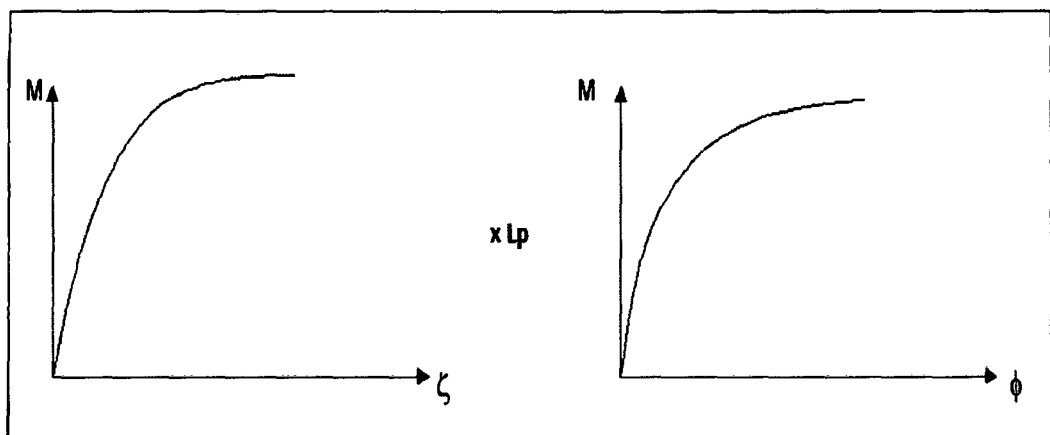


Figura 4.4
Obtención del Diagrama Momento - Giro.
Fuente: Fernández 2006.

En el trabajo, asumimos que la longitud de las rótulas plásticas (L_p), está dada por:

$$L_p = 0,50 \times h$$

Donde:

L_p : Longitud de rótula plástica.

h : Peralte del elemento.

Para determinar los Diagramas Momento-Giro de las secciones de columnas y vigas en análisis, se emplearon los Diagramas Momento-Curvatura, los cuales son generados en SAP2000 con la aplicación de la función "Section Designer".

El Diagramas Momento-Giro se obtiene multiplicando a la curvatura por la longitud de rótula plástica L_p de cada sección de análisis. Este diagrama representa la capacidad de rotación inelástica de los elementos.

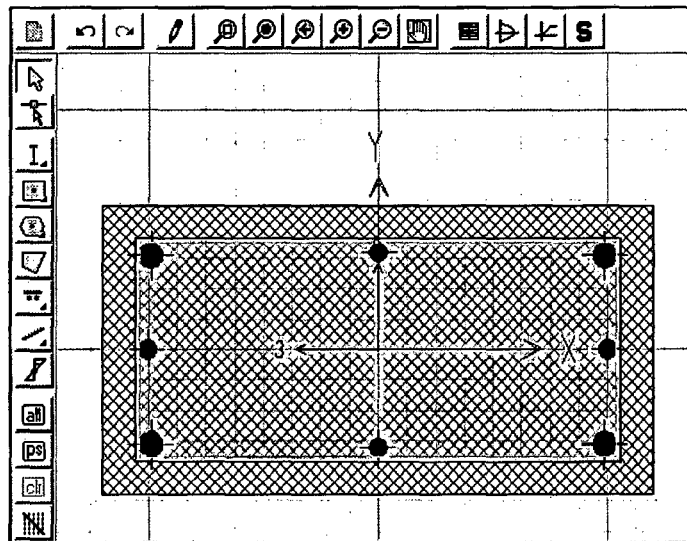


Figura 4.5

Sección de análisis C-1 dibujada en el Section Designer del SAP2000.

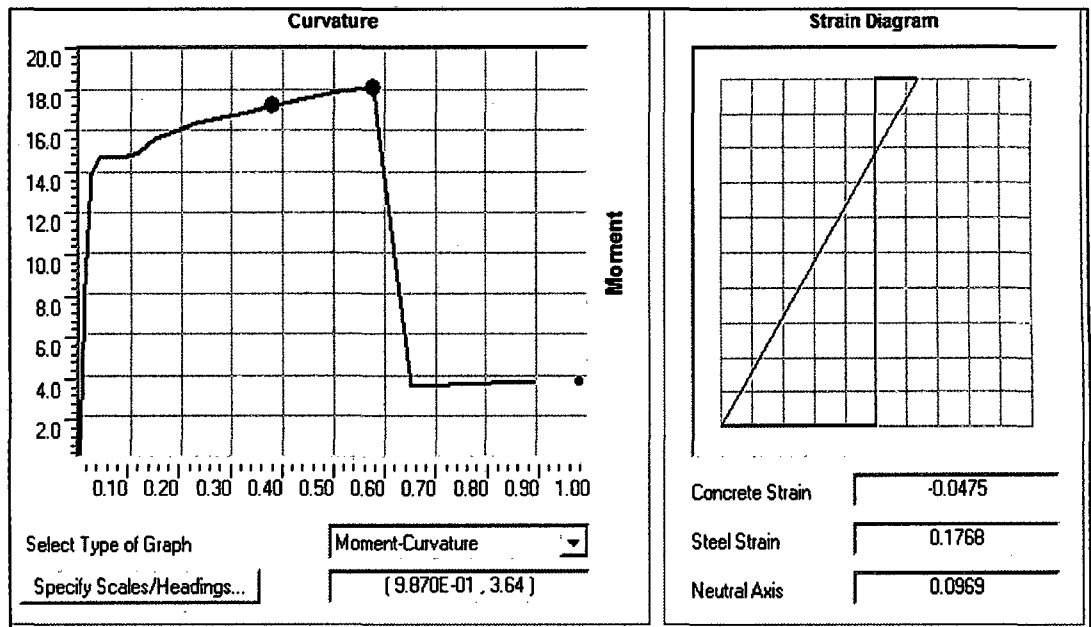


Figura 4.6
 Diagrama Momento – Curvatura para C-1 generado por el SAP2000.

El código FEMA 356 (FEMA 2000) plantea un Diagrama Momento-Giro Simplificado con trazos rectos definidos por los puntos notables A, B, C, D, y E como se muestra en la Figura 4.7.

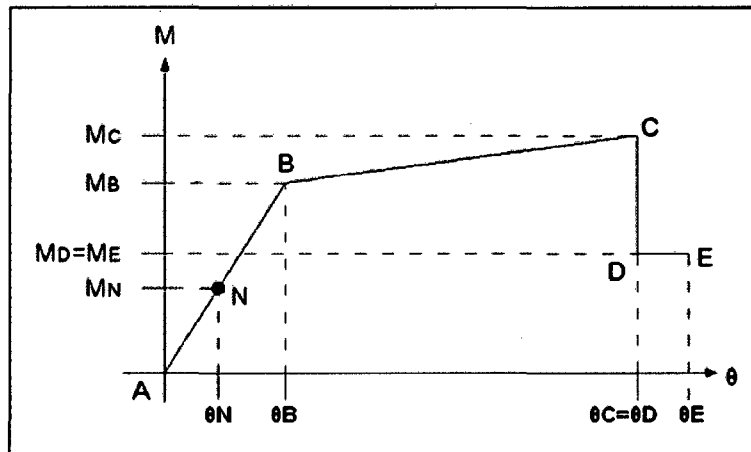


Figura 4.7
 Diagrama Momento-Giro Simplificado.
 Fuente: Fernández 2006.

El punto *N* corresponde al momento último obtenido con las combinaciones de carga establecidas en la Norma Peruana; el punto *B* representa la Fluencia Efectiva; el punto *C* corresponde a la capacidad

máxima resistente de la rótula. Se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima se produce una reducción súbita de momento (hasta el 40%), conformando el punto D. Luego, el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación (10% del obtenido en el punto C) hasta que sobreviene la rotura, punto E (Fernández 2006).

Además, el FEMA 356 (FEMA 2000) define tres puntos IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención del Colapso) que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. Los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos varían dependiendo del tipo de elemento estructural, tal como lo muestran las Figuras 4.8 y 4.9.

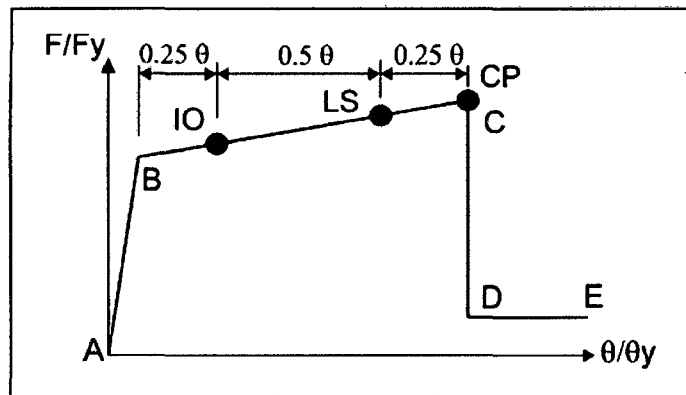


Figura 4.8
 Identificación de respuestas límites en una Columna.
 Fuente: FEMA 2000.

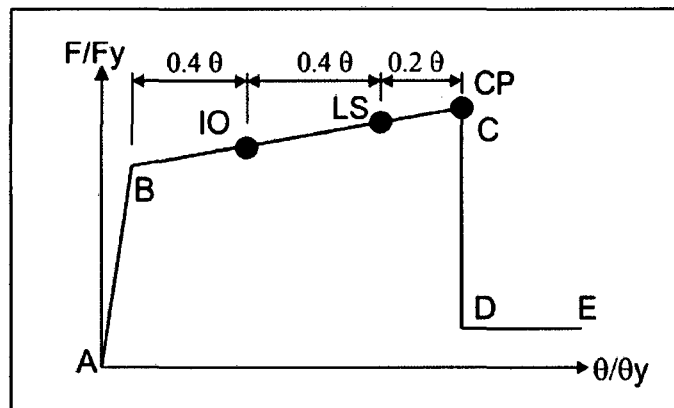


Figura 4.9
 Identificación de respuestas límites en una Viga.
 Fuente: FEMA 2000.

Siguiendo las consideraciones anteriores, concentramos el comportamiento inelástico del modelo en las zonas de alta demanda sísmica, representadas por las rótulas plásticas, en las ubicaciones indicadas:

- ✓ **Columnas** : En los extremos de los elementos.
- ✓ **En Vigas** : En los extremos y en la zona central de las mismas.

Para nuestro modelo se definieron 3 tipos de rótulas plásticas para columnas, 7 para vigas principales y 4 para vigas secundarias. En total se emplearon 14 rótulas plásticas.

Los nudos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas.

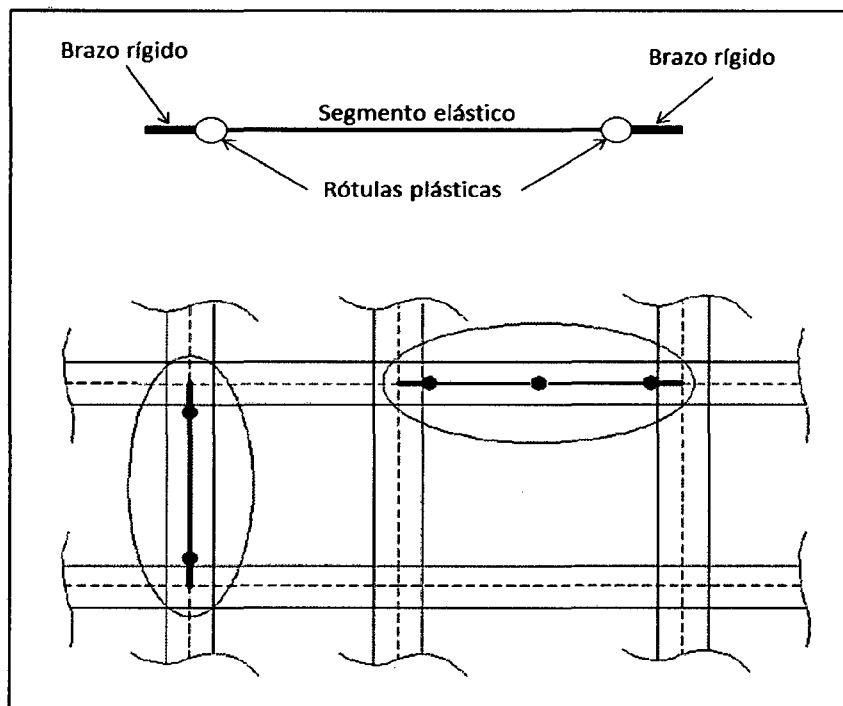


Figura 4.10

Modelado de rótulas plásticas en vigas y columnas.

Fuente: Fernández 2006.

4.4.1 Diagramas Momento-Giro para Columnas

Se definieron tres tipos de articulaciones plásticas para columnas. En ellas predomina la flexo compresión (P-M2-M3), es decir que los esfuerzos (carga axial y momentos) que actúan en las columnas están relacionados mediante sus correspondientes superficies de interacción.

Las Figuras 4.11 y 4.12 presentan las denominaciones usadas para agrupar las secciones de columna de iguales características y a la vez la ubicación de las rótulas en las columnas.

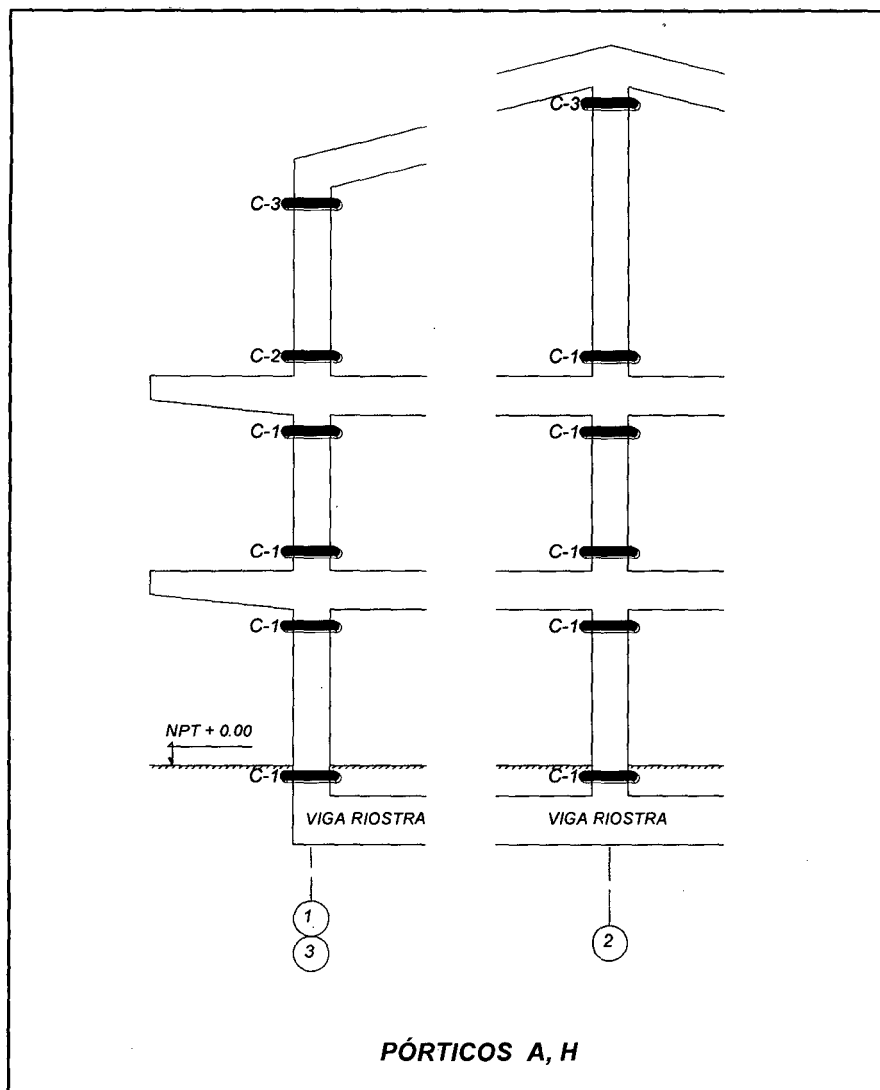


Figura 4.11

Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Columnas de los pórticos A y H.

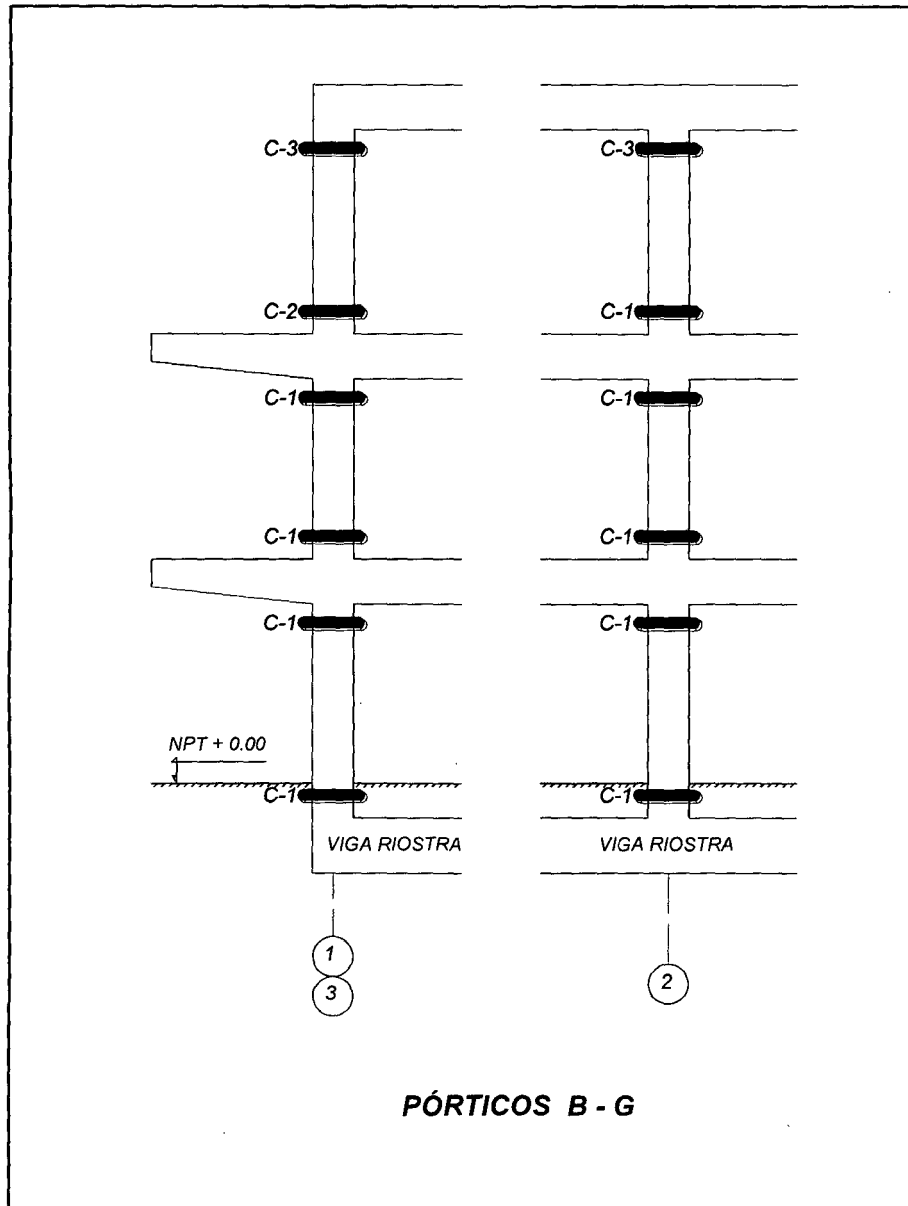


Figura 4.12
Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Columnas de los pórticos B, C, D, E, F y G.

a. Columna C-1

Tabla 4.2

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-1.

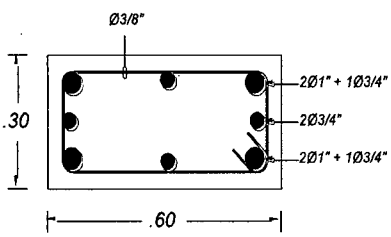
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p style="text-align: center;">C-1</p>	-E	-0.8957	-3.6353	0.1500	-0.1344
	-D	-0.6515	-3.4637	0.1500	-0.0977
	-C	-0.5786	-18.1190	0.1500	-0.0868
	-B	-0.0214	-13.8408	0.1500	-0.0032
	A	0.0000	0.0000	0.1500	0.0000
	B	0.0214	13.8408	0.1500	0.0032
	C	0.5786	18.1190	0.1500	0.0868
	D	0.6515	3.4637	0.1500	0.0977
	E	0.8957	3.6353	0.1500	0.1344

Tabla 4.3

Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-1.

IO	LS	CP
0.0241	0.0659	0.0868

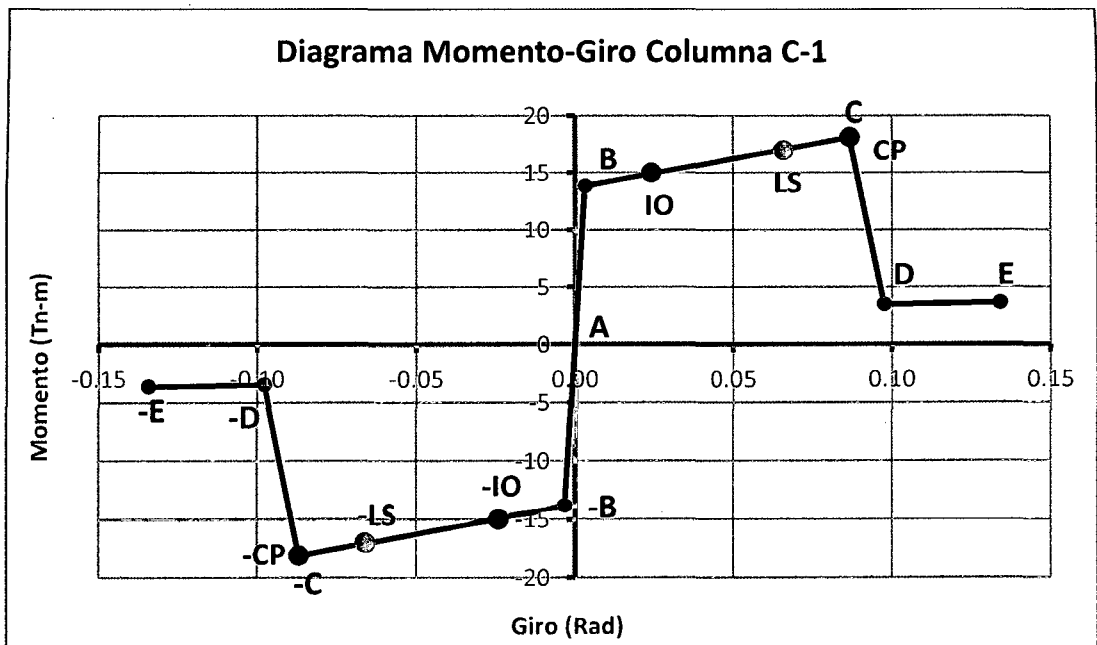


Figura 4.13

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Columna C-1.

b. Columna C-2

Tabla 4.4

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-2.

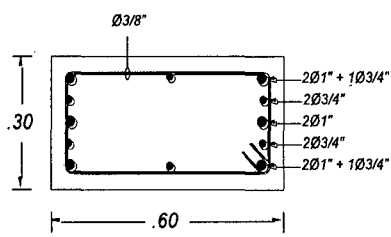
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p style="text-align: center;">C-2</p>	-E	-0.8957	-11.9388	0.1500	-0.1344
	-D	-0.6515	-11.9388	0.1500	-0.0977
	-C	-0.5786	-16.7148	0.1500	-0.0868
	-B	-0.0214	-16.7885	0.1500	-0.0032
	A	0.0000	0.0000	0.1500	0.0000
	B	0.0214	16.7885	0.1500	0.0032
	C	0.5786	16.7148	0.1500	0.0868
	D	0.6515	11.9388	0.1500	0.0977
	E	0.8957	11.9388	0.1500	0.1344

Tabla 4.5

Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-2.

IO	LS	CP
0.0241	0.0659	0.0868

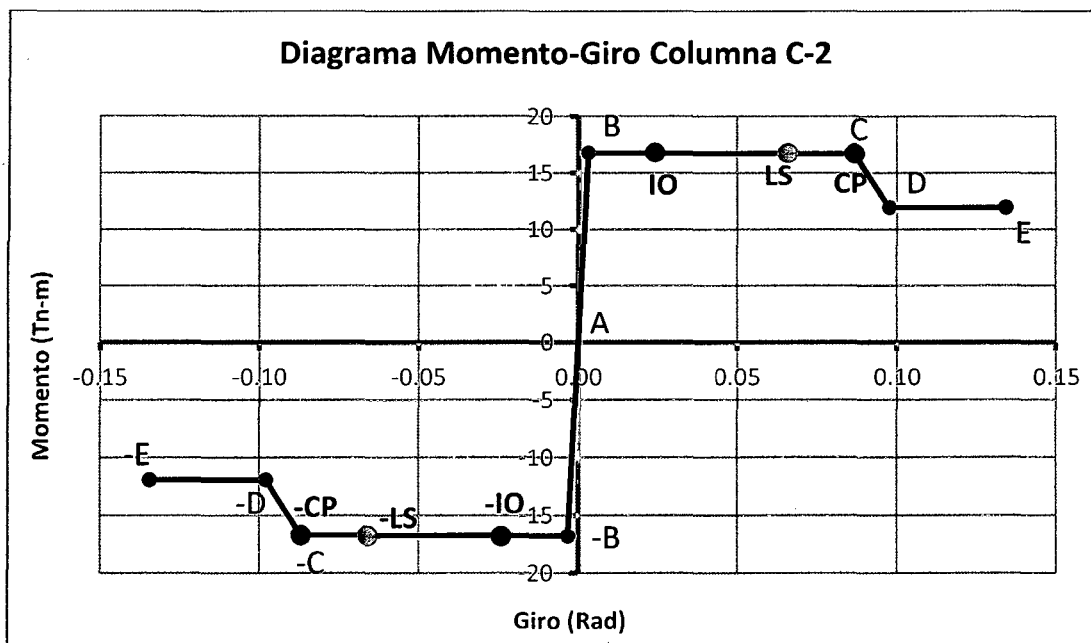


Figura 4.14

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Columna C-2.

c. Columna C-3

Tabla 4.6

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Columna C-3.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.8957	-9.8949	0.1500	-0.1344
	-D	-0.6515	-9.8949	0.1500	-0.0977
	-C	-0.5786	-13.2134	0.1500	-0.0868
	-B	-0.0214	-12.1774	0.1500	-0.0032
	A	0.0000	0.0000	0.1500	0.0000
	B	0.0214	12.1774	0.1500	0.0032
	C	0.5786	13.2134	0.1500	0.0868
	D	0.6515	9.8949	0.1500	0.0977
	E	0.8957	9.8949	0.1500	0.1344

Tabla 4.7

Criterios de Aceptación para la Articulación Columna C-3.

IO	LS	CP
0.0241	0.0659	0.0868

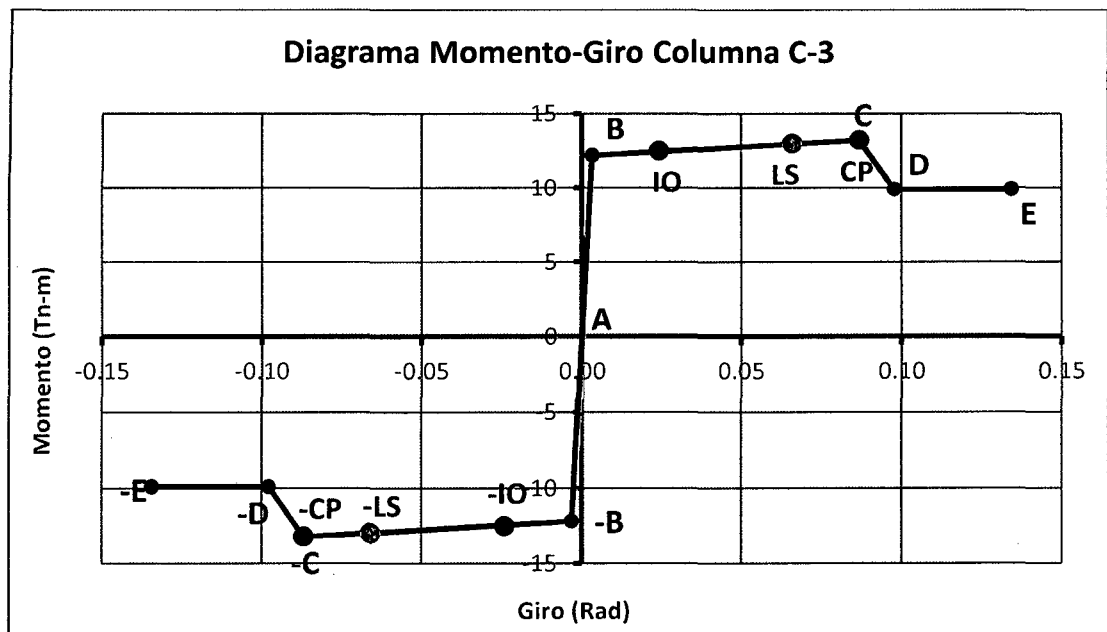


Figura 4.15

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Columna C-3.

4.4.2 Diagramas Momento-Giro para Vigas Principales

Se definieron ocho tipos de articulaciones plásticas para vigas principales. En ellas predomina la flexión (M_3). Estas rótulas son asignadas al principio, al final y al centro de la luz de cada viga.

Las Figuras 4.16 a la 4.18 presentan las denominaciones usadas para agrupar las secciones de las vigas principales de iguales características, y a la vez indican la ubicación de las rótulas en las mismas.

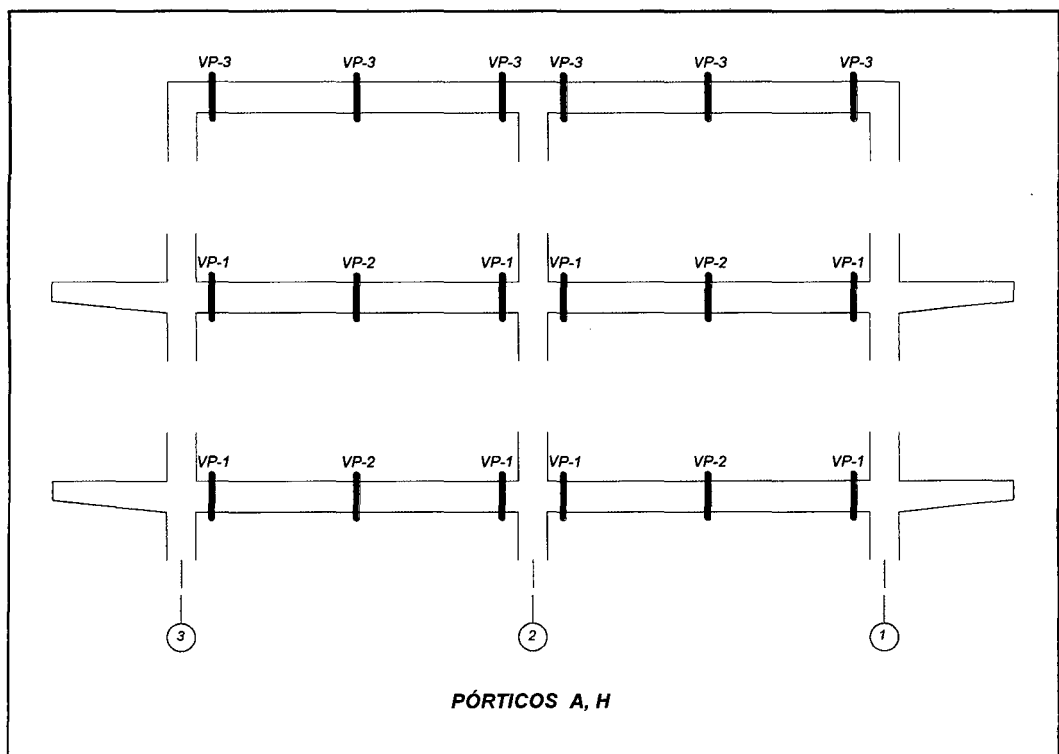


Figura 4.16
Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Principales de los Pórticos A y H.

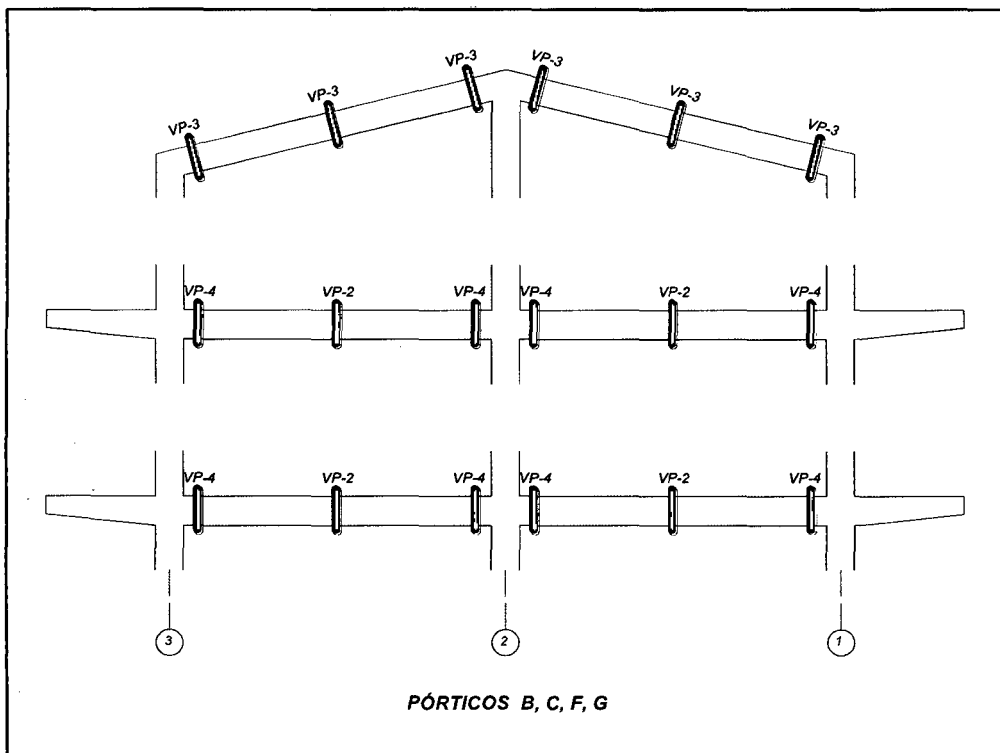


Figura 4.17

Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Principales de los Pórticos B, C, F y G.

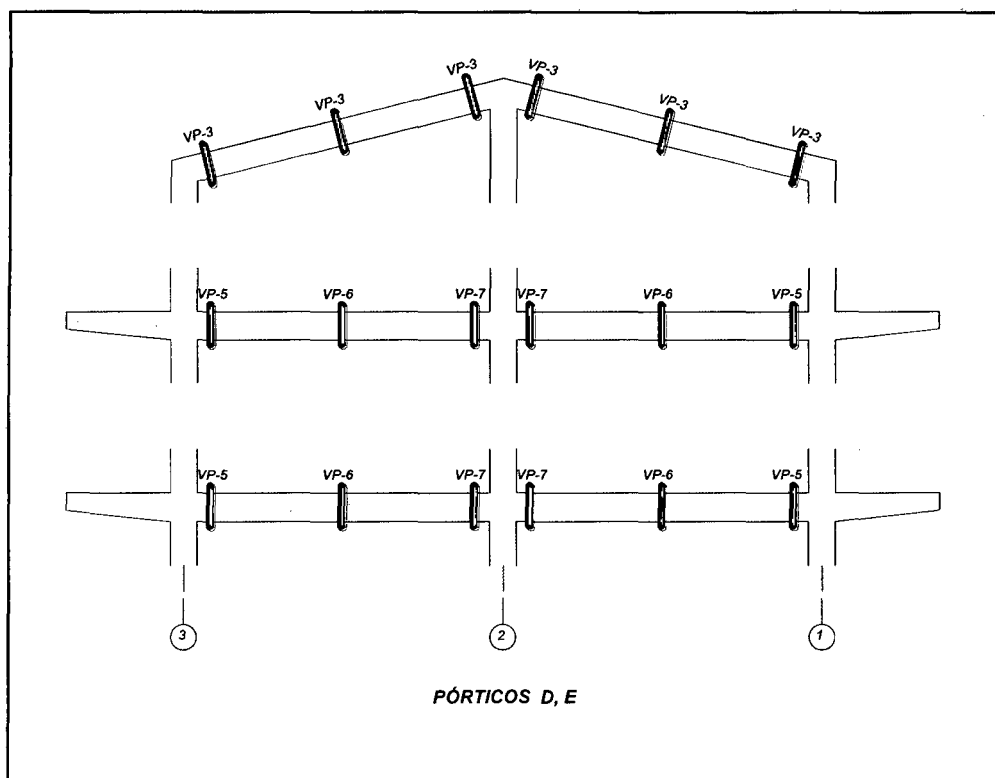


Figura 4.18

Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Principales de los Pórticos D y E.

a. Viga Principal VP-1

Tabla 4.8

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-1.

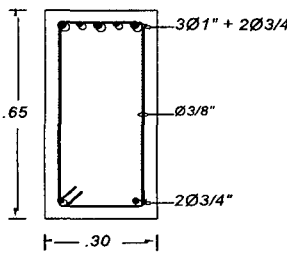
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p>VP-1</p>	-E	-0.3267	-0.1066	0.3250	-0.1062
	-D	-0.1860	-0.1833	0.3250	-0.0605
	-C	-0.1626	-19.7419	0.3250	-0.0528
	-B	-0.0078	-13.4658	0.3250	-0.0025
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0078	13.4658	0.3250	0.0025
	C	0.1626	19.7419	0.3250	0.0528
	D	0.1860	0.1833	0.3250	0.0605
	E	0.3267	0.1066	0.3250	0.1062

Tabla 4.9

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-1.

IO	LS	CP
0.0227	0.0428	0.0528

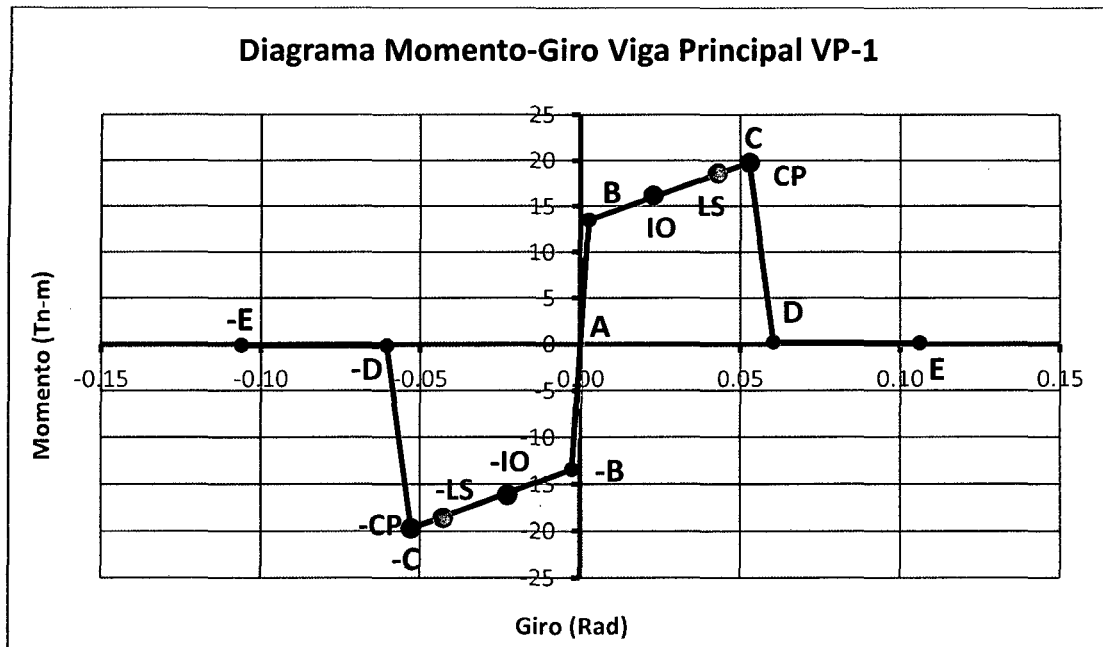


Figura 4.19

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-1.

b. Viga Principal VP-2

Tabla 4.10

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-2.

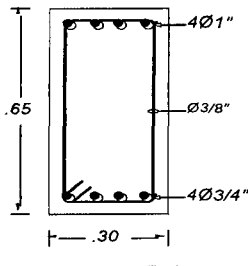
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p>VP-2</p>	-E	-0.3267	-0.0876	0.3250	-0.1062
	-D	-0.1860	-0.1773	0.3250	-0.0605
	-C	-0.1626	-39.0733	0.3250	-0.0528
	-B	-0.0078	-26.5505	0.3250	-0.0025
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0078	26.5505	0.3250	0.0025
	C	0.1626	39.0733	0.3250	0.0528
	D	0.1860	0.1773	0.3250	0.0605
	E	0.3267	0.0876	0.3250	0.1062

Tabla 4.11

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-2.

IO	LS	CP
0.0227	0.0428	0.0528

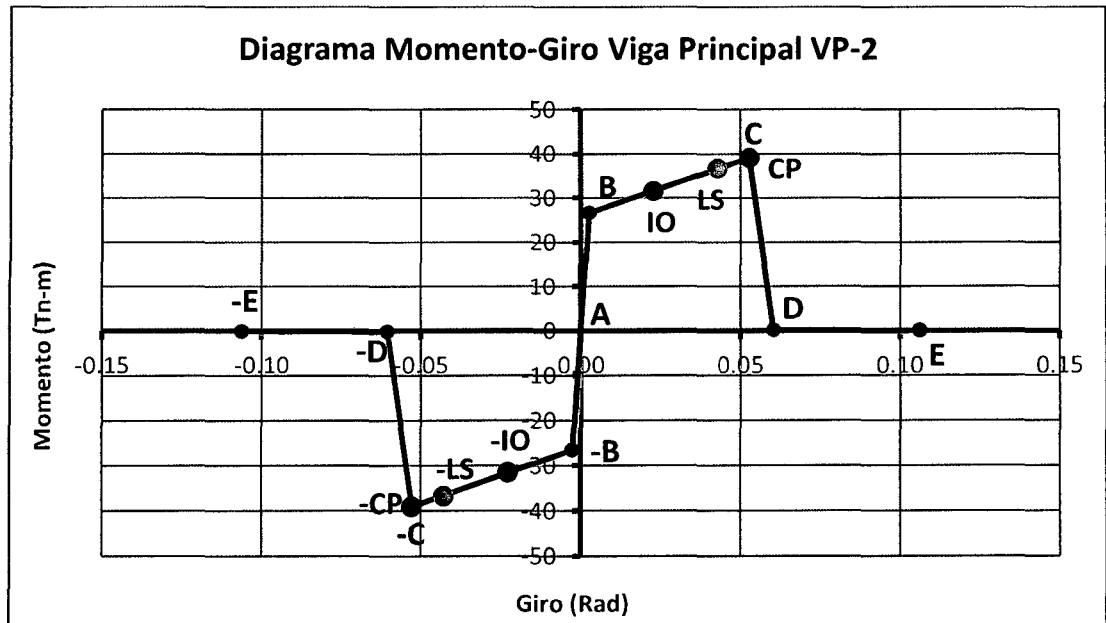


Figura 4.20

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-2.

c. Viga Principal VP-3

Tabla 4.12

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-3.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L_p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.3571	-0.0449	0.3000	-0.1071
	-D	-0.2033	-0.1361	0.3000	-0.0610
	-C	-0.1777	-18.7842	0.3000	-0.0533
	-B	-0.0085	-13.0161	0.3000	-0.0026
	A	0.0000	0.0000	0.3000	0.0000
	B	0.0085	13.0161	0.3000	0.0026
	C	0.1777	18.7842	0.3000	0.0533
	D	0.2033	0.1361	0.3000	0.0610
	E	0.3571	0.0449	0.3000	0.1071

Tabla 4.13

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-3.

IO	LS	CP
0.0229	0.0432	0.0533

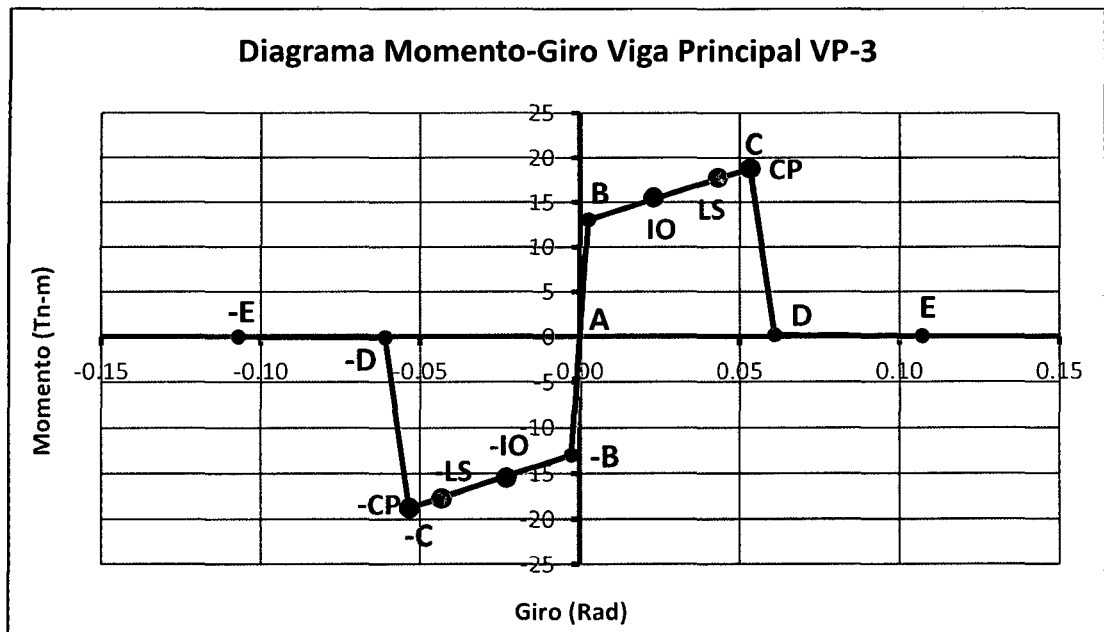


Figura 4.21

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-3.

d. **Viga Principal VP-4**

Tabla 4.14

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-4.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L_p (m)	GIRO (Rad)
<p>VP-4</p>	-E	-0.3267	-0.1035	0.3250	-0.1062
	-D	-0.1860	-0.1883	0.3250	-0.0605
	-C	-0.1626	-19.7584	0.3250	-0.0528
	-B	-0.0078	-13.4772	0.3250	-0.0025
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0078	13.4772	0.3250	0.0025
	C	0.1626	19.7584	0.3250	0.0528
	D	0.1860	0.1883	0.3250	0.0605
	E	0.3267	0.1035	0.3250	0.1062

Tabla 4.15

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-4.

IO	LS	CP
0.0227	0.0428	0.0528

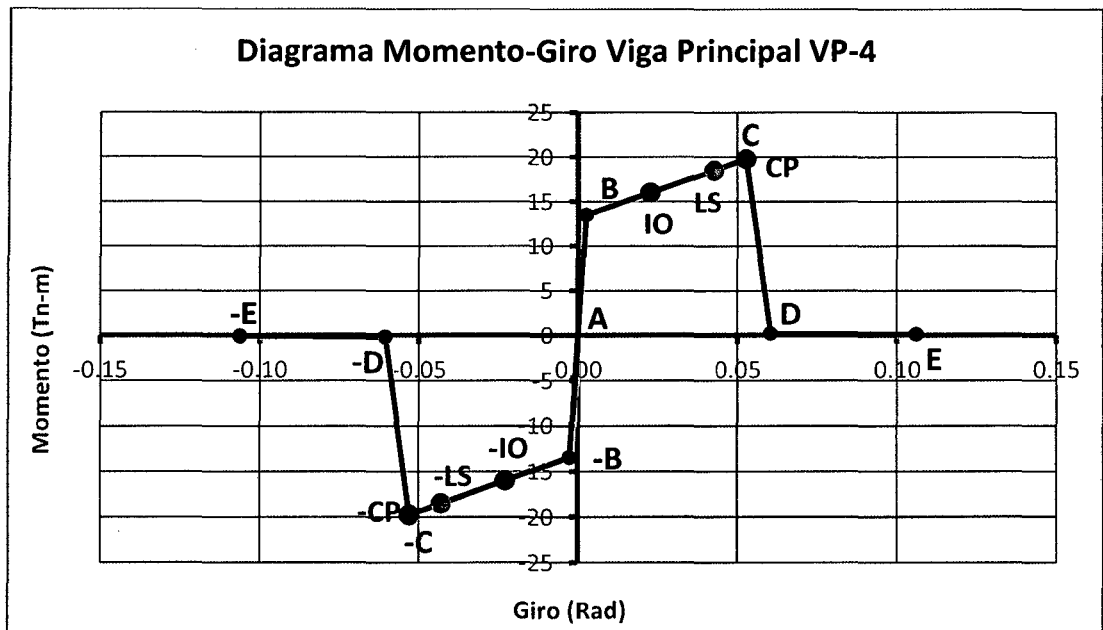


Figura 4.22

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-4.

e. **Viga Principal VP-5**

Tabla 4.16
 Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-5.

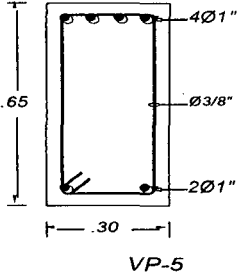
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L_p (m)	GIRO (Rad)
 <p>VP-5</p>	-E	-0.3305	-0.0902	0.3250	-0.1074
	-D	-0.1882	-0.1827	0.3250	-0.0612
	-C	-0.1645	-34.9638	0.3250	-0.0535
	-B	-0.0079	-23.7629	0.3250	-0.0026
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0079	23.7629	0.3250	0.0026
	C	0.1645	34.9638	0.3250	0.0535
	D	0.1882	0.1827	0.3250	0.0612
	E	0.3305	0.0902	0.3250	0.1074

Tabla 4.17
 Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-5.

IO	LS	CP
0.0229	0.0433	0.0535

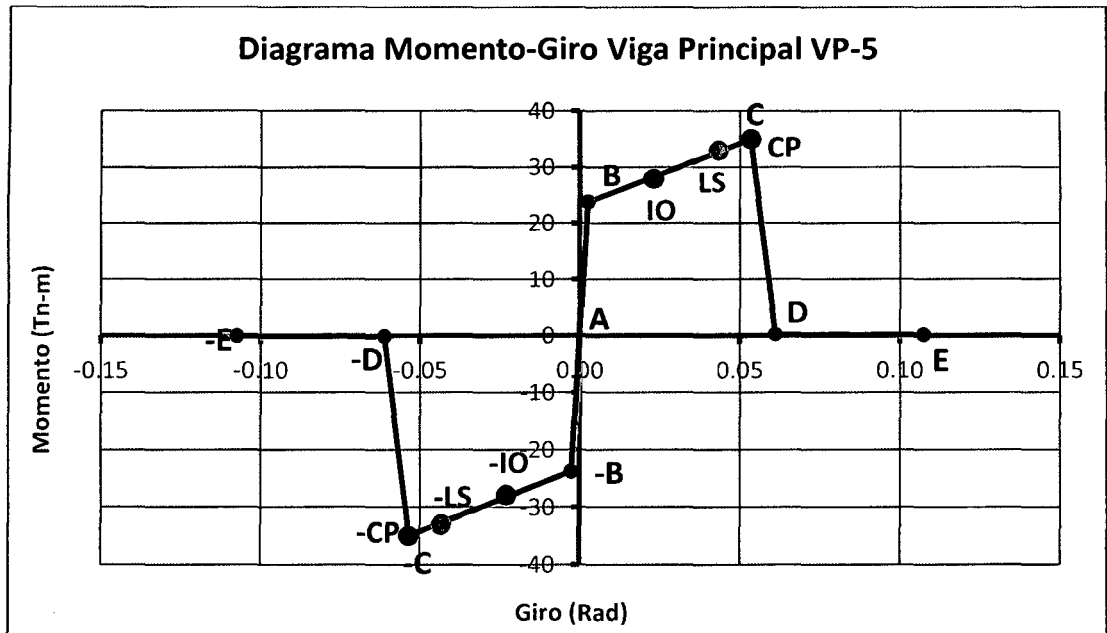


Figura 4.23
 Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-5.

f. Viga Principal VP-6

Tabla 4.18
 Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-6.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.3267	-0.0885	0.3250	-0.1062
	-D	-0.1860	-0.1782	0.3250	-0.0605
	-C	-0.1626	-44.5435	0.3250	-0.0528
	-B	-0.0078	-30.2212	0.3250	-0.0025
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0078	30.2212	0.3250	0.0025
	C	0.1626	44.5435	0.3250	0.0528
	D	0.1860	0.1782	0.3250	0.0605
	E	0.3267	0.0885	0.3250	0.1062

Tabla 4.19
 Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-6.

IO	LS	CP
0.0227	0.0428	0.0528

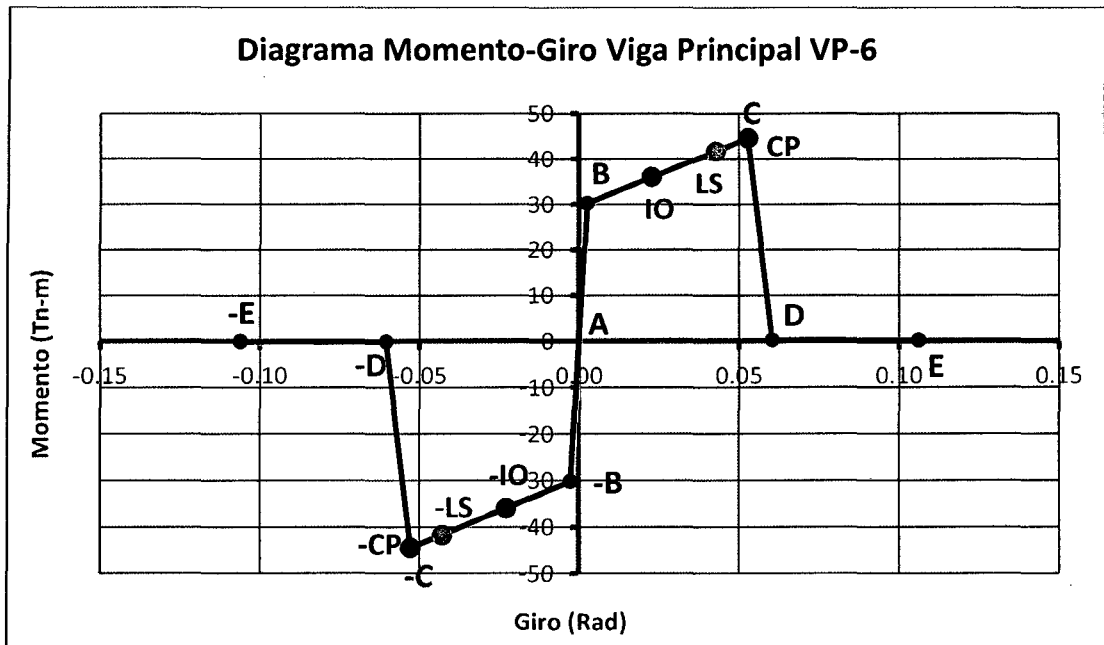


Figura 4.24
 Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-6.

g. Viga Principal VP-7

Tabla 4.20
 Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VP-7.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L_p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.3267	-0.1043	0.3250	-0.1062
	-D	-0.1860	-0.2028	0.3250	-0.0605
	-C	-0.1626	-34.9809	0.3250	-0.0528
	-B	-0.0078	-23.7839	0.3250	-0.0025
	A	0.0000	0.0000	0.3250	0.0000
	B	0.0078	23.7839	0.3250	0.0025
	C	0.1626	34.9809	0.3250	0.0528
	D	0.1860	0.2028	0.3250	0.0605
	E	0.3267	0.1043	0.3250	0.1062

Tabla 4.21
 Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VP-7.

IO	LS	CP
0.0227	0.0428	0.0528

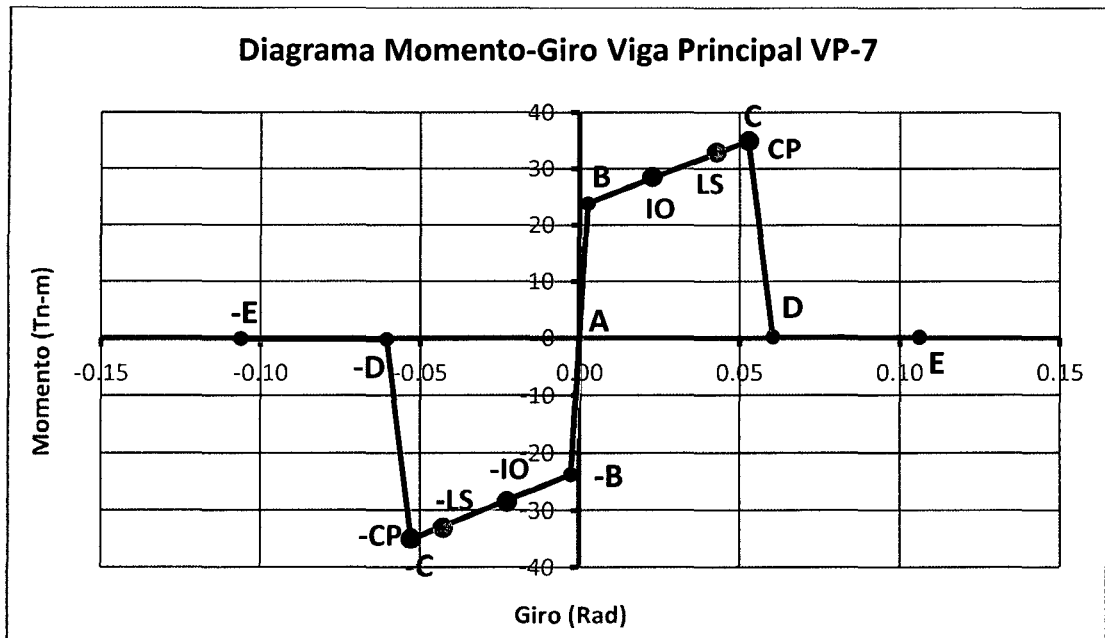


Figura 4.25
 Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VP-7.

4.4.3 Diagramas Momento-Giro para Vigas Secundarias

Se definieron cuatro tipos de articulaciones plásticas para vigas secundarias. En ellas predomina la flexión (M_3). Estas rótulas son asignadas al principio, al final y al centro de la luz de cada viga.

Las Figuras 4.26 y 4.27 presentan las denominaciones usadas para agrupar las secciones de las vigas secundarias de iguales características, y a la vez indican la ubicación de las rótulas en las mismas.

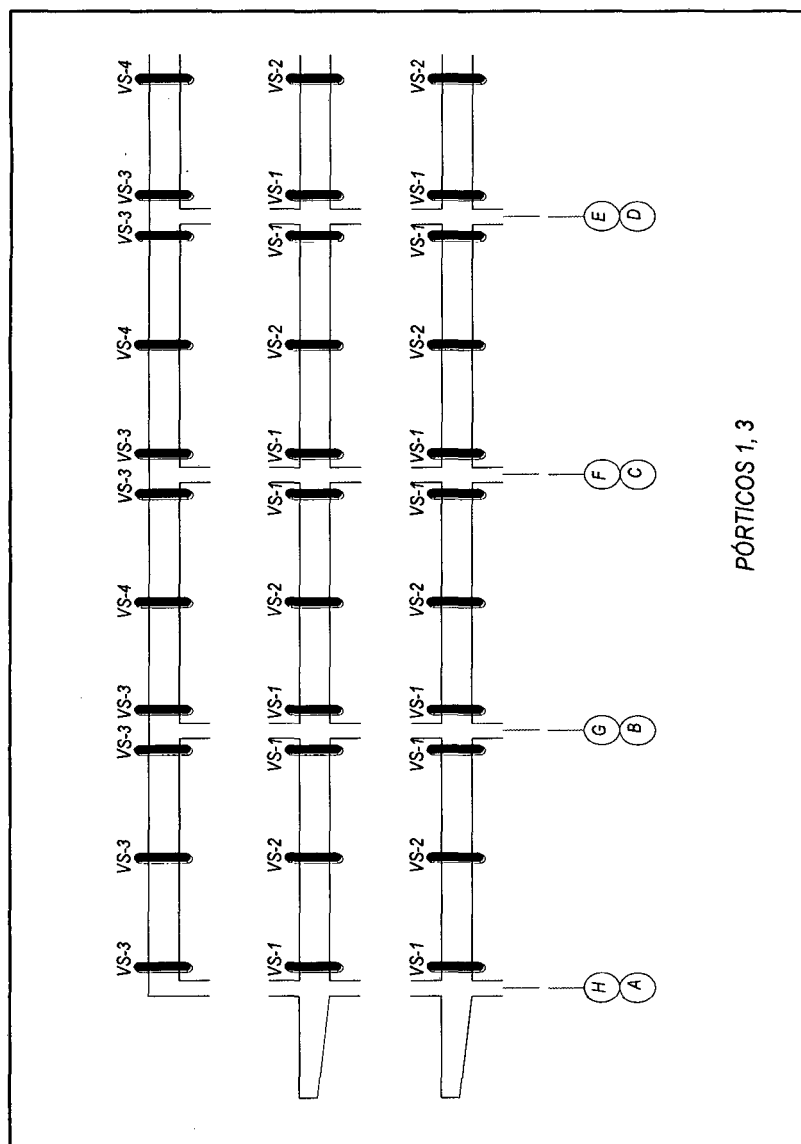


Figura 4.26

Denominación de las secciones transversales y ubicación de las rótulas plásticas en las Vigas Secundarias de los Pórticos 1 y 3.

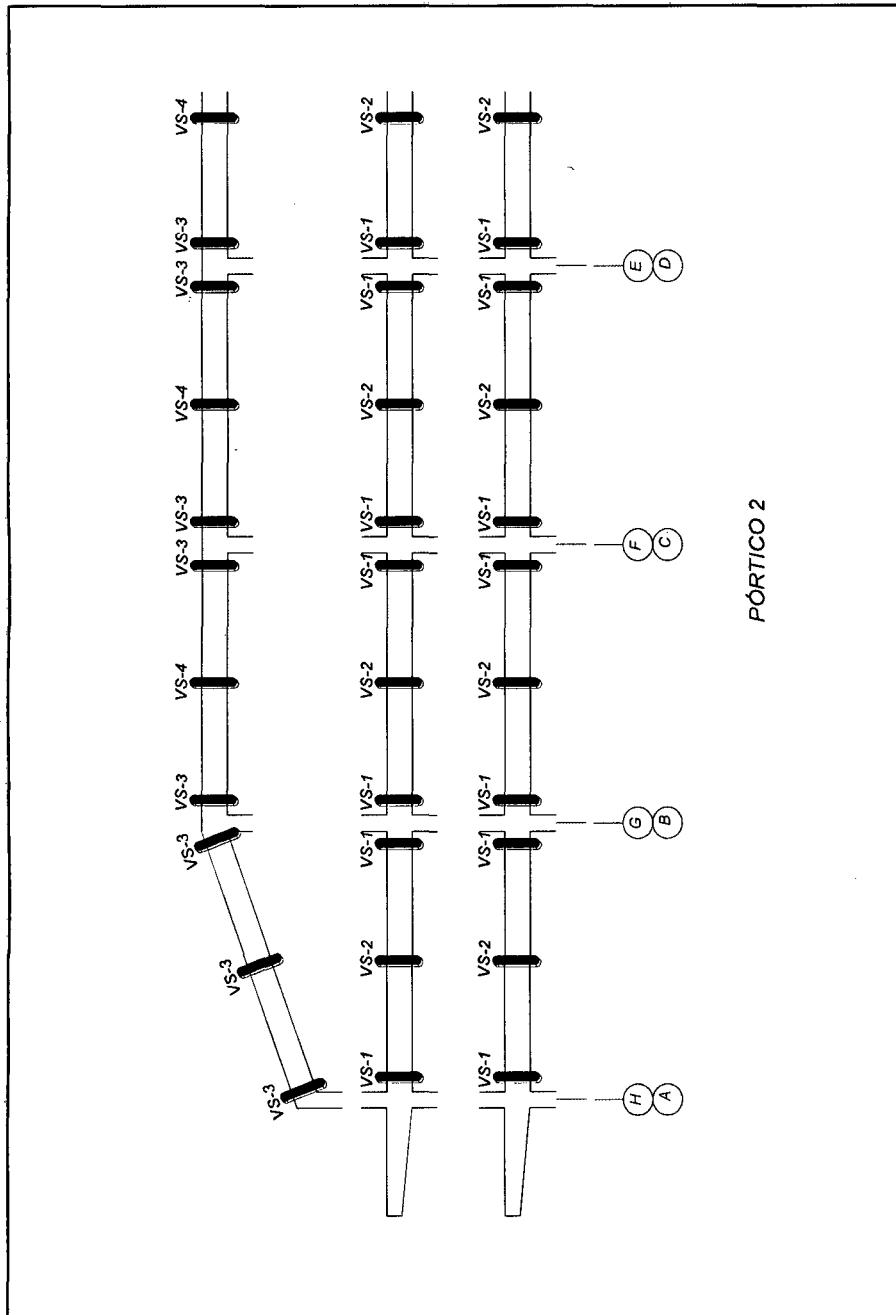


Figura 4.27
*Denominación de las secciones transversales y
ubicación de las rótulas plásticas en las
Vigas Secundarias del Pórtico 2.*

a. Viga Secundaria VS-1

Tabla 4.22

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-1.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L_p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.4454	-0.0340	0.2500	-0.1114
	-D	-0.2536	-0.0843	0.2500	-0.0634
	-C	-0.2216	-10.1848	0.2500	-0.0554
	-B	-0.0107	-7.1222	0.2500	-0.0027
	A	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000
	B	0.0107	7.1222	0.2500	0.0027
	C	0.2216	10.1848	0.2500	0.0554
	D	0.2536	0.0843	0.2500	0.0634
	E	0.4454	0.0340	0.2500	0.1114

Tabla 4.23

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-1.

IO	LS	CP
0.0238	0.0449	0.0554

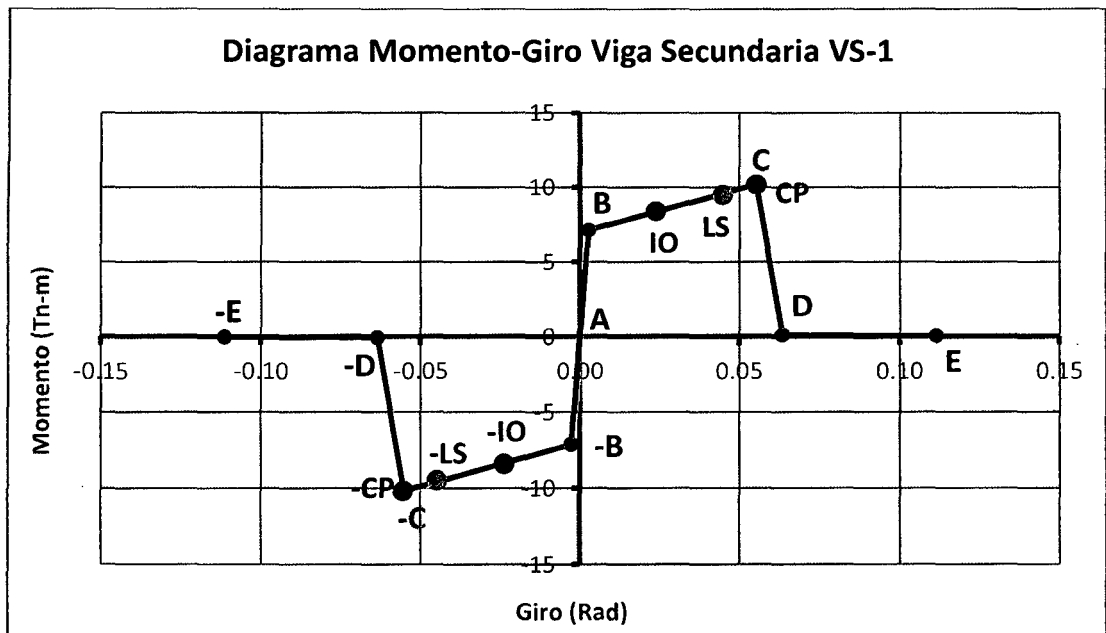


Figura 4.28

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-1.

b. Viga Secundaria VS-2

Tabla 4.24

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-2.

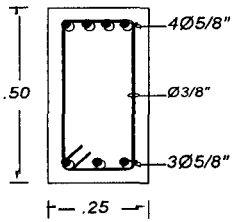
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p>VS-2</p>	-E	-0.4454	-0.0320	0.2500	-0.1114
	-D	-0.2536	-0.0813	0.2500	-0.0634
	-C	-0.2216	-15.2280	0.2500	-0.0554
	-B	-0.0107	-10.5476	0.2500	-0.0027
	A	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000
	B	0.0107	10.5476	0.2500	0.0027
	C	0.2216	15.2280	0.2500	0.0554
	D	0.2536	0.0813	0.2500	0.0634
	E	0.4454	0.0320	0.2500	0.1114

Tabla 4.25

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-2.

IO	LS	CP
0.0238	0.0449	0.0554

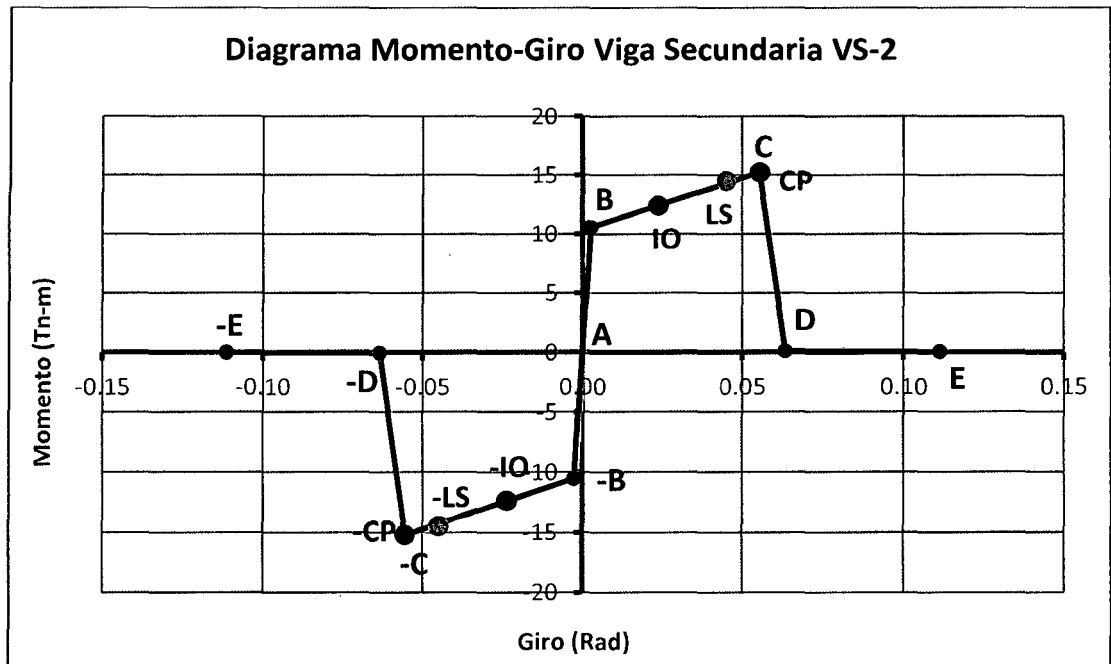


Figura 4.29

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-2.

c. Viga Secundaria VS-3

Tabla 4.26

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-3.

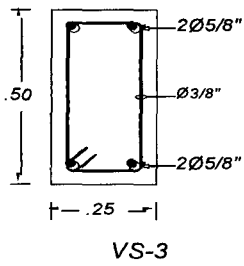
SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
 <p>VS-3</p>	-E	-0.4454	-0.0351	0.2500	-0.1114
	-D	-0.2536	-0.0926	0.2500	-0.0634
	-C	-0.2216	-10.1469	0.2500	-0.0554
	-B	-0.0107	-7.1323	0.2500	-0.0027
	A	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000
	B	0.0107	7.1323	0.2500	0.0027
	C	0.2216	10.1469	0.2500	0.0554
	D	0.2536	0.0926	0.2500	0.0634
	E	0.4454	0.0351	0.2500	0.1114

Tabla 4.27

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-3.

IO	LS	CP
0.0238	0.0449	0.0554

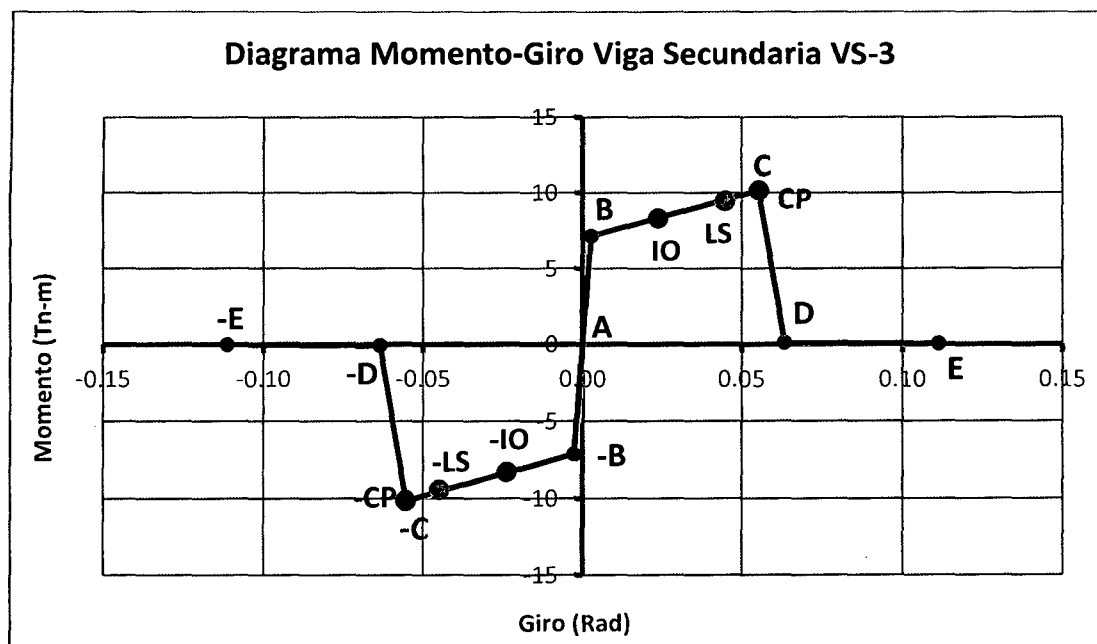


Figura 4.30

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-3.

d. Viga Secundaria VS-4

Tabla 4.28

Datos de la Relación Momento-Curvatura y obtención del Giro de Viga VS-4.

SECCIÓN TRANSVERSAL	PUNTO	CURVATURA (1/m)	MOMENTO (Tn-m)	L _p (m)	GIRO (Rad)
	-E	-0.4454	-0.0320	0.2500	-0.1114
	-D	-0.2216	-0.1108	0.2500	-0.0554
	-C	-0.1918	-9.9588	0.2500	-0.0480
	-B	-0.0107	-7.1127	0.2500	-0.0027
	A	0.0000	0.0000	0.2500	0.0000
	B	0.0107	7.1127	0.2500	0.0027
	C	0.1918	9.9588	0.2500	0.0480
	D	0.2216	0.1108	0.2500	0.0554
	E	0.4454	0.0320	0.2500	0.1114

Tabla 4.29

Criterios de Aceptación para la Articulación Viga VS-4.

IO	LS	CP
0.0208	0.0389	0.0480

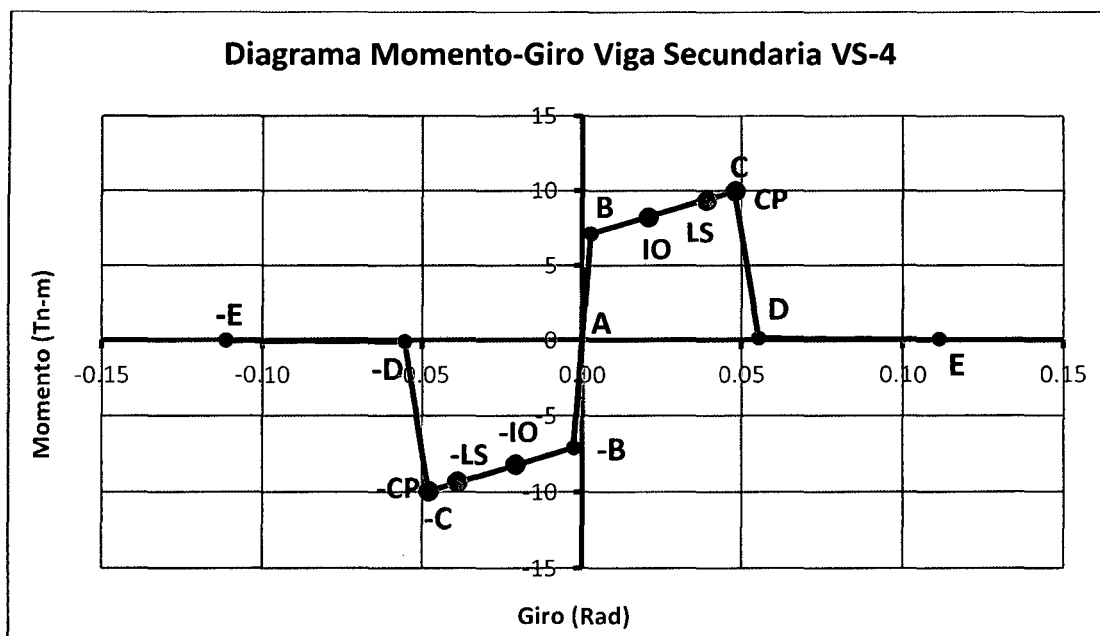


Figura 4.31

Diagrama Momento-Giro de la rótula en Viga VS-4.

4.6 CURVAS DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Las cargas monotónicas aplicadas a la estructura, hacen que ésta se defleccione de tal modo que a partir de cierto nivel de fuerza comienza a producirse fallas locales producto de la formación de rótulas plásticas. Las Curvas de Capacidad grafican dicha deformación lateral.

La forma de la curva está definida por la naturaleza de la fuerza incremental, la capacidad resistente de los componentes individuales, la configuración estructural que permite la distribución de esfuerzos y la posibilidad de la estructura para redistribuirlos y de esta manera agotar la capacidad de todos los elementos resistentes de ser posible.

4.6.1 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección "X"

Del programa SAP2000 obtenemos los valores del desplazamiento en el Nudo de Control (el punto más alto del techo) generados por los correspondientes valores de cortante basal. La Tabla 4.30 contiene dichos valores.

Tabla 4.30
Valores representativos de la Curva de Capacidad (Dirección "X").

Paso	Desplaz. Techo Δt (m)	Cortante Basal V (Tn)
0	0.000	0.000
1	0.022	96.998
2	0.043	170.774
3	0.083	237.351
4	0.103	251.775
5	0.168	278.394
6	0.227	299.166
7	0.297	329.767
8	0.339	346.060
9	0.352	344.822

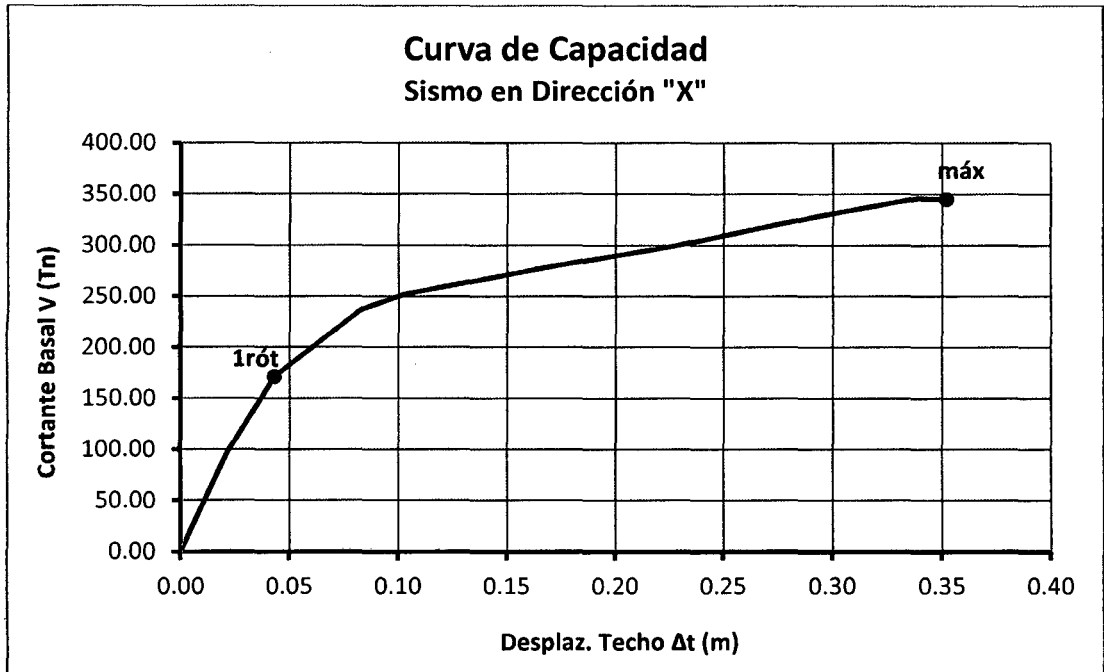


Figura 4.32
Curva de Capacidad (Sismo en "X").

El programa SAP2000 relaciona el giro de las rótulas con los diferentes niveles de desempeño dados por el ATC-40, asignándole a cada uno un color diferente que cambia a medida que crece el giro de la rótula plástica, como se muestra en la Figura 4.33 y Tabla 4.31.

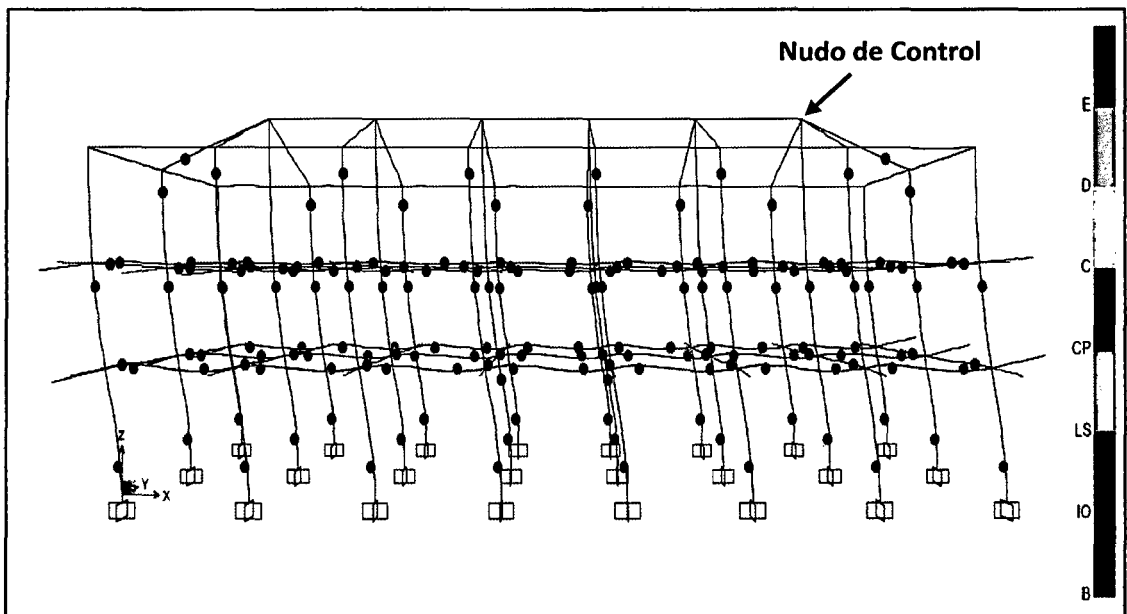


Figura 4.33
Estructura Deflectada, Nudo de Control y Rótulas Plásticas (Sismo en "X").

Tabla 4.31
Colores designados por el SAP2000 para los Niveles de Desempeño.

ATC-40	Fluencia	Ocupación Inmediata	Resguardo de Vida	Prevención del Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso
NIVEL DE DESEMPEÑO	B	IO	LS	CP	C	D	E
VISION 2000	Operacional	Funcional	Resguardo de Vida	Cerca al Colapso	Colapso	Posterior al Colapso	

4.6.1.1 Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad "X"

Utilizando el Criterio de las Áreas Iguales, obtuvimos el Punto de Fluencia Efectiva que separa el rango elástico del rango plástico de la Curva de Capacidad y en base a este punto se realizó la sectorización de la misma, tal como se muestra en la Figura 4.34.

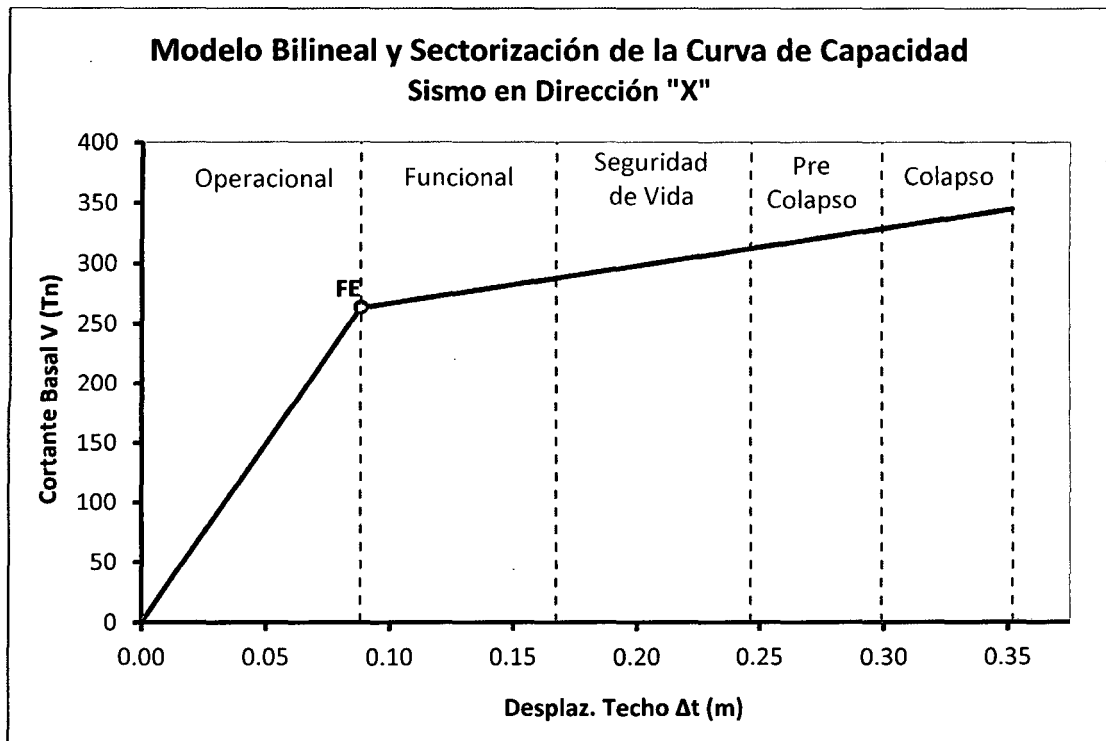


Figura 4.34
Representación Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad (Sismo en "X").

De la Curva de Capacidad y su Modelo Bilineal se obtienen algunos puntos relevantes, los cuales se presentan en la Tabla 4.32.

Tabla 4.32
Puntos Relevantes de la Curva de Capacidad (Dirección "X").

Descripción	Dirección "X"	
	Δt (cm)	V (Tn)
Primera Rótula	4.306	170.774
Fluencia Efectiva	8.800	263.361
Colapso	35.197	344.822

4.6.2 Curva de Capacidad para el Sismo en Dirección "Y"

Siguiendo la metodología empleada para el ítem anterior, procedemos a presentar los resultados del Análisis Estático No Lineal de la estructura cuando el sismo es aplicado en Dirección "Y".

Tabla 4.33
Valores representativos de la Curva de Capacidad (Dirección "Y").

Paso	Desplaz. Techo Δt (m)	Cortante Basal V (Tn)
0	0.000	0.000
1	0.003	48.969
2	0.027	398.276
3	0.048	470.438
4	0.074	509.808
5	0.123	537.300
6	0.192	568.098
7	0.246	590.399
8	0.296	613.334
9	0.342	633.756
10	0.371	633.756

La Figura 4.35 representa la Curva de Capacidad cuando el sismo es aplicado en la Dirección "Y".

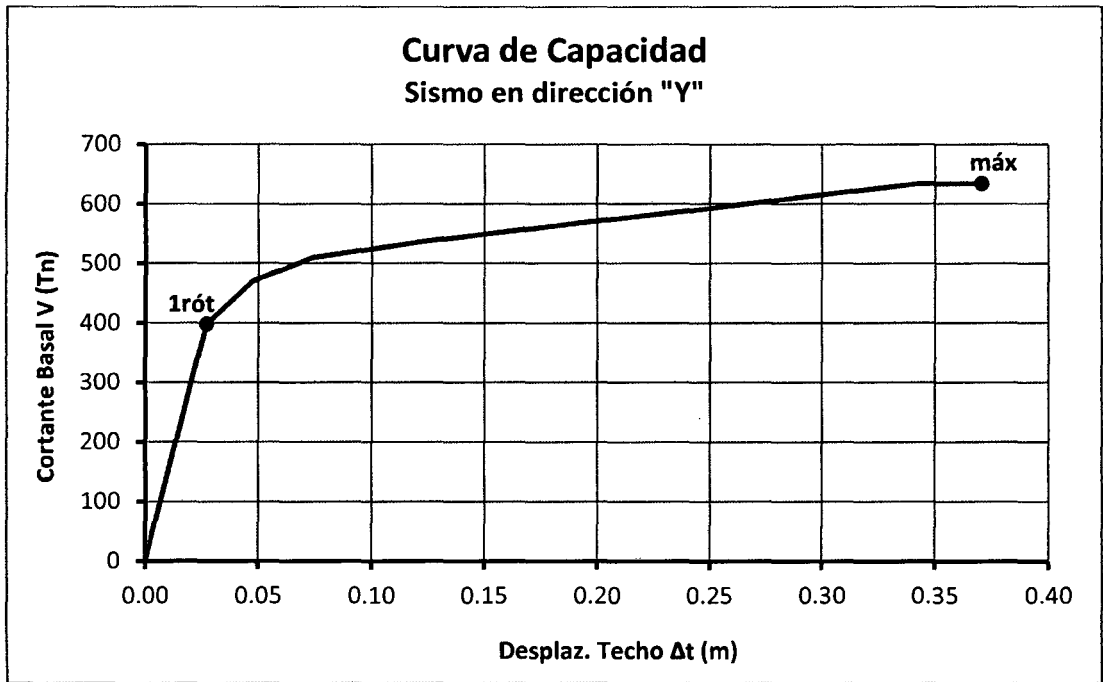


Figura 4.35

Curva de Capacidad (Sismo en "Y").

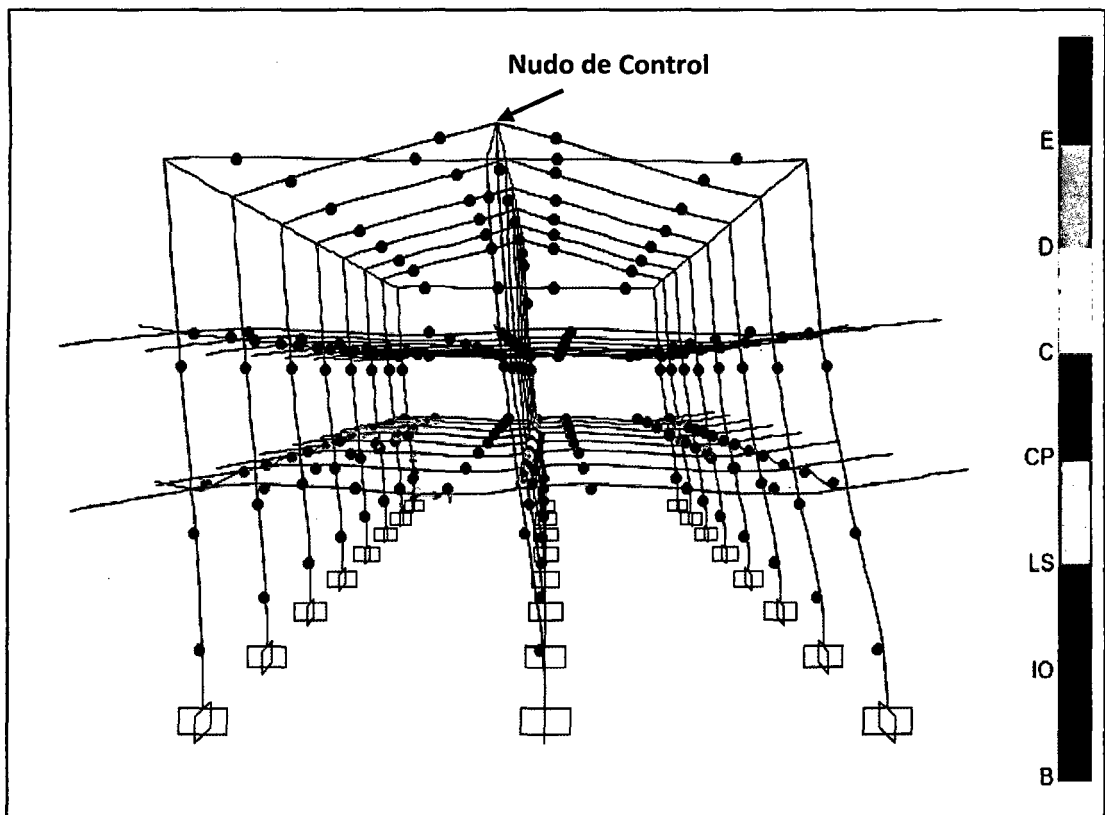


Figura 4.36

Estructura Deflectada, Nudo de Control y Rótulas Plásticas (Sismo en "Y").

4.6.2.1 Modelo Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad "Y"

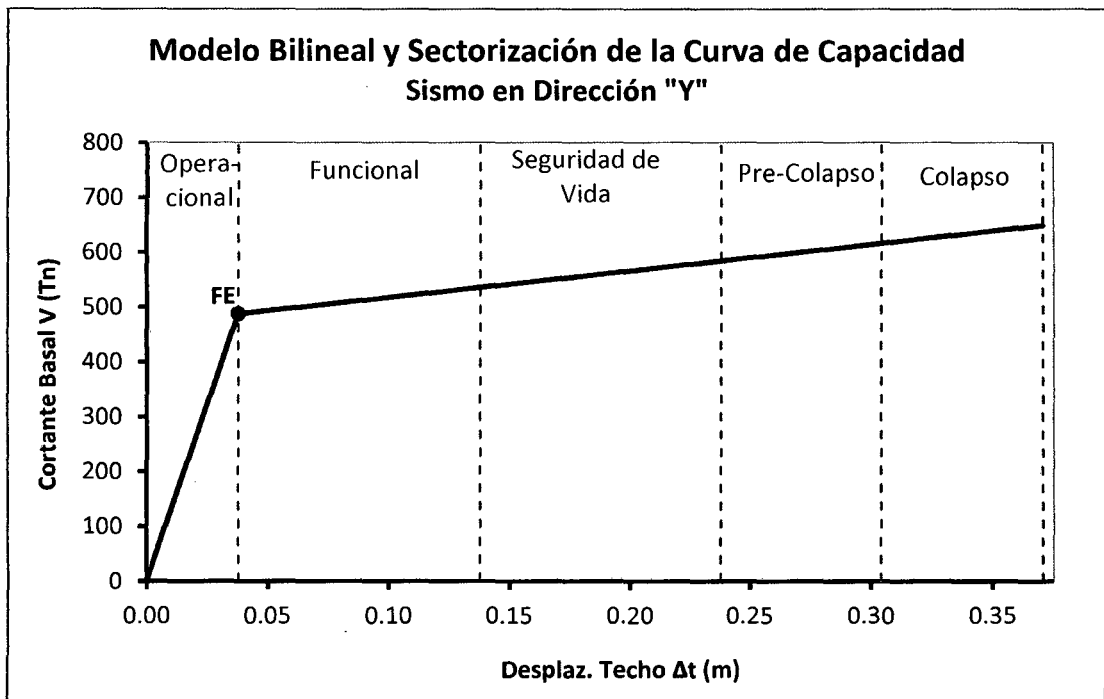


Figura 4.37

Representación Bilineal y Sectorización de la Curva de Capacidad (Sismo en "Y").

Los puntos relevantes se dan en la Tabla 4.34.

Tabla 4.34

Puntos Relevantes de la Curva de Capacidad (Dirección "Y").

Descripción	Dirección "Y"	
	Δt (cm)	V (Tn)
Primera Rótula	2.714	398.276
Fluencia Efectiva	3.800	487.265
Colapso	37.060	633.756

4.7 ESPECTRO DE RESPUESTA

Para la obtención del Espectro de Respuesta se usaron los Parámetros consignados en la Norma E.030: Diseño Sismorresistente (RNE 2006).

Tabla 4.35

Parámetros para la obtención del Espectro de Respuesta de acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030 (RNE 2006)

Ítem	Parámetro	Valor	Descripción
Factor de Zona	Z	3	Ubicación: Provincia de Cajamarca.
Factor de Amplificación del Suelo	S	1,4	Suelos flexibles (Perfil tipo S ₃).
Periodo que define la plataforma del espectro	T_P	0,9	Depende del Factor S.
Factor de Amplificación Sísmica	C	$2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$	Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.
Factor de Uso e Importancia	U	1,5	Edificación Categoría "A" (Esencial).
Factor de Reducción de Fuerza Sísmica	R	8	Sistema Estructural: Pórticos de Concreto Armado.
Aceleración Espectral	S_a	$\frac{ZUCS}{R} g$	Define el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones ($g = 9.81m/s^2$).

Se procedió a calcular los valores de los factores de amplificación sísmica (C) para cada periodo T y con éste hallamos el valor de la aceleración espectral (S_a), lo cual nos permite obtener el Espectro de Aceleraciones.

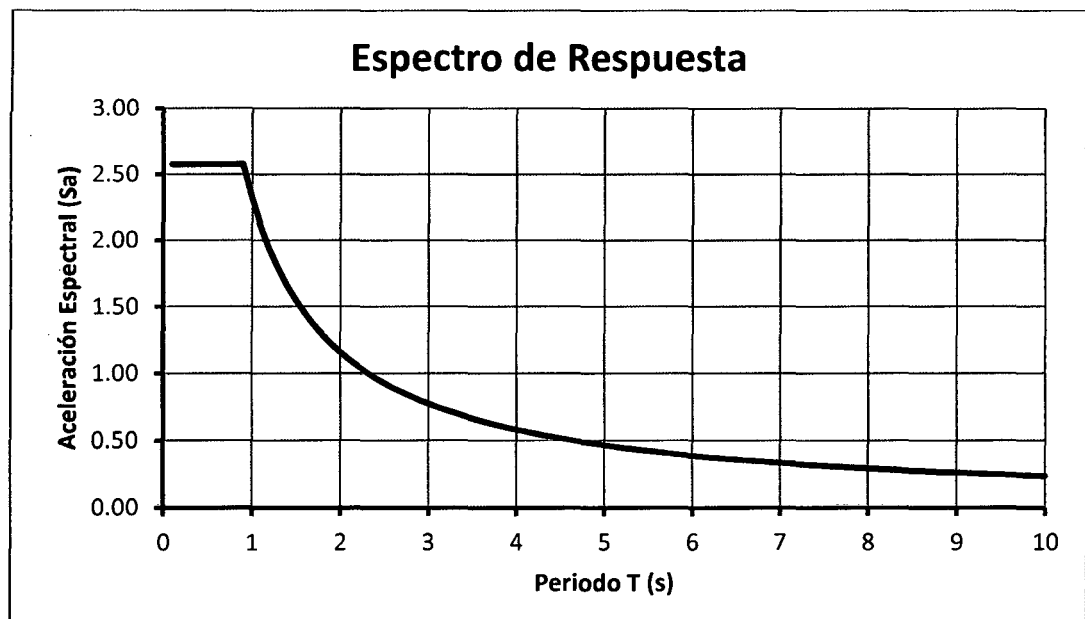


Figura 4.38
Espectro de Respuesta Calculado.

4.8 DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Este procedimiento consiste en determinar los Puntos de Desempeño Sísmico de la Estructura para las dos direcciones en que se aplicaron los sismos.

Para la estructura en estudio, por ser una edificación Categoría "A" – Edificaciones Esenciales, se la evaluó con el Espectro de Respuesta Calculado y para los niveles de movimiento sísmico Ocasional, Raro y Muy Raro. Para esto último, se usaron los coeficientes sísmicos C_a y C_v indicados a continuación para cada nivel de movimiento sísmico.

Tabla 4.36

Coeficientes Sísmicos para cada Nivel de Movimiento Sísmico.

Fuente: Ingeniería Antisísmica (Muñoz 1999).

Nivel del Movimiento Sísmico	C_a	C_v
Frecuente	0.20	0.20
Ocasional	0.25	0.25
Raro	0.40	0.40
Muy Raro	0.50	0.50

4.8.1 Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura para los Sismos aplicados en Dirección "X"

Los puntos de desempeño alcanzados por la estructura para cada nivel de movimiento sísmico se muestran en la Tabla 4.37. Dichos puntos son obtenidos del SAP2000 en dos tipos de coordenadas: 1). Desplazamiento del Techo " Δt " versus Cortante Basal " V " y 2). Desplazamiento Espectral " S_D " versus Aceleración Espectral " S_A ". Además se indican el Periodo y el Amortiguamiento Efectivos o Equivalentes en el Punto de Desempeño.

Tabla 4.37

Puntos de Desempeño para los Movimientos Sísmicos indicados (Dirección "X").

Nivel del Movimiento Sísmico	V (Tn)	Δt (m)	S_A (g)	S_D (m)	T_{eff} (s)	β_{eff} (%)
E.030	242.544	0.090	0.096	0.063	1.617	0.198
Ocasional	245.823	0.095	0.097	0.066	1.650	0.213
Raro	276.524	0.164	0.105	0.111	2.059	0.318
Muy Raro	298.026	0.224	0.113	0.152	2.322	0.335

Para determinar el Nivel de Desempeño Sísmico Alcanzado por la estructura para cada nivel de movimiento sísmico aplicado, se compara el desplazamiento del punto de desempeño con los rangos de la sectorización de la Curva de Capacidad. El Nivel de Desempeño alcanzado será el de aquel rango que contenga dicho desplazamiento. Esto se observa en la Figura 4.39.

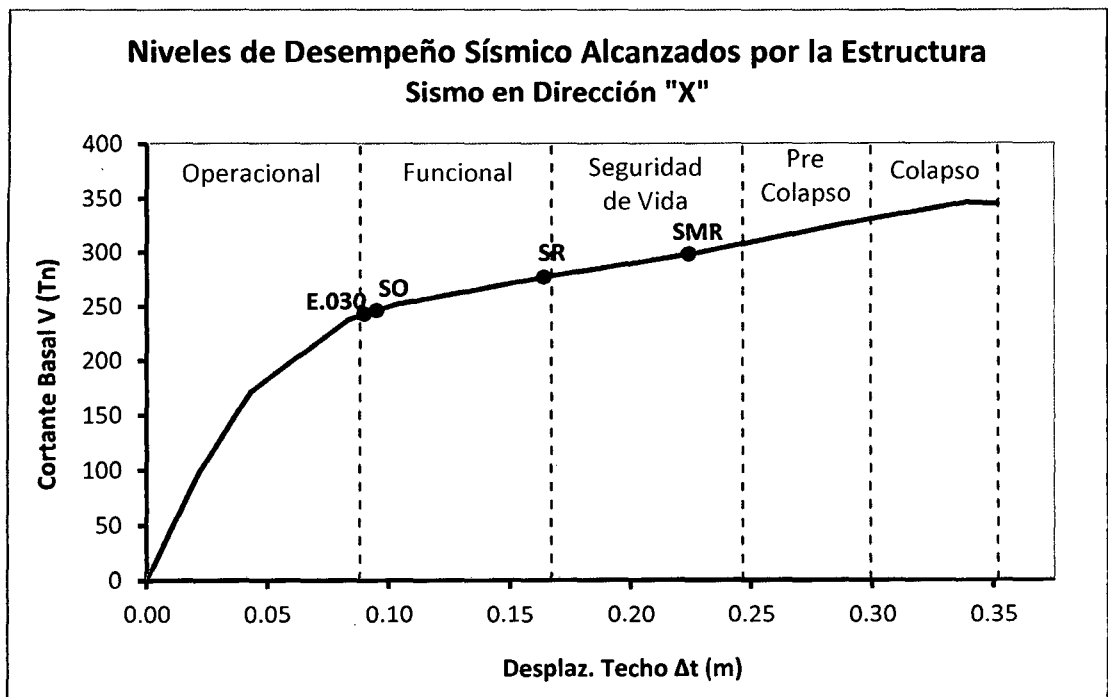


Figura 4.39

Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura (Dirección "X").

Comparamos los niveles de desempeño sísmico alcanzados con los esperados en la Tabla 4.38. Los recuadros achurados representan los niveles de desempeño esperados y las X representan los niveles de desempeño alcanzados por la estructura.

Tabla 4.38
Comparación de los Niveles de Desempeño Alcanzados y los Niveles propuestos por la SEAOC (Dirección "X").

Instalación Esencial		NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	E.030		X		
	Ocasional		X		
	Raro		X		
	Muy Raro			X	

4.8.2 Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura para los Sismos aplicados en Dirección "Y"

Siguiendo el procedimiento adoptado en el apartado anterior, se presentan los resultados para el análisis en la dirección transversal.

La Tabla 4.39 nos muestra los puntos de desempeño alcanzados por la estructura para los niveles de movimiento sísmico aplicados en la dirección "Y".

Tabla 4.39
Puntos de Desempeño para los Movimientos Sísmicos indicados (Dirección "Y").

Nivel del Movimiento Sísmico	V (Tn)	Δt (m)	S_A (g)	S_D (m)	T_{eff} (s)	β_{eff} (%)
E.030	468.082	0.047	0.114	0.050	1.320	0.216
Ocasional	473.702	0.050	0.115	0.052	1.346	0.228
Raro	521.906	0.096	0.123	0.090	1.704	0.328
Muy Raro	545.109	0.141	0.127	0.124	1.977	0.366

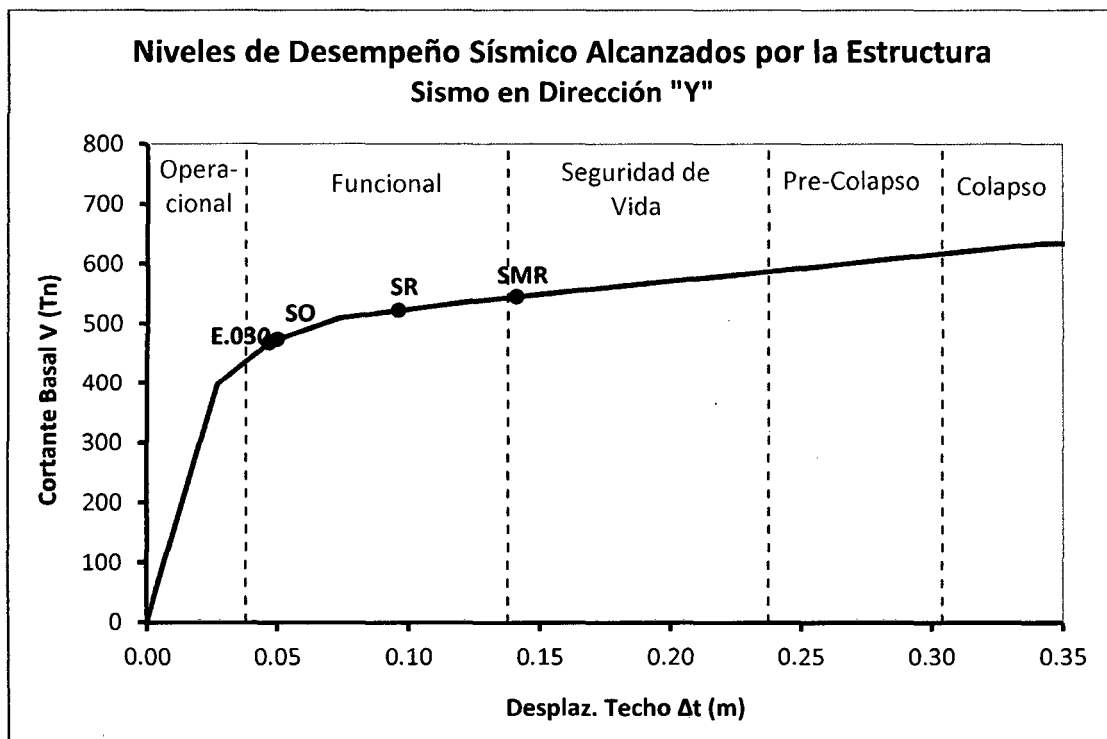


Figura 4.40

Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura (Dirección "Y").

Al hacer la comparación entre los niveles de desempeño alcanzados y esperados, obtenemos la Tabla 4.40. Los recuadros achurados son los niveles de desempeño esperados y las **X** los niveles de desempeño alcanzados por la estructura.

Tabla 4.40

Comparación de los Niveles de Desempeño Alcanzados y los Niveles propuestos por la SEAOC (Dirección "Y").

Instalación Esencial		NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO			
		Operacional	Funcional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	E.030		X		
	Ocasional		X		
	Raro				
	Muy Raro				

4.9 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.9.1 Calificación del Desempeño Sísmico Alcanzado

Las Figuras 4.39 y 4.40 muestran:

- a. **Para el espectro calculado según NTP E.030:** El desempeño alcanzado por el edificio tanto en dirección “X” e “Y” se encuentra al inicio del *Rango Funcional*. Esto significa que la estructura empieza a incursionar en el rango inelástico y se espera sufra daños menores principalmente en los elementos no estructurales y en su contenido. Quizá se requirieran algunas reparaciones, sin embargo, la edificación debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones inmediatamente después del sismo.
- b. **Para Sismos Ocasionales (SO):** El desempeño alcanzado por el edificio, igual al caso anterior, tanto en dirección “X” e “Y” se encuentra al inicio del *Rango Funcional* y se espera sufra daños moderados ante tal nivel de movimiento sísmico.
- c. **Para Sismos Raros (SR):** El desempeño que alcanza la estructura para este nivel de movimiento sísmico tanto en dirección “X” como en “Y” sigue siendo *Funcional*. Sin embargo, se observa que para la dirección “X” el nivel de desempeño se encuentra al final del rango, lo cual indica una incursión considerable en el rango inelástico y, por consiguiente, se espera que el daño alcance a los elementos estructurales; sin embargo, la seguridad de la edificación no se ve comprometida.

En ambos casos, la estructura después de ocurrido el evento sísmico, debería permanecer funcional aunque los daños interrumpen parcialmente algunas de sus funciones. Estos daños requerirán de reparación.

- d. **Para Sismos Muy Raros (SMR):** El desempeño que alcanza la estructura tanto en dirección “X” e “Y” se halla en el *Rango Seguridad de Vida*, lo que indica que habrá daños moderados en elementos estructurales y daños severos en los elementos no estructurales y el contenido, degradación de la rigidez lateral y de la capacidad resistente del sistema. Además se prevé interrupción de servicios eléctricos, mecánicos, perturbación de las vías escape.

En resumen, las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio requerirá de reparaciones importantes antes de volver a estar disponible para su uso.

Observamos también que el daño es menor cuando el sismo es aplicado en dirección “Y”, encontrando su desempeño al inicio del rango. No así en la dirección “X”, pues el punto de desempeño está situado más allá de la mitad del rango y por consiguiente el daño esperado es superior.

4.9.2 Desempeño Sísmico Esperado

Los resultados de las Tablas 4.38 y 4.40 muestran:

- a. **Para la Dirección “X”:** El desempeño alcanzado por la edificación para el Nivel de Movimiento Sísmico Ocasional difiere del propuesto por la SEAOC, ya que se espera un *Nivel Operacional* y observamos que se halla en el *Nivel Funcional*. Para el Nivel de Movimiento Sísmico Raro, el desempeño alcanzado coincide con el propuesto por la SEAOC en el *Nivel Funcional*. Por último, para el Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro, el nivel de desempeño alcanzado y el propuesto por la SEAOC es el *Nivel Seguridad de Vida*.

- b. **Para la Dirección "Y":** El desempeño alcanzado por la edificación para el Nivel de Movimiento Sísmico Ocasional es *Nivel Funcional* y, sin embargo, se espera un *Nivel Operacional*. En el Nivel de Movimiento Sísmico Raro, observamos que el nivel de desempeño alcanzado coincide con el desempeño esperado. Finalmente, en el Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro el nivel de desempeño es *Nivel de Seguridad de Vida*, igual al esperado según la SEAOC.

4.9.3 Ductilidad

La Tabla 4.41 muestra los desplazamientos tanto en los puntos relevantes de las Curvas de Capacidad como en los niveles de desempeño alcanzados. Con estos valores se calculan tanto la ductilidad global como la ductilidad demandada.

Tabla 4.41
Desplazamientos de los puntos relevantes de las Curvas de Capacidad.

Descripción	Δt (cm)	
	Dirección "X"	Dirección "Y"
Primera Rótula	4.306	2.714
Fluencia Efectiva	8.800	3.800
Colapso (Máximo)	35.197	37.060
E.030	9.000	4.700
Sismo Ocasional	9.500	5.000
Sismo Raro	16.400	9.600
Sismo Muy Raro	22.400	14.100

a. Ductilidad Global

La ductilidad global o ductilidad disponible de la estructura la calculamos como el cociente del desplazamiento máximo y el desplazamiento de la primera rótula o el desplazamiento de fluencia efectiva, tal como lo muestra la Tabla 4.42.

Tabla 4.42
Ductilidad Global de la Estructura.

Ductilidad Global	Dirección "X"	Dirección "Y"
$\mu_{\text{máx}/1\text{rót}}$	8.174	13.655
$\mu_{\text{máx}/fe}$	4.000	9.753

Notamos que, en ambos casos, la estructura tiene mayor capacidad de deformación inelástica en la dirección transversal.

b. Ductilidad Demandada

Es posible estimar la ductilidad demandada de la estructura por los movimientos sísmicos. Esto se logra dividiendo los desplazamientos que inducen estos movimientos a la estructura y, como cociente, el desplazamiento de la primera rótula o el desplazamiento de fluencia efectiva.

Es así como se obtienen las ductilidades demandadas por los movimientos sísmicos analizados mostradas en la Tabla 4.43.

Tabla 4.43
Ductilidad Demandada de la Estructura.

Descripción	Dirección "X"	Dirección "Y"
$\mu_{E.030/1\text{rót}}$	2.090	1.732
$\mu_{SO/1\text{rót}}$	2.206	1.842
$\mu_{SR/1\text{rót}}$	3.808	3.537
$\mu_{SMR/1\text{rót}}$	5.202	5.195
$\mu_{E.030/fe}$	1.023	1.237
$\mu_{SO/fe}$	1.080	1.316
$\mu_{SR/fe}$	1.864	2.526
$\mu_{SMR/fe}$	2.545	3.711

Se observa que la dirección no influye significativamente en la ductilidad demandada, sea ésta medida respecto a la primera rótula o a la fluencia efectiva.

4.9.4 Resistencia

En la Tabla 4.44 se muestran los cortantes basales tanto en los puntos relevantes de las Curvas de Capacidad como en los niveles de desempeño alcanzados. Con estos valores se va a determinar la sobrerresistencia estructural.

Tabla 4.44

Cortantes de los puntos relevantes de las Curvas de Capacidad.

Descripción	V (Tn)	
	Dirección "X"	Dirección "Y"
Primera Rótula	170.774	398.276
Fluencia Efectiva	263.361	487.265
Colapso (Máximo)	344.822	633.756
E.030	242.544	468.082
Sismo Ocasional	245.823	473.702
Sismo Raro	276.524	521.906
Sismo Muy Raro	298.026	545.109

a. Sobrerresistencia

En la Tabla 4.45 mostramos los valores de sobrerresistencia respecto a la formación de la primera rótula y a la fluencia efectiva.

Tabla 4.45

Sobrerresistencia estructural respecto a la formación de la primera rótula y a la fluencia efectiva.

Descripción	Dirección "X"	Dirección "Y"
SR máx/1rót	2.019	1.591
SR máx/fe	1.309	1.301

Estos datos nos muestran que, la capacidad resistente de la estructura no se ve significativamente afectada por la formación de la primera rótula; no así cuando la estructura toda empieza a incursionar en el rango no lineal, donde su capacidad resistente se ve disminuida.

Podemos considerar la fuerza asociada a los niveles de desempeño alcanzados por la estructura, para determinar la sobrerresistencia estructural con respecto a la formación de la primera rótula y también al punto de fluencia efectiva. Así:

Tabla 4.46
Sobrerresistencia Estructural asociada a los Niveles de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura.

Descripción	Dirección "X"	Dirección "Y"
SR _{E.030/1rót}	1.420	1.175
SR _{SO/1rót}	1.439	1.189
SR _{SR/1rót}	1.619	1.310
SR _{SMR/1rót}	1.745	1.369
SR _{E.030/fe}	0.921	0.961
SR _{SO/fe}	0.933	0.972
SR _{SR/fe}	1.050	1.071
SR _{SMR/fe}	1.132	1.119

Los valores mayores a uno indican que la resistencia demandada de la estructura por los Niveles de Movimiento Sísmico supera al de la primera rótula o a la fluencia efectiva. Los valores menores a uno indican que la resistencia de la primera rótula o de la fluencia efectiva es mayor a la del punto de interés.

4.9.5 Capacidad Estructural

De las Curvas de Capacidad Estructural en las dimensiones "X" e "Y", obtenemos la Tabla 4.47 que nos muestra la capacidad de la estructura referida al cortante basal y a los desplazamientos.

Tabla 4.47

Capacidad Estructural referida al Cortante Basal y a los Desplazamientos.

Dirección	$\Delta t_{m\acute{a}x}$ (cm)	$V_{m\acute{a}x}$ (Tn)
"X"	35.197	344.822
"Y"	37.060	633.756

Referida al cortante basal, la capacidad estructural es mayor en la dirección transversal (dirección resistente de los pórticos).

Referida al desplazamiento máximo en el techo, la capacidad en la dirección transversal es en poco superior a la de la otra dirección.

4.9.6 Desplazamiento lateral permisible según norma E.030 (RNE 2006)

Para estructuras de concreto armado, el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura del mismo debe ser como máximo el 0.007 ó 0.7%. Es decir:

$$\Delta t / h_e \leq 0.007$$

A continuación se presentan, en tablas y gráficos, los valores de desplazamiento y de derivas de entrepiso para las dos direcciones en las que fue analizada la estructura.

Tabla 4.48

Desplazamientos Laterales (m) - Dirección "X".

Piso	Altura (m)	E.030	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Piso 1	3.900	0.046	0.049	0.083	0.109
Piso 2	7.150	0.075	0.079	0.136	0.188
Piso 3	12.650	0.090	0.095	0.164	0.224

Tabla 4.49
Derivas de Entrepiso (%) - Dirección "X".

Piso	Altura (m)	E.030	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Piso 1	3.900	1.179	1.256	2.128	2.795
Piso 2	7.150	1.049	1.105	1.902	2.629
Piso 3	12.650	0.711	0.751	1.296	1.771

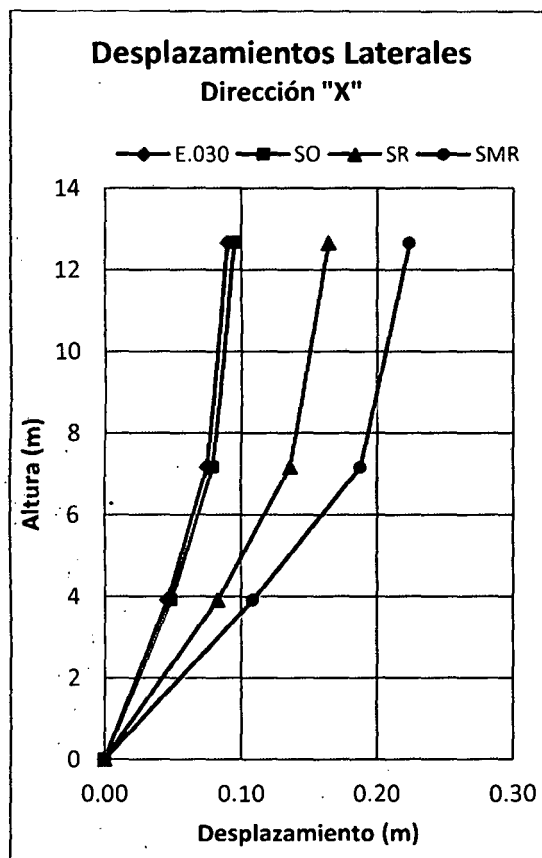


Figura 4.41
Desplazamientos Laterales (Dirección "X").

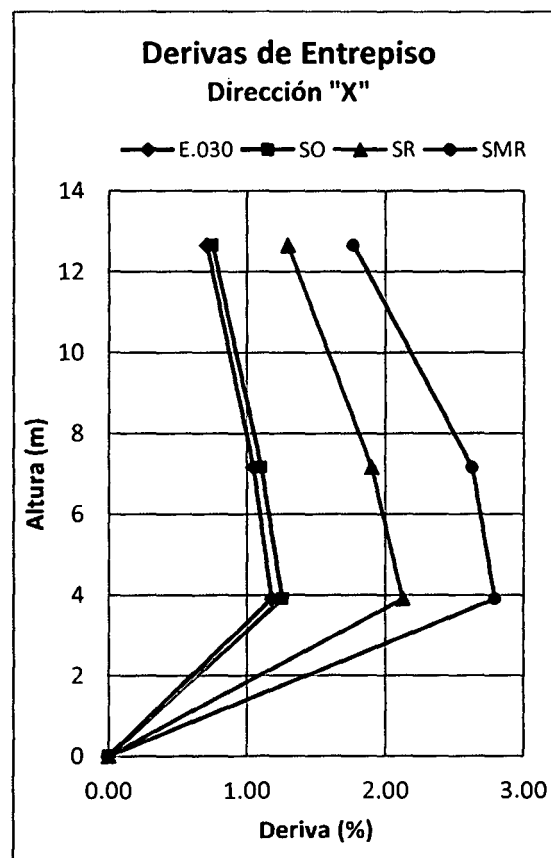


Figura 4.42
Derivas de Entrepiso (Dirección "X").

Las derivas en Dirección "X" no cumplen con lo dispuesto en la Norma Sismorresistente. Incluso los valores obtenidos para el Nivel de Movimiento Sísmico calculado según esta Norma superan el límite. Y como es de esperarse, al aumentar el Nivel del Movimiento Sísmico también aumentan los desplazamientos y por ende los valores de derivas de entrepiso.

El análisis en Dirección "Y" muestra los siguientes valores de desplazamientos laterales y derivas de entrepiso.

Tabla 4.50
Desplazamientos Laterales (m) - Dirección "Y".

Piso	Altura (m)	E.030	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Piso 1	3.900	0.029	0.031	0.060	0.090
Piso 2	7.150	0.041	0.043	0.087	0.131
Piso 3	12.650	0.047	0.050	0.096	0.141

Tabla 4.51
Derivas de Entrepiso (%) - Dirección "Y".

Piso	Altura (m)	E.030	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo Muy Raro
Piso 1	3.900	0.744	0.795	1.538	2.308
Piso 2	7.150	0.573	0.601	1.217	1.832
Piso 3	12.650	0.372	0.395	0.759	1.115

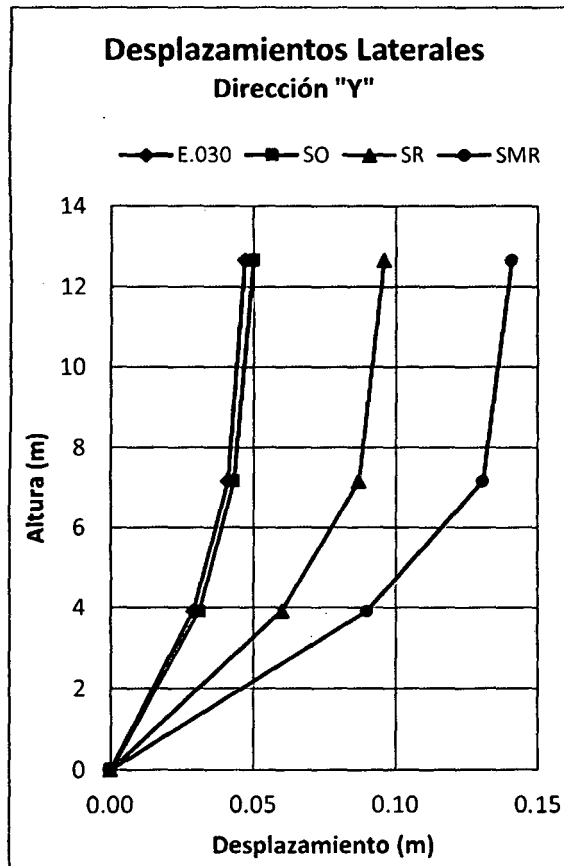


Figura 4.43
Desplazamientos Laterales (Dirección "Y").

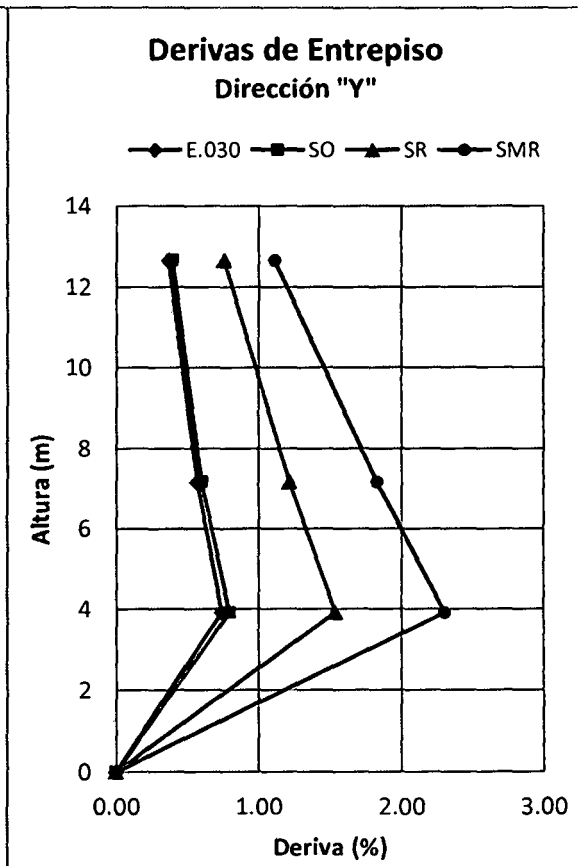


Figura 4.44
Derivas de Entrepiso (Dirección "Y").

Para esta dirección, algunos valores de derivas se hallan por debajo del límite establecido, incluso podríamos decir que las derivas obtenidas

para el Nivel de Movimiento Sísmico calculado según la Norma E.030 son aceptables. Para los otros Niveles de Movimiento Sísmico, los valores de deriva de entrepiso van en aumento y en varios puntos se supera el límite establecido.

Al contrastar los valores obtenidos en ambas direcciones, se tiene que tanto los desplazamientos y las derivas en la dirección transversal son menores hasta en un 40% en promedio a los de la dirección longitudinal.

4.9.7 Estimación de Daños con HAZUS – MH 2.1

El programa HAZUS fue desarrollado en Estados Unidos para evaluar la vulnerabilidad sísmica, en forma aproximada, de ciudades empleando el Método del Espectro de Capacidad (Análisis Pushover).

Lo más importante de los estudios de vulnerabilidad sísmica de estructuras, es indicar los porcentajes de daño esperados tanto en elementos estructurales, elementos no estructurales y en el contenido del edificio.

La metodología HAZUS para predecir los daños se describe brevemente a continuación.

4.9.7.1 Tipo de Estructura Modelo

HAZUS agrupa a los edificios con similares características de daño o pérdida en un conjunto de clases predefinidas de estructura (edificios modelo). Así, metodologías de predicción de daños y de pérdidas pueden ser desarrollados para estos edificios modelo, que representan las características promedio de la población total de los edificios dentro de cada clase (HAZUS-MH 2.1 2003).

La Tabla 4.52 indica los valores de HAZUS para estructuras aporticadas. Según ésta, la estructura analizada es del tipo *C1L*.

Tabla 4.52
Tipos de Estructuras – Modelo de Edificio
 Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Tipo de Edificio	Descripción	Altura			
		Rango		Típico	
		Nombre	Pisos	Pisos	Pies
<i>C1L</i>	Estructuras de concreto armado formadas por vigas y columnas, sin muros de corte.	Bajos	1 – 3	2	20
<i>C1M</i>		Medianos	4 – 7	5	50
<i>C1H</i>		Altos	8 +	12	120

4.9.7.2 Niveles de Daño

Los niveles de daño describen cualitativamente los daños que va sufriendo el edificio a medida que va incrementando la deriva de entrepiso. El alcance y la gravedad de los daños a los elementos estructurales y no estructurales y contenido de un edificio es descrito por uno de los cuatro estados de daño: **Leve**, **Moderado**, **Extenso** y **Completo**. Estos niveles de daño se describen en las tablas siguientes.

Tabla 4.53
Daño en Elementos Estructurales.
 Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Daño Estructural	Descripción
Ligero	Finas grietas en algunas vigas y columnas cerca de las articulaciones o en las articulaciones.
Moderado	La mayoría de las vigas y columnas presentan grietas finas. Algunos elementos alcanzan su capacidad máxima de fluencia y empiezan a agrietarse. Existe desprendimiento de concreto.
Extenso	Algunos de los elementos alcanzan su capacidad máxima dúctil y hay grandes grietas de flexión. El concreto se desprende y el refuerzo principal se pandea. En algunas columnas se rompen los estribos. Puede haber un colapso parcial.
Completo	La estructura colapsó o está en peligro inminente de colapsar debido a rotura frágil de sus elementos o a la pérdida de estabilidad de sus pórticos.

Tabla 4.54*Daño en Elementos No Estructurales: Tabiques.**Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003*

Daño No Estructural	Descripción
Ligero	Se observan unas grietas en las intersecciones de las paredes y techos y en las esquinas de las aberturas de puertas.
Moderado	Grietas más grandes y más extensas que requieren de reparación y de repintado. Algunos tabiques pueden requerir el reemplazo del tarrajeo u otros acabados.
Extenso	La mayoría de los tabiques están agrietados y una porción significativa puede requerir el reemplazo de acabados. Algunos marcos de las puertas están dañados y requieren reparación.
Completo	La mayoría de los acabados en tabiques tienen que ser eliminados y reemplazados. La mayoría de los marcos de las puertas también tienen que ser reemplazados.

Tabla 4.55*Daño en Contenido: Equipos electro-mecánicos, tuberías y conductos.**Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003*

Daño No Estructural	Descripción
Ligero	Los equipos no anclados se mueven. Se producen daños de tuberías o conductos adjuntos.
Moderado	Los movimientos son más grandes y el daño es más extenso. Hay fugas de tuberías en algunos lugares; maquinaria del ascensor puede requerir reajuste.
Extenso	Los equipos sin anclajes se caen. Se rompen las conexiones de las tuberías y conductos, fugas se desarrollan en muchos lugares. Los equipos anclados estiran a pernos o deforman a anclajes.
Completo	Equipo está dañado por deslizamiento, vuelco o falla de sus anclajes y no es operable. Tuberías con fugas en muchos lugares. Algunas soportes de tuberías y conductos han colapsado; las tuberías y conductos han caído o cuelgan.

4.9.7.3 Niveles de Diseño Sísmico

HAZUS presenta cuatro niveles de diseño denominados: **pre-norma**, **bajo**, **moderado** y **alto**. El nivel de diseño pre-norma sirve para estructuras que no se hallan en zonas sísmicas, el nivel de diseño bajo para estructuras que se hallan en zonas de muy baja sismicidad, el nivel de diseño moderado

para aquellas que se encuentran en zonas de moderada intensidad sísmica y el nivel de diseño alto para estructuras que se hallan en zonas de alta peligrosidad sísmica. De acuerdo a estos niveles de diseño se tendrá: una nula disipación de energía, una baja disipación de energía, una mediana disipación de energía y una alta disipación de energía en las estructuras.

Para cada uno de los niveles de diseño sísmico se tiene un límite de la deriva máxima de entrepiso " γ ", tal como lo muestra la Tabla 4.56.

Tabla 4.56
Valores de " γ " en el umbral del nivel de daño para estructuras C1L
Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Niveles de Daño	Niveles de Diseño			
	Pre-norma	Bajo	Moderado	Alto
Leve	0.0040	0.0050	0.0050	0.0050
Moderado	0.0064	0.0080	0.0087	0.0100
Extenso	0.0160	0.0200	0.0233	0.0300
Completo	0.0400	0.0500	0.0600	0.0800

Por la Norma Sismorresistente E.030 (RNE 2006), conocemos que Cajamarca está ubicada en una zona de alta actividad sísmica (Zona 3). Además, los estudios de microzonificación sísmica del Instituto de Defensa Civil, concluyen que la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca se encuentra ubicada en una zona de intensidad sísmica muy severa (citado en Mosqueira 2013). Por tanto, nuestro análisis debe contemplar el Nivel de Diseño Sísmico Alto.

Si contrastamos las derivas de entrepiso obtenidas en las Tablas 4.49 y 4.51 con las derivas consideradas en el Nivel de Diseño Alto de ésta última, se espera que gran porcentaje del daño estimado oscile entre los Niveles Leve y Extenso.

4.9.7.4 Curvas de Fragilidad Estructural

Las curvas de fragilidad representan una estimación de la probabilidad acumulada de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica.

La metodología HAZUS obtiene las curvas de fragilidad en función del punto de demanda en coordenadas espectrales (S_A, S_D).

a. Construcción de las Curvas de Fragilidad Estructural

Cada curva de fragilidad es caracterizada por los valores de la media y la desviación estándar logarítmica normal (β) de la demanda. La probabilidad de superar el daño dado se modela como una distribución logarítmica normal acumulativa.

Para daños estructurales, dado el desplazamiento espectral S_D la probabilidad de superar a un nivel de daño d_s se modela como:

$$P[d_s/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{d_s}} * \text{Ln} \left(\frac{S_D}{\bar{S}_{D,d_s}} \right) \right]$$

Donde:

- \bar{S}_{D,d_s} : es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del nivel de daño d_s .
- β_{d_s} : es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del nivel de daño d_s .
- Φ : es la función de distribución acumulativa normal estándar.

El desplazamiento espectral del punto de demanda es el parámetro utilizado para encontrar el nivel de daños estructurales y daños no estructurales (S_D). El daño de los contenidos se encuentra en función a la aceleración espectral del punto de demanda (S_A).

En el Manual HAZUS – MH 2.1 se brindan los parámetros característicos para construir las Curvas de Fragilidad para cada nivel de diseño sísmico y para cada modelo de edificio. Estos valores se muestran en las Tablas 4.57, 4.58 y 4.59.

Tabla 4.57

Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño Estructural en Estructuras C1L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar (β).

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	β	Medio	β	Medio	β	Medio	B
Pre-norma	0.72	0.98	1.15	0.94	2.88	0.90	7.20	0.97
Bajo	0.90	0.95	1.44	0.91	3.60	0.85	9.00	0.97
Moderado	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.89
Alto	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81

Tabla 4.58

Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño No Estructural en Estructuras C1L. Desplazamiento espectral medio (plg) y Desviación Lognormal Estándar (β).

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	β	Medio	β	Medio	β	Medio	β
Pre-norma	0.72	1.02	1.44	0.98	4.50	0.93	9.00	1.03
Bajo	0.72	0.99	1.44	0.96	4.50	0.90	9.00	1.01
Moderado	0.72	0.93	1.44	0.96	4.50	0.94	9.00	0.88
Alto	0.72	0.84	1.44	0.88	4.50	0.90	9.00	0.88

Tabla 4.59

Parámetros de las Curvas de Fragilidad para Daño en Contenidos en Estructuras C1L. Aceleración espectral media (g) y Desviación Lognormal Estándar (β).

Fuente: HAZUS-MH 2.1 2003

Niveles de Diseño	Niveles de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Medio	β	Medio	β	Medio	β	Medio	β
Pre-norma	0.20	0.66	0.40	0.68	0.80	0.68	1.60	0.68
Bajo	0.20	0.65	0.40	0.68	0.80	0.68	1.60	0.68
Moderado	0.25	0.67	0.50	0.66	1.00	0.66	2.00	0.66
Alto	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67

A partir de estos parámetros y de la ecuación última, se construyen las Curvas de Fragilidad Estructural con las cuales podemos estimar el daño estructural, el daño no estructural y el daño en contenidos de la edificación según el nivel de diseño sísmico. A continuación presentamos las Curvas de Fragilidad del Nivel de Diseño Sísmico Alto para estructuras C1L.

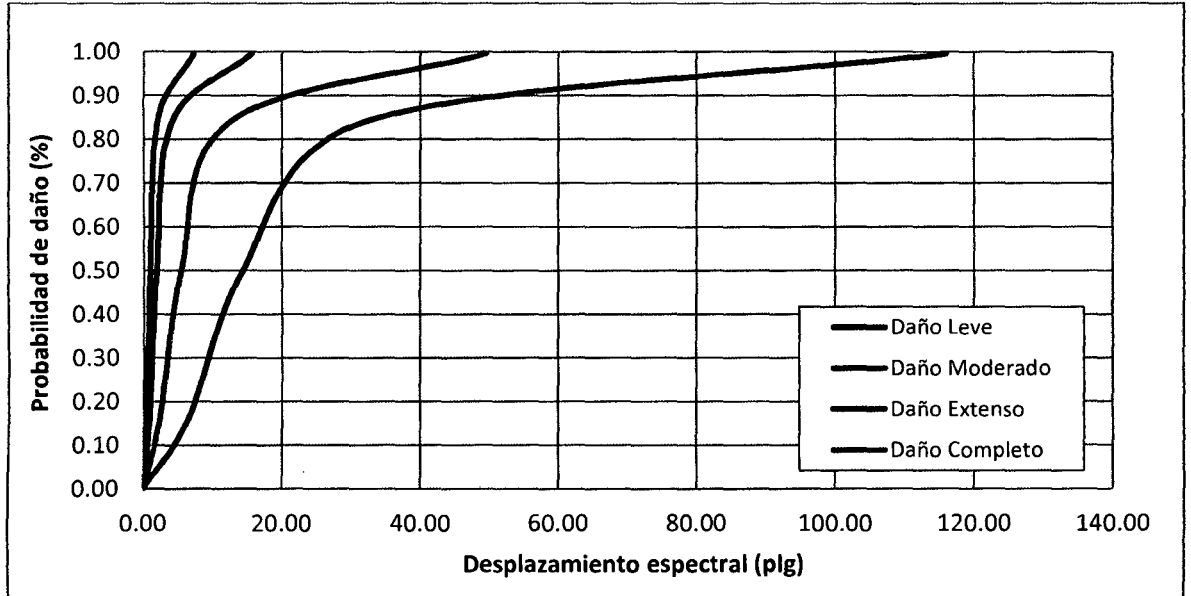


Figura 4.45
Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto.
DAÑO ESTRUCTURAL – Estructuras C1L.

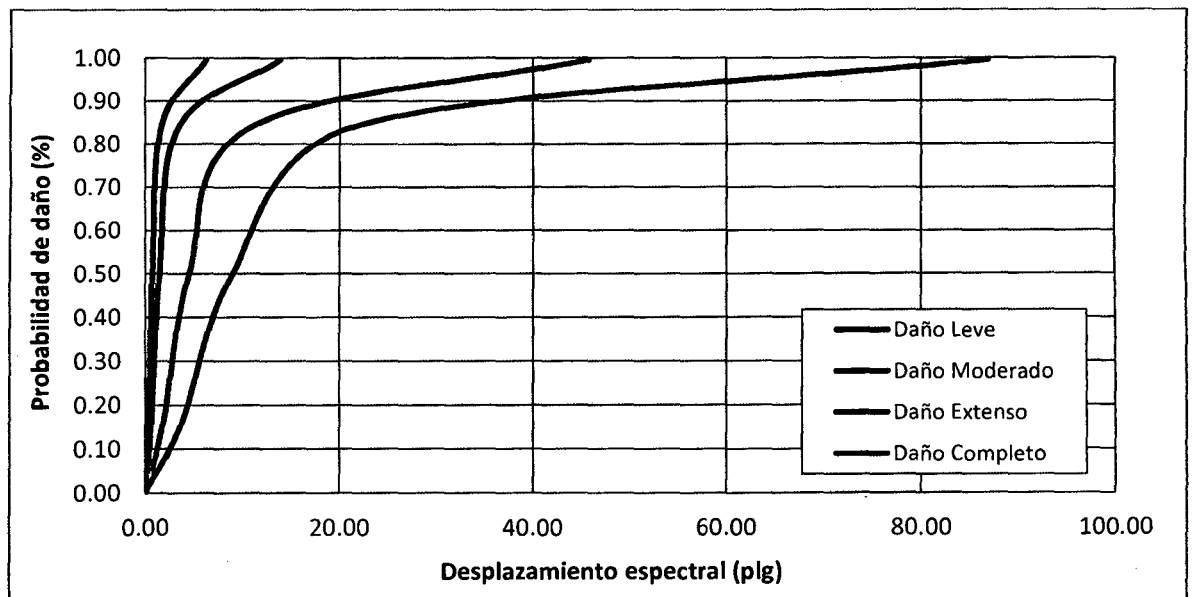


Figura 4.46
Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto.
DAÑO NO ESTRUCTURAL – Estructuras C1L.

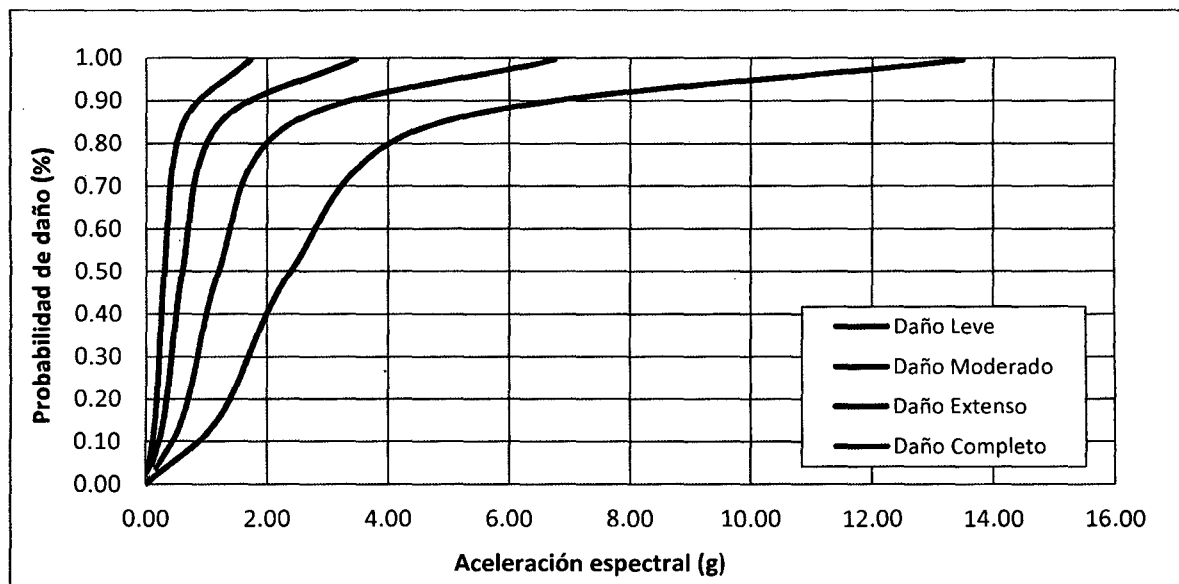


Figura 4.47
 Curvas de Fragilidad Estructural para Nivel de Diseño Sísmico Alto.
 DAÑO EN CONTENIDO – Estructuras C1L.

4.9.7.5 Estimación de Daños

La Tabla 4.60 presenta las coordenadas de los puntos de desempeño alcanzados por la estructura en unidades inglesas (pulgadas, pies, segundos) que serán usados, juntamente con las curvas de fragilidad, para estimar los niveles de daño estructural, no estructural y en el contenido de la edificación.

Tabla 4.60
 Puntos de Desempeño Sísmico Alcanzados por la Estructura
 para los Niveles de Movimiento Sísmico considerados.

Nivel del Movimiento Sísmico	Dirección "X"		Dirección "Y"	
	S_A (g)	S_D (plg)	S_A (g)	S_D (plg)
E.030	0.31	2.48	0.37	1.97
Ocasional	0.32	2.60	0.38	2.05
Raro	0.34	4.37	0.40	3.54
Muy Raro	0.37	5.98	0.42	4.88

A continuación se muestra un ejemplo ilustrativo de cómo estimar los daños. Seguidamente se presenta en la Tabla 4.61 los resultados de la estimación de daños de los puntos de desempeño para los niveles de movimiento sísmico considerados en ambas direcciones.

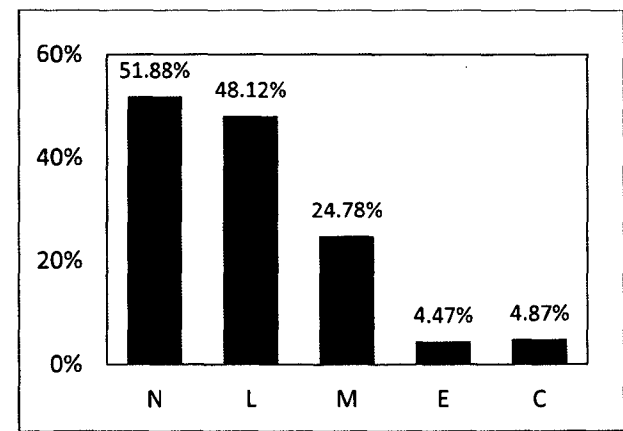
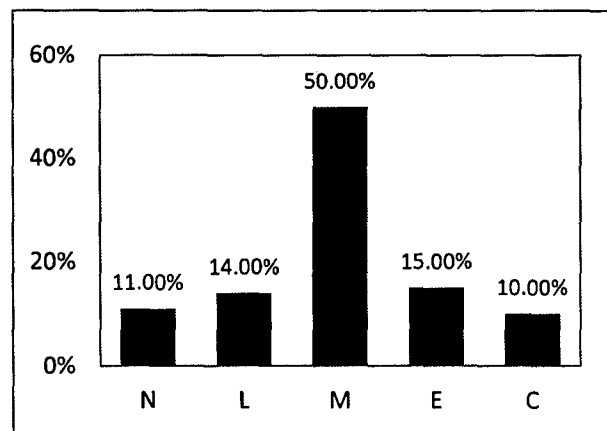
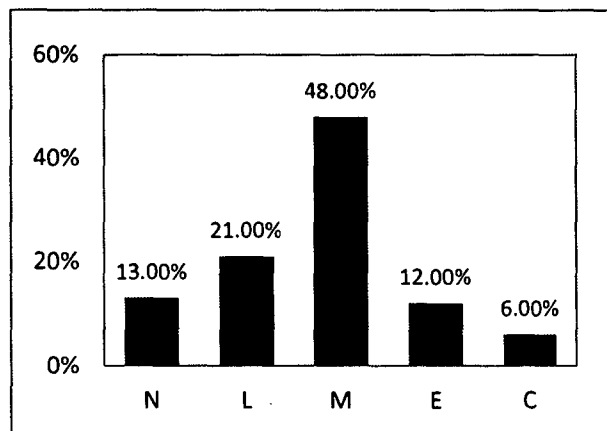
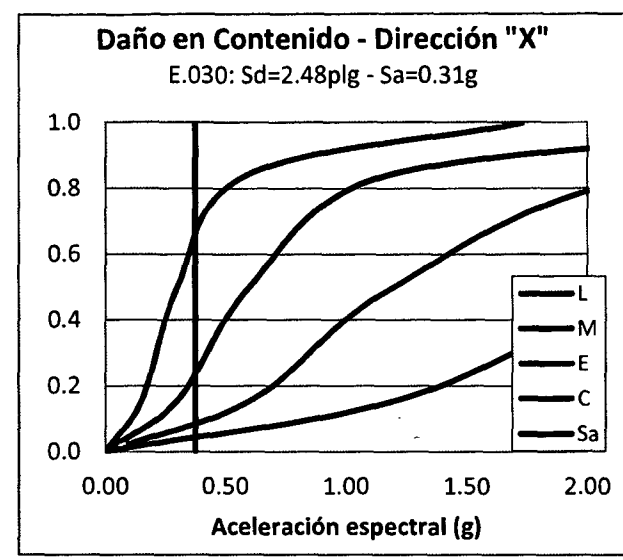
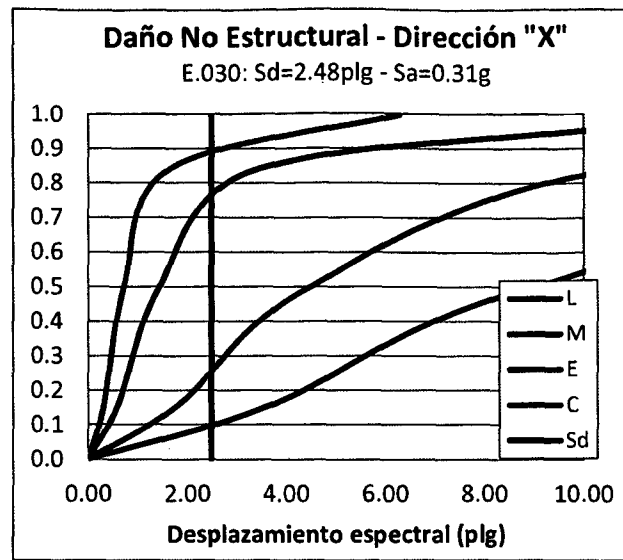
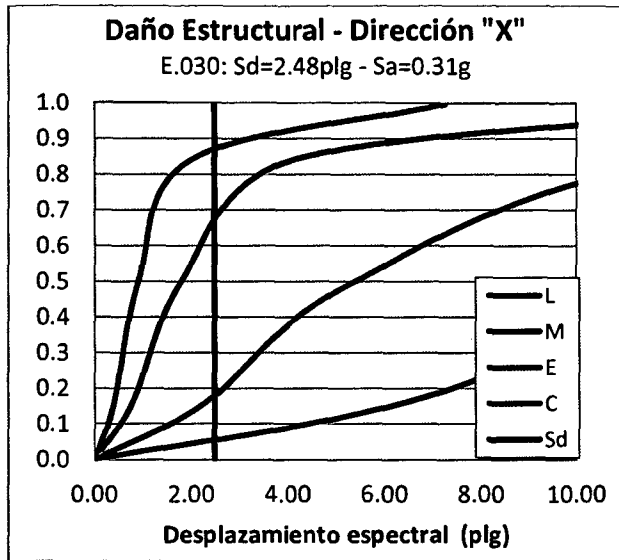
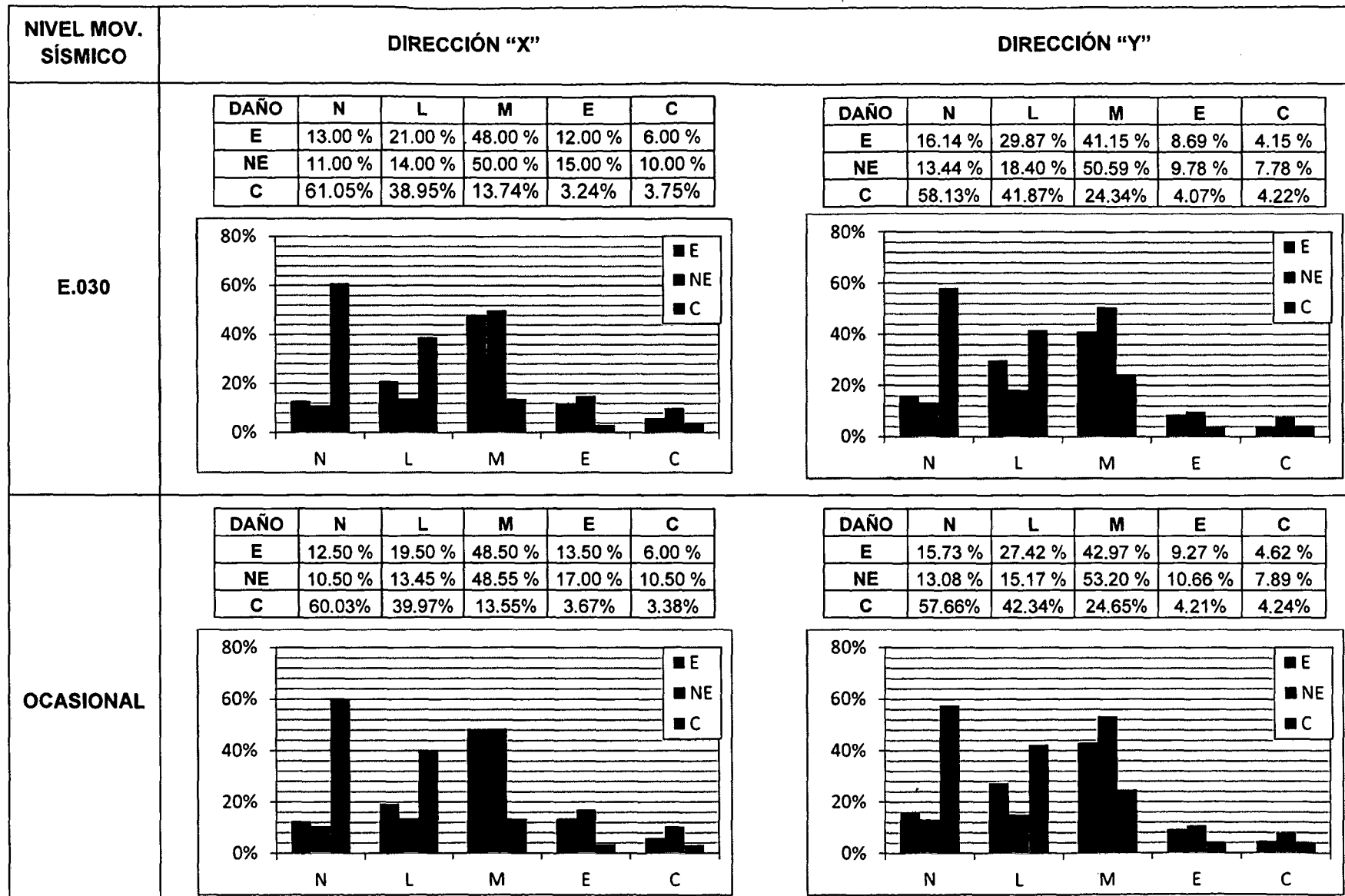


Figura 4.48

Estimación de Daños para Nivel de Movimiento Sísmico E.030 en Dirección "X".



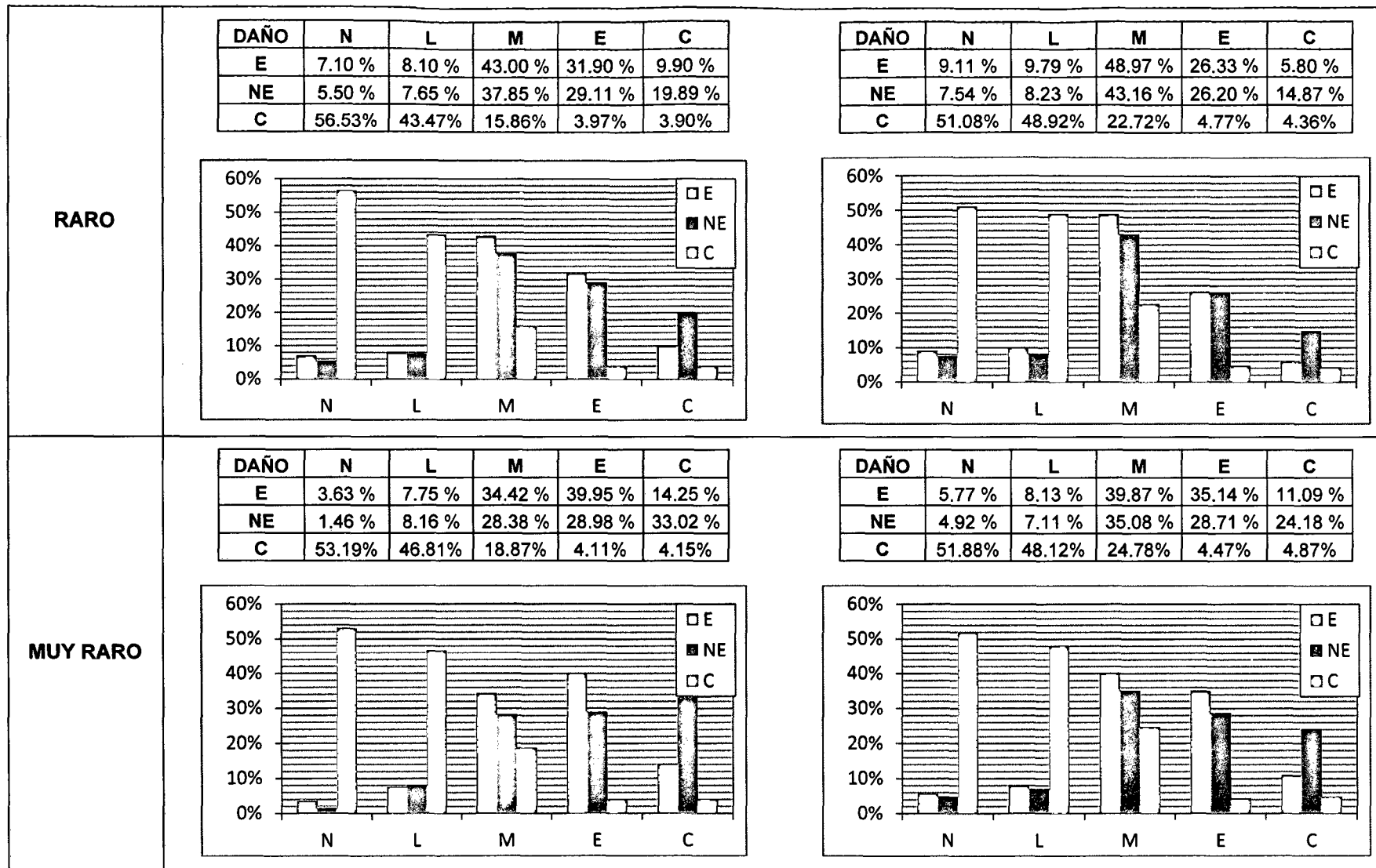


Tabla 4.61

Estimación de Daños para los Niveles de Movimiento Sísmico E.030, Ocasional, Raro y Muy Raro en Direcciones "X" e "Y".

De esta tabla podemos rescatar lo siguiente:

a. Sismos en Dirección "X"

- Los resultados son muy similares cuando la estructura es sometida a los Niveles de Movimiento Sísmico Frecuente (E.030) y Ocasional. Los daños estructurales en gran porcentaje son de nivel moderado y se espera agrietamiento en algunos elementos estructurales y no estructurales e incluso puede haber desprendimiento del tarrajeo en éstos últimos. El 40% del contenido de la edificación se encuentra dañado levemente, el 60% restante continúa funcionamiento.
- Cuando el Nivel de Movimiento Sísmico es Raro, los daños en su mayoría siguen siendo moderados, sin embargo, los daños extensos aumentan considerablemente tanto en elementos estructurales y no estructurales (50% aproximadamente). El porcentaje de nivel de daño de colapso es importante, especialmente para los elementos no estructurales (20%) y es probable se requiera reemplazar a los mismos. Los elementos con daños leves son escasos (7,5%). El daño al contenido del edificio es leve (43%) y moderado (16%) principalmente.
- Para el Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro, se observa mayor deterioro de los elementos en elementos estructurales y no estructurales. Los elementos con daños leves son muy pocos (7.75%). Los daños moderados (30%) y extensos (30%) son muy importantes, esperándose agrietamientos, desprendimiento del tarrajeo en muchos elementos e incluso pueden acontecer fallas locales. El 14% de elementos estructurales y el 33% de los elementos no estructurales se hallan en peligro inminente de colapsar. Aproximadamente el 50% del contenido está dañado en diferentes niveles y algunos equipos y servicios tendrán que ser reparados para quedar operativos nuevamente. Solo el 4.15% de éstos queda inservible.

b. Sismos en Dirección “Y”

- Para los Niveles de Movimiento Sísmico Frecuente (E.030) u Ocasional se tienen resultados parecidos. La mayor parte de los daños estructurales son de nivel moderado, agrietamiento y deterioro de acabados en general en algunos elementos estructurales y no estructurales. El daño al contenido de la edificación es leve (42%) y moderado (24%) principalmente.
 - En el Nivel de Movimiento Sísmico Raro, la mayoría de los daños continúan siendo moderados. Sin embargo, los daños extensos superan el 25% tanto en elementos estructurales y no estructurales. El 5.8% de los elementos estructurales y cerca del 15% de los elementos no estructurales se hallan en peligro inminente de colapso. Los daños al contenido del edificio son considerables pero no comprometen su funcionamiento.
 - Si la estructura se somete a un Nivel de Movimiento Sísmico Muy Raro, se observan daños moderados y extensos superiores al 30% en elementos estructurales y no estructurales. El 25% de los elementos no estructurales y el 11% de los elementos estructurales se encuentran próximos al colapso. Más del 50% del contenido de la edificación se halla operativo, la otra parte requiere de reparaciones y el 4.87% tiene que ser reemplazado.
- c.** Los porcentajes de daños estimados para ambas direcciones son muy parecidos, sin embargo es la dirección longitudinal la que sufrirá mayores daños, principalmente daños extensos y severos. Se esperan que ocurran grandes agrietamientos, ruptura de estribos e incluso fallas locales en algunos elementos, principalmente en los elementos no estructurales.

Esto es congruente con los resultados del análisis Pushover que, según el punto de desempeño alcanzado por la estructura, se espera que la

Dirección "X" sea la más afectada en todos los Niveles de Movimiento Sísmico considerados, en especial en los Sismos Raro y Muy Raro.

- d. Los daños extenso y completo en elementos estructurales y no estructurales son importantes cuando el Nivel de Movimiento Sísmico es Raro o Muy Raro. Aunque estos sismos tienen poca probabilidad de ocurrencia, si llegaran a ocurrir, la estructura sufriría muchos daños.

Sin embargo, el desempeño de la estructura es satisfactorio, aunque se requieran de reparaciones importantes antes de volver a cumplir con sus funciones y sobre todo, la estructura sigue siendo segura para los ocupantes.

- e. Más del 50% del contenido del edificio (equipos e instalaciones) quedará operativo después de los eventos sísmicos considerados. Un porcentaje menor requerirá de reparaciones importantes y un porcentaje mínimo quedará inservible.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- a. Las Curvas de Capacidad muestran que la capacidad estructural del edificio presenta gran resistencia y buena ductilidad frente a cargas laterales.

En la dirección longitudinal, presenta un cortante basal máximo de $V_{m\acute{a}x} = 344.822 Tn$, un desplazamiento máximo en el techo de $\Delta t_{m\acute{a}x} = 35.197cm$, una ductilidad global de $\mu_{m\acute{a}x/fe} = 4.00$ y una sobrerresistencia $SR_{m\acute{a}x/fe} = 1.31$.

En la dirección transversal (dirección resistente de los pórticos) presenta un cortante basal máximo de $V_{m\acute{a}x} = 636.756 Tn$, un desplazamiento máximo en el techo de $\Delta t_{m\acute{a}x} = 37.060cm$, una ductilidad global de $\mu_{m\acute{a}x/fe} = 9.75$ y una sobrerresistencia de $SR_{m\acute{a}x/fe} = 1.30$

- b. Las derivas de entrepiso producidas por los niveles de movimiento sísmico filtrados a la estructura, superan a lo contemplado en el código peruano (0.7%), lo cual nos lleva a concluir que no se cumple con los requisitos de rigidez de la norma E.030.
- c. El Desempeño Sísmico Alcanzado por la estructura en las Direcciones "X" e "Y", en el Nivel de Movimiento Sísmico Ocasional *no satisface* los criterios del Comité VISION 2000. Los Niveles de Movimiento Sísmico Raro y Muy Raro *sí satisfacen* los criterios del Comité VISION 2000. La estructura incursiona en el rango inelástico en todos los movimientos sísmicos mencionados.
- d. El Desempeño Sísmico Alcanzado por la estructura para la demanda sísmica calculada según la Norma E.030, se ubica al inicio del nivel funcional en ambas direcciones. Es decir, su comportamiento es inelástico ante sismos frecuentes.

- e. De los daños estimados se concluye que el desempeño estructural es satisfactorio, ya que el daño extensivo y completo es bajo ante sismos raros y muy raros que tienen poca probabilidad de ocurrencia.

- f. El Edificio 2H está considerado como una edificación esencial o de tipo "A" según el Reglamento Nacional de Edificaciones; esto significa que no debe colapsar ante sismos severos para servir como refugio. El Edificio 2H cumple con esta condición, pese a que se espera sufra daños importantes que perturbarían su funcionamiento luego de ocurrido el sismo.

5.2 RECOMENDACIONES

- a.** Realizar la evaluación sísmica de los edificios de la ciudad de Cajamarca, especialmente de los más antiguos ya que son los más vulnerables sísmicamente. Esto permitiría el oportuno reforzamiento de aquellos edificios que lo requieran.
- b.** Fomentar la investigación referente al comportamiento dinámico de los edificios ubicados dentro de la Ciudad Universitaria. De este modo, se determinará su grado de vulnerabilidad sísmica y permitirá la elaboración de un Plan de Contingencia para hacer frente a posibles desastres naturales como lo es un sismo.
- c.** Reforzar la estructura mediante el uso de muros estructurales (placas) en ambas direcciones con la finalidad de satisfacer con los requerimientos de rigidez de la norma E.030: Diseño Sismorresistente.
- d.** Implementar los medios necesarios para una supervisión adecuada y continua del mantenimiento y la operación de la estructura con la finalidad de garantizar su conservación y, por ende, un buen desempeño sismorresistente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

1. Aguiar Falconí, Roberto (2003), "Análisis Sísmico por Desempeño", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillos, Ecuador.
2. Aguiar Falconí, Roberto (2002), "Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillos, Ecuador.
3. ASCE/SEI 7-10 (2010). "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". ASCE Standard. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Reston, Virginia, United State.
4. ATC (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
5. Bardales Chuquilín, William (2010). Tesis: "Desempeño Sismorresistente del Edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
6. Bonett, R. (2003). "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Universidad politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
7. Chopra, A. K. (1995). "Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, EUA.

8. Chunque Pajares, Juan (2013). Tesis: "Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio 'A' de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
9. Del Re, Gianina (2006). Trabajo Especial de Grado: "Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para Determinar el Desempeño Sísmico en Estructuras Aporticadas de Concreto Armado". Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
10. FEMA 274 (1997). "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
11. FEMA 356 (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
12. Fernández Villegas, Jhonny Ángel (2006). Tesis "Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones". Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
13. Garzón Casares, Pablo Antonio (2011). "Evaluación de la Amenaza Sísmica de Colombia mediante análisis de valores extremos históricos". Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.
14. HAZUS–MH 2.1 (2003). Technical Manual "Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Earthquake Model". Department of Homeland Security. FEMA. Mitigation Division. Washington, D.C.
15. Merino Zelada, Emilio (2013). Tesis "Desempeño Sismorresistente del Edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca". Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

16. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Decreto Supremo N° 011–2006–Vivienda (2006). RNE–“Reglamento Nacional de Edificaciones”. Lima, Perú.
17. Moreno González, Rosangel (2006). “Estudio de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de los Edificios de la Ciudad de Barcelona”. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
18. Mosqueira Moreno, Miguel Ángel (2013). “Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cajamarca, Perú”. Revista “Ciencia y Tecnología”, Escuela de Postgrado – Universidad Nacional de Trujillo, Perú.
19. Muñoz Peláez, Juan Alejandro (1999). “Ingeniería Antisísmica”. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
20. Palomino Encinas, Alex Henry (2014). Apuntes de Clase: “Diseño de Edificios de Concreto Armado con ETABS 2013”. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.
21. Park Robert, Paulay Thomas y Priestley M. J. Nigel (1992). “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”. United State.
22. Safina Melone, Salvador (2003). Tesis Doctoral: “Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico”. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
23. SEAOC (1995). “A Framework for Performance Based Design”. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California, United Sate.

24. SEAOC Blue Book (1999). "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". Seismology Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California, United State.
25. Viera Arroba, Luisa (2004). Tesis: "Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado". Universidad Técnica de Ambato, Tungurahua, Ecuador.

ANEXOS

ANEXO N° 01
ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO
ASTM C 805-97

CONSIDERACIONES BÁSICAS

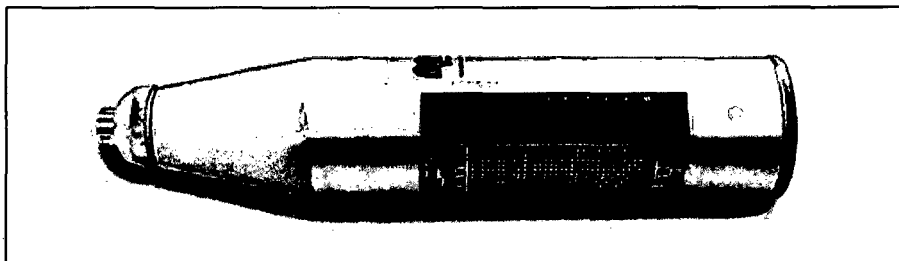
- Espesor de piezas mayor a 10cm.
- Esclerómetro en posición perpendicular a la superficie de ensayo.
- Distanciado de los puntos de ensayo 2,5cm.
- Mínimo número de lecturas 10.
- Se descartan las lecturas que difieran en más de 6 unidades de la media. Más de dos lecturas que cumplan esto, se descarta el conjunto.

ELEMENTOS A ENSAYAR

- Columnas: en sus 2/3 de altura (inferior, medio y alto).
- Vigas: horizontal y verticalmente en sus caras encofradas (una o dos).

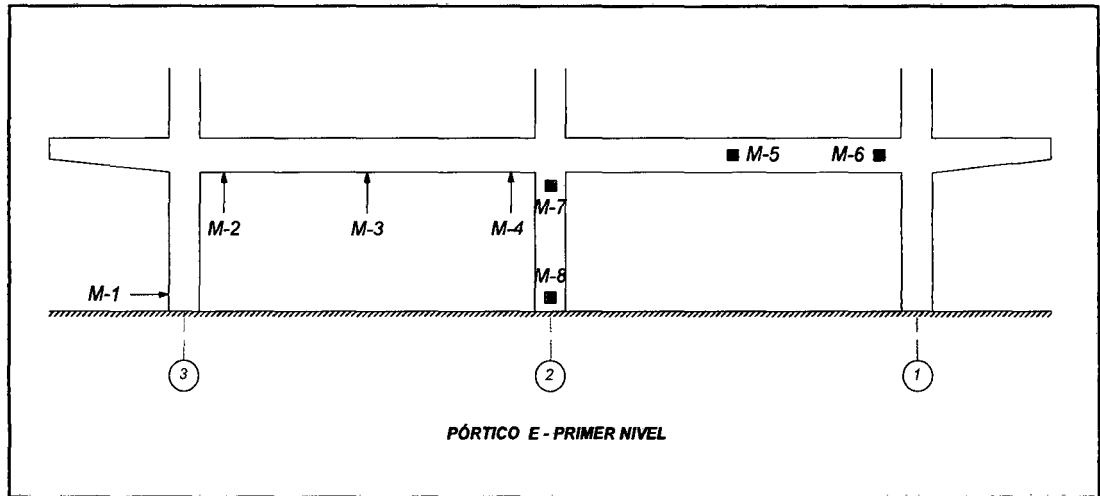
EQUIPO EMPLEADO

- MARTILLO "ORIGINAL SCHMIDT" MODELO "L" (del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería).

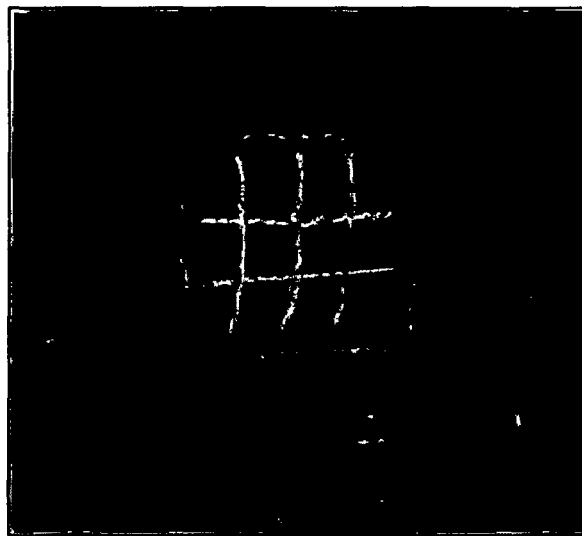


TOMA DE DATOS

- En el pórtico más cargado y central del primer nivel, como se muestra.



- Se muestra un punto de muestreo (12 lecturas).



MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

ASTM C 805-97

EQUIPO: MARTILLO ORIGINAL SCHMIDT MODELO "L"

RESPONSABLE: JUAN VILLANUEVA ZUMARÁN

MATERIAL: CONCRETO ARMADO

OPERADOR: JONATHAN DAVID ORRILLO ROJAS

LUGAR: EDIFICIO "2H" - EAP ING. IND. ALIMENTARIAS

FECHA: 07-09-2014

UBICACIÓN: UNC - CAJAMARCA

MUESTRA M-1

LECTURA	N° REBOTE'	OBSERVACIÓN
1	30.5	VÁLIDO
2	34.5	VÁLIDO
3	33.0	VÁLIDO
4	29.5	VÁLIDO
5	33.0	VÁLIDO
6	34.0	VÁLIDO
7	31.0	VÁLIDO
8	32.5	VÁLIDO
9	31.5	VÁLIDO
10	33.0	VÁLIDO
11	30.5	VÁLIDO
12	31.5	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	COLUMNA
Dimensiones Elemento	30cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	0 Grados
N° Rebote Promedio	32.0
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	3250 p.s.i.
Error Medio	21.5 %
Resistencia Compresión	228 kg/cm ²

MUESTRA M-2

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	40.0	VÁLIDO
2	37.0	VÁLIDO
3	40.0	VÁLIDO
4	40.0	VÁLIDO
5	40.0	VÁLIDO
6	40.0	VÁLIDO
7	41.0	VÁLIDO
8	41.0	VÁLIDO
9	41.0	VÁLIDO
10	41.5	VÁLIDO
11	40.0	VÁLIDO
12	41.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	VIGA
Dimensiones Elemento	25cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.60 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	90 Grados
N° Rebote Promedio	40.2
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	3900 p.s.i.
Error Medio	20 %
Resistencia Compresión	274 kg/cm ²

MUESTRA M-3

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	37.0	VÁLIDO
2	37.5	VÁLIDO
3	36.0	VÁLIDO
4	37.0	VÁLIDO
5	43.0	VÁLIDO
6	36.5	VÁLIDO
7	37.0	VÁLIDO
8	36.5	VÁLIDO
9	37.5	VÁLIDO
10	37.0	VÁLIDO
11	37.0	VÁLIDO
12	38.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	VIGA
Dimensiones Elemento	25cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.60 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	90 Grados
N° Rebote Promedio	37.0
Lecturas Descartadas	5
Resistencia Compresión	3200 p.s.i.
Error Medio	21.5 %
Resistencia Compresión	225 kg/cm ²

MUESTRA M-4

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	39.0	VÁLIDO
2	40.0	VÁLIDO
3	40.0	VÁLIDO
4	40.0	VÁLIDO
5	38.5	VÁLIDO
6	38.0	VÁLIDO
7	41.0	VÁLIDO
8	38.0	VÁLIDO
9	41.0	VÁLIDO
10	38.0	VÁLIDO
11	38.0	VÁLIDO
12	40.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	VIGA
Dimensiones Elemento	25cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.60 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	90 Grados
N° Rebote Promedio	39.3
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	3500 p.s.i.
Error Medio	20.5 %
Resistencia Compresión	246 kg/cm ²

MUESTRA M-5

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	30.5	VÁLIDO
2	31.5	VÁLIDO
3	38.0	VÁLIDO
4	31.0	VÁLIDO
5	30.0	VÁLIDO
6	31.0	VÁLIDO
7	30.5	VÁLIDO
8	30.0	VÁLIDO
9	31.0	VÁLIDO
10	29.5	VÁLIDO
11	32.0	VÁLIDO
12	31.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	VIGA
Dimensiones Elemento	25cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.93 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	0 Grados
N° Rebote Promedio	30.7
Lecturas Descartadas	3
Resistencia Compresión	2750 p.s.i.
Error Medio	23 %
Resistencia Compresión	193 kg/cm ²

MUESTRA M-6

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	33.0	VÁLIDO
2	33.0	VÁLIDO
3	32.0	VÁLIDO
4	37.0	VÁLIDO
5	31.0	VÁLIDO
6	35.0	VÁLIDO
7	33.0	VÁLIDO
8	30.0	VÁLIDO
9	31.5	VÁLIDO
10	34.0	VÁLIDO
11	29.5	VÁLIDO
12	32.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	VIGA
Dimensiones Elemento	25cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.93 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	0 Grados
N° Rebote Promedio	32.6
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	3125 p.s.i.
Error Medio	21.5 %
Resistencia Compresión	220 kg/cm ²

MUESTRA M-7

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	28.0	VÁLIDO
2	29.0	VÁLIDO
3	29.0	VÁLIDO
4	30.0	VÁLIDO
5	29.0	VÁLIDO
6	29.0	VÁLIDO
7	27.0	VÁLIDO
8	28.0	VÁLIDO
9	29.0	VÁLIDO
10	29.0	VÁLIDO
11	30.0	VÁLIDO
12	31.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	COLUMNA
Dimensiones Elemento	30cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	2.35 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	0 Grados
N° Rebote Promedio	29.0
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	2600 p.s.i.
Error Medio	23 %
Resistencia Compresión	183 kg/cm ²

MUESTRA M-8

LECTURA	N° REBOTE	OBSERVACIÓN
1	30.0	VÁLIDO
2	31.0	VÁLIDO
3	29.0	VÁLIDO
4	30.0	VÁLIDO
5	30.0	VÁLIDO
6	30.0	VÁLIDO
7	29.0	VÁLIDO
8	29.0	VÁLIDO
9	30.0	VÁLIDO
10	30.0	VÁLIDO
11	29.0	VÁLIDO
12	29.0	VÁLIDO

INFORMACIÓN GENERAL	
Edad del Concreto	9 años
Elemento en Ensayo	COLUMNA
Dimensiones Elemento	30cm x 60cm
Resistencia Especificada	210 kg/cm ²
Elevación Relativa (NPT)	0.30 m

DATOS DEL ENSAYO	
Orientación de Equipo	0 Grados
N° Rebote Promedio	29.7
Lecturas Descartadas	NO
Resistencia Compresión	2750 p.s.i.
Error Medio	22.5 %
Resistencia Compresión	193 kg/cm ²

RESULTADOS

- La resistencia del concreto endurecido se obtiene como el promedio de las resistencias obtenidas para cada una de las muestras. Calculamos una resistencia para las columnas y otra para las vigas.

$$\text{Columnas} : f'c = 202 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} : f'c = 232 \text{ Kg/cm}^2$$

- Se espera que la resistencia a la compresión del concreto aumente con el paso del tiempo. Sin embargo, tomando en cuenta la resistencia especificada del concreto ($f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$), apreciamos una reducción de la resistencia a la compresión del concreto en las columnas analizadas. En contraste, la resistencia de las vigas analizadas sí satisface esta condición.

CONCLUSIÓN

- Las resistencias empleadas en el análisis del edificio, corresponden al 90% de las resistencias determinadas mediante el ensayo. Ésto, debido a la incertidumbre inherente de los Ensayos de Esclerómetro.
- Los valores de resistencia a compresión empleados son:

$$\text{Columnas} : f'c = 185 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Vigas} : f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

ANEXO N° 02
METRADO DE CARGAS

A. PRIMER NIVEL

1. VIGAS PRINCIPALES

1.1. CARGA MUERTA

1.1.1. Losa aligerada

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	350	4.10	1435.00	1.435
B	350	4.60	1610.00	1.610
C	350	4.60	1610.00	1.610
D	350	4.60	1610.00	1.610
E	350	4.60	1610.00	1.610
F	350	4.60	1610.00	1.610
G	350	4.60	1610.00	1.610
H	350	4.10	1435.00	1.435

1.1.2. Vigas de borde y Vigas centrales

EJE	W (Kg/m ³)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	2400	0.30	0.25	180.00	0.180
B	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
C	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
D	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
E	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
F	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
G	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
H	2400	0.30	0.25	180.00	0.180

1.1.3. Piso terminado

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	100	4.40	440.00	0.440
B	100	4.80	480.00	0.480
C	100	4.80	480.00	0.480
D	100	4.80	480.00	0.480
E	100	4.80	480.00	0.480
F	100	4.80	480.00	0.480
G	100	4.80	480.00	0.480
H	100	4.40	440.00	0.440

1.1.4. Muros

EJE	W (Kg/m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A entre 1 y 2	1800	0.25	1.85	832.50	0.833
A entre 2 y 3	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
B entre 1 y 2	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
B entre 2 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
C entre 2 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
D entre 1 y 3	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
E entre 1 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
F entre 1 y 2	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
H entre 1 y 2	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
H entre 2 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702

1.2. CARGA VIVA

EJE	Ambiente	Descripción Según E-020	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)	Total (Tn/m)
A entre 1 y 2	SS. HH.	Baños	300	2.43	727.50	0.73	1.54
	Pasadizo	Corredores	400	2.03	810.00	0.81	
A entre 2 y 3	Sala de Reuniones	Lugar de Asamblea	300	2.43	727.50	0.73	1.54
	Pasadizo	Corredores	400	2.03	810.00	0.81	
A en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	4.70	1880.00	1.88	1.88

B entre 1 y 2	SS. HH.	Baños	300	2.43	727.50	0.73	1.33
	Aula N° 06	Aulas	250	2.43	606.25	0.61	
B entre 2 y 3	Sala de Reuniones	Lugar de Asamblea	300	2.48	742.50	0.74	1.36
	Depart. Académico	Oficina	250	2.48	618.75	0.62	
B en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
C entre 1 y 2	Aula N° 06	Aulas	250	5.10	1275.00	1.28	1.28
C entre 2 y 3	Depart. Académico	Oficina	250	2.48	618.75	0.62	1.24
	Dirección	Oficina	250	2.48	618.75	0.62	
C en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
D entre 1 y 2	Aula N° 06	Aulas	250	2.43	606.25	0.61	1.58
	Pasadizo	Corredores	400	2.43	970.00	0.97	
D entre 2 y 3	Dirección	Oficina	250	2.43	606.25	0.61	1.58
	Pasadizo	Corredores	400	2.43	970.00	0.97	
D en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
E entre 1 y 2	Pasadizo	Corredores	400	0.39	157.80	0.16	1.52
	Sala de Profesores	Lugar de Asamblea	300	4.56	1366.65	1.37	
E entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	4.56	1366.65	1.37	1.52
	Pasadizo	Corredores	400	0.40	158.00	0.16	
E en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
F entre 1 y 2	Sala de Profesores	Lugar de Asamblea	300	2.48	742.50	0.74	1.49
	Laboratorio de Análisis	Laboratorio	300	2.48	742.50	0.74	
F entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	5.10	1530.00	1.53	1.53

F en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
G entre 1 y 2	Laboratorio de Análisis	Laboratorio	300	5.10	1530.00	1.53	1.53
G entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	5.10	1530.00	1.53	1.53
G en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
H entre 1 y 2	Laboratorio de Análisis	Laboratorio	300	2.43	727.50	0.73	1.54
	Pasadizo	Corredores	400	2.03	810.00	0.81	
H entre 2 y 3	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	4.55	1365.00	1.37	1.37
H en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	4.70	1880.00	1.88	1.88

2. VIGAS SECUNDARIAS

2.1. CARGA MUERTA

2.1.1. Losa aligerada

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	350	1.00	350.00	0.350
2	350	1.00	350.00	0.350
3	350	1.00	350.00	0.350

2.1.2. Piso terminado

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	100	1.00	100.00	0.100
2	100	1.00	100.00	0.100
3	100	1.00	100.00	0.100

2.1.3. Muros

EJE	W (Kg/m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	1800	0.15	2.75	742.50	0.743
2	1800	0.15	2.75	742.50	0.743
3	1800	0.15	2.75	742.50	0.743

2.2. CARGA VIVA

EJE	Descripción	Descripción Según E-020	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)	Total (Tn/m)
1 de A a B	SS. HH.	Baños	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de B a D	Aula N° 06	Aulas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
1 de E a F	Sala de Profesores	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de F a H	Laboratorio de Análisis	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
2 de A a B	SS. HH.	Baños	300	0.50	150	0.15	0.30
	Sala de Reuniones	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	
2 de B a C	Aula N° 06	Aulas	250	0.50	125	0.13	0.25
	Depart. Académico	Oficinas	250	0.50	125	0.13	
2 de C a D	Aula N° 06	Aulas	250	0.50	125	0.13	0.25
	Dirección	Oficinas	250	0.50	125	0.13	
2 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
2 de E a F	Sala de Profesores	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	0.30
	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	
2 de F a H	Laboratorio de Análisis	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.30
	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	

3 de A a B	Sala de Reuniones	Lugar de Asamblea	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de B a C	Depart. Académico	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de C a D	Dirección	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
3 de E a H	Auditorio	Lugar de Asamblea	300	1.00	300	0.30	0.30

B. SEGUNDO NIVEL

1. VIGAS PRINCIPALES

1.1. CARGA MUERTA

1.1.1. Losa Aligerada

EJE	W (Kg/m²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	350	4.10	1435.00	1.435
B	350	4.60	1610.00	1.610
C	350	4.60	1610.00	1.610
D	350	4.60	1610.00	1.610
E	350	4.60	1610.00	1.610
F	350	4.60	1610.00	1.610
G	350	4.60	1610.00	1.610
H	350	4.10	1435.00	1.435

1.1.2. Vigas de borde y Vigas centrales

EJE	W (Kg/m ³)	Ancho de Influencia (m)	Peralte (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	2400	0.30	0.25	180.00	0.180
B	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
C	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
D	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
E	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
F	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
G	2400	0.20	0.25	120.00	0.120
H	2400	0.30	0.25	180.00	0.180

1.1.3. Piso terminado

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A	100	4.40	440.00	0.440
B	100	4.80	480.00	0.480
C	100	4.80	480.00	0.480
D	100	4.80	480.00	0.480
E	100	4.80	480.00	0.480
F	100	4.80	480.00	0.480
G	100	4.80	480.00	0.480
H	100	4.40	440.00	0.440

1.1.4. Muros

EJE	W (Kg/m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
A entre 1 y 2	1800	0.25	1.85	832.50	0.833
A entre 2 y 3	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
B entre 1 y 2	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
C entre 1 y 2	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
D entre 1 y 3	1800	0.25	2.60	1170.00	1.170
E entre 1 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
G entre 1 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702
H entre 1 y 3	1800	0.15	2.60	702.00	0.702

1.2. CARGA VIVA

EJE	Ambiente	Descripción Según E-020	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)	Total (Tn/m)
A entre 1 y 2	SS. HH.	Baños	300	2.43	727.50	0.73	1.54
	Pasadizo	Corredores	400	2.03	810.00	0.81	
A entre 2 y 3	Libreros (Biblioteca)	Salas de Almacenaje	750	2.43	1818.75	1.82	2.63
	Pasadizo	Corredores	400	2.03	810.00	0.81	
A en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	4.70	1880.00	1.88	1.88
B entre 1 y 2	SS. HH.	Baños	300	2.43	727.50	0.73	1.33
	Centro Federado	Oficinas	250	2.43	606.25	0.61	
B entre 2 y 3	Libreros (Biblioteca)	Salas de Almacenaje	750	2.63	1968.75	1.97	2.69
	Biblioteca	Salas de Lectura	300	2.40	720.00	0.72	
B en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
C entre 1 y 2	Centro Federado	Oficinas	250	2.48	618.75	0.62	1.24
	Dirección Investigación	Oficina	250	2.48	618.75	0.62	
C entre 2 y 3	Biblioteca	Salas de Lectura	300	2.40	720.00	0.72	0.72
C en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
D entre 1 y 2	Dirección Investigación	Oficinas	250	2.43	606.25	0.61	1.58
	Pasadizo	Corredores	400	2.43	970.00	0.97	
D entre 2 y 3	Biblioteca	Salas de Lectura	300	2.43	727.50	0.73	1.70
	Pasadizo	Corredores	400	2.43	970.00	0.97	
D en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
E entre 1 y 2	Centro de Cómputo	Salas de Computación	250	4.56	1138.88	1.14	1.30
	Pasadizo	Corredores	400	0.39	157.80	0.16	

E entre 2 y 3	Sala de Capacitación	Aulas	250	4.56	1138.88	1.14	1.30
	Pasadizo	Corredores	400	0.39	157.80	0.16	
E en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
F entre 1 y 2	Centro de Cómputo	Salas de Computación	250	5.10	1275.00	1.28	1.28
F entre 2 y 3	Sala de Capacitación	Aulas	250	5.10	1275.00	1.28	1.28
F en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	5.10	2040.00	2.04	2.04
G entre 1 y 2	Centro de Cómputo	Salas de Computación	250	2.48	618.75	0.62	1.36
	Laboratorio Biotecnología	Laboratorio	300	2.48	742.50	0.74	
G entre 2 y 3	Sala de Capacitación	Aulas	250	2.48	618.75	0.62	1.36
	Laboratorio Investigación	Laboratorio	300	2.48	742.50	0.74	
G en pasadizo	Pasadizo	Corredores	400	2.48	990.00	0.99	0.99
H entre 1 y 2	Laboratorio Biotecnología	Laboratorio	300	4.55	1365.00	1.37	1.37
H entre 2 y 3	Laboratorio Investigación	Laboratorio	300	4.55	1365.00	1.37	1.37

2. VIGAS SECUNDARIAS

2.1. CARGA MUERTA

2.1.1. Losa aligerada

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	350	1.00	350.00	0.350
2	350	1.00	350.00	0.350
3	350	1.00	350.00	0.350

2.1.2. Piso terminado

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	100	1.00	100.00	0.100
2	100	1.00	100.00	0.100
3	100	1.00	100.00	0.100

2.1.3. Muros

EJE	W (Kg/m ³)	Espesor (m)	Altura de muro (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	1800	0.15	2.75	742.50	0.743
2	1800	0.15	2.75	742.50	0.743
3	1800	0.15	2.75	742.50	0.743

2.2. CARGA VIVA

EJE	Descripción	Descripción Según E-020	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)	Total (Tn/m)
1 de A a B	SS. HH.	Baños	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de B a C	Centro Federado	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de C a D	Dirección Investigación	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
1 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
1 de E a G	Centro de Cómputo	Salas de Computación	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	

1 de G a H	Laboratorio Biotecnología	Laboratorio	300	1.00	300	0.30	0.30
2 de A a B	SS. HH.	Baños	300	0.50	150	0.15	0.53
	Libreros (Biblioteca)	Salas de Almacenaje	750	0.50	375	0.38	
2 de B a C	Centro Federado	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.28
	Biblioteca	Salas de Lectura	300	0.50	150	0.15	
2 de C a D	Dirección Investigación	Oficinas	250	0.50	125	0.13	0.28
	Biblioteca	Salas de Lectura	300	0.50	150	0.15	
2 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
2 de E a G	Centro de Cómputo	Centro de Computación	250	0.50	125	0.13	0.25
	Sala de Capacitación	Aulas	250	0.50	125	0.13	
2 de G a H	Laboratorio Biotecnología	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	0.30
	Laboratorio Investigación	Laboratorio	300	0.50	150	0.15	
3 de A a B	Libreros (Biblioteca)	Salas de Almacenaje	750	0.50	375	0.38	0.58
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de B a D	Biblioteca	Salas de Lectura	300	0.50	150	0.15	0.35
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de D a E	Pasadizo	Corredores	400	1.00	400	0.40	0.40
3 de E a G	Sala de Capacitación	Aulas	250	0.50	125	0.13	0.33
	Pasadizo	Corredores	400	0.50	200	0.20	
3 de G a H	Laboratorio Investigación	Laboratorio	300	1.00	300	0.30	0.30

C. TERCER NIVEL

1. VIGAS PRINCIPALES

1.1. CARGA MUERTA

1.1.1. Cobertura de teja andina (Carga puntual)

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Longitud (m)	Carga (Kg)	Carga (Tn)
A	10.24	1.00	4.85	49.66	0.050
B	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
C	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
D	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
E	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
F	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
G	10.24	1.00	5.10	52.22	0.052
H	10.24	1.00	4.85	49.66	0.050

1.1.2. Correas (Carga puntual)

EJE	W (Kg/m)	Longitud (m)	Carga (Kg)	Carga (Tn)
A	2.77	4.55	12.60	0.013
B	2.77	4.80	13.30	0.013
C	2.77	4.80	13.30	0.013
D	2.77	4.80	13.30	0.013
E	2.77	4.80	13.30	0.013
F	2.77	4.80	13.30	0.013
G	2.77	4.80	13.30	0.013
H	2.77	4.55	12.60	0.013

1.2. CARGA VIVA DE TECHO (CARGA PUNTUAL)

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Longitud (m)	Carga (Kg)	Carga (Tn)
A	50	1.00	4.85	242.50	0.243
B	50	1.00	5.10	255.00	0.255
C	50	1.00	5.10	255.00	0.255
D	50	1.00	5.10	255.00	0.255
E	50	1.00	5.10	255.00	0.255
F	50	1.00	5.10	255.00	0.255
G	50	1.00	5.10	255.00	0.255
H	50	1.00	4.85	242.50	0.243

2. VIGAS SECUNDARIAS

2.1. CARGA MUERTA

2.1.1. Cobertura de teja andina

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	350	1.00	350.00	0.350
2	350	1.00	350.00	0.350
3	350	1.00	350.00	0.350

2.2. CARGA VIVA DE TECHO

EJE	W (Kg/m ²)	Ancho de Influencia (m)	Carga (Kg/m)	Carga (Tn/m)
1	50	1.00	50.00	0.050
2	50	1.00	50.00	0.050
3	50	1.00	50.00	0.050

ANEXO N° 03

PLANOS

- U-01** : UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN
- A-01** : DISTRIBUCIÓN PRIMERA Y SEGUNDA PLANTA
- A-02** : DISTRIBUCIÓN TERCERA PLANTA Y COBERTURAS
- E-01** : CIMENTACIONES Y DETALLES
- E-02** : ARMADURA DE VIGAS PRINCIPALES
- E-03** : ARMADURA DE VIGAS SECUNDARIAS
- E-04** : ALIGERADO Y ENTRAMADO DE TECHO
- E-05** : DETALLES DE CERCHAS Y TIJERALES